

Ein Beitrag zur Entwicklung standardisierter Schnittstellen für den modularen Betonfertigteilbau

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTORS DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN (Dr.-Ing.)

von der KIT-Fakultät für
Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT)

genehmigte

DISSERTATION

von

Agemar Nikolaus Béla Manny, M.Sc.

Tag der mündlichen Prüfung: 06.05.2024

Referent:	Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
Korreferenten:	Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. Albert Albers
	Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn

Karlsruhe (2024)



Dieses Werk ist lizenziert unter einer Creative Commons Namensnennung -
Weitergabe unter gleichen Bedingungen 4.0 International Lizenz (CC BY-SA 4.0):
<https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/deed.de>

Kurzfassung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, einen Beitrag zur Entwicklung standardisierter Schnittstellen zur Ausbildung tragender Verbindungen zwischen stabförmigen Betontragelementen modularer Konstruktionen zu leisten. Modulare Systeme bieten die Möglichkeit der Errichtung, der Rekonfiguration, der beschädigungsfreien Demontage von Tragwerken sowie der Wiederverwendung von Bauteilen. Die Standardisierung von Betonfertigteilen und Schnittstellen ist eine Möglichkeit, den aktuellen Herausforderungen der Bauwirtschaft zu begegnen, zu denen u. a. ein Fachkräftemangel, eine zunehmende Bedeutung nachhaltiger Bauweisen sowie eine Knappheit und eine Verteuerung von Baustoffen zählen. Jedoch sind die Vorteile der Standardisierung von Bauteilen und Schnittstellen gegen die vom Markt geforderte Individualität im Tragwerksentwurf abzuwägen. In dieser Arbeit wird die Baukastenentwicklung als Standardisierungsmethode angewendet, die sich besonders für Skelettbauten des Hochbaus eignet. Schnittstellen und Verbindungen zwischen Modulen und segmentären Bauteilen, die aus einzelnen Tragelementen zusammengesetzt sein können, kommt hierbei eine wesentliche Bedeutung zu. In der vorliegenden Arbeit wird ein Konzept für die Entwicklung einer einheitlichen Schnittstelle zwischen stabförmigen Tragelementen vorgespannter Betonbauteile vorgestellt. Die aus den konzeptionellen Überlegungen resultierende Gestalt zweier ausgewählter Schnittstellen ermöglicht die Entwicklung spezifischer Verbindungen. Die Verbindung zur ersten Schnittstelle dieser Arbeit betrachtet die Kombination der Funktionen der Kraftübertragung und der Ausrichtung der gestoßenen Tragelemente unter Verwendung eines doppelkonischen Zusatzelementes aus Stahl. Die Verbindung zur zweiten entwickelten Schnittstelle dieser Arbeit, die aus vier Zusatzelementen aus Stahl mit Hohlquerschnitt besteht und die Führung von Spannlitzen durch die Zusatzelemente hindurch ermöglicht, birgt ein hohes Potenzial für die baupraktische Anwendung. In einer experimentellen und numerischen Studie wird das Tragverhalten dieser Verbindung unter Biege- und Schubbeanspruchung ausführlich erforscht. Die Zusammenführung und Bewertung der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen dieser Arbeit ermöglicht die Bildung einer Gesamtlösung für eine einheitliche Schnittstelle. Anschließend wird für die praktische Anwendung der Verbindung zur Gesamtlösung der vorgestellten Schnittstelle die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erläutert, wobei der Fokus auf der Schubkraftübertragung zwischen den gefügten Tragelementen liegt. Neben der Erarbeitung von Folgerungen für die rechnerische Nachweisführung wird abschließend ein Toleranzkonzept für die an der Verbindung beteiligten Elemente vorgestellt.

Abstract

The aim of this thesis is the development of standardised interfaces for the formation of load-bearing connections between linear concrete elements of modular constructions. Modular systems offer the possibility of erecting, reconfiguring and dismantling load-bearing structures without damaging the construction elements, as well as the reuse of standardised components. The standardisation of precast concrete elements and interfaces provides an opportunity to meet the current challenges of the construction industry, such as the shortage of skilled workers, the increasing importance of sustainable construction methods and the scarcity and rising cost of resources. The advantages of component and interface standardisation must be weighed against the high degree of particularity required in building design. In this work, the development of modular construction kits is used as a standardisation method that is particularly suitable for skeletal structures in building construction. Interfaces and connections between modules and components, which can consist of individual load-bearing elements, play a key role in this context. In this thesis, a basic concept for the development of a standardised interface between linear load-bearing elements of prestressed concrete components is developed. The design of two interfaces stemming from the conceptual considerations allows for the development of specific connections. The connection to the first interface outlined in this thesis considers the combination of the functions of force transmission and alignment of the jointed structural elements by utilising a double-conical element made of steel. The connection to the second specified interface of this thesis, which consists of four additional steel elements with a hollow cross section allowing the installation of prestressing strands through the additional elements, has a high potential for practical application in construction. In an experimental and numerical study, the load-bearing behaviour of this joint under bending and shear forces is comprehensively investigated. The combination and evaluation of the results of all experimental and numerical investigations undertaken in this thesis allow the formulation of an overall solution for a standardised interface and corresponding connection. Finally, considering the practical application of the connection, the design requirements for the ultimate limit state are explained, focusing on the shear force transfer between the connected load-bearing concrete elements. In addition to providing conclusions relevant to the design, a tolerance concept for the elements forming the connection is presented.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie am Karlsruher Institut für Technologie. Die Grundlage für die Erarbeitung der Thematik ergab sich aus dem von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Teilprojekt „Intelligente Modularisierung für den skalierbaren Betonbau durch Adaption der Methoden zur Baukastenentwicklung“ (Fördernummer: 423942547) unter der Leitung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. Albert Albers und Herrn Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski in der ersten Förderperiode des Schwerpunktprogramms 2187 mit dem Titel „Adaptive Modulbauweisen mit Fließfertigungsverfahren – Präzisionsschnellbau der Zukunft“.

Zahlreiche Personen haben auf unterschiedliche Weise zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen, und es obliegt mir die angenehme Pflicht, ihnen hierfür zu danken.

Mein besonderer Dank gilt meinem Hauptreferenten, Herrn Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski, für das mir entgegengebrachte Vertrauen und die Möglichkeit, das vorgenannte Projekt bearbeiten zu dürfen. Durch den großen Freiraum in der Bearbeitung des Projektes konnten eigene Ideen entwickelt und persönliche Ziele abgesteckt werden. Zudem danke ich ihm für die Gespräche, die Ratschläge und die Anmerkungen während meiner Zeit am Institut und der Ausarbeitung dieser Arbeit.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. Albert Albers danke ich besonders für das begeisterte Interesse an der Thematik und die Übernahme eines Korreferats. Durch die interdisziplinäre Zusammenarbeit von Maschinenbau und Bauingenieurwesen konnten im vorgenannten, gemeinsamen Projekt grundlegende Impulse für diese Arbeit geliefert werden.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn für die stets sehr gute Zusammenarbeit sowie die zusätzliche Begutachtung dieser Arbeit mit der Übernahme eines Korreferates. Der fachliche Austausch und die konstruktive Arbeitsatmosphäre am Institut waren und sind für mein wissenschaftliches Arbeiten sehr förderlich.

Außerdem danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummenhofer für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission.

Weiterhin gilt mein Dank meinen Kolleginnen und Kollegen am Institut. Namentlich danken möchte ich Herrn Dr.-Ing. Roman Sedlmair, Frau Dr.-Ing. Mareike Kohm, Herrn Dr.-Ing. Engin Kotan, Frau Annika Schultheiß, M.Sc., Frau Laura Rossi, M.Sc., Frau Julia Sonntag, M.Sc., Herrn Dipl.-Ing. Georg Merkel, Herrn Dipl.-Ing. Oliver Rösch, Herrn Dr. Ravi A. Patel, Frau Dr. Min.-Geol. Ruth Haas Nüesch, Herrn Marc Steigleder, Herrn Jens Vollmer, Herrn Helmut Schlager, Herrn Patrick Wehres, Herrn Klaus-Peter Knöthig, Herrn Dieter Veith, Herrn Martin Seifert und meiner wissenschaftlichen Hilfskraft Frau Katrin Simons, M.Sc.

Die im Projekt durchgeführten experimentellen Untersuchungen waren zur Erforschung der noch nicht erschlossenen Sachverhalte unabdingbar. Sämtlichen Mitarbeitenden der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe möchte ich für ihre Arbeit und die konstruktiven Gespräche danken. Insbesondere Herrn Dipl.-Ing. Lutz Gerlach, Frau Dipl.-Ing. Kerstin Willers, Herrn Dr.-Ing. Vladislav Kvitsel und Herrn Stefan Killinger bin ich zu besonderem Dank verpflichtet. Sie haben durch ihre Erfahrung, ihre Ratschläge und insbesondere auch ihre kritischen Fragen und Anmerkungen meine Forschung vorangebracht.

Darüber hinaus bedanke ich mich bei denjenigen Menschen, die im Wesentlichen durch die Zusammenarbeit in unterschiedlichen Gemeinschaften einen Anteil zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Herrn Robert Renz, M.Sc., Herrn Lothar Kolbeck, M.Sc., Herrn Martin Rettinger, M.Sc. und Frau Dipl.-Arch. Daria Kovaleva möchte ich hierfür namentlich danken.

Größter Dank gilt meinen Freunden und meiner Familie.

Karlsruhe, im Januar 2024

Agemar Manny

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Fokus der Arbeit	3
1.3	Zielsetzung der Arbeit.....	5
1.4	Vorgehensweise	7
1.5	Aufbau der Arbeit	8
2	Stand der Forschung und der Technik	11
2.1	Theoretische, experimentelle und numerische Grundlagen zu Betonbauteilen	11
2.2	Grundlagen der Entwicklung modularer Tragwerke	54
3	Konzept der Schnittstelle zwischen stabförmigen Betonfertigteilen	67
3.1	Baukastenentwicklung als Standardisierungsmethode	67
3.2	Konzept der Schnittstelle.....	74
4	Experimentelle Untersuchungen	91
4.1	Reibungsverhalten von Betonoberflächen	91
4.2	Kontaktverhalten der Verbindung zur ersten Schnittstelle unter Schubbeanspruchung	117
4.3	Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung zur ersten Schnittstelle unter Schubbeanspruchung	135
4.4	Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung zur zweiten Schnittstelle unter Biegebeanspruchung.....	160
5	Numerische Untersuchungen	183
5.1	Simulation der Bauteilversuche und weiterführende Parameterstudien	183
5.2	Weiterentwicklung der Verbindung zur zweiten Schnittstelle	220
5.3	Schlussfolgerungen	237

6	Beitrag zur Standardisierung und Folgerungen für den Nachweis	239
6.1	Evaluierung und Beitrag zur Standardisierung	239
6.2	Folgerungen für den Nachweis	247
7	Zusammenfassung und Ausblick	253
7.1	Zusammenfassung	253
7.2	Ausblick	257
	Literaturverzeichnis	261
	Abbildungsverzeichnis	273
	Tabellenverzeichnis	287
	Anhang A	I
	Anhang B	III
	Anhang C	IX

1 Einleitung

Ziel dieser Arbeit ist es, eine Grundlage für die Entwicklung standardisierter, kraftübertragender Schnittstellen zwischen stabförmigen Betontragelementen modularer Konstruktionen zu schaffen. Die Motivation für die Thematik sowie der Fokus und die detaillierte Zielsetzung der Arbeit werden nachfolgend erläutert und durch einen Überblick über den Aufbau der vorliegenden Arbeit ergänzt.

1.1 Motivation

Die derzeitigen Herausforderungen für die Bauwirtschaft mit einem Mangel an Fachkräften, einer steigenden Bedeutung der Nachhaltigkeit, u. a. bei der Herstellung von Bauteilen und während der gesamten Lebensdauer von Tragwerken, eine bisher geringe Nutzung digitaler Möglichkeiten sowie eine Knappheit und eine Verteuerung von Rohstoffen und Baumaterialien erhöhen den Wettbewerbsdruck in der Baubranche. Darüber hinaus führt eine steigende Weltbevölkerung zu einem zusätzlichen Bedarf an Wohnraum und Infrastruktur [79]. Die Entwicklung von Hochleistungswerkstoffen, die Optimierung von Produktionsprozessen und Bauabläufen sowie die Einführung digitaler Modelle zur ganzheitlichen Erfassung von Prozessen und Interaktionen bilden eine neue Ausgangslage in der Forschung und fördern die Entwicklung innovativer Konzepte zur Errichtung von Tragwerken [94].

Betontragwerke werden aufgrund der nahezu freien Formbarkeit des Konstruktionswerkstoffs Beton sowie der Möglichkeit zur Errichtung statisch überbestimmter Tragwerke, die Systemtragreserven aufweisen, derzeit überwiegend in Ortbetonbauweise hergestellt. Die Zerlegung monolithischer Betontragwerke in Strukturen bestehend aus tragenden Einzelbauteilen (nachfolgend Tragelemente) birgt viele Vorteile, die derzeit jedoch nicht voll ausgeschöpft werden. Dies ist maßgeblich auf unerforschte Zusammenhänge des Trag- und Verformungsverhaltens segmentärer Hochbauten sowie Hindernisse bei der wirtschaftlichen Bemessung segmentärer Strukturen zurückzuführen. Die Vorteile zusammengesetzter Tragwerke bestehend aus Tragelementen sind nach [16, 48, 64, 94, 140]:

- Bei der Planung segmentärer Gebäude können Zerlegungsstrategien entwickelt werden, die neben dem zusammengesetzten Tragwerk auch Bauzustände, den

Um- und Rückbau von Tragwerken sowie die gesamte Lebensdauer einzelner Tragelemente berücksichtigen. Bei der Erarbeitung von Zerlegungsstrategien für Tragwerke kann eine Vielzahl an Parametern erfasst werden, die folglich einen Einfluss auf die Ausprägung der Eigenschaften der Einzelbauteile aufweisen. Dadurch gewinnen die einzelnen Tragelemente eines unterteilten Tragwerks an Bedeutung.

- Bei der Herstellung von Tragelementen im Betonfertigteilwerk ist der Einsatz von Hochleistungswerkstoffen unter kontrollierten Herstellbedingungen möglich. Die Herstellung gleicher oder ähnlicher Tragelemente mit hohen Wiederholungsraten ermöglicht eine qualitätsgesicherte Serienfertigung von Bauteilen mit neuartigen Produktionskonzepten und ressourcenschonenden Schalungssystemen.
- Die Zerlegung von Tragwerken in Einzelbauteile mit ähnlicher Geometrie ermöglicht einen planbaren Transport sowie verbesserte Logistikkonzepte und führt aufgrund verkürzter Bauzeiten mit einer nahezu witterungsunabhängigen Montage zu einer Reduktion der Baustellengemeinkosten.
- Die Bemessung segmentärer Tragwerke kann durch die Einführung von Standards und Normen sowie die Entwicklung von Regeln und Konzepten für die Nachweise in den bemessungsrelevanten Grenzzuständen bei neuartigen Bauweisen vereinfacht werden.
- Ein digitaler Prozess bei der Planung von Tragwerken bestehend aus einzelnen Elementen und die Zusammenführung sämtlicher Daten von der Herstellung bis zum Ende der Nutzungsdauer der Bauteile in digitalen Modellen eröffnet die Möglichkeiten der optimierten Planung und Ausführung sowie der Instandhaltung der Bauteile und Tragwerke.

Die Vereinheitlichung von Abläufen und Schnittstellen von der Produktion über die Nutzung und Wiederverwendung bis hin zum Recycling von Komponenten ermöglicht die Festlegung von Parameterwerten in unterschiedlichen Prozessen für einen begrenzten oder unbegrenzten Zeitraum und damit die Entwicklung verschwendungsarmer, ressourceneffizienter Produkte [72]. Eine solche Vereinheitlichung wird im Allgemeinen als Standardisierung bezeichnet. Gleichzeitig fordert der Markt ein hohes Maß an Individualität bei der Errichtung von Gebäuden. Diese Individualität wird nicht nur durch die Umgebungsbedingungen, d. h. äußere Einwirkungen, die Baugrundbeschaffenheit, die Expositionen etc., sondern maßgeblich durch den Entwurf eines Tragwerkes bestimmt. Das Aufeinandertreffen von Standardisierung und Individualität und die sich daraus ergebenden Problemstellungen sind durch geeignete Methoden zu lösen.

Die Zerlegung von Tragwerken und die Gruppierung von Bauteilen mit ähnlicher Funktion oder Eigenschaften in sogenannte Module wird als Modularisierung bezeichnet [10]. Das Ziel einer Modularisierung ist im Wesentlichen die Reduktion der Komplexität eines Systems durch die Nutzung von Ähnlichkeiten, wobei eine Anpassung oder Änderung von Modulen zur bestmöglichen Wahrung der Individualität berücksichtigt werden sollte [12, 70]. Die Charakteristika von Modulen, die Ergebnis eines Modularisierungsprozesses sind, hängen stark von den Zielen ab, die mit der Modularisierung erreicht werden sollen [70]. Allgemeingültiges Ziel des modularen Bauens ist die Entwicklung wirtschaftlicherer und ökologisch nachhaltigerer Systeme im Vergleich zu heutigen Bauweisen [143].

Die Modularisierung eines Tragwerkes bringt jedoch Diskontinuitäten (z. B. Fugen) in Bauteilen sowie im Gesamttragwerk hervor. An diese Diskontinuitäten bestehen unterschiedliche Anforderungen, aus denen eine Grundlage für die Erforschung sogenannter Schnittstellen zwischen Tragelementen und Modulen hervorgeht. Die Forschung in diesem Bereich ist für die Errichtung standsicherer und gebrauchstauglicher modularer Tragwerke erforderlich und fördert abhängig von der Modularisierungsstrategie weitere Ziele des modularen Bauens. Die Ergebnisse aus der Forschung und Entwicklung zu Schnittstellen zwischen Tragelementen aus Beton bilden einen Wissenszuwachs, der für die Entwicklung modularer Tragsysteme förderlich ist.

1.2 Fokus der Arbeit

In dieser Arbeit werden Anforderungen und Ausführungsmöglichkeiten für Schnittstellen zwischen tragenden Betonelementen erforscht, denen eine wesentliche Bedeutung bei der Ausbildung modularer Tragwerke zukommt. Hierzu werden basierend auf konzeptionellen Überlegungen sowie dem Stand der Technik und der Forschung zwei Schnittstellen sowie dazugehörige Verbindungen entwickelt, die abschließend zu einer Gesamtlösung zusammengeführt werden. Die Entwicklung neuer Produkte ist zu Beginn meist durch eine zu geringe Menge an Informationen geprägt, die für die Lösung eines Problems benötigt werden [20]. Damit besteht eine Unsicherheit in der sogenannten „frühen Phase“ der Entwicklung von Produkten, die durch iteratives Vorgehen und die Generierung von neuem Wissen kontinuierlich reduziert werden kann [20].

Im Laufe des Produktentwicklungsprozesses werden unzählige Parameterwerte eines Produktes festgelegt. Um eine Kompatibilität zwischen Elementen oder Modulen eines Systems gewährleisten zu können, ist in einem weiteren Entwicklungsprozess die Festlegung relevanter Parameter erforderlich. Dieser Entwicklungsprozess wird i. d. R. durch verschiedenartige Vorgaben oder Standards geleitet oder unterstützt. Die

Entwicklung eines Produktes ist folglich durch bestehende Standards geprägt, bietet jedoch auch die Möglichkeit zur Innovation und Festschreibung neuer Standards. Der Grundsatz, „Wer den Standard setzt, hat den Markt.“ [S. 3, 52], begleitet den gesamten Produktentstehungs- sowie Entwicklungsprozess. Die Standardisierung im Bauwesen zur Sicherstellung der Wettbewerbsfähigkeit ist somit ein wichtiger Forschungsbereich, für den ein Beitrag in dieser Arbeit geleistet werden soll. Abbildung 1.1 gibt einen Überblick über die Forschungsbereiche der vorliegenden Arbeit.

Das Ziel einer Standardisierung in der Produktentwicklung ist im Allgemeinen die Erhöhung des sogenannten Übernahmevariationsanteils nachfolgender Produktgenerationen [20]. Hierzu können unterschiedliche Standardisierungsmethoden in Betracht gezogen werden. Im Rahmen dieser Arbeit werden die modulare Produktentwicklung sowie die Entwicklung von Baukastensystemen zur Konfiguration standardisierter Tragwerke fokussiert betrachtet. Diese beiden relevanten Forschungsbereiche bilden eine Schnittmenge, aus der ein weiterer hilfreicher Bereich, das sogenannte modulare Bauen, hervorgeht. Das modulare Bauen ist stark durch die Ziele der Kreislaufwirtschaft geprägt, im Wesentlichen durch die möglichst lange Nutzung von Bauprodukten, Bauteilen und Bauwerken. Dieser hilfreiche Forschungsbereich ist mit den weiteren genannten Bereichen zu verknüpfen und führt zu kreislaugerechten Baukastensystemen und der Errichtung nachhaltiger, modularer Tragwerke.

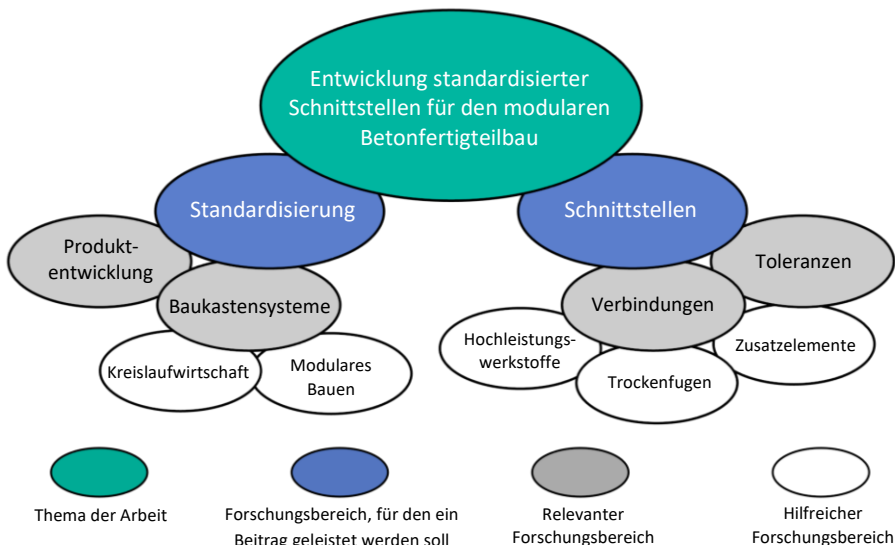


Abbildung 1.1: Fokus der Arbeit und beteiligte Forschungsbereiche in Anlehnung an [20]

Modularisierung führt zur erläuterten Unterteilung und Zerlegung von Tragwerken. Module und Tragelemente können Interaktionen untereinander eingehen und müssen hierzu Schnittstellen an ihren Grenzen aufweisen. Gleichzeitig findet bei der Entwicklung von Produkten bestehend aus standardisierten Bauteilen eine Steigerung der Komplexität im Produktentwicklungsprozess statt, da die vorgenannten Interaktionen zu berücksichtigen sind. Schnittstellen zwischen tragenden Betonelementen und Modulen bilden damit den zweiten und zentralen Forschungsbereich dieser Arbeit.

Unter Schnittstellen werden im Ingenieurbau überwiegend Verbindungen zur Übertragung von Kräften verstanden. Schnittstellen kommen jedoch weitere Aufgaben zu und müssen gleichzeitig neben den Anforderungen zur Sicherstellung der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks weitere Bedingungen erfüllen. Durch die Verkettung von Abweichungen beim Zusammenbau eines Tragwerks gewinnen Toleranzen bei der Verwendung kleiner Tragelemente zunehmend an Bedeutung. Toleranzen bilden damit einen relevanten Forschungsbereich, der bei der Erforschung standardisierter Schnittstellen und Verbindungen zu berücksichtigen ist. Weitere hilfreiche Forschungsbereiche zur Entwicklung von kraftübertragenden Verbindungen zwischen schlanken Bauteilen sind Zusatzelemente zur Bildung einer Verbindung und Trockenfugen sowie der Einsatz von Hochleistungswerkstoffen.

1.3 Zielsetzung der Arbeit

Modulare und segmentäre Konzepte in Kombination mit Trockenfugen oder lösbaren Verbindungen ermöglichen die schnelle Errichtung sowie den schadensfreien Rückbau von Tragwerken. In verschiedenen Studien wurde das Trag- und Verformungsverhalten segmentärer Tragwerke unter statischen Einwirkungen bereits ausführlich erforscht. In großmaßstäblichen Bauteilversuchen lag der Fokus dabei auf dem Verhalten segmentärer Tragwerke unter verschiedenartigen Lasten, dem Einfluss der Fugen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen sowie der Kraftübertragung zwischen einzelnen Tragelementen. Insbesondere das Interesse an der Erforschung des Verhaltens von Segmentbrückenbauten, die aufgrund ihrer Bauweise unzählige Vorteile aufweisen, brachte viele Erkenntnisse über vorgespannte segmentäre Tragwerke. Vorherige Arbeiten am Institut umfassen das Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund von KASIC [65] sowie das Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken von MÖLLER [98]. Die in diesen Arbeiten durchgeführten Untersuchungen an Bauteilen mit Trockenfugen verfolgten das Ziel, maßgebende Größen des Verhaltens segmentärer Bauteile zu erforschen. In

experimentellen Reihen wurde das Verhalten von segmentären Stützen und Balken ausführlich untersucht und in zweidimensionalen numerischen Simulationen verifiziert. Die eigenen Untersuchungen in der vorliegenden Arbeit knüpfen an diese nun teilweise zwei Jahrzehnte zurückliegenden Untersuchungen an.

Die Herausforderungen und Hindernisse für die Errichtung segmentärer Tragwerke, insbesondere Segmentbrückenbauten, haben zu einem Rückgang der Forschungsintensität in diesem Bereich geführt. Die kontinuierliche Weiterentwicklung von Werkstoffen hin zu Hochleistungswerkstoffen ermöglicht nun, bedingt durch erhöhte mechanische Kennwerte, eine Reduktion der Querschnittsabmessungen tragender Bauteile und folglich eine ressourceneinsparende Bauweise. Grundsätzlich hat die Nachfrage nachhaltiger Bauweisen mit modularen Konzepten zugenommen. Eine gesteigerte Rechenleistung durch die technische Weiterentwicklung ermöglicht zudem die intensive numerische Berechnung von Problemstellungen unter Berücksichtigung realitätsnaher Materialmodelle. Diese Ausgangslage verdeutlicht den Forschungsbedarf in den vorgenannten Forschungsbereichen.

Das Ziel dieser Arbeit ist die Grundsteinlegung für die Entwicklung standardisierter Schnittstellen zwischen stabförmigen Tragelementen verbundlos vorgespannter Betonbauteile. Dazu soll in experimentellen und numerischen Studien das Verhalten der entwickelten Verbindungen untersucht und eine Gesamtlösung für eine Schnittstelle zwischen stabförmigen Tragelementen erarbeitet werden. Aus dem erläuterten Forschungsbedarf lassen sich mit dem beschriebenen Ziel dieser Arbeit folgende Forschungsfragen formulieren:

- F.1** Wie können Schnittstellen und Verbindungen zwischen Tragelementen zur Errichtung von Fertigteilhochbauten bestehend aus stabförmigen Betonbauteilen gestaltet sein, damit sie zur Erreichung der Ziele des modularen Bauens beitragen?
- F.2** Wie erfolgt die Kraftübertragung zwischen gefügten Bauteilen, welches Trag- und Verformungsverhalten lässt sich für die entwickelten Verbindungen feststellen und welchen Einfluss haben ausgewählte Parameter auf das Verhalten?
- F.3** Wie kann ein Toleranzkonzept für die erarbeitete Gesamtlösung der Schnittstelle aussehen und wie kann der Nachweis der Verbindung zwischen stabförmigen Betonbauteilen unter Schubbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgen?

1.4 Vorgehensweise

Die Vorgehensweise zur Beantwortung der formulierten Forschungsfragen sowie der Entwicklung neuartiger Verbindungen zur Kraftübertragung zwischen stabförmigen Tragelementen wird nachfolgend vorgestellt. Der Entwicklungsprozess von Produkten kann durch verschiedenartige Modelle oder Ansätze beschrieben werden. Abbildung 1.2 zeigt die grundlegende Prozesskette der Produktentwicklung, der eine wesentliche Bedeutung im Entstehungsprozess eines Produktes zukommt, mit den Schritten von der Idee bzw. Produktkonzipierung bis zur Gesamtlösung eines Produktes [2].



Abbildung 1.2: Schritte des Produktentwicklungsprozesses nach ALBERS und GAUSEMEIER [2]

Der dargestellte Prozess wird für die Entwicklung der kraftübertragenden Schnittstellen in der vorliegenden Arbeit adaptiert. Das Vorgehen innerhalb dieser vier Schritte wird nachfolgend erläutert. Entsprechend Abbildung 1.2 nimmt die Konzipierung als initiale und strategisch wichtige Phase in der Produktentwicklung eine wesentliche Rolle ein, da Festlegungen und Entscheidungen neben dem wirtschaftlichen Erfolg eines Produktes auch den Aufwand in den nachfolgenden Prozessschritten mitbestimmen [147]. Die Idee der Schnittstelle wird initial in Kapitel 3 dieser Arbeit vorgestellt und durch einen konzeptionellen Entwurf erläutert. Die Ausarbeitung der kraftübertragenden Verbindungen für zwei ausgewählte Schnittstellen mittels experimenteller und numerischer Untersuchungen ist mehrstufig gestaltet. In der ersten experimentellen Versuchsreihe wird zunächst über eine empirische Studie das trockene Reibungsverhalten von glatten Betonoberflächen aus ultra-hochfestem Beton (engl. *ultra high performance concrete*; UHPC) untersucht. Diese Studie bildet aufgrund bisher weniger bestehender Erkenntnisse zum Reibungsverhalten von Körpern aus UHPC unter verschiedenen Normalspannungen eine eigene Grundlage für die weiteren Untersuchungen. An diese Versuchsreihe schließen experimentelle Untersuchungen zum Kontaktverhalten zwischen unbewehrten UHPC-Bauteilen und einem Zusatzelement aus Stahl an. Diese Studie zur Verbindung der ersten Schnittstelle dieser Arbeit wird nach der Bewertung der Ergebnisse und weiterführenden numerischen Studien durch eine experimentelle Reihe an bewehrten Betonbauteilen ergänzt. In einer anschließenden Versuchsreihe wird das Trag- und Verformungsverhalten einer zweiten entwickelten Verbindung unter

Biegebeanspruchung erforscht. Mittels einer numerischen Parameterstudie wird das Verhalten dieser Verbindung unter Schubbeanspruchung ausführlich erforscht. Aus den Ergebnissen der insgesamt vier experimentellen Versuchsreihen und den ergänzenden Untersuchungen sowie den durchgeführten numerischen Simulationen geht durch den Zugewinn an Wissen die Gesamtlösung für eine einheitliche Schnittstelle und Verbindung hervor.

1.5 Aufbau der Arbeit

Abbildung 1.3 zeigt den Aufbau der Arbeit mit der Gliederung in sieben Kapitel. Der Inhalt der Arbeit wird nachfolgend vorgestellt.



Abbildung 1.3: Aufbau der Arbeit mit der Unterteilung in sieben Kapitel

In **Kapitel 2** wird zunächst eine Einführung in die Thematik mit einem Überblick über den Stand der Forschung und der Technik gegeben. Das Kapitel ist in theoretische, experimentelle und numerische Grundlagen zu Betonbauteilen und Grundlagen zur Entwicklung modularer Produkte gegliedert. Im ersten Teil des Kapitels wird das Verhalten von unbewehrtem Beton, Bewehrung sowie das Tragverhalten von Stahl- und Spannbeton erläutert. Anschließend folgen grundlegende Kenntnisse zum Kontakt- und Reibungsverhalten von Betonoberflächen, zur Rauheit von Oberflächen sowie zum Trag- und Verformungsverhalten von Trockenfugen und Verbindungen segmentärer Strukturen. Das zweite Unterkapitel beinhaltet einen Überblick über die Grundlagen zur Entwicklung modularer Produkte, wobei wichtige Begrifflichkeiten sowie Definitionen zu modularen Produkten und Tragwerken aufgeführt werden. Das Unterkapitel beinhaltet zudem einen Überblick über die Entwicklung von Baukastensystemen und schließt mit einer kurzen Erläuterung der Notwendigkeit von Normung und Standardisierung im Zusammenhang mit Systemen, die aus standardisierten Tragelementen bestehen.

In **Kapitel 3** wird das Konzept der Schnittstelle zwischen stabförmigen Betontragelementen vorgestellt. Aus dem Stand der Forschung und der Technik geht hervor, dass neben statischen Anforderungen im Wesentlichen auch Toleranzkriterien bei der Entwicklung von Schnittstellen zu beachten sind. In einem konzeptionellen Entwurf wird die geometrische Gestalt zweier ausgewählter Schnittstellen initial festgelegt. Die Festlegung der Parameter, die wesentlich für die weitere Ausarbeitung der Schnittstelle und damit auch des Verbindungsdetails sind, wird ausführlich erläutert und diskutiert.

Aufbauend auf die Konzipierung und den Entwurf der Schnittstellen werden in **Kapitel 4** vier experimentellen Versuchsreihen durchgeführt. Jede Versuchsreihe wird in einem separaten Unterkapitel thematisiert und beinhaltet die Zielsetzung der jeweiligen Versuchsreihe, die detaillierte Beschreibung der Versuche inklusive der eingesetzten Messtechnik sowie die Zusammenstellung der relevanten Versuchsergebnisse mit einer Auswertung der Versuche. Die Unterkapitel schließen je mit einem Zwischenfazit. Darüber hinaus beinhalten die Unterkapitel die experimentellen Ergebnisse sowie Erkenntnisse anderer Detailuntersuchungen, die im Rahmen der jeweiligen Versuchsreihe durchgeführt wurden.

In **Kapitel 5** werden im ersten Unterkapitel zunächst numerische Simulationen zur Verifikation der experimentellen Untersuchungen durchgeführt. Zudem erfolgt eine detaillierte Betrachtung ausgewählter Parameter, um die Ergebnisse der Studien für die Weiterentwicklung der konzipierten Schnittstelle einordnen und bewerten zu können. In einer ausführlichen Parameterstudie werden im zweiten Unterkapitel maßgebliche Charakteristika der entwickelten Schnittstelle variiert. Die Analyse und kritische

Diskussion der Ergebnisse führen zur Gesamtlösung der Schnittstelle, die in **Kapitel 6** vorgestellt wird. Zudem werden im vorgenannten Kapitel erste Folgerungen für den rechnerischen Nachweis für die Bemessung der Verbindung sowie ein Toleranzkonzept der Verbindung zur erarbeiteten Gesamtlösung der Schnittstelle vorgestellt.

Die Arbeit schließt inhaltlich in **Kapitel 7** mit einer Zusammenfassung der wichtigsten Erkenntnisse der vorliegenden Arbeit. Darüber hinaus wird in einem Ausblick ein möglicher Weg zur Einführung standardisierter Schnittstellen in der Praxis aufgezeigt

.

2 Stand der Forschung und der Technik

In diesem Kapitel werden zunächst Grundlagen zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen sowie dem Verhalten der beteiligten Komponenten beschrieben. Da für die Entwicklung kraftübertragender Schnittstellen zwischen stabförmigen Betonbauteilen das Kontaktverhalten von Betonoberflächen, das Reibungsverhalten zwischen Betonkörpern sowie das Tragverhalten von Trockenfugen wesentlich sind, erfolgt eine fokussierte Betrachtung dieser Forschungsbereiche. Darüber hinaus werden bestehende Kenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbindungen zwischen Betonsegmenten erläutert. Anschließend erfolgt ein Überblick über die Grundlagen der Entwicklung modularer Produkte, zu denen grundsätzlich auch Tragwerke gehören. Die wichtigsten Begrifflichkeiten und Definitionen des modularen Bauens werden dargestellt und die Entwicklung von Baukastensystemen als Standardisierungsmethode erläutert, wobei die Sicherstellung der Kompatibilität zwischen Komponenten und Modulen hierbei von zentraler Bedeutung ist.

2.1 Theoretische, experimentelle und numerische Grundlagen zu Betonbauteilen

2.1.1 Verhalten von Beton, Bewehrung und bewehrtem Beton

Beton ist ein mineralischer Baustoff, der sich aufgrund seiner Eigenschaften und Aspekte für die Verwendung als Konstruktionswerkstoff eignet [23]. Durch die Kombination des Werkstoffs Beton mit einer Bewehrung aus Stahl entsteht der Verbundwerkstoff Stahlbeton. Die nahezu freie Formbarkeit monolithischer Strukturen, die insbesondere die Errichtung statisch unbestimmter Tragwerke ermöglicht, hat zu einer Popularität des vorgenannten Verbundwerkstoffs geführt. Stahlbeton besitzt jedoch ein hohes Eigengewicht, welches den Um- und Rückbau von Tragwerken und damit auch eine Wiederverwendung von Bauteilen monolithischer Strukturen erschwert. Durch die zusätzliche Anordnung von Spanngliedern, die mit einer definierten Kraft vorgespannt werden und eine Druckspannung im Betonquerschnitt hervorrufen, entsteht sogenannter Spannbeton. Unter Einwirkungen weisen Bauteile aus Stahl- und Spannbeton ein

nichtlineares Verhalten auf, wobei diese Nichtlinearität im Verhalten maßgeblich auf die Kombination des Verhaltens der Komponenten Beton und Bewehrung sowie den Verbund zwischen den genannten Komponenten zurückzuführen ist. Um das Verhalten des Verbundwerkstoffs Stahlbeton zu verstehen, wird zunächst das Verhalten von Beton sowie Beton- und Spannstahl erläutert.

Beton

Beton ist ein inhomogener Werkstoff, der sich im Allgemeinen aus Bindemittel, Wasser, Gesteinskörnung sowie optionalen Zusatzstoffen und -mitteln zusammensetzt. Beton kann auf der Mesoebene als Phasen-System bestehend aus Zementstein (Matrix), Gesteinskörnung (Füller), Luftporen sowie einer Kontaktzone zwischen Matrix und Füller, die im Englischen als *Interfacial Transition Zone* bezeichnet wird, beschrieben werden [129]. Abhängig von den Ausgangsstoffen, der Zusammensetzung und einer optionalen Nachbehandlung lassen sich die Festbetoneigenschaften des Gemischs variieren. Die mechanischen Eigenschaften von Beton sind im konstruktiven Ingenieurbau von überwiegendem Interesse und werden im Wesentlichen bei der Tragwerksplanung für die Bemessung und die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit benötigt. Die Betondruckfestigkeit nimmt bei der Bemessung von Bauteilen und Querschnitten nach Normen oder anderen technischen Regelwerken eine zentrale Rolle ein. Maßgeblicher Faktor für die Festigkeit von Beton ist das Masseverhältnis von Wasser zu Zement, das auch als Wasserzementwert bezeichnet wird. Der Mischungsentwurf für einen Beton mit festgelegter Güte, d. h. einer Betonfestigkeitsklasse, setzt folglich u. a. einen definierten Wasserzementwert voraus. Zur Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit und der Einordnung in eine Festigkeitsklasse kann nach 28 Tagen eine Prüfung entsprechend der DIN EN 206-1 an Prüfkörpern durchgeführt werden. Für Normal- und Schwerbetone, die in Bezug auf ihre Rohdichte differenziert werden, findet eine Unterteilung der Betonfestigkeit in die Klassen C8/10 bis C100/115 statt [30]. Die Werte der Bezeichnung geben die Druckfestigkeit von zylindrischen bzw. kubischen Prüfkörpern mit der Einheit Megapascal an. Die Herstellung von Betonen mit einer Zylinderdruckfestigkeit größer als 100 MPa ist derzeit in Deutschland nicht normativ geregelt. Dies trifft auch auf ultra-hochfeste Betone (engl. *ultra high performance concrete* (UHPC)) zu, die ohne anerkannte Festlegung u. a. eine Druckfestigkeit von mehr als 150 MPa aufweisen [127]. Der Einsatz sehr feiner Bindemittel führt zu einer dichten Matrix mit einem geringen Porenanteil und besitzt damit eine hohe Dichtigkeit sowie Beständigkeit. UHPC weist ein äußerst sprödes Materialverhalten auf, weshalb i. d. R. Fasern zur Sicherstellung eines duktilen Tragverhaltens dem Frischbeton zugegeben werden. Die Herstellung, der Einsatz sowie

das Verhalten von UHPC wurden in den letzten Jahrzehnten intensiv erforscht (z. B. [18, 43, 85, 127]). Der Einsatz von UHPC kann derzeit über eine Zustimmung im Einzelfall oder durch Verweis auf eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung realisiert werden. Im Wesentlichen findet die Anwendung von UHPC bei tragenden Bauteilen aufgrund dieser Hindernisse beim Einsatz sowie einer aufwändige Verarbeitung bisher nur in wenigen Fällen statt.

Das Verhalten von Beton hängt neben der Zusammensetzung, der Beschaffenheit und den Eigenschaften der Ausgangsstoffe von einer Vielzahl an weiteren Einflussgrößen ab. Dabei kommen den Umgebungsbedingungen bei der Betonage, der Nachbehandlung und der Größe sowie Art der Einwirkung auf den festen Beton eine maßgebliche Rolle zu. Aufgrund der Bedeutung des Verhaltens von Beton für die Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Betonbauwerken, wird die Festigkeit von Beton unter verschiedenartigen Spannungszuständen im Nachfolgenden näher betrachtet.

Beton unter Druckbeanspruchung

Das Verhalten von Beton unter Druckbeanspruchung kann bei Betrachtung des erhärteten Betons auf der Meso-Ebene über das Verhalten von Matrix und Gesteinskörnung sowie dem Zusammenwirken der beiden Komponenten beschrieben werden [149]. Demnach sind das Verhalten und die Druckfestigkeit von Beton maßgeblich von den Ausgangsstoffen abhängig. Abbildung 2.1 zeigt die schematische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehung eines Normalbetons unter einachsiger Druckbeanspruchung.

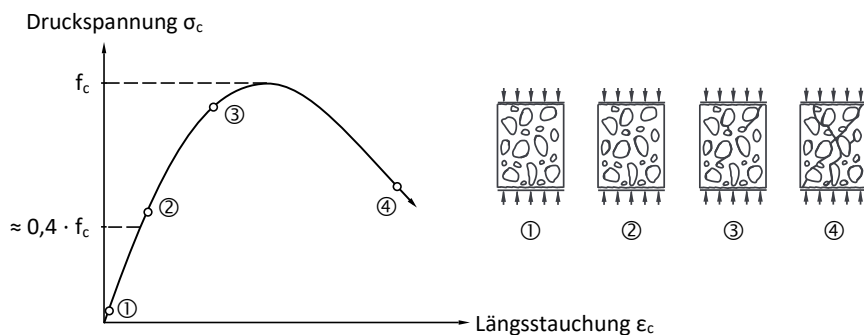


Abbildung 2.1: Schematische Darstellung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Beton unter einachsigem Druck nach [149]

Bei normalfesten Betonen, die nach Norm eine charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von bis zu 50 MPa aufweisen, besitzt die Gesteinskörnung i. d. R. eine höhere Festigkeit als der Zementstein. Die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Matrix weist im Gefüge die geringste Festigkeit auf. Bei Druckbeanspruchung resultiert aufgrund des inhomogenen Gefüges keine gleichförmig verlaufende Druckspannung im Querschnitt. Die aufgebrachte Druckkraft ruft dadurch Querzugspannungen im Querschnitt hervor. Mit zunehmender Druckbeanspruchung beginnt bei einem Spannungswert von ca. 40 % der Festigkeit (vgl. Abbildung 2.1, (2)) die Mikrorissbildung aufgrund der geringen Zugfestigkeit der Kontaktzone. Wird die Druckkraft weiter gesteigert, schließen sich einzelne Mikrorisse zu Makrorissen zusammen (vgl. Abbildung 2.1, (3)). Die Steifigkeit des Querschnitts nimmt aufgrund der Rissbildung und des Rissfortschritts bei weiterer Steigerung der Druckbeanspruchung ab. Nach dem Erreichen der Druckfestigkeit führt die fortschreitende Makrorissbildung zum Bruch. [149]

Ultra-hochfeste Betone weisen gegenüber normalfesten und hochfesten Betonen einige Besonderheiten im Materialverhalten auf. Bei Druckbeanspruchung ist von einem nahezu linear elastischen Verhalten bis zu einer Spannung von ca. 70 % der Druckfestigkeit auszugehen. Das Verhalten von UHPC ist nach dem Erreichen der Druckfestigkeit durch ein schlagartiges Versagen ohne sichtbare Rissbildung gekennzeichnet. Eine deutliche Zunahme der Längsstauchung des Querschnitts nach dem Erreichen der Festigkeit, wie bei Normalbetonen, ist bei UHPC nicht möglich. Aufgrund eines i. d. R. höheren Elastizitätsmoduls (E-Modul) von UHPC im Vergleich zu normalfesten Betonen ist beispielsweise eine Längsstauchung eines Querschnitts von ca. 4 ‰ bei einem E-Modul von ca. 45 000 MPa und einer Druckfestigkeit von ca. 200 N/mm² des Betons möglich. [37]

Für die Modellierung des Materialverhaltens zur numerischen Berechnung von Beton bestehen verschiedene Ansätze und Modelle. Insbesondere das abzubildende Materialverhalten, das von der Güte eines Betons abhängt, ist bei der Auswahl eines Materialmodells zu berücksichtigen. Außerdem kann das Materialverhalten für die Simulation zur bestmöglichen Abbildung des tatsächlichen Verhaltens aus experimentell bestimmtem Verhalten abgeleitet werden. Die numerische Abbildung von Beton erfolgt meist durch ein Modell basierend auf der elasto-plastischen Schädigungstheorie (z. B. *concrete damaged plasticity model*, CDP-Modell). Hierzu wird ein Modell zur Beschreibung des plastischen Materialverhaltens mit einem Schädigungsmodell verknüpft. Modelle, die eine Schädigung berücksichtigen, ermöglichen damit u. a. die Abbildung von Spannungsumlagerungen [80]. Vor dem Erreichen einer festgelegten Fließbedingung liegt ein linear elastisches Materialverhalten vor. Wird die Fließgrenze des Materials überschritten, wird der plastische Zustand erreicht und es findet durch die

Implementierung einer Schädigungsfunktion eine Reduktion der Steifigkeit des Querschnitts mit zunehmender Dehnung statt.

Das von LUBLINER et al. [89] entwickelte CDP-Modell, welches von LEE und FENVES [83] erweitert wurde, ist ein plastisches Materialmodell mit isotroper Schädigung [80]. Die Fließbedingung ist dabei im Wesentlichen von zwei Parameterwerten abhängig: (1) Das Verhältnis der zweiaxialen zur einaxialen Betondruckfestigkeit, das von KUPFER et al. [81] ausführlich untersucht wurde. Für normalfesten Beton wird das Verhältnis i. d. R. zu 1,16 angenommen. CURBACH und SPECK [22] ermitteln für UHPC ein Verhältnis von ca. 1,1. (2) Das Verhältnis K_c zwischen Zug- und Druckmeridian des dreidimensionalen Spannungszustandes in der Deviatorebene liegt im Wertebereich zwischen 0,5 und 1,0. Abbildung 2.2a zeigt eine beispielhafte Bruchspannungsfläche, die sich durch einen Schnitt senkrecht zur hydrostatischen Achse ergibt. Die Trichterform folgt aus der Zunahme der effektiven Betonfestigkeit mit größer werdender hydrostatischer Spannung.

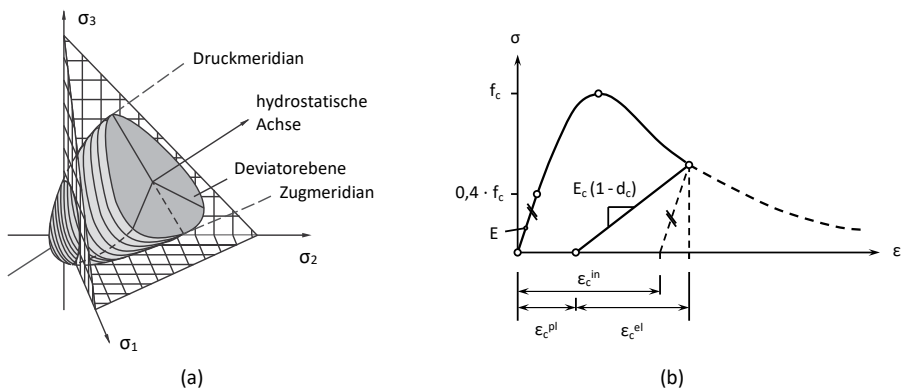


Abbildung 2.2: (a) Bruchspannungsfläche für Beton unter dreiaxialer Beanspruchung nach [149], (b) Spannungs-Dehnungsbeziehung unter Druckbeanspruchung für die numerische Berechnung nach [93]

Darüber hinaus wird beim CDP-Modell nach dem Überschreiten der Fließbedingung ein Fließgesetz zur Beschreibung des Dehnungsverhaltens herangezogen. Hierzu kommt eine angepasste hyperbolische Formulierung basierend auf dem Kriterium nach Drucker-Prager zum Einsatz, die ein sogenanntes Fließpotenzial sowie einen Exzentrizitätsparameter berücksichtigt.

Die Schädigung des Betons wird über die Implementierung eines Schadensparameters berücksichtigt. Der Schadensparameter d_t führt bei der Berechnung zu einer Reduktion

der Steifigkeit mit zunehmender Längsstauchung; die Formulierung ist in Gleichung (2.1) gegeben. Der Schädigungsbeiwert b_c wird i. d. R. nach SINHA et al. [6] zu 0,7 gewählt.

$$d_c = 1 - \frac{\frac{\sigma_c}{E_c}}{\varepsilon_c^{in}(1 - b_c) + \frac{\sigma_c}{E_c}} \quad (2.1)$$

Daraus folgt die Spannung σ_c unter Berücksichtigung des Schadensparameters entsprechend Gleichung (2.2):

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_c \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{c,pl}) \quad (2.2)$$

Beton unter Zugbeanspruchung

Beton weist unter Zugbeanspruchung ein äußerst sprödes Materialverhalten auf. Zur Ermittlung des Verhaltens von Beton unter Zug, sind sowohl die Rissbildung (Initiierung) also auch der Rissfortschritt zu untersuchen. Zur Bestimmung des realen Spannungs-Dehnungsverhaltens von Beton unter axialer Zugbeanspruchung sind experimentelle Untersuchungen durchzuführen. Die aus den empirischen Daten ermittelten Modelle bilden die Grundlage zur Simulation von Beton unter ein- und mehraxialer Beanspruchung. Zur Berücksichtigung des Verhaltens unter Zug ist das Rissöffnungsverhalten senkrecht zur Rissfläche (Bruchmechanik: Mode I; vgl. z. B. [104, 130]) von Interesse. Eine schematische Darstellung des Spannungs-Dehnungsverhaltens unter monotoner axialer Zugbeanspruchung von Beton ist in Abbildung 2.3 dargestellt. Entsprechend der abgebildeten Kurve können mit zunehmender Längsdehnung drei unterschiedliche Rissstadien festgestellt werden.

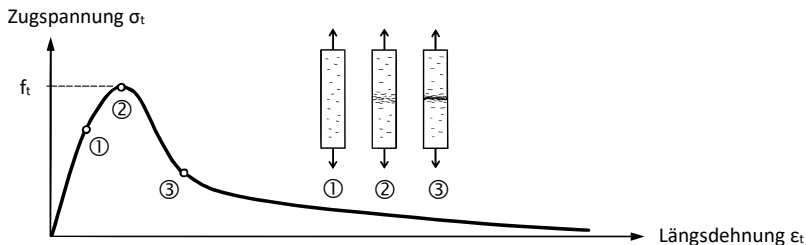


Abbildung 2.3: Schematische Darstellung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Normalbeton unter einachsiger Zugbeanspruchung nach [66]

PETERSSON [107] benennt die zwischen den Stadien liegenden Bereiche im Spannungs-Verformungsverlauf als Zonen. Von Belastungsbeginn bis zum Erreichen von Stadium 1 liegt die linear elastische Zone vor. Weit entfernt vom Erreichen der Zugfestigkeit f_t verhält sich das Material in diesem Bereich nahezu linear elastisch. Eine diffuse Mikrorissbildung über das gesamte Volumen tritt in Bereichen mit der geringsten Festigkeit bzw. an Stellen mit der höchsten Spannungskonzentration ein. Eine plastische Verformung des Werkstoffs kann nach der Entlastung des Querschnitts hier jedoch noch nicht beobachtet werden. Bis zum Erreichen des Stadiums 2 liegt die sogenannte plastische Zone vor. Es tritt eine plastische, irreversible Vorformung bis zum Erreichen der maximal aufnehmbaren Kraft ein. Das Tragverhalten ist in diesem Bereich durch einen nichtlinearen Verlauf geprägt. Es kommt zu einer fortschreitenden Mikrorissbildung, wobei sich einzelne Mikrorisse zu einem oder mehreren Makrorissen verzweigen. Diese Risslokalisierung findet hierbei nur in bestimmten Bereichen der Probe statt. Die dritte Zone des Verhaltens bezeichnet PETERSSON als *fracture zone* (Bruchzone). Mit dem Erreichen des 3. Stadiums (vgl. Abbildung 2.3) hat sich die endgültige Ausbildung eines Trennrisses eingestellt. Mit zunehmender Verformung wird die Rissbreite größer und die aufnehmbare Spannung des Querschnitts nimmt weiter ab [121].

Wie bereits beschrieben, stellt sich nach dem Erreichen der maximal aufnehmbaren Spannung des Querschnitts ein Trennriss bzw. -bruch im Beton ein. Die Verformung in der Bruchzone hat einen Einfluss auf die mittlere Längenänderung des Probekörpers. Folglich ist das ermittelte Spannungs-Dehnungsverhalten abhängig von der Länge der Probe. Daraus lässt sich schließen, dass sich das Spannungs-Dehnungsverhalten nicht zur Beschreibung der Materialeigenschaften unter Zugbeanspruchung eignet. Wie in der Literatur (z. B. [55, 57, 107]) ausführlich beschrieben, kann das Zugspannungs-Verformungsverhalten entsprechend Abbildung 2.4 vereinfacht mittels dem *Fictitious Crack Model* von HILLERBORG et al. [55] in zwei Bereiche aufgeteilt werden.

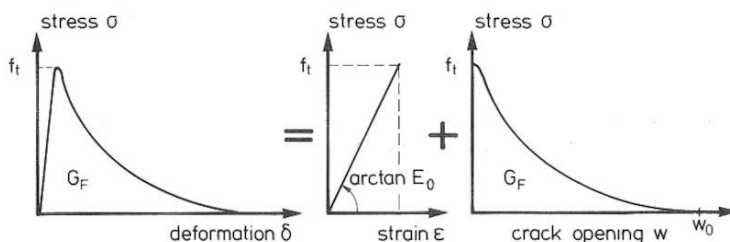


Abbildung 2.4: Aufteilung des Zugverhaltens nach HILLERBORG et al. [107]

Bei der additiven Zerlegung des Zugverhaltens wird zwischen dem Bereich außerhalb der Bruchzone zur Beschreibung von Spannung und Dehnung vor dem Erreichen der Zugfestigkeit und dem sogenannten Bereich „Verformungseigenschaften der Bruchzone“ zur Beschreibung des Verhaltens von Spannung und absoluter Rissöffnung differenziert. Folglich können die in Abbildung 2.4 dargestellten Verläufe als Materialeigenschaften angenommen werden.

Die Bruchenergie entspricht der Gesamtenergie, die erforderlich ist, um einen Bruch in einem Material über eine Längeneinheit hervorzurufen. Daher lässt sich die Bruchenergie eines Querschnitts als Integral der aufgebrachten Kraft bzw. der Spannung über die gesamte Rissöffnung formuliert werden, wie in Gleichung (2.3) angegeben.

$$G_f = \int_{w_0}^w \sigma_t dw \quad (2.3)$$

Neben der Zugfestigkeit und der Rissbreite kann die Bruchenergie zur Beschreibung des Materialverhaltens verwendet werden. Sie ist eine spezifische Eigenschaft eines Betons.

Bestehende numerische Modelle unterscheiden sich in der Abbildung eines Risses bei der Entstehung (diskrete oder verschmierte Rissbildung), der Berücksichtigung verschiedener Spannungszustände, der Abbildung des Rissfortschrittes sowie weiteren Parametern zur Kalibrierung des Verhaltens.

Für zufällige inhomogene Materialien, zu denen auch Beton zählt, wird in numerischen Simulationen für die Spannung und Dehnung über den Querschnitt i. d. R. ein äquivalentes Kontinuum mit einer Mittelung der Mikrospannungen und Mikrodehnungen über ein bestimmtes Vergleichsvolumen gewählt [11]. Der Querschnitt eines Bauteils sollte bei der Simulation ein Vielfaches der größten Inhomogenität betragen [11]; bei Beton entspricht die größte Inhomogenität dem Größtkorn. Basierend auf den analytischen Arbeiten zum Bruchverhalten von Beton, können unterschiedliche numerische Modelle für die Abbildung des Verhaltens von Beton gewählt werden. Neben der Beschreibung des Verhaltens durch die Abbildung von diskreten Rissen besteht die Möglichkeit zur Implementierung des Rissverhaltens durch eine Änderung der Steifigkeit mit zunehmender Verformung. Die Simulation von diskreten Rissen ist rechenintensiv und die Ergebnisse sind meist stark netzabhängig. Die Steifigkeitsänderung zur Berücksichtigung des Rissfortschrittes bzw. der Schädigung hingegen ist mit geringerem Rechenaufwand verbunden. Nachfolgend wird lediglich auf ein plastisches Materialmodell mit isotroper Schädigung eingegangen. Hierzu kommt das beschriebene *Fictitious Crack Model* von HILLERBORG [54, 55] zum Einsatz. In Abbildung 2.5 ist im Bereich

(1) der bis zur Festigkeit ansteigende linear elastische Pfad des Verhaltens dargestellt. Im Bereich (2) des Verlaufs kann die abfallende Kurve durch verschiedene Modelle oder experimentell ermittelte Werte beschrieben werden.

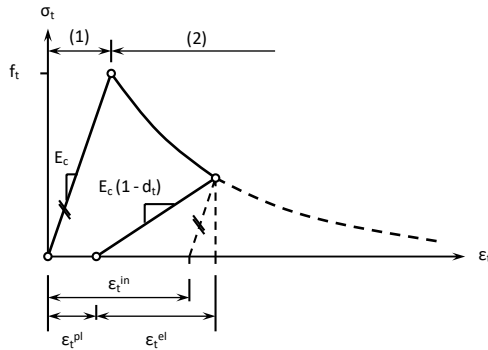


Abbildung 2.5: Spannungs-Dehnungsbeziehung für die numerische Berechnung unter Zugbeanspruchung nach MARK [93]

Die Formulierung des Schadensparameters d_t zur Beschreibung des Steifigkeitsabfalls bei zunehmender Verformung kann Gleichung (2.4) entnommen werden. I. d. R. wird der Parameter in Abhängigkeit der vorhandenen Zugspannung σ_t , dem E-Modul E_c , der vorhandenen inelastischen Dehnung ϵ_t^{in} sowie dem Beiwert b_t , welcher das Verhältnis zwischen plastischer und inelastischer Dehnung angibt, berechnet. Der Beiwert b_t wird für normalfesten Beton i. d. R. als konstanter Wert zu 0,1 angenommen. Für UHPC sind keine empirischen Werte für den Koeffizienten b_t verfügbar. Die daraus folgende Zugspannung wird in Analogie zu Gleichung (2.2) berechnet.

$$d_t = 1 - \frac{\frac{\sigma_t}{E_c}}{\epsilon_t^{in}(1 - b_t) + \frac{\sigma_t}{E_c}} \quad (2.4)$$

Zur Beschreibung des abfallenden Astes des Spannungs-Dehnungsverhaltens können unterschiedliche Modelle angewendet werden. Liegen keine experimentellen Ergebnisse zum Verhalten nach dem Erreichen der Zugfestigkeit vor, kann zwischen unterschiedlichen Annahmen zur Beschreibung des Verhaltens gewählt werden.

Nach der Literatur [57, 58] eignet sich zur Beschreibung des Spannungs-Rissöffnungsverhaltens insbesondere exponentielle Modelle, die durch Modellparameter

auf das individuelle, betonspezifische Verhalten angepasst werden können. Für normfesten Beton mit einer Zugfestigkeit von 3,2 MPa hat HORDIJK [57, 58] ein Modell zur Beschreibung des abfallenden Anteils in der Spannungs-Dehnungskurve entwickelt, welches i. d. R. für numerische Simulationen zum Einsatz kommt. Für UHPC liegt kein zuverlässiges Materialmodell zur Beschreibung des Verhaltens nach dem Erreichen der Zugfestigkeit vor. Gleichung (2.5) gibt das normalisierte Spannungs-Dehnungsverhalten nach HORDIJK mit den Modellparametern c_1 und c_2 zur Kalibrierung sowie w_c für die Rissbreite an. Für normalfeste Betone werden die Parameter $c_1 = 3,0$, $c_2 = 6,93$ und $w_c = 0,160$ mm empfohlen.

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{ct}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (2.5)$$

Bewehrung

Betonstähle bilden in Kombination mit Beton den Verbundwerkstoff Stahlbeton und zeichnen sich zur überwiegenden Aufnahme der auftretenden Zugkräfte in Stahlbetonbauteilen durch ihre – im Vergleich zu Beton – hohen mechanischen Kennwerte aus. Das Materialverhalten von Betonstählen ist durch einen linear elastischen Bereich bis zum Erreichen einer i. d. R. ausgeprägten Streckgrenze f_y gekennzeichnet. Nach dem Erreichen des Fließplateaus findet bei den nach der DIN 488 zugelassenen Betonstählen eine Verfestigung bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_{tk} statt. Anschließend kommt es i. d. R. zu einer Entfestigung des Materials mit der anschließenden Ausbildung eines Bruchs. Spannstähle zeichnen sich durch wesentlich höhere Festigkeiten im Vergleich zu Betonstählen aus und ermöglichen damit hohe Stahldehnungen. Kaltverformte Drähte, die zu Litzen zusammengefügt werden, weisen keine ausgeprägte Streckgrenze auf. Deshalb wird für die Streckgrenze die Spannung bei einer Dehnung mit einem Wert von 0,1 % angenommen. [149]

In Abbildung 2.6a sind die Spannungs-Dehnungsverläufe von normalduktilen und hochduktilen Betonstahl mit der veralteten Bezeichnung BSt 500 mit einer Streckgrenze von 500 MPa sowie von einem kaltgezogenen Draht St1570/1770 für Litzen mit einer Streckgrenze von 1500 MPa sowie einer Zugfestigkeit von 1770 MPa dargestellt.

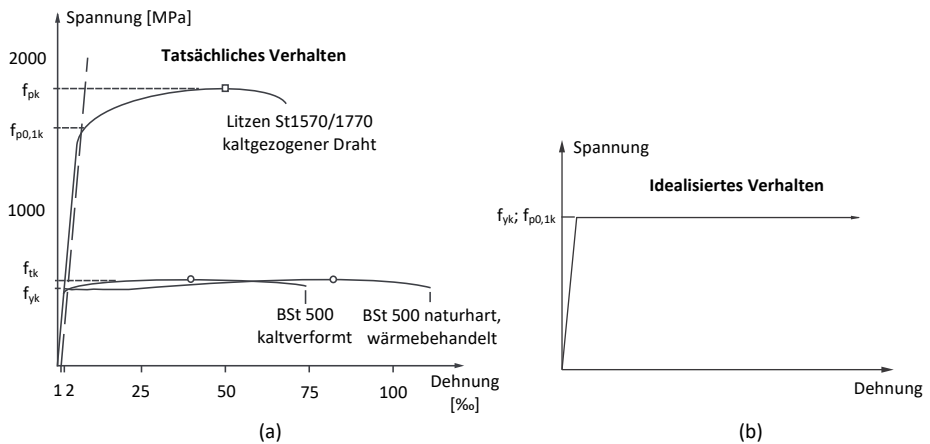


Abbildung 2.6: Spannungs-Dehnungsverhalten von Beton- und Spannstahl: (a) Tatsächliches Verhalten, (b) idealisiertes Verhalten für die Simulation; beide nach [149]

Bei der numerischen Simulation ist i. d. R. eine Diskretisierung mit eindimensionalen Elementen für Stäben aus Betonstahl oder für Spannglieder ausreichend. Der Einsatz von Volumenkörpern ist aufgrund des meist großen Verhältnisses von Länge zu Querschnittsdurchmesser eines Stabes oder Spannglieds, der damit verbundenen hohen FE-Netzauflösung und den daraus folgenden rechenintensiven Simulationen ungeeignet. Als Materialmodell wird für die numerische Berechnung meist ein elasto-plastisches Modell verwendet (vgl. Abbildung 2.6). Zur groben Näherung kann das Verhalten für Stähle als linear elastisch-ideal plastisch angenommen werden. Die Verfestigung des Materials bleibt hierbei unberücksichtigt.

Verhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen

Der Werkstoff Beton weist gemäß den vorangegangenen Erläuterungen eine hohe Druckfestigkeit und eine geringe Zugfestigkeit auf. Der Verbundwerkstoff Stahlbeton ermöglicht bei zug- sowie biegebeanspruchten Bauteilen eine Aufnahme der Betonzugkraft durch die eingelegte Bewehrung [149]. Biegebeanspruchte Bauteile stellen relevante Tragelemente des Hochbaus, insbesondere des Skelettbaus, dar und sind damit im Rahmen dieser Arbeit näher zu betrachten. Im Nachfolgenden werden wesentliche Erläuterungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahl- und Spannbetonbalken zusammengefasst.

Ein biegebeanspruchtes Bauteils befindet sich im sogenannten Zustand I, wenn die Zugspannung am Bauteilrand geringer als die Betonzugfestigkeit ist. In diesem Zustand liegen lineare Dehnungs- und Spannungsverläufe im Querschnitt vor. Dementsprechend liegen die Dehnungs- und Spannungsnulllinien in der Schwereachse des Bauteilquerschnittes. Mit der Steigerung der Last und dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit tritt eine Rissbildung am zugbeanspruchten Bauteilrand auf. Der Querschnitt des Bauteils befindet sich nun im sogenannten Zustand II. Das wirkende Biegemoment infolge der Last wird durch einer Aufteilung der Kräfte in eine Stahlzugkraft auf der zugbeanspruchten Seite und einer resultierenden Betondruckkraft auf der druckbeanspruchten Seite des Querschnitts abgetragen. Mit dem Eintreten des Zustands II findet infolge der Rissbildung im Beton eine Änderung der Steifigkeit des Bauteils statt, wie in Abbildung 2.7 mit der Darstellung der Durchbiegung in Abhängigkeit der Kraft eines 4-Punkt-Biegeversuches erkennbar ist. Aufgrund der geringeren Dehnsteifigkeit des Stahlquerschnittes im Vergleich zur ungerissenen Betonzugzone des Querschnitts tritt eine Verschiebung der Dehnungsnulllinie hin zum gedrückten Bauteilrand ein. Von einer linearen Dehnungsverteilung im Querschnitt ist weiterhin auszugehen; jedoch tritt mit zunehmender Last eine nichtlineare Spannungsverteilung in der Druckzone ein. Bei weiterer Laststeigerung tritt dann eine plastische Verformung des Betons in der Druckzone ein. Zudem erreicht die Bewehrung die Streckgrenze infolge der resultierenden Zugspannung erreicht. Das Fließen der Bewehrung tritt ein. Hierdurch findet eine erneute Verschiebung der Dehnungsnulllinie statt, wobei eine geringfügige Änderung der Druckzonenhöhe besteht. Nach dem Beginn des Fließens der Bewehrung ist eine starke Zunahme der Durchbiegung des Bauteils erkennbar. Schlussendlich tritt das Versagen eines ausreichend bewehrten, biegebeanspruchten Stahlbetonbauteils durch das Erreichen der Tragfähigkeit der Betondruckzone ein. Neben dem Biegeversagen kann zudem Querkraftversagen als wesentliche Versagensart eines Balkens genannt werden. Hierbei tritt das Versagen in einem gering bewehrten Bauteil durch die Ausbildung eines i. d. R. maßgebenden Schubrisses so ein, dass zunächst eine geringe Druckzonenhöhen vorliegt und die Tragfähigkeit des verbleibenden Querschnitts so stark reduziert wird, dass letztendlich ein plötzliches Bauteilversagen eintritt. [149]

Durch die Aufbringung einer äußeren Druckkraft auf einen Stahlbetonbalken tritt eine Rissbildung im Bauteil erst bei einer größeren Last bzw. Verformung ein. Bei der Aufbringung einer sogenannten Vorspannung wird eine Betondruckspannung im Querschnitt durch die Führung eines oder mehrerer zugbeanspruchter Spannglieder entlang der Bauteilachse hervorgerufen. Die Krafteinleitung in den Beton kann dabei nach verschiedenen Prinzipien erfolgen. Grundsätzlich besteht ein Gleichgewicht zwischen der Betondruckkraft im Querschnitt und der Zugkraft in der Spannbewehrung. Bei einer

zentrischen Vorspannung wirkt eine konstante Druckkraft im Betonquerschnitt. Bei der Aufbringung einer Biegebeanspruchung wird dann zunächst die Betondruckspannung infolge Vorspannung am zugbeanspruchten Querschnittsrand abgebaut. Überschreitet die Spannung am Querschnittsrande den Wert Null, tritt die sogenannte Dekompression des Querschnitts ein. Bei weiterer Beanspruchung tritt mit dem Erreichen der Zugfestigkeit des Betons dann eine Rissbildung ein. Bei einer Laststeigerung beginnt im monolithischen Spannbetonbauteil das Fließen der schlaffen Betonstahlbewehrung sowie der Spannbewehrung. Im Vergleich zu einem Stahlbetonbauteil kann das Spannbetonbauteil schlussendlich eine wesentlich größere Last ertragen, bis eine Rissbildung im Bauteil einsetzt. Das Versagen eines Spannbetonbauteils ist zwar durch die eintretende Rissbildung erkennbar, jedoch tritt i. d. R. ein schlagartiges Versagen des Querschnitts infolge Beton- oder Bewehrungsversagen ein. [149]

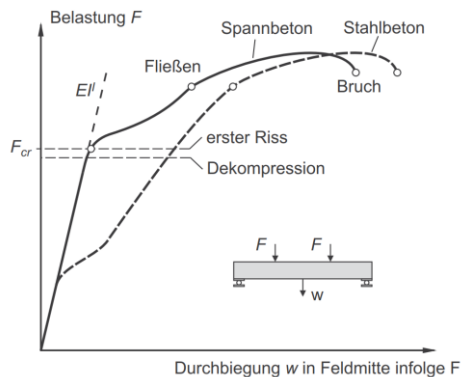


Abbildung 2.7: Gegenüberstellung des Verhaltens eines Stahlbeton- und eines Spannbetonbalkens unter 4-Punkt-Biegebeanspruchung [149]

Das Biegetragverhalten segmentärer Balken weicht von dem Verhalten monolithischer Bauteile ab. Zusammengespannte Segmenttragwerke weisen aufgrund der bestehenden Fugen keine durchgängige Betonstahlbewehrung auf. Infolge einer Biegebeanspruchung tritt deshalb keine Verteilung der Risse im Bereich der Biegebeanspruchung ein, sondern ein Öffnen der Fugen kann festgestellt werden. Beim Einsatz korrosionsgefährdeter Spannglieder ist deshalb eine Begrenzung der Fugenöffnung maßgeblich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit vorzunehmen. Zunächst kann unter Biegebeanspruchung ein Tragverhalten festgestellt werden, das sich nicht von dem eines monolithischen Balkens unterscheidet. Mit der Steigerung der Biegebeanspruchung und dem Beginn der Dekompression tritt eine starke Zunahme der Verformung und damit auch der

Fugenöffnung ein. Ein rasches Öffnen der Fuge kann festgestellt werden, das zu einer Reduktion der Steifigkeit des vorgespannten Bauteils führt. Die Höhe der Druckzone verringert sich dementsprechend und eine plastische Verformung tritt in der Druckzone ein. Die Ausbildung plastischer Gelenke in der Achse der Segmentfugen kann beobachtet werden. Infolge der starken Einschnürung der Druckzone versagt i. d. R. diese schlussendlich. [75]

Bei der Biegebeanspruchung eines vorgespannten segmentären Bauteils kann die Tragfähigkeit nicht durch die Aufstellung eines Gleichgewichtes des Querschnittes erfolgen, da die Vorspannkraft über die Verankerungskräfte sowie die Umlenkkräfte in den Querschnitt eingeleitet wird und eine Spannkrafterhöhung mit zunehmender Durchbiegung bzw. Verformung eintritt. Die Spannkraftzunahme kann bei der Bemessung durch verschiedene Verfahren näherungsweise ermittelt werden. [75]

Das Querkrafttragverhalten eines segmentären Systems weicht bei geschlossenen Fugen nicht wesentlich vom Verhalten eines monolithischen Bauteils im ungerissenen Zustand ab. Nach dem Beginn der Fugenöffnung kann die Querkraft eines zusätzlich biegebeanspruchten Bauteils in den Fugen nur über die Druckzone abgetragen werden. In Bereichen einer geringen Momentenbeanspruchung und hohen Querkraft, wie sie z. B. bei durchlaufenden Systemen nahe der Stützbereiche auftreten, besteht eine verringerte Querschnittshöhe infolge der Fugenöffnung, die für die Übertragung der Querkraft zur Verfügung steht. Beispielsweise findet die Anordnung von Schubnocken, Verzahnungen oder Profilierungen u. a. in der Druckzone zur Sicherstellung der Querkraftübertragung im Segmentbrückenbau Anwendung. Derzeit besteht keine aktuelle normative Grundlage zur wirtschaftlichen Bemessung von Segmenttragwerken im Hochbau. Aus diesem Grund sowie wegen des abweichenden Tragverhaltens gegenüber monolithischen Bauteilen, insbesondere der raschen Fugenöffnung mit dem Beginn der Dekompression, und den Herausforderungen beim Nachweis der Querkraftübertragung in den Fugen, bestehen bisher keine nennenswerten Hochbauten, die in Segmentbauweise errichtet wurden. [75, 134]

Weitere Erläuterungen zum Tragverhalten von Segmentfugen können Abschnitt 2.1.5 entnommen werden. Nachfolgend wird zunächst der Kontakt sowie das trockene Reibungsverhalten zwischen gestoßenen Betonoberflächen thematisiert.

2.1.2 Kontakt und Reibungsverhalten von Betonoberflächen

Kontaktprobleme nehmen eine zentrale Position in der Mechanik fester Körper ein. Die Kontaktmechanik umfasst die Berechnung des Verhaltens von Festkörpern, die in einem statischen oder dynamischen Kontakt stehen. Im Nachfolgenden wird der statische Kontakt zwischen Festkörpern betrachtet, da im Rahmen dieser Arbeit ausschließlich statische oder quasi-statische Belastungen untersucht werden. Die Geometrie der Oberfläche von Körpern ist maßgeblich für die Beschreibung eines Kontaktproblems. Grundsätzlich wird zwischen punktförmigem, linienförmigem oder flächenförmigem Kontakt differenziert. Treten die Oberflächen zweier Körpern in Kontakt miteinander, entsteht nach [5] ein sogenanntes Wirkflächenpaar. Wird ein solches Wirkflächenpaar durch eine Pressung zweier Körper senkrecht zu ihren Oberflächen gebildet, liegt ein Normalkontaktproblem vor. Unter Berücksichtigung der Rauheit der Oberflächen ergibt sich somit ein Normalkontaktproblem zwischen rauen Oberflächen.

Der Normalkontakt stellt die Grundlage für weitere Kontaktprobleme (z. B. Verschleiß, Reibung) dar und behandelt nach [73] die Steifigkeit eines Kontakts sowie die Spannungen innerhalb des betrachteten Gebiets in die Normalenrichtung unter Vernachlässigung der materialbedingten Querverformung der Körper. Treten zwei raue Oberflächen in Kontakt miteinander, ergeben sich entsprechend Abbildung 2.8 eine tatsächliche und eine scheinbare Kontaktfläche. I. d. R. liegt die tatsächliche Kontaktfläche von ebenen Körpern mit hohem Elastizitätsmodul und hoher Festigkeit auch bei feinsten Herstellung lediglich im Promille- oder geringen Prozentbereich der scheinbaren Kontaktfläche [133]. Das Verhältnis der Kontaktflächen beeinflusst u. a. die Steifigkeit des Kontakts, das Verhalten unter Reibung und den Verschleiß der Oberflächen. Insbesondere die Materialien bzw. die mechanischen Kennwerte der Körper kontaktierender Oberflächen spielen beim Verschleiß der Flächen eine Hauptrolle.

Verschleiß wird oftmals mit Reibung in Verbindung gebracht, beschreibt jedoch lediglich einen abtragenden Prozess unabhängig von der äußeren Einwirkung oder der Richtung. I. d. R. tritt an den Kontaktflächen von Reibpartnern Verschleiß ein. Reibung und Verschleiß sind jedoch als unabhängige Vorgänge zu betrachten, die gleichzeitig stattfinden können.

Bei der Betrachtung kontaktierender Oberflächen ist die Härte als Materialeigenschaft von Bedeutung und beschreibt den Widerstand gegen das Eindringen eines anderen Körpers. Gehen Oberflächen von Körpern mit ähnlicher Härte einen Kontakt ein, tritt sogenannter adhäsiver Verschleiß auf. Bei diesem Phänomen finden nach [110] zwei aufeinanderfolgende Prozesse bei metallischen Werkstoffen statt: (1) „Verschweißen“

von Mikrorauheit und (2) Herauslösen von Verschleißteilchen aus den Oberflächen. Abbildung 2.9 stellt den Kontakt inelastischer rauer Oberflächen sowie das Verschweißen zweier Mikrorauheiten qualitativ dar.

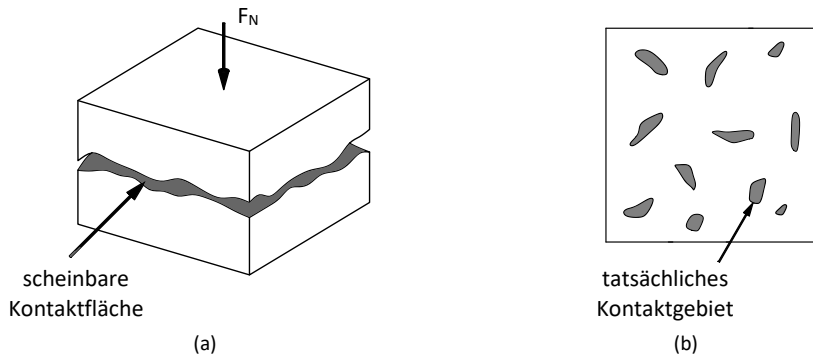


Abbildung 2.8: (a) Normalkontaktproblem rauer Oberflächen, (b) tatsächliche Kontaktgebiete; beide nach [13]



Abbildung 2.9: (a) Raus Oberflächen unter einachsiger Einwirkung, (b) Verschweißen zweier Mikrorauheiten nach [110]

Überschreitet die Spannung im Mikrokontakt die Eindringhärte, tritt das Verschweißen der Unebenheiten ein. Nach [110] kann die elastische Energie U_{el} unmittelbar vor dem Erreichen des Bruchs in Abhängigkeit der Härte σ_0 , dem Schubmodul G und dem Durchmesser des Mikrokontakts D formuliert werden:

$$U_{el} \approx \frac{\sigma_0^2}{2G} D^3 \quad (2.6)$$

Die sogenannte Adhäsionsenergie U_{adh} beschreibt die Energie, welche zur Bildung ebener Flächen im Mikrokontakt aufgebracht werden muss. Sie lässt sich nach [110] in Abhängigkeit der Oberflächenenergie γ des Materials beschreiben:

$$U_{adh} \approx \gamma D^2 \quad (2.7)$$

Nimmt die elastische Energie einen Wert an, welcher größer als die Adhäsionsenergie ist, werden Teilchen aus der Oberfläche herausgelöst. Die Größe der Verschleißteilchen ist entsprechend Gleichung (2.6) und Gleichung (2.7) maßgeblich von der Härte des Materials sowie der Oberflächenenergie abhängig [110]. Beim Kontakt spröder Materialien können nach [144] in Abhängigkeit der Zusammensetzung und der Verteilung bzw. Streuung der Festigkeiten innerhalb eines Gefüges verschiedene Verschleißmechanismen beobachtet werden, wobei i. d. R. die herausgelösten Verschleißteilchen wesentlich kleiner als die Größe der Einzelkörner des Gefüges sind.

Wird ein Körper zusätzlich zu einer einwirkenden Normalkraft senkrecht zur Normalenrichtung beansprucht, wie in Abbildung 2.10 dargestellt, tritt Reibung als Widerstand entgegengerichtet zur Beanspruchung auf.

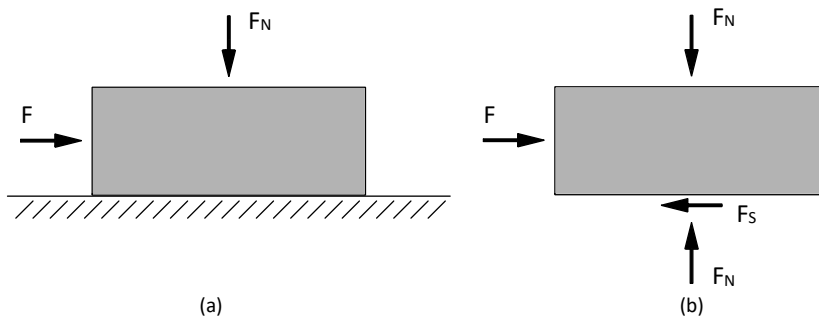


Abbildung 2.10: (a) Kontaktproblem unter Normalkraft und tangentialer Einwirkung, (b) Freischnitt; beide nach [110]

Den Haft- und Reibungskräften in tangentialer Richtung innerhalb des Kontaktgebiets kommt eine wichtige Bedeutung bei der Relativbewegung von Oberflächen zu. Das Reibungsverhalten von Körpern untersuchte bereits da Vinci ausführlich [62]. AMONTONS erkannte einen Zusammenhang zwischen Reibungskraft und Normalkraft. Später wurden experimentelle Untersuchungen von de Coulomb in verschiedenen Studien durchgeführt. Die als Coulombsche Reibungsgesetze zusammengefassten Gesetzmäßigkeiten beschreiben die trockene Reibung zwischen Festkörpern. Die Coulombsche Reibung kann in die Haft- und die Gleitreibung differenziert werden.

Ein ruhender Körper, welcher auf eine Fläche angedrückt und durch eine äußere Kraft beansprucht wird (vgl. Abbildung 2.10), bleibt in Ruhe, solange die Haftreibungskraft nicht überschritten wird. Die auch als statische Reibung bezeichnete Widerstandskraft F_S wirkt entgegen der äußeren Kraft und ist näherungsweise proportional zur Anpresskraft F_N :

$$F_S = \mu_s F_N \quad (2.8)$$

Der statische Reibungskoeffizient μ_s ist materialabhängig und wird i. d. R. experimentell bestimmt.

Die Gleitreibungskraft F_R , die sich nach dem Überwinden des Haftwiderstandes einstellt, kann analog zu Gleichung (2.8) und dem kinetischen Reibungskoeffizient μ_k beschrieben werden:

$$F_R = \mu_k F_N \quad (2.9)$$

Die Coulombschen Reibungsgesetze beschreiben die trockene Reibung auf einfachste Weise. In der Realität wird Reibung durch eine Vielzahl von Faktoren, wie z. B. die Topographie der Oberflächen, die Art der Relativbewegung, die Größe der aufgebrachten Kräfte (im Wesentlichen die Normalkraft), das Verhalten von Verschleißteilchen, die Temperatur etc. beeinflusst [14, 110]. Die Definition der Reibungskraft in Abhängigkeit eines allgemeinen Reibungskoeffizienten sowie der einwirkenden Normalkraft ist folglich nicht ausreichend. Es ist naheliegend, dass genauere Modelle zur Beschreibung von Reibung erforderlich sind.

Grundsätzlich ist das Haften von Betonoberflächen von Interesse. Im Betonbau wird die größte aufnehmbare Haftkraft zwischen Betonoberflächen als Schubtragfähigkeit bezeichnet. Zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit einer Fuge ist die Kraftübertragung zwischen Betonkörpern zu untersuchen. Dabei ist zwischen Verbundfugen bei der Herstellung von Bauteilen in mehreren Betonierabschnitten und Fugen infolge des Stoßes von Fertigteilen zu differenzieren. Das Reibungsverhalten glatter und verzahnter Verbundfugen unter Schubbeanspruchung wurde ab ca. 1960 intensiv erforscht. In unterschiedlichen Studien wurden Modelle zur Beschreibung der Schubkraftübertragung in Fugen verschiedenartiger Ausführung entwickelt. U. a. wurde in Experimenten auch der Einfluss von fugenkreuzender Bewehrung auf die Schubtragfähigkeit untersucht. Im Nachfolgenden wird das Verhalten von Betonoberflächen unter tangentialer

Beanspruchung betrachtet. SANTOS und JÚLIO geben in [122] einen chronologischen Überblick über entwickelte Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens von Verbundfugen unter Schubbeanspruchung.

Im Betonbau kann bei Fugen abhängig von der Ausführung der Kontaktflächen eine Schubkraftübertragung durch eine Aktivierung der Reibung und bei vorhandener Makro-Profilierung zusätzlich durch die Verzahnungswirkung der Oberflächen stattfinden (vgl. Abbildung 2.11). Die Aufteilung der übertragbaren Schubspannung in die beiden Anteile Reibung und Verzahnung bei Relativverschiebung zweier Betonkörper entsprechend Gleichung (2.10) wurde basierend auf den Arbeiten von BIRKELAND und BIRKELAND [108] im Jahre 1966 durch die experimentellen Untersuchungen von MATTOCK und HAWKINS [95] 1972 in der „erweiterten Schubreibungstheorie“ für Verbundfugen beschrieben und findet heute in einschlägiger Literatur und in Normen Anwendung [122]. Loov berücksichtigt 1978 erstmals in einem normierten Ansatz des Schubwiderstandes die Festigkeit des Betons [122].

$$v = c + \mu \sigma_n \quad (2.10)$$

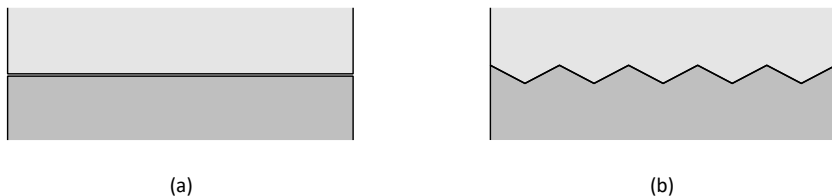


Abbildung 2.11: (a) Trockenfuge ohne Makro-Profilierung, (b) Verbundfuge mit Makro-Profilierung

Einige Modelle in der Literatur sowie der Eurocode 2 und der fib-Model Code geben an, dass der Reibungsbeiwert zur Berechnung der aufnehmbaren Längsschubspannung einer Verbund- oder Trockenfuge abhängig von der Ausführung der Makro-Profilierung bzw. Rauheit der Fugenoberfläche ist. Der Eurocode [27, 28] gibt für sehr glatte Oberflächen, die mittels Betonage gegen Stahl, Kunststoff oder speziell geglättete Holzschalungen hergestellt wurden einen Reibungskoeffizienten von 0,5 an, während verzahnte Oberflächen einen Reibungskoeffizienten von 0,9 aufweisen. Bei sehr glatten Oberflächen von gestoßenen Fertigteilen darf nach Eurocode 2 [27] aufgrund des fehlenden Haftverbundes keine Verzahnung angenommen werden. Die Literatur (z. B. [45, 128, 141, 142]) gibt für glatte Betonoberflächen Haftreibungskoeffizienten mit einer großen

Streuung zwischen 0,35 und 0,97 an. Die Festlegung eines konstanten Reibungsbeiwertes ist für die Beschreibung des tatsächlichen Reibungsverhaltens folglich nicht ausreichend.

Das Reibungsverhalten realer Oberflächen wird i. d. R. experimentell bestimmt. Wie in Abbildung 2.12a schematisch dargestellt, kann ein Abscherversuch bestehend aus drei Körpern und zwei Wirkflächenpaaren entsprechend der DIN EN 1994, Teil 1-1 [29] durchgeführt werden. Nach [88] ist die Streubreite des Reibungskoeffizient insbesondere für kleine Normalspannungen groß. Außerdem haben Formabweichungen der kontaktierenden Oberflächen einen Einfluss auf die Reibung und folglich auch auf den ermittelten Reibungskoeffizienten. Das Verhalten ist deshalb besser am halben System entsprechend Abbildung 2.12b zu bestimmen.

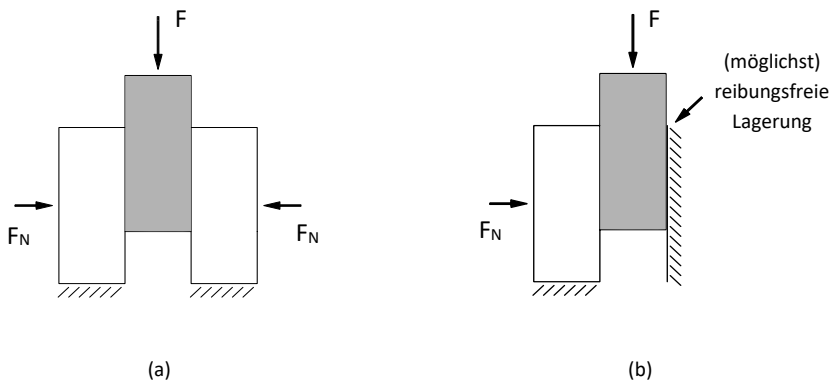


Abbildung 2.12: Versuchsstände zu Abscherversuchen bestehend aus (a) drei Körpern nach [29] und (b) zwei Körpern

LOH und GARG fassen in [88] Ergebnisse verschiedener Untersuchungen zum Reibungsverhalten von Betonoberflächen im Zeitraum von 1959 bis 2021 zusammen. Sie kommen entsprechend der Abbildung 2.13 zu dem Ergebnis, dass der Reibungskoeffizient, auch Reibbeiwert genannt, von der Normalspannung abhängt, wobei die jeweiligen Untersuchungen nicht nach einem geregelten Prüfverfahren durchgeführt wurden. Beispielsweise liegen bei den Studien unterschiedliche mechanische Eigenschaften der Probekörper vor. Dennoch ist erkennbar, dass mit zunehmender Normalspannung der Haftreibungskoeffizient glatter Oberflächen abnimmt. Auch SCHAARSCHMIDT und FLEDERER beschreiben in [124] bei der Untersuchung von vorgespannten Trockenfugen die Abhängigkeit des Haftreibungskoeffizienten von der einwirkenden Normalspannung. Eine erste Korrelationsgleichung zur Beschreibung des

Zusammenhangs von normierter Normalspannung und Haftreibungskoeffizient kann Abbildung 2.13 entnommen werden.

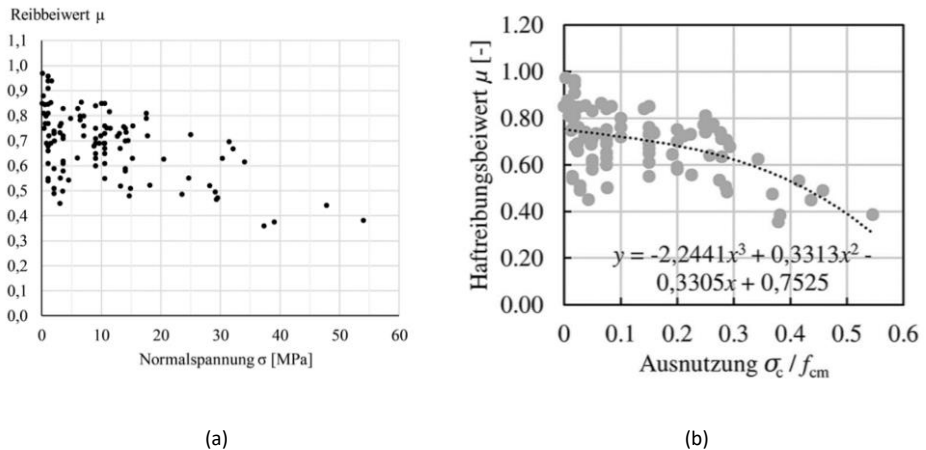


Abbildung 2.13: Haftreibungsbeiwerte aus der Literatur in Abhängigkeit (a) der Normalspannung [88] und (b) der normierten Normalspannung [124]

SCHOENING et al. untersuchen in [128] u. a. das Reibungsverhalten von geschalteten, geschliffenen und profilierten UHPC-Oberflächen. Sie ermitteln für einen Beton mit einer Druckfestigkeit von ca. 180 MPa an einem Versuchsstand mit zwei Wirkflächenpaaren (vgl. Abbildung 2.12a) einen Haftreibungskoeffizient zwischen 0,75 und 0,85 für schalungsglatte Oberflächen in Abhängigkeit der aufgetragenen Normalkraft. Zudem ist dort erkennbar, dass der Gleitreibungskoeffizient mit größer werdender Relativbewegung zunimmt.

SANTOS und JÚLIO [122] formulieren Reibungskoeffizient und Verzahnung von Verbundfugen in Abhängigkeit der Oberflächenrauheit; genauer, der mittleren Rautiefe des Primärprofils der Oberfläche. Sie kommen zu dem Ergebnis, dass die charakteristische Tragfähigkeit einer Fuge gut mittels des gemessenen Rauheitsparameters bestimmt werden kann. Zur Ermittlung der Bemessungstragfähigkeit einer Fuge schlagen sie für den Reibungskoeffizienten erstmals die Division auf der Widerstandseite mit dem Teilsicherheitsbeiwert 1,2 vor.

REINECKE [116] adaptiert zur Beschreibung der Oberflächenrauheit von Verbundfugen das System für die Ordnung von Gestaltabweichungen nach der DIN 4760 (vgl. Tabelle 2.1), da die Oberflächenrauheit als Abweichung von einer idealen Fläche betrachtet werden

kann. Nach Norm ist die Berücksichtigung bis zur 4. Ordnung des Systems zur Beschreibung der Ist-Oberfläche i. d. R. ausreichend.

ZILCH und MÜLLER [148] stellen fest, dass bei sehr glatten Oberflächen Störstellen und Fremdkörper in der Fuge einen relevanten Einfluss auf die Tragfähigkeit haben. Grundsätzlich ist deshalb nicht nur ein geeignetes Verfahren zur Bestimmung der Oberflächenrauheit an den Körpern oder Referenzflächen zu wählen, sondern auch ein Prozedere zur Sicherstellung ungestörter Fugen festzulegen.

Die aufgeführten Studien lassen folgern, dass u. a. die Oberflächentopographie bzw. die Textur der kontaktierenden Oberflächen sowie die einwirkende Normalkraft einen Einfluss auf das Reibungsverhalten kontaktierender Körper haben. Das reale Verhalten der Reibpartner kann unter Berücksichtigung dieser Beobachtungen genauer formuliert werden. Hierzu wird der statische Reibungsbeiwert μ_s in Anlehnung an [61] als Funktion bestehend aus einem Grundwert μ_0 und dem Anteil A beschrieben werden:

$$\mu_s = \mu_0 + A \quad (2.11)$$

Der Anteil A umfasst sämtliche Vorgänge, die durch Submodelle beschrieben werden können. Insbesondere der Einfluss der mechanischen Eigenschaften, der Oberflächenrauheit, der Normalkraft sowie der Beanspruchungsgeschwindigkeit kann in experimentellen Untersuchungen erforscht und das beobachtete Verhalten durch Modelle beschrieben werden.

Der kinetische Reibungskoeffizient μ_k kann analog zu Gleichung (2.11) formuliert werden, wobei hier zusätzlich die ‚Historie des Gleitvorgangs‘ zu implementieren ist [61]. Dies umfasst auch die Berücksichtigung des Verhaltens der Verschleißteilchen, die infolge des mechanischen Abscherens der Rauheitsspitzen einen Zwischenstoff zwischen den Reibpartnern bilden.

Der Verbleib bzw. die Änderung und das Verhalten von Verschleißteilchen sowie die Schadensevolution kontaktierender Oberflächen auf das Reibungsverhalten, vorwiegend bei zyklischer und alternierender Beanspruchung, ist zu erforschen. In Fugen segmentärer Bauwerke, die aus Fertigteilen mit Hochleistungswerkstoffen errichtet werden, resultieren oftmals zur wirtschaftlichen Ausnutzung der Bauteile hohe Normalspannungen. Das zeitabhängige Verhalten der sehr hohen nahezu punktuell wirkenden Normalspannungen in den Kontaktbereichen der Flächen ist bei der Erforschung von vorwiegendem Interesse. Zur weiteren Erforschung des

Reibungsverhaltens von Oberflächen können numerische Simulationen durchgeführt werden. Grundsätzlich eignet sich für eine erste rechnerische Näherung des Verhaltens die Methode der Dimensionsreduktion, bei der ein dreidimensionales Kontaktproblem in eine Reihe unabhängiger eindimensionaler Kontakte überführt wird [110]. Geeignete Ansätze zur Berücksichtigung des Verschleißes sowie das Verhalten von Verschleißteilchen ist zu wählen.

Für numerische Simulationen kann das Kontakt- und Reibungsverhalten alternativ über verschiedene vereinfachte Modelle abgebildet werden. Der Normalkontakt wird i. d. R. als „harter“ Kontakt definiert. Das Eindringen eines Körpers in einen anderen Körper wird dadurch gänzlich unterbunden. In die tangential Richtung kann bei der Simulation von Kontaktproblemen beispielsweise die Coulombsche Reibung implementiert werden. Dabei wird von einem konstanten Reibungskoeffizienten ausgegangen. Zusätzlich kann eine kritische Schubspannung definiert werden, die den Beginn des Gleitens der Oberflächen beim Erreichen des festgelegten Wertes sicherstellt. Alternativ können für die Simulation Modelle zur besseren Abbildung des tatsächlichen Reibungsverhaltens mit einer Änderung des Gleitreibungsbeiwertes implementiert werden.

2.1.3 Rauheit und Abweichungen von Oberflächen

Reale Oberflächen weisen Rauheiten auf, die einen Einfluss auf das Kontakt- und Reibungsverhalten zwischen Betonkörpern haben. Die Beschreibung von Oberflächen bzw. der Oberflächenbeschaffenheit durch definierte Parameter stellt eine wichtige Methode zur Quantifizierung realer Oberflächen dar. Die Abweichungen von einer idealen Oberfläche sind differenziert zu betrachten. Die DIN 4760 [25] unterteilt hierfür die sogenannte Gestaltabweichungen einer idealen Oberfläche in ein System bestehend aus sechs Ordnungen. Tabelle 2.1 gibt das Ordnungssystem mit der Beschreibung der Art der Abweichung wieder. Die Ist-Oberfläche wird i. d. R. aus der Überlagerung der Abweichungen der 1. bis 4. Ordnung gebildet [25].

Die DIN EN ISO 25178-2 [31] beinhaltet die Definition und die Parameter zur Beschreibung von Oberflächenbeschaffenheiten mittels flächenhafter Verfahren. Die Formulierungen der wichtigsten Parameter werden nachfolgend kurz wiedergegeben und die jeweilige Bedeutung erläutert. Die Rauheit einer Oberfläche entspricht den Gestaltabweichungen der 3. und 4. Ordnung des Systems nach Norm.

Tabelle 2.1: Gestaltabweichungen nach der DIN 4760

Gestaltabweichung	Art der Abweichung
1. Ordnung	Formabweichung
2. Ordnung	Welligkeit
3. Ordnung	Rauheit durch Rillen
4. Ordnung	Rauheit durch Riefen, Schuppen, Schalen oder Kuppen
5. Ordnung	Rauheit in der Struktur des Gefüges
6. Ordnung	Abweichungen im Kristallgitter des Werkstoffs

Die mittlere quadratische Höhe der Oberfläche innerhalb eines flächenhaften Definitionsbereichs A wird mit dem Parameter S_q entsprechend Gleichung (2.12) ausgedrückt. Die Variable z gibt dabei die Höhe eines Punktes im Definitionsbereich an. Der Parameter S_q kann als Standardabweichung der Höhen einer Fläche verstanden werden und wird als Parameter mit hoher Aussagekraft für den Vergleich von Oberflächen herangezogen.

$$S_q = \sqrt{\frac{1}{A} \iint_A z^2(x, y) dx dy} \quad (2.12)$$

Der Parameter S_a ist der arithmetische Mittelwert der absoluten Höhen eines Definitionsgebietes und wird i. d. R. als aussagekräftigster Wert für die Beurteilung und den Vergleich der Oberflächenrauheit angegeben.

$$S_a = \frac{1}{A} \iint_A |z(x, y)| dx dy \quad (2.13)$$

Der dimensionslose Parameter S_{sk} gibt die Schiefe (Neigungsgrad) der Oberfläche entsprechend Gleichung (2.14) an. Weißt die Schiefe einen Wert von null auf, liegt eine unverschiebbliche Normalverteilung der Höhen vor.

$$S_{sk} = \frac{1}{S_q^3} \left(\frac{1}{A} \iint_A z^3(x, y) dx dy \right) \quad (2.14)$$

Abbildung 2.14 zeigt die Verteilung der Höhen (Histogramm) eines flächenhaften Untersuchungsgebietes mit unterschiedlicher Schiefe.

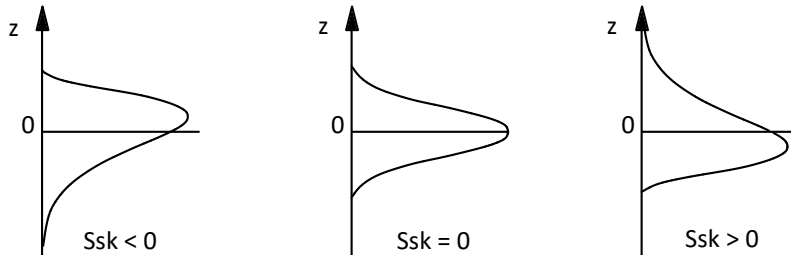


Abbildung 2.14: Verteilungen der Höhen und dazugehöriger Schiefeparameter S_{sk} der Rauheit im Definitionsbereich nach [136]

Die Parameter S_p und S_v geben die Höhe der höchsten Rauheitsspitze bzw. die Höhe der tiefsten Vertiefung im betrachteten Untersuchungsgebiet an. Sie können aufgrund punktueller Ausprägungen und individueller Erscheinungen im flächenhaften Betrachtungsbereich von der mittleren quadratischen Rautiefe teilweise erheblich abweichen und sind deshalb nur eingeschränkt für den Vergleich von Oberflächen verwendbar. Die größte Höhe des Profils wird aus Summe der Parameter S_p und S_v gebildet und mit dem Rauheitsparameter S_z ausgedrückt. Darüber hinaus bestehen neben den aufgeführten Höhen-Parametern auch sogenannte Funktionsparameter zur Beschreibung der Rauheit. Es wird auf die genannten Normen verwiesen.

Für die Bestimmung der Oberflächeneigenschaften von Betonbauteilen wird in der DIN EN 13369 [26] mit allgemeinen Regeln für Betonfertigteile auf den Anhang bzw. den DIN-Fachbericht CEN/TR 15739 [32] verwiesen. Bei der Beschaffenheit von Oberflächen wird zwischen sechs verschiedenen Arten von Oberflächenabweichungen differenziert. Abbildung 2.15 zeigt die Oberflächenbeschaffenheit mit den Abweichungen für schalungsglatte oder geglättete Oberflächen. Abweichungen und zulässige Toleranzen von Oberflächen sowie Bauteilen werden im nachfolgenden Abschnitt 2.1.4 thematisiert.

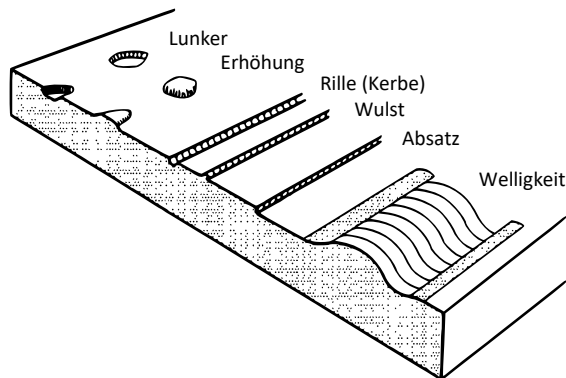


Abbildung 2.15: Abweichungen von der idealen Oberfläche bei Betonbauteilen nach [26]

2.1.4 Abweichungen und Toleranzen

Abweichungen und Toleranzen kommen bei Tragwerken bestehend aus einzelnen Elementen eine bedeutende Rolle zu, da ein wesentlicher Einfluss der Genauigkeit (Präzision) von Bauteilen auf das Zusammenfügen von Strukturen und damit auch auf das Tragverhalten sowie die Gebrauchstauglichkeit zusammengebauter Tragwerke besteht [47]. Eine Maßabweichung, d. h. eine Differenz zwischen dem Ist-Maß und dem sogenannten Nennmaß (Soll-Maß) eines Bauteiles, spielt mit kleiner werdenden Abmessungen des Bauteils eine größere Rolle, die maßgeblich mit der Verkettung von Abweichungen beim Zusammenbau einzelner Bauteile zu einem Gesamttragwerk begründet ist. Die Toleranzberechnung beschäftigt sich mit dem Aufeinandertreffen von Toleranzen einzelner Bauteile innerhalb eines Gesamtsystems. Beispielsweise ermöglicht eine Toleranzanalyse die Ermittlung von Mindest- und Höchstmaßen auf der Ebene der Einzelabteile basierend auf festgelegten Mindest- und Höchstabweichungen eines Gesamtsystems.

Toleranzen, d. h. die Beträge der minimal und maximal zulässigen Maßabweichungen, werden für übliche Bauwerke des Hochbaus in der DIN 18202 [24] geregelt. Abbildung 2.16 zeigt die Maß- und Grenzabweichung eines stabförmigen Bauteils nach Norm und gibt die dazugehörigen Begrifflichkeiten an. Bei Tragwerken, die überwiegend aus stabförmigen Einzelbauteilen bestehen, spielen Abweichungen von der Solllänge der Bauteile eine wesentliche Rolle.

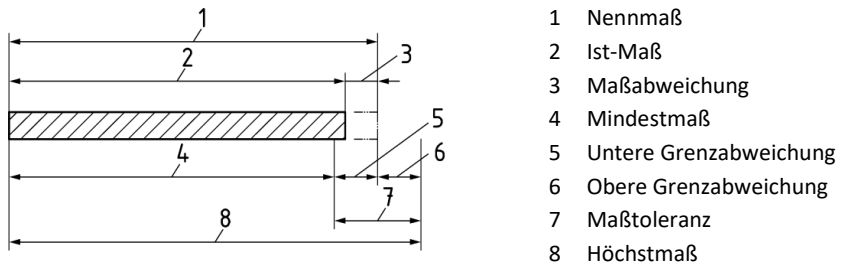


Abbildung 2.16: Darstellung der Toleranzen im Hochbau nach der DIN 18202 und die dazugehörigen Begrifflichkeiten nach [24]

Die Grenzabweichungen für die Maße im Grund- und Aufriss von Bauwerken sowie auf Bauteilebene werden nach genannter Norm in Abhängigkeit des Nennmaßes angegeben. Beispielsweise werden Grenzabweichungen im Grundriss für Längen, Achs- und Rastermaße, im Aufriss für Geschosshöhen aber auch für lichte Maße, z. B. die Maße zwischen Stützen, angegeben.

Darüber hinaus gibt die DIN EN 13369 [26] mit allgemeinen Regeln für Betonfertigteile auch Anforderungen an das Endprodukt an. Diese Anforderungen umfassen u. a. die geometrischen Eigenschaften und Oberflächenbeschaffenheiten der Betonfertigteile. Die Anforderungen an die geometrischen Eigenschaften beinhalten die Angabe von Toleranzen, die bei der Herstellung von Betonfertigteilen zu berücksichtigen sind. Neben zulässigen Querschnittsabweichungen gibt die vorgenannte Norm u. a. Empfehlungen für zulässige Abweichung der Länge.

Für den Zusammenbau skelettartiger oder flächenförmiger Tragwerke bestehend aus einer Vielzahl an Einzelbauteilen sind geringere Abweichungen bzw. zulässige Toleranzen auf Bauteilebene erforderlich als in den einschlägigen Normen aufgeführt. Beispielsweise ermöglicht die vorgenannte Toleranzanalyse unter Berücksichtigung der statistischen Verteilung von Abweichungen vom Nennmaß bzw. der Streuung des Ist-Maßes bei der Herstellung sowie infolge des zeitabhängigen Materialverhaltens nach der Fertigung die Berechnung von zulässigen Grenzabweichungen. Bei der Erarbeitung eines Toleranzkonzeptes für den Zusammenbau eines Tragwerks sind die Nennmaße der Tragelemente zum Zeitpunkt des Zusammenbaus von Relevanz. Mittels einer Verteilungsfunktion kann die statistische Verteilung von Abweichungen vom Nennmaß erfasst werden; i. d. R. wird hierfür eine Normalverteilung gewählt [47].

In Normen festgeschriebene Toleranzen, die sich auf die Abweichung der Form bzw. allgemein der Dimension sowie der Lage von Bauteilen beziehen, stellen einen Teil einer geometrischen Produktspezifikation (GPS) dar [51]. Die DIN EN ISO 8015 regelt u. a. die Grundlagen der geometrischen Produktspezifikation. Grundsätzlich bestehen standardisierte Allgemeintoleranzen, die nach der DIN ISO 2768, Teil 1 mit einer Einteilung in Toleranzklassen angegeben werden. Beispielsweise werden für die höchste Toleranzklasse mit der Bezeichnung ‚fein‘ die Grenzabmaße für Nennmaßbereiche zu $\pm 0,5$ mm angegeben und betragen damit nur einen Bruchteil der hochbauüblichen Grenzabweichungen. Die Anwendung der Allgemeintoleranzen nach genannter Norm für Betonbauteile finden in der Baupraxis jedoch keine Anwendung. Eine festgelegte Genauigkeit steht stets den Produktionskosten und damit auch dem wirtschaftlichen Erfolg eines Produktes gegenüber [51]. Für Informationen zu Toleranzen und zur geometrischen Produktspezifikation wird auf die Literatur [51] verwiesen.

Mit dem Einsatz von Verbindungs- und Einbauelementen zur Verbindung vieler einzelner Betonfertigteile sind aufgrund der bereits beschriebenen Verkettung von Abweichungen Toleranzen für Systeme, bestehend aus einzelnen Tragelementen, zu wählen. Derzeit sind Toleranzen für Einbauteile und Verbindungsmittel in Deutschland nicht normativ geregelt [42]. Beispielsweise gibt jedoch die Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilebau e.V. (FDB) in einem Merkblatt [42] Toleranzen und Passungsberechnungen für Betonfertigteile an.

Für die Bildung von Passungen stellen neben Maßabweichungen insbesondere Formabweichungen, Lageabweichungen und Oberflächenrauigkeiten sowie -welligkeiten relevante Abweichungen dar. Abbildung 2.17 zeigt eine Darstellung der vorgenannten Begrifflichkeiten.

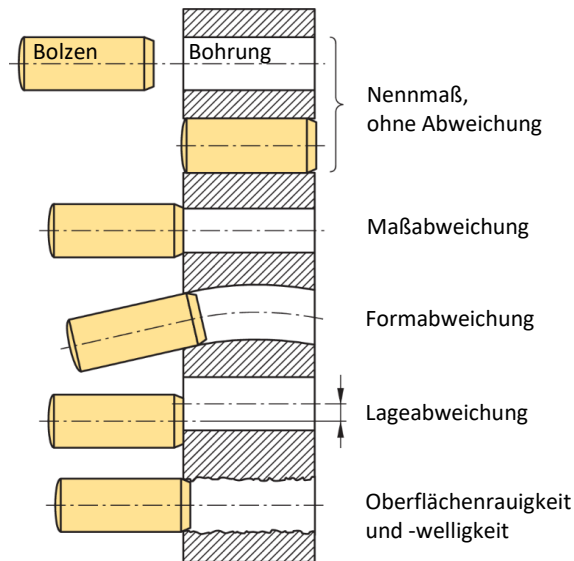


Abbildung 2.17: Beispielhafte Verbindung mittels eines Bolzens und einer Bohrung mit der Darstellung möglicher Abweichungen nach GUST [51]

2.1.5 Kraftübertragung in Trockenfugen und Verbindungen segmentärer Betontragwerke

Ein segmentäres Betontragwerk entsteht, wenn eine Konstruktion durch Zusammenfügen einzelner Betonbauteile errichtet wird. Die segmentäre Bauweise bedingt Fugen und Verbindungen in einem Tragwerk. Primäre Anforderung an solche Diskontinuitäten in Bauteilen und Tragwerken ist die Kraftübertragung zwischen angrenzenden Segmenten bzw. Tragelementen [100]. Wirkt eine Kraft senkrecht zur Fügeebene gestoßener Segmente, muss zur Sicherstellung standsicherer und gebrauchstauglicher Tragwerke ein relatives Gleiten der Betonbauteile in die Richtung der Einwirkung vermieden werden. Ist die aufnehmbare Haftreibungskraft einer Fuge mit glatten Oberflächen infolge Vorspannung größer als die tangentielle Einwirkung, besteht eine kraftschlüssige Verbindung der Bauteile. Kann ein Erreichen oder Überschreiten der kritischen Haftreibungskraft infolge der Einwirkung zwischen kontaktierenden Betonkörpern mit glatter Oberfläche bei der Bemessung nicht sichergestellt werden, ist eine Maßnahme zur Begrenzung oder Vermeidung der Relativverschiebung infolge des eintretenden Gleitens zu wählen. Kann der Kraftschluss in einer Fuge nicht gewährleistet werden, ist eine alternative Verbindung zur Sicherstellung eines statischen Systems zu

wählen. Die weiteren Verbindungstechniken Form- und Stoffschluss können dabei auch in Kombination mit einer kraftschlüssigen Verbindung zum Einsatz kommen. Abbildung 2.18 zeigt die Schlussarten Kraftschluss, Formschluss und Stoffschluss.

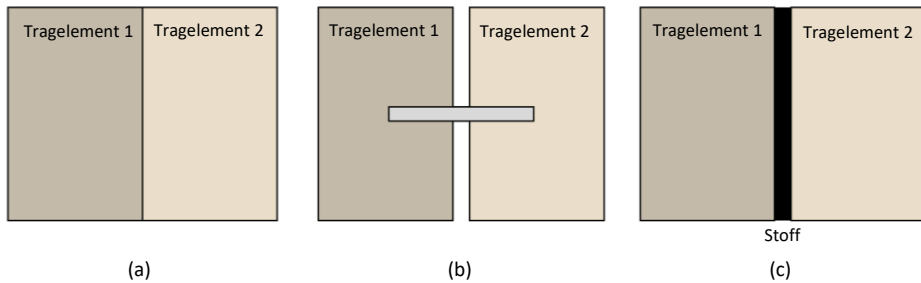


Abbildung 2.18: Verbindungstechniken: (a) Kraftschlüssige Verbindung, (b) formschlüssige Verbindung, (c) stoffschlüssige Verbindung

Verbindungen können zudem in die Arten lösbar, bedingt lösbar und nicht lösbar unterteilt werden [100]. Mit dem Teilziel des modularen Bauens, dass Tragwerke schadensfrei rückbaubar und Bauteile demontierbar sind, kommen im Folgenden ausschließlich lösbare Verbindungen in Betracht. Der Stoffschluss stellt i. d. R. eine nicht lösbare Verbindung dar. Folglich kann eine lösbare Fuge oder Verbindung nur mittels den Schlussarten Kraft- und Formschluss realisiert werden.

Trockenfugen

Im Betonbau werden Fugen, die sich durch den trockenen Stoß zweier Bauteile ergeben und die Kraftübertragung vollständig über die Kontaktflächen der Bauteile erfolgt, als Trockenfugen bezeichnet. In Abbildung 2.19 sind eine Trockenfuge mit einem Schubzahn (auch Schubnocke) und einer Verzahnung mit einer Feinprofilierung beispielhaft dargestellt.

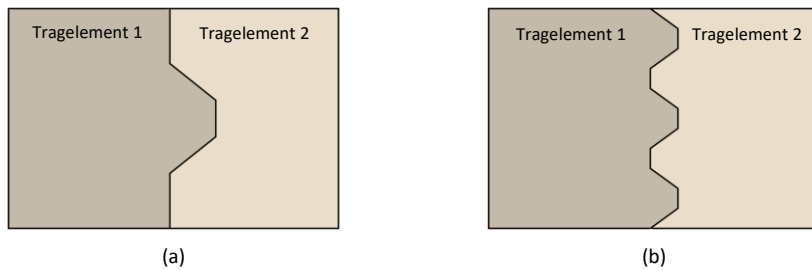


Abbildung 2.19: Verzagte Trockenfugen: Ausführung mit (a) einer Schubnocke und (b) einer Profilierung

Trockenfugen weisen gegenüber vermörtelten oder verklebten Fugen mehrere Vorteile auf: Folgend sind die wesentlichen Vorteile nach [135] aufgeführt:

- Kurze Bauzeiten für die Errichtung von Tragwerken sowie die witterungsunabhängige Montage von Tragelementen sind u. a. durch den Wegfall von Aushärtezeiten und die Vorbehandlung von Oberflächen, wie bei verklebten oder vermörtelten Fugen, möglich.
- Korrekturen der Einbauposition sowie der Austausch von Tragelementen sind möglich. Bei verklebten Bauteilen ist der Austausch von Elementen nur mit großem technischem Aufwand realisierbar.
- Bei Trockenfugen bestehen im Gegensatz zu verklebten Fugen keine Bedenken bezüglich des Gesundheits- und Umweltschutzes. Zudem ist bei der Herstellung verklebter Fugen der Einsatz von speziell geschultem Fachpersonal erforderlich.
- Segmenttragwerke mit Trockenfugen weisen ein duktileres Verhalten auf, da nach dem Überschreiten einer zulässigen Einwirkung zunächst eine große Deformation mit dem Öffnen der Fugen stattfindet.

Nachteile von Trockenfugen in vorgespannten Tragwerken sind insbesondere aufgrund der fehlenden Dichtigkeit der Fugen die Sicherstellung der Dauerhaftigkeitsanforderungen bei Einsatz korrosionsanfälliger Spannbewehrung. Zudem können beim trockenen Stoß von Segmenten Schalungs- bzw. Herstellungungenauigkeiten der in Kontakt tretenden Oberflächen nicht ausgeglichen werden [135].

Neben den hohen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit zur Vermeidung von Spannstahlkorrosion bestehen auch aufgrund der normativen Lage verschiedene Herausforderungen an den Einsatz und die Ausführung vorgespannter Trockenfugen im segmentären Hoch- und Brückenbau in Deutschland. Die Frage, wie die Sicherstellung der

Dauerhaftigkeit von Tragwerken mit Trockenfugen möglich ist, kann durch den Einsatz nicht-korrozierender Bewehrung beantwortet werden.

Der Eurocode 2 und andere technische Regelwerke beschränken die Bemessung von Tragwerken mit Trockenfugen insbesondere durch die Tatsache, dass für den Nachweis von Segmentfugen unter allgemeiner Einwirkung - Normalkraft, Schubkraft und Biegung - keine zulässigen Regeln bestehen. Der Eurocode 2 gibt lediglich für längsschubbeanspruchte Fugen, wie in Abbildung 2.20 dargestellt, Bemessungsregeln an.

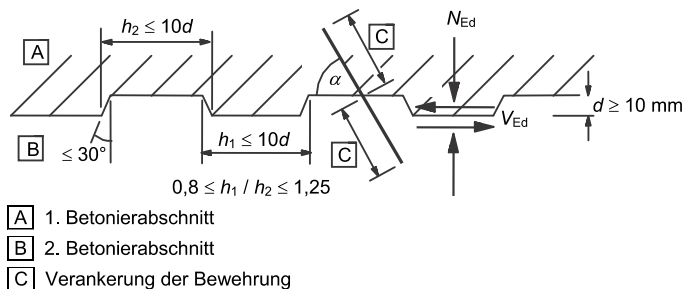


Abbildung 2.20: Verzahnte Ausbildung einer Verbundfuge nach Eurocode 2 [27, 28]

Die aufnehmbare Längsschubspannung v einer Fuge ohne kreuzende Bewehrung wird nach Eurocode 2 mit einem Verzahnungsbeiwert c , der Betonzugfestigkeit f_{ct} , dem Reibungsbeiwert μ sowie der einwirkenden Normalspannung σ_n berechnet. Die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend des Sicherheitskonzeptes wird in dieser sowie den nachfolgenden Formeln vernachlässigt, um eine Vergleichbarkeit der charakteristischen Widerstände zu ermöglichen.

$$v = c \cdot f_{ct} + \mu \cdot \sigma_n \quad (2.15)$$

Der Rauigkeits- und Schubreibungsbeiwert sind nach Norm von der Profilierung der Fugenoberfläche abhängig. Für verzahnte Fugen wird der Rauigkeitsbeiwert zu 0,5 und der Schubreibungsbeiwert zu 0,9 angegeben. Die Wahl höherer Werte muss durch Nachweise begründet sein [27]. Der Eurocode 2 gibt zusätzlich ein Kriterium für die Begrenzung der aufnehmbaren Schubspannung an. In Abhängigkeit eines Festigkeitsabminderungsbeiwertes für die Fugenrauigkeit v sowie der Betondruckfestigkeit f_c ist folgendes Kriterium zu berücksichtigen:

$$\nu \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_c \quad (2.16)$$

Der im Jahre 2021 veröffentlichte Entwurf zur Neufassung des Eurocode 2, Teil 1-1 [111] gibt für verzahnte Abschnittsfugen nachfolgende Gleichung an, wenn eine kreuzende Fugenbewehrung vorhanden ist:

$$\tau = 0,37 \cdot \sqrt{f_c} + 0,9 \cdot \sigma_n \leq 0,25 \cdot f_c \quad (2.17)$$

Ein Bemessungsmodell für Trockenfugen von Segmentbrückenbauten, das wesentlich höhere Schubspannungen als die konservative Formulierung nach Eurocode zulässt, wurde von der *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) im Jahre 1989 in der Richtlinie *Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges* veröffentlicht. Die Bemessungsregeln gelten für gleichmäßig profilierte Schubverzahnungen in den Stirnflächen von Hohlkastenbrücken. Abbildung 2.21 zeigt die Ausbildung und Anordnung der Profilierung nach der Darstellung von SPECKER [134].

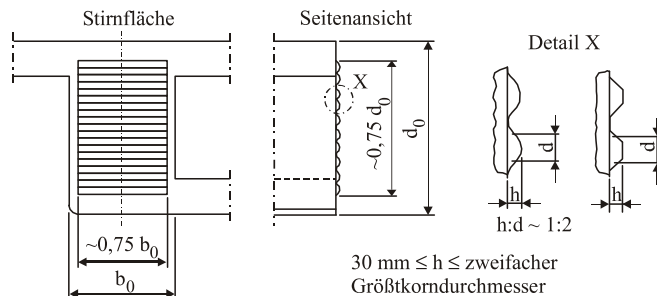


Abbildung 2.21: Feinprofilierung des Steges von Hohlkastenbrücken [134]

Bei der Bemessung von Segmentbrücken nach AASHTO ist sicherzustellen, dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sowie im Bauzustand stets ein vollständig überdrückter Querschnitt mit einer Mindestdruckspannung von 1,4 MPa vorliegt und damit ein Öffnen der Fuge vermieden wird [134].

Die Tragfähigkeit einer Trockenfuge in der Stegfläche eines Hohlkastenquerschnitts (vgl. Abbildung 2.21) kann unter Schub- und Torsionsbeanspruchung nach AASHTO in

Abhängigkeit der projizierten Fläche der Schubverzahnung A_k , der Betondruckfestigkeit f_c , der einwirkenden Normalspannung σ_n sowie der ebenen Kontaktfläche zwischen Schubnocken A_{sm} unter Verwendung von metrischen Einheiten formuliert werden [134]:

$$V = A_k \sqrt{6,792 \cdot 10^{-3} \cdot f_c (12 + 2,466 \cdot \sigma_n) + 0,6 \cdot A_{sm} \cdot \sigma_n} \quad (2.18)$$

Eine ausführliche Herleitung sowie eine kritische Diskussion des Bemessungsmodells nach AASHTO kann [134] entnommen werden.

Abbildung 2.22 zeigt die Gegenüberstellung der normierten Bemessungsmodelle nach der Neufassung des Eurocode 2 (prEN1992:2021) [111] mit einer verzahnten Fugenoberfläche, der Richtlinie AASHTO, der Empfehlung nach Specker [134] sowie den Mohrschen Spannungskreis eines Elementes unter Schub- und Normalspannung.

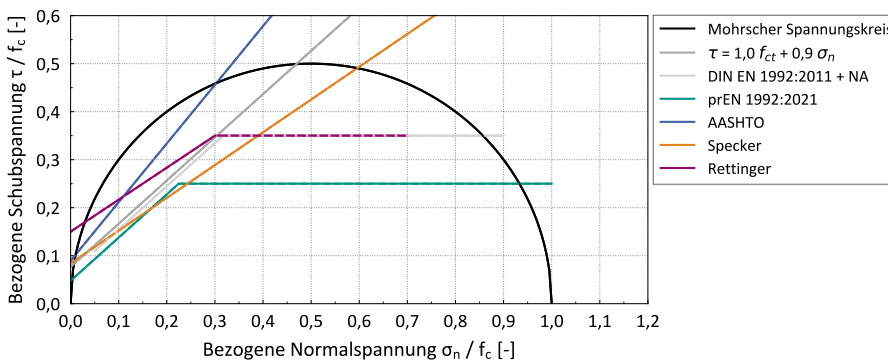


Abbildung 2.22: Gegenüberstellung ausgewählter Bemessungsansätze und Mohrscher Spannungskreis nach [118, 132]

In verschiedenen Studien wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Trockenfugen im Segmentbrückenbau mit unterschiedlichster Ausführung untersucht.

GUCKENBERGER et al. [50] untersuchten im Jahre 1980 in ihren Studien an prismatischen Kleinkörpern das Versagen von Fugen bei verschiedenen Spannungszuständen und formulieren eine aufnehmbare Schubspannungsbeziehung für feinprofilierten Fugen, die mittels Zementmörtel verfüllt wurden. Abbildung 2.23 zeigt eine Gegenüberstellung der Grenzbeziehung der wirkenden Schub- und Normalspannung bei Versagen der Kleinkörper nach [50] mit dem Mohr-Coulombschen Bruchkriterium.

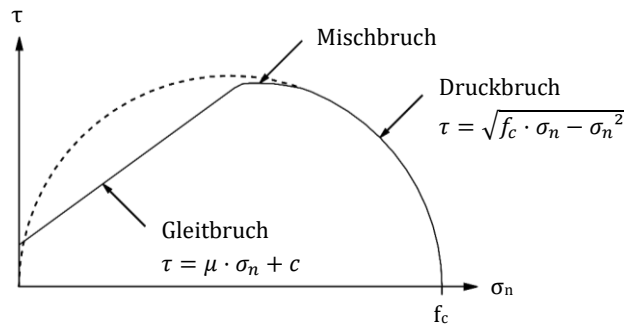


Abbildung 2.23: Grenzbeziehung der resultierenden Normal- und Schubspannung nach GUCKENBERGER et al. [50]

KOSEKI und BREEN [76] erforschten 1983 u. a. das Verhalten von Trockenfugen ebener Oberflächen und verzahnter Kontaktflächen mit einer sowie mehreren Schubnocken. Ihre Untersuchungsergebnisse zeigen erhebliche Unterschiede im Tragverhalten verschiedenartig ausgeführter Trockenfugen ab einer gewissen Relativverschiebung. Sie kommen zu dem Ergebnis, dass das Tragverhalten bis zum Erreichen der kritischen Haftkraft und dem Einsetzen einer Relativbewegung aller untersuchten Trockenfugen ähnlich ist. Demnach ist die aufnehmbare Schubkraft in einer Trockenfuge bis zum Beginn des ersten Schlupfs unabhängig von der Anzahl der vorhandenen Schubnocken. Ihre detaillierten Untersuchungen zur Neubewertung der 1977 AASHTO bringen unzählige weitere Erkenntnisse hervor. Sie schlagen beispielsweise zur konservativen Bemessung einen reduzierten Reibungskoeffizienten von 0,5 im Gegensatz zum damals normativ zulässigen Wert zwischen 0,70 und 1,0 vor.

VIELHABER [146] führte Untersuchungen an mit Epoxidharz verklebten sowie trockenen Fugen durch, mit dem Ziel, die von GUCKENBERGER et al. formulierte aufnehmbare Schubspannung einer Fuge für die Modellbildung zur Schubkraftübertragung in der Biegedruckzone von Segmentbauteilen zu modifizieren [134]. VIELHABER gibt die aufnehmbare Schubspannung τ einer Trockenfugen lediglich über die wirkende Normalspannung σ_n sowie den Reibungskoeffizient μ mit dem Wert 0,58 entsprechend Gleichung (2.19) an. Ein Rauigkeitsanteil der Fugenverzahnung bleibt nach seinem Ansatz bei Trockenfugen unberücksichtigt.

$$\tau = \mu \cdot \sigma_n \quad (2.19)$$

VIELHABER gibt zudem entsprechend den Untersuchungen von GUCKENBERGER et al. ein Kriterium zu der Vermeidung eines Druckbruchs an:

$$\tau \leq \sqrt{f_c \cdot \sigma_n - \sigma_n^2} \quad (2.20)$$

Weitere Studien zum Tragverhalten von Trockenfugen in Segmentbrückenbauten unter Schubbeanspruchung, Torsion oder kombinierter Beanspruchung wurden von EIBL und HUANG [34, 60], ROMBACH und SPECKER [119, 134, 135] durchgeführt. Zudem untersuchen OETTEL et al. [105, 106] sowie RETTINGER et al. [117, 118] in ihren Studien u. a. das Trag- und Kontaktverhalten feinprofilierter Trockenfugen für die Anwendung im Hochbau. SHARAFI et al. erforschen in [131] den Einsatz von formschlüssigen Verbindungen für den Zusammenbau von Tragwerken bestehend aus Raummodulen.

Die Literatur gibt viele verschiedene Modelle zur Schubkraftübertragung in Fugen an. Die daraus entwickelten Bemessungsmodelle weisen große Unterschiede in der aufnehmbaren Schubspannung profilierter Trockenfugen auf. Insbesondere die großen Unterschiede bei der Annahme des Reibungsbeiwertes sowie die Begrenzung der Normalspannung sind hierfür ursächlich. Außerdem werden in der Literatur unterschiedliche Geometrien der Profilierungen untersucht. Grundsätzlich besteht ein Einfluss der Einbindetiefe sowie der Form der Schubnocken und -zähne auf das Tragverhalten profilierter Segmentfugen. Ein Forschungsbedarf hinsichtlich der wirtschaftlichen Bemessung profilierter Trockenfugen segmentärer Tragwerke besteht weiterhin.

Verbindungen

Verbindungen stellen eine alternative Möglichkeit zur Kraftübertragung zwischen Betonsegmenten dar. Eine sogenannte mittelbare Verbindung liegt vor, wenn ein Zusatzelement an der Verbindung angrenzender Bauteile beteiligt ist [100]. Unterscheidet sich ein solches Zusatzelement im Material von den angrenzenden Bauteilen, liegt eine hybride Verbindung vor. In Abbildung 2.24 sind zwei beispielhafte Verbindungen aus der Forschung dargestellt.

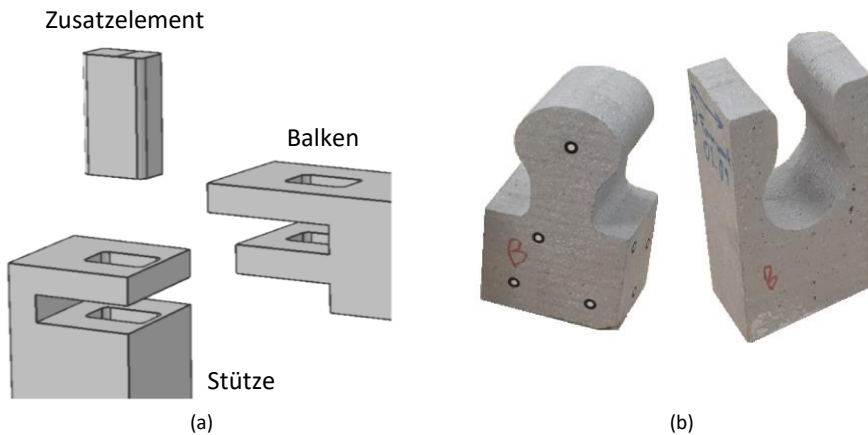


Abbildung 2.24: Beispielhafte Verbindungen: (a) Verbindung zwei stabförmiger Betonbauteile mit einem Zusatzelement zur Bildung einer Rahmenecke nach [8] und (b) Verzahnung, die mittels CNC-Fräsmaschine hergestellt wurde [9]

Beispielsweise untersuchten LEHMBERG et al. [84], BAGHDADI et al. [7–9] und MAINKA et al. [90] in umfänglichen numerischen und experimentellen Studien verschiedenartige Fügeprinzipien sowie Verbindungsdetails zwischen stabförmigen und schalenförmigen Betonbauteilen sowie Raummodulen für die Errichtung modularer Tragwerke. Der Fokus der Arbeiten liegt auf reinen Betonverbindungen, die aus hochfestem bis ultrahochfestem Beton hergestellt werden. Das Tragverhalten ausgewählter Verbindungen wurde in Studien unter verschiedenartigen Einwirkungen ausführlich erforscht und eine Evaluierung der Ergebnisse vorgenommen. Die Vorarbeiten für die aufgeführten Studien erfolgte in dem von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Schwerpunktprogramm „Leichtbauen mit Beton“. Der Entwicklung neuartiger Verbindungen für stab- und flächenförmige Tragelemente aus Beton kommt bei der Erarbeitung von Baukastensystemen mit unterschiedlichen Schnittstellen zwischen angrenzenden Bauteilen und Modulen eine maßgebliche Rolle zu. Neben dem Tragverhalten wurden insbesondere auch Fertigungsverfahren für die Herstellung präziser Verbindungen erforscht. Zusätzlich zur Herstellung der Kontaktflächen durch den Einsatz 3D-gedruckter Schalungselemente wurde auch die maschinelle Bearbeitung von Oberflächen und Verbindungsdetails mittels CNC-Maschinen erforscht. In weiterführenden Studien wurden u. a. die Fertigungsabweichungen und die Verteilung von Abweichungen mittels Laserscanner erforscht sowie Möglichkeiten zur Reduktion von Ungenauigkeiten bei der Herstellung kontaktierender Flächen evaluiert.

Viele der aktuell in Erforschung befindlichen komplexen Verbindungen sind jedoch noch weit von der Marktreife entfernt. Dies ist insbesondere auf fehlende Nachweis- und Bemessungskonzepte sowie grundlegende Regelungen für den Einsatz neuartiger Verbindungen zurückzuführen. Außerdem bestehen Hindernisse für den Einsatz von trockengefügteten Betonbauteilen mit komplexen Verbindungsdetails, da die kontinuierliche Fertigung hochpräziser Kontaktflächen noch nicht ausreichend erforscht ist und damit die Kraftübertragung sowie das Tragverhalten nicht mit ausreichender Sicherheit ermittelt werden kann.

Auf dem Markt sind verschiedene Bauprodukte zur Kraftübertragung zwischen Ort betonbauteilen und Fertigteilen verfügbar und stellen durch die hybride Ausführung eine Alternative zu reinen Betonverbindungen dar. Abbildung 2.25 gibt einen Überblick zu Ausführungsmöglichkeiten für Verbindungen.

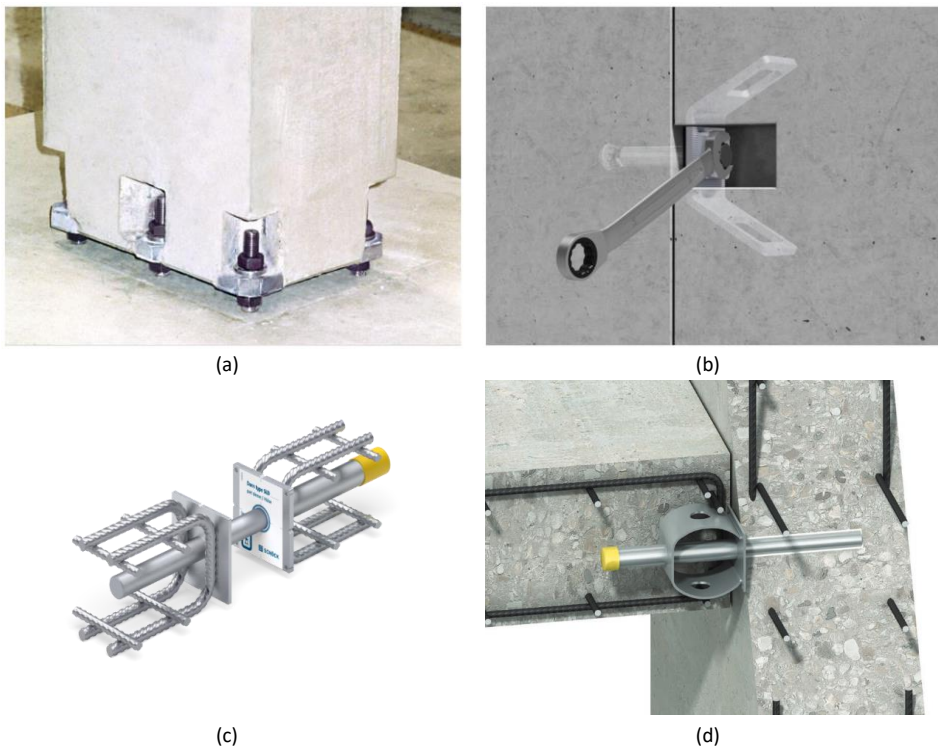


Abbildung 2.25: Beispielhafte Bauprodukte zur Verbindung von Betonbauteilen: (a) Stützenschuh [139] und (b) Fertigteilverbinder [44] der Fa. Halfen, (c) Querkraftdorn der Fa. Schöck [112], (d) Querkraftdorn der Fa. Ancon [113]

Grundsätzlich wird zwischen lösbaren und nichtlösbaren Verbindungen differenziert. Stützen- oder Balkenschuhe sowie Fertigteilverbinder oder Spannschlösser, die i. d. R. mittels Schraubanschlüssen schnell montierbar sind, sind beispielsweise lösbare Verbindungen. Eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Betonbauteilen kann mit diesen einfach und schnell montierbaren Produkten realisiert werden. Vorgespannte Schraubanschlüsse können eine stets vollständig überdrückte Verbindung sicherstellen. Bei der Herstellung von Betonbauteilen sind meist eine Rückhängebewehrung oder zusätzliche andere Bewehrungen in die Bauteile zur sicheren Einleitung der auftretenden Kräfte in das jeweilige Bauteil anzuordnen. Die Anordnung dieser Bewehrung erfolgt bei der Herstellung meist händisch und ist damit zeitaufwändig sowie kostenintensiv. Bei einigen Produkten ist zudem der Verguss eines verbleibenden Spaltes zwischen den beiden Verbundenen Bauteilen erforderlich. Die Verbindung ist dann nur bedingt lösbar. Nichtlösbare Verbindungen, wie z. B. Querkraftdorne, die bei der Herstellung in der Verbindung in die Schalung eingelegt werden, machen einen beschädigungsfreien Rückbau und damit die Wiederverwendung der Betonbauteile nahezu unmöglich.

Stiftförmige Zusatzelemente zur Querkraftübertragung zwischen Betonbauteilen werden unter dem Begriff Querkraftdorn (auch Schubdorn) zusammengefasst. Ein Querkraftdorn setzt sich dabei aus Dornenteil und Hülseenteil entsprechend Abbildung 2.26 zusammen [126]. Der Einsatz von Querkraftdornen erfolgt oftmals beim Anschluss dünner Platten an senkrechte Wände. Jedoch bestehen auch Produkte zur Verbindung massiger Bauteile.

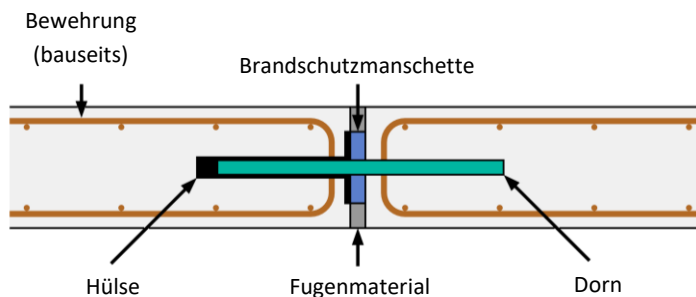


Abbildung 2.26: Beispielhafte Darstellung eines eingebauten Querkraftdorns bestehend aus Dorn- und Hülseenteil zwischen zwei bewehrten Betonbauteilen nach [102]

Damit Hersteller von Bauprodukten eine Konformitätserklärung für ihre entwickelten Produkte ausgeben können, die nicht vollständig von einer harmonisierten europäischen Norm abgedeckt sind, bieten European Assessment Documents (EAD) in Kombination mit

European Technical Assessments (ETA) die Möglichkeit zur Zulassung von Bauprodukten. Das EAD 050019-00-0301 [39] mit dem Titel „Querkraftdorne für strukturelle Verbindungen unter statischer und quasi-statischer Beanspruchung“ (org. engl. *dowels for structural joints under static and quasi-static loading*) regelt die Zulassung von Stiften für tragende Verbindungen zwischen Betonelementen. Abbildung 2.26 zeigt eine beispielhafte Darstellung eines Querkraftdorns nach [39]. Der Einbau der Querkraftdorne erfolgt i. d. R. durch Befestigung an der Schalung vor der Betonage [126].

Zur Bemessung tragender Verbindungen, die mit Querkraftdornen aus Stahl ausgeführt werden, besteht von der *European Organisation for Technical Assessment* der technischer Bericht TR 065 [40]. Die wichtigsten Anforderungen für die Bemessung von Querkraftdornen sind nach dem technischen Bericht [40]:

- Bei plattenförmigen Bauteilen beträgt die Bauteildicke mindestens dem Sechsfachen des Dorndurchmessers;
- Eine statische oder quasi-statische Beanspruchung wirkt auf die Bauteile;
- Die Mindesteinbindetiefe eines Querkraftdorns beträgt das Fünffache des Dorndurchmessers;
- Die Betonbauteile sind nach Eurocode 2 bemessen.

Der genannte technische Bericht gibt für den Nachweis der Schubtragfähigkeit einer Verbindung charakteristische Widerstände entsprechend den folgenden Versagensarten für ständige und veränderliche Einwirkungen an: (1) Stahlversagen des Dorns und (2) Betonkantenbruch. Zudem kann der Beton außerhalb des Bereiches, in dem Rückhängebewehrung angeordnet wurde, versagen, wenn die Tragfähigkeit der Bewehrung und die des Dorns größer sind als die Durchstanztragfähigkeit des Bauteils [126]. Im genannten technischen Bericht wird jedoch kein Nachweis auf Durchstanzen gefordert. Abbildung 2.27 zeigt den schematischen Einbau eines Querkraftdorns mit den wesentlichen Abmessungen für die Nachweisführung des Dorns nach dem genannten EAD.

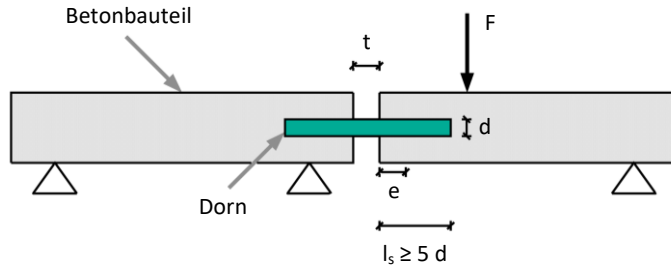


Abbildung 2.27: Darstellung relevanter Abmessungen eines eingebauten Dorns beim Versuch nach [39]

Der eingebaute Dorn erfährt beim Einbau zwischen zwei Bauteilen sowie einer Einwirkung i. d. R. eine Biege- und Querkraftbeanspruchung. Entsprechend muss für den Dornteil bei der Nachweisführung gegen Stahlversagen unter einachsiger Biegung die Vergleichsspannung σ_v entsprechend Gleichung (2.21) herangezogen werden [126].

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_v^2} \quad (2.21)$$

Dabei ist:

- σ_x die Biegespannung: $\sigma_x = M_{pl} / W_{pl} = V_{Rk,s} \cdot (t + 2 \cdot e) / (2 \cdot W_{pl})$;
- τ_v die Schubspannung: $\tau_v = V_{Rk,s} \cdot 1,1 / A_s$;
- t die Fugenbreite zwischen den Betonbauteilen;
- e der Abstand bis zum Auflage-/Einspannpunkt;
- W_{pl} das plastische Widerstandsmoment des Querschnitts;
- A_s die Dornquerschnittsfläche.

Die Vergleichsspannung darf bei der Nachweisführung dabei keinen Wert größer als die Streckgrenze des Stahldorns f_{yk} annehmen. Der charakteristische Widerstand gegen Stahlversagen des Querkraftdorns unter kombinierter Biege- und Schubbeanspruchung wird für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach [40] durch Umformen von Gleichung (2.21) berechnet:

$$V_{Rk,s} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{\frac{(t + 2e)^2}{4 \cdot W_{pl}^2} + \frac{3}{A_s^2}}} \quad (2.22)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Nachweisführung wird für Querkraftdorne aus Stahl mit 1,10 angegeben. Abhängig von den Freiheitsgraden des Dorns ist ggf. eine Abminderung des Schubwiderstandes vorzunehmen, um zusätzliche Spannungen infolge der Bewegung aufnehmen zu können [40].

Der charakteristische Widerstand gegen Betonkantenbruch im Grenzzustand der Tragfähigkeit setzt sich aus einem Bewehrungstraganteil $V_{Rk,ce,1}$ und einem Verbundtraganteil $V_{Rk,ce,2}$ nach Gleichung (2.23) zusammen:

$$V_{Rk,ce} = V_{Rk,ce,1} + V_{Rk,ce,2} \quad (2.23)$$

Der Bewehrungstraganteil $V_{Rk,ce,1}$ berücksichtigt hierbei nur die aufnehmbare Kraft der Bügel, die seitlich neben dem Dorn angeordnet sind und wird nach [40] wie folgt berechnet:

$$V_{Rk,ce,1} = X_1 \cdot \sum \left(\psi_i \cdot A_s \cdot f_{yk} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck,nom}} \right)^{k_1} \right) \quad (2.24)$$

Dabei ist:

- | | |
|--------------|---|
| X_1 | ein produktspezifischer Faktor; |
| ψ_i | ein Faktor, der den Abstand $l_{c,i}$ des betrachteten Bügels zum Dorn berücksichtigt (vgl. Abbildung 2.28); |
| A_s | die Querschnittsfläche des Bügels; |
| f_{yk} | die charakteristische Streckgrenze des Bügels; |
| f_{ck} | die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons; |
| $f_{ck,nom}$ | die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons, entsprechend der minimalen Festigkeitsklasse nach Herstellerangabe; |
| k_1 | ein produktspezifischer Faktor. |

Der Verbundtraganteil $V_{Rk,ce,2}$ ist im genannten technischen Bericht folgendermaßen angegeben und berücksichtigt dabei die Verbundwirkung des geraden Teils des Steckbügels:

$$V_{Rk,ce,2} = \pi \cdot d_s \cdot \sum \left(l'_{1,i} \cdot 2,25 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \right) \quad (2.25)$$

Dabei ist:

- d_s der Bügeldurchmesser;
- $l'_{1,i}$ die effektive Verankerungslänge des betrachteten Bügels;
- f_{ck} die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons.

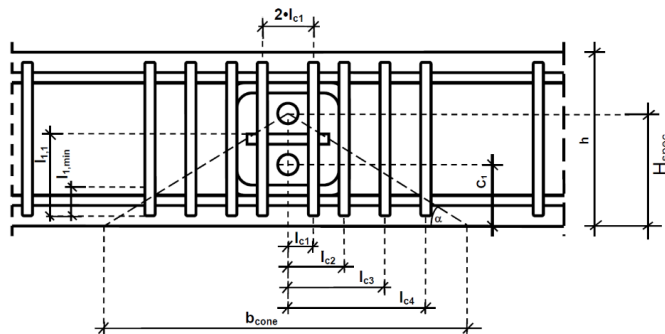


Abbildung 2.28: Definition der relevanten Parameter für den Nachweis der Verbindung gegen Betonversagen nach [40]

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gibt der technische Bericht Faktoren zur Bestimmung des Widerstandes in Abhängigkeit der Tragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie zusätzliche produktspezifische Eigenschaften an. Das Nachweiskonzept des technischen Berichts orientiert sich am Teilsicherheitskonzept des Eurocodes.

SCHMID [126], ELIGEHAUSEN und MALLÉE [35] sowie RANDL und KUNZ [115] führten unterschiedliche Studien zum Tragverhalten von Querkraftdornen durch. Insbesondere der Betonkantenbruch wurde dabei ausführlich erforscht.

2.2 Grundlagen der Entwicklung modularer Tragwerke

Unter einem modularen Produkt wird im Allgemeinen ein Produkt verstanden, das sich im Gegensatz zu einem Produkt mit integraler Gestaltungsform aus Modulen zusammensetzt. Module sind hierbei unabhängige Subsysteme innerhalb eines technischen Systems und können mit geringem Aufwand ausgetauscht werden [4, 20, 21]. Aufgrund der Unabhängigkeit der Teilsysteme besteht eine Anpassbarkeit des Aufbaus eines modularen Produktes durch die Verwendung unterschiedlicher Module. Ziel einer Modularisierung, d. h. die Strukturierung eines Systems (siehe auch 2.2.2 Definitionen der Begrifflichkeiten), ist i. d. R. die Reduktion der Komplexität eines Produktes. Hierdurch können flexible Produkte geschaffen werden, die sich optimal an die Bedürfnisse der Nutzer anpassen lassen. Aufgrund dieser Vorteile haben modulare Produkte in den vergangenen Jahrzehnten über alle Branchen hinweg zunehmend an Bedeutung gewonnen [49, 78].

Das Konzept der Modularität konnte in der Baubranche mit der Zerlegung von Tragwerken in einzelne vorgefertigte Bauteile mit dem Beginn des 19. Jahrhunderts erstmals beobachtet werden. Beispielsweise kamen beim Bau des *Crystal Palace* 1851 in London vorgefertigte Stahlteile zum Einsatz [69, 70]. Gegen Ende des 19. und mit Beginn des 20. Jahrhunderts wurden erste Systeme aus vorgefertigten Betonbauteilen entwickelt, die jedoch nur vereinzelt zur Anwendung kamen. Im Laufe des 20. Jahrhunderts erfolgt zunächst die Entwicklung verschiedenster modularer Systeme - überwiegend durch Architekten - zur Errichtung von Hochbauten, mit dem Ziel, individuelle Strukturen hervorzubringen, die auf standardisierten Einzelbauteilen beruhen [70]. Nach dem zweiten Weltkrieg wurden zur Bewältigung der großen Nachfrage an Neubauten bei gleichzeitig geringen Baukosten und kurzen Bauzeiten standardisierte Systeme mit einheitlichen Bauelementen entwickelt, die jedoch in sich geschlossen waren, d. h. nicht oder nur geringfügig in ihrer Konstruktion und Grundgeometrie veränderbar [70]. Gegen Ende des 20. Jahrhunderts wurde durch die technische Weiterentwicklung und dem damit verbundenen Aufkommen von computergestützten Programmen der Entwicklungsprozess von Fertigteilgebäuden bestehend aus Bauteilen mit hohen Wiederholungsraten wesentlich beeinflusst [36, 70]. Eine Optimierung tragender Querschnitte erfolgte für Tragwerke unterschiedlichster Grund- und Aufrisse. Bis heute wird im Fertigteilbau auf diese Basis der optimierten Bauteile zurückgegriffen. Beispielsweise bestehen von verschiedenen Fertigteilherstellern oder Vereinigungen Kataloge (z. B. Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau [53]) für die Errichtung üblicher Geschoss- oder Hallenbauten. Der computergestützte Entwurf und die Konstruktion von Tragwerken wurde durch das

building information modelling, kurz BIM, zu Beginn des 21. Jahrhunderts erweitert; mit der Möglichkeit, parametrisierte Gesamtmodelle sowie darin bestehende Interaktionen abzubilden [70]. Die Fertigteilbauweise hat trotz der technischen Weiterentwicklung keinen wesentlichen Aufschwung in den letzten beiden Jahrzehnten erlebt, da insbesondere geringen Lohnkosten für die Errichtung von Bauwerken in Ortbetonbauweise hohe Investitionskosten automatisierter Fertigungsanlagen für die Produktion von Betonfertigteilen gegenüberstehen [70]. Der Fachkräftemangel in der Baubranche und die Nachfrage nach nachhaltigerem Bauen haben zu einer neuen Ausgangslage auf dem Markt geführt. Um die Grundidee dieser Arbeit und das Konzept der standardisierten Schnittstelle zwischen Betonfertigteilen modularer Tragwerke verstehen zu können, werden wesentliche Grundlagen der Entwicklung modularer Produkte, zu denen grundsätzlich auch Bauwerke zählen, nachfolgend erläutert.

2.2.1 Grundlagen der Entwicklung modularer Produkte

Die Gestaltung eines technischen Produktes ist meist so komplex, dass ein einzelnes Individuum keine Lösung für ein vorliegendes Gestaltungsproblem finden kann [49]. Zur Reduktion der Komplexität kann eine Strukturierung eines Produktes hilfreich sein [77]. Die Zerlegung eines Gestaltungsproblem und die Findung geeigneter technischer Lösungen gehen im Allgemeinen mit der Suche nach einer organisatorischen Lösung und der Unterteilung des Gestaltungsproblems in einzelne Aufgaben einher [49]. Im Folgenden wird lediglich das technische Gestaltungsproblem aufgrund seiner Relevanz für die Erarbeitung einer standardisierten Schnittstelle fokussiert betrachtet, wobei dem organisatorischen Gestaltungsproblem im Produktentwicklungsprozess eine mindestens ebenso große Bedeutung zukommt. Grundsätzlich bezieht sich Modularität nicht nur auf ein Produkt, sondern auch auf einen Prozess oder eine Lieferkette bzw. einen logistischen Prozess. [46, 70]. Im Folgenden wird lediglich die Modularisierung technischer Produkte betrachtet.

Für die Lösung technischer Gestaltungsprobleme können unterschiedliche Methoden für die Modularisierung bzw. die Entwicklung modularer Produktstrukturen zum Einsatz kommen [77]. Das grundlegende Ziel modulare Produktstrategien ist es, eine angestrebte Vielfalt im Angebot, d. h. einer externen Vielfalt, die der Markt fordert, nicht vollumfänglich auf die interne Vielfalt, d. h. die Anzahl der Einzelbauteile und die internen Prozesse übertragen zu müssen, sondern die geforderte Produktvielfalt durch Konfigurationen bedienen zu können [77]. Modulare Produktstrukturstrategien ermöglichen die Erfüllung der auf dem Markt geforderten externen Vielfalt bei einer gleichzeitigen Reduktion der internen Vielfalt an Einzelbauteilen [77]. Die

Produktstrukturierung stellt dabei einen Prozess dar, bei dem i. d. R. nach technisch-funktionalen Kriterien eine Strukturierung eines Produktes vorgenommen wird, die zu Modulen und Schnittstellen zwischen den Modulen führt [77]. Diese Schnittstellen müssen i. d. R. mindestens eine definierte Funktion erfüllen [77]. Ein Modul ist, wie bereits beschrieben, ein Subsystem eines größeren technischen Systems. Für die ausführliche Definition eines Moduls und weiterer Begrifflichkeiten modularer Produkte wird auf den nachfolgenden Abschnitt 2.2.2 verwiesen.

Schnittstellen kommt eine wesentliche Bedeutung innerhalb eines Produktes zu. Die Gestaltung von Schnittstellen ist nach BOOTHROYD UND DEWHURST [17] unter Verwendung des Ansatzes *Design for Assembly* optimal, wenn insbesondere der Fügeprozess von Bauteilen nicht erschwert ist [15]. Die Komplexität einer Modulschnittstelle wird nach BOOTHROYD UND DEWHURST über eine Kennzahl ermittelt, die mit der Modulanzahl, der Montagezeit für eine Schnittstelle zwischen Modulen sowie der optimalen Montagezeit einer Schnittstelle gemäß Gleichung (2.26) errechnet wird [15, 17]:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{N_m} TBD_i}{t} \quad (2.26)$$

Dabei ist:

- N_m die Modulanzahl einer Produktvariante;
- TBD_i die Montagezeit für eine Modulschnittstelle i ;
- t die optimale Montagezeit einer Modulschnittstelle.

Dieses Modell lässt sich auch auf die Komplexität von Schnittstellen bzw. Verbindungen zwischen einzelnen Tragelementen und Bauteilen des Bauwesens übertragen. Zu Montagezeiten sowie der optimalen Montagezeit von Verbindungen bestehen im Stahlbetonfertigteilbau keine wissenschaftlich gesicherten Daten.

Für die Lösung eines Gestaltungsproblem gibt es, wie bereits erwähnt, unterschiedliche Strategien und Ansätze. Beispielsweise thematisiert die VDI-Richtlinie 2221 Blatt 1 die Grundlagen der Entwicklung technischer Produkte und Systeme und liefert eine Anleitung für die Gliederung von Produkten in realisierbare Module [15, 145]. Darüber hinaus bestehen nach [15, 20] folgende wesentliche Methoden zur Entwicklung modularer Produktstrukturen:

- Baukastenentwicklung nach PAHL UND BEITZ [12]

- Modular Engineering nach KOPPENHAGEN [74]
- Method of Module Heuristics nach STONE et al. [138]
- Structural Complexity Management nach LINDEMANN et al. [86, 87]
- Modular Function Deployment nach ERIXON [38]
- Modulare Produktentwicklung nach GÖPFERT [49]

Im Folgenden werden lediglich die Baukastenentwicklung nach PAHL UND BEITZ [12] sowie ein eigener systemtheoretischer Ansatz als Lösungsansatz für die Entwicklung modularer Skelettbauten des Hochbaus betrachtet, die aufgrund ihrer Individualität im Grund- und Aufriss ein Varianten- und Komplexitätsproblem darstellen und sich besonders für die Anwendung einer Modularisierungsstrategie eignen [3]. Die Entwicklung von Baukästen und Baukastensystemen wird nach den folgenden Erläuterungen und Definitionen relevanter Begrifflichkeiten thematisiert. Für weitere Strategien zur Entwicklung modularer Produkte wird auf die vorgenannte Literatur sowie [15, 109, 145] verwiesen.

2.2.2 Definitionen der Begrifflichkeiten

Es wurden bereits verschiedene Begriffe aus der modularen Produktentwicklung genannt, die sich auch auf das modulare Bauen übertragen lassen. Im Folgenden werden wichtige Begriffe der Produktmodularität aufgeführt und erläutert, da in verschiedenen Fachbereichen unterschiedliche Definitionen der Begriffe bestehen und diese oft nicht klar voneinander abgegrenzt sind [20, 70]. Die Erläuterungen werden durch die Abbildungen 2.29 bis 2.31 ergänzt, die die wesentlichen Zusammenhänge zwischen den Begriffen veranschaulichen.

Modularisierung

Modularisierung bezeichnet die Aktivitäten, die mit der Unterteilung eines Systems in Module verbunden sind. Ziel ist es, ein System zu schaffen, das aus unabhängigen Modulen besteht. Im Vergleich zu einem integralen System bietet ein modulares System die Möglichkeit, ohne großen Aufwand Modifikationen im Aufbau vornehmen zu können. Die Bildung von Modulen bzw. die Differenzierung in verschiedene Module und die Etablierung einer Struktur erfolgen meist auf der Grundlage von Anforderungen oder Bedingungen eines Systems. Bei technischen Systemen werden, wie bereits beschrieben, meist technisch-funktionale Kriterien zur Strukturierung herangezogen. Zu den Aktivitäten der Modularisierung gehören neben dem Zerlegungsprozess auch ein entsprechendes Regelwerk für den Zusammenbau sowie die Definition von Schnittstellen

[20, 70]. Im Bauwesen erfolgt eine Modularisierung meist unter Anwendung einer spezifischen Methode zur Baukastenentwicklung.

Abbildung 2.29 zeigt beispielhaft ein vereinfachtes Skeletttragwerk in monolithischer Bauweise sowie ein modularisiertes Tragwerk. Das Ziel der Modularisierung ist die Reduktion der Komplexität des dargestellten Tragwerkes durch eine Strukturierung unter Berücksichtigung der Form und der Funktion der Bauteile bzw. der überwiegenden Beanspruchungsart, wobei lediglich tragende Bauteile betrachtet werden. Aus der Betrachtung üblicher Skeletttragwerke können folgende vier Grundmodule abgeleitet werden:

1. Modul Stütze: Stabförmige, überwiegend normalkraftbeanspruchte Bauteile
2. Modul Balken: Stabförmige, überwiegend biegebeanspruchte Bauteile
3. Modul Knoten: Volumenförmige Bauteile zur Verbindung des Moduls Stütze und des Moduls Balken
4. Modul Einzelfundament: Volumenförmige Bauteile zur Verbindung des Moduls Stütze mit dem Rand des Systems

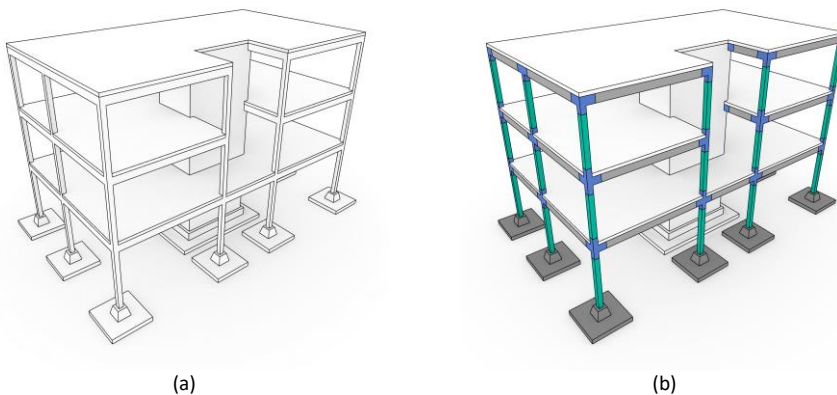


Abbildung 2.29: (a) Vereinfachtes Skeletttragwerk in monolithischer Bauweise, (b) Modularisiertes Tragwerk

Diese vier Grundmodule, die lediglich die Bauteile des tragendes Skeletts berücksichtigen, bilden die Basis für die Konfiguration einer großen Anzahl üblicher Skeletttragwerke. Weitere Module werden zunächst nicht berücksichtigt. In realen Tragwerken gibt es jedoch eine Vielzahl einzelner tragender Bauteile, die nach ihrer Funktion bzw. Lastabtragung, nach gestalterischen Gesichtspunkten oder anderen Kriterien gruppiert

oder klassifiziert werden können. Hierzu zählen beispielsweise Wände und Aussteifungen sowie dazugehörige Gründungen, Aussteifungskerne, Treppen, zusammengesetzte Bauteile oder Querschnitte, Sonderbauteile, Anpassbauteile etc. Diese Bereiche werden bei der Modularisierung entsprechend dem eigenen systemtheoretischen Ansatz (siehe auch Abschnitt 3.1 Baukastenentwicklung als Standardisierungsmethode) zu sogenannten Pre-Modulen zusammengefasst, die aufgrund ihrer Individualität Nicht-Module darstellen. Bei der Modularisierung wird somit die Strategie verfolgt, nicht das gesamte Tragwerk entsprechend einer Systematik in ein Modulsystem zu überführen, sondern nur ausgewählte Bereiche für die weitere Erarbeitung eines Baukastensystems zu betrachten. Die Individualität der Bereiche, die zu Pre-Modulen gruppiert werden, kann hierbei durch eine spezifische Funktion (z. B. projektspezifisch) eines Tragwerkbereiches oder die spezifische Ausbildung von Schnittstellen zu anderen Pre-Modulen oder Modulen geprägt sein. Mit der Bezeichnung „Pre“ soll zum Ausdruck gebracht werden, dass die Unterteilung von Tragwerksbereichen mit ausgeprägter Individualität in Module während des Entwicklungsprozesses nicht möglich oder notwendig ist und eine Entscheidung über die Handhabung dieser Bereiche zu einem späteren Zeitpunkt getroffen werden muss. Durch die Kombination von Modulen und Pre-Modulen entstehen Mischsysteme, wobei in der Realität nur Mischsysteme existieren.

Modul

Ein Modul ist, wie bereits erwähnt, ein Subsystem eines technischen Systems. Grundsätzlich besteht in der Literatur die übereinstimmende Meinung, dass ein Modul als Bestandteil eines Systems durch eine Austauschbarkeit geprägt ist [70]. Ein Modul beschreibt im Bauwesen nicht in jedem Fall ein physisches Bauteil oder eine Baugruppe bzw. einen Bereich, die sich infolge einer Modularisierung ergeben, sondern vielmehr eine Menge an Bauteilen, die zu einer Gruppe geordnet werden können [70].

BURSAC definiert in [20] ein Modul als „[...] ein technisches Subsystem, das sich durch andere technische Subsysteme ersetzen lässt, so dass die Menge aller Funktionen oder Attribute des technischen Systems variiert wird [...]“ [S. 49, 20]. Nach KOLLER [71] ist ein Modul hingegen dadurch geprägt, dass zwischen Bausteinen eines Baukastensystems Schnittstellen zur Verbindung bestehen, die in ihrer Geometrie identisch sind. Zudem müssen die Bausteine flexibel im System angeordnet werden können.

Basierend auf den vorgenannten Definitionen wird für Skeletttragwerke des Bauwesens festgelegt, dass sich ein Modul aus den mit der Modularisierung eines Systems verbundenen Aktivitäten ergibt und einer Gruppe von Bauteilen unter Berücksichtigung von Ähnlichkeiten entspricht, wobei die Verbindung von Modulen durch Schnittstellen

charakterisiert ist. Diese Schnittstellen werden im Folgenden als Modulschnittstellen bezeichnet. Kann ein Bauteil keiner Gruppe zugewiesen werden, liegt ein Modul vor, das lediglich ein Bauteil beinhaltet.

Abbildung 2.30 zeigt die schematische Darstellung der vorliegenden Module und Pre-Module des in Abbildung 2.29 dargestellten Tragwerkes sowie die dazwischen liegenden Schnittstellen. Die Festlegung der Schnittstellen erfolgt beispielhaft für das abgebildete modularisierte Tragwerk.

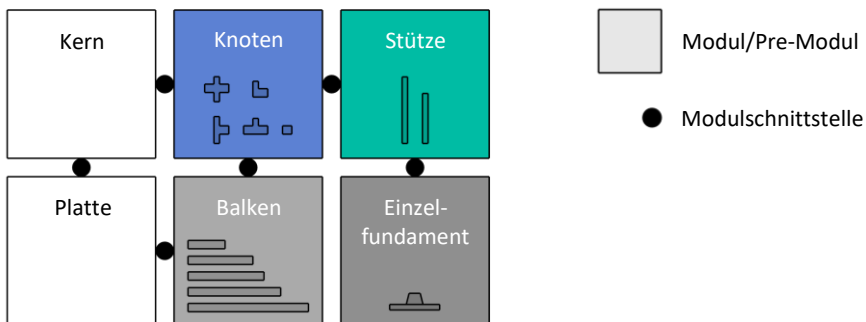


Abbildung 2.30: Bildung eines modularen Baukastens durch die Gruppierung funktionsgleicher Bauteile

Baukasten und Baukastensystem

Ein Baukasten ist nach NASVYTIS [101] „[...] eine Sammlung einer gewissen Anzahl verschiedener Elemente (Bausteine), aus welchen sich verschiedene Dinge zusammensetzen lassen.“ [S. 86, 101]. Die Möglichkeit der Kombination von Elementen ist hierbei ein wesentliches Merkmal von Baukästen. Ein Baukastensystem ist ein System, das sich durch die gezielte Kombination von Elementen aus einem Elementvorrat ergibt [101]. Ziel der Kombinatorik ist es, mit einer möglichst „[...] kleinen [...] Anzahl verschiedener Elemente eine große Anzahl [an] Komplexionen [...]“ [S. 86, 101], d. h. Permutationen, Kombinationen und Variationen, zu konfigurieren. Auch nach PAHL UND BEITZ [12] ist das wesentliche Ziel der Baukastenstrategie, die geforderten Produktvarianten mit möglichst wenigen Modulen abbilden zu können. Betrachtet man die Definition nach KOLLER [71], ist ein Baukastensystem ein System, das aus definierten Bausteinen (Module) mit gleicher oder unterschiedlicher Funktion und Gestalt besteht und die Errichtung komplexer Systeme ermöglicht [71]. Module können dabei einzelne Bauteile oder ganze Baugruppen sein. Die weiter gefasste Definition eines Baukastens

nach ALBERS et al. [4] sowie BURSAC [20] berücksichtigt neben den einzelnen Bausteinen insbesondere ein dazugehöriges, die Produktarchitektur der Subsysteme spezifizierendes Baukasten-Regelwerk, mit dem Ziel, aus Subsystemen technische Systeme zu bilden, wobei die Anzahl der Funktionen unverändert bleibt. Die Grenzen eines Baukastensystem können als Ein- und Ausgänge des Systems verstanden werden.

Nach dem eigenen Ansatz besteht ein modulares Baukastensystem aus einem Baukasten mit Modulen, die einem Baukasten-Regelwerk folgen, wobei die vorhandenen Bauteile in einzelne kleinere Tragelemente zerlegt werden können. Tragelemente stellen die kleinsten tragenden Bausteine eines Baukastensystems dar. Infolge der Zerlegung bzw. Segmentierung von Bauteilen ergeben sich Schnittstellen zwischen den Tragelementen. Unter einem Baukasten kann die komprimierte Form aller Produkte oder Systeme verstanden werden, die aus den Tragelementen und Bauteilen einzelner modularisierten Produkte oder Systeme zusammengesetzt werden können. Abbildung 2.31 zeigt die Module mit den gruppierten Bauteilen und die in einzelne Tragelemente zerlegten Bauteile; wobei die vorgenannten Pre-Module des Systems in der Darstellung nicht berücksichtigt sind.

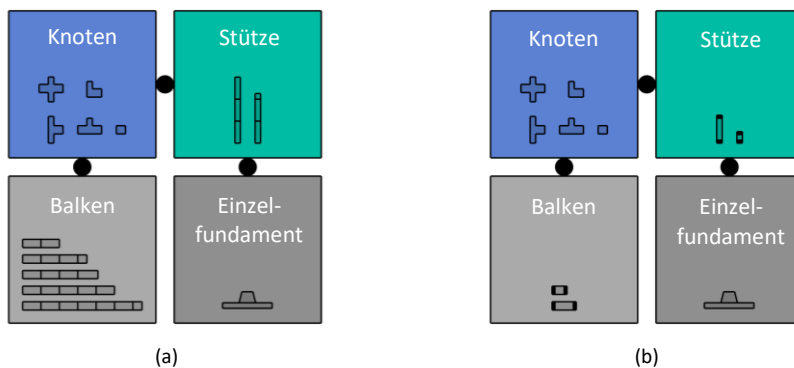


Abbildung 2.31: (a) Segmentierte Bauteile des modularisierten Systems, (b) Bildung eines Baukastens durch die Komprimierung des modularisierten, segmentierten Systems

Schnittstelle

Um eine Interaktion miteinander eingehen zu können, sind an den Grenzen von Modulen oder Tragelementen Schnittstellen angeordnet, wobei eine Interaktion eine Übertragung von Material, Energie oder Information ist [70, 97]. HILLSTRÖM [56] und SCALICE et al. [123] stellen in ihren theoretischen Ansätzen weitere anwendungsbezogene Grundfunktionen

einer Schnittstelle vor. So wird beispielsweise die Bereitstellung einer Auflagerung für die physische Verbindung von Modulen getrennt von der Energieübertragung betrachtet, wenngleich bei der physischen Verbindung i. d. R. ebenfalls eine Energieübertragung stattfindet, da das Wirken einer Kraft zu einer Energieänderung führt und damit als Energieübertragung zwischen den Modulen verstanden werden kann. Darüber hinaus kann eine räumliche Abhängigkeit zwischen Modulen vorliegen, die berücksichtigt werden muss und im Baukasten-Regelwerk verankert ist. Im Folgenden wird zwischen Modulschnittstellen und Tragelementschnittstellen differenziert, denen unterschiedliche Bedeutungen im Gesamtsystem zukommen.

Modulschnittstellen stellen die Trennstellen zwischen Modulen eines modularen Systems dar und ergeben sich aus den mit der Modularisierung verbundenen Aktivitäten. Zur Wahrung der Integrität eines modularen Systems kommt der Entwicklung von Modulschnittstellen eine wesentliche Bedeutung zu. Hierbei muss zur Sicherstellung der Austauschbarkeit und der Ergänzung von Modulen (und Pre-Modulen) sowie zur Sicherstellung von Funktionen verbundener Module die Gestalt von Schnittstellen festgelegt werden, da eine Beziehung zwischen der Gestalt von Schnittstellen und der Veränderbarkeit eines Systems besteht. Für die Festlegung der Gestalt von mechanischen, funktionalen Modulschnittstellen liegen im Bauwesen insbesondere Anforderungen zur Sicherstellung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Gesamtsystems vor. Außerdem sind bei der Entwicklung von Schnittstellen Toleranzen festzulegen, die für den Erfolg eines Produktes mit verantwortlich sind [51].

Tragelementschnittstellen weisen gegenüber Modulschnittstellen eine geringere Relevanz auf und stellen meist einfache mechanische Schnittstellen dar. Zur Reduktion der Komplexität sowie zur Sicherstellung der Kompatibilität zwischen den Modulen und Tragelementen eines Baukastensystems ist eine Vereinheitlichung aller vorhandenen Schnittstellen zielführend. Der Prozess zur Entwicklung gänzlich gleicher Schnittstellen ist jedoch aufgrund der Berücksichtigung aller relevanten Interaktionen – im Bauwesen, aller auftretenden Größen (Kräfte und Momente) – wesentlich komplexer als die Entwicklung unabhängiger Schnittstellen auf Modul- und Bauteilebene.

2.2.3 Baukastenentwicklung

Der Einsatz von Tragelementen, die jedoch nicht Bestandteil eines fest definierten Baukastens waren, kam wie bereits erwähnt, erstmals gegen Ende des 19. Jahrhunderts zur Errichtung von Tragwerken durch französische und englische Ingenieure zum Einsatz [99]. Diese vorgefertigten Tragelemente, auch als Fertigteile bezeichnet, stellten durch

die Vorteile des Konstruktionsbaustoffs Stahlbeton insbesondere aufgrund der besseren Dauerhaftigkeit eine Konkurrenz zur damaligen Stahlbauweise dar [99]. Zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurde der Fertigteilbau durch die Kombination vorgefertigter Stahlbetonbauteile mit einem nachträglichen Verguss auf der Baustelle geprägt, der in den 1950er und 1960er Jahren seinen Hochpunkt erreichte [99]. Der Massenwohnungsbau in den sozialistisch geprägten Ländern brachte erste Baukastensysteme hervor, die einem modularen Grundprinzip folgen, jedoch aufgrund der Dimensionierung der tragenden Elemente in sich geschlossen waren, d. h. die Systeme waren nicht erweiterbar und lediglich für die Errichtung geometrisch beschränkter Konstruktionen geeignet. Diese Beschränkung der architektonischen Freiheit hat im Fertigteilbau zur Entwicklung individueller Fertigteil- und Halbfertigteilgebäude geführt. Die im Werk gefertigten Bauteile folgen jedoch keinem ausgeprägten Baukasten-Regelwerk und werden meist auftrags- bzw. projektspezifisch hergestellt. Die Bauteile können zwar zu Modulen gruppiert werden, jedoch ist i. d. R. eine Segmentierung der Bauteile aus funktionalen und statischen Aspekten sowie einer Komprimierung des Baukastens nicht möglich, da ein sehr hohes Maß an Individualität der Bauteile und Tragwerke vorliegt. Eine Einheitlichkeit der Tragelemente und der relevanten Schnittstellen ist somit nicht gegeben.

Grundsätzlich stellt der Einsatz von Baukastensystemen zur Errichtung von Tragwerken im Bauwesen keine neuartige Bauweise dar. Bei der Entwicklung von Baukästen wurde bisher lediglich eine sehr begrenzte geometrische Produktvielfalt berücksichtigt. Derzeit bestehen Systeme zur Errichtung einfacher überwiegend modularer und teil-modularer Tragwerke, wie z. B. Parkhäuser, aber auch Mischsysteme mit einer individuellen Grundstruktur und baukastenähnlichen Ausbauten. Bisher wurden der Rück- und Umbau sowie die Erweiterung modularer Tragwerke nicht wesentlich bei der Entwicklung von Baukastensystem im Bauwesen berücksichtigt. Insbesondere die schadensfreie Demontage und der vollständige Rückbau von zusammengesetzten Tragstrukturen muss bei der Entwicklung von Baukastensystemen zukünftig berücksichtigt werden. Zudem muss die Entwicklung offener Baukastensysteme, die eine Aufnahme neuer Module zulassen, angestrebt werden. Für die Entwicklung solcher offenen Baukastensysteme sind geeignete Methoden zu identifizieren. Beispielsweise stellt die Baukastenentwicklung nach PAHL UND BEITZ [12] eine Möglichkeit der Rationalisierung in der Produktentwicklung dar, mit dem Ziel, effizient entwickelte Produktvarianten anbieten zu können. Um die kundenseitig geforderte Individualität bedienen zu können, ist im Bauwesen eine sehr große Anzahl an generierbaren Produktvarianten, die auf einem einzigen Baukasten basieren, erforderlich. Ergebnis des Prozesses der Baukastenentwicklung ist die Festlegung eines Baukastens mit einer begrenzten Anzahl an Bausteinen [12]. Hierzu

muss zunächst eine Baukastensystematik festgelegt werden. Die Baukastenbauweise nach PAHL UND BEITZ ist durch die Unterteilung eines Baukastens in Grundbausteine, Sonderbausteine, Hilfsbausteine und Anpassbausteine reiner Baukastensysteme und durch zusätzliche Nichtbausteine sogenannter Mischsysteme gekennzeichnet. Abbildung 2.32 zeigt die Unterteilung der Bausteine entsprechend ihren Funktionen bei reinen Baukastensystemen sowie bei Mischsystemen.

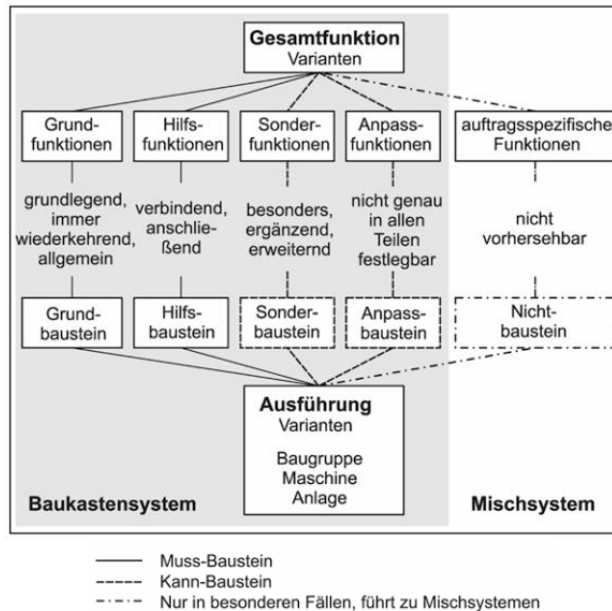


Abbildung 2.32: Funktions- und Bausteinarten bei Baukasten- und Mischsystemen [12]

Die Klassifizierung eines Bausteins erfolgt basierend auf den Teilfunktionen des Produktes, die sich durch die Zerlegung der Gesamtfunktion des Produktes ergeben [12]. Im Bauwesen ist eine Zerlegung von Gesamtsystemen basierend auf der überwiegenden Beanspruchungsart der Bauteile empfehlenswert. Hieraus ergeben sich, wie bereits beschrieben, Module mit unterschiedlichen Funktionen. Grundbausteine und Hilfsbausteine stellen nach PAHL UND BEITZ Muss-Bausteine dar, die in jeder Produktvariante zum Einsatz kommen. Hilfsbausteinen kommt dabei die Funktion der Verknüpfung von Grundbausteinen zu. Der optionale Einsatz von Sonder- und Anpassbausteinen ermöglicht es, entsprechende Funktionen bei verschiedenen Produktvarianten zu berücksichtigen.

Die Festlegung von Modulen kann bei sehr komplexen Produkten beispielsweise mittels *Design Structure Matrix* (DSM) nach STEWARD [137] erfolgen, die Abhängigkeiten zwischen Bauteilen aufzeigt und eine Analyse sowie Strukturierung der Bauteile zulässt. Die Zerlegung eines integralen Produktes in Elemente und die Dokumentation der Abhängigkeiten sowie Kopplungsarten (Raum, Energie, Information, Material) zur Verbindung der Bauteile finden zuerst statt. Anschließend folgen die Beurteilung und Bewertung der Abhängigkeiten zwischen verschiedenen Bauteilen oder Funktionen. Die Gruppierung von Bauteilen zu Modulen erfolgt dann basierend auf den Ergebnissen der vorherigen Bewertung der einzelnen Kopplungen zwischen Bauteilen, so dass möglichst wenige Konflikte zwischen den Koppelungen und Koppelungsarten bestehen.

Bei üblichen Skelettbauten des Hochbaus besteht i. d. R. aufgrund der geringen Komplexität im Aufbau der Tragwerke kein aufwändiger Modularisierungsprozess. Die Gruppierung vorliegender Bauteile kann direkt basierend auf der Funktion bzw. der überwiegenden Beanspruchungsart vorgenommen werden. Vielmehr kann die Baukastenentwicklung als Standardisierungsmethode bei Produkten mit geringer Komplexität zum Einsatz kommen, wie beispielsweise in [4, 20] gezeigt, weshalb im Folgenden auf die Bedeutung der Standardisierung im Bauwesen und bei Baukastensystemen kurz eingegangen wird. Wesentliche Herausforderungen bei der Standardisierung von Tragelementen sind die Einhaltung bestehender Normen und Richtlinien sowie die Berücksichtigung der Zusammenarbeit unterschiedlicher Gewerke, die auf den Rohbau von Skeletttragwerken folgen. Im Entwicklungsprozess eines Baukastens sind deshalb auch tragende und nicht-tragende Ausbauelemente zu berücksichtigen.

2.2.4 Standardisierung und Normung

Standardisierung und Normung sind im Bauwesen von wesentlicher Bedeutung, da sie sicherstellen, dass Produkte und Projekte einheitlich und unter Einhaltung genau definierter Kriterien und Spezifikationen hergestellt bzw. ausgeführt werden können. Sie umfassen verschiedene Aspekte, u. a. die verwendeten Werkstoffe, die eingesetzten Herstellverfahren sowie die Bemessung, und ermöglichen damit eine stete Einhaltung einer festgelegten Qualität und Sicherheit bei der Planung sowie Ausführung von Produkten und Konstruktionen. Es kann zudem abgesichert werden, dass Bauteile und Produkte festgelegten Spezifikationen entsprechen und ein definierter Qualitätsstandard eingehalten wird. Hierdurch wird maßgeblich das für die Bemessung von Tragwerken erforderliche Sicherheitsniveau gefördert und die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Mängeln oder Fehlern verringert.

Den vorangegangenen Erläuterungen zu modularen Tragwerken und Baukastensystemen liegt die Annahme zugrunde, dass stets gleiche Tragelemente und Bauteile hergestellt werden können. Eine Gleichheit der relevanten Merkmale einzelner Elemente ist sicherzustellen, um die Kombination und Rekonfiguration der Elemente ermöglichen zu können [19]. Zudem müssen die Schnittstellen zwischen Modulen und Tragelementen so gestaltet sein, dass bei einer Kombination der Module und Tragelemente eine Passung der entsprechenden Schnittstellen besteht [19]. Die Vereinheitlichung von Tragelementen und Schnittstellen ist somit Voraussetzung für die Kombination der Tragelemente und Module [19]. Die Nutzung eines Baukastensystems wird erst durch eine Standardisierung und Normung von Tragelementen und Schnittstellen ermöglicht. Insbesondere die Austauschbarkeit und Rekonfigurierbarkeit werden durch die Festlegung der Gestalt sowie Toleranzen der beteiligten Elemente sichergestellt [19]. Die Normung von Elementen und Schnittstellen ist für diejenigen, die auf den Baukasten zurückgreifen, essenziell [19]. Eine Norm ist nach KIENZLE [67, 68] hierbei eine „[e]inmalige Lösung einer sich wiederholenden Aufgabe“ [S. 60, 68]. Die Entwicklung von Werksnormen und Herstellerstandards ermöglicht zunächst die Sicherstellung der innerbetrieblich festgelegten Anforderungen. Soll ein Baukastensystem offen sein, d. h. durch einen größeren Kreis nutzbar und erweiterbar sein, sind im Wesentlichen die Schnittstellen zu vereinheitlichen, wobei zu erwähnen ist, dass eine Abhängigkeit zwischen den Tragelementen und Schnittstellen bestehen kann. Bei der Festlegung von Schnittstellen ist zudem zu berücksichtigen, dass mit zunehmender Anzahl an Herstellern sowie Produktvarianten die Komplexität eines Baukastensystems ansteigt und die Kompatibilität der Tragelemente zunehmend erschwert wird. Bei der Standardisierung und Normung muss folglich die Gleichheit der relevanten Merkmale einzelner Elemente im Mittelpunkt stehen.

3 Konzept der Schnittstelle zwischen stabförmigen Betonfertigteilen

Die erläuterten Grundlagen zu Betonbauteilen und zur Entwicklung modularer Produkte zeigen auf, dass innovative Konzepte für Schnittstellen zwischen angrenzenden Betonfertigteilen erforderlich sind. Das Anwendungsgebiet der nachfolgend erläuterten Grundidee der Schnittstelle zwischen tragenden Bauteilen sind stabförmige Betonbauteile und Tragelemente des modularen Hochbaus. Der Fokus des vorgestellten Konzeptes liegt auf der Entwicklung einer Verbindung für die Übertragung von Kräften zwischen trocken gefügten Betonfertigteilen sowie auf der Sicherstellung des präzisen Zusammenbaus segmentärer Strukturen. Zunächst werden das Vorgehen und die Ergebnisse aus der Entwicklung eines Baukastensystems für den Fertigteilhochbau des dieser Arbeit zugrundeliegenden Forschungsprojektes kurz vorgestellt und es wird damit ein Grundstein für die anschließende Ausarbeitung verschiedener Schnittstellen gelegt. Aus der Baukastenentwicklung ergeben sich zunächst grundlegende Bedingungen an die Schnittstellenentwicklung, die einer Festlegung von Parameterwerten stabförmiger Betonbauteile Bauteile entspricht. Hierbei kommt die Baukastenentwicklung als Standardisierungsmethode zum Einsatz, wobei die Bildung eines eigenen theoretischen Ansatzes und der Aufstellung einer Ontologie auf den vorangegangenen Beschreibungen zur Baukastenentwicklung basiert.

Aufbauend auf die theoretischen Untersuchungen in diesem Kapitel wird durch experimentelle und numerische Untersuchungen in den beiden nachfolgenden Kapiteln eine neue Wissensgrundlage geschaffen, die zur Findung einer Gesamtlösung für eine standardisierte Schnittstelle beiträgt.

3.1 Baukastenentwicklung als Standardisierungsmethode

Die Erläuterungen zur Entwicklung modularer Baukastensysteme haben aufgezeigt, dass die modulare Produktstrukturierung eine Reduktion der internen Vielfalt bei einer geforderten externen Vielfalt des Marktes zulässt. Bei der Baukastenentwicklung sind die Entwicklung eines Regelwerkes für den Baukasten, die Gruppierung von Bauteilen zu Modulen sowie die Entwicklung einzelner Tragelemente und der daraus zu errichteten

Tragwerke zu berücksichtigen [20]. Darüber hinaus sind die sorgfältige Abwägung von Standardisierung und Individualisierung sowie die Kombination von Modularisierung und Standardisierung förderlich für die Entwicklung wirtschaftlicher Systeme. Grundsätzlich ist eine Analyse der Wirtschaftlichkeit eines Produktes erforderlich. Im Folgenden werden eine eigene Ontologie für die Entwicklung tatsächlicher modularer Skelettbauten und erste Ergebnisse zu den Dimensionen von Tragelementen aus dem dieser Arbeit zugrundeliegenden Forschungsprojekt vorgestellt.

Bei der Methode nach PAHL UND BEITZ wird eine Klassifizierung von Bausteinen nach der Zerlegung bzw. Unterteilung eines Produktes vorgenommen, wobei die Differenzierung basierend auf den Funktionen der Bausteine erfolgt. Dem eigenen Konzept liegt ebenfalls eine Differenzierung zugrunde, wobei eine Unterteilung des Produkts bzw. Systems auf mehreren Ebenen erfolgt. Die Unterteilung erfolgt nach dem Entscheidungsprinzip, ob die Bestandteile einer Ebene gruppierbar oder nicht gruppierbar sind. Demnach wird auf jeder Ebene eine Unterteilung in gruppierbare und nicht-gruppierbare Bauteile zu Modulen bzw. Nicht-Modulen vorgenommen. Kriterium für die Zuordnung von Bauteilen zu einer Gruppe ist die Gleichheit eines wesentlichen Charakteristikums der vorliegenden Bauteile. Abbildung 3.1 zeigt das Modell mit der Unterteilung in Module und Nicht-Module auf den Unterebenen des Systems.

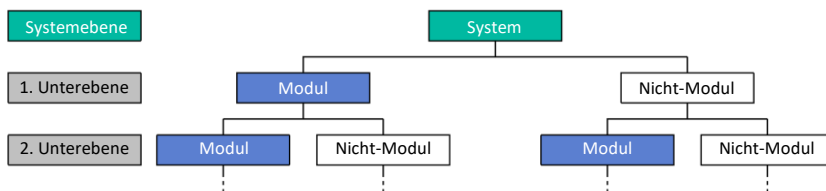


Abbildung 3.1: Baukastenentwicklung mit dem Konzept der Unterteilung eines Systems in mehrere Unterebenen

Bezogen auf reale Skeletttragwerke des Bauwesens kann ein System in fünf Unterebenen unterteilt werden, die im Folgenden als (1) Modulebene, (2) Bauteilebene, (3) Tragelementebene, (4) Komponentenebene und (5) Baustoffebene bezeichnet werden. Abbildung 3.2 zeigt die Unterteilung eines realen Systems in die genannten Ebenen und gibt die Begrifflichkeiten der gruppierten Bestandteile auf den einzelnen Ebenen an. Die Gruppierung der Bestandteile jeder Ebene in Module und Nicht-Module erfolgt nach dem Schema, ob die Bestandteile standardisiert oder nicht standardisiert sind. Das optimale System (reiner Baukasten) weist auf allen Ebenen rein standardisierte Bestandteile auf.

Auf der Modulebene findet die Bildung von Modulen mittels einer Gruppierung von Bauteilen mit gleicher Funktion und geometrischer Ausprägung statt. Hierbei wird im Hochbau meist zwischen überwiegend normalkraft- und biegebeanspruchten Bauteilen sowie reinen Diskontinuitätsbereichen differenziert. Zudem können die Bauteile stab- bzw. linienförmig, flächenförmig oder volumenförmig sein. Können keine wesentlichen Gemeinsamkeiten zwischen mindestens zwei Bauteilen in der Sammlung aller Bauteile eines Systems gefunden werden, liegt mindestens ein Pre-Modul vor. Den Schnittstellen zwischen den Modulen kommen, wie bereits mehrfach erwähnt, eine wesentliche Bedeutung innerhalb des Systems zu. Die Bauteile der Module weisen an ihren Grenzen Schnittstellen auf, um eine Verbindung mit den Bauteilen anderer Module eingehen zu können.

Auf der Bauteilebene kann ebenfalls eine Differenzierung vorgenommen werden, wobei die vorliegenden Bauteile hinsichtlich ihrer Gestalt gruppiert werden. Bauteile, die eine einheitliche Gestalt aufweisen und damit standardisierbar sind, werden als Regelbauteile bezeichnet, während Sonderbauteile hingegen projektspezifisch sind. Im Gegensatz zum Schema nach PAHL UND BEITZ entspricht ein Sonderbauteil einem Nicht-Bauteil. Regelbauteile umfassen hier alle Kann-Bauteile eines Baukastens, da keine festen Muss-Bauteile bestehen. Eine weitere Unterteilung der Regelbauteile kann in Anlehnung an PAHL UND BEITZ beispielsweise in Hilfsbauteile und Anpassbauteile vorgenommen werden.

Bauteile können in kleinere Elemente unterteilt sein, die dann als Tragelemente bezeichnet werden. Wird keine Unterteilung der Bauteile vorgenommen, ist das Bauteil zugleich Tragelement. Liegt eine Unterteilung der Bauteile vor, erfolgt die Segmentierung meist mit einer Methode zur Reduktion der internen Vielfalt des Baukastens. Tragelemente weisen Schnittstellen zur Verbindung mit anderen Tragelementen auf Bauteilebene auf. Idealerweise sind die Schnittstellen so vereinheitlicht, dass Tragelemente zu unterschiedlichen Bauteilen konfiguriert werden können. Für die Effizienz eines Baukastensystems ist es zudem förderlich, wenn die Tragelement- und Modulschnittstellen in ihrer Gestalt einheitlich sind.

Auf der darunter befindlichen Komponentenebene erfolgt eine Differenzierung bezüglich der einzelnen Komponenten der Tragelemente. Die einzelnen Komponenten eines bewehrten Betonbauteils sind grundlegend die Bewehrung und der Betonkörper. Darüber hinaus können weitere Elemente, wie z. B. Einbauteile oder Bewehrungsanschlüsse berücksichtigt werden. Auch einzelne Komponenten, z. B. Betonstähle, Betonstahlmatten etc., sind normativ geregelt. In der Praxis werden jedoch oftmals aus genormten Bestandteilen wiederum Erzeugnisse nicht nach einer Norm

hergestellt. Beispielsweise wird Betonstabstahl nach der DIN 488 zu individuellen Bewehrungskörben zusammengebaut.

Auf der untersten Ebene des Systems, der Baustoffebene, erfolgt eine Unterteilung in Regelbaustoffe und Sonderbaustoffe. Regelbaustoffe sind nach dem eigenen Modell im Stahlbetonhochbau Betone und Baustähle nach Norm. Für die Herstellung von ‚Regelbeton‘ kann in Deutschland beispielsweise auf die DIN EN 206 und die DIN 1045-2 zurückgegriffen werden. Als ‚Regelstahl‘ kommt Betonstahl nach der DIN 488-1 zum Einsatz. Sonderbaustoffe sind spezifische Konstruktionsbaustoffe, die nicht genormt sind und einer Zustimmung im Einzelfall oder einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung bedürfen.

Bei der Errichtung von Hochbauten ist die vom Markt geforderte Individualität zu berücksichtigen. Auf jeder Unterebene des Systems ist deshalb vorsichtig abzuwägen, ob ein standardisierter oder individueller Bestandteil zielführend ist. Der ausschließliche Einsatz von Regelbestandteilen auf allen Ebenen des Systems führt zu einem reinen modularen und standardisierten Tragwerk. Die Kombination von Regel- und Sonderbestandteilen auf mindestens einer Ebene des Systems führt zu einem Mischsystem.

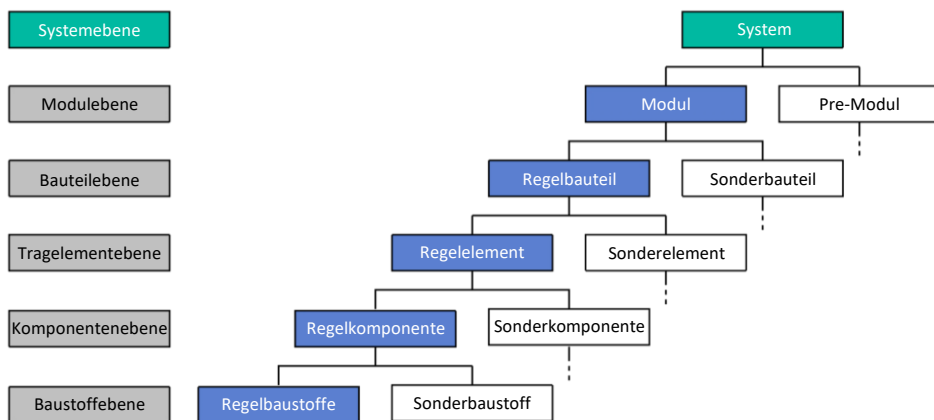


Abbildung 3.2: Baukastenentwicklung mit der Anwendung des Konzeptes auf Tragwerke des Bauwesens

Für die Entwicklung eines reinen modularen Baukastens, bei dem ausschließlich standardisierte Bestandteile zum Einsatz kommen sollen, wurden dem dieser Arbeit zugrundeliegenden Projekt erste Untersuchungen bezüglich den Bauteil- und

Tragelementabmessungen durchgeführt. Hierbei wurden für die Tragelemente zur Konfiguration von Stützen mit quadratischem Querschnitt und von Balken mit rechteckigem Querschnitte relevante Abmessungen ermittelt. Die kleinste Querschnittsabmessung aller stabförmigen Bauteile, die überwiegend durch Normalkräfte oder Biegung beansprucht sind und aus der Analyse von Grundrissen bestehender Gebäude abgeleitet wurde, beträgt 30 Zentimeter [70]. Außerdem konnten für die genannten Bauteile baupraktische Querschnittsabstufungen von 15 Zentimetern identifiziert werden. Abhängig vom Modularisierungsziel und den zu optimierenden Parametern eines Baukastens können unterschiedliche Querschnitte und Querschnittsabstufungen festgelegt werden. Für die im Rahmen des Projekts durchgeführte Studie wurde festgelegt, dass nicht mehr als drei Querschnittsabstufungen vorliegen dürfen. Erste Ergebnisse zur Entwicklung des Baukastens im genannten Projekt können [70] entnommen werden. Für die Baukastenentwicklung wurden bisher nur die geometrischen Merkmale der tragenden Teile auf der Bauteil- und Tragelementebene berücksichtigt. Für die vollständige Entwicklung eines Mischsystems bestehend aus Regel- und Sonderbestandteilen sind die weiteren Ebenen des Systems zu betrachten. Insbesondere die Ermittlung der Bewehrungsmenge ist für vorliegende Querschnitte erforderlich. Außerdem können Querschnittsoptimierungen für den Einsatz bei verschiedenen Produktvarianten durchgeführt werden. Beispielsweise kann ein gedrungener Plattenbalken durch den umgekehrten Einbau als Balken mit zwei durchgängigen linienförmigen Konsolen eingesetzt werden.

Der in nachfolgender Abbildung 3.3 dargestellte Prozess zur Entwicklung eines Baukastensystems ist in Anlehnung an die Methodik von SCALICE et al. [123] gewählt. Der gesamte Entwicklungsprozess wird in sechs konsekutive Schritte unterteilt. Im ersten Schritt, der auch als Projektplanung bezeichnet wird, muss zunächst festgelegt werden, welche Tragwerke, d. h. Produktvarianten, mit dem späteren Baukasten errichtet werden sollen. Um die Errichtung unterschiedlich genutzter Gebäude, wie z. B. Wohngebäude, Hotels, Verwaltungsgebäude, Gewerbegebäude etc., zu ermöglichen, kann eine Unterteilung in verschiedene Produktfamilien erfolgen. Damit der endgültige Baukasten möglichst viele Produktvarianten anbieten kann, ist es notwendig, für jede Produktfamilie eine Vielzahl von initialen Tragwerken zu betrachten. Die Gestalt der Tragwerke, die aus dem endgültigen Baukasten konfiguriert werden sollen, kann hierzu auch künstlich generiert werden. Am Ende der Planungsphase stehen Grund- und Aufrisse von Tragwerken fest, die mittels einer Modularisierungsstrategie im weiteren Verlauf des Entwicklungsprozesses zerlegt werden sollen. Eine Modularisierungsstrategie beinhaltet i. d. R. neben der Gruppierung von Bauteilen nach ihrer Funktion auch weitere Bedingungen, wie z. B. Anforderungen, die sich aus der Produktion, der Lagerhaltung,

dem Transport, der Montage ergeben. Im zweiten Schritt des Entwicklungsprozesses, der informationellen Phase, wird eine Vorbemessung der zuvor in ihrer Gestalt festgelegten Tragwerke durchgeführt, mit dem Ziel, eine erste Dimension der tragenden Bauteile zu erlangen. Außerdem steht am Ende des ersten Schrittes die Produktarchitektur fest, die in einem Baukasten-Regelwerk spezifiziert wird. In der anschließenden konzeptionellen Phase können die zuvor dimensionierten Bauteile unter Anwendung einer Modularisierungsstrategie gruppiert werden. Beispielsweise kann eine Gruppierung der Bauteile nach dem vorgenannten Schema bis zur Bauteilebene erfolgen, woraus sich zunächst ein vorläufiger Baukasten ergibt. Die Gestalt der Schnittstellen zwischen den Modulen und Tragelementen ist nach diesem dritten Schritt des Entwicklungsprozesses jedoch noch nicht festgelegt. In einem weiteren Entwicklungsprozess, der auch als Detaillierungsphase des Baukastenentwicklungsprozesses bezeichnet wird, ist eine Festlegung weiterer Parameter erforderlich, um die wesentlichen Funktionen des Produktes, d. h. die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der errichteten Tragwerke, sicherzustellen. Im Wesentlichen müssen die Schnittstellen festgelegt sowie Entscheidungen auf der Tragelement-, der Komponenten- und Baustoffebene getroffen werden. Der Entwicklungsprozess von Schnittstellen wird im nachfolgenden Absatz erläutert und ist in Abbildung 3.4 dargestellt. Aufgrund der Abhängigkeit der Schnittstellen, den Dimensionen und der Durchbildung der Bauteile und Tragelemente sowie der Baustoffe mit dem Tragverhalten von zusammengebauten Tragwerken, kann ein iteratives Vorgehen über die Tragelement-, die Komponenten- und die Baustoffebene innerhalb der Detaillierungsphase förderlich sein. Am Ende der Detaillierungsphase sind die erforderlichen Nachweise für die festgelegten Schnittstellen zu erbringen. Darüber hinaus werden die Tragelemente und Bauteile mit den gewählten Bewehrungsanordnungen und Baustoffen endgültig festgelegt. Für die aus den vorgenannten Bestandteilen errichteten Tragwerke, die sich aus der Planungsphase ergeben haben, sind ebenfalls alle erforderlichen Nachweise zu führen; erst dann kann der Baukasten eingesetzt werden. An die Detaillierungsphase schließt die Phase der Produktionsvorbereitung an. Zunächst ist der Einkauf von Roh- und Baustoffen zu organisieren. Es sind Fertigungsverfahren und Produktionsprozesse zur Herstellung der Tragelemente zu identifizieren. Die Produktionsvorbereitungsphase umfasst auch die Ausarbeitung von Montagekonzepten für den Zusammenbau von Tragelementen und Bauteilen zu tragenden Strukturen. Die Markteinführung eines Produktes bzw. von Produktfamilien, die Teil eines Produktprogramms sind, stellen den letzten Schritt im Entwicklungsprozess dar.

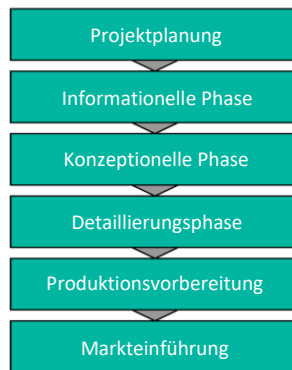


Abbildung 3.3: Phasen des Entwicklungsprozesses nach SCALICE et al. [123]

Bei der Entwicklung von Baukastensystemen ist, wie bereits beschrieben, meist ein separater Entwicklungsprozess für die Festlegung von Schnittstellen zwischen Modulen und Tragelementen erforderlich. Die Schnittstellenentwicklung erfolgt während der Detaillierungsphase des Baukastensystems. Das Ziel des Entwicklungsprozesses in der vorliegenden Arbeit ist die Etablierung einer einheitlichen Schnittstelle zwischen den Tragelementen stabförmiger Betonbauteile, die eine Grundlage für die Erarbeitung eines Standards bilden kann. Aufbauend auf die vorgestellten Ergebnisse zur Baukastenentwicklung, die geometrische Grenzwerte an Einzelbauteile des modularen Hochbaus hervorgebracht haben, werden im folgenden Unterkapitel zunächst Bedingungen an Schnittstellen zwischen stabförmigen Bauteilen formuliert. Diese aufgestellten Bedingungen werden anschließend als sogenannte Komponenten zu Bereichen mit unterschiedlichen Aufgaben oder Funktionen zusammengefasst. Im nächsten Schritt erfolgt die Auflistung der Komponenten sowie die Zusammenstellung möglicher Ausprägungen bei der Gestaltung jeder Komponente. Ein Vergleich sowie eine Diskussion der verschiedenen Ausprägungen mit einer Überlagerung der Funktionen der Komponenten bringt zwei Lösungsmöglichkeiten hervor, die in experimentellen und numerischen Untersuchungen in den beiden nachfolgenden Kapiteln ausführlich erforscht werden. Grundsätzlich werden in dieser Arbeit lediglich vollständig reversible Verbindungen betrachtet, damit das Teilziel des modularen Bauens, die schadensfreie Rückbaubarkeit von Tragwerken, sichergestellt werden kann. Abbildung 3.4 zeigt den gesamten Prozess von der Definition des Problems – der Entwicklung einer standardisierten Schnittstelle – bis zur Gesamtlösung.

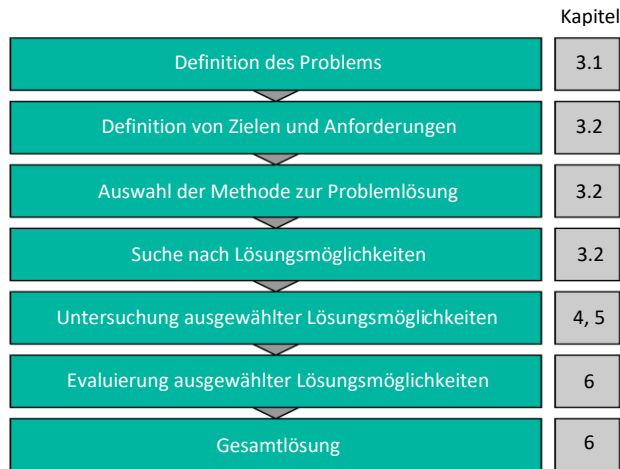


Abbildung 3.4: Gewählter Prozess der Schnittstellenentwicklung

3.2 Konzept der Schnittstelle

Das in Abbildung 3.5 beispielhaft dargestellte stabförmige Betontragelement mit quadratischer Querschnittsfläche dient als Grundlage für die Erläuterungen des Konzepts einer standardisierten Schnittstelle sowie der nachfolgenden Entwicklung. Die Schnittstelle als Grundlage zur Bildung einer physischen Verbindung angrenzender Bauteile muss folgende drei Bedingungen resp. Funktionen erfüllen: Die Sicherstellung (1) der Kraftübertragung zwischen den gefügten Tragelementen und die Begrenzung der Relativbewegung gefügter Tragelemente, um die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der zusammengefügte Tragelemente und Bauteile sowie des Gesamttragwerkes sicherzustellen, (2) der Zentrierung bzw. einer möglichst perfekten Ausrichtung des gefügten Tragelementes, um die Lagegenauigkeit jedes einzelnen Tragelementes und die Vermeidung von Imperfektionen im Gesamttragwerk sicherzustellen und (3) der kontinuierlichen Spanngliedführung zwischen gefügten Tragelementen, die für die Aufbringung einer Vorspannkraft über die gesamte Länge aneinandergereihter Tragelemente erforderlich ist. Die Bedingungen bzw. Funktionen werden im Folgenden als (1) Komponente der Kraftübertragung, (2) Komponente der Ausrichtung und (3) Komponente der Spanngliedführung bezeichnet.

Beispielhaft sind in Abbildung 3.5 mögliche Ausprägungen der Komponenten dargestellt, die sich unmittelbar aus den aufgestellten Bedingungen ergeben. Es wird festgelegt, dass

die Querschnittsabmessungen der Komponenten kleiner sind als die Querschnittsabmessungen der zusammengefügt Tragelmente. Die Anordnung der Komponenten erfolgt demnach in den Stoßflächen der Tragelmente.

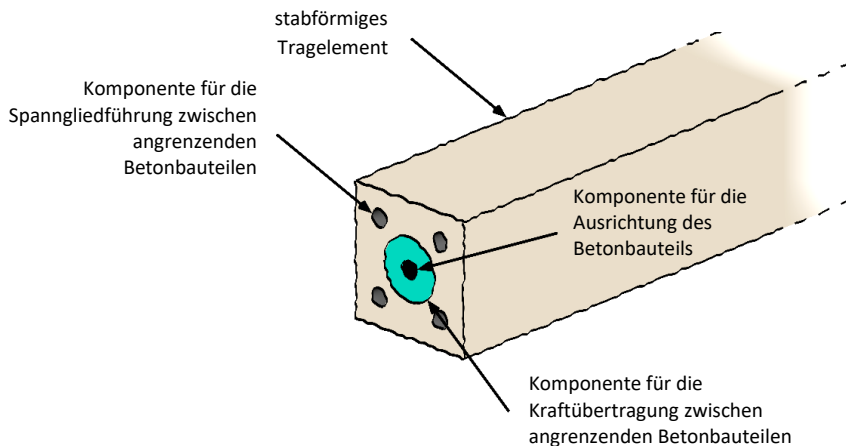


Abbildung 3.5: Schematischer Entwurf der konzipierten Schnittstelle mit den einzelnen Komponenten für die Verbindung stabförmiger Tragelmente

Für die Erarbeitung von Lösungsmöglichkeiten kommt als Werkzeug ein adaptierter morphologischer Kasten nach ZWICKY [150] zum Einsatz. Hierzu werden relevante Eigenschaften der Komponenten nachfolgend aufgelistet und geordnet. Jede Komponente lässt sich dann in Elemente unterteilen, die als Merkmale bezeichnet und für die separate Lösungen gefunden werden müssen. Dabei sind verschiedenartige Ausprägungen der Merkmale möglich. Durch die Kombination der gewählten Ausprägungen ergibt sich eine Lösung für die Problemstellung [125]. Die gezielte Überlagerung der Ausprägungen gleicher Merkmale der morphologischen Kästen von verschiedenen Komponenten ermöglicht eine Kombination der Funktionen unterschiedlicher Komponenten.

Nachfolgend werden die morphologischen Kästen der drei Komponenten mit den verschiedenen Merkmalen aufgeführt, die betrachteten Ausprägungen erläutert und diskutiert. Anschließend erfolgen eine Überlagerung und Bewertung der Parameterwerte der drei Kästen. Bei der morphologischen Analyse erfolgt eine Unterteilung in höchstens sechs Ausprägungen, die nachfolgend spaltenweise mit der Abkürzung A1 bis A6

gekennzeichnet sind. Abschließend werden zwei Varianten für die weiteren eigenen Untersuchungen festgelegt, die sich aus der Überlagerung der Kästen ergeben.

3.2.1 Komponente der Kraftübertragung

Der morphologische Kasten für die Komponente der Kraftübertragung ist in Tabelle 3.1 aufgeführt. Die aufgelisteten Merkmale beziehen sich alle auf die Beschaffenheit eines Zusatzelementes, das zur Bildung einer mittelbaren Verbindung zum Einsatz kommt. Außerdem werden die Möglichkeiten der Montage der Komponente zur Kraftübertragung sowie die optionale Herstellung der Öffnung oder Vertiefung, in die die kraftübertragende Komponente (Zusatzelement) eingebracht wird, aufgeführt und diskutiert.

Tabelle 3.1: Morphologischer Kasten für die Komponente der Kraftübertragung

Merkmal	Ausprägung					
	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Anzahl	0	1	2	3	4	>4
Werkstoff	n. v.	Beton	Metall	Kunststoff	Anderer	-
Querschnitt	n. v.	Voll	Hohl	Profil	-	-
Querschnittsform	n. v.	Kreis	Rechteck	Oval	Polygon	-

Als weiteres Merkmal liegt die Festhaltung bzw. Beschränkung der Freiheitsgrade des angeschlossenen Tragelementes vor, die sich aus der gewählten Gestalt der Schnittstelle ergeben. Es besteht eine Abhängigkeit zwischen der Anzahl, der Anordnung sowie der Querschnittsform vorhandener Zusatzelemente mit der Beschränkung der bestehenden Freiheitsgrade bei der Bildung der mittelbaren Verbindung. Aufgrund der großen Anzahl an Kombinationen der Kraftübertragung zwischen zwei Körpern mit jeweils sechs Freiheitsgraden ist das Merkmal der Beschränkung der Freiheitsgrade in Tabelle 3.1 nicht aufgeführt. Stattdessen wird auf die Beschränkung der Freiheitsgrade direkt bei den Erläuterungen zu den aufgelisteten Merkmalen eingegangen. Grundsätzlich wird von einer Unverschieblichkeit der Tragelemente in die Längsrichtung ausgegangen, weshalb eine Festhaltung in diese Richtung nicht erforderlich ist.

Komponente der Kraftübertragung – Merkmal: Anzahl und Anordnung der Zusatzelemente

Aus den aufgeführten Grundlagen (vgl. 2.1.5 Kraftübertragung in Trockenfugen und Verbindungen segmentärer Betontragwerke) geht hervor, dass ein kraftschlüssiger Stoß von Bauteilen zur Sicherstellung der Kraftübertragung bei durchlaufenden Systemen i. d. R. nicht ausreichend ist; die Ausbildung einer formschlüssigen Verbindung ist erforderlich. Formschlüssige Verbindungen werden im Segmentbrückenbau i. d. R. über Verzahnungen in den Kontaktflächen realisiert, wie in Abbildung 2.19 bereits dargestellt. Zur Bildung einer Passung der Tragelemente sind versetzte Verzahnungen oder Profilierungen an den Stoßflächen der kontaktierenden Tragelemente erforderlich. Wesentliche Aspekte für die Entwicklung einer einheitlichen Schnittstelle sind die Sicherstellung des flexiblen Einsatzes der Tragelemente und die Minimierung des Aufwandes bei der Montage. Hieraus ergibt sich, dass die Stoßflächen der Tragelemente möglichst auszubilden sind. Als grundlegende geometrische Eigenschaft der Verbindung wird deshalb die Symmetrie der in Kontakt tretenden Stoßflächen festgelegt. Die präzise Herstellung punktsymmetrischer Verbindungen aus Beton ist äußerst aufwändig (vgl. Grundlagen und Literatur, z. B. [9]), jedoch wird eine formschlüssige Verbindung ohne Zusatzelement ermöglicht. Aufgrund der komplexen Herstellung punktsymmetrischer Verbindungen sowie der zeitaufwändigen Montage werden nachfolgend lediglich Verbindungsdetails mit einer Achsensymmetrie in mindestens eine der beiden Richtungen der Stoßfläche betrachtet (vgl. Abbildung 3.6). Aus den vorgenannten Überlegungen ergibt sich, dass mindestens ein Zusatzelement an der Bildung einer formschlüssigen, achsensymmetrischen Verbindung beteiligt sein muss. Die Anordnung eines einzelnen Zusatzelements kann beispielsweise bei einem rechteckigen Querschnitt im Schwerpunkt der Stoßfläche erfolgen, um die aufgestellte Symmetriebedingung zu erfüllen. Soll die Verbindung nur aus einem Zusatzelement bestehen, können abhängig von der Querschnittsform sowie der Einbindetiefe des Zusatzelementes in die angrenzenden Tragelemente, unterschiedliche Freiheitsgrade blockiert und damit verschiedenartige Kräfte sicher über das Zusatzelement übertragen werden.

Die Anordnung zweier Zusatzelemente ist in Bezug auf die Beschränkung der vorliegenden Freiheitsgrade und die Erhöhung der Steifigkeit der Verbindung in alle Richtungen vorteilhafter im Vergleich zu einer Ausführung mit einem Zusatzelement. Werden mehrere Zusatzelemente zur Bildung einer Verbindung eingesetzt, ergibt sich die Frage, wie die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Verbindung nachgewiesen werden können. Da in der Praxis stets Fertigungsabweichungen vorliegen und ein last- und zeitabhängiges Materialverhalten von Beton besteht, kann grundsätzlich nicht von einer gleichmäßigen Aufteilung der Kräfte auf alle vorhandenen Zusatzelemente

ausgegangen werden. Die Sicherstellung der Beteiligung aller eingesetzter Zusatzelemente bei der Kraftübertragung ist im Wesentlichen dann erforderlich, wenn dies für den Nachweis der Tragfähigkeit im entsprechenden Grenzzustand zugrunde gelegt wird. Mit jedem weiteren Zusatzelement einer Verbindung erhöht sich die Komplexität der Schnittstelle und damit auch die Komplexität der Kraftaufteilung und -übertragung und den damit verbundenen Nachweisen. Grundsätzlich sind Toleranzen festzulegen oder geeignete Methoden zum Ausgleich von Abweichungen anzuwenden oder zu entwickeln, um eine tragfähige und gebrauchstaugliche Konstruktion zu ermöglichen.

Die Anordnung von drei Zusatzelementen, wie beispielsweise in Abbildung 3.6 dargestellt, liefert gegenüber der Ausführung mit zwei Elementen keinen nennenswerten Vorteil und wurde deshalb nicht weiter untersucht.

Die Anordnung von vier Zusatzelementen mit gleichen Achs- und Randabständen in den Stoßflächen ermöglicht bei einem quadratischen Querschnitt des stabförmigen Tragelementes eine gleiche Steifigkeit der Verbindung in beide Querachsen. Die doppelsymmetrische Anordnung der Zusatzelemente ist im Wesentlichen für die Montage von Bauteilen mit genanntem Querschnitt vorteilhaft. Die Ausrichtung eines Tragelementes mit quadratischem Querschnitt in eine bestimmte Richtung ist bei gleichverteilter Bewehrungsanordnung entlang der Querschnittsseiten nicht erforderlich. Die vorgenannte Erläuterungen lassen sich auch auf rechteckige Querschnitte, die nicht quadratisch sind, übertragen.

Die Anordnung von mehr als vier Zusatzelementen in der Stoßfläche bringt keine nennenswerten Vorteile gegenüber Verbindungen mit vier oder weniger Elementen. Lediglich die Reduktion der Rissbreite bzw. eine feine Verteilung der Risse kann mit der Zunahme der Anzahl an Zusatzelementen bei bewehrten Verbindungen aufgrund der Aufteilung der auftretenden Kräfte auf viele einzelne Elemente erwähnt werden.

Aus den Erläuterungen folgt, dass Schnittstellen bestehend aus einem Zusatzelement oder vier Zusatzelementen ein hohes Potenzial bergen. Für die weitere Forschung und Entwicklung werden diese beiden Ausprägungen ausgewählt.

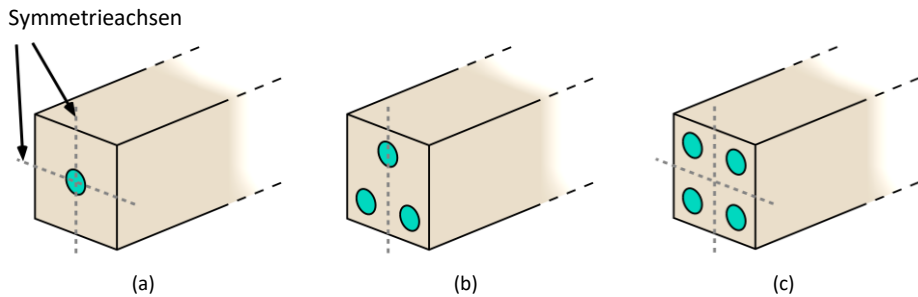


Abbildung 3.6: Schematische Darstellung des Merkmals „Anzahl der kraftübertragenden Zusatzelemente“ mit verschiedenen Ausprägungen: (a) Ein Zusatzelement, (b) drei, (c) vier Zusatzelemente

Komponente der Kraftübertragung – Merkmal: Werkstoff des Zusatzelementes

Die Wahl eines geeigneten Werkstoffs für die Ausführung eines Produkts wird initial durch das Konstruktionsdesign, die Anforderungen sowie das Fertigungsverfahren der Zusatzelemente bestimmt [120]. Neben der erforderlichen Tragfähigkeit und der Steifigkeit der Verbindung müssen nach [120] insbesondere

- die vorliegenden Umgebungsbedingungen, u. a. zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit,
- das zeitabhängige Materialverhalten des Zusatzelementes unter Last,
- die Fertigungstechnik zur Herstellung des Zusatzelementes,
- maßgebliche konstruktive Gründe,
- die Herstellung-, Wartungs- und Instandhaltungskosten der Verbindung

in Betracht gezogen werden.

Aus der Festlegung, dass Zusatzelemente in den Stoßflächen angeordnet sind und geringere Querschnittsabmessungen als die zu verbindenden Tragelemente aufweisen, ergeben sich unmittelbar Bedingungen hinsichtlich der mechanischen Kennwerten des Werkstoffs der Zusatzelemente. Die Tragfähigkeit der Zusatzelemente muss größer als die Tragfähigkeit der gestoßenen Betontragelemente sein, wenn das Versagen der beteiligten Zusatzelemente ausgeschlossen werden soll. Für den Einsatz eines Werkstoffs ist eine genaue Kenntnis des Last-Verformungsverhaltens sowie der Veränderung des Verhaltens in Abhängigkeit der Zeit sowie infolge zyklischer Einwirkungen erforderlich. Andernfalls sind regelmäßige Prüf- und Überwachungsmaßnahmen einzuplanen, die eine Zugänglichkeit des Zusatzelementes voraussetzen. Da vollständig von Betonbauteilen

umschlossene Zusatzelemente nur eingeschränkt überprüfbar sind, werden im nachfolgenden lediglich Werkstoffe betrachtet, bei denen nach dem Stand der Technik keine Überprüfung erforderlich ist. Insbesondere Hochleistungskunststoffe, ultrahochfeste (faserbewehrte) Betone oder Keramiken sind aufgrund des noch in Erforschung befindlichen Materialverhaltens und der beschränkten Bemessungsmodellen sowie der teilweise fehlenden Standards bzw. Normen zu vorgenannten Materialien für den Einsatz von Bauprodukten derzeit nur eingeschränkt Prüfungen anwendbar. Die Erforschung von Hochleistungswerkstoffen wird die Anwendbarkeit dauerhafter Materialien fördern und den Einsatz kostengünstigerer hybrider Verbindungen ermöglichen. Metallische Werkstoffe können nach den einschlägigen Regelwerken und den bestehenden Zulassungsgrundsätzen für ähnliche Bauprodukte hingegen direkt eingesetzt werden und decken derzeit die oben aufgeführten Anforderungen an den Werkstoff für Zusatzelemente ab. Nicht-korroderende Stähle, z. B. durch Überzug (z. B. Verzinkung) versehene Stähle oder Legierungen, erfüllen sämtliche Anforderungen an den Werkstoff.

Komponente der Kraftübertragung – Merkmale: Querschnitt und Querschnittsform des Zusatzelementes

Neben dem Werkstoff sind die geometrischen Beschaffenheiten des Zusatzelementes für das Tragverhalten der Verbindung von wesentlicher Bedeutung. Vollquerschnitte ermöglichen sehr steife Verbindungen bei gleichzeitig geringen Querschnittsabmessungen der Zusatzelemente. Der Einsatz von Hohlquerschnitten hingegen ermöglicht die Kombination der Komponenten Kraftübertragung und Spanngliedführung, da Spannglieder durch die Zusatzelemente hindurchgeführt werden können, erfordert jedoch größere Querschnittsabmessungen der Zusatzelemente im Vergleich zu Zusatzelementen mit einem Vollquerschnitt, um die gleiche Steifigkeit der Verbindung zu ermöglichen. Zudem besteht die Möglichkeit, ein Zusatzelement aus einem Profil oder aus zusammengefügt Einzelbauteilen umzusetzen. Profile sind i. d. R. dünnwandig, was die Herstellung dünner Vertiefungen im Betonbauteil zur Montage des Zusatzelementes erfordert. Die Herstellung komplexer hochpräziser Vertiefungen in Beton ist derzeit noch unerforscht. Lediglich in einzelnen Studien (z. B. [8, 9, 82]) wurden Öffnungen und Geometrieänderungen an Betonbauteilen maschinell hergestellt. Die Herstellung von Vertiefungen oder durchgängigen Öffnungen mittels Schalungssystemen oder Extrusionsverfahren unterliegt i. d. R. großen Formabweichungen. Die Ausbildung von Vertiefungen für die Einbringung von Zusatzelementen muss entweder mittels formstabiler Schalungselemente, Einbaubauteilen (z. B. Hülsen) oder mechanischer Bearbeitung (z. B. Bohren, Fräsen etc.) erfolgen.

Die Querschnittsform und -größe eines oder mehrerer Zusatzelemente, die an der Verbindung zweier Tragelemente beteiligt sind, haben einen maßgeblich Einfluss auf die Kraftübertragung bzw. die Spannungsverteilung zwischen den kontaktierenden Bauteilen und damit auch auf die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbindung. Dabei sind verschiedenste Einwirkungen und resultierende Kräfte an den Schnittstellen zwischen den Tragelementen zu betrachten. Ungleichmäßige Spannungsverteilungen sowie Spannungskonzentrationen sind zu vermeiden. Insbesondere die Steifigkeiten von Betonbauteilen und Zusatzelement haben einen Einfluss auf das Kontaktverhalten der beteiligten Bauteile. Darüber hinaus hat die Querschnittsform der Zusatzelemente zusammen mit der Anordnung der Elemente in den Stoßflächen einen Einfluss auf die Freiheitsgrade, die bei der Bildung der Verbindung festgehalten werden. Eckige Querschnitte des Zusatzelementes führen bei Torsionsbeanspruchung um die Bauteillängsachse oder schiefer Schub- oder Biegebeanspruchung zu einem punkt- oder linienförmigen Kontakt zwischen Zusatzelement und Betonbauteil mit einer Spannungskonzentration entlang des Kontakts. Querschnitte, die als geschlossene Kurven ohne Ecken oder übermäßige Krümmungen beschrieben werden können, stellen die ideale Querschnittsform dar, da stets ein flächiger Kontakt zwischen Zusatzelement und der Vertiefung im Betonbauteil sichergestellt werden kann. Folglich sind kreisförmige, ovale oder überhöhte kreisförmige Querschnitt besonders geeignet.

Die Wahl einer Querschnittsform ist neben statischen und gestalterischen Kriterien im Wesentlichen auch von Fertigungsaufwand und damit auch den Herstellkosten abhängig. Die Verarbeitung bereits standardisierter Rohwerkstoffe oder Halbfabrikate (Halbzeuge) führt zu einer kostengünstigen Fertigung von Zusatzelementen, wenn die festen Parameterwerte bestehender Halbzeuge bei der Entwicklung von Zusatzelementen berücksichtigt werden.

Die Form einer oder mehrerer Vertiefungen in den Stoßflächen der Tragelemente ist nicht zwingend an die Querschnittsform des Zusatzelementes gebunden. Beispielsweise ist die Ausbildung von Vertiefungen möglich, die in ihrer Gestalt von der Form der Zusatzelemente abweichen und dadurch Verschieblichkeiten der Betonbauteile oder Bewegungen der Zusatzelemente in eine oder mehrere Richtungen zulassen. In Abbildung 3.7a ist beispielhaft eine Schnittstelle dargestellt, bei der ein Zusatzelement nahezu spielfrei eingebaut ist, während die weiteren drei Zusatzelemente in die horizontale Richtung beweglich sind. Hierdurch werden die Justage der Zusatzelemente bei der Montage und ein Ausgleich von Abweichungen ermöglicht. Außerdem sind einheitliche Vertiefungsformen möglich, die den Einbau von unterschiedlich geformten oder angeordneten Zusatzelementen zulassen, wie beispielsweise in Abbildung 3.7b und c dargestellt.

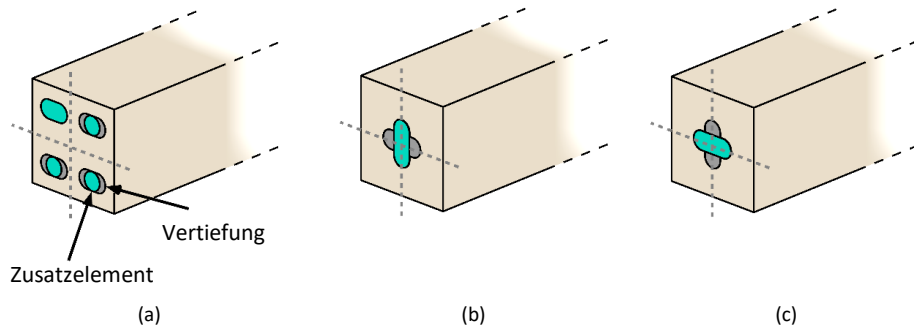


Abbildung 3.7: Schematische Darstellung der Ausführung von Vertiefungen für kraftübertragende Zusatzelemente

Darüber hinaus hat die Länge des Zusatzelements bzw. die Einbindetiefe des Zusatzelements in die Betontragelemente einen maßgeblichen Einfluss auf das Tragverhalten der Verbindung. Die Zusatzelemente haben abhängig vom Werkstoff und der Gestalt einen wesentlichen Einfluss auf die Beschränkung der Rotationsfreiheitsgrade zusammengefügter Tragelemente. Die Dimensionen der Zusatzelemente werden unter Berücksichtigung aller aufgestellten Anforderungen in der Detaillierungsphase des Entwicklungsprozesses erforscht.

Komponente der Kraftübertragung – Weitere Merkmale des Zusatzelementes

Die Montageart des Zusatzelementes ist ein wesentliches Kriterium für die Wirtschaftlichkeit der Verbindung. Hierbei sind insbesondere Montagearten anzustreben, die einen witterungsunabhängigen Einbau der Zusatzelemente mit einer kurzen Montagezeit zulassen. Reversible Verbindungen können durch Stecken oder Einlegen der Zusatzelemente oder mittels eines geeigneten mechanischen Prinzips (z. B. Einschrauben, Verkeilen etc.) eingebracht werden. Um die Wiederverwendbarkeit der Betonbauteile entsprechend den Zielen des modularen Bauens sicherstellen zu können, ist eine Beschädigung der Tragelemente infolge der Montage zu vermeiden. Der Ausgleich von Abweichungen zwischen den Betontragelementen und den Zusatzelementen ist insbesondere beim Einsatz mehrerer Zusatzelemente zur Sicherstellung der Aufteilung der auftretenden Kräfte auf alle Zusatzelemente erforderlich. Sind die Abweichungen aufgrund einer äußerst präzisen Fertigung so klein, dass kein wesentlicher Einfluss auf das Tragverhalten der Verbindung besteht, ist der Ausgleich von Abweichungen nicht erforderlich.

3.2.2 Komponente der Ausrichtung

Der Einsatz von Zentrierhilfen oder -elementen ermöglicht neben einer einfachen und schnellen Montage von Betonfertigteilen auch einen präzisen Zusammenbau großer Strukturen, die aus Einzelbauteilen bestehen. Die in Tabelle 3.2 aufgeführten Merkmale und Ausprägungen werden für die Ausführung der Komponente der Ausrichtung betrachtet. Im Nachfolgenden werden die Merkmale und Ausprägungen der zentrierenden Komponente erläutert und diskutiert. Hierbei werden höchstens vier unterschiedliche Ausprägungen betrachtet. Zudem erfolgt eine kurze Betrachtung der Montagemöglichkeiten, wobei hier überwiegend die gleichen Arten, wie bei der Montage kraftübertragender Zusatzelemente bestehen. Auch die Möglichkeiten der Herstellungen und Anforderungen an die Vertiefungen für die Einbringung der ausrichtenden Zusatzelemente werden hier aufgeführt und Besonderheiten im Vergleich zu Vertiefungen für kraftübertragende Zusatzelemente hervorgehoben.

Tabelle 3.2: Morphologischer Kasten für die Komponente der Ausrichtung

Merkmal	Ausprägung			
	A1	A2	A3	A4
Anzahl	1	>1	-	-
Werkstoff	Metall	Kunststoff	Anderer	-
Querschnitt	Voll	Hohl	Profil	-
Querschnittsform	Kreis	Rechteck	Oval	Polygon
Form	Konus	Extrudiert	-	-

Komponente der Ausrichtung – Merkmale: Anzahl und Anordnung der Zusatzelemente

Analog den vorangegangenen Überlegungen zu kraftübertragenden Zusatzelementen können ausrichtende Zusatzelemente in einer unterschiedlichen Anzahl zur Bildung einer Schnittstelle zum Einsatz kommen. Schnittstellen ohne Anordnung eines ausrichtenden Zusatzelementes werden nicht betrachtet. Der Einsatz eines einzelnen Zusatzelementes ist für die Ausrichtung gestoßener Tragelemente ausreichend, da eine Zentrierung lediglich bezogen auf einen einzigen Punkt erfolgt. Die Betrachtung einer größeren Anzahl

an Zusatzelementen für die Zentrierung von Tragelementen mit kleinen Querschnittsflächen ist nicht erforderlich, da eine genaue Ausrichtung entsprechen der Herkunft des Wortes Zentrum (lat. *centrum*; Zentrum, Mitte, Mittelpunkt) immer bezogen auf einen einzigen Punkt erfolgt. Die axiale Ausrichtung der Tragelemente in Richtung der Längsachse der Bauteile ist für den Zusammenbau von Strukturen bestehend aus stabförmigen Bauteilen von wesentlicher Bedeutung. Kommt lediglich ein Zentrierelement zum Einsatz, ist die Anordnung im Schwerpunkt des Querschnitts vorteilhaft, um eine genaue Ausrichtung des Bauteils entlang der Schwereachse des Bauteils sicherstellen zu können.

Komponente der Ausrichtung – Merkmal: Werkstoff des Zusatzelementes

Geringe mechanische Anforderungen an das Zusatzelement für die Ausrichtung der Betonbauteile ermöglichen den Einsatz kostengünstiger Materialien. Die maßgebliche Anforderung an das Material des Zusatzelementes ist, dass keine technisch relevanten Verformungen bei Beanspruchung des Zusatzelementes beim Zusammenbau der Tragelemente oder infolge der Umgebungsbedingungen (z. B. Temperatur) auftreten. Hochleistungskunststoffe weisen eine ausreichend große Steifigkeit und eine hohe Festigkeit auf und sind für den Einsatz als Werkstoff für zentrierende Zusatzelemente geeignet. Darüber hinaus kommen Metalle als Werkstoffe für die Herstellung der Zusatzelemente in Frage. Sie weisen zwar mechanische Kennwerte auf, die wesentlich größer als die an den Werkstoff bestehenden Anforderung sind, ermöglichen jedoch nach der Demontage eines Tragwerks eine Wiederverwendung oder ein kreislaufgerechtes Recycling der Zentrierelemente. Außerdem ist bei der Wahl des Werkstoffes und den damit verbunden Kosten für die Herstellung für die zentrierenden Zusatzelemente die kurze Einsatzdauer (nachfolgend Funktionsdauer) des Elementes in Betracht zu ziehen. Das Zusatzelement hat lediglich während des Montageprozesses eine Funktion, nämlich die Betonbauteile präzise zusammenzufügen. Neben wirtschaftlichen Kriterien für die Herstellung des Zusatzelementes sind insbesondere auch wirtschaftliche Aspekte bei der Weiterentwicklung eines zugrundeliegenden Baukastensystems (Produkt) oder einer übergeordneten Produktfamilien in Betracht zu ziehen. Die Entwicklung neuer Produktgenerationen kann zu einer Veränderung der Anforderungen an Schnittstellen führen.

Komponente der Ausrichtung – Merkmale: Querschnitt, Querschnittsform und Form der Zusatzelemente

Bei der Festlegung von Querschnitt, Querschnittsform und Form des Zusatzelementes für die Ausrichtung von Tragelementen sind die Anforderungen, die sich aus der

konzeptionellen Betrachtung der Komponente sowie den Überlegungen zum Einsatz verschiedener Werkstoffe ergeben haben, maßgeblich. Aufgrund der geringen mechanischen Anforderungen an ein ausrichtendes Zusatzelement sind Profilquerschnitte, insbesondere Hohlprofile, und andere materialsparende Querschnitte besonders für die Ausführung eines Zusatzelement geeignet.

Für die Querschnittsform des Zusatzelementes kommen analog zu den Querschnittsformen der kraftübertragenden Komponente runde oder eckige Querschnitte in Frage. Ein kreisrunder Querschnitt des Elementes ermöglicht bei Anordnung eines einzigen Zusatzelementes eine Verdrehung der Betonbauteile beim Fügeprozess um die Bauteillängsachse. Eine solche Verdrehbarkeit der gefügten Betonbauteile um eines in der Querschnittsmittle angeordnetes kreisförmiges Zusatzelement ist einerseits günstig, da eine Verdrehung der Betonsegmente für den Zusammenbau möglich ist, andererseits können ungewollte Verdrehungen der Betonbauteile beim Zusammenbau der Tragelemente auftretenden und zu Imperfektionen im System führen. Querschnitte des Zusatzelementes, die nicht kreisförmig sind, ermöglichen eine Verhinderung der freien Verdrehbarkeit der stabförmigen Betonbauteile beim Zusammenbau.

Außerdem kann eine Verkettung der rotatorischen Abweichungen aneinandergereihter Tragelemente um die Längsachse der Betonbauteile auftreten, wenn kein Ausgleich von Abweichungen über eine Rotation der Segmente möglich ist. Bei der Wahl einer Querschnittsform ist abzuwägen, ob eine Verdrehbarkeit der Betonbauteile um den Bezugspunkt des Zusatzelementes vorteilhaft ist, da Abweichungen ausgeglichen werden können oder, ob die freie Verdrehbarkeit der Segmente im nicht vorgespannten Zustand des Systems nachteilig ist, da ungewollte Verdrehungen eintreten können.

Für zentrierende Bauteile, bzw. im Allgemeinen für zentrierende Verbindungen, konnten sich in verschiedenen Branchen konisch geformte Verbindungsbauteile durchsetzen, die formschlüssige Passung ermöglichen. Durch konische, kegelförmige oder kegelstumpfförmige Bauteile kann eine möglichst zentrische Montage sichergestellt werden. Auch der Einsatz extrudierter Querschnittsformen (z. B. aus einem Kreisquerschnitt extrudierter Zylinder) bietet ein hohes Potential, wenn eine Verjüngung an den Enden des Zusatzelements eingebracht und eine ähnliche Zentrierwirkung wie bei dem Einsatz eines konischen Bauteils ermöglicht wird. Dies kann beispielsweise vereinfacht durch eine kleine Querschnittsverjüngung (z. B. Fase) an dem Ende des Zentrierelementes umgesetzt werden. Weitere Formen des Zusatzelementes sind möglich, bieten jedoch gegenüber den in Tabelle 3.2 aufgeführten Formen des Elementes keine nennenswerten Vorteile.

Komponente der Ausrichtung – Weitere Merkmale des Zusatzelementes

Die Herstellungsgenauigkeit der Vertiefungen zur Einbringung zentrierender Zusatzelemente bestimmt maßgeblich die Abweichungen des zusammengebauten Tragwerks, da eine Verkettung von Abweichungen beim Fügen realer Tragelemente auftritt. Um möglichst präzise Vertiefungen in den Tragelementen herstellen zu können, ist für die Untersuchungen in dieser Arbeit eine geeignete Fertigungsmethode zu identifizieren. Dabei ist neben der Lagegenauigkeit der Vertiefungen in den Stoßflächen der Betontragelemente die Formgenauigkeit der Vertiefungen von wesentlicher Bedeutung. Es ist in Betracht zu ziehen, ob bei der Montage des zentrierenden Zusatzelementes ein Toleranzausgleich zwischen Zusatzelement und Betontragelement erforderlich ist. Die geforderte Fertigungsgenauigkeit der Vertiefungen sowie der Zentrierelemente zur Sicherstellung eines präzisen Zusammenbaus kann hierbei über eine Toleranzberechnung (vgl. 2.1.4 Abweichungen und Toleranzen) erfolgen. Die Fertigung der Vertiefungen kann in Analogie zu den aufgeführten Fertigungsverfahren zur Herstellung der Vertiefungen für kraftübertragende Zusatzelemente über Einlegebauteile bei der Betonage, über Schalungssysteme sowie mechanische Verfahren umgesetzt werden, wobei auch eine Kombination der vorgenannten Methoden möglich ist.

3.2.3 Komponente der Spanngliedführung

Die Komponente der Spanngliedführung wird als Bestandteil der Schnittstelle durch Öffnungen in den Stoßflächen der Betontragelemente abgebildet, wobei ein physisches Zusatzelementes nicht zur Bildung einer Verbindung erforderlich ist. Im nachfolgenden werden die Öffnungen in den Stoßflächen der Tragelemente zur Durchführung der Spannglieder (Spannkanäle) als Elemente bezeichnet. Aufgrund der geringen Anzahl an Anforderungen an diese Elemente und der Überschaubarkeit der Problemlösung, wird kein morphologischer Kasten hierfür aufgestellt. Die Anzahl und die Größe der Elemente in den Stoßflächen der Betonbauteile sind im Wesentlichen von der erforderlichen Vorspannkraft und des daraus resultierenden Spannstahlquerschnitts abhängig. Die Anordnung der Elemente in den Stoßflächen der Tragelemente sowie die Führung der Spannkanäle entlang den Tragelementen und Bauteilen ist maßgeblich für das Tragverhalten der daraus resultierenden verbundlos vorgespannten Tragwerke. Insbesondere die zulässigen Achs- und Randabstände der Spannglieder stellen Parametergrenzen für die geometrische Anordnung der Elemente dar. Für durchlaufende tragende Bauteile und Systeme mit quadratischem Querschnitt der Betonbauteile ist die Anordnung von vier geradlinigen Spanngliedern vorteilhaft, da eine kontinuierliche Spanngliedführung ohne Umlenkungen der Spannglieder über die gesamte Länge eines

durchlaufenden Systems möglich ist. Zudem besteht bei einer doppelsymmetrischen Anordnung der Elemente analog den kraftübertragenden Zusatzelementen stets eine Kompatibilität der Tragelemente und Bauteile, unabhängig von ihrer Ausrichtung beim Zusammenbau eines Tragwerkes. Die Herstellung von Betonbauteilen mit durchgängigen linearen Spanngliedführungen ermöglicht eine kontinuierliche Fertigung gleichförmiger Bauteile und damit eine geringe interne Vielfalt eines Baukastens. Bei geradlinigen Spanngliedführungen treten zudem keine Reibungsverluste durch Umlenkungen der Spannglieder auf. Lediglich im Verankerungsbereich und den Kreuzungspunkten der Spannglieder sind besondere Vorkehrungen zu treffen.

Der Einsatz von Tragelementen mit rechteckigem Querschnitt ermöglicht größere Achsabstände der Spannglieder und damit auch größere statische Nutzhöhen bezogen auf das Spannglied. Die Kompatibilität der Spanngliedführungen zwischen Querschnitten mit unterschiedlichen oder veränderlichen Querschnittshöhen ist sicherzustellen. Dies kann entweder über spezifische Bauteile mit geänderter Spanngliedführung oder über die Anordnung zusätzlicher Spannkanäle erfolgen.

An die Querschnittsform der Spannkanäle bestehen geringe Anforderungen. Sollen mehrere Litzen auf der gleichen Querschnittshöhe angeordnet werden, können beispielsweise Monolitzenbänder zum Einsatz kommen (vgl. Abbildung 3.8).

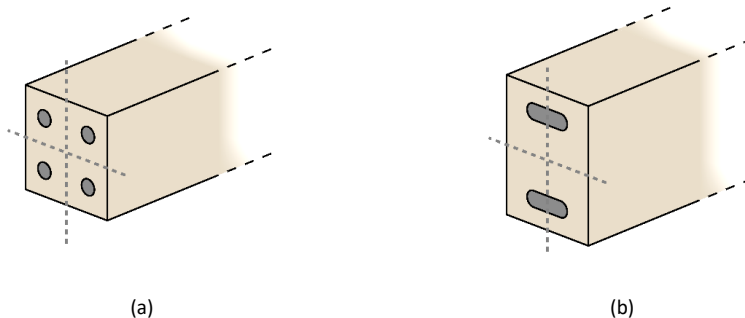


Abbildung 3.8: Schematische Darstellung des Merkmals „Querschnittsform der Elemente für die Spanngliedführung“: (a) Runde Form für Monolitzen, (b) Ovale Form für Litzenbänder

3.2.4 Überlagerung der Merkmale und Ausprägungen verschiedener Komponenten

Die systematische Überlagerung von Ausprägungen unterschiedlicher Komponenten führt zu einer Kombination von Funktionen und reduziert dadurch die Komplexität einer Schnittstelle. In nachfolgender Tabelle 3.3 werden die morphologischen Kästen der drei aufgeführten Komponenten mit den präferierten Ausprägungen der unterschiedlichen Merkmale zusammengeführt.

Tabelle 3.3: Zusammenführung der morphologischen Kästen

Merkmal	Ausprägungen Kraftübertragung		Ausprägungen Ausrichtung		Ausprägungen Spanngliedführung	
Anzahl	1	4	1	-	4	> 4
Werkstoff	Metall	-	Metall	Kunststoff	-	-
Querschnitt	Voll	Hohl	Voll	Hohl	-	-
Querschnittsform	Kreis	Oval	Kreis	Oval	Kreis	Oval
Form der Elemente	-	-	Konus	Extrudiert	-	-

Aus Tabelle 3.3 geht hervor, dass folgende Überlagerungen der Komponenten möglich sind:

- (1) Anzahl der Zusatzelemente: Aus der Überlagerung der Komponenten ‚Kraftübertragung‘ und ‚Ausrichtung‘ sowie der Komponenten ‚Kraftübertragung‘ und ‚Spanngliedführung‘ folgt, dass eine Schnittstelle aus einem oder vier Zusatzelementen bestehen muss.
- (2) Werkstoff der Zusatzelemente: Aus der Überlagerung der Komponenten Kraftübertragung und Ausrichtung folgt, dass ein metallischer Werkstoff für die Herstellung der Zusatzelemente einzusetzen ist.
- (3) Querschnitt der Zusatzelemente: Die Überlagerung der Komponenten ‚Kraftübertragung‘ und ‚Ausrichtung‘ ergibt, dass der Querschnitt eines Zusatzelementes für die gleichzeitige Erfüllung der beiden Aufgaben ein Voll- oder Hohlquerschnitt sein muss.

- (4) Querschnittsform der Zusatzelemente: Aus der Überlagerung aller drei Komponenten folgt, dass Zusatzelemente einen ovalen oder kreisrunden Querschnitt aufweisen müssen.

Außerdem sind Kombinationen der Ausprägungen möglich. Beispielsweise kann eine Schnittstelle bestehend aus vier kraftübertragenden Zusatzelementen ausgeführt werden, wobei davon einem Zusatzelement eine ausrichtende Funktion zukommt.

Abbildung 3.9 zeigt zwei beispielhafte Entwürfe von Schnittstellen an den Enden stabförmige Tragelemente mit quadratischem Querschnitt, die sich aus den vorgenannten Überlagerungen ergeben.

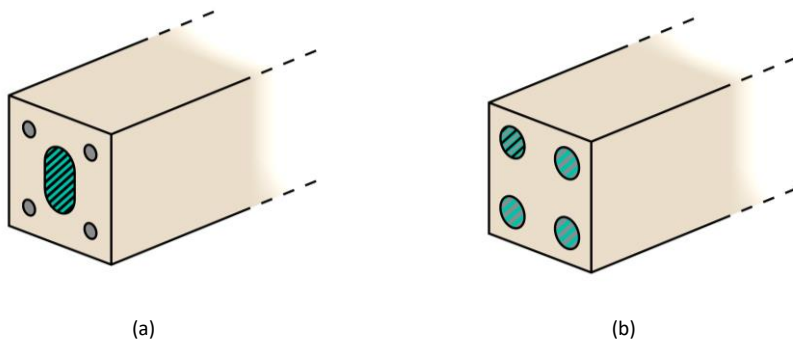


Abbildung 3.9: Darstellung der ausgewählten Schnittstellen für die weiteren Untersuchungen: Überlagerung der Komponenten: (a) Kraftübertragung und Ausrichtung, (b) Kraftübertragung, Ausrichtung und Spanngliedführung

Die in Abbildung 3.9a dargestellte Schnittstelle ist die erste Schnittstelle, die in weiterführenden Untersuchungen in dieser Arbeit untersucht wird, wobei eine Überlagerung der Funktionen ‚Kraftübertragung‘ und ‚Ausrichtung‘ stattfindet und damit lediglich ein Zusatzelement zum Einsatz kommt. Ein ovaler Querschnitt wird für das Zusatzelement gewählt, der eine Verdrehung der gefügten Betontragelemente infolge äußerer Kräfte oder beim Zusammenbau des Tragwerkes verhindert. Es wird basierend auf den vorstehenden Erläuterungen festgelegt, dass das Zusatzelement eine konische Form aufweist. Aufgrund der hohen mechanischen Anforderungen für die Kraftübertragung wird ein voller Querschnitt aus Stahl bzw. aus einer nicht-korrodierenden Stahllegierung gewählt. Die genaue Bezeichnung, Zusammensetzung sowie die mechanischen Kennwerte der verwendeten Werkstoffe werden bei den experimentellen Untersuchungen in Kapitel 4 aufgeführt. Die Form des Zusatzelementes

ist gedungen und doppelkonisch, um insbesondere eine möglichst gute Passung der Verbindung erzielen zu können. Für die verbundlose Vorspannung der Tragelemente zu durchlaufenden Bauteilen werden vier runde Spannglieddurchgänge in den Stoßflächen gewählt (vgl. Abbildung 4.17).

In Abbildung 3.9b ist die zweite Schnittstelle dargestellt, die nachfolgend untersucht wird. Zum Einsatz kommen vier kreisrunde Zusatzelemente aus Stahl für die Kraftübertragung, die in den Spannglieddurchgängen platziert werden. Damit eine Durchführung der Spannglieder möglich ist, müssen die kraftübertragenden Zusatzelemente einen Hohlquerschnitt aufweisen. Eines der Zusatzelemente wird zudem für die Ausrichtung der Betonbauteile entlang der Bauteillängsachse verwendet. Die Form des Zusatzelementes ist stabförmig, wobei die Enden der Zusatzelemente eine Fase aufweisen, um eine einfache Montage zu ermöglichen.

Die Dimensionen der kraftübertragenden und zentrierenden Zusatzelemente sowie das Trag- und Verformungsverhalten der beiden skizzierten Schnittstellen unter verschiedenartigen Beanspruchungen werden in den nachfolgenden experimentellen und numerischen Untersuchungen erforscht.

4 Experimentelle Untersuchungen

Die Entwicklung modularer Systeme bringt neue Herausforderungen und Anforderungen an die Verbindung von Betonfertigteilen hervor. In experimentellen Untersuchungen werden deshalb Detailuntersuchungen zur Bildung einer eigenen Grundlage und großmaßstäbliche Bauteilversuche zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens der beiden erarbeiteten Schnittstellen durchgeführt. Die experimentellen Untersuchungen umfassen folgende vier Versuchsreihen:

- (1) Kleinkörperversuche zur Untersuchung des Reibungsverhalten glatter UHPC-Oberflächen mit einer Variation der Normalkraft;
- (2) Kleinkörperversuche zur Untersuchung des Kontaktverhaltens der ersten entwickelten Schnittstelle dieser Arbeit unter Schubbeanspruchung an unbewehrten Versuchskörpern;
- (3) Bauteilversuche zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der ersten Schnittstelle dieser Arbeit unter Schubbeanspruchung an bewehrten Versuchskörpern;
- (4) Bauteilversuche zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens vorgespannter Balken mittels Biegeversuchen.

Zudem wird die technische Machbarkeit der Verbindungen überprüft. Die experimentellen Untersuchungen bilden eine Grundlage für die numerische Untersuchung und die Weiterentwicklung der vorgestellten Verbindungen. Die folgenden Unterkapitel 4.1 bis 4.4 beschreiben die experimentellen Untersuchungen der aufgeführten Versuchsreihen von der Zielsetzung der Versuche über die Auswertung bis hin zu einer Diskussion der Beobachtungen und Ergebnisse, die jeweils durch ein abschließendes Zwischenfazit ergänzt werden.

4.1 Reibungsverhalten von Betonoberflächen

In der ersten experimentellen Reihe wird das Reibungsverhalten glatter Betonoberflächen aus ultra-hochfestem Beton untersucht. Höhere Betonfestigkeiten ermöglichen kleinere Querschnittsabmessungen und führend damit, insbesondere bei vorgespannten Bauteilen, zu hohen Normalspannungen in den Fugen segmentärer Tragwerke. Das Unterkapitel umfasst nach einleiteten Erläuterungen zur Zielsetzung der

Versuche wesentliche Beschreibungen zum Versuchsaufbau und zur Versuchsdurchführung sowie zur eingesetzten Messtechnik. Es folgen Beschreibungen zu den verwendeten Betonbauteilen und zur Ermittlung der relevanten Festbetonkennwerte. Anschließend werden die Ergebnisse der Versuche vorgestellt. In einer weiteren Untersuchung wird die Veränderung der Oberflächenrauheit infolge einer quasi-statischen Schubbeanspruchung qualitativ untersucht.

4.1.1 Grundlagen und Zielsetzung

Das Reibungsverhalten glatter Betonoberflächen aus ultra-hochfestem Beton wurde in unterschiedlichen Studien bereits in geringem Umfang erforscht. Dabei wurde auch der Einfluss der Normalkraft auf das Reibungsverhalten untersucht (vgl. Abschnitt 2.1.2). Das Verhalten von Betonkörpern unter tangentialer Beanspruchung ist zudem u. a. von der Oberflächenrauigkeit bzw. der Gestaltabweichung einer idealer Kontaktfläche abhängig. Bei einem Abscherversuch bestehend aus drei Betonkörpern mit zwei Wirkflächen entsprechend dem Standardversuch nach Eurocode 4, Teil 1-1 (vgl. Abbildung 2.12a) liegt u. a. ein Einfluss bestehender Abweichung der Oberflächen auf das ermittelte Reibungsverhalten vor. In eigenen Untersuchungen soll deshalb das Reibungsverhalten glatter Betonoberflächen an einem Versuchsstand bestehend aus zwei Betonkörpern mit einer Wirkfläche (vgl. Abbildung 2.12b) erforscht werden.

Die primären Fragestellungen der Untersuchungen lauten: (1) Welche Reibungsbeiwerte können an glatten Oberflächen aus UHPC ermittelt werden, (2) besteht ein wesentlicher Einfluss der Normalkraft auf das Reibungsverhalten sehr glatter Oberflächen, (3) kann eine wesentliche Veränderung der Oberflächen infolge des Reibverschleißes unter quasi-statischer Beanspruchung festgestellt werden.

4.1.2 Versuchstand und Messtechnik

Zur Erforschung der vorgenannten Fragestellungen wird der in Abbildung 4.1 dargestellte Versuchsaufbau gewählt. Der Aufbau besteht aus zwei Betonkörpern, einer vertikalen Krafteinleitung über den hydraulischen Tisch der Universalprüfmaschine UBP 1500 der MPA Karlsruhe zur Aufbringung der Normalkraft N sowie einer Konstruktion zur Aufbringung eines Weges u' mittels vier horizontalen Prüfzylindern. Ein Foto des Aufbaus kann Abbildung 4.2 entnommen werden.

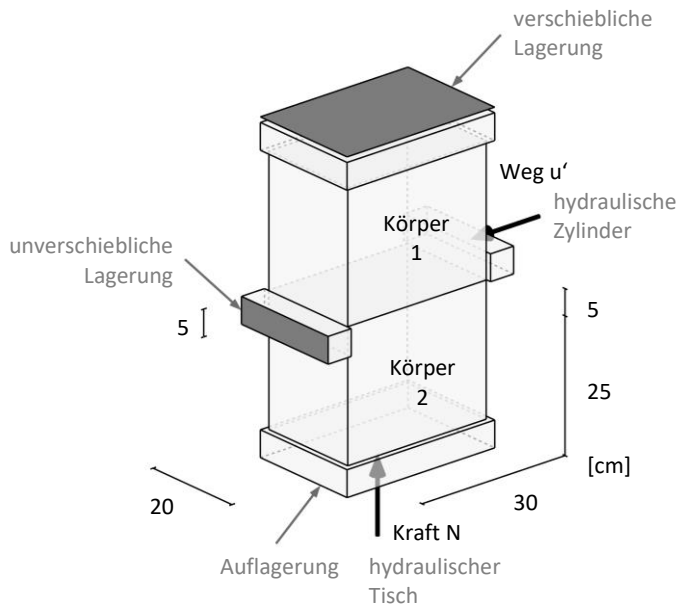


Abbildung 4.1: Darstellung des Versuchstands für die Ermittlung des Reibungsverhaltens

Die scheinbare Kontaktfläche der Betonkörper entspricht zu Versuchsbeginn in Anlehnung an den Standard-Abscherversuch nach der DIN EN 1994, Teil 1-1 [29] 0,3 m in der Länge und 0,2 m in der Breite. Die Höhe bzw. Dicke der Betonkörper beträgt abweichend von der vorgenannten Norm 0,25 m.

Der untere Betonkörper (Körper 2) weist in die vertikale Richtung eine unverschiebliche Lagerung der Grundfläche und in die horizontale Richtung eine Lagerung über eine Höhe von 5 cm auf. Der obere Betonkörper (Körper 1) kann sich durch den Einsatz eines Doppelrollenlagers (vgl. Abbildung 4.2) technisch reibungsfrei an der oberen Seite in die horizontale Richtung bewegen. Die Aufbringung des horizontalen Wegs u' auf den oberen Betonkörper erfolgt über eine Höhe von 5 cm entsprechend Abbildung 4.1.

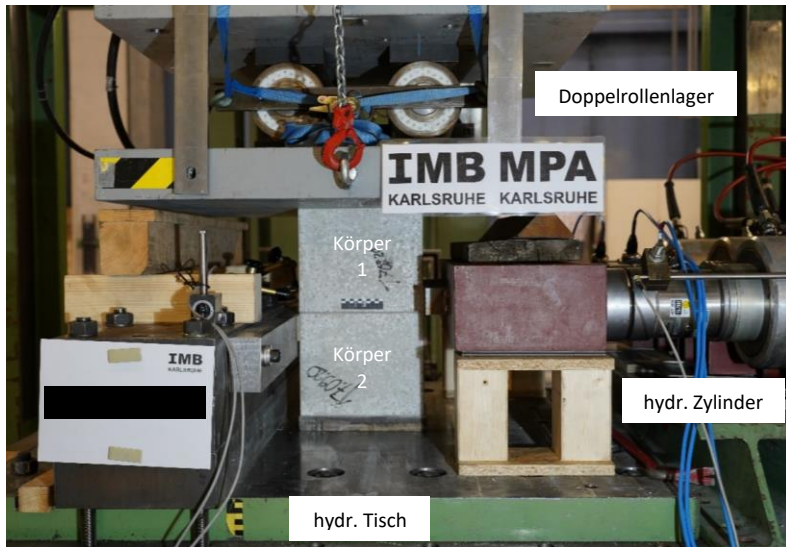


Abbildung 4.2: Foto des Versuchstands in der MPA Karlsruhe für die Ermittlung des Reibungsverhaltens

Zur Aufnahme der Relativbewegung u des oberen Betonkörpers wurden zwei induktive Wegaufnehmer (IWA) gewählt; die Anordnung der Wegaufnehmer kann Abbildung 4.3 entnommen werden. Durch die gewählte Anordnung der beiden Wegaufnehmer kann neben der Horizontalverschiebung auch eine Rotation des oberen Betonkörpers festgestellt werden. Zusätzlich wurde die Maschinenkraft des hydraulischen Tisches (Normalkraft), die Kraft der horizontalen Prüfzylinder mittels Kraftmessdosen (KMD) und der Maschinenweg der horizontalen Prüfzylinder aufgezeichnet.

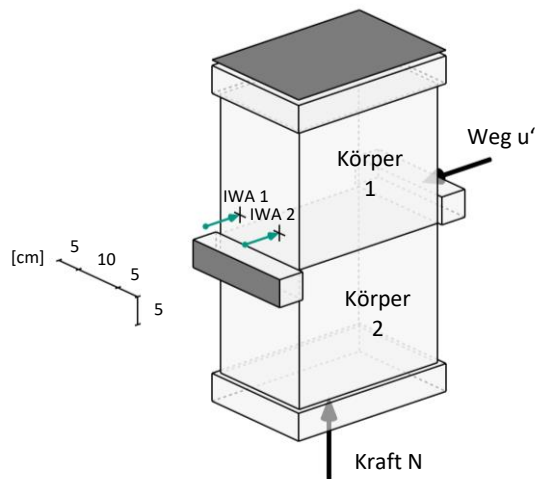


Abbildung 4.3: Darstellung der angeordneten Messtechnik

4.1.3 Bauteile und Betonmischung

Für die Herstellung der Betonkörper kam die Bindemittelvormischung Nanodur® Compound 5941 in Kombination mit der industriell hergestellten Gesteinskörnung Durigid, Verflüssiger und Wasser zum Einsatz. Die gewählte Betonzusammensetzung kann entsprechend dem Verarbeitungshinweis [33] des Herstellers Fa. Dyckerhoff der Tabelle A.1 entnommen werden. Die bei den Versuchen eingesetzten Betonkörper wurden in Stahlschalungen mit fünf Mischungen gleicher Zusammensetzung hergestellt. Die Betonage der Körper erfolgte bei der Fa. Sudholt-Wasemann in Herzebrock-Clarholz innerhalb eines Zeitraums von 14 Tagen. Die Probekörper für die Ermittlung der Festigkeiten und des Materialverhaltens wurden gleichartig gelagert.

4.1.4 Materialkennwerte

Zur Bestimmung der mechanischen Kennwerte des UHPC wurden folgende Festbetonuntersuchungen durchgeführt:

- Druckfestigkeit an Prismen nach der DIN EN 196-1
- Biegezugfestigkeit an Prismen nach der DIN EN 196-1
- Zentrische Zugfestigkeit an gekerbten Prismen entsprechend Abbildung 4.4

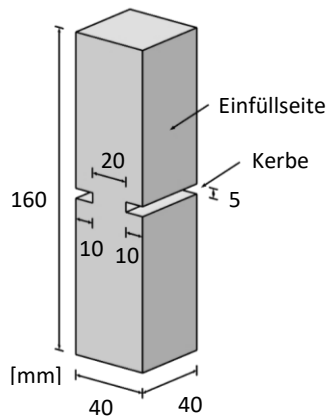


Abbildung 4.4: Abmessungen der gekerbten Prismen

Die Prüfungen wurden in einem zeitlichen Zusammenhang mit den Bauteilversuchen durchgeführt. Das mittlere Alter des Betons betrug bei der Bestimmung der Druckfestigkeit 122 Tage, der Biegezugfestigkeit 129 Tage und der zentrischen Zugfestigkeit 115 Tage.

Da lediglich beschränkte standardisierte Verfahren zur Bestimmung der einaxialen zentrischen Zugfestigkeit von Beton bestehen, wird ein eigenes Prozedere für die Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit gewählt. Hierzu wurde zunächst die Geometrie der Probekörper angepasst, um ein Versagen des Betonquerschnitts sicherzustellen. Die Probekörper wurden vor der Versuchsdurchführung entsprechend Abbildung 4.4 mit einer Kerbe je Seite mit den Abmessungen 10 mm × 5 mm versehen. Die Einbringung der Kerben in die Prismen erfolgte mittels Säge mit einer Dicke des Sägeblattes von 5 mm. Auf die Probekörper wurden mit dem Schnellklebstoff X60 der Firma Hottinger Brüel & Kjaer Stahlstempel aufgeklebt, um eine gelenkige Lagerung der Probekörper bei der Prüfung über einen entsprechenden Aufbau zu ermöglichen. Die Prüfgeschwindigkeit beträgt für alle Probekörper 0,03 mm/min.

Tabelle 4.1 gibt die Mittelwerte der Festbetonkennwerte der fünf Mischungen mit gleicher Zusammensetzung an. Die vollständige Auflistung aller ermittelten Festigkeiten kann Tabelle A.3 entnommen werden.

Tabelle 4.1: Mittlere Festbetonkennwerte des UHPC

Druckfestigkeit	zentrische Zugfestigkeit	Biegezugfestigkeit
[MPa]	[MPa]	[MPa]
143,1	8,1	16,9

Aus den Ergebnissen der Festbetonprüfungen ist erkennbar, dass die Biegezugfestigkeit stark streut und keine Korrelation zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und der Biegezugfestigkeit festgestellt werden kann.

In einem zeitlichen Versatz zu den durchgeführten Betonprüfungen wurden zudem die Druckfestigkeit und der E-Modul an stehenden Prismen bestimmt sowie die Spannungs-Rissöffnungsbeziehung an fest gelagerten gekerbten Prismen untersucht. Diese nachträglichen Untersuchungen an den Probekörpern mit einem Alter zwischen 615 Tagen und 622 Tagen waren zur genaueren Bestimmung des Spannungs-Rissöffnungsverhaltens des UHPC mit gewählter Zusammensetzung erforderlich. Insbesondere für die numerische Simulation ist das tatsächliche Materialverhalten als Eingangsgröße für Berechnungen von Interesse und möglichst genau zu bestimmen. Grundsätzlich ist von einer Änderung der mechanischen Kennwerte mit dem Älterwerden des Betons auszugehen.

Die Prüfung der Probekörper fand unter Aufbringung einer Verformung mit konstanter Prüfgeschwindigkeit statt. Hierzu wurde die Prüfgeschwindigkeit kleiner als 0,03 mm/min bzw. die Dehnrate kleiner als 10^{-5} 1/s gewählt, da in den ersten Untersuchungen zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit eine höhere Geschwindigkeit teilweise zu einem Versagen der Klebeflächen bei der gelenkigen Lagerung der Prismen im Versuchstand führte. Es ist von einem geringen Einfluss der Dehnrate im Wertebereich zwischen 10^{-5} 1/s und 10^{-6} 1/s auf die Zugfestigkeit auszugehen. Zur Regelung der Prüfgeschwindigkeit kommen zwei induktive Wegaufnehmer und vier weitere Wegaufnehmer zur Mittelung der gemessenen absoluten Verformung im Messbereich zum Einsatz; die Positionierung der Wegaufnehmer im Versuchstand kann Abbildung 4.5 entnommen werden. Zudem wird die aufgebrachte Kraft zur späteren Berechnung der Spannung im Querschnitt aufgezeichnet. Eine feste Lagerung der Probekörper wird zur vollständigen Aufzeichnung des Verformungsverhaltens, insbesondere im Bereich nach dem Erreichen der Zugfestigkeit, gewählt.

Vor der Durchführung der Zugversuche wurden Laserscans zur Erfassung der Geometrie der gekerbten Probekörper durchgeführt. Diese genauen Messungen werden für die Ermittlung der Ist-Querschnittsflächen der Probekörper im gekerbten Bereich verwendet. Für die Vermessung der Probekörper kam der HandyScan 3D-Laserscanner von Creaform zum Einsatz. Die Auflösung für die Messungen wurde zu einem Wert von 1,0 mm gewählt.

Die bei Raumtemperatur eingelagerten Probekörper wurden an den Endflächen (40 mm × 40 mm) zunächst mit einer Diamantschleifmaschine planparallel geschliffen, um einen senkrechten Einbau der Probekörper im Versuchsstand sicherzustellen. Auf eine sandgestrahlte Grundplatte aus Stahl wurden anschließend die gekerbten Prismen mit dem schnellerhärtenden Zweikomponenten-Epoxidkleber MC-Quicksolid geklebt. Nach einer Aushärtedauer von ca. 15 Minuten weist der Kleber eine ausreichende Festigkeit zur Montage des Messgestells und der Verklebung der Oberseite der Probekörper auf. Das eigens hierfür entwickelte Messgestell wurde in der MPA Karlsruhe aus Polylactid (engl. *polylactic acid*, PLA) gedruckt. Der Versuchsstand bestehend aus zwei Grundplatten sowie dem eingeklebten Prisma mit Messgestell ist in Abbildung 4.5 dargestellt. Die Länge des Messbereichs der Probekörper wird zu einem Wert von 50 mm festgelegt. Nach weiteren 45 Minuten Aushärtezeit weist der Kleber entsprechend dem Verarbeitungshandbuch [96] eine Festigkeit von ca. 6 MPa auf. Die Vorlast (Druck) für den Aushärtevorgang des Klebers wurde zu 30 N gewählt.

Die Versuche wurden an der elektromechanischen Prüfmaschine ZwickRoell 300 kN in der MPA Karlsruhe durch Aufbringung einer weggeregelten Verformung durchgeführt. Zum Einsatz kommen die genannten induktiven Wegaufnehmer (Regelung: IWA 2, IWA 5; Messung: IWA 1, IWA 3, IWA 4, IWA 6). Die Prüfgeschwindigkeit wurde in den einzelnen Untersuchungen zu 0,005 bis 0,030 mm/min bzw. eine konstante Dehnungsrate zu 1,67 bis $10 \cdot 10^{-6}$ 1/s (siehe Tabelle A.4) für den definierten Messbereich gewählt.

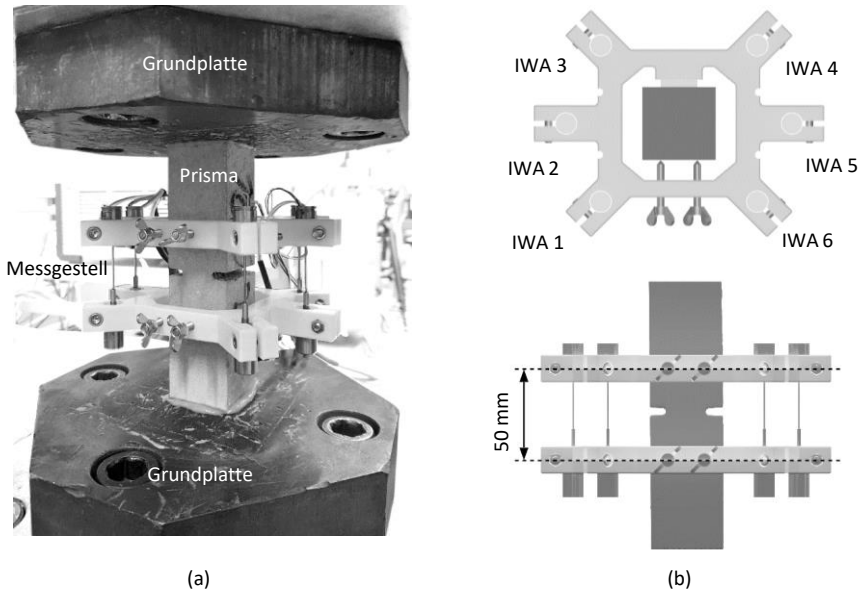


Abbildung 4.5: Versuchsaufbau der zentrischen Zugprüfung: (a) Foto: Zwei Grundplatten, gekerbtes Prisma und Messgestell, (b) Draufsicht: Probekörper und Messgestell mit IWA 1 bis 6 (oben) sowie die Ansicht des Messbereichs (unten)

Aus den Messwerten der experimentellen Untersuchungen kann das Spannungs-Dehnungsverhalten der Betonprobekörper ermittelt werden. Die Längenänderung der Probe wird zunächst als absolute mittlere Längenänderung Δl der vier messenden Wegaufnehmern (IWA 1, 3, 4, 6) im Messbereich angegeben.

$$\Delta l = \frac{1}{4} \cdot (\Delta l_{IWA1} + \Delta l_{IWA3} + \Delta l_{IWA4} + \Delta l_{IWA6}) \quad (4.1)$$

Die relative mittlere Dehnung ε im Messbereich wird wie folgt berechnet. l_0 entspricht dabei der Länge des Messbereiches.

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (4.2)$$

Die resultierende Zugspannung im Querschnitt σ_t wird aus der gemessenen Kraft F_t und der aus den 3D-Scans ermittelten Querschnittsfläche im gekerbten Bereich berechnet. Die Querschnittsflächen A_i sind in Tabelle A.2 gegeben.

$$\sigma_t = \frac{F_t}{A_i} \quad (4.3)$$

Nach Auswertung der 3D-Scans ist zunächst festzustellen, dass Abweichungen der Querschnittsflächen von +3,8 % bis +13,3 % von der Soll-Querschnittsfläche (800 mm²) entsprechend Abbildung 4.4 vorliegen. Hieraus wird ersichtlich, dass die tatsächliche Querschnittsfläche zur Berechnung der Zugfestigkeit möglichst genau zu ermitteln ist. Da grundsätzlich immer geometrische Abweichungen bei Probekörpern vorliegen, diese jedoch mit kleiner werdenden Querschnittsabmessungen von zunehmender Bedeutung sind, wird empfohlen, dass ein geeignetes Verfahren zur möglichst genauen Bestimmung der Ist-Geometrie gewählt wird. Der hier verwendete 3D-Laserscan stellt eine geeignete Methode dar.

Aus den gemessenen Werten und mit Anwendung der Gleichungen (4.1) bis (4.3) lassen sich die in Abbildung 4.6 dargestellten Spannungs-Dehnungsverläufe ermitteln. In Tabelle A.4 werden relevante Werte des Spannungs-Dehnungsverhaltens unter Angabe der Dehnrates zusammengefasst. Eine mittlere Betonzugfestigkeit von 10,6 MPa kann an den Probekörpern festgestellt werden.

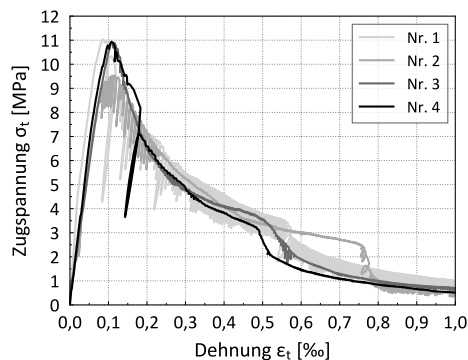


Abbildung 4.6: Spannungs-Dehnungsverhalten der Probekörper Nr. 1 bis 4

Bei den Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass eine Dehnrates von mehr als $3,3 \cdot 10^{-6} \text{ 1/s}$ (Prüfgeschwindigkeit 0,010 mm/min) zu einem plötzlichen Versagen der Klebestellen führen kann. Das Versagen des Klebers ist insbesondere auf die Sprödigkeit des Klebstoffs sowie den Verbund zwischen Kleber, Grundplatten und dem Probekörper zurückzuführen. Beim Versuch Nr. 6 wurde die Dehnrates im Messbereich zu 10^{-5} 1/s (Prüfgeschwindigkeit 0,030 mm/min) gewählt. Kurz nach dem Erreichen der Festigkeit

zeigte sich ein Versagen der oberen Klebestelle an der Probe. Das Nachbruchverhalten konnte in diesem Fall nicht vollständig aufgezeichnet werden. Auch bei der Probe Nr. 5 konnte das Verhalten nur für einen geringen Wegbereich nach dem Erreichen der Zugfestigkeit ermittelt werden.

Aus dem Spannungs-Dehnungsverlauf kann die Spannungs-Rissöffnungsbeziehung abgeleitet werden. Zunächst wird die inelastische Dehnung aus der Gesamtdehnung abzüglich des elastischen Anteils σ_t/E_m gemäß nachfolgender Gleichung (4.4) berechnet. Der mittlere E-Modul E_m wird entsprechend dem experimentell bestimmten Wert zu 74 590 MPa gewählt.

$$\varepsilon_{in} = \varepsilon - \frac{\sigma_t}{E_m} \quad (4.4)$$

Die relative Rissöffnung wird aus der Differenz aus inelastischer Dehnung und der inelastischen Dehnung am Punkt der Zugfestigkeit $\varepsilon_{in, fct}$ berechnet. Durch Multiplikation mit der Länge des Messbereiches l_0 erhält man die absolute Rissöffnung. Es folgt:

$$w = (\varepsilon_{in} - \varepsilon_{in, fct}) \cdot l_0 \quad (4.5)$$

In Abbildung 4.8 ist die normierte Spannung über die berechnete Rissöffnung dargestellt.

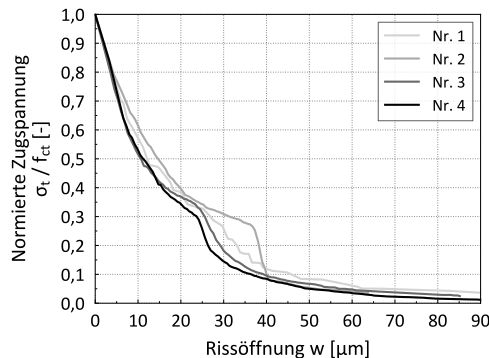


Abbildung 4.7: Normierte Spannung über die berechnete Rissöffnung der Probekörper Nr. 1 bis 4

In Abbildung 4.8 zeigt den Rissverlauf des Probekörpers Nr. 4 bei einer rechnerischen Rissöffnung von 92,2 μm .

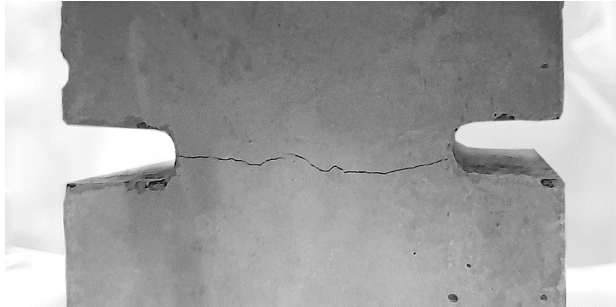


Abbildung 4.8: Rissverlauf des Probekörpers Nr. 4

4.1.5 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm zur Bestimmung des Reibungskoeffizienten unter verschiedenen Normalspannungen wird in zwei aufeinanderfolgende Schritte unterteilt: (1) Aufbringung der Normalkraft N gemäß Tabelle 4.2 mit einer Belastungsrate von 500 kN/min und (2) horizontale Wegaufbringung u' mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min.

Tabelle 4.2: Wesentliche Parameter des experimentellen Versuchsprogramms

Versuchsserie	Anzahl der Versuche	Normalkraft	Resultierende Normalspannung
[-]	[-]	[kN]	[MPa]
S2	3	120	2,0
S15	3	900	15,0
S40	1	2400	40,0
S33	2	2000	33,3

Die in der Fuge rechnerisch resultierende Normalspannung wird aufgrund der nicht bekannten Größe der tatsächlichen Kontaktfläche im Weiteren auch als scheinbare Normalspannung bezeichnet.

Vor der horizontalen Wegaufbringung wird eine Vorbelastung der vier horizontalen Prüfcylinder durchgeführt. Eine Vorlast, die in Summe 20 kN beträgt, wird hierfür gewählt. Das Verhalten der Probekörper wurde während der Aufbringung der Vorlast nicht messtechnisch erfasst.

4.1.6 Versuchs- und Messergebnisse

Nachfolgend werden die wesentlichen Ergebnisse der Reibungsversuche vorgestellt. Von besonderem Interesse ist die Veränderung der Haftreibungs- und Gleitreibungskraft mit zunehmendem Weg in Abhängigkeit der gewählten Normalkraft.

Normalspannung 2,0 MPa

Entsprechend Tabelle 4.2 wurden in der ersten Versuchsserie S2 drei Versuche mit einer rechnerischen Normalspannung von 2,0 MPa in der Fuge durchgeführt. Das ermittelte Reibungsverhalten ist als dimensionsloser Reibungskoeffizient über die Relativverschiebung der Körper in Abbildung 4.9 dargestellt. Abbildung 4.9b zeigt einen Ausschnitt des Verlaufs bis zu einer Verschiebung von 1,6 mm.

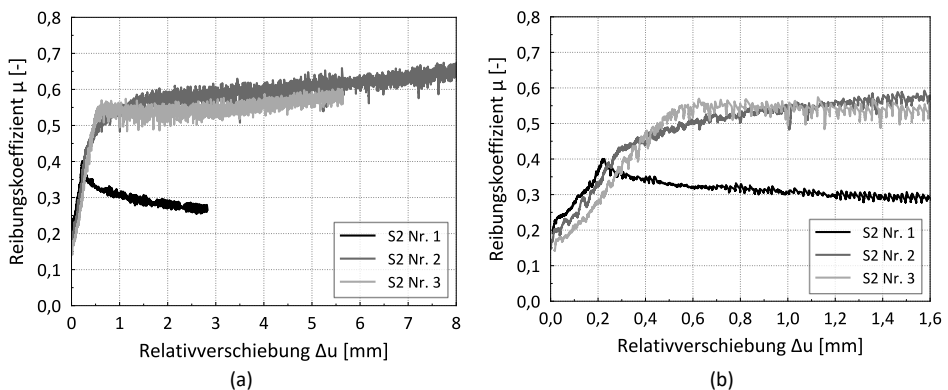


Abbildung 4.9: Reibungsverhalten bei einer Normalspannung von 2 MPa: (a) Gesamtverlauf, (b) Detailausschnitt

Zunächst ist erkennbar, dass aufgrund der Aufbringung der Vorlast für einen Reibungskoeffizienten von weniger als ca. 0,17 keine Aussage über das Reibungsverhalten getroffen werden kann. Es kann festgestellt werden, dass bei allen drei Versuchen ein Haften des oberen Körpers mit einem deutlich erkennbaren Beginn des Gleiten vorliegt.

Beim ersten Versuch kann ein wesentlich anderes Verhalten im Vergleich zu den beiden weiteren durchgeführten Versuchen dieser Serie beobachtet werden. Im Verlauf des ersten Versuchs ist bei einer Relativverschiebung von ca. 0,2 mm ein Abfall des Reibungskoeffizienten erkennbar. Dieser Abfall beschreibt den Beginn des Gleitens des oberen Betonkörpers und ist nicht typisch für die Reibung zwischen glatten und trockenen Oberflächen. Da die Betonkörper in einer staubigen Umgebung gelagert wurden, kann eine Verunreinigung der Oberflächen bei diesem ersten Versuch und ein Einfluss auf das Reibungsverhalten nicht ausgeschlossen werden. Die Oberflächen der Betonkörper wurden bei allen weiteren Versuchen daher gründlich mit Aceton gereinigt, um Anhaftungen von Störkörpern an den Oberflächen zu vermeiden. Die Versuche Nr. 2 und Nr. 3 dieser Serie weisen ein Verhalten auf, das dem typischen Reibungsverhalten trocken gestoßener Betonkörper entspricht. Grundsätzlich ist bei allen drei Versuchen ein nahezu lineares Verhalten im Bereich des Haftens beobachtbar. Bei Versuch Nr. 2 und Nr. 3 beginnt der obere Betonkörper bei ca. 0,3 mm bzw. 0,6 mm zu gleiten. Außerdem nimmt der Reibungskoeffizient bei diesen beiden Versuchen mit größer werdender Relativverschiebung zu. Aus den Verläufen können die in Tabelle 4.3 zusammengefassten Koeffizienten am Übergang vom Haften zum Gleiten ermittelt werden. Eine nennenswerte Verdrehung des oberen Betonkörpers infolge der Schubaufbringung kann nicht festgestellt werden.

Tabelle 4.3: Kennwerte des Reibungsverhaltens bei $\sigma_n = 2 \text{ MPa}$

Versuch Nr.	Haftreibungskoeffizient
[-]	[-]
1	0,40
2	0,43
3	0,53

Normalspannung 15,0 MPa

Bei einer rechnerischen Normalspannung von 15,0 MPa in der Fuge kann bei den drei Versuchen dieser Serie das in Abbildung 4.10 dargestellte Verhalten ermittelt werden. Der in Abbildung 4.10b dargestellte Detailbereich zeigt bei allen drei Versuchen ein

mehrstufiges Verhalten im Bereich von der Wegaufbringung bis zum endgültigen Gleiten auf.

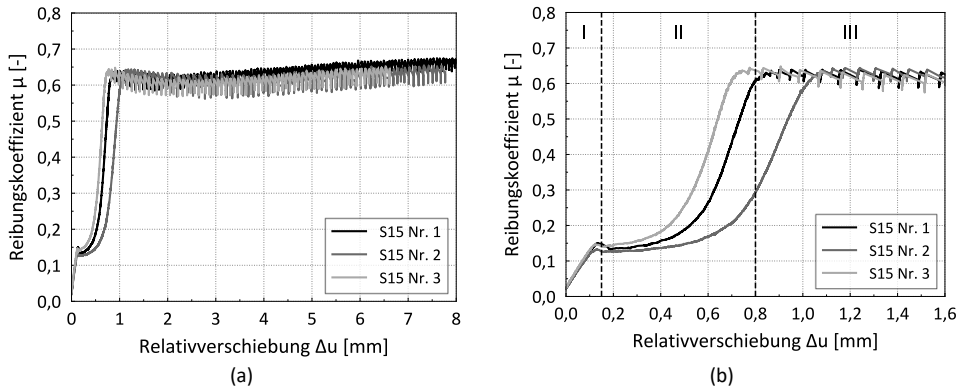


Abbildung 4.10: Reibungsverhalten bei einer Normalspannung von 15 MPa: (a) Gesamtverlauf, (b) Detailausschnitt

Zunächst findet bis zu einem Reibungskoeffizienten von ca. 0,15 ein Haften der Oberflächen statt. In diesem Bereich liegt ein lineares Verhalten von Weg und Reibung vor. Nach dem Erreichen einer kritischen Haftreibungskraft bzw. eines kritischen Haftreibungskoeffizienten tritt ein Gleiten ein, das durch eine Relativverschiebung ohne weitere Steigerung der aufnehmbaren Kraft in der Fuge gekennzeichnet ist. Mit zunehmender Verschiebung findet ein erneutes Haften der Oberflächen statt. Mit dem Überschreiten einer Relativverschiebung von ca. 0,70 mm bis 1,10 mm beginnt der obere Körper dann endgültig zu gleiten. Der Reibungskoeffizient beträgt bei Beginn des Gleitens in allen drei Fällen ca. 0,6. Mit zunehmendem Weg kann zudem bei allen Versuchen eine Zunahme des Reibungskoeffizienten festgestellt werden.

Tabelle 4.4: Kennwerte des Reibungsverhaltens bei $\sigma_n = 15 \text{ MPa}$

Versuch Nr.	Reibungskoeffizient frühes Gleiten	Reibungskoeffizient spätes Gleiten
[-]	[-]	[-]
1	0,16	0,62
2	0,13	0,63
3	0,15	0,63

Tabelle 4.4 fasst die Reibungskoeffizienten an den Übergängen des frühen Gleitens und des endgültigen Gleitens zusammen.

Normalspannungen 40,0 MPa und 33,3 MPa

Die Untersuchung des Reibungsverhaltens unter einer resultierenden Normalspannung von 40 MPa wurde einmal durchgeführt. In zwei weiteren Versuchen wurde das Reibungsverhalten bei einer Normalspannung von 33,3 MPa erforscht. Abbildung 4.11 zeigt das ermittelte Reibungsverhalten dieser Versuche.

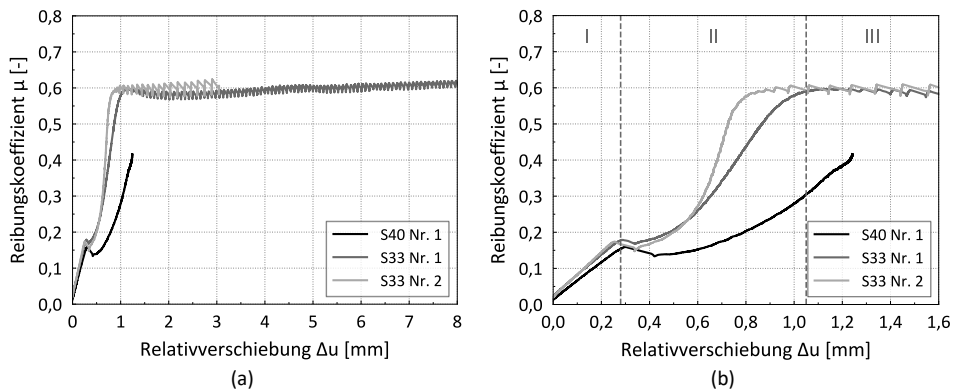


Abbildung 4.11: Reibungsverhalten bei einer Normalspannung von 40 MPa und 33,3 MPa:
(a) Gesamtverlauf, (b) Detailausschnitt

Der Verlauf des Verhaltens unter einer Spannung von 40 MPa kann aufgrund einer plötzlichen Rotation des oberen Betonkörpers mit einem hörbaren, knackenden Geräusch

und einer anschließenden Anomalie im Kraft-Verschiebungsverlauf nur bis zu einem aufgebracht Weg von ca. 1,23 mm verwendet werden. Mit dem Beginn der Rotation des oberen Betonkörpers kann eine deutliche Kraftzunahme ohne weitere Zunahme des Weges beobachtet werden. Erst bei einer Schubkraft von ca. 1600 kN tritt dann eine erneute Gleitbewegung des Körpers ein. Das beobachtete Verhalten konnte auf eine geringe Verformung des Versuchsstands infolge der hohen Schubkraft zurückgeführt werden.

Die aufgebrachte Normalkraft wurde aufgrund des beobachteten Verhaltens bei den beiden weiteren Versuche reduziert, da zunächst von einer Schädigung der Probekörper ausgegangen wurde. Das Verhalten der Probekörper Nr. 1 und Nr. 2 der Serie S33 lässt sich analog dem beobachteten Verhalten der Versuche mit der Normalspannung von 15 MPa beschreiben. Ein Haften der Oberflächen bis zu einem aufgebracht Weg von ca. 0,23 mm ist erkennbar, gefolgt von einem Bereich mit einer geringen Relativbewegung ohne weitere Zunahme der aufnehmbaren Kraft. Anschließend kann erneut ein Haften der Oberflächen beobachtet werden. Das endgültige Gleiten des oberen Probekörpers setzt in dieser letzten Versuchsserie bei ca. 1,0 mm bzw. 0,78 mm ein. Der Gleitreibungskoeffizient beträgt bei beiden Versuchen zu Beginn ca. 0,60. Der Versuch S33 Nr. 2 wurde bereits nach einem aufgebracht Weg von ca. 3 mm abgebrochen. Erneut war hier ein knackendes Geräusch wahrnehmbar, das mit zunehmendem Weg lauter wurde. Im Reibungsverhaltens ist im Bereich des endgültigen Gleitens ein sägezahnartiger Verlauf erkennbar. Tabelle 4.5 fasst die Ergebnisse der beiden experimentellen Untersuchungen mit einer Normalspannung von 33,3 MPa zusammen.

Tabelle 4.5: Kennwerte des Reibungsverhaltens bei $\sigma_n = 33,3$ MPa

Versuch	Reibungskoeffizient frühes Gleiten	Reibungskoeffizient spätes Gleiten
[-]	[-]	[-]
Nr. 1	0,18	0,59
Nr. 2	0,18	0,60

4.1.7 Untersuchung der Betonoberflächen

Die Literatur sowie die eigenen Untersuchungen zeigen auf, dass das Reibungsverhalten glatter Betonoberflächen von der aufgebrachten Normalkraft abhängig ist. Die Veränderung der Oberfläche bzw. der Oberflächenrauheit infolge trockenen Reibverschleißes von Betonoberflächen ist bisher jedoch noch unerforscht. Mit den nachfolgenden Untersuchungen und den Beschreibungen zur Beschaffenheit der Betonoberflächen werden erste Ergebnisse zur Quantifizierung der Oberflächenveränderung vorgestellt.

Die trockene Reibung der Oberflächen der Betonkörper führt zu einem Reibverschleiß, der über visuelle und haptische Wahrnehmung qualitativ und mit geeigneten Messverfahren quantitativ beschrieben werden kann. Zunächst werden qualitative Ergebnisse zur Veränderung der Oberflächen kurz wiedergegeben, da vollflächige Messungen und detaillierte Untersuchungen der vorliegenden Probekörper nicht möglich waren. Bei allen untersuchten Probekörpern, die mit einer Normalspannung von 2 MPa beansprucht wurden, kann nach Aufbringung eines Schubs eine Veränderung an einem der Großteil der scheinbaren Kontaktfläche festgestellt werden. Die Veränderung der Rauheit ist fühlbar, kann jedoch bei der qualitativen Untersuchung zweier unabhängiger Personen nicht visuell wahrgenommen werden. Im Vergleich zu einer unbeanspruchten Oberfläche kann eine Zunahme der Rauheit festgestellt werden. Eine visuelle Veränderung der Oberflächen kann bei keiner der untersuchten Oberflächen wahrgenommen werden. Bei den schubbeanspruchten Oberflächen unter 15 MPa Normalspannung kann eine Veränderung der Oberfläche lediglich in einzelnen Bereichen haptisch festgestellt werden. Abbildung 4.12 zeigt auf der linken Seite zwei Oberflächen der Versuchsserie, die mit einer Normalspannung von 15 MPa beansprucht wurden; die Bereiche, die eine haptisch und visuell erkennbare Veränderung der Oberfläche aufweisen, sind in einem hellen Farbton hervorgehoben und mittels gestrichelter Linie eingefasst. Bei allen untersuchten Oberflächen beträgt der relative Anteil der Oberflächenveränderung ca. $\frac{1}{3}$ bis $\frac{2}{3}$ der scheinbaren Kontaktfläche. Die Rauheit in den Bereichen mit einer erkennbaren Oberflächenveränderung ist größer im Vergleich zu den schubbeanspruchten Oberflächen unter einer Normalkraft von 2 MPa. Die Begrenzungen der Kontaktgebiete sind visuell und haptisch teilweise schwer erkennbar und können als „verschmiert“ bezeichnet werden.

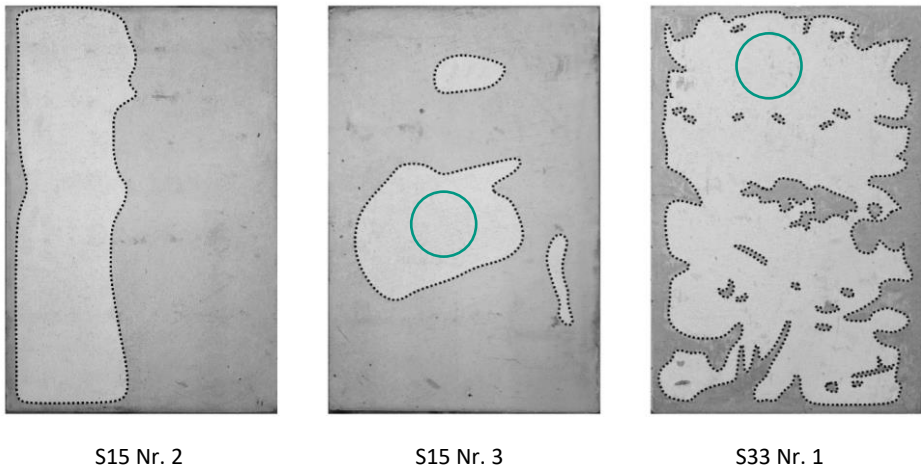


Abbildung 4.12: Qualitative Veränderungen der Oberflächen infolge der Schubbeanspruchung unter einer Normalspannung von 15 MPa und 33,3 MPa; Lage der Bohrkern für die nachfolgenden Untersuchungen in Grün.

Die Oberflächen, die eine Schubbeanspruchung bei gleichzeitiger Einwirkung einer Normalspannung von 33,3 MPa erfahren haben, weisen eine wesentlich andere Ausprägung in den Merkmalen der Veränderung auf. Es ist erkennbar, dass ein deutlich größerer Teil der Oberfläche Erscheinungen aufweist, die auf den Reibverschleiß zurückzuführen sind. Näherungsweise 80 % bis 90 % der scheinbaren Kontaktfläche weisen eine erkennbare Oberflächenveränderung auf. Jedoch besitzen die Oberflächen eine geringere haptisch wahrnehmbare Rauheit im Vergleich zu den schubbeanspruchten Oberflächen mit einer Normalspannung von 15 MPa. Die Rauheit in den abgeriebenen Bereichen ist mit der Rauheit der untersuchten Oberflächen mit einer Normalspannung von 2 MPa vergleichbar. Die Grenzen der Kontaktgebiete sind bei der Serie S33 deutlich erkennbar. Am umlaufenden Rand der Oberflächen sind keine abgesicherten Bereiche erkennbar. Außerdem kann bei allen Versuchen dieser Serie ein staubartiges Material nach dem Versuchsende festgestellt werden, das nahezu vollflächig auf den Oberflächen verteilt ist.

Um diese qualitativen Beschreibungen des Reibverschleißes durch Werte zu quantifizieren, wurden Messungen mit einem Weißlichtinterferometer, einer optischen Methode zu Messung von Profilen dreidimensionaler Flächen, durchgeführt. Aufgrund des geringen Stichprobenumfangs sowie der Begrenzung des Untersuchungsgebietes stellen die Ergebnisse eine punktuelle Aufnahme dar und eignen sich deshalb nicht für vollständig belastbare Aussagen oder eine Modellbildung zum Reibungsverhalten.

Vielmehr zeigen die folgenden Ergebnisse den Bedarf für die weitere Erforschung des Reibungsverhaltens auf. Für die Messungen wurden je drei Bohrkerne aus den Oberflächen der Betonkörper hergestellt. Die Bohrkerne mit einem Durchmesser von ca. 50 mm wurden an den Stellen der Oberfläche entnommen, die wahrnehmbare Veränderungen aufweisen (vgl. Abbildung 4.12), und anschließend für die Untersuchung mit dem Weißlichtinterferometer vorbereitet. Bei der Messung kam ein Messkopf mit einem Sensor für einen Höhenmessbereich von 3000 μm zum Einsatz. Als Messbereich wurde ein Quadrat mit einer Seitenlänge von 15 mm gewählt. Abbildung 4.13 zeigt eine Gegenüberstellung der Ergebnisse der Höhenmessungen der schubbeanspruchten Oberflächen, die unterschiedlichen Normalspannungen ausgesetzt waren, sowie den Ausschnitt einer unbeanspruchten Vergleichsfläche. Die Schubrichtung ist dabei entsprechend dem eingezeichneten Pfeil von unten nach oben angegeben. Zusätzlich ist je ein mittiger horizontaler Schnitt durch die dreidimensionalen Oberflächen als Profil dargestellt.

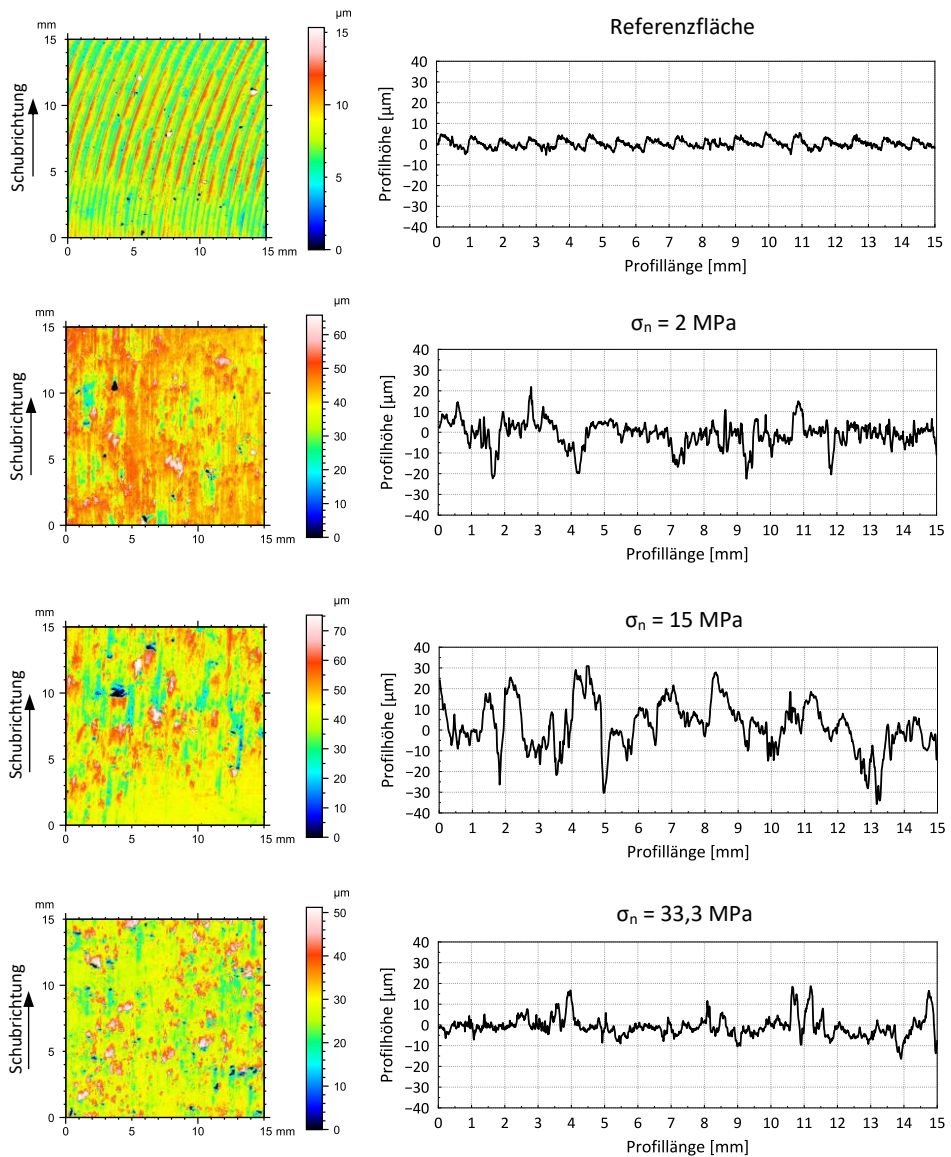


Abbildung 4.13: Reibverschleiß der Betonflächen: Detailbereich und zugehöriges Höhenprofil; (von oben nach unten) Referenzfläche (ohne Beanspruchung), $\sigma_n = 2 \text{ MPa}$, $\sigma_n = 15 \text{ MPa}$, $\sigma_n = 33,3 \text{ MPa}$

Zunächst ist erkennbar, dass die unbeanspruchte Betonoberfläche eine regelmäßige rillenförmige Rauheit aufweist, die auf die polierte Oberfläche der Stahlschalung zurückzuführen ist. Der arithmetische Mittelwert der absoluten Höhen S_a der

Betonoberfläche beträgt ca. 1 μm . Die größte Höhe zwischen dem höchsten und tiefsten Punkt im flächenhaften Untersuchungsgebiet beträgt ca. 17 μm . Die schubbeanspruchte Oberfläche unter einer rechnerischen Normalspannung von 2 MPa zeigt eine ausgeprägte Veränderung der Oberfläche auf. Der dazugehörige flächenhafte Ausschnitt in Abbildung 4.13 zeigt, dass eine Veränderung der Oberfläche in die Schubrichtung erkennbar ist. Bei näherer Betrachtung der Oberfläche sowie des Profils kann festgestellt werden, dass eine größere Rauheit im Vergleich zur unbeanspruchten Oberfläche besteht. Eine Bildung von Furchen durch das Eindringen harter Rauheitsspitzen in Bereiche mit geringerer Härte ist erkennbar. Die größte Höhe im Profil beträgt ca. 56 μm und ist damit mehr als drei Mal so groß im Vergleich zur unbeanspruchten Oberfläche. Die Oberfläche erfährt eine näherungsweise gleichmäßige Veränderung im gesamten Untersuchungsbereich. Die mittlere absolute Höhe S_a im flächenhaften Betrachtungsbereich aller Probekörper, die eine Schubbeanspruchung unter einer Normalspannung von 2 MPa erfahren haben, beträgt ca. 2 μm . Tabelle 4.6 fasst die wichtigsten Parameter der untersuchten flächenhaften Ausschnitte zusammen.

Tabelle 4.6: Mittlere Rauheitsparameter nach der DIN EN ISO 25178-2

Parameter		Referenzfläche	Flächen mit einer Normalspannung von		
			2 MPa	15 MPa	33,3 MPa
S_q	[μm]	1,32	3,07	4,44	3,80
S_{sk}	[-]	-0,43	-0,70	-0,25	0,06
S_p	[μm]	7,50	25,64	41,18	29,85
S_v	[μm]	9,55	30,80	41,95	28,45
S_z	[μm]	17,05	56,44	83,13	58,29
S_a	[μm]	1,03	2,13	3,07	2,58

Die Oberflächen der Versuchsserie S15 weisen, wie bereits beschrieben, eine stärkere visuell und haptisch wahrnehmbare Oberflächenrauheit im Vergleich zu den Oberflächen der Serie S2 auf. Im flächenhaften Untersuchungsbereich sowie im Profil der Oberfläche ist die Zunahme der Rauheit erkennbar (vgl. Abbildung 4.13). Die ermittelten Parameterwerte können diese qualitativen Beobachtungen folglich bestätigen. Infolge des Reibverschleißes entstehen Rauheitsspitzen und -täler (S_p und S_v) der untersuchten

Probekörper, die im Mittel näherungsweise ca. 42 μm betragen. Die größte Höhe des flächenhaften Bereichs weist damit im Mittel einen Wert von ca. 83 μm auf. Die Oberflächenrauheit in den beanspruchten Kontaktgebieten kann gegenüber der geringeren wahrnehmbaren Rauheit bei der Serie S2 zudem durch die mittlere Höhe Sa mit einem Wert von ca. 3 μm bestätigt werden. Die untersuchten Probekörper der letzten Versuchsserie S33 weisen im Mittel eine geringere Rauheit auf als die der vorherigen Versuchsserie mit einer Normalspannung von 15 MPa. Die Erhebungen und Täler der untersuchten Oberflächenausschnitte sind erneut näherungsweise gleich groß und weisen einen mittleren Wert von ca. 29 μm auf. Die größte Höhe im Profil Sz mit einem Wert von ca. 58 μm ist ca. 3,3 % größer im Vergleich zur mittleren Rauheit der Oberflächen aus der Versuchsserie S2. Die mittlere Profilhöhe weist einem Wert von ca. 2,6 μm auf. Im abschließenden Vergleich der Ergebnisse kann festgestellt werden, dass die Oberflächen der Versuchsserien S2 und S33 ähnliche Rauheitsparameter aufweisen, die zudem mit den beschriebenen visuellen und haptischen Wahrnehmungen korrelieren.

4.1.8 Versuchsauswertung und Diskussion

Die Untersuchungen an glatten Oberflächen zum Reibungsverhalten von Oberflächen aus UHPC waren erforderlich, um eine eigene Grundlage für die nachfolgende Versuchsreihe zum Schubtragverhalten der ersten Schnittstelle dieser Arbeit zu bilden. Der hier gewählte Probenumfang war für erste Erkenntnisse zum Reibungsverhalten von Oberflächen aus UHPC unter Beanspruchung mit unterschiedlichen Normalspannungen ausreichend.

Die Ergebnisse der eigenen experimentellen Untersuchungen zeigen, dass das Reibungsverhalten von Betonoberflächen abhängig von der Normalkraft ist und damit die Beobachtungen aus der Literatur bestätigt werden können. Abbildung 4.14 zeigt den Verlauf des spannungsabhängigen Reibungskoeffizienten nach SCHAARSCHMIDT et al. [124], die dort durchgeführten Literatursichtungen und die Ergebnisse der eigenen Versuche.

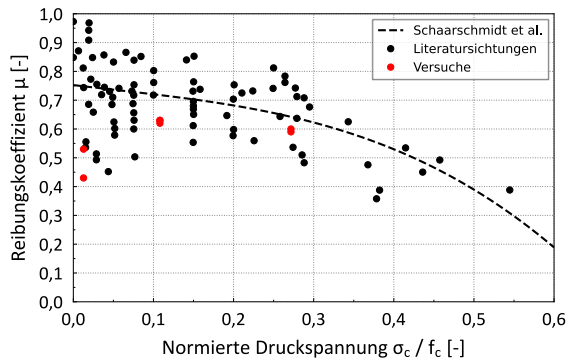


Abbildung 4.14: Gegenüberstellung der Reibungskoeffizienten in Abhängigkeit der normierten Druckspannung

Die Gegenüberstellung zeigt, dass die Ergebnisse der eigenen Untersuchungen grundsätzlich mit dem in der Literatur beschriebenen Verhalten korrelieren. Es ist jedoch festzustellen, dass die ermittelten Reibungskoeffizienten der ersten Versuchsserie S2 stark von der Formulierung nach SCHAARSCHMIDT et al. abweichen und am unteren Ende des aus der Literaturrecherche ermittelten Wertebereichs liegen. Da nur zwei belastbare Versuchsergebnisse aus der ersten Versuchsserie vorliegen, ist eine Aussage zur Streuung des Reibungsbeiwerts unter einer rechnerischen Normalspannung von 2 MPa nicht möglich. Die ermittelten Werte der Serien S15 und S33 korrelieren gut mit dem beschriebenen Verhalten nach SCHAARSCHMIDT et al. und weisen eine geringe Streuung auf. Ein Rückgang des Reibungskoeffizienten von ca. 0,63 auf 0,60 kann bei einer Steigerung der Normalspannung von 15 MPa auf 33,3 MPa ermittelt werden. Gleichzeitig kann festgestellt werden, dass das Verhältnis von tatsächlicher zu scheinbarer Kontaktfläche mit zunehmender Normalkraft größer wird. Die resultierende Spannung in den tatsächlichen Kontaktgebieten der Oberflächen nimmt mit der Zunahme der einwirkenden Normalkraft ab. Für die geringste untersuchte Normalkraft in Höhe von 2 MPa kann aufgrund der schwer detektierbaren Veränderung der Oberfläche keine Aussage zur Größe der realen Kontaktgebiete gemacht werden.

Aus den durchgeführten Untersuchungen kann gefolgert werden, dass nur ein Teil der scheinbaren Kontaktfläche an der Schubkraftübertragung beteiligt ist. Mit zunehmender Normalkraft steigt die reale Kontaktfläche zwischen Oberflächen realer Körper an. Der Reibungskoeffizient kann folglich in Abhängigkeit der Normalkraft entsprechend Gleichung (4.6) formuliert werden. Der Umfang der durchgeführten Untersuchungen ist für eine erste Modellbildung jedoch zu gering.

$$\mu_k(F_N) = \frac{F_R(F_N)}{F_N} \quad (4.6)$$

Nachfolgende Hypothesen werden basierend auf den Untersuchungen der Oberflächen formuliert, die jedoch durch weitere Forschung zu beweisen oder zu widerlegen sind: (1) Die Größe der einwirkenden Normalkraft sowie die Härte des Material stellen die beiden maßgeblichen Einflussgrößen für die Größe der tatsächlichen Kontaktfläche zwischen Oberflächen dar. (2) Zwischen dem Maß der Oberflächenveränderung bzw. dem Reibverschleiß und dem Reibungskoeffizient besteht bei quasi-statischer Beanspruchung ein Zusammenhang.

Die aufgestellten Hypothesen werden durch die Beobachtungen und Schlussfolgerungen aus den Messungen bekräftigt. In Abbildung 4.15 sind Körper mit realen rauen Oberflächen dargestellt, die einen Normalkontakt miteinander eingehen. Die einwirkende Normalkraft ist in Abbildung 4.15a hierbei so gering, dass unter der Normalkraft nur einzelne punktförmige Kontaktbereiche der Oberflächen bestehen. Ein Eindringen von Rauheitsspitzen findet lokal statt, wenn die Härte gegenüberliegender Spitzen unterschiedlich groß ist. Zudem kann bei wesentlicher Überschreitung der elastischen Energie infolge der Kraftaufbringung auf die Körper ein Versagen bzw. Brechen der Rauheitsspitzen festgestellt werden. Durch die Aufbringung einer zusätzlichen Schubkraft werden eingedrungene Rauheitsspitzen abgeschert oder bilden Rillen und Riefen in den Oberflächen aus. Bei einer höheren Normalkraft treten Mikrokontakte in einem größeren Bereich der Oberfläche auf; entsprechend Abbildung 4.15b. Die höhere Normalkraft führt in einzelnen Bereichen zu einer plastischen Deformation im Bereich der Mikrokontakte und es entstehen flächige Kontaktgebiete. Unter einer zusätzlichen Schubbeanspruchung findet ein Abscheren vieler einzelner eingedrungener Rauheitsspitzen und eine Bildung von Rillen und Riefen statt. Bei weiterer Steigerung der Normkraft tritt ein nahezu vollflächiger Kontakt der Oberflächen ein, da ein Großteil der Mikrokontakte plastisch verformt wird und die resultierende Energie größer ist als die Adhäsionsenergie, die zur Bildung ebener Flächen zwischen kontaktierenden Mikrokontakten benötigt wird. Unter Schub bilden sich wenige Rillen und Riefen aus, da ein Großteil der Rauheitsspitzen bei der Aufbringung der Normalkraft bereits deformiert wurde.

Diesen Überlegungen zu Folge nimmt mit zunehmender Normalkraft die Größe der tatsächlichen Kontaktgebiete zu, da neben elastischen Verformungen insbesondere auch plastische Verformungen der Oberflächen auftreten. Mit dem Versagen der Rauheitsspitzen infolge der aufgebrachten Normkraft findet die Bildung von Bruchpartikeln statt, die zwischen den beiden Körpern verbleiben und einen Einfluss auf

das Reibungsverhalten haben. Durch eine zusätzliche Schubkraft wird die Bildung weiterer Partikel, die sich aus den Oberflächen herauslösen, infolge des Reibverschleißes gefördert.

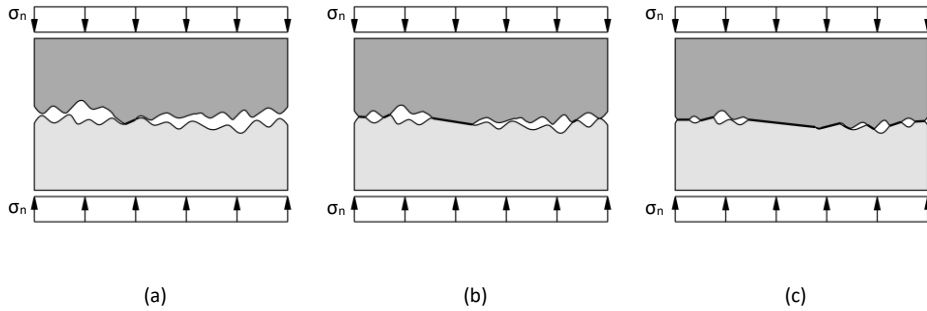


Abbildung 4.15: Darstellung des Normalkontaktverhaltens: (a) Geringe Normalspannung, (b) größere Normalspannung und (c) große Normalspannung

Die in der Literatur beobachtete Streuung des Reibungskoeffizienten wird ergänzend zu den vorangegangenen Überlegungen maßgeblich auf das Zusammenwirken der Verzahnung der Oberflächen und der Reibung zurückgeführt. Der Rauigkeitsanteil wird bei der Ermittlung des Reibungsbeiwertes im Allgemeinen vernachlässigt und die Berechnung mit der gemessenen Reibungskraft und der aufgebachten Normalkraft vorgenommen. Die beiden Anteile – Rauigkeit und Reibung – sind getrennt voneinander zu betrachten und die Größen entsprechend zu untersuchen. Aus dieser Überlegung folgt, dass der Reibungsbeiwert besser unter Berücksichtigung des Rauigkeitsanteils F_c gemäß Gleichung (4.7) zu formulieren ist.

$$\mu_k = \frac{F_R - F_c}{F_N} \quad (4.7)$$

Aus Gleichung (4.7) leitet sich die bezogene Schreibweise nach Gleichung (4.8) ab. Hierbei wird von einer Abhängigkeit der Normalspannung auf den Rauigkeitstraganteil und damit auf die Schubtragfähigkeit ausgegangen.

$$\tau_s(\sigma_n) = \mu_k \cdot \sigma_n + c(\sigma_n) \quad (4.8)$$

Die Aufbringung einer Vorlast und damit auch die Aufbringung eines initialen Weges kann als Störung des ursprünglichen Kontakts aufgefasst werden. Bei den hier durchgeführten

Versuchen ist keine Aussage zum Verhalten der Körper während der Aufbringung der Vorlast möglich. Zur Erforschung des initialen Reibungsverhaltens ist eine geeignete Methode der Kraftaufbringung ohne anfängliche Störung der Mikrokontakte der kontaktierenden Oberflächen zu wählen. Insbesondere ist dabei auch der Einfluss der Steifigkeit des Versuchsstandes und die Anordnung der Messtechnik auf das ermittelte Reibungsverhalten zu berücksichtigen.

Zur weiteren Erforschung des Normalkontaktverhaltens glatter Oberflächen sind weitere Studien erforderlich. In numerischen Simulationen kann basierend auf experimentellen Ergebnissen der Frage nachgegangen werden, welcher Zusammenhang zwischen einwirkender Normalkraft und der realen Kontaktfläche besteht. Für die Abbildung des Materialverhaltens eignen sich Materialmodelle unter Anwendung eines Schadensparameters zur Berücksichtigung plastischer Verformungen. Außerdem kann die Bildung von Bruchpartikeln und der Einfluss auf das Reibungsverhalten modelliert werden. Darüber hinaus kann die Verzahnung von Oberflächen mit unterschiedlichen Rauheiten bei der Annahme reibungsfreier Oberflächen ausführlich erforscht werden.

In weiteren Studien ist die Beziehung zwischen dem Verhältnis von scheinbarer zu tatsächlicher Kontaktfläche zweier Oberflächen und dem Reibungskoeffizienten zu untersuchen. Zusätzlich ist zu erforschen, ob eine Korrelation zwischen Reibungskoeffizient und der gemessenen Rauheit nach einer Schubaufbringung besteht. In weiteren Untersuchungen zum Reibungsverhalten von Betonoberflächen muss zudem der Frage nachgegangen werden, welche Einflüsse die makroskopische Welligkeit und verschiedenartige initiale Rauheiten auf die Verzahnung und das Reibungsverhalten haben.

4.2 Kontaktverhalten der Verbindung zur ersten Schnittstelle unter Schubbeanspruchung

In diesem Unterkapitel wird der erste Teil der Untersuchungen zu einer Verbindung basierend auf der ersten Schnittstelle dieser Arbeit vorgestellt, die sich aus den Überlegungen zum Grundkonzept einer standardisierten Schnittstelle in Kapitel 3 ergeben hat. Zunächst wird auf die Findung der geometrischen Form des kraftübertragenden Zusatzelementes der Verbindung eingegangen, das einen schnellen und präzisen Zusammenbau von Tragelementen ermöglichen soll. Anschließend erfolgt die Beschreibung der experimentellen Versuchsreihe vom Versuchsaufbau und der Herstellung der eingesetzten Betonbauteile über die Durchführung der Versuche bis hin

zur Zusammenstellung der wesentlichen Messergebnisse. Danach wird eine Analyse des beobachteten Verhaltens unter Schubbeanspruchung mit einer Diskussion der Ergebnisse durchgeführt. Abschließend werden in einem Zwischenfazit Folgerungen für die weiterführenden experimentellen und numerischen Studien aufgeführt.

4.2.1 Grundlagen und Zielsetzung

Aus den vorangegangenen Grundlagen geht hervor, dass die Entwicklung innovativer Verbindungskonzepte für modulare Tragwerke erforderlich ist. Neben der Festlegung der Gestalt einer Verbindung bzw. Schnittstelle muss auch die Fertigung der Bauteile, die an der Bildung einer Verbindung beteiligt sind, berücksichtigt werden. Als Fertigungsverfahren kann aufgrund der Komplexität räumlicher Hochbauten das Match-Cast-Verfahren, das bei der Herstellung passgenauer Segmente im Brückenbau zu Einsatz kommt, nur beschränkt angewendet werden. Stattdessen sind alternative Fertigungskonzepte mit einer geringen Anzahl an Fertigungsoperationen zu identifizieren. Zudem ist für eine einfache Montage von einzelnen Tragelementen und Bauteilen zu Gesamttragwerken die Entwicklung solcher Verbindungen anzustreben, die keinen großen technischen und zeitlichen Aufwand bei der Montage erfordern und gleichzeitig ein hohes Maß an Genauigkeit ermöglichen. Die zur Bildung einer Verbindung benötigten Bestandteile und Zusatzelemente müssen folglich eine geringe Komplexität aufweisen und auf die Geometrien verschiedenartiger Betonbauteile übertragbar sein.

Aus den in Kapitel 3 vorgestellten Überlegungen ergibt sich eine Verbindung, die lediglich ein Zusatzelement aufweist und zwischen den beiden gestoßenen Bauteilen platziert wird. Dem Zusatzelement kommen dabei die Funktionen Kraftübertragung und Ausrichtung zu. Abbildung 4.16a zeigt die schematische Darstellung der Verbindung im Längsschnitt.

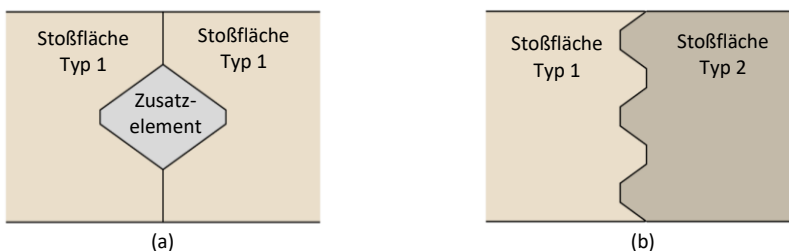


Abbildung 4.16: Schematische Darstellung (a) einer Verbindung mit einem Zusatzelement und (b) einer verzahnten Trockenfuge

Im Gegensatz zu verzahnten oder profilierten Oberflächen (vgl. Abbildung 4.16b), ist bei Anwendung eines Zusatzelements eine Ausführung von Stoßflächen möglich, die in der Ebene der Stoßfläche sowie senkrecht dazu symmetrisch sind. Es besteht keine geometrische Abhängigkeit zwischen zwei Betonbauteilen, die zusammengefügt werden. Die Herstellung stets gleicher Stoßflächen reduziert den Aufwand bei der Montage, da keine vom System vorgegebene Ausrichtung der Bauteile einzuhalten ist; vorausgesetzt, dass eine gleichverteilte kontinuierliche Bewehrungsführung über die Bauteillängsachse besteht. Einheitliche Verbindungen reduzieren die Komplexität eines Baukastensystems und erleichtern folglich auch den Zusammenbau von Tragwerken.

Durch die gewählte doppelkonische Form des Zusatzelements wird in Anlehnung an die Verzahnung von Trockenfugen eine Passung ermöglicht, die einen präzisen Zusammenbau großer Strukturen ohne technischen Aufwand zulässt. Das Ziel der experimentellen Reihe ist die Erforschung des Kontaktverhaltens zwischen dem doppelkonischen Zusatzelement aus Stahl und den angrenzenden Bauteilen aus UHPC unter einer Schubbeanspruchung. Die Geometrie, insbesondere die Einbindetiefe, von Verzahnungen und kraftübertragenden Bauteilen hat im Allgemeinen einen Einfluss auf die Steifigkeit bzw. das Tragverhalten sowie das Versagen der Verbindung. In zweidimensionalen numerischen Voruntersuchungen wurde in einer Parameterstudie der Einfluss der Form des Verbindungselementes auf das Tragverhalten erforscht; die Ergebnisse hierzu können [91] entnommen werden. In dieser Versuchsreihe wird zudem erforscht, ob ein vollflächiger Kontakt zwischen dem eingelegten Zusatzelement und den Vertiefungen im Betonbauteil besteht oder eine punktuelle Kraftübertragung stattfindet. Der Kontakt zwischen den Betonbauteilen und dem Zusatzelement hat einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verbindung. Im Folgenden werden die festgelegte Geometrie der Verbindung unter Berücksichtigung der aufgestellten Bedingungen an eine kraftübertragende Schnittstelle vorgestellt. Die Komponente der Spanngliedführung zwischen den gefügten Bauteilen bleibt bei der Entwicklung dieser ersten Verbindung unberücksichtigt. Abbildung 4.17 zeigt den Entwurf des doppelkonischen Zusatzelementes mit den Abmessungen.

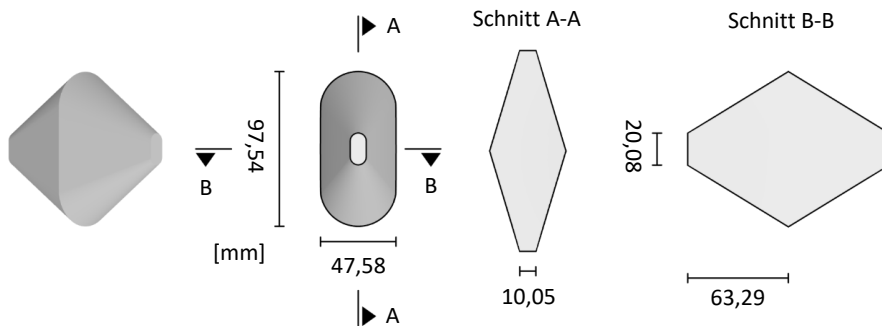


Abbildung 4.17: Abmessungen des Zusatzelementes nach [92]

Das Zusatzelement kann auftretenden Querkräfte in die beiden Richtungen des Querschnitts übertragen. Außerdem können die Kräfte infolge der Verdrehung des stabförmigen Bauteils um die Längsachse übertragen werden. Bei einer Biegebeanspruchung ohne oder mit einer zusätzlichen Normalkraft in die Bauteillängsrichtung erfährt das Zusatzelement aufgrund seiner mittigen Anordnung im Querschnitt (vgl. Abbildung 4.16) keine nennenswerte Beanspruchung. Aufgrund der gewählten Geometrie des Elementes ist eine ungestörte Öffnung der Fuge möglich. Findet eine Öffnung der Fuge statt, liegt keine erhöhte Schubtragfähigkeit im Vergleich zu einer Fuge mit glatten Stoßflächen ohne Zusatzelement vor, da die Schubkraft bei einer Fugenöffnung nicht mehr über das Zusatzelement, sondern nur über die Druckzone der gestoßenen Betonbauteile übertragen wird. Dennoch kann das Zusatzelement eine plötzlich auftretende Relativverschiebung verhindern, wenn die Haftreibungskraft in den Stoßflächen überschritten wird. Zur Sicherstellung der Schubkraftübertragung über das Zusatzelement muss der Querschnitt der Betonbauteile folglich stets überdrückt sein. Die übertragbare Schubkraft zwischen zwei Bauteilen setzt sich bei einer zusätzlichen Normalkraft aus dem Reibungsanteil der Stoßflächen sowie der Verzahnungswirkung des doppelkonischen Zusatzelementes zusammen.

Grundsätzlich tritt bei einem sehr steifen Zusatzelement eine Schubkraftübertragung zwischen gestoßenen Bauteilen stets nahe der Fuge statt. Die Spannungsverteilung ist in einem solchen Fall im Fugenbereich und insbesondere im Kontaktbereich zwischen dem Zusatzelement und der Vertiefung im Betonbauteil äußerst komplex. Bei der gewählten gedrungenen Geometrie des Zusatzelementes findet bei einer kontinuierlichen Aufbringung einer Schubkraft nach dem Überschreiten der Haftreibungskraft der gestoßenen Betonoberflächen ein lokaler Betonkantenausbruch im Bereich der Vertiefung statt, wie in Abbildung 4.18 schematisch dargestellt. Maßgeblich für dieses

fugennahe Versagen ist das Erreichen der Betondruckfestigkeit infolge der Pressung zwischen Zusatzelement und der Vertiefung im Betonbauteil. Abbildung 4.18 zeigt eine Darstellung der Verbindung und einen Längsschnitt mit den versagten Bereichen.

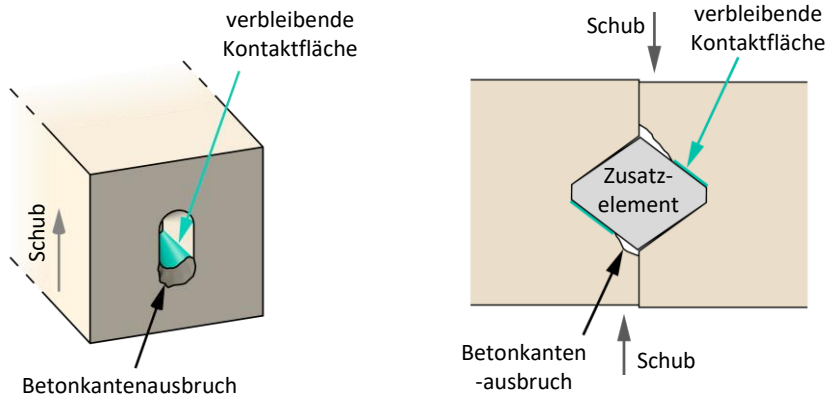


Abbildung 4.18: Schematische Darstellung des fugennahen Betonkantenausbruchs

Bei weiterer Steigerung der Schubkraft tritt eine fortschreitende Schädigung des Betons infolge der erhöhten Spannung in der verbleibenden Kontaktfläche auf. Letztendlich tritt abhängig von der Geometrie und den mechanischen Kennwerten der Bauteile entweder ein fortschreitendes Ausbrechen des Betons oder ein Spaltzugversagen der Betonkörper infolge der resultierenden Druckspannung im Kontaktbereich zwischen Zusatzelement und Betonbauteil ein. Grundsätzlich bestehen die folgende Versagensarten der unbewehrten Verbindung: (1) Betonkantenausbruch, (2) Spaltzugversagen des Betons, (3) Versagen des Zusatzelementes. Damit ein Versagen des Zusatzelementes unter Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausgeschlossen werden kann, ist ein Material hierfür festzulegen, das wesentlich höhere Festigkeiten als die angrenzenden Betonbauteile aufweist.

Durch eine Optimierung der Form des Zusatzelementes kann ein fortschreitender Betonkantenausbruch als Versagensart ausgeschlossen werden und das Spaltzugversagen der Betonkörper als Versagensart „erzungen“ werden. Durch den zusätzlichen Einsatz einer Bewehrungsführung, die im nächsten Unterkapitel vorgestellt wird, kann ein duktiles, kontrollierbares Bauteilversagen sichergestellt werden. Für die Aktivierung der Spaltzugbewehrung ist eine Anpassung der Form des Zusatzelementes vorzunehmen. Die Anpassung der Form wird unter Zuhilfenahme der Abbildung 4.19 erläutert. Ein planmäßiger Spalt, der in Abbildung 4.19b mit der Breite in der Fugenebene

und der Abkürzung s gekennzeichnet ist und sich zum Ende der Vertiefungen in den Betonbauteilen hin verjüngt, verhindert mit dem Einsetzen der Relativverschiebung der Betonbauteile eine Kraftübertragung im Bereich nahe der Fuge. Stattdessen wird die resultierende Schubkraft zunächst nahe den Enden des Zusatzelementes eingeleitet. Mit zunehmender Relativverschiebung findet eine Vergrößerung der Kontaktfläche zwischen Zusatzelement und Vertiefung statt. Mit dem Erreichen der Höchstlast liegt dann idealerweise eine vollflächige Pressung (vgl. Abbildung 4.19c) mit einer möglichst gleichmäßigen Spannungsverteilung vor. Die Ausführung der Verbindung mit einem planmäßigen Spalt führt einerseits zu einer gleichmäßigeren und damit besseren Spannungsverteilung im Beton zur Vermeidung eines fugennahen Betondruckausbruchs, andererseits wird jedoch die Steifigkeit der Verbindung unter Schubbeanspruchung reduziert. Die Größe des planmäßigen Spaltes ist zu untersuchen, da ein zu großer Spalt zu keiner wesentlichen Zunahme der Kontaktfläche führt und eine sehr hohe Spannung an den Enden des Zusatzelementes eintritt, mit einem lokalen Betondruckversagen an den Enden der Vertiefungen.

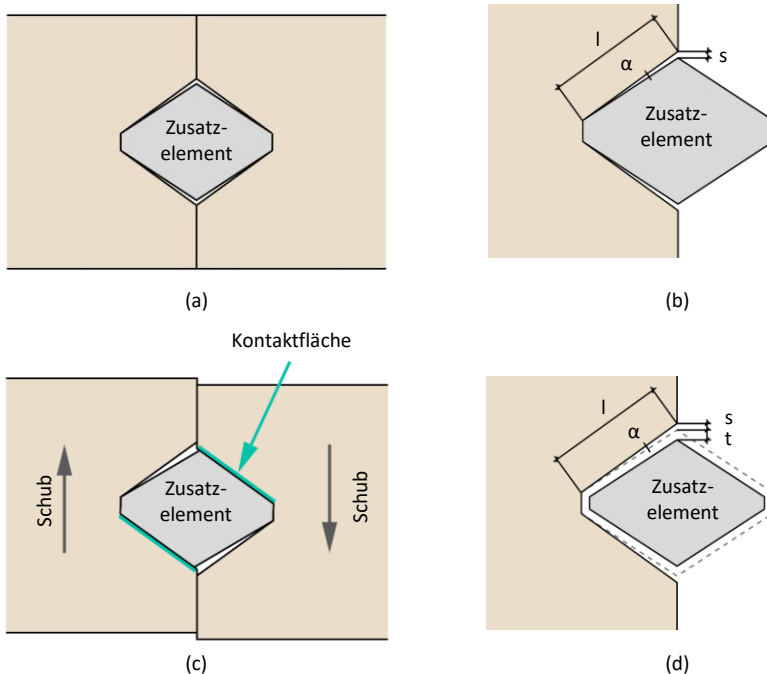


Abbildung 4.19: Anpassung der Form des Zusatzelementes durch die Einführung eines planmäßigen Spaltes: (a) Einbausituation, (b) Spalt mit der Breite s in der Ebene der Fuge sowie der Neigungswinkel α , (c) Kontaktfläche unter Schubbeanspruchung, (d) Zusatzelement mit geneigtem planmäßigen Spalt s und konstantem Toleranzspalt t

Neben der Ausbildung eines planmäßigen Spaltes sind Toleranzen der Zusatzelemente und der Vertiefungen in den Betonbauteilen zu berücksichtigen, um eine Passung der Verbindung sicherzustellen. Für die experimentellen Untersuchungen wird ein planmäßiger Spalt s zu 0,22 mm gewählt, der auf den Erkenntnissen zweidimensionaler linear elastischer numerischer Simulationen basiert. Der Winkel α der sich bei gegebener Geometrie zwischen Zusatzelement und der Vertiefung im Betonbauteil in der Ebene des Längsschnitts ergibt, beträgt $0,144^\circ$. Zudem wird aufgrund fehlender Erfahrungen bei der Fertigung von Vertiefungen mit komplexer Geometrie in Betonbauteilen ein umlaufender konstanter Toleranzspalt t von 1,00 mm eingeplant, um eine toleranzbehaftete Passung zu ermöglichen (vgl. Abbildung 4.19d). Die Erforschung eines geeigneten Fertigungsverfahrens zur Herstellung von komplexen Vertiefungen in Betonbauteilen mit geringen Toleranzen wird im Unterkapitel der nächsten Versuchsreihe thematisiert. Die wahre Kontaktlänge l zwischen dem Zusatzelement und der Vertiefung im Betonbauteil beträgt im Längsschnitt des Systems entsprechend Abbildung 4.19d 74,2 mm.

4.2.2 Versuchsstand und Messtechnik

Zur Erforschung des Kontaktverhaltens zwischen dem Zusatzelement und dem Betonbauteil unter verschiedenartigen Normalspannungen wurde der für die durchgeführten Reibungsversuche errichtete Schubstand gewählt. Der Aufbau besteht analog zu den vorherigen Untersuchungen ebenfalls aus zwei Betonkörpern (1, 2), dem in die Vertiefungen der Betonbauteile eingesetzten Zusatzelement sowie einer vertikalen Krafteinleitung zur Aufbringung der Normalkraft N und einer Konstruktion zur Aufbringung einer horizontalen Verschiebung u' . Die Abmessungen des Aufbaus und die Lagerungen der Probekörper sind entsprechend den Reibungsversuchen gewählt (vgl. Abschnitt 4.1.2).

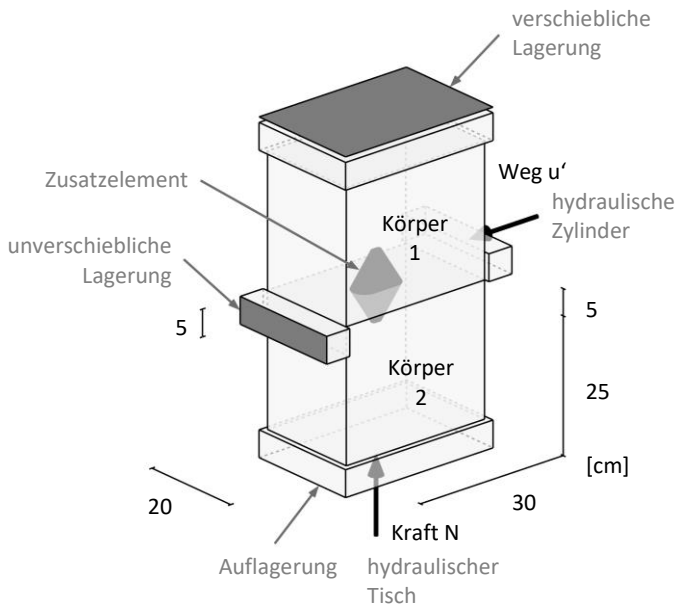


Abbildung 4.20: Darstellung des Versuchsstandes für die Ermittlung des Kontaktverhaltens

Auch die Anordnung der beiden induktiven Wegaufnehmer IWA 1 und IWA 2 zur Erfassung der horizontalen Relativverschiebung des oberen Betonkörpers ist analog zu den Reibungsversuchen entsprechend Abbildung 4.3 gewählt.

4.2.3 Bauteile und Betonmischung

Die Betonkörper für die experimentellen Untersuchungen dieser Versuchsreihe sind dieselben Körper wie bei den Schubversuchen der vorherigen Reihe und weisen auf der Rückseite eine Vertiefung zur Positionierung des Zusatzelementes auf. Die Abmessungen der Körper sowie der Vertiefung können Abbildung 4.21 entnommen werden. Die verwendeten Komponenten zur Herstellung des ultra-hochfesten Betons können Abschnitt 4.1.3 entnommen werden. Für die Zusammensetzung des Betons zur Herstellung der Betonkörper wird auf die Tabelle A.1 verwiesen.

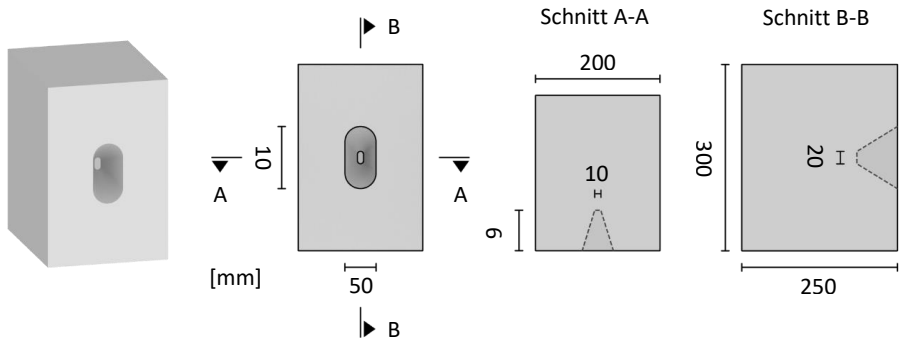


Abbildung 4.21: Abmessungen der hergestellten Betonbauteile nach [92]

Für die Herstellung der Betonkörper kamen Stahlschalungen zum Einsatz. Das konische Schalungselement zur Herstellung der Vertiefung wurde aus Polyurethan mittels einer CNC-Maschine gefertigt.

Das Zusatzelement wurde aus einer Chrom-Molybdän-Legierung mit der Bezeichnung 42CrMo4 gefertigt. Die komplexe Geometrie des Bauteiles wurde mit einer 5-Achs CNC-Fräsmaschine hergestellt.

4.2.4 Bauteilscans und Formabweichung

Zur Überprüfung der Fertigungsabweichungen im Bereich der Vertiefung wurden die Probekörper mit einem HandyScan 3D-Laserscanner der Fa. Creaform vermessen. Das selbst-positionierende System verwendet aufgeklebte Referenzpunkte (Targets) zur optimalen Erfassung der Bauteilgeometrie. Abbildung 4.22a zeigt einen beispielhaften Probekörper mit aufgeklebten Referenzpunkten auf der Stoßfläche sowie in der Vertiefung. Mithilfe der Software CloudCompare konnte anschließend ein Vergleich der gemessenen Bauteilgeometrie mit der Soll-Geometrie durchgeführt werden. In Abbildung 4.22b ist das Ergebnis der Vermessung mit einer Einfärbung der Abweichungen von der Soll-Geometrie dargestellt, wobei an den Positionen der Targets keine Messwerte vorliegen. Positive Abweichungen, d. h. Erhöhungen in der Oberfläche, sind im Vergleich zur Soll-Geometrie in blau und negative Abweichungen in rot eingefärbt. Das in der Darstellung gewählte Farbspektrum gibt die Abweichungen im Wertebereich von $-0,30\text{ mm}$ bis $+0,30\text{ mm}$ mit einem linearen Farbgradienten an. Abbildung 4.22c zeigt einen Detailausschnitt der Vertiefung mit den eingefärbten Abweichungen. Der Detailausschnitt lässt umlaufend um die Vertiefung in einem Streifen mit der Breite von

0,9 mm eine Abweichung in der Stoßfläche des Bauteils erkennen, die sich aus der Montage des Formelementes für die Herstellung der Vertiefung in der Schalung ergeben hat. Im Bereich der Vertiefung können bei allen Probekörpern Fertigungsabweichungen von bis zu ca. $\pm 0,5$ mm festgestellt werden.

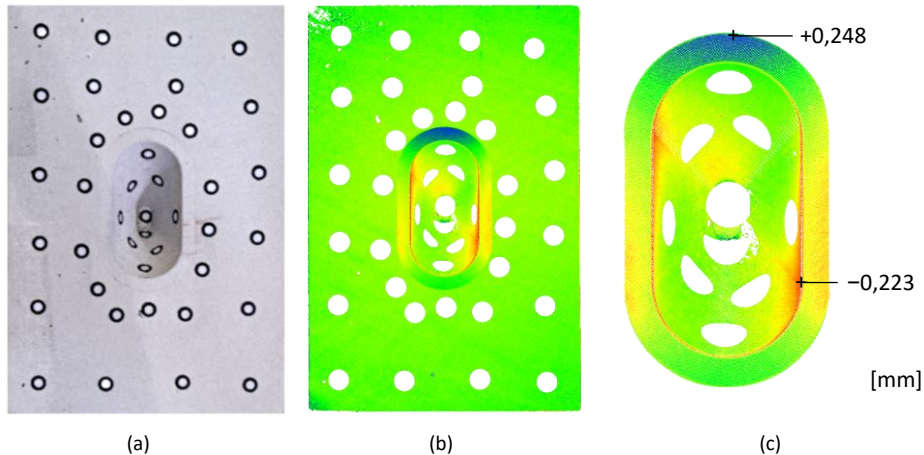


Abbildung 4.22: (a) Foto der vermessenen Oberfläche mit aufgeklebten Targets; Farbliche Darstellung der Abweichungen aus den Messergebnissen für den Wertebereich von $-0,30$ mm bis $+0,30$ mm (b) der Oberfläche, (c) des Vertiefungsbereichs

4.2.5 Materialkennwerte

Für die Versuche zur Erforschung des Kontaktverhaltens kamen dieselben Betonkörper zum Einsatz, die bereits bei den vorangegangenen Reibungsversuchen eingesetzt wurden. Dementsprechend weisen die Probekörper auch dieselben Festbetoneigenschaften auf, die bei den Materialkennwerten zu den Reibungsversuchen in Abschnitt 4.1.4 bereits aufgeführt wurden. Die an Prismen bestimmte Druckfestigkeit beträgt demnach im Mittel $143,1$ MPa; die mittlere zentrische Zugfestigkeit der gekerbten Prismen $8,1$ MPa. Für die weiteren Festbetonkennwerte wird auf den vorgenannten Abschnitt verwiesen.

Das Zusatzelement aus der aufgeführten nicht-korrodierenden Chrom-Molybdän-Legierung weist entsprechend dem Produktdatenblatt [103] des Lieferanten eine Streckgrenze von 650 MPa, eine Zugfestigkeit von mindestens 900 MPa und einen Elastizitätsmodul von $210\,000$ MPa auf. Aufgrund der sehr hohen Festigkeitskennwerte

dieses Werkstoffs wird die Wiederverwendbarkeit der gefertigten Zusatzelemente ermöglicht, da von keiner plastischen Verformung des Zusatzelementes beim Versuch auszugehen ist.

4.2.6 Versuchsablauf

Das Prüfprogramm zu Erforschung des Kontaktverhaltens zwischen Zusatzelement und Betonkörper ist analog zu den Reibungsversuchen in zwei Schritte unterteilt: (1) Aufbringung der vertikalen Kraft bzw. Normalspannung mit einer Geschwindigkeit von 500 kN/min, (2) Aufbringung des horizontalen Weges mit einer Schubgeschwindigkeit von 0,5 mm/min. Die Regelgröße ist hierbei der Mittelwert der beiden Wegaufnehmer IWA 1 und IWA 2 (vgl. Abbildung 4.3). Tabelle 4.7 fasst die Anzahl der Versuche dieser Reihe sowie die gewählten Normalkräfte zusammen.

Tabelle 4.7: Bezeichnung und Parameter der durchgeführten Versuche

Versuchsserie	Anzahl der Versuche	Normalkraft	Resultierende Normalspannung
[-]	[-]	[kN]	[MPa]
S2	3	111,1	2,0
S15	3	833,1	15,0

In einer weiteren Versuchsserie, die hier nicht weiter aufgeführt wird, wurde das Kontaktverhalten unter einer Normalkraft von 1851 kN untersucht. Die Ergebnisse dieser Untersuchung können [92] entnommen werden. Vor dem Beginn der horizontalen Wegaufbringung wurde analog zu den Reibungsversuchen eine Vorlast der vier horizontalen Prüfsylinder in Höhe von 20 kN aufgebracht.

4.2.7 Versuchsergebnisse

Das Verhalten der Verbindung unter Schubbeanspruchung kann in Abhängigkeit der Relativverschiebung beschrieben werden. Abbildung 4.23a zeigt die aufgebrachte Schubkraft über die mittlere Relativverschiebung des oberen Betonkörpers der drei Versuche bei einer rechnerischen Normalspannung in Höhe von 2,0 MPa. Die dargestellten Verläufe der Versuche können in vier Bereiche unterteilt werden, wobei die

Unterteilung beispielhaft für den Verlauf des ersten Versuches vorgenommen wurde. Die vier Bereiche aller Versuche können folgendermaßen beschrieben werden: (I) Bis zu einem aufgetragenen Weg von ca. 0,3 mm liegt ein Haften der Stoßflächen vor. (II) Mit zunehmender Relativverschiebung tritt das Gleiten der Kontaktflächen ein. Die Gleitreibungskraft der drei Versuche beträgt unter der Normalspannung von 2,0 MPa im Mittel ca. 45 kN. (III) Sobald der Toleranzspalt zwischen dem Zusatzelement und den Betonbauteilen infolge des aufgetragenen Weges geschlossen ist, findet die „Aktivierung“ des Zusatzelementes statt. Der Beginn der Kraftübertragung über das Zusatzelement tritt bei einem aufgetragenen Weg zwischen 1,6 mm und 2,1 mm ein. Diese Streuung des Belastungsbeginns ist maßgeblich auf eine Lageabweichung der Betonkörper beim Zusammenbau der beiden Betonkörper zurückzuführen. Die Kraft steigt beim ersten Versuch nicht proportional zur aufgetragenen Verschiebung an. Bei den Versuchen Nr. 2 und Nr. 3 ist ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der aufgetragenen Schubkraft und der Relativverschiebung erkennbar. Die maximal aufnehmbare Schubkraft beträgt im Mittel 249,9 kN. Die Höchstlast wurde bei den drei Versuchen nach einer Relativverschiebung zwischen ca. 2,6 mm und 4,2 mm erreicht. (IV) Nach dem Erreichen der Höchstlast tritt bei allen drei Versuchen ein Versagen der Betonkörper ein und ein Abfall der Schubkraft im Verlauf ist erkennbar.

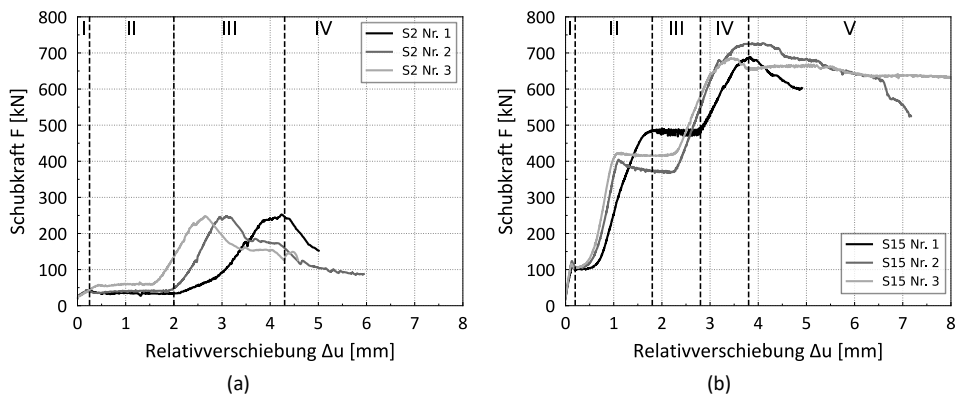


Abbildung 4.23: Kraft-Verschiebungsverhalten des oberen Betonkörpers unter einer rechnerischen Normalspannung von (a) 2 MPa, (b) 15 MPa

Bei der Versuchsserie mit einer resultierenden Normalspannung von 15 MPa kann ein ähnliches Verhalten beobachtet werden, das in Abbildung 4.23b dargestellt ist. Der Verlauf kann in fünf markante Bereiche unterteilt werden. Die dargestellte Unterteilung in die Bereiche erfolgt ebenfalls in Bezug auf den ersten Versuch der durchgeführten

Serie. (I) Zu Beginn kann zunächst ein Haften des oberen Betonkörpers analog den Beobachtungen bei den Reibungsversuchen festgestellt werden. (II) Bis zum Beginn des vollständigen Gleitens des oberen Betonkörpers kann auch hier eine Störung des Haftens der Oberflächen festgestellt werden. (III) Der obere Betonkörper beginnt endgültig zu Gleiten. (IV) Im vierten Bereich des Verlaufs ist der Beginn der Kraftübertragung über das Zusatzelement erkennbar. (V) Nach dem Erreichen der Tragfähigkeit folgt analog der Serie S2 dieser Versuchsreihe ein Abfall der Schubkraft infolge des Spaltzugversagens der Betonkörper. Teilweise kann eine Reibungskraft zwischen den Stoßflächen festgestellt werden, die höher ist als die Reibungskraft zu Beginn des Versuchs.

Abbildung 4.24 zeigt Draufsichten auf die Stoßflächen zweier versagter Betonkörper. Erkennbar ist bei der dargestellten Fläche des Versuches Nr. 2 der Serie S2, dass ein horizontaler Trennriß bzw. Bruch über die gesamte Breite der Stoßfläche vorliegt und ein Spalten des Betonkörpers oberhalb des Kontaktbereiches zwischen Zusatzelement und Betonbauteil eingetreten ist. Dabei kann ein Bruch mit der Bildung mehrerer Fragmente festgestellt werden. Die durch den Kontakt mit dem Zusatzelement entstandene Kontaktfläche in der Vertiefung des Betonbauteils ist bei diesem Versuch nicht mehr erkennbar, da der Spaltbruch im Kontaktbereich sehr stark ausgeprägt ist. Lediglich die Ränder des Kontaktbereiches sind sichtbar, die in Abbildung 2.24a farblich gekennzeichnet sind. Bei allen Versuchen der Serie S2 konnte ein vollständiger Bruch durch die Betonkörper senkrecht zur Schubrichtung sowie ein Spalten der Körper in die Schubrichtung beobachtet werden.

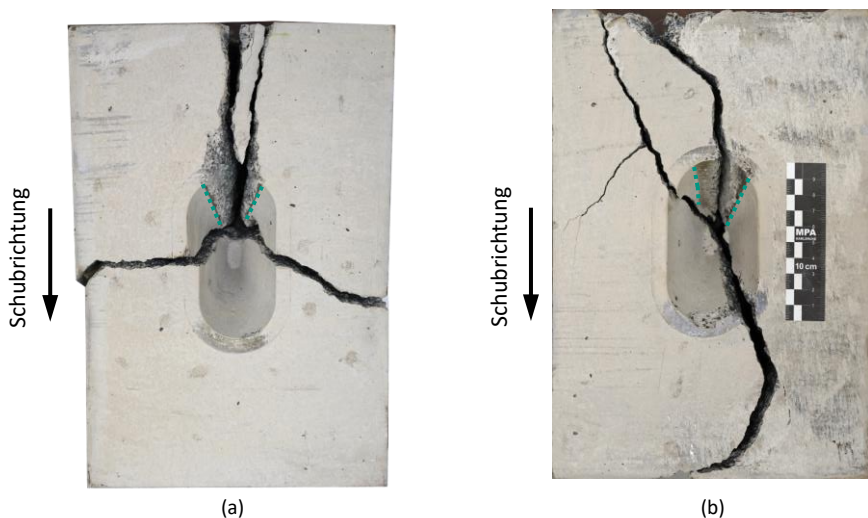


Abbildung 4.24: Versagte Betonkörper der Versuche: (a) Serie S2, Nr. 2 und (b) Serie S15, Nr. 1

Der in Abbildung 4.24b dargestellte Körper des ersten Versuchs der Serie S15 weist eine Bruchfläche auf, die über die gesamte Höhe des Bauteilquerschnitts des oberen Betonkörpers verläuft. Erkennbar ist zudem eine farbliche Veränderung im Bereich der oberen Krümmung der Vertiefung, die sich durch die Pressung zwischen dem Zusatzelement und der Betonoberfläche ergeben hat. Die Ränder dieses Kontaktbereiches verlaufen nicht entlang der Querschnittsachse, sondern sind zum rechten Bauteilrand hin verschoben. Diese schräge Ausbildung der Kontaktfläche steht in einem Zusammenhang mit einer geringfügig exzentrischen Aufbringung der Schubkraft. Bei allen drei Versuchen dieser Serie S15 trat ein vollständiges Spalten des oberen Betonkörpers in die Schubrichtung ein.

In keinem der Versuche beider Serien konnte ein lokales Herausbrechen der Betonkante im Vertiefungsbereich beobachtet werden. Bei allen Versuchen trat das Versagen durch die Bildung von Spaltzugrissen infolge der Pressung zwischen Zusatzelement und Vertiefung auf.

Abbildung 4.25 zeigt beispielhaft für den Versuch Nr. 1 der Serie S2 die versagte Verbindung, bestehend aus den beiden übereinander platzierten Betonkörpern und dem eingesetzten Zusatzelement nach dem Ausbau aus der Prüfmaschine.



Abbildung 4.25: Beispielhaftes Foto eines versagtes Betonkörpers

4.2.8 Versuchsauswertung und Diskussion

Das Verhalten der Verbindung unter Schubbeanspruchung kann abhängig von der Normalspannung in vier bis fünf Bereiche unterteilt werden. Die Bereiche der vorgestellten Serien weisen dabei ein ähnliches Verhalten auf. Zur Bewertung des Kontaktverhaltens zwischen dem Zusatzelement und den umgebenden Betonbauteilen wird die Steifigkeit der Verbindung unter der aufgetragenen Schubbeanspruchung herangezogen. Eine näherungsweise Ersatzsteifigkeit kann aus dem Verlauf der Schubkraft in Abhängigkeit der aufgetragenen Verschiebung errechnet werden. Hierzu wird die Steigung des Verlaufs im Bereich III bzw. IV der Serien S2 bzw. S15 bis zu einem ersten Abflachen des Verlaufs, das auf den Beginn einer Schädigung hindeutet, ermittelt. Das Verhalten wird für die Bestimmung der Ersatzsteifigkeit folglich vereinfacht als linear angenommen. Das Haften und Gleiten der Stoßflächen vor der Aktivierung des Zusatzelementes bleiben bei den folgenden Betrachtungen somit unberücksichtigt. Tabelle 4.8 fasst die ermittelten Steifigkeiten der untersuchten Verbindungen entsprechend dem beschriebenen Vorgehen zusammen.

Tabelle 4.8: Ermittelte Ersatzsteifigkeiten der Verbindung

Versuchsserie	Versuchsnummer	Ersatzsteifigkeit
[-]	[-]	$\cdot 10^3 \text{ [N/mm]}$
S2	1	183,6
S2	2	170,8
S2	3	107,4
S15	1	211,8
S15	2	321,1
S15	3	300,0

Die Steifigkeit der Verbindung des Versuches Nr. 3 der Serie S2 ist im Gegensatz zu den errechneten Ersatzsteifigkeiten der beiden anderen Versuche deutlich geringer. Der Verlauf des Tragverhaltens in Abbildung 4.23 zeigt diese geringere Steifigkeit deutlich. Diese verminderte Steifigkeit kann auf eine Bewegung des Zusatzelementes in den Vertiefungen der umgebenden Betonbauteile infolge der aufgetragenen Schubkraft zurückgeführt werden. Beispielsweise kann das Zusatzelement, das aufgrund der Schwerkraft zu Versuchsbeginn in der Vertiefung des unteren Betonbauteils ruht,

geringfügig gleiten. Aufgrund der nicht einsehbaren Einbauposition des Zusatzelements kann jedoch keine Bewegung des Zusatzelements nachgewiesen werden.

Der Mittelwert der Ersatzsteifigkeit der untersuchten Verbindungen der Serie S2 beträgt $153,9 \cdot 10^3 \text{ N/mm}$. Auf die Querschnittsfläche des Stoßes mit den äußeren Abmessungen von $0,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}$ bezogen, folgt eine Ersatzsteifigkeit der Verbindung mit der Größe $2,57 \text{ N/mm/mm}^2$.

Die Verbindung des Versuches S15 Nr. 1 weist eine Steifigkeit auf, die ca. $1/3$ geringer ist als die Steifigkeit der beiden weiteren untersuchten Verbindungen dieser Serie. Die geringere Steifigkeit kann einerseits auf die geringfügige Rotation des oberen Betonkörpers infolge einer ungleichmäßigen Schubaufbringung zurückgeführt werden, andererseits ist wie beim Versuch S2 Nr. 3 eine Bewegung des Zusatzelementes in der Vertiefung nicht auszuschließen. Die mittlere Ersatzsteifigkeit der untersuchten Verbindungen der Serie S15 beträgt $277,6 \cdot 10^3 \text{ N/mm}$. Auf die Querschnittsfläche des Stoßes bezogen, folgt eine Ersatzsteifigkeit der Verbindung mit der Größe $4,63 \text{ N/mm/mm}^2$. Die Steigerung der wirkenden Normalspannung im Querschnitt von 2 MPa auf 15 MPa resp. einer Erhöhung um $+650 \%$ führt zu einer Steigerung der Steifigkeit der Verbindung um 80% . Folglich besteht ein geringer Einfluss der wirkenden Normalspannung auf die Steifigkeit der Verbindung. Mit zunehmender Normalspannung nimmt der Anteil der Kraft, der über die Reibung der Stoßflächen übertragen wird, im Vergleich zum Kraftanteil, der über das Zusatzelement übertragen wird, relativ stärker zu. Mit zunehmender Normalspannung „verliert“ das Zusatzelement bei der unbewehrten Ausführung der Verbindung an Bedeutung bei der Kraftübertragung.

Die Steifigkeit verzahnter oder profilierter Trockenfugen liegt der Literatur (z. B. [59, 63, 134]) nach für Normalspannungen zwischen 1 MPa und 6 MPa in einem Wertebereich zwischen ca. 5 N/mm/mm^2 und 15 N/mm/mm^2 ; bezogen auf die dort hergestellten Bauteilquerschnitte und verwendeten normalfesten bis hochfesten Betone. Die entwickelte und untersuchte Verbindung weist damit eine wesentlich geringere Steifigkeit in die untersuchte Richtung im Vergleich zu verzahnten oder profilierten Trockenfugen auf. Diese geringere Steifigkeit ist einerseits auf die geringere Querschnittsfläche des Zusatzelementes zurückzuführen, das die aufgebrachte Schubkraft anteilig überträgt, und andererseits auf eine Bewegung des Zusatzelementes, aufgrund des nicht vollständigen Formschlusses infolge der vorhandenen Spiels des Zusatzelementes. Jedoch ist die Steifigkeit der entwickelten Verbindung im Vergleich zu Verbindungen von nicht vorgespannten Bauteilen (z. B. Querkraftdorne) wesentlich höher. Die Steifigkeit ähnlicher Verbindungen (z. B. [114, 126]) ist deutlich geringer, wobei zu erwähnen ist, dass bei den aufgeführten Untersuchungen überwiegend normalfester

Beton zum Einsatz kam. Insbesondere die gedrungene Form und die großen Querschnittsabmessungen des entwickelten Zusatzelementes führen zu einer steiferen Verbindung im Vergleich zu üblichen Bauprodukten zur Schubkraftübertragung.

Wie bereits bei den Beschreibungen zu den Versuchsbeobachtungen aufgeführt, konnte bei den versagten Betonbauteilen, bei denen die Kontaktflächen in den Vertiefungen der Betonkörper am Versuchsende noch ausreichend erkennbar waren, ein Spalten der Betonkörper infolge der hohen Kontaktpressung beobachtet werden. In keinem Fall wurde ein lokaler Betonkantenausbruch der Vertiefung festgestellt. Um zu überprüfen, ob ein vollständiger flächiger Kontakt zwischen Zusatzelement und Betonbauteil infolge der Schubaufbringung eintritt, wurde in einem weiteren Versuch das Spiel des Zusatzelementes mit einem weichen Tonmaterial verfüllt und unmittelbar nach dem Verfüllen des Spiels der Schubversuch durchgeführt. Von einem Einfluss des Tons auf das Tragverhalten der Verbindung ist nicht auszugehen. Am Ende des Versuches konnte festgestellt werden, dass das Tonmaterial aufgrund der hohen Kontaktspannung im Kontaktbereich des Zusatzelementes „pulverisiert“ wurde. Abbildung 4.26 zeigt das in Ton gehüllte Zusatzelement nach dem Versuch. Erkennbar ist, dass die Kontaktfläche im Krümmungsbereich des Zusatzelementes fast vollständig freigelegt wurde. Am Zusatzelement sowie in der Vertiefung des Betonbauteils konnten lediglich einzelne Anhaftungen des Tonmaterials festgestellt werden.



Abbildung 4.26: Freigelegter Kontaktbereich des Zusatzelementes nach dem Versuchsende

4.2.9 Zwischenfazit

Die Durchführung experimenteller Untersuchungen war für die Gewinnung grundlegender Kenntnisse zum Tragverhalten der vorgestellten Verbindung bestehend aus zwei gestoßenen Betonbauteilen und einem eingesetzten Zusatzelement essenziell. Der Fokus der experimentellen Reihe lag auf dem Kontaktverhalten der beteiligten Bauteile und der Steifigkeit der Verbindung unter Schubbeanspruchung. Eine nachfolgende Evaluierung der untersuchten Schnittstelle lässt Folgerungen für die weiterführenden Versuchsreihen zu.

Die doppelkonische Form des Zusatzelementes ist grundsätzlich für den Zusammenbau von Bauteilen ohne großen technischen Aufwand geeignet. Das Zusatzelement der Schnittstelle kann die Schubkraftübertragung sowie die Ausrichtung eines anzuschließenden Betonbauteils sicherstellen. Ein vollflächiger Kontakt zwischen dem Zusatzelement und den Betonbauteilen konnte an den versagten Betonkörpern der Versuche beobachtet und nachgewiesen werden. Auch bei schiefer Schubbeanspruchung infolge einer ungleichmäßigen Wegaufbringung war eine flächige Kraftübertragung über das Zusatzelement beobachtbar. Die gewählte Form des Zusatzelementes mit der Berücksichtigung eines sich zu den Enden des Zusatzelementes hin verjüngenden Spaltes zur Vermeidung einer Spannungskonzentration nahe dem Fugenbereich konnte als geeignete Form bestätigt werden. Ein fugennahes Herausbrechen der Betonkante im Bereich der Vertiefungen konnte nicht beobachtet werden. Die eingesetzten Betonbauteile aller Versuchsserien wiesen ein Spaltzugversagen senkrecht zur Schubrichtung auf.

Die Verbindung kann in Kombination mit einer Bewehrungsführung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte ein duktileres Tragverhalten entwickeln. Die Untersuchungen haben verdeutlicht, dass die zu 1,00 mm festgelegte Toleranz zwischen dem Zusatzelement und der Vertiefung im Betonbauteil für die baupraktische Anwendung der Verbindung zu groß ist. Bei der Weiterentwicklung der Verbindung sind die Toleranz zur Sicherstellung der Passung und damit auch die Fertigungsabweichungen im Vertiefungsbereich der Betonbauteile zu reduzieren; mit dem Ziel einer Null-Toleranz-Verbindung.

4.3 Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung zur ersten Schnittstelle unter Schubbeanspruchung

Aufbauend auf die vorangegangene Studie wird in diesem Unterkapitel die weiterentwickelte erste Schnittstelle dieser Arbeit vorgestellt. Für die Sicherstellung eines duktilen Verhaltens der Tragelemente unter Schubbeanspruchung werden in diesem Unterkapitel eine Bewehrungsführung festgelegt und Schubversuche an bewehrten Probekörpern durchgeführt. Zunächst erfolgt die Beschreibung der Zielsetzung der experimentellen Untersuchungen. Entsprechend dem Aufbau der beiden vorherigen Unterkapitel erfolgt eine detaillierte Beschreibung des Vorgehens und der Ergebnisse der Untersuchungen sowie eine Diskussion mit anschließenden Schlussfolgerungen für die weitere numerische Erforschung des Tragverhaltens der bewehrten Verbindung unter Schubbeanspruchung.

4.3.1 Grundlagen und Zielsetzung

Die Schlussfolgerungen der durchgeführten experimentellen Untersuchungen an unbewehrten Probekörpern zeigen auf, dass eine Schnittstelle bestehend aus einem Zusatzelement, dem die beiden Funktionen Kraftübertragung und Ausrichtung zukommen, grundsätzlich realisierbar ist. Bei den Versuchen konnte ein sprödes Versagen der unbewehrten Betonkörper infolge der Pressung zwischen Zusatzelement und der Oberfläche des Betonbauteils im Vertiefungsbereich und einem damit verbundenen Spalten der Versuchskörper festgestellt werden. Das Ziel der folgenden experimentellen Versuchsreihe an Bauteilen mit realitätsnahen Querschnittsabmessungen ist die Erforschung des Trag- und Verformungsverhaltens von bewehrten Tragelementen unter Schubbeanspruchung, die mittels der vorgestellten Zusatzelemente verbunden sind. Als Versagensarten kommen Stahlversagen des Zusatzelementes, Betonversagen des bewehrten Tragelementes und Versagen der Bewehrung in Betracht. Die Zusatzelemente aus der vorgenannten Stahllegierung, die bereits bei den vorherigen Untersuchungen zum Einsatz kamen, weisen hohe mechanische Kennwerte auf, weshalb das Versagen des Zusatzelementes bei den experimentellen Untersuchungen ausgeschlossen werden kann.

Bei den im vorherigen Unterkapitel vorgestellten Versuchen zur Erforschung des Kontaktverhaltens zwischen Zusatzelement und Betonbauteil wurde ein Toleranzspalt für das Zusatzelement von 1,00 mm eingeplant, da keine Erfahrung hinsichtlich der präzisen Fertigung komplexer Vertiefungen in Betonbauteilen bestand. Die extern hergestellten Bauteile wiesen Fertigungsabweichungen im Vertiefungsbereich der Betonkörper von ca.

$\pm 0,5$ mm auf. Für die folgenden Untersuchungen an bewehrten Betonbauteilen wurde festgelegt, dass Fertigungsabweichungen von weniger als 0,50 mm anzustreben sind. Gleichzeitig wurde der umlaufende Toleranzspalt zwischen Zusatzelement und den Betonbauteilen zu null gewählt; bei zwei Tragelementen und zwei Grundkörpern (vgl. Abbildung 4.27) wurde je eine Vertiefung mit einem Toleranzspalt zu 0,80 mm gewählt, um eine Passung in jeden Fall sicherstellen zu können, falls unerwartete Formabweichungen bei der Fertigung auftreten sollten. Grundsätzlich wurden möglichst geringe Fertigungsabweichung in den Stoßflächen und Vertiefungen der Betonbauteile angestrebt. Hierfür war zunächst die Erprobung eines Herstellverfahrens erforderlich, um die Vertiefungen mit komplexer Geometrie in den Betonbauteilen mit möglichst geringer Abweichungen von der Soll-Geometrie herstellen zu können. Die Entwicklung der Formteile zur Herstellung der Vertiefungen in den Betonbauteilen ist ein iterativer Prozess, bei dem geringfügige Anpassungen der Form basierend auf den Erfahrungswerten eines vorherigen Optimierungsschrittes erfolgen. Mit dem Ziel eine möglichst präzise Passung bei gleichzeitig möglichst geringen Fertigungskosten sicherzustellen, wird die Herstellung von 3D-gedruckten Schalungselementen bzw. Formelementen aus Kunststoff erprobt, da andere Verfahren, wie z. B. Fräsen, Gießen von Kunststoff, aufwändige Fertigungsverfahren für die Entwicklung prototypischer Bauteile darstellen. Für die additive Fertigung mittels 3D-Drucker kommt der kostengünstige Kunststoff Polylactid (PLA) zum Einsatz. Lediglich die geringe Hitzebeständigkeit von PLA ist beim Einsatz von Formelementen zur Fertigung von Öffnungen in Betonbauteilen nachteilig. Bereits bei einer Umgebungstemperatur von ca. 60 °C verliert PLA Steifigkeit. Die Herstellung der Formelemente mit der Fertigung der Vertiefungen in den Betonbauteilen wird in Abschnitt 4.3.3 erläutert.

Bei den vorangegangenen Untersuchungen an unbewehrten Probekörpern konnte ein Spaltzugversagen der Probekörper als Versagensart beobachtet werden. Zur Vermeidung eines spröden Verhaltens wird in Abschnitt 4.3.3 eine Bewehrungsführung vorgestellt, die eine Aufnahme der auftretenden Zugkräfte sowie ein duktiles Tragverhalten sicherstellt.

Die Teilziele der Untersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden: (1) Herstellung von Formelementen aus PLA für die präzise Fertigung von Vertiefungen in Betonbauteilen, (2) Machbarkeit der Verbindung durch den Einbau eines Tragelementes mit äußerst geringen Toleranzen entsprechend einer realen Einbausituation und (3) Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens unter reiner Schubbeanspruchung zur Erforschung der Verzahnungswirkung der Verbindung. Hierzu wird bei den Versuchen initial keine technisch relevante Normalspannung in die Längsrichtung des Systems aufgebracht, um das Tragverhalten der Verbindung ohne einen zusätzlichen Reibungsanteil der Stoßflächen erforschen zu können.

4.3.2 Versuchsstand und Messtechnik

In Anlehnung an standardisierte Abscherversuche, wie z. B. bei der Prüfung der Schubfestigkeit von vermörtelten Mauerwerkssteinen oder von Verbundbauteilen, wird entsprechend Abbildung 4.27 ein Versuchsaufbau bestehend aus zwei Grundkörpern (1, 3) und einem Tragelement (2) gewählt. Die Abmessungen der Versuchskörper sind ebenfalls in Abbildung 4.27 gegeben. Die Bewehrungsführung ist in dieser Abbildung zur Wahrung der Übersichtlichkeit nicht dargestellt. Der Bewehrungsplan kann Abbildung 4.33 entnommen werden. Die beiden Grundkörper sind in ihren geometrischen Abmessungen überdimensioniert, damit ein Bauteilversagen bei der experimentellen Untersuchung mit ausreichender Sicherheit im Tragelement und damit im Messbereich eintritt. Das Tragelement, das sich zwischen den beiden Grundkörpern befindet, wird bei der experimentellen Untersuchung durch die Aufbringung einer Verformung, die eine Schubkraft hervorruft, zu Bruch gefahren. Die Wegaufbringung u' auf das Tragelement erfolgt über einen Querträger und zwei darunterliegende Einleitungsplatten (vgl. Abbildung 4.29). Die Grundkörper sind initial unverschieblich gelagert, indem sie senkrecht über je vier vorgespannte Gewindestangen der Größe M48 mit einer Vorspannkraft von je 300 kN verspannt werden. Das Foto in Abbildung 4.28 zeigt den Versuchsaufbau mit den senkrechten vorgespannten Gewindestangen M48.

Zudem wurden vier Gewindestangen M27 in die Längsrichtung des Systems angeordnet, um eine geringe initiale Vorspannung aufbringen und eine horizontale Unverschieblichkeit bei der Aufbringung einer Schubkraft sicherstellen zu können. Hierdurch wird die reale Einbausituation in einem durchlaufenden System, bestehend aus mehreren Tragelementen, über den Versuchsaufbau gut abgebildet. Die Verankerung der Gewindestangen erfolgt durch eine Schraubverbindung mit dazwischen liegenden Stahlplatten zur Krafteinleitung.

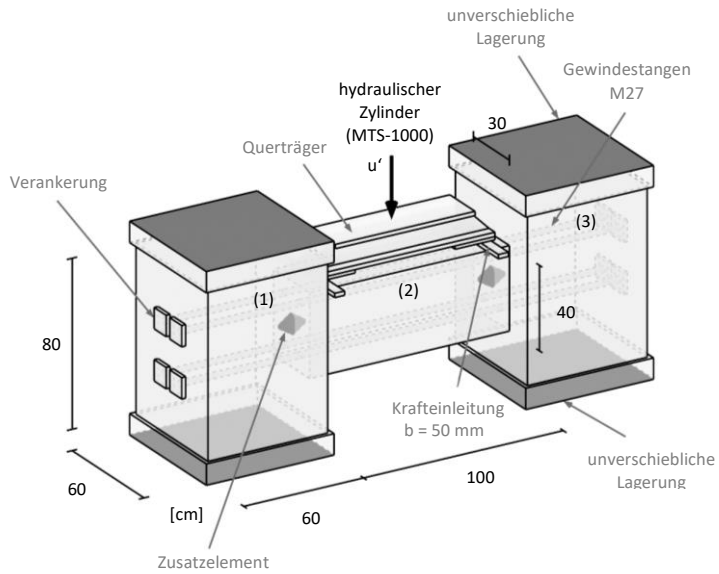


Abbildung 4.27: Darstellung des Versuchsstandes mit den relevanten Abmessungen



Abbildung 4.28: Foto des Versuchsstandes

Abbildung 4.29 zeigt die Positionierung der Einleitungsplatten. Die Platten werden entsprechend der Tiefe der Vertiefungen in den Betonbauteilen mit einem Abstand von 65 mm von den Stoßflächen der Betonbauteile angeordnet. Die Kraft wird folglich entlang der ungünstigsten vertikalen Versagensebene eingeleitet. Durch die Anordnung der Krafteinleitung mit einem Abstand zur Fuge ergibt sich neben der Schubbeanspruchung auch ein Moment, das jedoch aufgrund des geringen Abstandes vernachlässigbar klein ist.

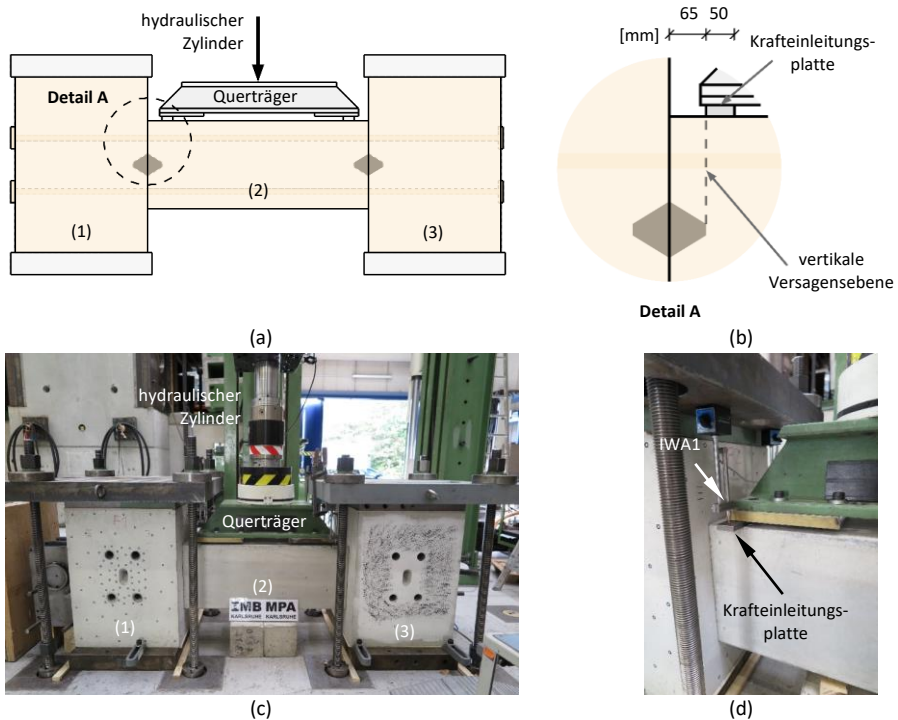


Abbildung 4.29: Versuchsaufbau: (a) Darstellung der Ansicht, (b) Detail der Krafteinleitungsplatte, (c) Foto und (d) Detail der Krafteinleitung und der angeordneten Messtechnik

Vor der Versuchsdurchführung wird zunächst der rechte Grundkörper (3) senkrecht auf dem Spannfeld mit einer resultierenden Kraft in Höhe von 1200 kN befestigt. Anschließend wird das Tragelement mit dem eingelegten Zusatzelement auf der rechten Seite des Aufbaus unter Zuhilfenahme einer vertikalen Unterstützung montiert. Anschließend wird der linke Grundkörper (1) gegen das positionierte Tragelement mit dem zweiten Zusatzelement gestoßen und das Gesamtsystem in die Längsrichtung verspannt. Die Vorspannkraft wird je Gewindestange zu lediglich 5 kN gewählt, um ein

Anliegen der Stoßflächen und Kontaktflächen der Bauteile sicherstellen zu können. Die resultierende Normalspannung in der Fuge beträgt bei der Gesamtvorspannkraft von 20 kN initial 0,17 MPa und kann damit als vernachlässigbar klein angenommen werden. Zuletzt wird der linke Grundkörper (1) auf dem Spannungsfeld verankert.

Abbildung 4.30 zeigt die eingesetzte Messtechnik bei den experimentellen Untersuchungen. Vier induktive Wegaufnehmer (IWA 1 bis IWA 4) werden in die vertikale Richtung angeordnet, die einerseits die Vertikalverschiebung des Tragelementes erfassen und andererseits aufgrund der gewählten Anordnung auch die Detektion einer Verdrehung des Tragelementes zulassen. Die Maschinenkraft sowie der Maschinenweg werden ebenfalls in die vertikale Richtung erfasst. In die horizontale Richtung sind vier Kraftmessdosen (KMD 1 bis 4) angeordnet, die die Spannkraft der Gewindestangen aufzeichnen.

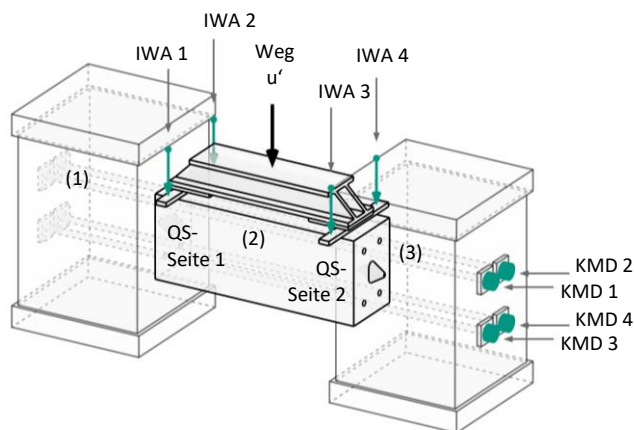


Abbildung 4.30: Darstellung der angeordneten Messtechnik

4.3.3 Bauteile und Betonmischung

Vor der Herstellung der Betonbauteile, die bei den experimentellen Untersuchungen zum Einsatz kommen, wurde in einer umfangreichen Studie die präzise Fertigung der Vertiefungen in den Stoßflächen erforscht. Insbesondere musste der Frage nachgegangen werden, ob ein Einfluss der Hydrationswärmeentwicklung auf die Gestalt der eingesetzten Formelente aus dem Werkstoff PLA besteht.

Der iterative Prozess zur Beantwortung der aufgeführten Fragestellungen umfasste die Herstellung von mehr als 40 würfelförmigen Probekörpern mit einer Kantenlänge von ca. 20 cm, die eine Vertiefung für den Einbau eines Zusatzelementes aufwiesen. Ziel war es, die Abweichungen in den Vertiefungen zu erfassen und durch eine Anpassung der Geometrie sowie des Druckprozesses der Formelemente schrittweise auf unter $\pm 0,50$ mm zu reduzieren. Auf der Unterseite der Formelemente wurden bei der Konstruktion drei Innengewinde des Typs M10 zur Montage des Formelementes in der Schalung mittels Senkkopfschrauben eingeplant (vgl. Abbildung 4.31).

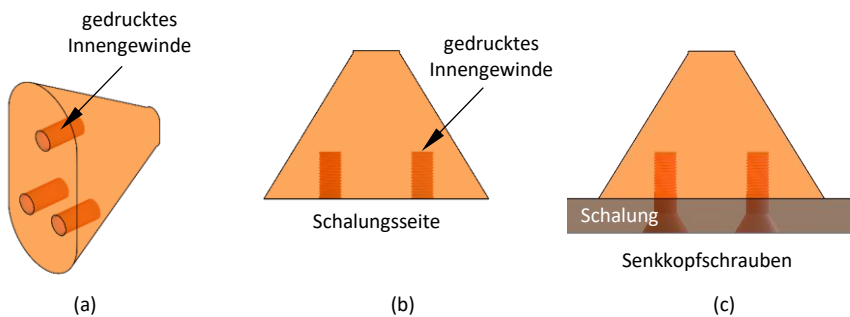


Abbildung 4.31: (a), (b) Darstellung des Formelementes für die Herstellung der Vertiefungen in den Betonbauteilen und (c) Montage in der Schalung

Abbildung 4.32a zeigt beispielhaft einen ausgeschalteten Probekörper mit dem danebenliegenden Formelement. In Abbildung 4.32b ist ein eingesetztes Zusatzelement in die Vertiefung des Probekörpers abgebildet.

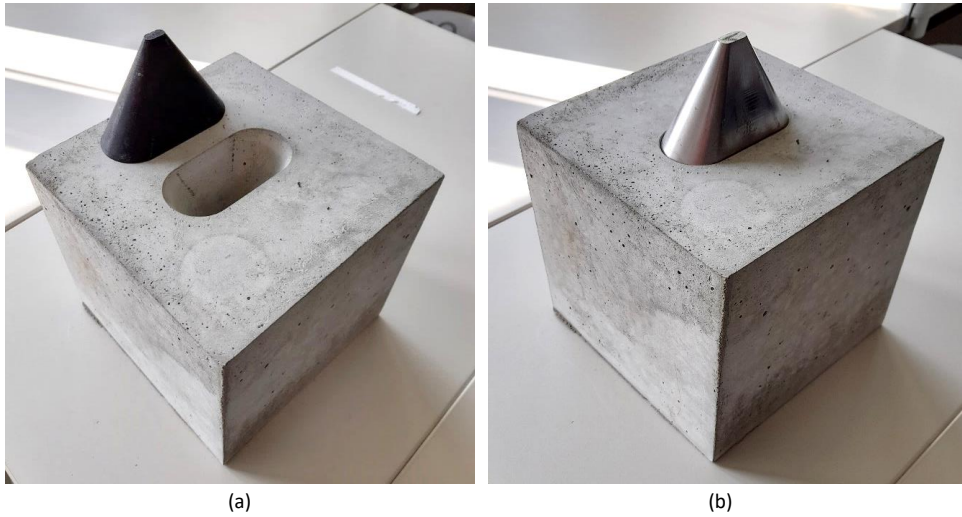


Abbildung 4.32: Betonkörper einer Probebetonage: (a) Ausgeschalteter Körper und dazugehöriges Schalungselement für die Herstellung der Vertiefung, (b) Eingesetztes Zusatzelement in die Vertiefung des Körpers

Nach der Betonage und dem Ausschalen der Probekörper, die überwiegend aus hochfestem Beton hergestellt wurden, wurden in unterschiedlichen zeitlichen Abständen mittels dem bereits bei den vorherigen Untersuchungen eingesetzten HandyScan 3D-Laserscanner Messungen durchgeführt, um einen Vergleich zwischen Ist- und Soll-Geometrie der Betonbauteile zu ermöglichen und zeitabhängige Verformungen zu detektieren. Der Druck und die Genauigkeit der Formelemente sind von einer Vielzahl an Parametern abhängig. Aus dem Geometrievergleich der hergestellten Probekörper konnte eine iterative Anpassung des Druckprozesses der Formelemente vorgenommen werden. Ein Vermessen der Formelemente war aufgrund der Beschaffenheit der Oberfläche der Formelemente nur beschränkt möglich. Ein belastbarer Ist-Soll-Vergleich der Geometrie konnte nur an den Betonbauteilen realisiert werden.

Bei den ersten Betonagen der Probekörper lag eine Formabweichung der Vertiefung mit Spitzenwerten von ca. $\pm 0,5$ mm im Vergleich zur Soll-Geometrie vor. Diese Abweichungen waren insbesondere auf die Positionierung der Druckschichten in der horizontalen Ebene des gedruckten Bauteils zurückzuführen. Die Formelemente wurden mit einer Druckschichtdicke von 0,1 mm hergestellt. Durch den Zuwachs an Erkenntnissen und die Optimierung des Druckprozesses konnten letztendliche Fertigungsabweichungen von ca. $\pm 0,1$ mm an den Probekörpern aus Beton gemessen werden. Positive Abweichungen, d. h. Erhöhungen in der Oberfläche der Vertiefung, führen dazu, dass ein Zusammenbau der

Tragelemente nicht möglich ist, da das Zusatzelement nicht passgenau eingelegt werden kann und kein vollständiger Kontakt der Stoßflächen der Tragelemente besteht. Im ungünstigsten Fall führt dies zur Bildung eines Spaltbruchbereiches im Betonkörper bei der Aufbringung der Vorspannung auf die Bauteile. Eine negative Formabweichung in der Oberfläche der Vertiefung entspricht einem Lunker in der Oberfläche. Punktuelle Lunker sind im Gegensatz zu punktuellen Erhöhungen in den Oberflächen als günstiger zu bewerten, da bei einem punktuellen Lunker ein positionsgenauer Einbau des Zusatzelementes weiterhin sichergestellt ist. Eine flächenhafte negative Abweichung führt im ungünstigsten Fall zu einem ungewollten Spiel des Zusatzelementes.

Abbildung 4.34 zeigt die Formabweichungen der Stoßfläche sowie des Vertiefungsbereiches an einem Tragelement, das bei den experimentellen Untersuchungen eingesetzt wurden. Die Erläuterungen zu dieser Darstellung können dem nachfolgenden Abschnitt 4.3.4 entnommen werden. Eine Detektion von Formänderungen infolge des zeitabhängigen Betonverhaltens konnte an den Körpern der Probekörpern nur beschränkt durchgeführt werden, da bei der Anwendung des HandyScan 3D-Laserscanners die Grenzen des messtechnisch erfassbaren Bereiches erreicht wurden. Bei den kubischen Probekörpern mit einer Kantenlänge von 20 cm ist aufgrund des eingesetzten hochfesten Betons, der grundsätzlich ein geringes Schwindmaß aufweist, von geringen absoluten Schwindverformungen auszugehen. Ein Einfluss von Schwindverformungen auf den Zusammenbau zweier prototypischer Probekörper mit dem eingesetzten Zusatzelement konnte nicht festgestellt werden. Eine Passung ohne wahrnehmbares Spiel lag in jedem Fall der letzten Betongeserie des Entwicklungsprozesses vor. Bei den durchgeführten Probekörpern konnte keine wesentliche Veränderung der Geometrie der Formelemente infolge des Herstellprozesses und der Hydratationswärmeentwicklung festgestellt werden. Die Formelemente wurden vor und nach den Betonagen mit Messschiebern vermessen.

Für die experimentellen Untersuchungen wurden bewehrte Tragelemente mit einer Bewehrungsführung entsprechend Abbildung 4.33 hergestellt. Die Bewehrungsführung eines Tragelementes setzt sich hierbei aus Längsstäben (Pos. 1), Bügeln (Pos. 5), Steckbügel (Pos. 2) an den Stoßseiten des Tragelementes und schlaufenförmigen Bewehrungsführungen (Pos. 3 und Pos. 4) im Bereich der Vertiefungen des Betonbauteil zusammen. Die schlaufenförmigen Bewehrungsdetails, die bei den Bauteilen für die experimentellen Untersuchungen nur in die Schubrichtung resp. Versagensrichtung angeordnet sind, nehmen die auftretenden Spaltzugkräfte infolge der Pressung zwischen Zusatzelement und Betonbauteil auf, ermöglichen die Ausbildung einer ausgeprägten Spaltbruchzone und stellen ein duktiles Tragverhalten des Bauteils bzw. der Verbindung sicher. Die Abmessungen und Durchmesser der Bewehrungselemente, die alle aus

Betonstahl B500 B gefertigt sind, können ebenfalls Abbildung 4.33 entnommen werden. Eine detaillierte Darstellung des schlaufenförmigen Bewehrungsdetails kann Abbildung B.1 entnommen werden.

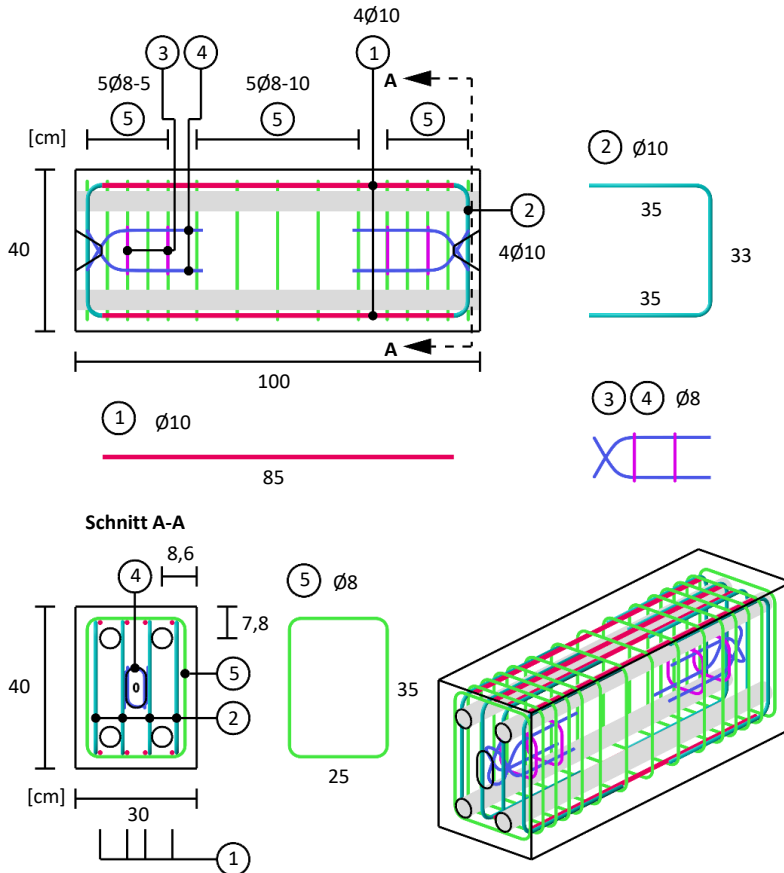


Abbildung 4.33: Abmessungen und Bewehrungsführung der Tragelemente

Die Grundkörper wurden so konstruiert, dass für jeden Bauteilversuch eine separate Vertiefung in der Oberfläche für das Zusatzelement bestand und von keinem Einfluss aus einem vorherigem Versuch auf das Tragverhalten der Verbindung auszugehen ist.

Die Schalung für die Herstellung der Stahlbetonbauteile wurde aus Sperrholzschaufeln hergestellt. Alle Bauteile dieser experimentellen Reihe wurden an einem Termin betoniert. Für die Herstellung der Betonbauteile kam Transportbeton der

Festigkeitsklasse C40/50 nach der DIN EN 206-1 und der DIN 1045-2 zum Einsatz. Ein Portlandhüttenzement CEM II A/S 42,5 R, der sich besonders zur Herstellung von Betonen mit hoher Druckfestigkeit eignet, wurde verwendet. Aufgrund der engen Bewehrungsführung, insbesondere im Bereich der schlaufenförmigen Bewehrungsführung, wurde das Größtkorn der verwendeten Gesteinskörnung zu 16 mm gewählt. Insgesamt ergab sich ein Wassergehalt von 158 kg/m^3 ; mit einer Zugabemenge von 89 kg/m^3 . Der Wasserzementwert der gewählten Mischung beträgt 0,43. Die vollständige Zusammensetzung des Betons kann Tabelle B.1 entnommen werden.

Die Betonbauteile wurden zur Vermeidung des Austrocknens der Oberflächen und der damit verbundenen Bildung von Schwindrissen einen Tag nach der Betonage ausgeschalt und mit angefeuchtetem Jutegewebe bedeckt sowie in Plastikfolien gehüllt. Über einen Zeitraum von 7 Tagen wurden die Plastikfolien täglich für die Besprühung der Oberflächen kurzzeitig entfernt. Zudem wurden Probekörper zur Bestimmung der Festbetonkennwerte nach Norm hergestellt. Für die Kalibrierung der numerischen Modellparameter wurde der Fokus bei der Bestimmung der Festbetonkennwerte auf die Druckfestigkeit, die Biegezugfestigkeit sowie den Elastizitätsmodul gelegt. Die Lagerung und Nachbehandlung der Probekörper erfolgte analog zu den hergestellten Betonbauteilen. Die Ergebnisse der Festbetonprüfungen nach den entsprechenden Teilen der DIN EN 12390 können Tabelle 4.9 des Abschnitts 4.3.5 entnommen werden.

Nach dem Ausschalen der Grundkörper und der Tragelemente konnte festgestellt werden, dass die Formelemente aus Kunststoff zur Herstellung der Vertiefungen Risse aufwiesen. An den Formelementen der Grundkörper konnten teilweise Risse mit einer Breite beobachtet werden, deren Breite so klein war, dass sie nicht messbar war. Die Formelemente erfahren infolge der Hydratationswärmeentwicklung eine Zwangsbeanspruchung auf Druck, da sie einen wesentlich höheren Ausdehnungskoeffizienten als der umgebende Beton besitzen und damit in ihrer Ausdehnung behindert werden.

4.3.4 Bauteilscans und Formabweichung

Zur Ermittlung der Formabweichungen der Vertiefungen in den Betonbauteilen von der Soll-Geometrie wurden 3D-Scans mit dem vorgenannten HandyScan 3D-Laserscanner durchgeführt. Abbildung 4.34 zeigt die eingefärbten Messwerte verschiedener Scans, die an den Stoßflächen der Tragelemente durchgeführt und mit der Soll-Geometrie der Flächen verglichen wurden. In Abbildung 4.34a ist die Stoßfläche eines Tragelementes dargestellt. Erkennbar ist, dass die Abweichungen in der gesamten Oberfläche

größtenteils im Bereich zwischen $-0,25$ mm und $+0,25$ mm liegen. Über die Betonierhöhe sind positive Abweichungen, d. h. Erhöhungen, in der ebenen Stoßfläche im Vergleich zur ebenen Soll-Geometrie feststellbar. An einzelnen Stellen entlang des linken Querschnittsrandes treten Abweichungen von mehr als $+0,25$ mm auf, die hier farblich grau dargestellt sind und im Wesentlichen auf Ungenauigkeiten beim Zusammenbau der Schalung zurückzuführen sind. Abbildung 4.34b zeigt den Ausschnitt des Vertiefungsbereiches der in Abbildung 4.34a dargestellten Stoßfläche. Die Formabweichungen sind für den Wertebereich zwischen $-0,1$ mm und $+0,1$ mm eingefärbt. Es ist erkennbar, dass im oberen Teil der Vertiefung über einen flächigen Bereich eine positive Formabweichung vorliegt. Grundsätzlich sind die Abweichungen in der Vertiefung entlang einer vertikalen Linie, die durch die Mitte der Vertiefung verläuft, verteilt. Diese Verteilung der Abweichungen ist auf den Druckprozess bzw. den gefahrenen Pfad des Druckkopfes bei der Herstellung des Formelementes mittels 3D-Druck zurückzuführen. Einzelne Details in der Oberfläche, die als verschmierte Flächen oder Punkte erkennbar sind und auch in den anderen Teilen der Abbildung der obigen Abbildung wahrgenommen werden können, stellen interpolierte Referenzpunkte (Targets) auf der Oberfläche dar. Infolge der gewählten Betonierrichtung kann mit der Blickrichtung entgegen der Betonierrichtung eine Ansammlung von Luftblasen und die Bildung von Poren in der Oberfläche des Vertiefungsbereiches unterhalb des montierten Formelementes festgestellt werden. Die Abbildung 4.34 zeigt zudem zwei weitere beispielhafte Ausschnitte der Vertiefungen verschiedener Tragelemente. Grundsätzlich können bei den hergestellten Bauteilen Abweichungen von höchstens ca. $\pm 0,2$ mm im Vertiefungsbereich und ca. $\pm 0,5$ mm in den Stoßflächen festgestellt werden.

Neben Formabweichungen in den Vertiefungsbereichen können auch Lageabweichungen der Vertiefungen detektiert werden, die sich aus translatorischen und rotatorischen Anteilen zusammensetzen. Die Vertiefungen weisen in die Richtung der Breite sowie der Höhe betragsmäßige Abweichungen von höchstens ca. 1 mm auf. Die Verdrehung der Vertiefung um die Bauteillängsachse beträgt höchstens ca. $2,0^\circ$. Diese Lageabweichungen spielen beim Zusammenbau der Betonbauteile für die Bauteilversuche aufgrund der gewählten Reihenfolge des Zusammenfügens der Bauteile eine untergeordnete Rolle.

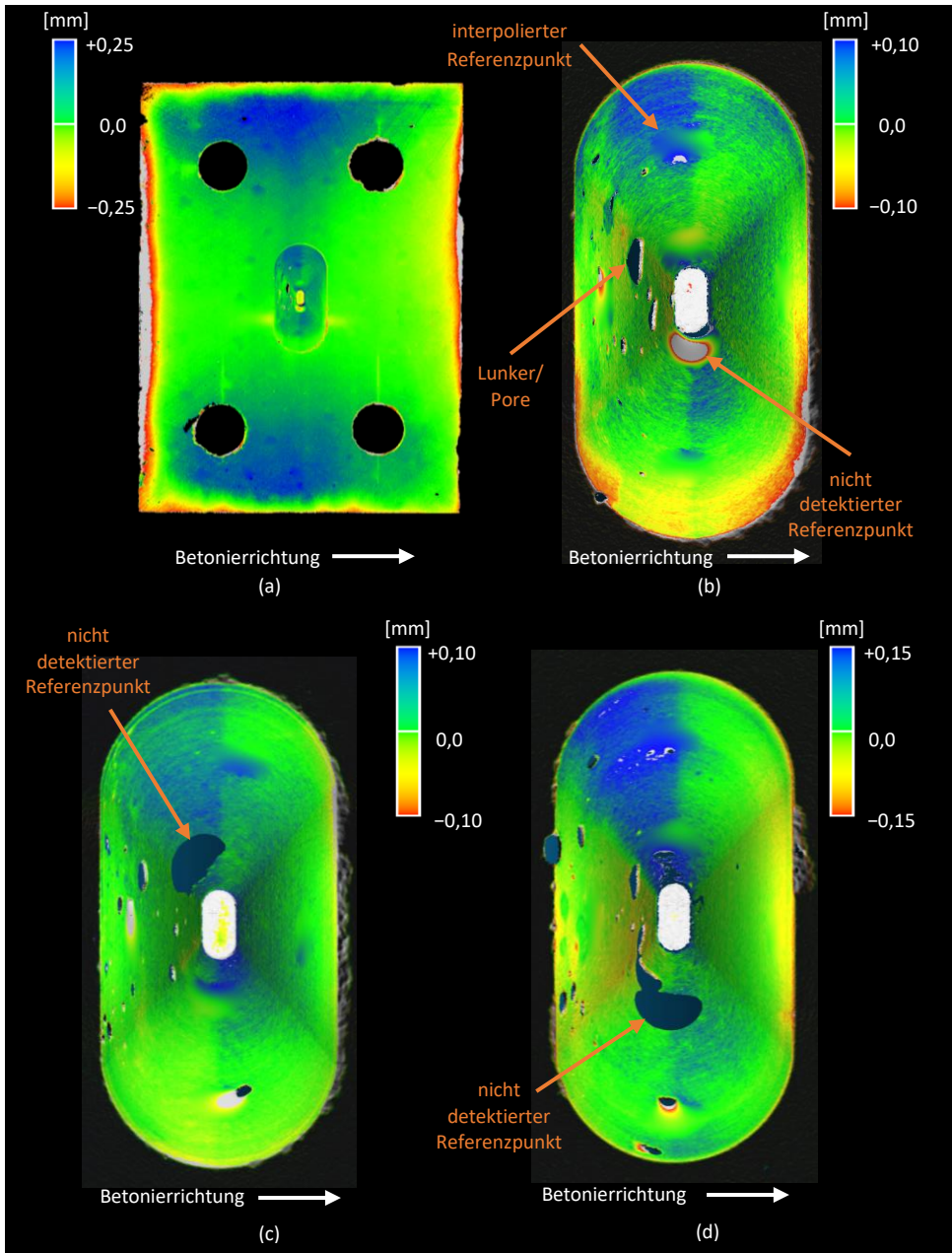


Abbildung 4.34: Eingefärbte Messergebnisse der Bauteilscans zur Darstellung der Formabweichungen

4.3.5 Materialkennwerte

Die mechanischen Kennwerte des verwendeten Betons wurden an Probekörpern bestimmt, die aus derselben Charge hergestellt wurden wie die Bauteile für die experimentellen Untersuchungen. Zur Bestimmung der Druckfestigkeit wurden Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit Prismen mit den Abmessungen 700 mm × 150 mm × 150 mm und zur Bestimmung des E-Moduls Zylinder mit den Abmessungen 300 mm × 150 mm nach den entsprechenden Teilen der DIN EN 12390 verwendet. Die Ermittlung der Festbetonkennwerte erfolgte in einem zeitlichen Zusammenhang mit den Bauteilversuchen. Das Alter der Probekörper bei der Ermittlung der Festbetonkennwerte beträgt 159 Tage. Abbildung 4.11 fasst die Mittelwerte der Prüfungen zusammen. Die vollständige Auflistung der Prüfergebnisse kann Tabelle A.3 entnommen werden.

Tabelle 4.9: Festbetonkennwerte des Betons

Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit	Elastizitätsmodul
[MPa]	[MPa]	[MPa]
63,6	6,2	32 950

Erkennbar ist, dass die Würfeldruckfestigkeit einen wesentlich höheren Wert im Vergleich zur der beim Mischungsentwurf zugrunde gelegten Betonfestigkeitsklasse C40/50 aufweist. Der ermittelte E-Modul hingegen ist im Vergleich zum Wert entsprechend der DIN EN 1992-1-1 geringer. Für einen Beton C40/50 wird dort ein rechnerischer E-Modul von 35 000 MPa angegeben.

Zudem wurde an dem eingesetzte Betonstahl mit einem Durchmesser von 8 mm die Streckgrenze nach der DIN EN ISO 15630-1 und der DIN EN ISO 6892-1 bestimmt. Die Prüfung erfolgte an drei Stäben. Die Streckgrenze beträgt im Mittel 512 MPa.

Das Material der verwendeten Gewindestangen des Typs M27 zur Aufbringung der horizontalen Vorspannung wurde nicht untersucht.

4.3.6 Versuchsprogramm

Der Versuchsablauf der experimentellen Untersuchungen kann in zwei aufeinanderfolgende Schritte unterteilt werden. Im ersten Schritt erfolgte der Einbau des Tragelementes mit der Aufbringung einer geringen Vorspannkraft in Höhe von 20 kN auf den Querschnitt über die horizontal verlaufenden Gewindestangen. Die resultierende Normalspannung beträgt 0,17 MPa in die Bauteillängsrichtung. Bei dieser geringen Spannung kann von einem vernachlässigbar kleinen Reibungsanteil der Stoßflächen unter Einwirkung einer Schubbeanspruchung auf das Tragelement ausgegangen werden. Eine Vorspannkraft wurde lediglich nur bei den ersten beiden Versuchen aufgebracht. Für die Versuche Nr. 3 und 4 der Versuchsreihe erfolgte keine Anordnung der horizontalen Gewindestangen und damit auch keine Aufbringung einer Vorspannkraft.

Im zweiten Schritt des Programms wurde ein Weg mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min über einen hydraulischen Zylinder des Typs MTS-1000, den Querträger und die aufgelegten Krafteinleitungsplatten auf das Tragelement aufgebracht (vgl. Abbildung 4.28), wobei der vertikale Maschinenweg des Prüfzylinders die Regelgröße bei der Versuchsdurchführung darstellt. Bei den ersten beiden Versuchen erfolgte eine kontinuierliche Wegaufbringung, während bei den Versuchen Nr. 3 und 4 der Vertikalweg stufenweise aufgebracht wurde.

4.3.7 Versuchsergebnisse und Diskussion

Bei allen durchgeführten Versuchen kann ein Schubversagen mit einem Betonkantenbruch sowie eine ausgeprägte Spaltbruchzone mit einer feinen Rissverteilung im Bereich oberhalb der Vertiefungen festgestellt werden. Abbildung 4.35 zeigt exemplarisch die Stoßflächen zweier untersuchter Bauteile mit den ausgebildeten Rissverläufen. Aus den Versagensbildern geht hervor, dass die maßgebliche Rissbildung unter einem Winkel von ca. 35° bis 50° gegenüber der Horizontalen erfolgt. Die Rissbildung setzt bei allen Vertiefungen der untersuchten Bauteile am Rand der Kontaktfläche zwischen Zusatzelement und Vertiefung im Betonbauteil ein. Der im Betonbauteil hinterlassene Abdruck des Zusatzelementes infolge der Kontaktpressung ist zudem gut erkennbar. Eine Detailansicht der Vertiefung mit Blick auf die Querschnittsseite 1 des Tragelementes (vgl. Abbildung 4.30) der beiden ersten Bauteilversuche kann Abbildung 4.35 entnommen werden. Im Anhang A sind beispielhaft für den Versuch Nr. 4 die Rissverläufe detailliert dargestellt.

Bei einer resultierenden Kraft, die ca. 60 bis 85 % der Maximalkraft (Tragfähigkeit) der Tragelemente entspricht, kann bei allen durchgeführten Versuchen der Beginn einer Rissbildung an den beim Versuch sichtbaren Seiten des Tragelementes beobachtet werden. Beim Erreichen der Tragfähigkeit beträgt die Rissbreite zwischen 0,1 mm und 0,25 mm an den Seitenflächen der Tragelemente, die während der Versuche sichtbar sind.

Trotz der angepassten Form der Vertiefungen in den Betonbauteilen (vgl. Abschnitt 4.2) konnte dennoch teilweise ein lokales Herausbrechen der Betonkante im Vertiefungsbereich festgestellt werden. Bei den Bauteilversuchen kann jedoch nicht beobachtet werden, zu welchem Zeitpunkt diese lokale Schädigung eintritt.

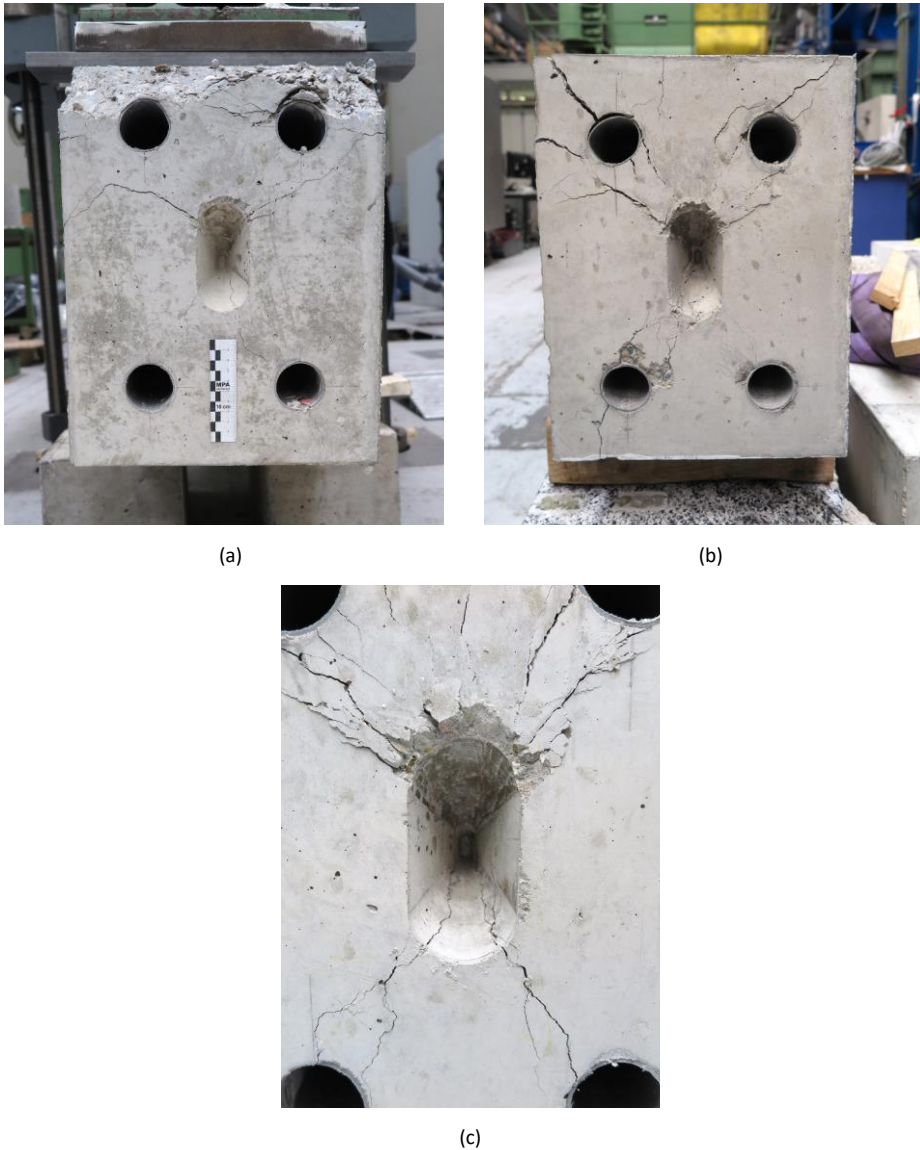


Abbildung 4.35: Fotos der versagten Tragelemente: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2, (c) Vertiefungsbereich Versuch Nr. 3

Abbildung 4.36 zeigt das Kraft-Verschiebungsverhalten mit der aufgebrachtten Zylinderkraft über die relative Verschiebung des Tragelementes der ersten beiden durchgeführten Bauteilversuche, bei denen die Vertikalverschiebung kontinuierlich

aufgebracht wurde. Dargestellt sind die Messwerte der induktiven Wegaufnehmer mit den Nummern 1 bis 4, die entsprechend Abbildung 4.30 angeordnet sind, sowie der Mittelwert der vier Wegaufnehmer.

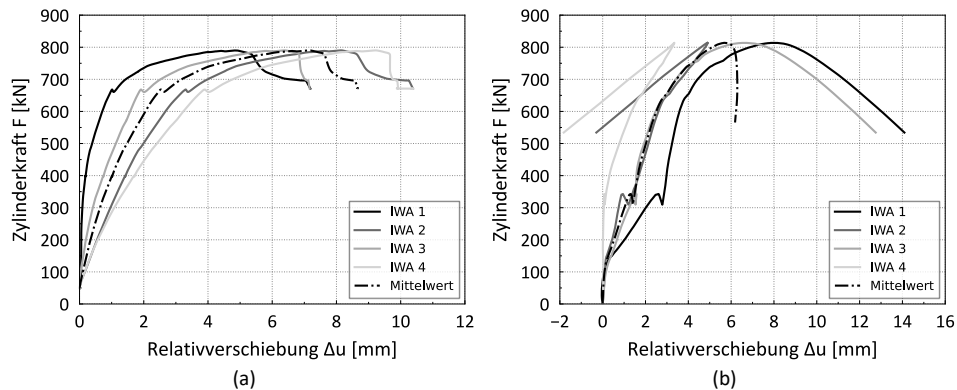


Abbildung 4.36: Kraft-Verschiebungsverläufe der Tragelemente aus den Messwerten der IWA 1 bis 4 sowie dem Mittelwert: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2

Zunächst ist erkennbar, dass bei beiden Versuchen ein relativ duktiles Tragverhalten festgestellt werden kann. Das Verhalten unter Schubbeanspruchung kann in zwei Bereiche unterteilt werden. Im ersten Teil des Verlaufs kann bis zu einer Kraft von ca. 680 kN ein nahezu lineares Verhalten festgestellt werden. Bis kurz vor dem Punkt der maximalen Tragfähigkeit ist das Verhalten durch eine geringe Verschiebung resp. Verformung geprägt. Mit der weiteren Wegaufbringung und der Annäherung an den Punkt der Tragfähigkeit der Verbindungen kann eine Zunahme der Relativverschiebung des Tragelementes festgestellt werden. Bei den in vorgenannter Abbildung dargestellten Versuchen kann eine Tragfähigkeit des zwei Verbindungen zwischen den Grundkörpern eingebauten Tragelementes in Höhe von ca. 800 kN festgestellt werden. Nach dem Erreichen der Tragfähigkeit nimmt die aufnehmbare Kraft des Tragelementes ab und große Vertikalverschiebungen sind erkennbar.

Beim ersten Versuch ist erkennbar, dass bei einer Kraft von ca. 670 kN, d. h. bei ca. 85 % der Tragfähigkeit, ein Abflachen des Verlaufs eintritt (vgl. Abbildung 4.36a). Danach liegt ein plateauähnlicher Bereich bis zu einer mittleren Verschiebung von ca. 7,5 mm vor. Anschließend ist ein Abfall der aufnehmbaren Kraft erkennbar. Anhand der Messwerte der IWA 1 bis 4 kann festgestellt werden, dass eine Rotation des Tragelementes mit zunehmender Vertikalverschiebung eintritt. Abbildung 4.37a zeigt die Verdrehung der

Querschnittseiten des Tragelementes und damit auch des Tragelementes selbst gegenüber der Ausgangsposition in Abhängigkeit der Zylinderkraft. Erkennbar ist, dass nach dem Erreichen der Tragfähigkeit der Verbindungen zwischen den Grundkörpern und dem Betontragelement keine Zunahme der Verdrehung beobachtet werden kann. Aus der Verdrehung kann gefolgert werden, dass die Zusatzelemente eine Torsionsbeanspruchung erfahren und das Tragelement aufgrund der geringfügig ungleichen Verdrehung der Querschnittsseiten eine zusätzliche Torsionsbeanspruchung erfährt.

Beim zweiten Versuch, dessen Kraft-Verschiebungsverlauf in Abbildung 4.36b dargestellt ist, liegt bis zu einer Kraft von ca. 130 kN eine gleichförmige vertikale Verschiebung des Tragelementes vor. Danach kann aus den Messwerten der Wegaufnehmer eine große Vertikalverschiebung an der Stelle des IWA 1 von ca. 2,2 mm bis zu einer Kraft von ca. 330 kN festgestellt werden, während an der Stelle des IWA 4 keine Verschiebung mit der zunehmenden Kraft beobachtet werden kann. Diese an den Punkten der angeordneten Wegaufnehmern gemessene ungleichförmige Vertikalverschiebung des Tragelementes ist auf eine Rotation bzw. Verdrehung des Tragelementes entlang der Längsachse zurückzuführen, die in Abbildung 4.37b dargestellt ist. Eine Rotation des Tragelementes gegenüber der Ausgangslage ist möglich, da stets eine geringe exzentrische Krafteinleitung vorliegt und der Toleranzspalt zwischen Zusatzelement und der Vertiefung des Grundkörpers Nr. 1, der in diesem Fall 0,8 mm beträgt, eine Rotation begünstigt. Mit dem Erreichen der Tragfähigkeit tritt eine große Rotation des Tragelementes ein, die aus den aufgezeichneten Verschiebungen der IWA 1 bis 4 und den daraus ermittelten Rotationen an den Querschnittsseiten des Tragelementes erkennbar ist.

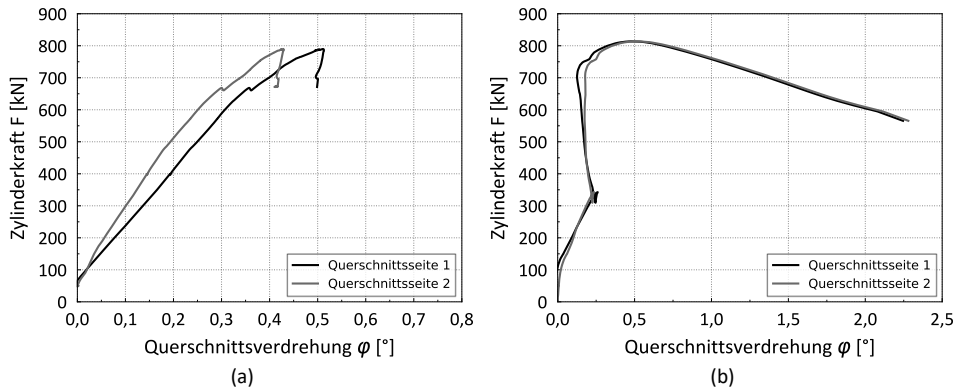


Abbildung 4.37: Querschnittsverdrehungen der Tragelemente in Abhängigkeit der aufgetragenen Kraft: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2

In zwei weiteren Versuchen wurde keine kontinuierliche Verschiebung auf das Tragelement aufgebracht, sondern eine stufenweise Weg- bzw. Last-Aufbringung gewählt. Abbildung 4.38a zeigt die mittlere Vertikalverschiebung des Tragelementes sowie den Maschinenweg, der als Regelgröße für die Wegaufbringung festgelegt ist, bei den Versuchen mit den Nummern 3 und 4. Beim dritten Versuch wurden bei der Versuchsdurchführung dementsprechend einige Unterbrechungen für die Dokumentation der Rissausbreitung zwischen Lastschritten eingelegt. Bei Versuch Nr. 4 wurden je eine Pause nach der Ausbildung erster erkennbarer Risse sowie unmittelbar nach dem Erreichen der Tragfähigkeit eingelegt. Abbildung 4.38b zeigt die mittleren Kraft-Verschiebungsverläufe des dritten und vierten Versuchs. Die Tragfähigkeiten betragen bei diesen Versuchen, bei denen keine horizontalen Gewindestangen angeordnet waren, 728,04 kN bzw. 787,07 kN. Bei Versuch Nr. 4 tritt bei einer mittleren vertikalen Verschiebung von 1,4 mm des Tragelementes ein erstes Abflachen des Verlaufs ein. Jedoch ist bei diesem Versuch erst bei einer Relativverschiebung von 2,75 mm der Beginn einer Rissbildung an den, während des Versuches sichtbaren Oberflächen des Tragelementes erkennbar.

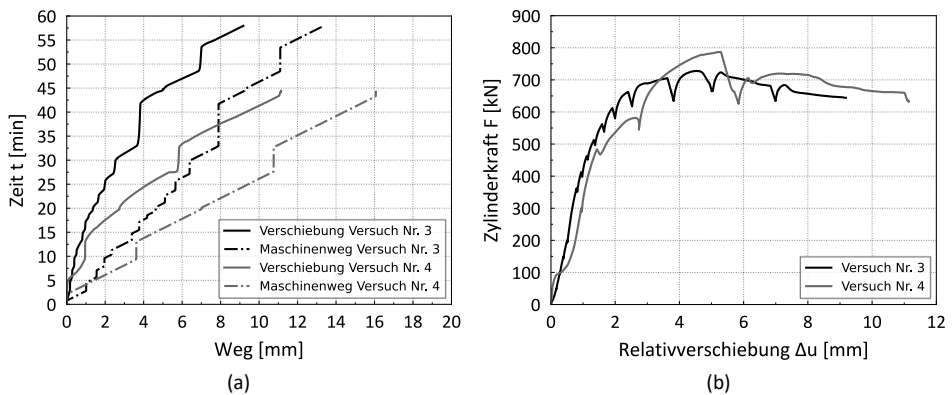


Abbildung 4.38: (a) Wegaufbringung auf die Tragelemente der Versuche Nr. 3 und 4; (b) Kraft-Verschiebungsverläufe der Versuche Nr. 3 und 4

Die horizontalen Gewindestangen für die Verspannung des Tragelementes erfahren infolge der vertikalen Wegaufbringung und der nicht perfekt starren Lagerung der Grundkörper eine Kraftänderung. Bei den Versuchen Nr. 3 und 4 wurden keine Gewindestangen eingebaut. Eine Aufzeichnung der Änderung der Normalkraft erfolgte demnach nicht.

Abbildung 4.39 zeigt die Änderung der Spannkraft der Gewindestangen, die aus den Messwerten der Kraftmessdosen 1 bis 4 (vgl. Abbildung 4.30) ermittelt wurden. Erkennbar ist, dass mit dem Erreichen des Plateaubereiches im Kraft-Verschiebungsverlauf des ersten Versuchs (vgl. Abbildung 4.36a) eine Zunahme der Spannkraft in den Gewindestangen einhergeht. Die Kraft nimmt bis zum Erreichen der Tragfähigkeit zu. Beim Erreichen der Tragfähigkeit liegt dann eine Normalspannung von ca. 1,2 MPa im Bauteillängsrichtung vor. Bei Versuch Nr. 4 kann ebenfalls eine Zunahme der Spannkraft in Abhängigkeit der Vertikalkraft bzw. der Vertikalverschiebung des Tragelementes festgestellt werden. Die resultierende Normalspannung in die Längsrichtung beträgt am Punkt der Tragfähigkeit ca. 1,1 MPa.

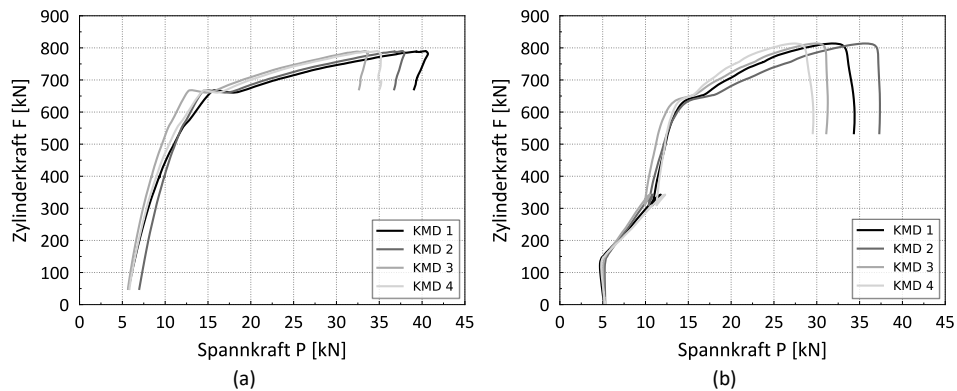


Abbildung 4.39: Veränderung der Spannkraft in Abhängigkeit der aufgebracht Kraft: (a) Versuch Nr. 3, (b) Versuch Nr. 4

Abbildung 4.40 zeigt zusammenfassend die Kraft-Verschiebungskurven der vier durchgeführten Versuche.

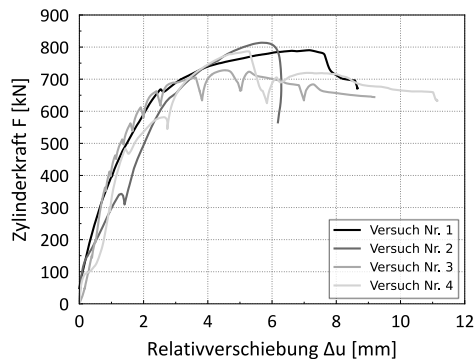


Abbildung 4.40: Zusammenfassung der Kraft-Verschiebungsverläufe der durchgeführten Versuche

Erkennbar ist, dass bei allen durchgeführten Versuchen ab einer Kraft von ca. 650 kN ein Abflachen des Verlaufs eintritt. Die Tragfähigkeit der Verbindungen zwischen den Grundkörpern und dem eingebauten Tragelement wird bei allen Versuchen bei einer mittleren Relativverschiebung des Tragelementes zwischen 4,5 mm und 7,0 mm erreicht. Bei allen durchgeführten Versuchen konnte zudem eine Rotation des Tragelementes beobachtet werden, die beim Erreichen der Tragfähigkeit zwischen $0,45^\circ$ und $1,0^\circ$ gegenüber der Ausgangslage beträgt.

Die experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass die bewehrte Verbindung zwischen den Grundkörpern und den Tragelementen unter Schubbeanspruchung ein duktiles Tragverhalten aufweist. Aufgrund des festgelegten symmetrischen Systems für die experimentelle Untersuchung kann näherungsweise davon ausgegangen werden, dass jedes der beiden Zusatzelemente eine gleich große Kraft überträgt. Die Tragfähigkeit einer Verbindung ist damit näherungsweise halb so groß wie die Gesamttragfähigkeit, die an den eingebauten Tragelementen bestimmt werden konnte.

Tabelle 4.10 fasst die relevanten Parameter des Versuchsprogramms sowie die Ergebnisse der vier Versuche zusammen.

Tabelle 4.10: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Versuchs- nummer	Anfängliche Normalspannung	Normalspannung beim Erreichen der Tragfähigkeit	Aufbringung der Verschiebung	Tragfähigkeit
[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kN]
1	0,16	1,2	kontinuierlich	790,2
2	0,16	1,1	kontinuierlich	813,8
3	0	-	stufenweise	728,0
4	0	-	stufenweise	787,1

4.3.8 Zwischenfazit

Nach Abwägung verschiedener Fertigungsverfahren für die Herstellung von Vertiefungen in Betonbauteilen, konnte der 3D-Druck zur Herstellung von Formelementen mit komplexer Geometrie in geringer Stückzahl als kostengünstiges und geeignetes Verfahren identifiziert werden. Nach der Herstellung der bewehrten Tragelemente und Grundkörper konnten Fertigungsabweichungen von höchstens ca. $\pm 0,20$ mm in den Vertiefungen und höchstens ca. $\pm 0,50$ mm in den Stoßflächen der Bauteile festgestellt werden. Bei der Montage der Tragelemente zwischen den Grundkörpern konnte ein äußerst präziser Zusammenbau über die Vertiefungen und die eingesetzten Zusatzelemente ermöglicht werden. Maßgebliche Schwäche der eingesetzten Formelemente war die präzise Positionierung in der Schalung. Lageabweichungen des

3D-gedruckten Schalungselementes aus Kunststoff zur Bildung der Vertiefung im Betonbauteil waren festzustellen, die bei den hier durchgeführten Untersuchungen von keiner Relevanz waren. Beim Einbau der Tragelemente zwischen den Grundkörpern konnte die Lagetoleranz durch die gewählte Reihenfolge beim Zusammenbau der Betonkörper und der Befestigung der Grundkörper auf dem Spannungsfeld ausgeglichen werden. Für die Herstellung von durchlaufenden Bauteilen, bestehend aus mehreren Tragelementen, ist ein geeigneteres Herstell- oder Montageverfahren zu erarbeiten, das einen Ausgleich von Fertigungsabweichungen zulässt oder die Herstellung von Bauteilen mit derart kleinen Abweichungen sicherstellt, sodass stets ein präziser Zusammenbau ohne Ausgleich von Abweichungen ermöglicht werden kann. Grundsätzlich sind Anforderungen an die Genauigkeit bzw. Toleranzbedingungen für Verbindungen zu entwickeln.

Die Versuche zur Ermittlung der reinen Schubtragfähigkeit der Verbindung mit dem eingebauten Zusatzelement an bewehrten Betonkörpern haben nachfolgende Erkenntnisse hervorgebracht, die positiv zu bewerten sind:

- Die Herstellung präziser Vertiefungen in Betonbauteilen ist mittels 3D-gedruckter Formelemente aus Kunststoff möglich;
- Ein genauer Einbau der Tragelemente kann mittels präziser Öffnungen oder Vertiefungen in den Stoßflächen von Betonbauteilen bei gleichzeitig sehr kurzen Montagezeiten ermöglicht werden. Die ausrichtende Funktion des Zusatzelementes mit der festgelegten Geometrie konnte durch den erfolgreichen Einsatz bei den Versuchen nachgewiesen werden;
- Die Betonierbarkeit der Bauteile mit der gewählten Bewehrungsführung kann unter Verwendung eines Größtkorns von 16 mm sichergestellt werden;
- Ein duktiler Tragverhalten der Verbindung kann unter Schubbeanspruchung aufgrund der entwickelten schlaufenförmigen Bewehrungsführungen, die die Vertiefungen in den Betonbauteilen umgeben, beobachtet werden;
- An Bauteilen mit realitätsnahen Querschnittsabmessungen konnte eine ausreichend hohe charakteristische Schubtragfähigkeit für die Bemessung von Bauteile im üblichen Hochbau ermittelt werden;
- Das Versagen der Verbindung kündigte sich bei allen Versuchen durch eine sichtbare Rissbildung an den Seitenflächen der Betonbauteile an.

Zudem kann ein Verhalten der entwickelten Verbindung mit der Ausbildung eines plateauähnlichen Bereiches infolge des Fließens der Bewehrung festgestellt werden, das grundsätzlich mit dem in der Literatur (z. B. [126]) beobachteten und aus experimentellen

Untersuchungen ermittelten Tragverhalten ähnlicher Verbindungen unter Schubbeanspruchung übereinstimmt.

Nachteilig der entwickelten Verbindung sind jedoch:

- Ein hoher Fertigungsaufwand für die Herstellung der Vertiefungen in den Betonbauteilen sowie des Zusatzelements aufgrund der geometrischen Beschaffenheit;
- Der Einsatz einer aufwändigen Bewehrungsführung ermöglicht keine Herstellung von stabförmigen Bauteilen mit linearen Bewehrungsführungen in einer Fließfertigung, sondern erfordert mehrere Arbeitsschritte beim Zusammenbau der Bewehrungsführungen;
- Eine fehlende Lagesicherung des Zusatzelementes bei einem horizontalen Einbau die Vertiefung eines Betonbauteils;
- Eine fehlende Zugänglichkeit des Zusatzelementes für die Überprüfung des Zustandes des eingebauten Elementes sowie keine Redundanz der Verbindung;
- Das Erfordernis eines überdrückten Querschnittes für die Aktivierung des Zusatzelementes unter Schubbeanspruchung, oder eine reine Schubbeanspruchung;
- Keine Erhöhung der Tragfähigkeit eines segmentären Bauteils bei einer Biegebeanspruchung durch den Einsatz des entwickelten Zusatzelementes, da eine ungestörte Öffnung der Fuge möglich ist. Die Biegetragfähigkeit eines zusammengebauten Bauteils mit angeordneten Zusatzelementen in den Stoßfugen ist im Vergleich zu trocken gestoßenen Bauteilen mit ebenen Stoßflächen gleich groß;
- Eine Ausbildung von Rissen mit einer großen Rissbreite, da die Schubkraft lediglich über ein einziges Zusatzelement übertragen wird;
- Die Bildung von Poren und Lunkern im Bereich der Vertiefung bei der Betonage.

Das Tragverhalten der Verbindung wurde bisher nur unter Schubbeanspruchung in die starke Richtung des Zusatzelementes untersucht. Zudem ist das Verhalten unter Schubbeanspruchung in die schwache Richtung des Systems sowie unter Torsion von Interesse. Jedoch wird aufgrund der aufgeführten Schwächen der Schnittstelle keine Weiterentwicklung der Verbindung angestrebt. Stattdessen erfolgt basierend auf den Überlegungen aus Kapitel 3 und den erlangten Erkenntnissen der vorangegangenen Untersuchungen die Entwicklung einer zweiten Schnittstelle.

4.4 Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung zur zweiten Schnittstelle unter Biegebeanspruchung

Aus den konzeptionellen Überlegungen zur Bildung einer standardisierten Schnittstelle zwischen stabförmigen Betonbauteilen und dem Zwischenfazit der vorherigen Versuchsreihe kann gefolgert werden, dass eine Schnittstelle bestehend aus mehreren Zusatzelementen mit einer großen Einbindetiefe wesentliche Vorteile gegenüber der bereits vorgestellten Schnittstelle mit lediglich einem Zusatzelement aufweist. Für die Erforschungen des Trag- und Verformungsverhaltens der zweiten entwickelten Schnittstelle dieser Arbeit werden experimentelle Untersuchungen an zwei biegebeanspruchten Balken durchgeführt.

4.4.1 Grundlagen und Zielsetzung

Abbildung 4.41 zeigt die detaillierte Darstellung der bereits in ihrer Gestalt umrissenen zweiten Schnittstelle dieser Arbeit, die nachfolgend ausführlich untersucht wird. Die Schnittstelle umfasst hierbei vier Zusatzelemente, die doppelsymmetrisch in den Stoßflächen der stabförmigen Tragelemente angeordnet sind. Die Zusatzelemente werden bei der Montage der Verbindung in vier über die Länge des bewehrten Betonbauteils verlaufenden Stahlrohren platziert. Durch den Einbau der vier Stahlrohre in die Schalung mittels einer Montagehilfe kann eine präzise Passung der Verbindung sichergestellt werden. Die Längsachse eines dieser Stahlrohre wird bei der Ausrichtung der weiteren drei Stahlrohre als Bezugsachse gewählt. Die Positionierung der Rohre erfolgt somit in Bezug auf die Achsabstände der Stahlrohre. Die Zusatzelemente weisen einen Hohlquerschnitt auf, der die zusätzliche Anordnung von Litzen mit einer Vorspannung ohne Verbund ermöglicht. Die Spannlitzen verlaufen hierbei durch die hohlen Zusatzelemente sowie die einbetonierten Stahlrohre, die zusätzlich als Hüllrohre bzw. Spannkänaäle fungieren. Eine lineare Bewehrungsführung bestehend aus Längs- und Bügelbewehrung ohne weitere Anordnung von Bewehrungselementen wird gewählt, um eine Fließfertigung der Betonbauteile mit einer möglichst geringen Anzahl an Fertigungsschritten sicherzustellen.

Durch die dargestellte Anordnung der vier Zusatzelemente werden initial alle relevanten Freiheitsgrade eines angeschlossenen Bauteils blockiert. Grundsätzlich kann von einer Unverschieblichkeit der gestoßenen Bauteile in die Längsrichtung ausgegangen werden. Die Geometrie und insbesondere die Einbindetiefe der Zusatzelemente sind zudem so

gewählt, dass grundlegende Anforderungen nach dem EAD 050019-00-0301 [39] bzw. dem TR 065 [40] erfüllt sind.

Das Ziel der Untersuchungen ist die Erforschung des Trag- und Verformungsverhaltens biegebeanspruchter Bauteile, die sich aus zwei zusammengespannten Tragelementen und den angeordneten Zusatzelementen zusammensetzen. Hierzu werden zwei Balkenversuche mit realen Bauteilabmessungen durchgeführt. Zudem sollen die Montage der vier Zusatzelemente mit geringen Toleranzen erprobt, Schwierigkeiten erkannt und Lösungen für einen praxisgerechten Zusammenbau einzelner Tragelemente gefunden werden.

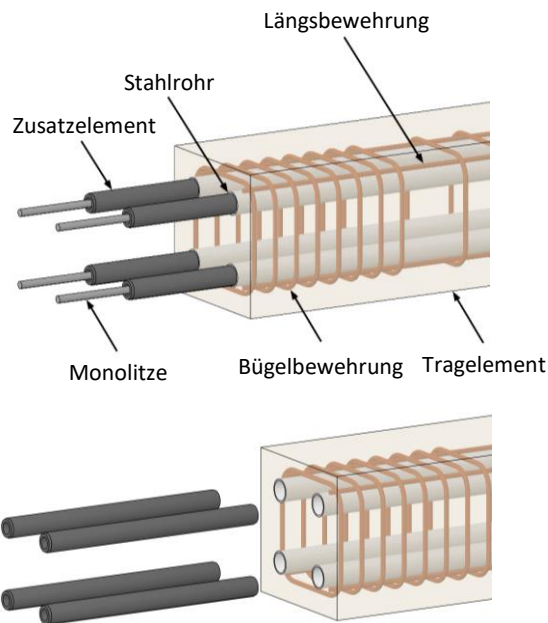


Abbildung 4.41: Darstellung eines bewehrten, stabförmigen Tragelementes mit den eingebauten Zusatzelementen und den durchgängigen Monolitzen sowie eine Explosionsdarstellung

4.4.2 Versuchsstand und Messtechnik

Abbildung 4.42 zeigt den Versuchsaufbau für die Durchführung der beiden Balkenversuche mit identischer Konfiguration. Ein vorgespannter Balken besteht dabei

aus zwei bewehrten Tragelementen mit einem quadratischen Querschnitt mit einer Seitenlänge von 30 cm, vier Zusatzelementen im Stoßbereich der Betonbauteile sowie vier durchlaufenden Monolitzen (\varnothing 0,62"/15,7 mm) mit einer Querschnittsfläche von 150 mm², die an beiden Enden des zusammengespannten Bauteils verankert sind. Die detaillierte Darstellung der Bewehrungsführung sowie die Abmessungen der Zusatzelemente sind bei den Beschreibungen zu den Bauteilen in Abschnitt 4.4.3 und Abbildung 4.50 bzw. Abbildung 4.51 dargestellt.

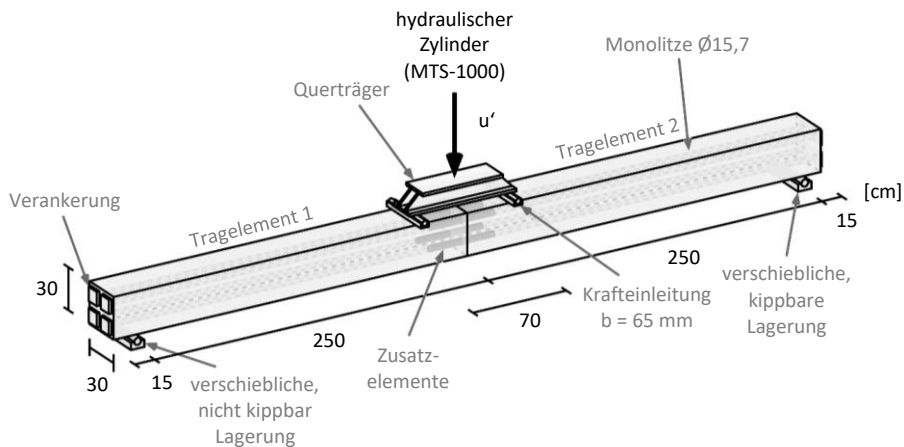


Abbildung 4.42: Darstellung des Versuchsstandes für die Ermittlung des Biegetragverhaltens der Balken

Die vorgespannten Balken mit den eingebauten Zusatzelementen werden im Folgenden auch als Zusatzelementbalken bezeichnet. Beide Balken werden auf einer Seite verschieblich und auf der anderen Seite des Systems verschieblich und kippbar um die Längsachse gelagert, um eine ungewollte Zwangsbeanspruchung im System zu vermeiden (vgl. Abbildung 4.42). Die Wegaufbringung u' auf den Balken erfolgt über einen hydraulischen Zylinder, der senkrecht angeordnet ist, einen Querträger sowie zwei Einleitungsplatten mit einer Breite von je 65 mm. Der Abstand zwischen den Mitteln der beiden Einleitungsplatten beträgt 700 mm.

Abbildung 4.43 zeigt ein Foto des Versuchsstandes mit dem vorgespannten Balken des zweiten Versuches, der in den Versuchsstand eingebaut ist.



Abbildung 4.43: Foto des Versuchsaufbaus

Das statische System und der Momentenverlauf des Balkens resultierend aus der aufgebachten Vertikalverschiebung bzw. der hervorgerufenen Vertikalkraft, die über die Einleitungsplatten auf den Balken aufgebracht wird, sind in Abbildung 4.44 dargestellt.

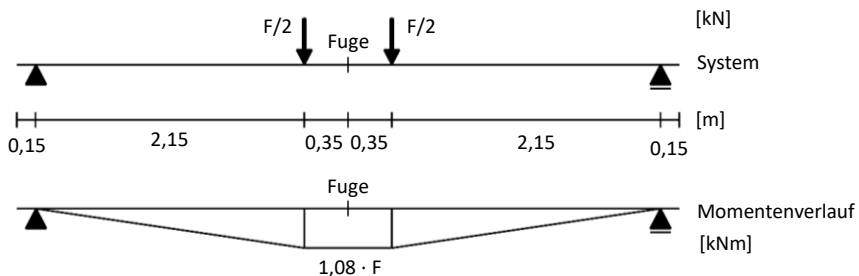


Abbildung 4.44: Statisches System und dazugehöriger Momentenverlauf

Die bewehrten Betonbauteile weisen demnach eine Länge von 2,65 m; die Stützweite des Systems beträgt 5,00 m.

Abbildung 4.45 zeigt die eingebauten Zusatzelemente im Fugebereich eines Tragelementes sowie den Vorgang des Zusammenfügens der beiden Bauteile des ersten Balkens der Untersuchungen.

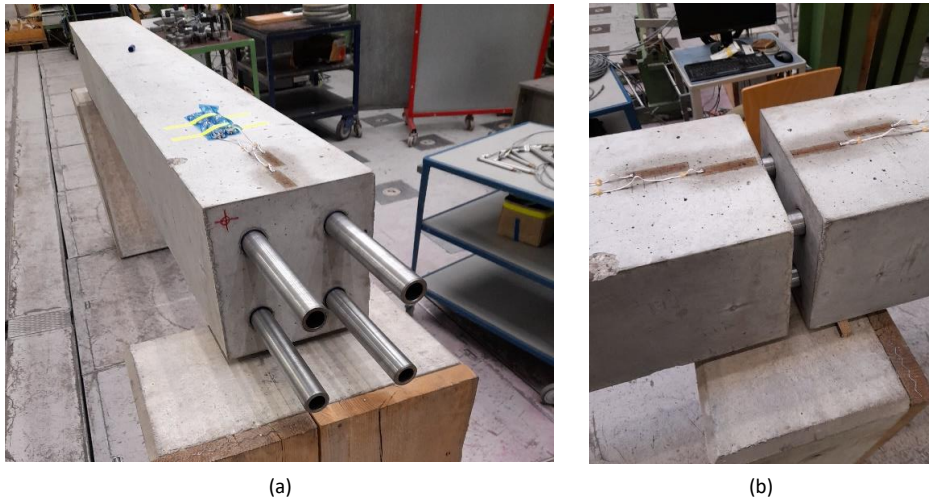


Abbildung 4.45: Foto des Montageprozesses: (a) Ein Tragelement mit eingebauten Zusatzelementen, (b) Zusammenfügen der beiden Tragelemente.

Die angeordnete Messtechnik zur Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens des Balkens während der Versuchsdurchführung ist in Abbildung 4.46 und Abbildung 4.47 dargestellt. Zum Einsatz kommen vier induktive Wegaufnehmer (IWA 1 bis 4), die senkrecht auf die Krafteinleitungsplatten tasten und die Durchbiegung des Balkens infolge der Wegaufbringung u' erfassen. Zusätzlich werden in die vertikale Richtung die Zylinderkraft sowie der Maschinenweg der Prü fzylinder aufgezeichnet, wobei letztgenannte Größe als Regelgröße dient. In die horizontale Richtung des Systems sind vier Kraftmessdosen (KMD 1 bis 4) unmittelbar vor den Verankerungen der Spannglieder liegend angeordnet, die die Spannkraft der Monolitzen während des Spannvorgangs sowie während der gesamten Versuchsdurchführung aufzeichnen. Auf den nachfolgenden Fotos ist teilweise eine von der in Abbildung 4.46 dargestellten Bezeichnung abweichende Nummerierung der Kraftmessdosen erkennbar. Die Nummerierung der Kraftmessdosen entsprechend vorgenannter Abbildung ist im Folgenden gültig.

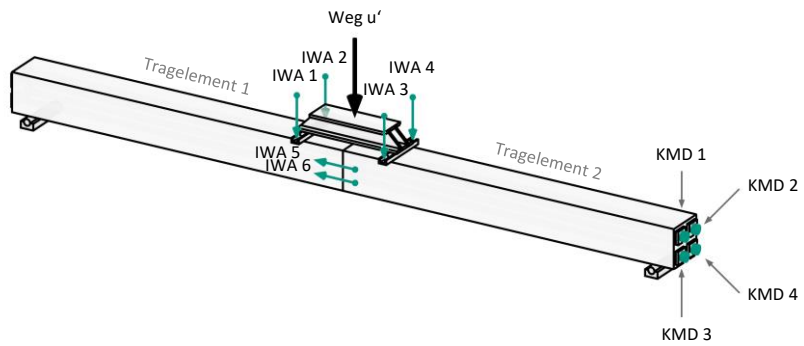


Abbildung 4.46: Darstellung der angeordneten Messtechnik

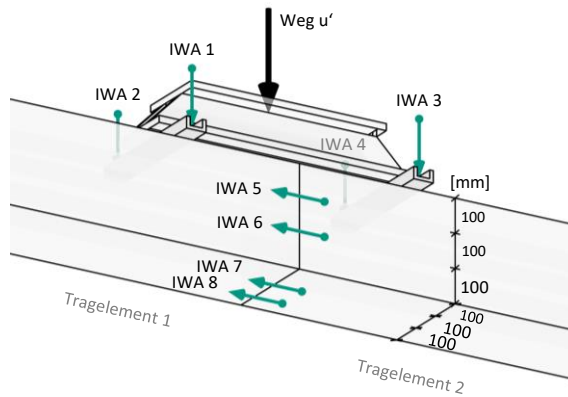


Abbildung 4.47: Darstellung der angeordneten Messtechnik mit Blickrichtung von unten auf den Balken

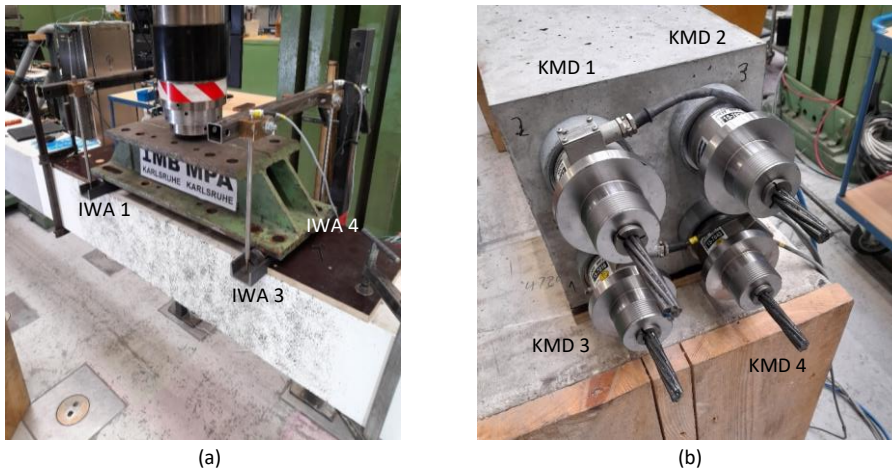


Abbildung 4.48: Detailansichten der Messtechnik: (a) Anordnung der induktiven Wegaufnehmer, (b) Anordnung der Kraftmessdosen

Zudem sind im Stoßbereich der Betonbauteile vier Dehnmessstreifen angeordnete, die die Betonstauchung in der Druckzone des vorgespannten Bauteils während des Versuches erfassen. Die Dehnmessstreifen sind entsprechend Abbildung 4.49 angeordnet. Die Anordnung der DMS kann auch den Fotos in Abbildung 4.45 entnommen werden.

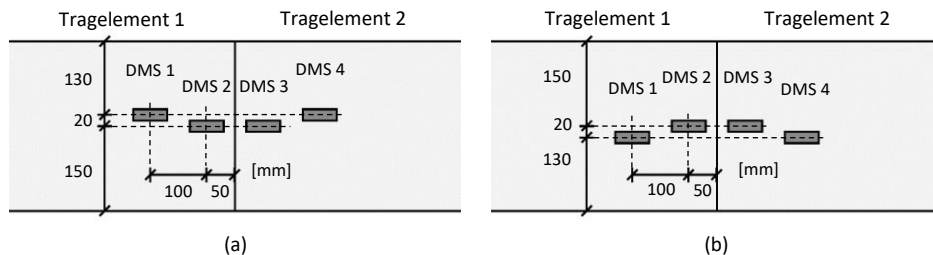


Abbildung 4.49: Anordnung der Dehnmessstreifen mit der Draufsicht auf die Balken: (a) Bauteilversuch Nr. 1, (b) Bauteilversuch Nr. 2

4.4.3 Bauteile und Betonmischung

Für die Herstellung der Traglelemente aus Stahlbeton, die aus Transportbeton der Festigkeitsklasse C40/50 nach der DIN EN 206-1 DIN EN 206 und der DIN 1045-2

hergestellt wurden, kam eine Betonmischung mit der Zusammensetzung entsprechend Tabelle B. der vorherigen Untersuchungen zum Einsatz. Das Größtkorn der Gesteinskörnung wurde ebenfalls zu 16 mm gewählt.

Abbildung 4.50 zeigt die Bewehrungsführung der Betonbauteile sowie die Achs- und Randabstände der einbetonierten Stahlrohre mit einem Außendurchmesser von 48,3 mm; die Dicke der Wandung der Rohre beträgt 3,2 mm. Die durchlaufenden Rohre sind aus Stahl S355 gefertigt. Der Bewehrungskorb besteht aus Längs- und Bügelbewehrung aus Betonstahl B500 B mit einem Durchmesser von 10 mm.

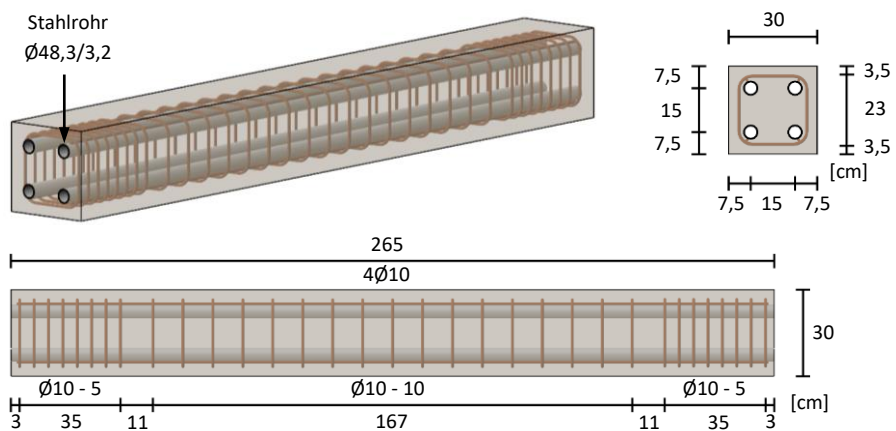


Abbildung 4.50: Orthographische Darstellung der Bewehrungsführung eines Tragelementes und Ansichten des Tragelementes mit den relevanten Abmessungen

Die Nachbehandlung der Betonbauteile nach der Betonage erfolgte analog der Vorgehensweise nach der Herstellung der Betonbauteile der vorangegangenen Untersuchungen.

Die Zusatzelemente für die Bildung der Verbindung der beiden Tragelemente aus Beton wurden aus Stahl S355 mit einem Außendurchmesser von 41,9 mm gefertigt. Abbildung 4.51 zeigt die Abmessungen der hergestellten Zusatzelemente.

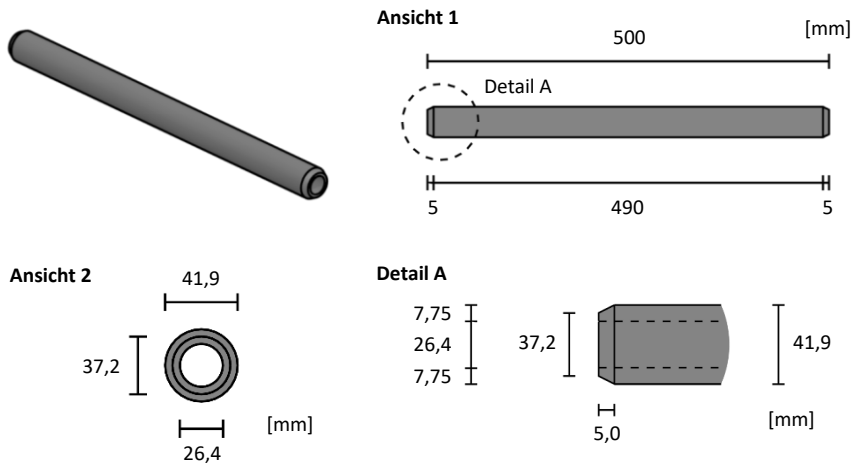


Abbildung 4.51: Darstellung eines Zusatzelementes mit den relevanten Abmessungen

Die eingesetzten Monolitzen aus Stahl St 1660/1860 weisen einen Durchmesser von 15,7 mm bzw. eine Querschnittsfläche von 150 mm² auf.

4.4.1 Bauteilvermessungen und Abweichungen des Verbindungsdetails

Die Stoßflächen der Tragelemente wurden mit dem bereits bei den vorherigen Untersuchungen eingesetzten HandyScan 3D-Laserscanner vermessen, um Fertigungsabweichungen in der Ebene der Stoßfläche sowie die Lageabweichung der einbetonierten Stahlrohre zu erfassen. Abbildung 4.52 zeigt die eingefärbten Abweichungen der beiden Stoßflächen des ersten Balkens der Versuchsreihe. Anhand der Messergebnisse kann eine Positionierung der Stoßflächen bei der Montage der Bauteile so vorgenommen werden, dass möglichst geringe Abweichungen zwischen beiden Stoßflächen in Bezug auf die Lage der einbetonierten Stahlrohre vorliegen. Die in Abbildung 4.52 dargestellten Stoßflächen wurden in der Abbildung bereits so ausgerichtet, dass beim physischen Zusammenfügen der Betonbauteile und damit einer Überlagerung der Abweichungen die geringstmöglichen Lageabweichungen der Stahlrohre vorliegen. Eine Rotation der bewehrten Betonbauteile entlang der Stablängsachse ist aufgrund der durchgängigen und gleichverteilten Bewehrungsanordnung möglich.

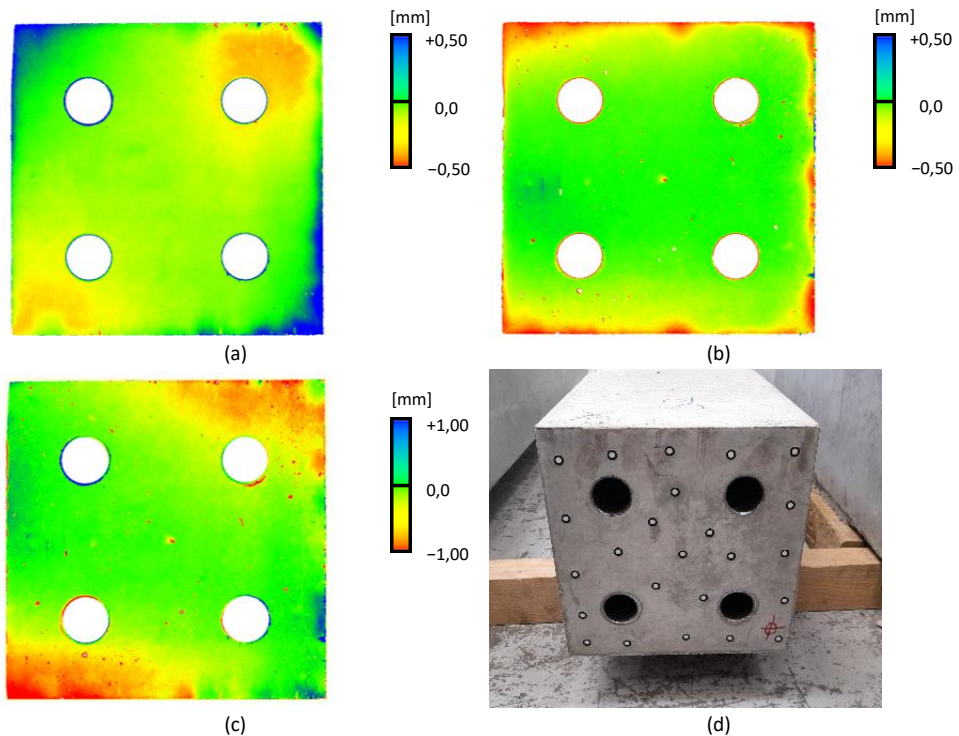


Abbildung 4.52: Beispielhafte Messergebnisse der Stoßflächen der beiden Tragelemente des ersten Versuches: (a) Tragelement 1, (b) Tragelement 2; (c) Überlagerung der Messergebnisse zur Gesamtabweichung der gefügten Flächen; (d) Foto einer beispielhaften Oberfläche mit den aufgeklebten Targets

In vorgenannter Abbildung ist erkennbar, dass Formabweichungen vor der ebenen Soll-Fläche bei beiden Oberflächen im Bereich zwischen ca. $-0,5$ mm und $+0,5$ mm vorliegen. Bei der Überlagerung der Flächen (vgl. Abbildung 4.52c) ergeben sich Abweichungen von der Fügeebene im Bereich zwischen ca. $-1,0$ mm und $+1,0$ mm. Außerdem ist erkennbar, dass betragsmäßige Lageabweichungen der Stahlrohe bei einer Überlagerung der betrachteten Stoßflächen im Bereich zwischen ca. $0,4$ mm und $1,0$ mm vorliegen.

Die Verbindung der beiden Betonbauteile mit dem Einbau der vier Zusatzelemente konnte aufgrund der vorliegenden Fertigungsabweichungen im Bereich des Bauteilstoßes nicht ohne eine Anpassung des Außendurchmessers der Zusatzelemente umgesetzt werden. Die mittlere Fertigungsabweichung zwischen den Zusatzelementen und den einbetonierten Stahlrohren beträgt in Bezug auf die Durchmesser beim Balken für den ersten Versuch $0,77$ mm und für den Balken beim zweiten Versuch $0,72$ mm. Die

tatsächlichen Durchmesser der einbetonierten Stahlrohre sowie der Zusatzelemente sind in Tabelle C.1 und Tabelle C.2 aufgeführt.

4.4.2 Materialkennwerte

Für den Beton mit der aufgeführten Betonzusammensetzung wurden im Alter von 28 Tagen wesentliche Festbetoneigenschaften bestimmt. Die Probekörper wurden dabei unter gleichen klimatischen Bedingungen wie die Betonbauteile für die experimentellen Untersuchungen gelagert. Die Druckfestigkeit wurde an neun Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm, der E-Modul an drei Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm und die Biegezugfestigkeit an drei Prismen mit den Abmessungen 150 mm × 150 mm × 700 mm mittels 4-Punkt-Biegeversuch ermittelt. Die mittleren Kennwerte der Prüfungen, die nach den entsprechenden Teilen der DIN EN 12390 durchgeführt wurden, sind in nachfolgender Tabelle 4.11 zusammengefasst.

Tabelle 4.11: Festbetonkennwerte des Betons

E-Modul	Würfeldruckfestigkeit	Biegezugfestigkeit
[MPa]	[MPa]	[MPa]
31 400	66,5	4,2

Die an Würfeln bestimmte Druckfestigkeit ist wesentlich höher als die bei der Herstellung des Betons zugrunde gelegte Druckfestigkeit der Festigkeitsklasse C40/50. Der ermittelte Elastizitätsmodul weicht von dem in der DIN EN 1992-1-1 mit 35 000 MPa angegebenen Wert um ca. 10 % ab.

Zudem wurde die Streckgrenze des eingesetzten Betonstahls nach der DIN EN ISO 15630-1 und der DIN EN ISO 6892-1 bestimmt. Für die Längs- und Bügelbewehrung mit einem Durchmesser von 10 mm, die derselben Charge entstammen, konnte eine mittlere Streckgrenze von 535 MPa bestimmt werden.

Außerdem liegen für die verwendeten Spannstahllitzen St 1660/1860 0,62“ (Ø15,7 mm) mit einer Querschnittsfläche von 150 mm² folgende Angaben nach Tabelle C.3 des Herstellers aus einer stichprobenartigen Untersuchung des Coils vor.

4.4.3 Versuchsprogramm

Der Versuchsablauf kann in zwei aufeinanderfolgende Schritte unterteilt werden. Im ersten Schritt des Versuchsprogrammes wird nach dem Zusammenfügen der Tragelemente die festgelegte Vorspannkraft in Höhe von ca. 170 kN auf jede Spannlitze aufgebracht. Nach dem Verankern der Monolitzen des Typs BBV Lo1 mittels Keilen und Spannankern erfolgte die Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens durch die Aufbringungen eines vertikalen Weges, entsprechend dem bereits in Abbildung 4.42 dargestellten Versuchsaufbau.

Beim ersten Versuch wurde nach dem Aufbringen der Vorspannung und der Ermittlung des Tragverhaltens des Balkens eine Pause von 3 Tagen eingelegt. Bei Versuch Nr. 2 wurde bereits einen Tag nach der Aufbringung der Vorspannung der Biegeversuch durchgeführt. Das Alter der Tragelemente betrug bei der Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens der biegebeanspruchten Bauteile 26 Tage bzw. 28 Tage. Unmittelbar zu Beginn des Bruchversuchs können für zentrisch vorgespannten Bauteile Spannkkräfte der Spannlitzen ermittelt werden, die in Summe 665,86 kN bzw. 667,98 kN betragen. Hieraus resultiert eine Drucknormalspannung im Querschnitt der Betonbauteile in Höhe von 8,06 MPa bzw. 8,08 MPa. Tabelle 4.12 fasst die Kräfte der Monolitzen unmittelbar vor der Durchführung der Bruchversuche zusammen.

Tabelle 4.12: Initiale Vorspannkräfte der Monolitzen

Versuch Nr.	KMD 1	KMD 2	KMD 3	KMD 4	Gesamtkraft
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	165,1	166,2	167,7	166,9	665,9
2	166,7	165,1	169,0	167,2	668,0

Im zweiten Schritt des Versuchsprogramms wird, wie bereits beschrieben, ein vertikaler Weg, der eine Kraft im System hervorruft, mittels hydraulischem Prüfzylinder des Typs MTS-1000 mit einer Kapazität von 1000 kN auf die beiden Balken aufgebracht. Die Regelgröße bei der Versuchsdurchführung ist der Maschinenweg des Prüfzylinders. Die Wegaufbringung erfolgt mit einer konstanten Geschwindigkeit von 2 mm/min.

4.4.4 Versuchsergebnisse und Diskussion

Abbildung 4.53 zeigt das Trag-Verformungsverhalten der beiden untersuchten Balken mit der aufgezeichneten Zylinderkraft über den Mittelwert der gemessenen Verformungen der induktiven Wegaufnehmer Nr. 1 bis 4. Zunächst ist erkennbar, dass bis zu einer gemessenen Durchbiegung von ca. 5 mm bzw. einer resultierenden Kraft von ca. 50 kN ein näherungsweise lineares Verhalten vorliegt. Nach einer Durchbiegung beider Balken von mehr als 5 mm ist ein Abflachen der Verläufe erkennbar. Aus dem Verlauf können für den ersten Balken der Versuchsreihe eine Tragfähigkeit von 94,1 kN bzw. ein aufnehmbares Moment von 101,1 kNm und für den zweiten Balken eine Tragfähigkeit von 99,5 kN bzw. ein Moment am Punkt der Tragfähigkeit in Höhe von 106,9 kNm ermittelt werden. An den Stellen der Wegaufnehmer beträgt die Durchbiegung beim Erreichen der Tragfähigkeit im Mittel 40,9 mm bzw. 48,0 mm. Rotationen des Balkens in Höhe von von ca. 33 mrad bzw. 38 mrad können für die Punkte der Tragfähigkeit ermittelt werden.

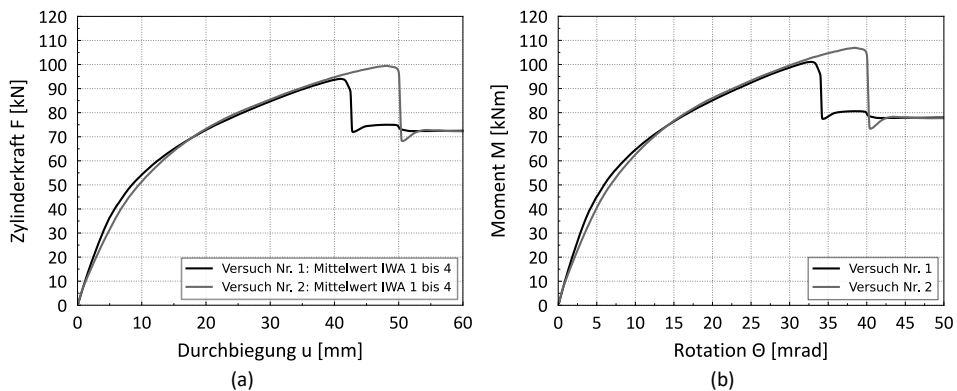


Abbildung 4.53: Gegenüberstellung des Kraft-Verformungs- und Momenten-Rotationsverhaltens der beiden untersuchten Balken

Nach dem Erreichen der Tragfähigkeit ist ein Abfall der aufnehmbaren Kraft feststellbar. Die Resttragfähigkeit der Balken beträgt bis zu einer Durchbiegung von ca. 200 mm in beiden Fällen nahezu unverändert ca. 72 kN. Eine weitere Wegaufbringung war aufgrund der Begrenzung des Maschinenwegs des Prüfzylinders nicht möglich.

Um das Tragverhalten der biegebeanspruchten Balken besser vergleichen und bewerten zu können, wird in Anlehnung an [98] die Rotationsfähigkeit der untersuchten statisch bestimmten Balken ermittelt. Die Rotationsfähigkeit der Balken wird dabei vereinfacht an

einem idealisierten System mit einem plastischen Gelenk in der Fuge ermittelt. Die Verformung der Balken wird vereinfacht zu einem geradlinigen Verlauf angenommen.

Die Rotation des Balkens wird mit der Verformung f in Feldmitte sowie der Gesamtlänge l des idealisierten Systems nach Gleichung (4.9) berechnet:

$$\theta = 4 \cdot \frac{f}{l} \quad (4.9)$$

Für die Beschreibung des Verhaltens der beiden biegebeanspruchten Balken werden folgende Werte ermittelt:

- Der elastische Momentenanteil M_{el} und der elastische Rotationsanteil Θ_{el} mit dem Erreichen der Betonstauchung ϵ_{c1} von 2,5 ‰ entsprechend dem nach Norm zugrunde gelegten Spannungs-Dehnungsverhalten für einen Beton mit vorliegender Betonfestigkeit;
- Das maximal aufnehmbare Moment M_u und die dazugehörige Rotation Θ_u mit dem Erreichen der Tragfähigkeit;
- Der plastische Momentenanteil M_{pl} und der plastische Rotationsanteil Θ_{pl} wie folgt: $M_{pl} = M_u - M_{el}$ und $\Theta_{pl} = \Theta_u - \Theta_{el}$

Tabelle 4.13 fasst die ermittelten Werte des Verhaltens beider Balken zusammen.

Tabelle 4.13: Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse

		Versuch Nr. 1	Versuch Nr. 2	Mittelwert
M_{el}	[kNm]	88,2	92,2	90,2
Θ_{el}	[mrad]	22,0	29,7	25,9
M_u	[kNm]	101,1	106,9	104,0
Θ_u	[mrad]	32,7	38,4	35,6
M_{pl}	[kNm]	12,9	14,7	13,8
Θ_{pl}	[mrad]	10,7	8,7	9,7

Die Berechnung der Momenten- und Rotationsanteile beider Balken lässt erkennen, dass bis zu einer resultierenden Vertikalkraft von ca. 87 % der Tragfähigkeit ein elastischer Zustand des Systems vorliegt; danach tritt eine plastischen Betonstauchung in der

Druckzone ein, die mit dem Erreichen der tatsächlichen Bruchstauchung des Betons das Versagen definiert.

Infolge der Durchbiegung der untersuchten Balken tritt eine Änderung der Vorspannkraft der Monolitzen ein. Hierbei werden die im Querschnitt oben liegenden Spannlitzen entlastet, während die untenliegenden Litzen eine Zunahme der Spannkraft erfahren. Abbildung 4.54 zeigt die Änderung der Spannkraft der Litzen, die mittels den Kraftmessdosen Nr. 1 bis 4 erfasst wurden, dargestellt in Abhängigkeit der jeweiligen vertikalen Zylinderkraft. Erkennbar ist, dass die untenliegenden Litzen eine deutliche Zunahme der Spannkraft mit der Steigerung der Vertikalkraft aufweisen. Im Mittel liegt eine Zunahme der Spannkraft von 15,6 % bzw. 17,3 % bis zum Erreichen der Tragfähigkeit vor. Die oben liegenden Spannlitzen hingegen werden vom Versuchsbeginn bis zum Erreichen der Tragfähigkeit der Bauteile im Mittel um 3,2 % bzw. 3,3 % entlastet.

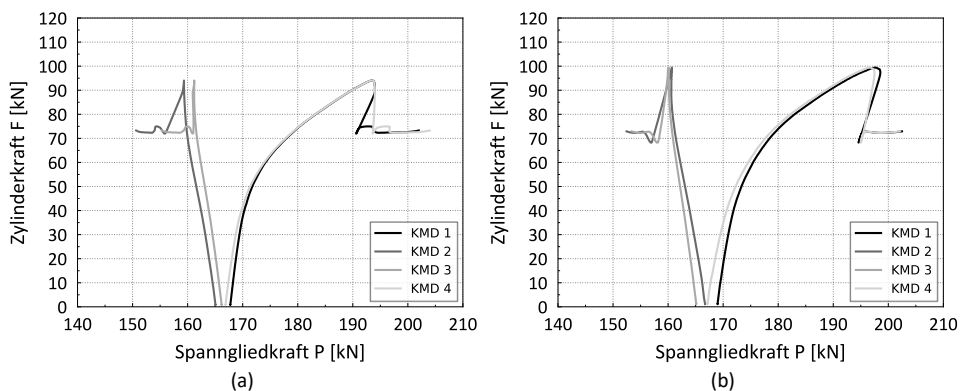


Abbildung 4.54 Gegenüberstellung der Spannkraftveränderungen in den Litzen in Abhängigkeit der Vertikalkraft: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2

Tabelle 4.14 fasst die Spannkräfte der Litzen beider Versuche am Punkt der Tragfähigkeit zusammen. Eine resultierende Zunahme der Gesamtspannkraft infolge der Beanspruchung des Trägers kann am Punkt der Tragfähigkeit zu 6,2 % bzw. 7,0 % angegeben werden.

Tabelle 4.14: Spannkkräfte der Monolitzen am Punkt der Tragfähigkeit

Versuch Nr.	KMD 1	KMD 2	KMD 3	KMD 4	Summe
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	159,3	161,2	193,4	193,4	707,4
2	160,7	160,1	197,6	196,6	715,0

Die höchste bei den Versuchen festgestellte Spannkraft einer Litze beträgt ca. 197 kN. Mit einer Festigkeit des vorliegenden Materials am Punkt der der 0,1 %-Dehngrenze zu 1742 MPa kann eine Kraft für den Beginn des Fließens von 261,3 kN errechnet werden. Folglich ist davon auszugehen, dass kein Fließen der Spannbewehrung stattfindet.

In Abbildung 4.55 sind die Messwerte der Wegaufnahme Nr. 5 bis 8 dargestellt, die die Fugenöffnung über die Höhe sowie die Fugenöffnung auf der Unterseite des Trägers erfassen (vgl. Abbildung 4.47).

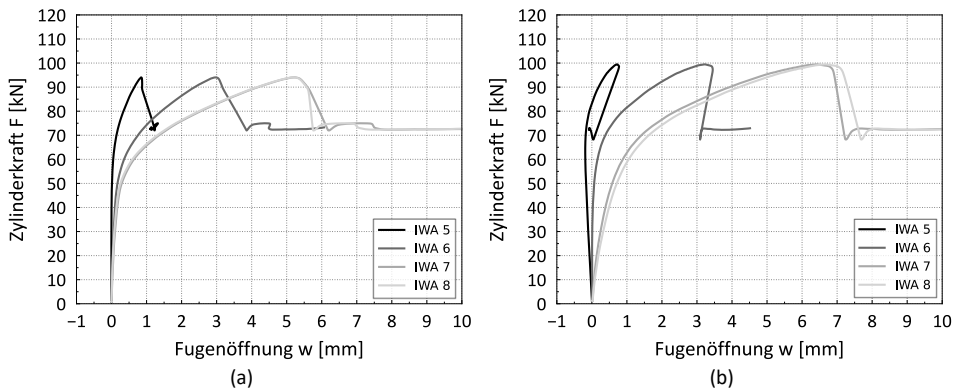


Abbildung 4.55 Gegenüberstellung der Fugenöffnung in Abhängigkeit der Vertikalkraft: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2

Die Messwerte der induktiven Wegaufnahme lassen erkennen, dass bei beiden Versuchen ab einer resultierenden Zylinderkraft von ca. 60 kN eine kontinuierliche Öffnung der Fuge bis zum Erreichen der Tragfähigkeit eintritt. Nach der Überschreitung des Dekompressionsmomentes tritt mit zunehmender Durchbiegung des Balkens eine rasche Öffnung der Fuge ein. Nach dem Erreichen der Tragfähigkeit tritt mit Beginn des

Abfalls der aufnehmbaren Kraft des Querschnitts bei beiden Versuchen eine schlagartige Öffnung der Fuge ein.

Aus den Messwerten der IWA 5 und 6 des ersten Versuches ist erkennbar, dass in den beiden Drittelpunkten der Fugenhöhe eine Öffnung der Fuge eintritt. Beim Erreichen der Tragfähigkeit beträgt die Öffnung der Fuge im oberen Drittelpunkt ca. 0,90 mm. Am unteren Drittelpunkt liegt an diesem Punkt eine Fugenöffnung von ca. 3,0 mm vor. Auf der Unterseite des Balkens messen die IWA 7 und 8 eine mittlere Öffnung der Fuge von ca. 5,3 mm am Punkt der Tragfähigkeit.

Der Wegaufnehmer Nr. 5 des zweiten Versuches lässt erkennen, dass im oberen Drittelpunkt der Fugenhöhe zunächst eine Stauchung des Betons auftritt, da hier ein negativer Weg gemessen wird. Erst ab einer Kraft von ca. 83 kN tritt eine Öffnung der Fuge an diesem Punkt der Querschnittshöhe ein. Beim Erreichen der Tragfähigkeit beträgt die Fugenöffnung ca. 0,8 mm an dieser Stelle. Im unteren Drittelpunkt der Querschnittshöhe liegt mit dem Erreichen der Tragfähigkeit eine Fugenöffnung von ca. 3,2 mm vor. Auf der Unterseite des Trägers kann eine mittlere Fugenöffnung von ca. 6,5 mm am Punkt der Tragfähigkeit festgestellt werden. Im Gegensatz zum ersten Versuch kann nach dem Erreichen der Tragfähigkeit ein kurzzeitiges Schließen der Fuge in den Drittelpunkten der Höhe festgestellt werden.

Abbildung 4.56 zeigt die Gegenüberstellung der gemessenen Betonstauchungen auf der Oberseite der Balken an den Stellen der applizierten Dehnmessstreifen entsprechend Abbildung 4.49.

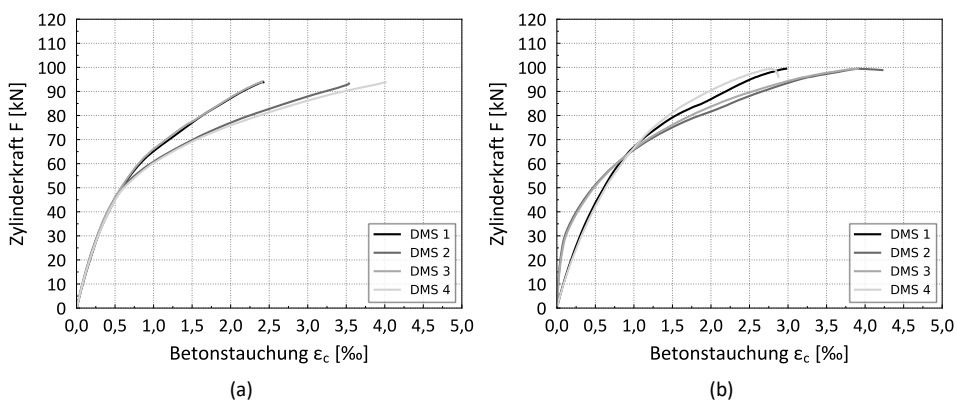


Abbildung 4.56: Gegenüberstellung der Betonstauchungen in Abhängigkeit der Vertikalkraft: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2

Aus den Messwerten des ersten Versuches kann abgeleitet werden, dass bis zu einer Kraft von ca. 50 kN eine gleichförmige Betonstauchung an den Messstellen vorliegt. Danach nimmt die Betonstauchung an den Stellen der beiden fugennahen Dehnmessstreifen mit der Zunahme der Vertikalkraft des Zylinders deutlich zu. Mit dem Erreichen der Tragfähigkeit beträgt die Betonstauchung an diesen Stellen im Mittel 3,8 ‰.

Beim zweiten Bauteilversuch hingegen kann im Messbereich der Dehnmessstreifen eine ungleichförmige Betonstauchung festgestellt werden. Mit Beginn der Wegaufbringung und der daraus resultierenden Zylinderkraft kann eine geringere Betonstauchung im fugennahen Bereich an den Stellen der DMS 2 und 3 im Vergleich zu den Stellen der DMS 1 und 4 festgestellt werden. Erst bei einer Kraft von ca. 65 kN kann eine deutliche Zunahme der Betonstauchung nahe der Fuge festgestellt werden. Mit dem Erreichen der Tragfähigkeit des zweiten vorgespannten Balkens liegt eine Betonstauchung von 3,9 ‰ in der Druckzone des Bauteils vor.

Abbildung 4.57 zeigt die absolute Betonstauchung in der Druckzone der Querschnitte sowie die Fugenöffnung über die Höhe der Querschnitte an den Messstellen der induktiven Wegaufnehmer und der Dehnmessstreifen. Die Betonstauchung in der Fuge wird dabei entsprechend der fugennah gemessenen Dehnungen angenommen. Die Fugenöffnungen sowie die Stauchungen sind hierbei beim Erreichen des 2,5 ‰-Kriteriums der Betonstauchung in grauer Farbe und beim Erreichen der Bruchstauchung des Betons bei den Versuchen in schwarzer Farbe als idealisierte lineare Verläufe zwischen den Messstellen dargestellt.

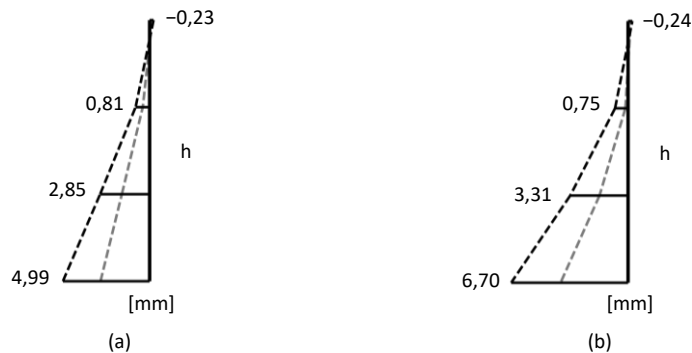


Abbildung 4.57: Gegenüberstellung der absoluten Dehnung und Fugenöffnung über die Querschnittshöhe: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2; Absolute Dehnung bei einer Betonstauchung von 2,5 ‰ (grau) und beim Erreichen der Bruchstauchung im Versuch (schwarz)

Unter der Annahme linearer Verläufe zwischen den Messstellen können für die beiden betrachteten Zustände die Druckzonenhöhen des jeweiligen Querschnitts errechnet werden. Die Druckzonenhöhen sind in Tabelle 4.15 zusammengefasst.

Tabelle 4.15: Ermittelte Druckzonenhöhen der Querschnitte unter Biegebeanspruchung

Versuch Nr.	Betonstauchung	
	2,5 ‰	Bruchstauchung
[-]	[mm]	[mm]
1	27,5	21,8
2	49,4	24,6

Die Druckzonenhöhe beträgt beim Erreichen des 2,5 ‰-Dehnungskriteriums im Mittel 38,5 mm. Danach wird die Dehnungsnulllinie bis zum Erreichen der Bruchstauchung im Mittel um 15,3 mm nach oben verschoben und beträgt dann im Mittel 23,2 mm.

Abbildung 4.58 zeigt den versagten Balken des zweiten Versuchs bei einer mittleren Durchbiegung von ca. 200 mm.



Abbildung 4.58: Verformter Versuchsbalken Nr. 2 mit der versagten Druckzone bei einer Durchbiegung von ca. 200 mm in Feldmitte am Versuchsende

Bei den experimentellen Untersuchungen kann als Versagensart bei beiden Balken ein Versagen der Betondruckzone festgestellt werden. Abbildung 4.59 zeigt die versagte Betondruckzone des zweiten untersuchten Balkens mit der Einblendung der auf die Bauteiloberfläche projizierten Lage der Zusatzelemente. Eine horizontale Rissbildung im Bereich der oberen Zusatzelemente ist infolge der Durchbiegung des Balkens und der Behinderung der Verformung durch die wesentlich steiferen Zusatzelemente zudem erkennbar.

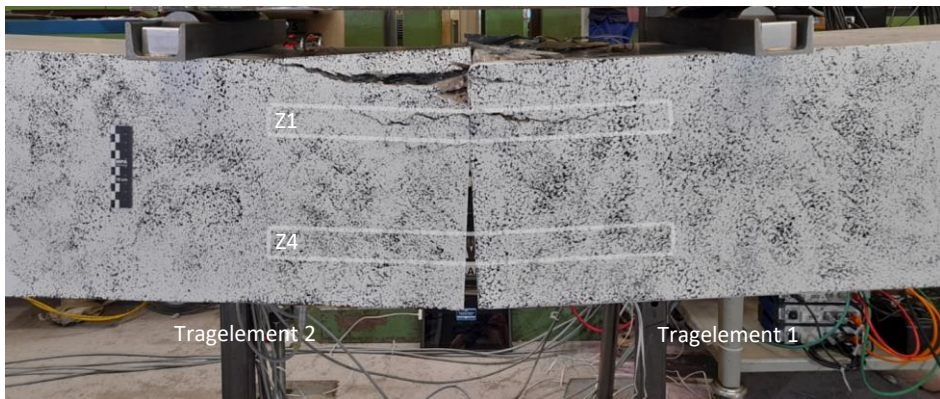


Abbildung 4.59: Ansicht des zweiten Balkens mit der versagten Druckzone und Kennzeichnung der projizierten Lage der Zusatzelemente

Abbildung 4.60 zeigt die Draufsicht auf das versagte Verbindungsdetail des ersten untersuchten Balkens. Unmittelbar im Bereich des zweiten Zusatzelementes ist ein Ausbruch mit einer Rissbildung in die Längsrichtung des Balkens erkennbar.

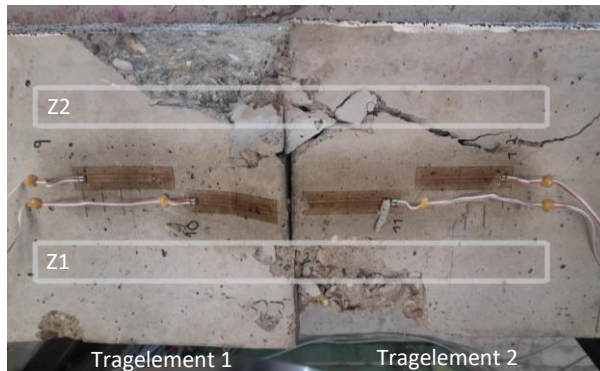


Abbildung 4.60: Draufsicht auf den ersten Balken mit der versagten Betondruckzone und Kennzeichnung der projizierten Lage der Zusatzelemente

4.4.5 Zwischenfazit

Bei der Herstellung der Tragelemente sowie beim Fügeprozess der Tragelemente zu Bauteilen konnten vor der Durchführung der experimentellen Untersuchungen Schwächen bei der praktischen Umsetzung der Verbindung detektiert werden. Die Untersuchung der Machbarkeit mit einer Validierung der Verbindung ist erforderlich, um wesentliche Anforderungen detaillierter spezifizieren zu können und damit eine Reproduzierbarkeit in der Verbindung beim praktischen Einsatz sicherzustellen. Die vorhandenen Abweichungen zwischen den Zusatzelementen und den Vertiefungen zur Montage zweier Tragelemente waren wesentlich größer als bei vorherigen Versuchsreihen mit dem doppelkonischen Zusatzelement. Die höchste Lageabweichung der einbetonierten Stahlrohre für den Einbau der Zusatzelemente betrug ca. 0,5 mm. Da bei diesen Untersuchungen vier Zusatzelemente zum Einsatz kamen und die Abweichungen der beteiligten Bauteile in einer Abhängigkeit zueinanderstehen, mussten die Außendurchmesser der Zusatzelemente nachgearbeitet werden, sodass eine Passgenauigkeit aller vier Zusatzelemente bestand. Hieraus ergab sich ein Spiel der Zusatzelemente im Mittel von ca. 0,68 mm. Die Nachbearbeitung und das Spiel der Verbindung sind grundsätzlich als nachteilig für den praktischen Fertigungsprozess zu bewerten. Hieraus folgt, dass für die Serienfertigung von Tragelementen noch präzisere Schalungen für die Positionierung der Stahlrohre bzw. Vertiefungen erforderlich sind und ein Ausgleich von Abweichungen zur Sicherstellung der Passgenauigkeit vorteilhaft ist.

Zudem konnte in der experimentellen Versuchsreihe das Biegetragverhalten der vorgespannten Bauteile untersucht werden. Bei den Biegeversuchen war eine rasche Öffnung der Fuge nach dem Überschreiten des Dekompressionsmomentes beobachtbar. Bei beiden Balken kann ein Versagen der Druckzone als Versagensart festgestellt werden. Nach dem Erreichen der Tragfähigkeit kann ein Kraftabfall beobachtet werden. Trotz versagter Druckzone ist aufgrund der weiterhin bestehende Biegetragfähigkeit der Zusatzelemente, die sich in den Stahlrohren befinden, eine hohe Resttragfähigkeit, die im Mittel ca. 74 % der Tragfähigkeit beträgt, bis zu einer Durchbiegung von ca. 200 mm feststellbar. Es besteht folglich nach dem Erreichen der Tragfähigkeit der vorgespannten Zusatzelementbalken eine sehr hohe Verformungsfähigkeit des Systems.

Die bei der Montage und den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse lassen auf ein hohes Potenzial für die weitere Entwicklung einer einheitlichen Schnittstelle bestehend aus vier Zusatzelementen schließen. In den nachfolgenden numerischen Untersuchungen soll daher der Einfluss der Verbindung auf das Biegetragverhalten sowie das Tragverhalten unter Schubbeanspruchung detailliert untersucht werden. Hierbei sind die wesentlichen Parametern für eine rechnerische Modellbildung zu untersuchen.

5 Numerische Untersuchungen

Die in dieser Arbeit durchgeführten numerischen Simulationen haben zum einen das Ziel, die experimentellen Untersuchungen nachzurechnen und Größen zu analysieren, die messtechnisch nicht erfasst werden konnten, und zum anderen, die vorgestellten Verbindungen weiter zu untersuchen, um das Tragverhalten der gefügten Bauteile unter weiteren Einwirkungen zu verstehen und eine Grundlage für ein rechnerisches Nachweismodell zu erarbeiten.

Bei den numerischen Untersuchungen werden zunächst die Verifikation und Validierung der Simulationsmodelle entsprechend den Versuchen durchgeführt. Die Verifizierung der Berechnungsmodelle erfolgt aufgrund fehlender analytischer Ergebnisse überwiegend über Plausibilitätskontrollen der Simulationsergebnisse. Hierdurch können Modellfehler oder -ungenauigkeiten festgestellt, die Abweichungen bewertet und eine ausreichende Qualität der Ergebnisse sichergestellt werden. Die Validierung der verifizierten Modelle erfolgt dann anhand eines Vergleichs der experimentellen und numerischen Ergebnisse. Die verifizierten und validierten Modelle bilden insbesondere eine Grundlage für weiterführende Parameterstudien zur Verbindung der zweiten vorgestellten Schnittstelle dieser Arbeit.

5.1 Simulation der Bauteilversuche und weiterführende Parameterstudien

Für die numerischen Simulationen kommt die Software Abaqus des Entwicklers Simulia/Dassault Systèmes mit den Versionen Abaqus/CAE von 2020 bis 2022 zum Einsatz. Das dreidimensionale Finite-Element-Programm ermöglicht zur realitätsnahen Abbildung des nichtlinearen Materialverhaltens von Werkstoffen die Implementierung von spezifischen Materialmodellen bei der Simulation. Neben materiellen Nichtlinearitäten führen auch Kontaktprobleme zu Nichtlinearitäten im Berechnungsmodell. Für die Lösung der nichtlinearen Probleme kommt der explizite Solver zum Einsatz, bei dem kein globales Gleichgewicht nach jedem Berechnungsschritt, wie bei der impliziten Berechnung durchgeführt wird. Durch die Wahl einer geringen Zeitschrittweite können bei der Simulation so ausreichend genaue Ergebnisse erzielt werden. Die explizite Lösung ohne das Erfordernis von Iterationen im Berechnungsprozess ermöglicht im Vergleich zu impliziten Verfahren mit der zusätzlichen

Verwendung einer Masseskalierung eine geringere Rechenzeit für die Lösung der vorliegenden quasi-statischen Probleme. Außerdem können Kontaktprobleme bei der expliziten Lösung mit geringerem rechnerischen Aufwand behandelt werden [1].

Abaqus ermöglicht die Berücksichtigung des Verhalten von Beton unter Zug- und Druckbeanspruchung zur Abbildung realer Spannungs- und Dehnungszustände u. a. über das bereits beschriebene CDP-Modell. Der Kontakt zwischen den Oberflächen verschiedener Körper sowie der Eigenkontakt eines Körpers können durch verschiedene Modelle berücksichtigt werden. In den folgenden Beschreibungen werden alle Parameter der Berechnungen mit einer Unterteilung in numerische Simulationsreihen analog zu den experimentellen Versuchsreihen aufgeführt.

5.1.1 Kontaktverhalten der Verbindung zur ersten Schnittstelle unter Schubbeanspruchung

Um das Kontaktverhalten zwischen dem Zusatzelement aus Stahl und den Bauteilen aus UHPC unter Schubbeanspruchungen auf Konfigurationen mit anderen Parameterwerten übertragen zu können sowie Größen zu analysieren, die im Versuch nicht ermittelt wurden bzw. nicht messbar waren, erfolgt zunächst die Simulation der dazugehörigen experimentellen Untersuchungen (vgl. Abschnitt 4.2). Das Ziel der durchgeführten numerischen Studie ist die Erforschung des Einflusses der Form des Zusatzelementes, maßgeblich des beschriebenen planmäßigen Spaltes, auf den Kontakt zwischen dem Zusatzelement und den Betonbauteilen unter Schubbeanspruchung.

5.1.1.1 Numerisches Modell und Diskretisierung

Für die Modellierung der Bauteile zur Simulation der durchgeführten Schubversuche wird eine dreidimensionale Diskretisierung gewählt. Zum Einsatz kommen aufgrund der komplexen Geometrie der Betonbauteile und des Zusatzelementes lineare Tetraeder-Elemente (4 Knoten; C3D4) mit einem Integrationspunkt, die grundsätzlich eine zu hohe Steifigkeit aufweisen jedoch bei sehr feiner Vernetzung eine ausreichend genau Näherung des Verhaltens liefern [1]. Die Größe des FE-Netzes wird für die Betonbauteile zu 15 mm an den Außenflächen und zu 6 mm in den Stoßflächen sowie in den Vertiefungen unter Anwendung des Standardalgorithmus für die Vernetzung in Abaqus gewählt (vgl. Abbildung 5.2). Für das Zusatzelement wird ebenfalls eine FE-Netzgröße von 6 mm angewendet. Elemente C3D8R mit einer reduzierten Integration und einer Größe von 25 mm werden für die angrenzenden Bauteile (Stahlplatten) zur Abbildung des Versuchsstandes gewählt. Eine Darstellung des diskretisierten Modells kann

Abbildung 5.2 entnommen werden. Die Abmessungen der Bauteile sind entsprechend den Maßen der Bauteile bei den experimentellen Untersuchungen (vgl. Abbildung 4.17, Abbildung 4.21) gewählt.

Für die Implementierung des Materialverhaltens des UHPC wurde das CDP-Modell angewendet. Nachfolgende Tabelle 5.1 fasst die allgemeinen Parameter des Materialverhaltens zusammen.

Tabelle 5.1: Allgemeine Parameter des CDP-Modells

Dilatanzwinkel	Exzentrizität	Verhältnis der zweiaxialen zur einaxialen Festigkeit	Konstante
ψ	ε	$\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$	K_c
[°]	[-]	[-]	[-]
30	0,1	1,10	0,667

Der E-Modul des Betons wird entsprechend dem experimentell ermittelten Wert zu 74 590 MPa gewählt; die Querdehnzahl wird gemäß den Informationen des Betonherstellers [41] zu 0,20 angenommen.

Das Verhalten des UHPC unter Druckbeanspruchung konnte experimentell nicht bestimmt werden; jedoch liegt die Druckfestigkeit des Betons aus eigenen Untersuchungen vor. Das Materialverhalten für den Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung mit einer Druckfestigkeit von 145 MPa wird gemäß Abbildung 5.1a angenommen. Zur Abbildung des Verhaltens von ultra-hochfestem Beton unter einaxialer Zugbeanspruchung wird für die numerischen Studien ein modifiziertes Spannungs-Rissöffnungsmodell basierend auf eigenen Untersuchungen angewendet. Abbildung 5.1b zeigt das angepasste Modell nach HORDIJK für die Berücksichtigung des Spannungs-Rissöffnungsverhaltens. Nachfolgende Tabelle fasst die Parameter des Modells für die Implementierung des Zugverhaltens zusammen. Der Parameter b_t des CDP-Modells zur Berechnung des Schadensparameters im Zugbereich wird aus den eigenen Untersuchungen näherungsweise zu 0,965 gewählt. Der Parameter b_c für die Berechnung der Schädigung im Druckbereich wird entsprechend [93] zu 0,70 angenommen.

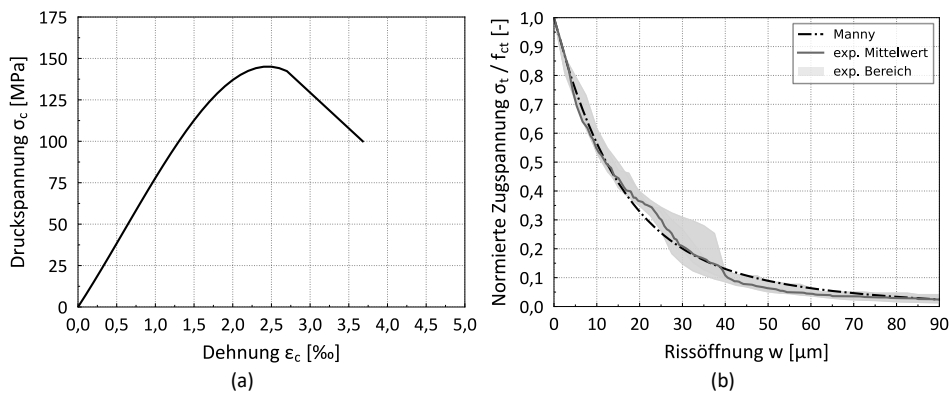


Abbildung 5.1: Materialverhalten des UHPC für die numerische Simulation: (a) Spannungs-Dehnungsverhalten unter Druckbeanspruchung und (b) normierte Spannungs-Rissöffnungsbeziehung unter Zugbeanspruchung

Tabelle 5.2 fasst die Parameterwerte für die Beschreibung des Verhaltens unter Zugbeanspruchung zusammen.

Tabelle 5.2: Gewählte Parameter für das angepasste Modell nach HORDIJK

Rissbreite	Zugfestigkeit	Beiwert	Beiwert
w_c	f_{ct}	C_1	C_2
[mm]	[MPa]	[-]	[-]
0,180	8,80	3,00	10,34

Für das Zusatzelement, hergestellt aus der Chrom-Molybdän-Legierung 42CrMo4, werden ein E-Modul von 200 000 MPa, eine Querdehnzahl von 0,3 und eine Streckgrenze von 850 MPa entsprechend den Angaben des Lieferanten gewählt. Die Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens für die verwendete Legierung ist ausreichend, da zur Vermeidung plastischer Verformungen im Versuch bewusst eine Überfestigkeit des Materials gewählt wurde und keine plastischen Deformationen bei den experimentellen Untersuchungen festgestellt werden konnten. Die weiteren Stahlbauteile des Modells werden mit einem E-Modul von 200 000 MPa und einer Querdehnzahl von 0,30 sowie einem linear elastischem Verhalten abgebildet.

Der Kontakt zwischen den Betonoberflächen ist in die Normalenrichtung als „harter“ Kontakt definiert. In die tangential Richtung werden zur Abbildung des Reibungsverhaltens mittels dem sogenannten *Penalty*-Kontaktmodell die aus den experimentellen Untersuchungen ermittelten Reibungskoeffizienten gewählt. Bei einer Druckbeanspruchung kann über den vorliegenden Kontakt Kraft übertragen werden. Tritt Zug im Kontaktbereich auf, öffnet sich die Fuge zwischen den Körpern und es wird keine Kraft übertragen. Darüber hinaus erfolgt die Berücksichtigung einer effektiven elastischen Steifigkeit unter Schubbeanspruchung des Kontaktes (engl. *elastic slip stiffness*) basierend auf den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen.

Der Kontakt zwischen den Betonbauteilen und dem Zusatzelement sowie den modellierten Bauteilen für die Abbildung der Lagerung aus Stahl wird ebenfalls als harter Kontakt in die Normalrichtung definiert. In die tangential Richtung wird für den Kontakt von Beton zu Stahl ein konstanter Reibungskoeffizient von 0,4 gewählt. Die Lagerung zwischen dem oberen Betonbauteil und der oberen Stahlplatte wird aufgrund des beim Versuch eingesetzten Doppelrollenlagers als reibungsfreie Lagerung angenommen; die Lagerung der Bauteile kann ebenfalls Abbildung 5.2 entnommen werden.

Die Aufbringung der Beanspruchungen auf die Probekörper erfolgt analog den beiden Schritten des experimentellen Versuchsprogramms. Im ersten Schritt wird eine Normalspannung σ_n als Druckspannung in die untere Platte des Modells eingeleitet. Anschließend erfolgt die horizontale Wegaufbringung u' über eine Platte, der die beschriebenen Kennwerte für Stahl zugewiesen sind. Für die Messung der Relativverschiebung des oberen Betonkörpers werden zwei Bezugspunkte analog zu den Messstellen der induktiven Wegaufnehmern der experimentellen Untersuchungen gewählt, die in Abbildung 5.2 dargestellt sind.

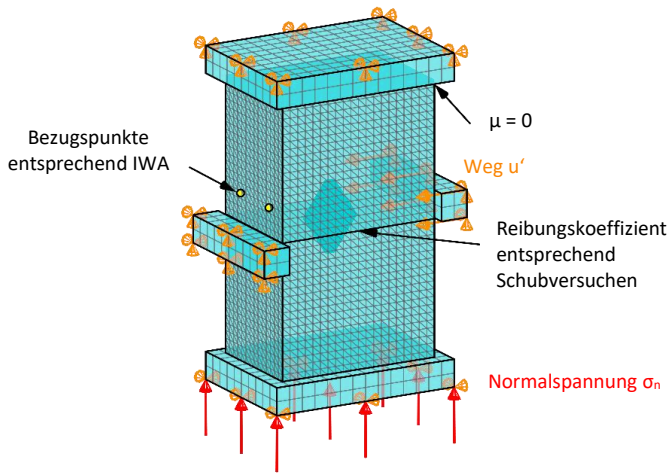


Abbildung 5.2: Aufbau des Modells für die numerische Simulation

5.1.1.2 Verifikation des Modells

Eine Verifikation des Simulationsmodells ist erforderlich, um feststellen zu können, ob die gewählten Parameterwerte sowie das eingesetzte Lösungsverfahren ein ausreichend genaues Ergebnis liefern. Da für den Vergleich der Simulationsergebnisse keine vollständigen analytischen Ergebnisse vorliegen, wird das ermittelte Verhalten der numerischen Simulationen auf Plausibilität überprüft. Zudem erfolgt ein Vergleich des numerisch ermittelten Reibungsanteils der Stoßflächen mit den Eingabewerten des Reibungsverhaltens, um die Genauigkeit der simulierten Haften- und Gleitvorgänge vor der Aktivierung des Zusatzelementes zu beurteilen.

Abbildung 5.3 zeigt das numerisch ermittelte Kraft-Verschiebungsverhalten des oberen Betonkörpers mit den beiden betrachteten Normalspannungen und dem jeweiligen Reibungsanteil nach dem Coulombschen Reibungsgesetz unter Berücksichtigung der gewählten Kontaktsteifigkeit bei Schubbeanspruchung, die aus den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen abgeleitet werden kann.

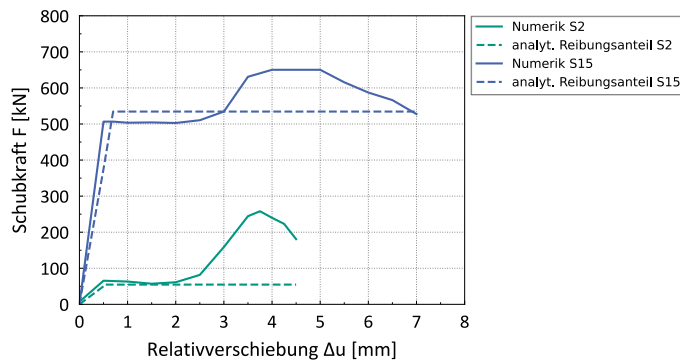


Abbildung 5.3: Vergleich der analytischen Reibungsanteile mit den Simulationsergebnissen des Kraft-Verschiebungsverhaltens der Verbindung

Aus den beiden Simulationsergebnissen kann zunächst gefolgert werden, dass das Modell in tangentialer Richtung eine höhere Kontaktsteifigkeit aufweist, als über die Eingabeparameter festgelegt wurde. Tabelle 5.3 fasst die Eingabewerte und Ergebnisse der Simulationen für die Steifigkeit des Kontaktes unter Schubspannung zusammen.

Tabelle 5.3: Gegenüberstellung der Steifigkeiten aus der Eingabe und der Berechnung

Normalspannung	Eingabewert der Steifigkeit	Numerisch ermittelte Steifigkeit	Fehler
[MPa]	[N/mm]	[N/mm]	[%]
2,0	100 000	125 888	+25,9
15,0	750 000	1 013 149	+35,1

Die in Tabelle 5.3 angegebenen Fehler der Steifigkeit zwischen der Eingabe und dem numerischen Ergebnis sind im Wesentlichen auf die gewählten C3D4-Tetraeder-Elemente zurückzuführen, die grundsätzlich eine zu hohe Steifigkeit aufweisen. Darüber hinaus kann eine Abweichung zwischen den Simulationsergebnissen und den Gleitreibungskräften entsprechend dem zugrundeliegenden Modell festgestellt werden. Eine Gegenüberstellung der Gleitreibungskräfte kann Tabelle 5.4 entnommen werden.

Tabelle 5.4: Gegenüberstellung der Gleitreibungskräfte aus der Analytik und der Numerik

Normalspannung	Analytische Gleitreibungskraft	Numerisch ermittelte Gleitreibungskraft	Fehler
[MPa]	[kN]	[kN]	[%]
2,0	55,9	65,5	+17,2
15,0	534,5	506,6	-5,2

Das Verhalten des Modells kann als zutreffend und die ermittelten Abweichungen als annehmbar bewertet werden. Die ermittelten Ergebnisse sind zufriedenstellend und für die weitere Analyse des Kontaktverhaltens zwischen Zusatzelement und Beton ausreichend genau. Eine Korrektur des Modells ist nicht erforderlich. Die FE-Netzgröße in den relevanten Bereichen des Simulationsmodells entspricht dem Größtkorn resp. der größten Inhomogenität des Betons. Eine geringere Größe der Elemente führt zu einer Erhöhung der Rechenzeit ohne eine Verbesserung der Qualität des Simulationsergebnisses. Aufgrund der komplexen Geometrie der Bauteile würde eine Vergrößerung der Elemente jedoch zu verzerrten Elementen und damit zu einem ungenauen Berechnungsergebnis führen.

5.1.1.3 Validierung des Modells

Für die Validierung des numerischen Modelles werden die experimentellen Ergebnisse den Ergebnissen aus den Simulationen gegenübergestellt. Abbildung 5.4 zeigt den Vergleich des experimentellen und numerischen Kraft-Verschiebungsverhaltens des oberen Betonkörpers.

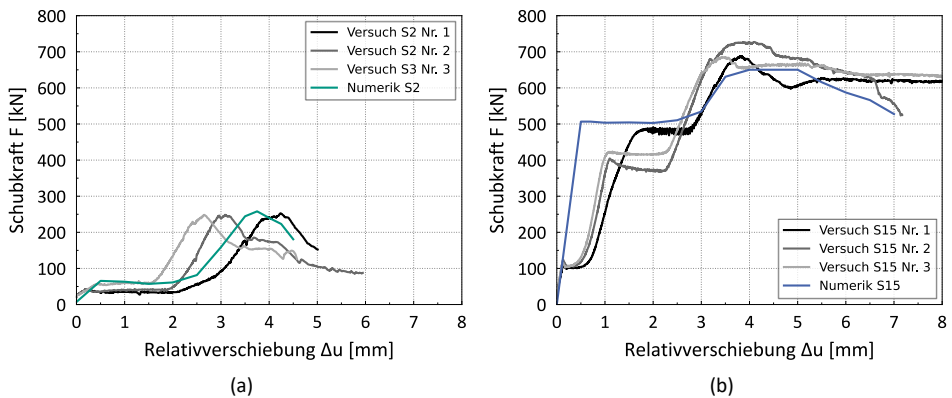


Abbildung 5.4: Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse der Verbindung unter Schubbeanspruchung mit den Kraft-Verschiebungsverläufen: (a) Serie S2, (b) Serie S15

Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass das tatsächliche Kraft-Verschiebungsverhalten mittels numerischer Simulation näherungsweise gut abgebildet werden kann. Da das gewählte Reibungsgesetz mit der dazugehörigen Formulierung bei der Simulation das tatsächliche Reibungsverhalten nicht ausreichend genau abbilden kann, besteht in den Phasen des Haftens und Gleitens der Stoßflächen eine teilweise deutliche Diskrepanz zwischen dem numerisch und experimentell ermittelten Verhalten; insbesondere bei der Serie S15 ist diese Abweichung erkennbar. Für die Analyse des Tragverhaltens der Verbindung spielt die anfängliche Abbildung des Kontakt- und Reibungsverhaltens jedoch eine untergeordnete Rolle, weshalb die vorhandenen Abweichungen im Verhalten als tolerabel angenommen werden können. Im weiteren Verlauf des numerischen Kraft-Verschiebungsverlaufs kann für beide Serien eine gute Übereinstimmung mit dem experimentellen Verhalten festgestellt werden. Die Kraftübertragung über das Zusatzelement kann folglich mittels numerischer Simulation gut abgebildet werden. Das Nachbruchverhalten kann nach dem Überschreiten der Tragfähigkeit nur teilweise gut erfasst werden, wobei zu erwähnen ist, dass das Nachbruchverhalten für die folgende Analyse des Kontaktverhaltens zwischen dem Zusatzelement und den Betonbauteilen bis zum Erreichen der Tragfähigkeit von keiner Relevanz ist.

Tabelle 5.5 fasst die Ersatzsteifigkeiten vom Beginn der Kraftübertragung über das Zusatzelement bis zum Erreichen der Tragfähigkeit der Verbindung entsprechend den experimentellen Untersuchungen zusammen und stellt sie der numerisch ermittelten Steifigkeit gegenüber.

Tabelle 5.5: Gegenüberstellung der Ersatzsteifigkeiten aus den Versuchen und der Numerik

Wirkende Normalspannung	Mittlere Experimentelle Ersatzsteifigkeit	Numerisch ermittelte Ersatzsteifigkeit	Fehler
[MPa]	$\cdot 10^3$ [N/mm]	$\cdot 10^3$ [N/mm]	[%]
2,0	153,9	162,8	+5,8
15,0	277,6	235,6	-15,1

Für die Serie S2 ist erkennbar, dass die numerische Ersatzsteifigkeit der Verbindung im Vergleich zum Mittelwert der experimentell bestimmten Steifigkeit eine Abweichung von +5,8 % aufweist, die in Tabelle 5.5 als Fehler angegeben ist. Für die Serie S15 mit einer wirkenden Normalspannung von 15 MPa in der Querschnittsfläche ist eine Abweichung von -15,1 % zwischen den experimentellen und numerischen Ergebnissen in Bezug auf die Steifigkeit in die betrachtete Beanspruchungsrichtung feststellbar. Der Fehler des numerischen Modells ist u. a. auf die Wahl der Elemente sowie die Annahme eines homogenen Materials ohne Streuung der Materialkennwerte bei der numerischen Untersuchung zurückzuführen. Die errechneten Fehler sind annehmbar und lassen eine Verwendung des numerischen Modells ohne Änderung der gewählten Parameterwerte für die weitere Simulation zu. Folglich können Aussagen zum Kontaktverhalten sowie näherungsweise zur Spannungsverteilung bzw. Pressung zwischen den Betonkörpern und dem Zusatzelement innerhalb des Intervalls der beiden betrachteten Normalspannungen gemacht werden. Im nachfolgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der bereits vorgestellten Simulationen mit den Ergebnissen einer Parameterstudie verglichen.

5.1.1.4 Parameterstudie

Bei den experimentellen Untersuchungen wurde ein planmäßiger Spalt zwischen dem Zusatzelement und den Betonbauteilen gewählt, um ein fugennahes Versagen der Betonkörper zu vermeiden und eine vollständige Aktivierung der Oberfläche mit einer möglichst gleichförmigen Kontaktpressung des Zusatzelementes sicherzustellen. Bei den experimentellen Untersuchungen konnte ein vollflächiger Kontakt zwischen den Zusatzelementen und den Vertiefungen der Betonkörper unter einer Schubbeanspruchung und ein Spaltzugversagen der Probekörper ohne das Eintreten lokaler Betonabplatzungen nahe der Fuge festgestellt werden. Mittels numerischer Simulationen soll der Einfluss des planmäßigen Spaltes und dessen Größe auf das Tragverhalten sowie das Versagen untersucht werden. Hierzu werden in einer

numerischen Parameterstudie die planmäßige Spaltgröße s und die einwirkende Normalspannung variiert. Auf die Berücksichtigung eines Toleranzspaltes wird verzichtet und damit die bestmögliche Einbausituation abgebildet. Abbildung 5.5 zeigt die numerisch ermittelten Kraft-Verschiebungsverläufe.

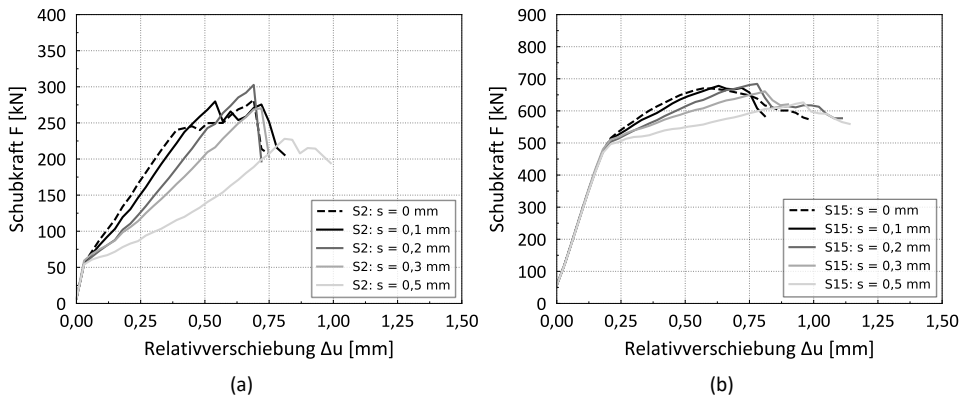


Abbildung 5.5: Kraft-Verschiebungsverhalten der Verbindung mit einer Variation des Spaltes s : (a) Serie S2, (b) Serie S15

Für beide untersuchten Normalspannungen ist der Einfluss der berücksichtigten Spaltgröße auf das Tragverhalten erkennbar. Bei den Simulationen mit einer Normalspannung von 2 MPa kann nach dem Haften bzw. mit dem Beginn des Gleitens der Stoßflächen der Betonbauteile bei einer Kraft von ca. 60 kN die Kraftübertragung über das Zusatzelement im abgebildeten Verlauf festgestellt werden. Grundsätzlich kann mit zunehmender Größe des Spaltes eine Reduktion der Steifigkeit der Verbindung festgestellt werden. Außerdem kann beobachtet werden, dass das Eintreten erster Schädigungen unter Schubbeanspruchung und einem daraus folgenden Abflachen des Verlaufs abhängig von der Spaltgröße ist. Für den Fall ohne Spalt ($s = 0 \text{ mm}$) ist ab einer Kraft von ca. 250 kN eine erste Änderung im Verlauf erkennbar. Von dieser Änderung im Verlauf bis zum Erreichen der Tragfähigkeit in Höhe von ca. 280 kN liegt dann eine wesentlich geringere Steifigkeit der Verbindung vor. Das Abflachen des Verlaufs ist auf eine fortschreitende Schädigung des Betons im fugennahen Bereich zurückzuführen. Schlussendlich tritt ein Spaltzugversagen in den Betonkörpern ein. Abbildung 5.6a zeigt die berechnete Spannungsverteilung im Längsschnitt des Modells bei einer Normalspannung von 2 MPa ohne Berücksichtigung eines Spaltes unmittelbar vor dem Eintreten der ersten Betonschädigung, die zu einer Änderung der Steifigkeit der Verbindung führt. Erkennbar ist, dass am fugennahen Rand der Vertiefung eine

Spannungskonzentration vorliegt. Bis zum Erreichen der Tragfähigkeit tritt die beschriebene fortschreitende Schädigung im fugennahen Bereich ein, die zudem in Abbildung 5.7 dargestellt ist. Ein Versagen der Betonkante auf Druck infolge der Kontaktpressung ist erkennbar.

Bei einer Normalspannung von 2 MPa und einer Spaltgröße von 0,2 mm tritt entsprechend Abbildung 5.7 kein Betondruckversagen infolge der Pressung nahe der Fuge im Kontaktbereich zwischen Zusatzelement und Betonbauteil ein. Als Versagensart kann mit dem Erreichen der Tragfähigkeit ein schlagartiges Spaltzugversagen mit einer Rissbildung entlang des Körpers in die Schubrichtung beobachtet werden. Abbildung 5.6b zeigt die dazugehörige Spannungsverteilung in die Schubrichtung, die unmittelbar vor dem Eintreten der ersten Schädigung im Beton vorliegt. Erkennbar ist, dass im Vergleich zur Ausführung ohne Spalt keine punktuelle Spannungskonzentrationen nahe der Stoßebene im Vertiefungsbereich auftritt.

Für einer Spaltgröße von mehr als 0,2 mm kann eine deutliche Reduktion der Steifigkeit der Verbindung festgestellt werden (vgl. Abbildung 5.5a). Das ermittelte Kraft-Verschiebungsverhalten bei einer Spaltgröße von 0,5 mm weicht deutlich von den Verläufen der durchgeführten Berechnungen mit geringeren Spaltgrößen ab. Bis zu einer Relativverschiebung von ca. 0,8 mm kann eine kontinuierliche Zunahme der aufnehmbaren Schubkraft festgestellt werden, gefolgt von einem kurzen Abfall der Kraft und einem anschließend abgeflachten Verlauf. Aus Abbildung 5.6c mit der dazugehörigen Spannungsverteilung in die Schubrichtung kann unmittelbar vor dem ersten Abflachen des Kraft-Verschiebungsverlaufs abgeleitet werden, dass kleinere Kontaktflächen zwischen dem Zusatzelement und den Betonbauteilen im Vergleich zu den Untersuchungen mit geringeren Spaltgrößen vorliegen. Das Versagen des oberen Betonkörpers findet aufgrund dieser Spannungskonzentration bereits bei einer geringen resultierenden Kraft statt.

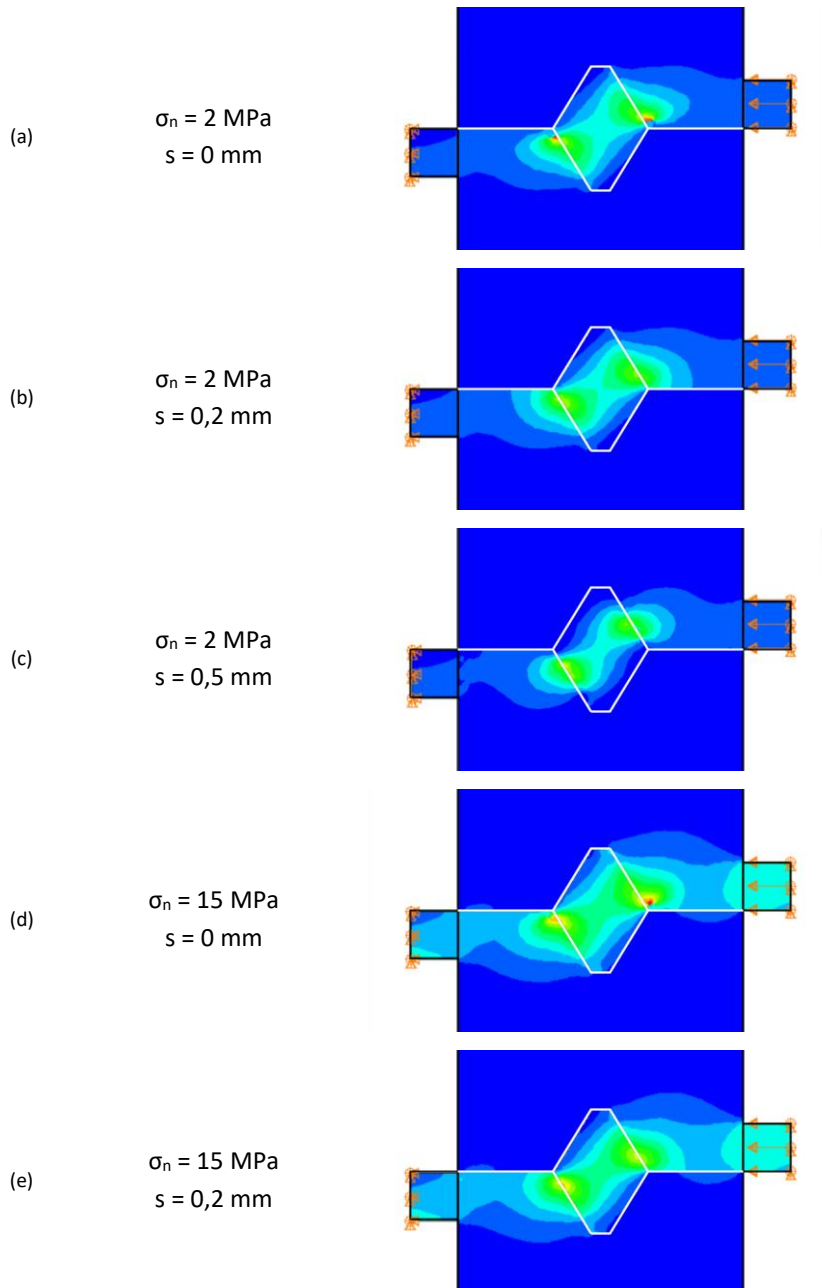


Abbildung 5.6: Spannungsverteilung in die Schubrichtung unmittelbar vor dem Erreichen der ersten Schädigung, Schnitt durch das Modell: (a), (b), (c) Serie S2; (d), (e) Serie S15; (rot: 150 MPa, blau: 0 MPa, linearer Gradient)

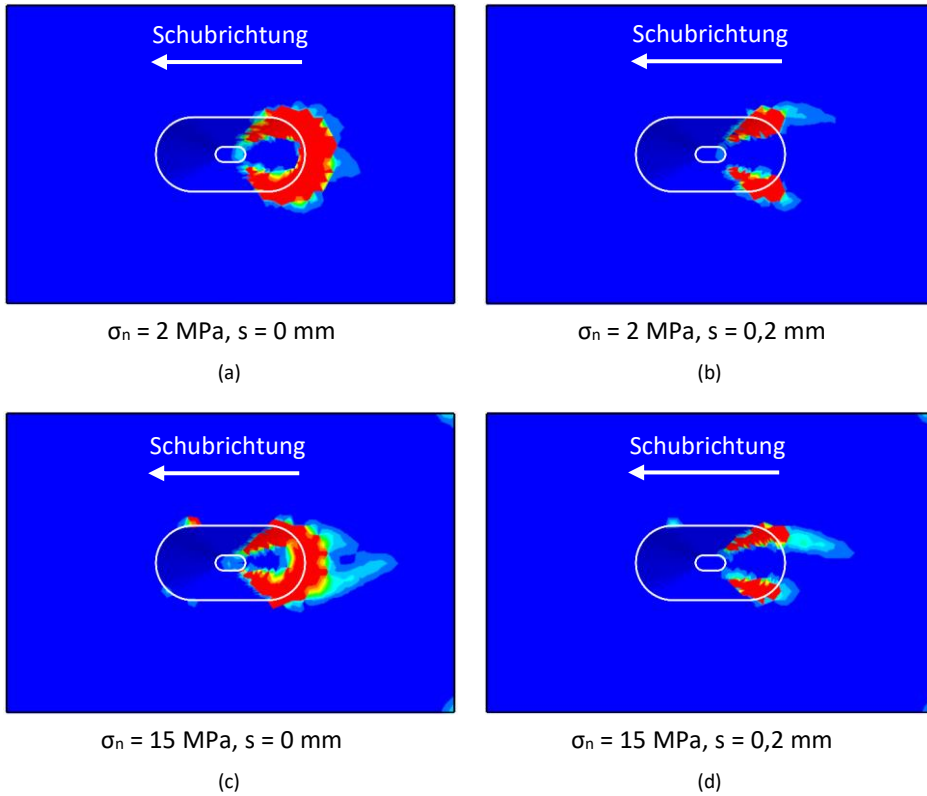


Abbildung 5.7: Gegenüberstellung der Schädigungen des oberen Betonkörpers: (a) und (b) Druckschädigung im Beton bei einem aufgebrachten Weg von 0,64 mm, (c) und (d) Druckschädigung bei einem aufgebrachten Weg von 0,76 mm; (rot: $d_c = 0,95$, blau: $d_c = 0$; linearer Gradient)

Die Kraft-Verschiebungsverläufe der Simulationen mit einer Normalspannung von 15 MPa zeigen zunächst, dass bis zu einer Kraft von ca. 500 kN unabhängig von der Spaltgröße ein sehr ähnliches Verhalten festgestellt werden kann. Bis zum Erreichen dieser Kraft liegt ein Haften der Stoßflächen vor. Mit dem Beginn des Gleitens der Körper findet dann auch der Beginn der Kraftübertragung über das Zusatzelement statt. Unter der erhöhten Normalspannung kann im Vergleich zu den Simulationsergebnissen der Reihe S2 ein geringerer Einfluss der Spaltgröße auf die Steifigkeit und das Kontaktverhalten festgestellt werden. Die numerische Berechnung zeigt für die Ausführung der Verbindung ohne Berücksichtigung eines planmäßigen Spaltes eine resultierende maximale Schubkraft in Höhe von ca. 670 kN. Für die Ausführung mit einer

Spaltgröße von 0,2 mm kann hingegen eine Kraft von näherungsweise 685 kN aufgenommen werden. Die dazugehörigen Spannungsverteilungen in die Schubrichtung in Abbildung 5.6 zeigen, dass auch unter der Normalspannung in Höhe von 15 MPa eine Spannungskonzentration nahe der Fuge durch die Einführung eines planmäßigen Spaltes vermieden werden kann. Darüber hinaus wird aus der Druckschädigung entsprechend Abbildung 5.7 ersichtlich, dass die Berücksichtigung des planmäßigen Spaltes zu 0,2 mm auch bei der vorgenannten Normalspannung zur Vermeidung eines fugennahen Betonkantenausbruchs führt.

Schlussendlich kann bei allen Simulationen nach dem Überschreiten der aufnehmbaren Schubkraft des Querschnitts eine plastische Deformation beobachtet werden, die einem Spalten der Betonbauteile in die Längsrichtung der Bauteile entspricht.

5.1.1.5 Zwischenfazit

Die numerischen Berechnungen lassen eine Betrachtung des Kontaktverhaltens zwischen dem Zusatzelement und den Betonbauteilen über die gesamte simulierte Zeit und damit auch die gesamte Aufbringung des Weges zu. Insbesondere der Beginn der Schädigung und das Versagen der Verbindung können analysiert sowie die Stellen des Schädigungsbeginns lokalisiert werden. Bei den experimentellen Untersuchungen ist der Beginn der Schädigung in den Vertiefungen der Betonkörper nicht erkennbar, da diese Bereiche während den Versuchen nicht einsehbar sind. Die Ergebnisse der Simulationen zeigen auf, dass ein sprödes Versagen der unbewehrten Betonkörper eintritt, womit die Beobachtungen der experimentellen Untersuchungen bestätigt werden können. Der Kontakt zwischen dem Zusatzelement und den Betonkörpern wird mittels numerischer Simulation gut erfasst. Abschließend kann bestätigt werden, dass ein Spaltzugversagen des Betons infolge der Pressung zwischen Zusatzelement und Betonoberfläche die Ursache für das Versagen unter den beiden betrachteten Normalspannungen ist.

Bei einer numerischen Studie zum Kontaktverhalten zwischen dem lose eingesetzten Zusatzelement zur Schubkraftübertragung und zwei trocken gestoßenen Betonbauteilen wurden die Normalspannung sowie die Größe eines planmäßigen Spaltes variiert. Der planmäßige Spalt, der sich zu den Enden des Zusatzelementes hin verjüngt, führt unter Schubbeanspruchung zu einer Reduktion der Spannungskonzentration nahe der Fuge und ermöglicht damit die Steuerung des Versagensbeginns der unbewehrten Probekörper. Das Ergebnis der Parameterstudie ist, dass ab einer planmäßigen Spaltgröße von 0,2 mm kein fugennahes Betondruckversagen eintritt, sondern das Versagen der Betonkörper durch die Ausbildung eines Spaltbruchs gekennzeichnet ist. Die Wahl eines planmäßigen Spaltes führt zu einer Reduktion der Steifigkeit der Verbindung, wobei mit zunehmender

Spaltgröße eine nichtlineare Abnahme der Steifigkeit feststellbar ist. Aus den Simulationsergebnissen kann abgeleitet werden, dass die initial gewählte Spaltgröße mit einem Wert von 0,2 mm für die praktische Anwendung im Intervall zwischen den beiden untersuchten Normalspannungen, die näherungsweise die zulässigen Spannungsgrenzen des Systems darstellen, geeignet ist. Grundsätzlich besteht ein Einfluss der Steifigkeit des Betons auf den Kontakt zwischen den beteiligten Bauteilen. In einer Simulation mit einem Beton der Festigkeitsklasse C50/60 wurde das Verhalten für die Spaltgröße von 0,2 mm untersucht. Auch hier kann ein schlagartiges Versagen ohne vorheriges fugennahes Betondruckversagen festgestellt werden. Es ist jedoch grundsätzlich von einem Einfluss der Steifigkeit des Betons auf das Kontaktverhalten auszugehen.

Diese erste numerische Studie berücksichtigt das Kontaktverhalten zwischen Zusatzelement und den Betonbauteilen lediglich unter Schub in eine Richtung des Querschnitts, weshalb weiterführende Untersuchungen zum Verhalten unter anderen Beanspruchungen, maßgeblich einer Schubbeanspruchung in die zweite Richtung des Querschnitts und einer Torsion, erforderlich sind. Der Fokus der weiteren Untersuchungen in dieser Arbeit liegt jedoch auf der Weiterentwicklung der Schnittstelle und der Entwicklung einer Bewehrungsführung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens. Die Studie zum Tragverhalten der Verbindung mit unbewehrten Körpern beschränkt sich deshalb auf die durchgeführten Untersuchungen.

5.1.2 Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung zur ersten Schnittstelle unter Schubbeanspruchung

Die Ergebnisse der vorangegangenen experimentellen und numerischen Untersuchungen konnten zeigen, dass der Kontakt zwischen dem entwickelten Zusatzelement und den umgebenden Betonbauteilen sowie die initiale Schädigung der Betonbauteile unter Schubbeanspruchung durch die Form des Zusatzelementes gesteuert werden können. In diesem Abschnitt folgen nun numerische Untersuchungen, die auf die Ergebnisse der vorherigen Studie zum Kontaktverhalten sowie der experimentellen Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten der vorgestellten Verbindung unter Schubbeanspruchung an bewehrten Körpern aufbauen (vgl. Abschnitt 4.3).

Es folgen zunächst die relevanten Beschreibungen sowie die Verifikation und Validierung des numerischen Modells. Danach findet in einer Parameterstudie eine Variation der Normalspannung statt, um eine Gesetzmäßigkeit zum Tragverhalten der vorgestellten Verbindung in Abhängigkeit der Normalspannung ableiten zu können. Abschließend wird ein Vergleich des formulierten Tragverhaltens mit dem Verhalten von profilierten und

verzahnten Trockenfugen bestehender Modelle durchgeführt und eine Diskussion sowie eine Bewertung der Ergebnisse vorgenommen.

5.1.2.1 Numerisches Modell und Diskretisierung

Das numerische Modell zur Simulation der Bauteilversuche ist in Abbildung 5.8 dargestellt. Um die Rechenzeit zu reduzieren, werden die bei den Bauteilversuchen eingesetzten Grundkörper durch Bauteile mit geringeren Dimensionen für die Simulation ersetzt. Um dennoch das tatsächliche Tragverhalten ausreichend genau abbilden zu können, wird für das bewehrte Tragelement (vgl. Abbildung 4.33) ein nichtlineares Materialverhalten berücksichtigt, während für die Grundkörper, an denen bei den Versuchen keine plastischen Deformationen oder Schädigungen festgestellt werden konnten, ein linear elastisches Materialverhalten gewählt wird. Die Abmessungen des Tragelementes sind analog der experimentellen Untersuchungen gewählt. Das nichtlineare Materialverhalten des Betons wird über das beschriebene CDP-Modell in Abaqus implementiert. Die allgemeinen Parameter für das Verhalten des Beton mit einer Druckfestigkeit von 63,6 MPa, einem E-Modul von 32 950 MPa und einer rechnerischen zentrischen Zugfestigkeit von 5,0 MPa basieren auf den experimentell ermittelten Werten und können Tabelle 5.6 entnommen werden. Für den Werkstoff der Grundkörper mit linear elastischem Verhalten werden der angegebene E-Modul sowie eine Querdehnzahl von 0,20 angesetzt.

Tabelle 5.6: Allgemeine Parameter des CDP-Modells

Dilatanzwinkel	Exzentrizität	Verhältnis der zweiaxialen zur einaxialen Festigkeit	Konstante
ψ	ε	$\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$	K_c
[°]	[-]	[-]	[-]
30	0,1	1,10	0,667

Das Verhalten des Betons unter einaxialer Druckbeanspruchung wird entsprechend dem Spannungs-Dehnungsverhalten für nichtlineare Verfahren und Verformungsberechnung nach der DIN EN 1992-1-1 angenommen. Das Verhalten unter Zugbeanspruchung wird nach dem Spannungs-Rissöffnungsmodell nach HORDIJK mit einer angepassten Zugfestigkeit modelliert.

Das FE-Netz der Betonbauteile kann ebenfalls Abbildung 5.8 entnommen werden. Aufgrund der komplexen Geometrie der Vertiefungen kommt für die Randbereiche des Tragelementes sowie der beiden Grundkörper das Element C3D10M zum Einsatz. Die modifizierten quadratischen Tetraederelemente mit 10 Knoten und vier Integrationspunkten sind stabil bei großen Verformungen sowie bei Kontaktproblemen. In den weiteren Bereichen der Betonbauteile findet das Element C3D8R Anwendung. Das Element mit 8 Knoten und einem Integrationspunkt weist grundsätzlich eine zu geringe Steifigkeit bei Biegung auf. Für die vorliegende Beanspruchung sowie den Bereich der Anordnung spielt dies jedoch nur eine untergeordnete Rolle. Die Größe des FE-Netzes beträgt an den Außenseiten des Tragelementes und der Grundkörper 50 mm während für die Stoßflächen sowie die Vertiefungen eine Größe zwischen 10 mm und 30 mm gewählt wird.

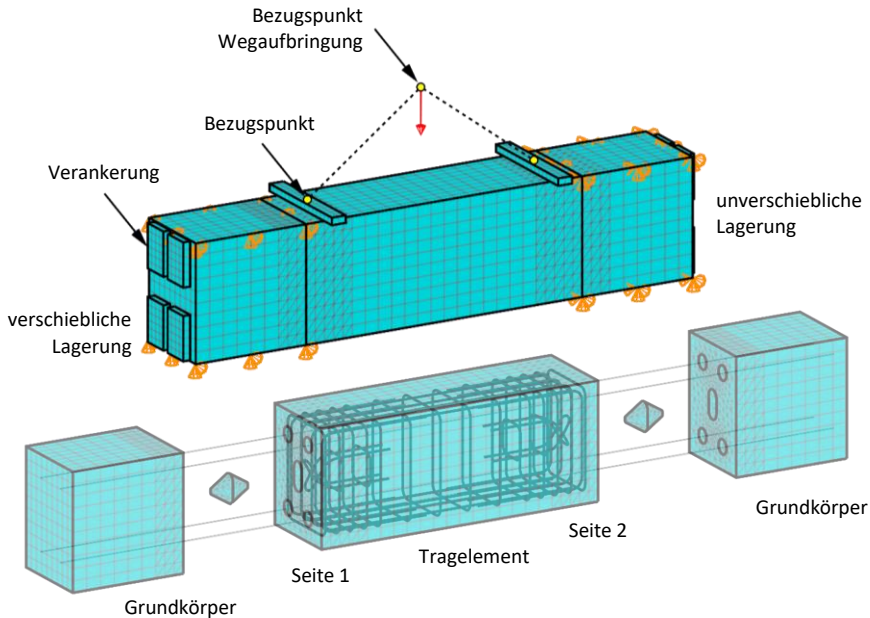


Abbildung 5.8: (oben) Aufbau des Modells für die numerische Simulation ohne Darstellung der Bewehrung, (unten) Explosionsdarstellung des Modells mit der dazugehörigen Bewehrungsführung

Das Verhalten der Bewehrung aus Betonstahl B500 B wird über ein linear elastisches-ideal plastisches Materialmodell mit der experimentell bestimmten Streckgrenze von 512 MPa für die Stäbe mit einem Durchmesser von 8 mm modelliert. Der E-Modul wird zu

200 000 MPa und die Querdehnzahl zu 0,30 angenommen. Zum Einsatz kommt das dreidimensionale Stabelement (engl. *truss element*) T3D2. Die Größe der Elemente beträgt 25 mm. Der Verbund zwischen Bewehrung und Beton wird als starrer Verbund implementiert.

Für die eingesetzten Gewindestangen wird ein linear elastisches Materialverhalten gewählt. Der E-Modul und die Querdehnzahl werden analog zu den Werten des Betonstahls gewählt. Auch hier kommt das Element T3D2 zum Einsatz. Die Verankerungs- und Einleitungsplatten aus Stahl werden mit dem Element C3D8R und einer Netzgröße von 25 mm diskretisiert. Den Gewindestangen wird ein linear elastisches Verhalten entsprechend den genannten Stahlkennwerten zugewiesen. Die Verknüpfung zwischen den Verankerungsplatten und den modellierten Gewindestangen erfolgt über sogenannte *Multi-Point-Constraints*.

Der Kontakt zwischen allen Flächen, die während der Simulation miteinander in Kontakt treten, wird als harter Kontakt in der Normalenrichtung und in der Tangentialrichtung über das *Penalty*-Kontaktmodell definiert. Der Reibungsbeiwert zwischen den Stoßflächen aus Beton wird initial zu 0,6 gewählt. Für alle weiteren Kontaktflächen wird ein konstanter Reibungskoeffizient zu 0,4 gewählt.

Die Lagerung des Modells kann ebenfalls Abbildung 5.8 entnommen werden. Da bei den experimentellen Untersuchungen eine geringfügige Verschiebung der Grundkörper in die horizontale Richtung beobachtet werden konnte, wird für das numerische Modell aus konservativer Sicht eine vollständige Verschieblichkeit des linken Grundkörpers angenommen. Der rechte Grundkörper hingegen ist unverschieblich gelagert. Im Rahmen der Validierung des Modells wird der Frage nachgegangen, ob diese angenommene Lagerung der Grundkörper das tatsächliche Verhalten abbilden kann.

Das numerische Modell durchläuft entsprechend den experimentellen Untersuchungen im ersten Schritt des Simulationsprozederes zunächst die Aufbringung der geringen Vorspannkraft in Höhe von 0,16 MPa in die Längsrichtung des Systems über die Aufbringung einer Längenänderung auf die Gewindestangen, gefolgt vom zweiten Schritt mit der Wegaufbringung auf das Tragelement. Der Weg wird dabei auf einen zentralen Bezugspunkt (vgl. Abbildung 5.8) aufgebracht, der wiederum mit zwei weiteren Bezugspunkten an den Stellen der Einleitungsplatten verknüpft ist. Die Relativverschiebung des Tragelementes wird entsprechend den Positionen der Wegaufnehmer bei den experimentellen Untersuchungen erfasst. Für die Lösung des Problems mit nichtlinearem Verhalten kommt Abaqus/Explizit als Solver zum Einsatz.

5.1.2.2 Verifikation und Validierung des Modells

Da keine analytische Lösung für das vorliegende Problem besteht, erfolgt die Verifikation des Modells überwiegend über eine Plausibilitätskontrolle. Außerdem wurde eine Konvergenzstudie hinsichtlich der Größe des FE-Netzes durchgeführt. Hierbei ist zu beachten, dass eine Wahl größerer Elemente nicht möglich ist, da sonst aufgrund übermäßiger Verzerrung einzelner Elemente keine sinnhafte Berechnung durchgeführt werden kann. Für eine konstante FE-Netzgröße von 20 mm aller Betonbauteile (Grundkörper und Tragelement) unter Verwendung des Elementes C3D10M konnte eine ca. 6 % geringere Tragfähigkeit bei der Simulation ermittelt werden. Das gewählte FE-Netz mit den beim Modell Aufbau beschriebenen Elementgrößen liefert folglich zufriedenstellende Ergebnisse. Außerdem wurde überprüft, ob die kinetische Energie des Tragelementes auf ein quasi-statisches Verhalten hindeutet, da in Abaqus tatsächlich eine dynamische Simulation durchgeführt wird. Die gewählte Zeitschrittweite von 10^{-6} Sekunden für die Simulation der Vertikalverschiebung des Tragelementes von 10 mm über den Zeitraum von zehn Sekunden liefert ein ausreichend genaues Ergebnis.

Abbildung 5.9 zeigt das Kraft-Verschiebungsdiagramm des Tragelementes, das mittels numerischer Simulation ermittelt wurde. Erkennbar ist, dass bis zu einer aufgetragenen Vertikalverschiebung von ca. 1,5 mm eine kontinuierliche Zunahme der Kraft stattfindet, gefolgt von einem Plateaubereich, der sich bis zu einer Relativverschiebung von ca. 4,5 mm erstreckt. Danach ist ein Abfall der aufnehmbaren Kraft mit zunehmender Relativverschiebung erkennbar.

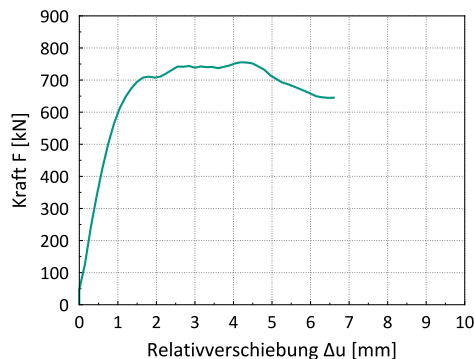


Abbildung 5.9: Numerisch ermitteltes Kraft-Verschiebungsverhalten des Tragelementes

In Abbildung 5.10 ist die Spannungsverteilung der Bewehrung entlang der Stablängsrichtung am Punkt der Tragfähigkeit dargestellt. Erkennbar ist, dass in einem

Großteil der schlaufenförmige Bewehrungsführung die Streckgrenze überschritten ist und die Bewehrung fließt. Darüber hinaus kann festgestellt werden, dass insbesondere die den Stoßflächen am nächsten liegenden Bügel zusätzlich lokal ins Fließen übergehen. Das Überschreiten der Streckgrenze und das Fließen der schlaufenförmigen Bewehrung ist mit dem rechnerisch ermittelten duktilen Kraft-Verschiebungsverhalten vereinbar. Über die gesamte simulierte Zeit kann die Spannungsverteilung der Bewehrung dem Tragverhalten plausibel zugeordnet werden. Basierend auf diesen Erkenntnissen wird das Berechnungsmodell ohne nennenswerte Anpassungen für die weiteren Simulationen verwendet.

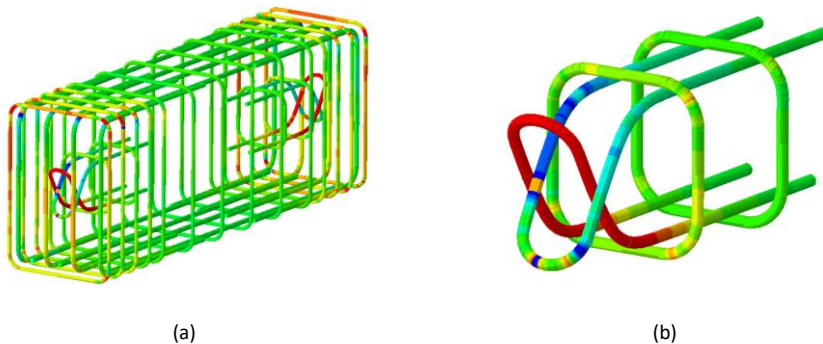


Abbildung 5.10: Spannungsverteilung der Bewehrung am Punkt der Tragfähigkeit: (a) Gesamte Bewehrungsführung, (b) Detail der schlaufenförmigen Bewehrungsführung; (Normalspannung; rot: 530 MPa, grün: 0 MPa, blau: -530 MPa; linearer Farbgradient)

Die Validierung des Modells erfolgt anhand der experimentell ermittelten Ergebnisse. Abbildung 5.11 zeigt die Gegenüberstellung der aufgebrachten Verschiebung auf das Tragelement der Simulation mit den Mittelwerten der Vertikalverschiebungen aus den durchgeführten Versuchen. Erkennbar ist zunächst, dass das Trag- und Verformungsverhalten des Tragelementes mittels numerischer Berechnung gut abgebildet werden kann. Auffällig ist, dass die Steifigkeit des numerischen Modells bis zum Erreichen des Fließplateaus der Bewehrung deutlich höher ist als die aus den Messwerten der Bauteilversuche ermittelte Steifigkeit. Weiterhin kann festgestellt werden, dass die numerisch berechnete Tragfähigkeit ca. 5,8 % unter dem Mittelwert der beiden ersten Versuche mit einer kontinuierlichen Wegaufbringung liegt. Außerdem liegt eine geringere Duktilität des numerischen Modells vor.

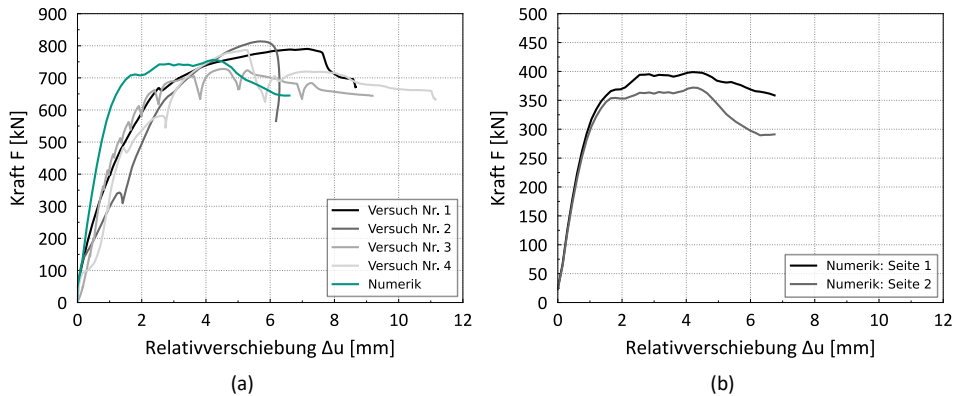


Abbildung 5.11: (a) Gegenüberstellungen des experimentellen und numerischen Kraft-Verschiebungsverhaltens, (b) numerische Traganteile der beiden Querschnittsseiten

Abbildung 5.11b zeigt die resultierenden Kraftanteile der beiden Seiten des Tragelementes, die aus der Summe der vertikalen Auflagerkräfte der beiden Grundkörper der Simulation ermittelt wurden. Erkennbar ist, dass in vertikale Richtung trotz symmetrischer Wegaufbringung unterschiedliche Tragfähigkeiten resultieren, die in Summe die Gesamttragfähigkeit des Tragelementes ergeben. Die Differenz der Tragfähigkeiten der beiden Seiten beträgt ca. 27 kN.

Neben der Validierung des Modells über das Kraft-Verschiebungsverhalten kann zudem eine Überprüfung der Simulationsergebnisse mittels Vergleich der Vorspannkraft bei zunehmender Vertikalverschiebung durchgeführt werden. Abbildung 5.12a zeigt die Veränderung der Gesamtspannkraft der Gewindestangen in die Längsrichtung des Systems in Abhängigkeit der resultierenden Vertikalkraft der Versuche sowie der numerischen Simulation. Erkennbar ist, dass die Spannkraft bei der Simulation einen wesentlich größeren Wert mit dem Erreichen der Tragfähigkeit im Vergleich zu den ersten beiden Versuchen erreicht. Die deutlich höhere resultierende Spannkraft in die Längsrichtung ist auf die Lagerung des numerischen Modells zurückzuführen. Die einseitig verschiebbliche Lagerung des Modells lässt bei zunehmender Vertikalverschiebung des Tragelementes eine Verformung dieses Elementes infolge der Einbausituation zwischen den beiden Grundkörpern zu. Hieraus resultiert eine Zunahme der Spannkraft der modellierten Gewindestangen mit zunehmender Vertikalverschiebung bzw. Vertikalkraft. Bei den experimentellen Untersuchungen konnte erst mit dem Beginn des Fließens der Bewehrung eine Zunahme der Spannkraft festgestellt werden. Im Vergleich dazu liegt bei einer unverschiebblichen Lagerung beider Grundkörper der günstigste Fall in Bezug auf das Tragverhalten vor. Aus diesen Erkenntnissen kann gefolgert werden, dass die bei den

numerischen Untersuchungen angenommene einseitig verschiebliche Lagerung den ungünstigsten Fall darstellt und von der tatsächlichen Lagerung abweicht. Die erhöhte Normalspannung in Längsrichtung des System bei der Simulation führt daraus folgend u. a. zu einer erhöhten Steifigkeit des eingebauten Tragelementes unter dem aufgetragten Weg.

Der Einfluss der Lagerung auf das Verhalten des Tragelementes ist in Abbildung 5.12 mit einer Gegenüberstellung der Ergebnisse des beidseitig unverschieblich und des einseitig unverschieblich gelagerten Modells dargestellt. Eine Zunahme der Tragfähigkeit des eingebauten Tragelementes um ca. 46 % auf ca. 1106 kN kann infolge der geänderten Lagerung festgestellt werden. Die erhöhte Tragfähigkeit setzt sich dabei aus einem Reibungsanteil infolge der gesteigerten Normalspannung des Systems in die Längsrichtung sowie dem Traganteil der beiden Verbindungen zusammen. Das vollständig unverschieblich gelagerte Tragelement bei der Simulation entspricht der realen Einbausituation des Bauteils in einem durchlaufenden System.

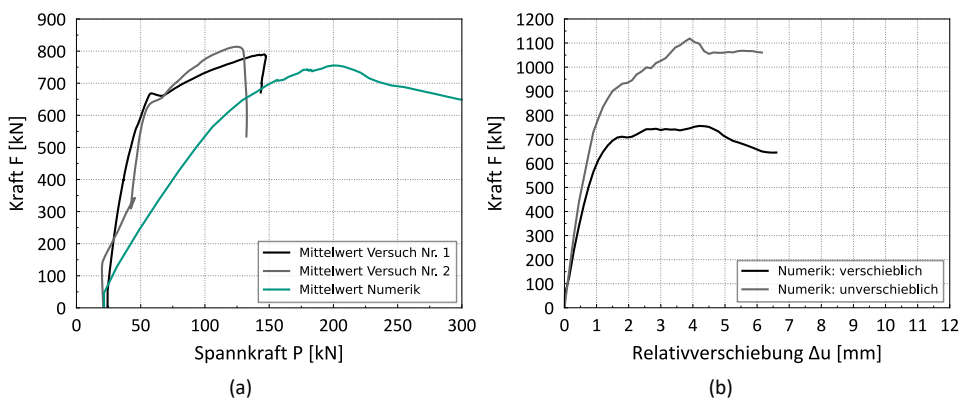


Abbildung 5.12: (a) Gegenüberstellung der experimentellen und numerischen Spannkraftänderung, (b) Kraft-Verschiebungsverhalten bei unterschiedlichen Lagerungen der Grundkörper

Abbildung 5.13 zeigt die Zugschädigung des Tragelementes des Modells mit einer einseitig verschieblichen Lagerung beim Erreichen der Tragfähigkeit sowie am Ende der Simulation mit einer aufgetragten Vertikalverschiebung von 10 mm. Das bei den experimentellen Untersuchungen beobachtete Verhalten mit der Ausbildung eines Spaltbruchbereiches oberhalb der Vertiefung mit einer feinen Verteilung der Risse kann infolge der Schubbeanspruchung mittels numerischer Simulation bestätigt werden. Die

bereits in Abbildung 5.10 dargestellte Spannungsverteilung der Bewehrung am Punkt der Tragfähigkeit bestätigt zudem diese Ausbildung des Spaltbruchbereichs.

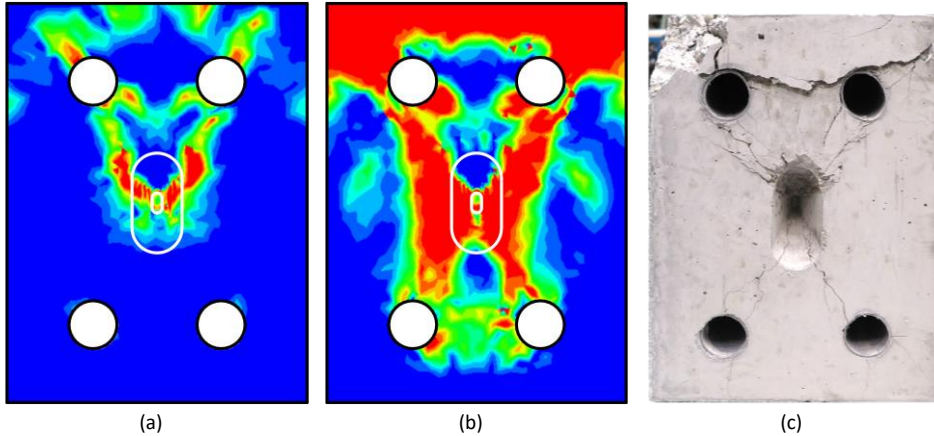


Abbildung 5.13: Gegenüberstellung der Schädigungen: (a) Numerische Zugschädigung im Beton beim Erreichen der Tragfähigkeit, (b) numerische Zugschädigung im Beton bei einer Relativverschiebung von ca. 6,5 mm (rot: $d_c = 0,95$, blau: $d_c = 0$), (c) Rissverlauf im Betonbauteil am Ende eines Bauteilversuches

5.1.2.3 Parameterstudien und Diskussion

Durch experimentelle und numerische Untersuchungen konnte das Tragverhalten der Verbindung ohne Aufbringung einer relevanten Normalspannung untersucht werden, mit dem Ziel, den reinen Traganteil der Verbindung zu ermitteln, die sich aus dem entwickelten Zusatzelement sowie den angrenzenden Stahlbetonbauteilen ergibt. In einer weiterführenden Parameterstudie kommt nun das verifizierte und validierte Modell für die Ermittlung des Schubtragverhaltens der Verbindung mit einer Variation der Normalspannung zum Einsatz. Der Reibungsbeiwert der Betonoberflächen wird bei der Parameterstudie zu 0,60 sowie zu 0,90 nach dem Nationalen Anhang der DIN EN 1992-1-1 für glatte Stoßflächen angenommen. Die aufnehmbare Schubkraft einer Querschnittsseite wird dabei als Mittelwert der vertikalen Auflagerkräfte der beiden Grundkörper angenommen.

Abbildung 5.14 zeigt die Gegenüberstellung der numerischen Ergebnisse für die beiden untersuchten Reibungskoeffizienten mit einer Darstellung des bezogenen Normalspannungs-Schubspannungsverhaltens. Erkennbar ist, dass die Ergebnisse der

numerischen Studien mit den untersuchten Reibungskoeffizienten im Bereich mit einem reinen Schubbruchversagen sehr gut mit der analytischen Formulierung entsprechend dem Mohr-Coulombsche Bruchkriterium übereinstimmen. Ab einer bezogenen Normalspannung von ca. 0,36 bzw. 0,58 kann für die beiden Simulationsreihen ein Mischbruch festgestellt werden. Eine Kombination aus Schub- und Druckversagen ist in der errechneten Schädigung der bewehrten Tragelemente erkennbar. Die aufnehmbare bezogene Schubspannung beträgt unabhängig vom gewählten Reibungskoeffizienten näherungsweise 0,40. Ein reiner Druckbruch kann bei weiterer Steigerung der Normalspannung bei den Simulationen nicht festgestellt werden, da die vorhandene Bügelbewehrung zu einer Umschnürung des Querschnitts führt und hierdurch größere Normalspannungen als die einaxiale Druckfestigkeit des Betons zugelassen werden können.

Die Verbindung weist aufgrund der schlaufenförmigen Bewehrungsführung und der Einleitung der Schubkraft über die Bewehrung in den Beton ein duktiles Tragverhalten unter der Schubbeanspruchung auf. Ein schlagartiges Versagen kann nach dem Erreichen der Tragfähigkeit in keinem Fall beobachtet werden. Eine ausreichende Duktilität des Tragelementes besteht auch im Bereich hoher Normalspannungen aufgrund des umschnürten Querschnitts.

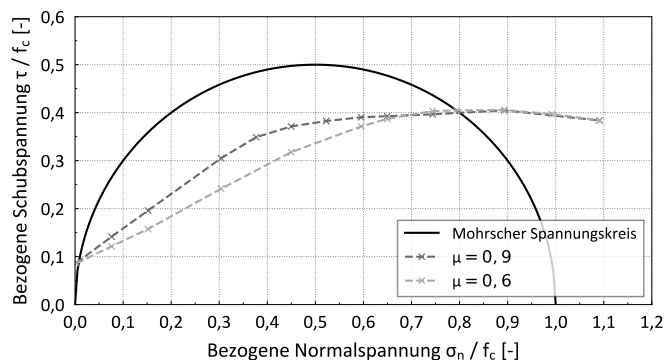


Abbildung 5.14: Numerisch ermittelte aufnehmbare Schubspannungen in Abhängigkeit der Normalspannung

Aus der numerisch ermittelten aufnehmbaren Schubspannung der Verbindung kann in Abhängigkeit der Normalspannung die in Gleichung (5.1) angegebene Formulierung abgeleitet werden.

$$\tau = 0,08 \cdot f_{ck} + 0,6 \cdot \sigma_n \leq 0,35 \cdot f_{ck} \quad (5.1)$$

Die Streckgrenze der Bewehrung bleibt bei dieser Formulierung unberücksichtigt. Die Normalspannung wird nach Gleichung (5.2) begrenzt. Als Empfehlung wird eine bezogene Mindestnormalspannung von 0,1 angegeben, da der Reibungsbeiwert für geringe Normalspannungen eine sehr große Streubreite aufweist. Ab einer bezogenen Normalspannung von 0,1 kann entsprechend der Literatur im Allgemeinen mit ausreichender Sicherheit von einem Reibungskoeffizienten mit einem Mindestwert von 0,60 ausgegangen werden.

$$0,1 \cdot f_{ck} \leq \sigma_n \leq 1,0 \cdot f_{ck} \quad (5.2)$$

Abbildung 5.15 zeigt zusammenfassend die Ergebnisse der numerischen Simulationen und das daraus abgeleitete Modell.

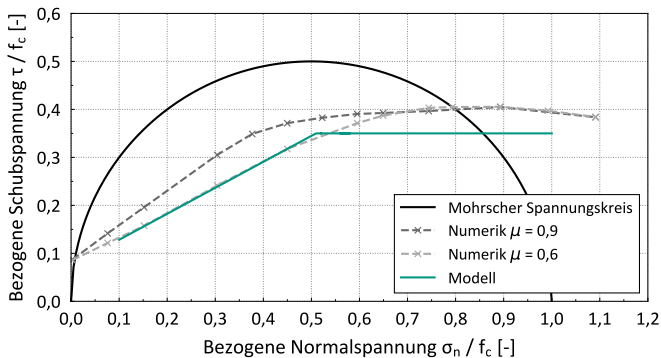


Abbildung 5.15: Modell zur Beschreibung der aufnehmbaren Schubspannungen in Abhängigkeit der bezogenen Normalspannung

In Abbildung 5.16 ist eine Gegenüberstellung des vorgestellten Modells mit den bereits aufgeführten Modellen aus der Literatur sowie Normen (vgl. Abschnitt 2.1.2) dargestellt. Hierzu werden die charakteristischen Schubwiderstände ohne Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte abgebildet, um eine Vergleichbarkeit der Modelle ermöglichen zu können. Erkennbar ist, dass das eigene Modell bei geringen Normalspannungen eine Schubtragfähigkeit aufweist, die mit den meisten bestehenden Modellen für verzahnte oder profilierte Trockenfugen vergleichbar ist. Insbesondere das Modell von

RETTINGER et al. [118] sowie die weitere Modelle aus der Literatur, die in der vorgenannten Abbildung nicht aufgeführt sind, weisen eine deutlich höhere Schubtragfähigkeit bei profilierten Trockenfugen auf. Die Gegenüberstellung zeigt, dass die entwickelte Verbindung in Bezug auf die Schubtragfähigkeit mit bestehenden Systemen vergleichbar ist. Jedoch ist bezogen auf die wirkende Normalspannung bis zu einem bezogenen Wert von ca. 0,51 eine geringere Schubtragfähigkeit im Vergleich zu den betrachteten Modellen feststellbar.

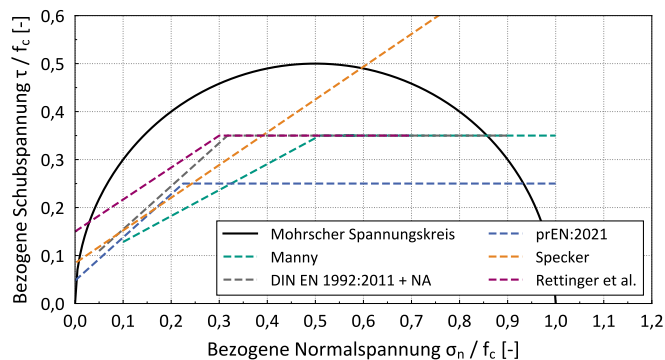


Abbildung 5.16: Gegenüberstellung verschiedener Normalspannungs-Schubspannungsmodelle

Kann ein höherer Reibungsbeiwert der trocken gestoßenen Flächen nachgewiesen werden, ist eine Anpassung des vorgestellten Modells möglich. Die Schubtragfähigkeit beträgt dann im Bereich des Versagens durch einen reinen Schubbruch näherungsweise der von SPECKER [134] festgestellten Schubtragfähigkeit an verzahnten Trockenfugen.

5.1.2.4 Zwischenfazit

Für die Analyse des Schubtragverhaltens wurden numerische Simulationen der vorgestellten Verbindung an bewehrten Tragelementen mit rechteckigem Querschnitt unter Schubbeanspruchung durchgeführt. Das Ziel der Untersuchungen war es, das Tragverhalten der Verbindung in Abhängigkeit der wirkenden Normalspannung zu ermitteln. Das Ergebnis der numerischen Untersuchungen ist, dass das Schubtragverhalten vergleichbar mit dem Verhalten profilierter oder verzahnter Trockenfugen ist und sich aus einem Verzahnungsanteil infolge des Formschlusses und einem Reibungsanteil in der Fuge infolge der Vorspannung zusammensetzt. Bei den Simulationen konnte abhängig von der Normalspannung ein Schubbruch durch die Ausbildung eines Betonkantenbruchs und ein Mischbruch des Tragelementes im Verbindungsbereich beobachtet werden. Hierbei konnte festgestellt werden, dass die aufnehmbare Schubkraft der Verbindung eine ähnlich große Tragfähigkeit im Vergleich zu

verzahnten oder profilierten Trockenfugen aufweist. Nachteilig dieser Verbindung ist jedoch die deutlich geringere Steifigkeit in die betrachtete Beanspruchungsrichtung, die im Vergleich zu den vorgenannten Trockenfugen näherungsweise halb so groß ist. Maßgeblich für die geringere Steifigkeit der Verbindung ist, wie bereits bei den experimentellen Untersuchungen beschrieben, die geringere Querschnittsfläche, über die die Schubkraft nach dem Überschreiten der Haftreibungskraft übertragen wird. Aus den numerischen Ergebnissen kann gefolgert werden, dass die Schubtragfähigkeit der Verbindung analog zu den meisten aufgeführten Modellen zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit zu begrenzen ist.

5.1.3 Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung zur zweiten Schnittstelle unter Biegebeanspruchung

Zur Überprüfung des experimentell ermittelten Trag- und Verformungsverhaltens der vorgespannten Balken, bestehend aus zwei trocken gefügten Tragelementen und den vier eingeschobenen Zusatzelementen, erfolgt die Simulation der durchgeführten Bauteilversuche. Die numerischen Berechnungen verfolgen das Ziel, den Einfluss der eingebauten Zusatzelemente auf das Gesamttragverhalten der vorgespannten Biegebauteile zu bestimmen. In weiterführenden Simulationen werden zudem die Querschnittshöhe und die Betonfestigkeit der Bauteile variiert, um den Einfluss dieser Parameter auf das Tragverhalten zu erforschen.

5.1.3.1 Numerisches Modell und Diskretisierung

Der Modellaufbau für die Simulation des biegebeanspruchten Balkens ist in Abbildung 5.17 dargestellt. Die Abmessungen aller modellierten Bauteile sind entsprechend den experimentellen Untersuchungen gewählt (vgl. Abbildung 4.42). Die beiden Tragelemente werden mit Elementen des Typs C3D8R, ein Element mit acht Knoten und einem Integrationspunkt, vernetzt. Die Größe der FE-Elemente wird für die Betonbauteile zu 25 mm gewählt. Für die Vernetzung aller weiteren Volumenkörper des Modells, d. h. die Zusatzelemente, die Stahlrohre, die Einleitungsplatten, die Verankerungen und die Auflagerungen, kommt ebenfalls das Element C3D8R zum Einsatz. Die Größe der Elemente beträgt für die genannten Bauteile zwischen 10 mm und 25 mm. Die schlaffe Bewehrung sowie die Spannbewehrung werden mittels dem Element dem linearen Stabelement des Typs T3D2 diskretisiert.

Das Materialverhalten des Betons wird analog zu den vorherigen numerischen Untersuchungen mittels CDP-Modell abgebildet; die gewählten Grundparameter sind im Vergleich zur Tabelle 5.6 unverändert. Das Zugverhalten mit der Beschreibung einer

Spannungs-Rissöffnungsbeziehung wird erneut durch das Modell nach HORDIJK formuliert. Die Würfeldruckfestigkeit, die zentrische Zugfestigkeit sowie der E-Modul des Betons werden basierend auf den experimentellen Untersuchungen (vgl. Tabelle 4.11) zu 31 400 MPa, 66,5 MPa und 4,0 MPa angenommen. Das Verhalten der Zusatzelemente sowie der Stahlrohre aus Baustahl S355 wird über ein linear elastisches-ideal plastisches Materialmodell mit den entsprechenden Streckgrenzen und einem E-Modul von 200 000 MPa sowie einer Querdehnzahl von 0,3 abgebildet. Das Spannungs-Dehnungsverhalten der Betonstahlbewehrung sowie der Spannbewehrung werden ebenfalls über das vorgenannte Modell unter Anwendung der experimentell ermittelten Kennwerte der Bewehrungen abgebildet (vgl. Tabelle C.3). Die weiteren Bauteile aus Stahl werden analog zu den vorherigen Simulationen mittels linear elastischem Modell abgebildet.

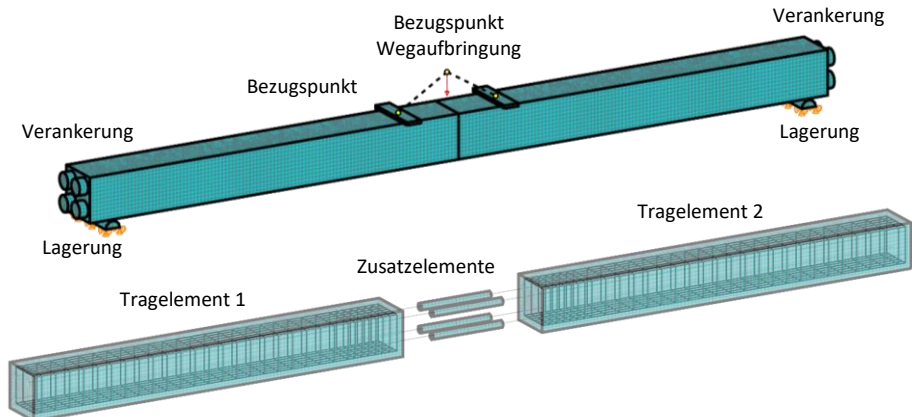


Abbildung 5.17: (oben) Aufbau des Modells für die numerische Simulation, (unten) Explosionsdarstellung der bewehrten Traglelemente und der Zusatzelemente

Die Stoßfläche zwischen den Traglelementen wird erneut in Richtung des Normalkontaktes als harter Kontakt und in die tangentielle Richtung durch das *Penalty*-Kontaktmodell mit einem Reibungsbeiwert von 0,6 definiert. Der Kontakt zwischen den Stahl- und Betonbauteilen sowie den Zusatzelementen und den Stahlrohren wird ebenfalls über die vorgenannten Kontaktmodelle abgebildet; jedoch wird hier ein Reibungsbeiwert von 0,4 gewählt. Das Verbundverhalten zwischen der Bewehrung aus Stahl und dem Beton sowie der Verbund zwischen den Stahlrohren und dem umgebenden Beton wird als starrer Verbund angenommen. Die Verbindung der Spannlitzen mit den

Verankerungsbauteilen erfolgt über sog. *Multi-Point-Constraints*. Die Vorspannung der Litzen wird als absolute Längenänderung im ersten Schritt der Simulation aufgebracht. Die resultierende Gesamtnormalkraft der Litzen entspricht der mittleren Vorspannkraft bei den experimentellen Untersuchungen in Höhe von 667 kN.

Die Lagerung des Balkens erfolgt entsprechend den experimentellen Untersuchungen durch Lager, die einen Kontakt mit dem Modell eingehen und eine horizontale Verschieblichkeit des Balkens zulassen.

Die Aufbringung des Weges auf den Balken findet analog zu den durchgeführten Bauteilversuchen mit einer mittig aufgebrachten Vertikalverschiebung statt, die auf zwei Einleitungsplatten aufgeteilt wird. Die Lösung des quasi-statischen Simulationsproblems mit dem beschriebenen nichtlinearen Materialverhalten der Bauteile erfolgt erneut mit dem Solver Abaqus/Explizit.

5.1.3.2 Verifikation und Validierung des Modells

In einer Konvergenzstudie wurde der Einfluss der Elementgröße auf das numerische Ergebnis untersucht. Dabei konnte festgestellt werden, dass für eine kleinere Elementgröße keine wesentliche Änderung der relevanten Simulationsergebnisse festgestellt werden kann. Die Verwendung größerer Elemente hingegen ist nicht zielführend, da dann eine direkte Auswertung der Simulationsergebnisse an den Stellen, an denen bei den Bauteilversuchen gemessen wurde, nicht möglich ist. Die kinetische Energie des Gesamtmodells über die Simulationszeit lässt auf ein quasi-statisches Verhalten des Bauteils schließen. Die Zeitschrittweite beträgt 10^{-6} Sekunden mit einer simulierten Gesamtdauer von 100 Sekunden für die Aufbringung eines Vertikalweges von 100 mm.

Das numerische Modell wird durch eine Gegenüberstellung der experimentellen Ergebnisse mit den Simulationsergebnissen validiert. Abbildung 5.18 zeigt den Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten Kraft-Verformungsverläufe. Erkennbar ist, dass die numerische Simulation das tatsächliche Verhalten gut abbilden kann. Der Balken des numerischen Modells weist jedoch im Vergleich zu den durchgeführten Bauteilversuchen eine höhere Steifigkeit auf. Diese höhere Steifigkeit des Modells ist u. a. auf die höhere Steifigkeit des Verbindungsdetails zurückzuführen, da die bestehenden Abweichungen zwischen den Zusatzelementen und den Stahlrohren bei den numerischen Untersuchungen nicht berücksichtigt wurden. Die Simulationen wurden an einem perfekten Modell ohne Implementierung eines Spiels oder von Abweichungen durchgeführt.

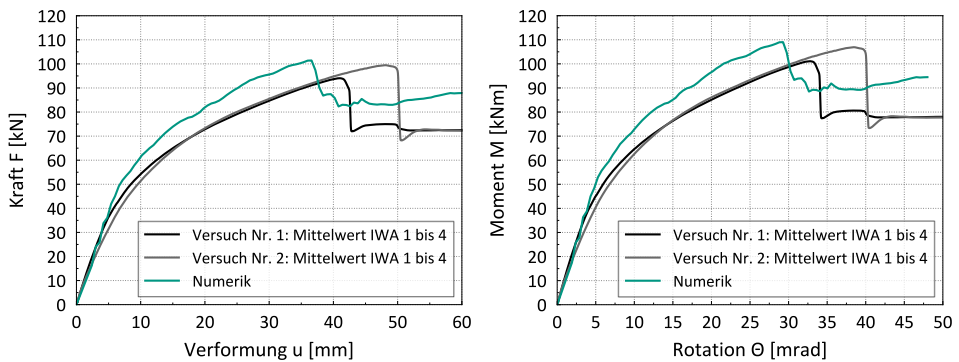


Abbildung 5.18: Gegenüberstellung der Kraft-Durchbiegungsverläufe und Momenten-Rotationsverläufe der Versuche und der Numerik

Die Tragfähigkeit des numerischen Modells mit einem Wert von 101,4 kN ist ca. 4,8 % größer als der Mittelwert der beiden experimentell ermittelten Tragfähigkeiten. Abbildung 5.18b zeigt die Gesamtrotation des Zusatzelementbalkens in Abhängigkeit des resultierenden Biegemomentes. Für den untersuchten Querschnitt kann eine Biegetragfähigkeit von 109,0 kNm festgestellt werden. Das Versagen des Balkens tritt durch das Versagen der Druckzone ein. Nach dem Erreichen der Tragfähigkeit kann bei weiterer Aufbringung eines vertikalen Weges eine Resttragfähigkeit von ca. 80 % der Tragfähigkeit festgestellt werden. Bis zu einem aufgebrachten Maschinenweg in Höhe von 200 mm konnte kein Abfall der Resttragfähigkeit beobachtet werden.

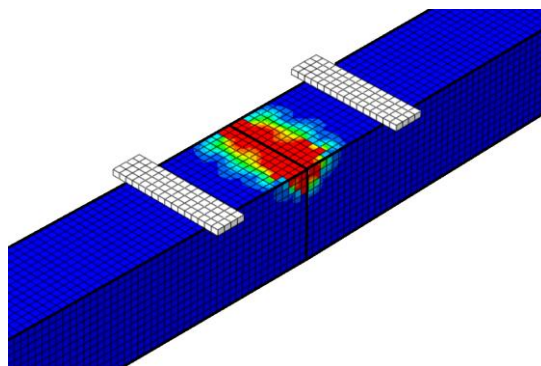


Abbildung 5.19: Versagte Druckzone unmittelbar nach dem Erreichen der Tragfähigkeit

Abbildung 5.20 zeigt die Spannkraft der Litzen aus der Simulation sowie der beiden experimentellen Untersuchungen in Abhängigkeit der resultierenden Vertikalkraft. Die Spanngliedkräfte werden dabei als Mittelwert der numerisch bestimmten Normalkraft über die Länge der modellierten Litzen angegeben. Es kann festgestellt werden, dass die Simulation das tatsächliche Verhalten gut abbilden kann, wobei auch hier die geringere Zunahme der Spannkraft auf das geringfügig zu steife Modell zurückzuführen ist. Beim Zusatzelementbalken liegt am Punkt der Tragfähigkeit eine Gesamtspannkraft in die Längsrichtung von ca. 685 kN vor. Dies entspricht einer Erhöhung der Spannkraft um 2,7 % gegenüber der initial aufgebrachten Vorspannung in Höhe von 667 kN.

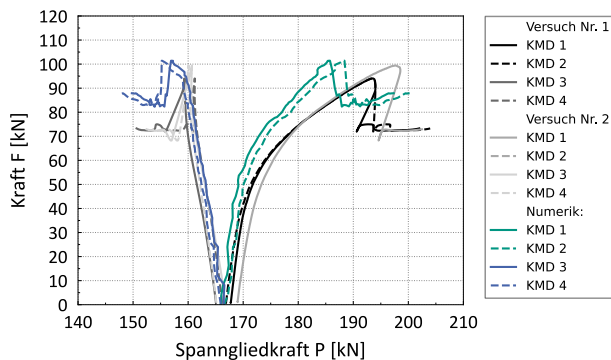


Abbildung 5.20: Gegenüberstellung der Spannkraftänderung der Versuche und der Numerik in Abhängigkeit der Vertikalkraft

Abbildung 5.21 zeigt die numerisch ermittelte Fugenöffnung des Balkens über die Höhe des Querschnitts in den Drittelpunkten sowie die experimentellen Ergebnisse. Es ist erkennbar, dass im oberen Drittelpunkt der Querschnittshöhe, d. h. im Punkt mit einer Entfernung von 100 mm vom oberen Bauteilrand, keine wesentliche Fugenöffnung über die gesamte Dauer der Simulation festgestellt werden kann. Hingegen lässt sich, wie im zweiten durchgeführten Versuch, eine Stauchung auf dieser Höhe des Bauteilquerschnitts feststellen. Mit dem Erreichen der maximal aufnehmbaren Kraft des Bauteils findet dann eine Reduktion der Stauchung im oberen Drittelpunkt des Querschnitts statt. Im unteren Drittelpunkt des Querschnitts ist eine Fugenöffnung erkennbar, die näherungsweise gut mit dem tatsächlich beobachteten Verhalten übereinstimmt. Auch hier kann die höhere Steifigkeit des Modells mit einer geringen Fugenöffnung, insbesondere vor dem Erreichen der Tragfähigkeit, festgestellt werden.

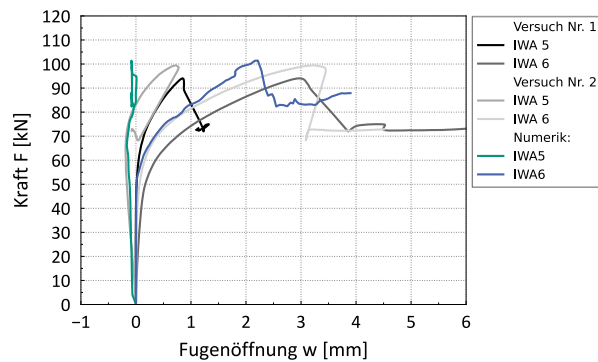


Abbildung 5.21: Gegenüberstellung der Fugenöffnung an den Stellen der IWA 5 und 6 der Versuche und der Numerik in Abhängigkeit der Vertikalkraft

Auch die Fugenöffnung auf der Unterseite des Balkens, die aus den numerischen Simulationsergebnissen abgeleitet werden kann, zeigt gemäß Abbildung 5.22 eine gute Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Verhalten. Beim Erreichen der numerisch ermittelten Tragfähigkeit des Balkens beträgt die Fugenöffnung ca. 4,8 mm, während die Öffnung der Fuge bei den Versuchen hingegen im Mittel ca. 5,2 mm bzw. 6,6 mm beträgt.

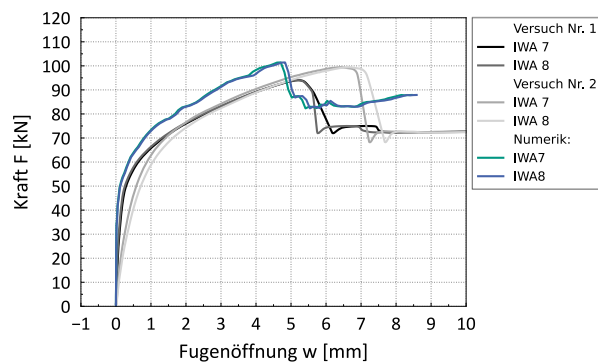


Abbildung 5.22: Gegenüberstellung der Fugenöffnung an den Stellen der IWA 7 und 8 der Versuche und der Numerik in Abhängigkeit der Vertikalkraft

Die Ergebnisse der numerischen Simulationen können mittels den vorangegangenen Gegenüberstellungen bestätigt werden und das Modell gilt damit als validiert.

Im Folgenden wird für eine Beurteilung des Tragverhaltens des biegebeanspruchten Balkens sowie zur Ermittlung des Einflusses der verbauten Zusatzelemente auf das Trag-

und Verformungsverhalten ein Vergleich mit zwei weiteren simulierten Balken durchgeführt. Zunächst wird das Tragverhaltens eines vorgespannten monolithischen Balkens mit gleicher Konfiguration, d. h. gleichen Abmessungen, Festigkeiten, Vorspannkräften etc., durchgeführt. Die schlaife Biegebewehrung verläuft dabei kontinuierlich über die Bauteillänge. Hierbei ist zu beachten, dass eine direkte Vergleichbarkeit des Verhaltens mit dem eines segmentären Balkens aufgrund des unterschiedlichen Tragverhaltens nicht gegeben ist. Vielmehr stellt dieser Balken den oberen Grenzwert in Bezug auf die Tragfähigkeit eines Balkens mit der vorgenannten Konfiguration und Stützweite dar. Außerdem findet bei einem vorgespannten monolithischen Bauteil eine feine Rissverteilung auf der Zugseite des bewehrten, biegebeanspruchten Bauteils statt, während bei einem segmentären Bauteil hingegen die Fuge einer „Sollrissstelle“ entspricht und i. d. R. keine wesentliche Rissbildung auf der Zugseite der gefügten Bauteile eintritt. Zudem erfolgt ein Vergleich mit den Simulationsergebnissen eines zusammengespannten Balkens ohne Zusatzelemente. Dieser „klassische“ segmentäre Balken stellt einen geeigneten Vergleich dar, um das ermittelte Tragverhalten des entwickelten Systems, d. h. des Balkens mit den eingebauten Zusatzelementen, bewerten zu können. Die Gegenüberstellung der numerischen ermittelten Kraft-Verformungs- und Momenten-Rotationsverläufe ist in Abbildung 5.23 dargestellt.

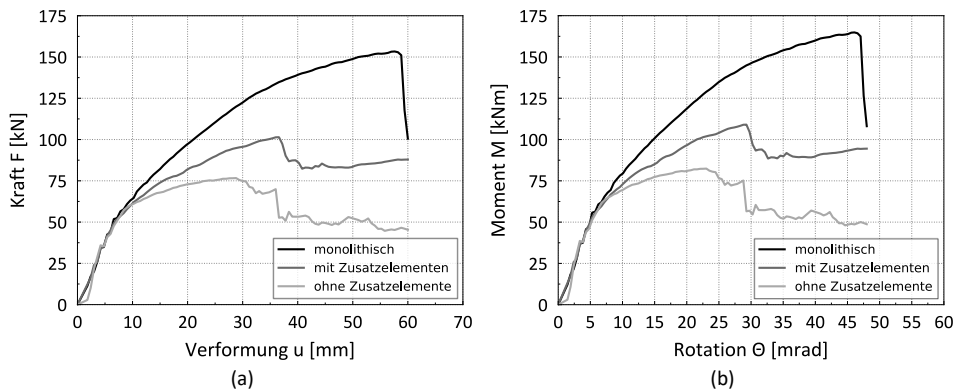


Abbildung 5.23: Gegenüberstellung des numerisch ermittelten Tragverhaltens von Balken unterschiedlicher Systeme: (a) Kraft-Durchbiegungsverhalten und (b) Momenten-Rotationsverhalten

Der vorgespannte monolithische Balken weist ein aufnehmbares Biegemoment in Höhe von 165 kNm bei einer Gesamtrotation von ca. 46 mrad am Punkt der Tragfähigkeit auf. Das Versagen des monolithischen Balkens tritt nach einer ausgeprägten Rissbildung mit

nahezu gleich großen Abständen zwischen den Rissen auf der Unterseite des Balkens durch ein Versagen der schlaffen Biegezugbewehrung ein. Der mit Zusatzelementen versehene Balken hingegen weist der numerischen Berechnung zu Folge die bereits genannte Biegetragfähigkeit in Höhe von 109 kNm auf. Aus dem Vergleich geht hervor, dass die Biegetragfähigkeit des Zusatzelementbalkens damit ca. 34 % geringer als die des monolithischen Balkens ist, wobei beim Zusatzelementbalken eine andere Versagensart, nämlich ein Versagen der Druckzone, ausgemacht werden kann. Der Grund für dieses Versagen ist das Fehlen einer durchgehenden Biegebewehrung im Zusatzelementbalken und die damit verbundene Fugenöffnung mit einer Verschiebung der Dehnungs- und Spannungsnulllinie im Querschnitt infolge der Biegebeanspruchung. Es kommt zu einer Einschnürung der Druckzone und unter einer zunehmenden Biegebeanspruchung zum Versagen des Betons. Der einfache segmentäre Balken ohne Zusatzelemente weist eine Biegetragfähigkeit von 82,4 kNm entsprechend Abbildung 5.23 auf. Die Biegetragfähigkeit des einfachen Segmentbalkens ist daher um ca. 24 % geringer als die des Zusatzelementbalkens und beträgt somit nur die Hälfte im Vergleich zum monolithischen Balken. In Analogie zum Zusatzelementbalken kann ein Versagen in der Druckzone des einfachen Segmentbalkens festgestellt werden. Grundsätzlich kann bis zum Erreichen des Dekompressionsmomentes bei allen drei Balken ein ähnliches Tragverhalten beobachtet werden. Im Allgemeinen hat die Fuge eines segmentären Balkens keinen Einfluss auf die Steifigkeit des Balkens, solange der Querschnitt vollständig überdrückt ist. In vorgenannter Abbildung ist erkennbar, dass die Durchbiegung der segmentären Balken nach dem Erreichen des Dekompressionsmomentes rasch zunimmt. Tabelle 5.7 fasst die ausgewerteten Ergebnisse der numerischen Simulationen zusammen.

Tabelle 5.7: Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und der numerischen Ergebnisse

		Mittelwert der Versuche	Numerischer Wert Zusatzelementbalken	Numerischer Wert Segmentbalken
M_{el}	[kNm]	90,2	94,8	80,6
Θ_{el}	[mrad]	25,9	19,2	18,7
M_u	[kNm]	104,0	109,0	82,4
Θ_u	[mrad]	35,6	29,3	23,0
M_{pl}	[kNm]	13,8	14,2	1,8
Θ_{pl}	[mrad]	9,7	10,1	4,3

Bei einer Biegebeanspruchung des Zusatzelementbalkens erfahren auch die eingebauten Zusatzelemente eine Biegung, die jedoch eine hohe Steifigkeit aufweisen und damit zu einer gesteigerten Steifigkeit des Gesamtsystems im Vergleich zum einfachen segmentären Balken führen. Die höhere Biegesteifigkeit der Verbindung kann auch aus dem Verlauf der Fugenöffnung in Abhängigkeit des resultierenden Biegemomentes sowie der Durchbiegung entnommen werden (vgl. Abbildung 5.24). Es ist zu erkennen, dass bei der Simulation des einfachen segmentären Balkens und des Zusatzelementbalkens nach dem Erreichen des Biegemomentes in Höhe von ca. 65 kNm eine deutliche Zunahme der Fugenöffnung auf der Balkenunterseite festgestellt werden kann. An diesem Punkt liegt bei beiden betrachteten Balken eine Verformung resp. Durchbiegung in Feldmitte von ca. 10 mm vor.

Beim einfachen Segmentträger ist bei weiterer Laststeigerung ein schnelles Öffnen der Fuge zu beobachten. Die Druckzone verringert sich entsprechend schnell und es bildet sich ein Quasi-Gelenk aus. Infolge der weiteren Beanspruchung findet dann das beschriebene Versagen der Druckzone statt. Am Punkt der Tragfähigkeit liegt eine Fugenöffnung von 4,2 mm vor. Beim Zusatzelementbalken hingegen liegt mit dem Erreichen der Tragfähigkeit des Balkens eine Fugenöffnung von 4,7 mm auf der Balkenunterseite vor. Abbildung 5.24b zeigt die Gegenüberstellung der Fugenöffnung in Abhängigkeit der Durchbiegung der untersuchten Balken. Diese Darstellung verdeutlicht ebenfalls die höhere Biegesteifigkeit des Zusatzelementbalkens.

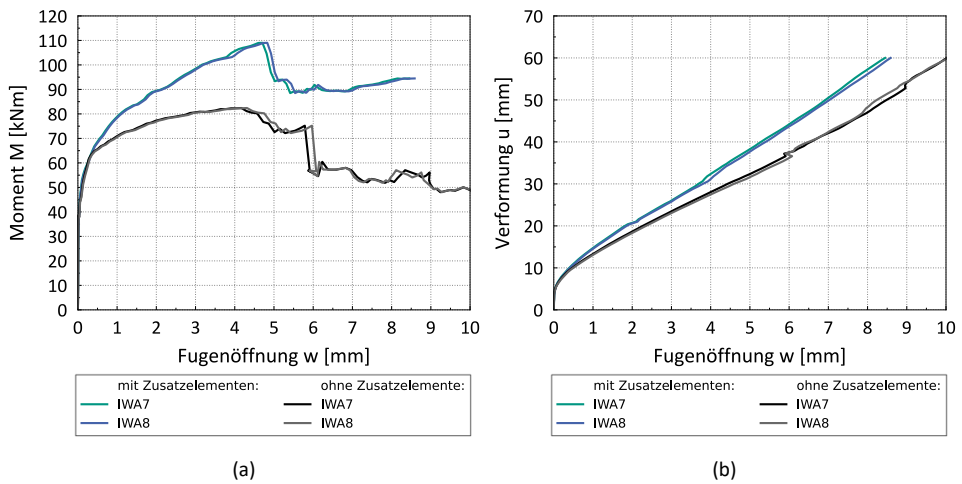


Abbildung 5.24: Gegenüberstellung des numerisch ermittelten Fugenöffnungsverhaltens

In nachfolgender Abbildung 5.25 ist die Änderung der Spannkraft der Monolithen aller numerisch untersuchten Balken dargestellt. Es kann festgestellt werden, dass beim monolithischen Balken eine Zunahme der Spanngliedkräfte bis zu ca. 205 kN in den unterliegenden Litzen besteht. Die berücksichtigte Streckgrenze der Spannbewehrung mit einer äquivalenten Kraft in Höhe von 261 kN wird folglich nicht erreicht.

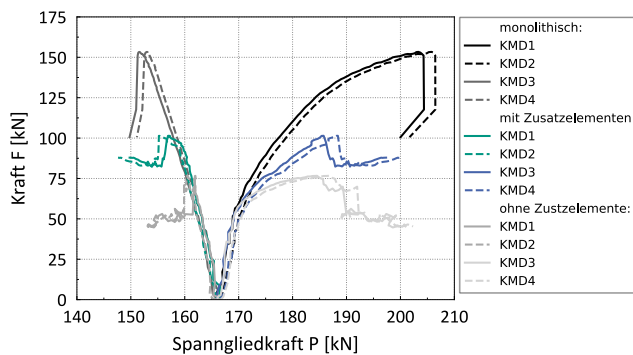


Abbildung 5.25: Gegenüberstellung der numerisch ermittelten Spannkraftänderungen der Balken unterschiedlicher Systeme in Abhängigkeit der Vertikalkraft

5.1.3.3 Zwischenfazit

Die numerischen Untersuchungen konnten aufzeigen, dass das Biegetragverhalten des Zusatzelementbalkens im Wesentlichen vom Verhalten eines einfachen segmentären Balkens abweicht. Unter einer Biegebeanspruchung kann zudem durch den Einbau der Zusatzelemente zwischen den gefügten Tragelementen eine höhere Steifigkeit des Systems mit dem Beginn der Fugenöffnung und dem Überschreiten des Dekompressionsmomentes beobachtet werden. Durch den Einbau der Zusatzelemente besteht zudem eine größere Rotationsfähigkeit des Systems. Insbesondere das plastische Rotationsmoment ist wesentlich größer im Vergleich zum einfachen Segmentträger. Grundsätzlich tritt in den Betonbauteilen des Zusatzelementbalkens erst bei einer größeren Durchbiegung sowie einer größeren Beanspruchung eine plastische Deformation im Beton ein, die schlussendlich zu einem Versagen der Betondruckzone führt. Die Berücksichtigung der Zusatzelemente bei der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird bei den Folgerungen und den Erläuterungen zum Nachweis in Abschnitt 6.2 ausführlich diskutiert.

5.2 Weiterentwicklung der Verbindung zur zweiten Schnittstelle

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen der zweiten entwickelten Schnittstelle dieser Arbeit konnten aufzeigen, dass eine Verbindung bestehend aus vier Zusatzelementen realisierbar ist. Außerdem konnte eine größere Biegesteifigkeit nach dem Überschreiten des Dekompressionsmomentes sowie eine größere Biegetragfähigkeit im Vergleich zu einem einfachen Segmentbalken festgestellt werden. Der Zusammenbau der Tragelemente zu durchlaufenden Balken hat bei den experimentellen Untersuchungen jedoch aufgezeigt, dass geringste Form- und Lageabweichungen der einbetonierten Stahlrohre die Montage der Zusatzelemente und damit den Zusammenbau einzelner Betonbauteile zu einem Tragwerk erschweren. Um einen einfachen und schnellen Zusammenbau von Tragwerken in der Praxis sicherstellen zu können, sind weitere numerische Untersuchungen erforderlich, um den Einfluss von Formabweichungen in der Verbindung auf das Tragverhalten zu erforschen. Die Ergebnisse tragen somit zur Findung einer Gesamtlösung für eine standardisierte Schnittstelle einschließlich eines Toleranzkonzeptes bei. Zunächst wird für die numerischen Untersuchungen eine geringfügige Anpassung des bisher erläuterten Systems zur Verbindung der Tragelemente vorgenommen. Die Anpassung der Verbindung begünstigt u. a. den passgenauen Zusammenbau einzelner Tragelemente. In Abbildung 5.26 sind eine Explosionszeichnung sowie ein Schnitt des angepassten Systems

beispielhaft für ein Detail, bestehend aus einem einzigen Zusatzelement dargestellt. Eine zylindrische Vertiefung im Betonbauteil, in die das Zusatzelement eingebracht wird, weist eine Länge von 300 mm und einen Durchmesser von 50 mm auf. Die Vertiefung in der Stoßfläche des Betonbauteils kann beispielsweise über ein Schalungssystem oder ein maschinelles Verfahren eingebracht werden. Das über die Länge des Betonbauteils verlaufende Hüllrohr kann einen geringeren Durchmesser aufweisen und aus einem kostengünstigen Material (z. B. Kunststoff) gefertigt sein. In die zylindrische Vertiefung im Betonbauteil wird eine Stahlhülse mit einer Länge von 300 mm mit einem Außendurchmesser von 48 mm sowie einer Wanddicke von 4 mm eingebracht. Das bisher durchgängige Stahlrohr ist nun in seiner Länge reduziert und in Form einer Hülse lediglich im Bereich der Vertiefung angeordnet. Aus den vorgenannten Abmessungen ergibt sich ein Spiel der Hülse von 1 mm in der Vertiefung des Betonbauteils. Der Verbund zwischen der äußeren Mantelfläche der Hülse und dem Betonbauteil ist in der Praxis durch einen geeigneten Stoff (z. B. Klebstoff, Mörtel) sicherzustellen. Im Folgenden wird ein starrer Verbund zwischen der Hülse und dem Betonbauteil bei der numerischen Berechnung angenommen. In die eingebrachte Hülse kann dann wiederum das hohle Zusatzelement aus Stahl eingeschoben werden. Der Außendurchmesser des Zusatzelementes beträgt bei den numerischen Untersuchungen initial 40 mm, sodass kein Spiel des eingebrachten Zusatzelementes besteht. Der Innendurchmesser des Zusatzelementes beträgt 26 mm mit einer unveränderten Länge des Zusatzelementes von 500 mm im Vergleich zu den vorherigen Untersuchungen. Zudem wird die Streckgrenze des Stahls für die Zusatzelemente auf 500 MPa erhöht. Durch das eingeschobene Zusatzelement mit hohlem Querschnitt kann dann eine Monolithe geführt werden.

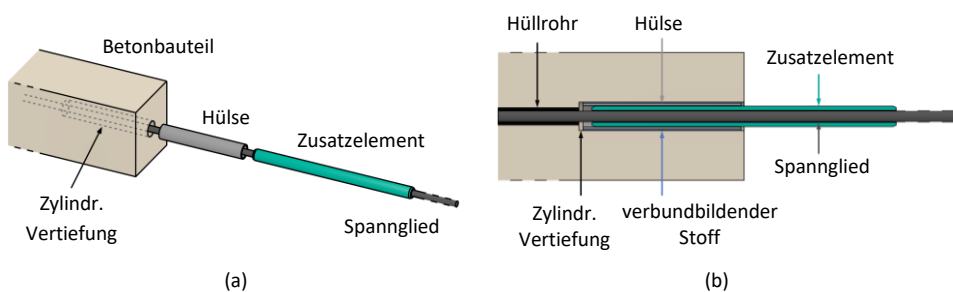


Abbildung 5.26: Darstellung des Aufbaus der zusammengesetzten Verbindung: (a) Explosionszeichnung des Details, (b) Schnitt durch das Detail

Abbildung 5.27 zeigt eine Darstellung mit den eingebrachten Hülsen sowie den eingeschobenen Zusatzelementen an einem Betonbauteil mit quadratischem Querschnitt

mit einer Seitenlänge von 30 cm entsprechend den vorherigen Untersuchungen. Die Bewehrung wird ebenfalls analog zu den vorherigen Untersuchungen angeordnet. Es wird jedoch ein konstanter Bügelabstand von 10 cm in die Längsrichtung gewählt.

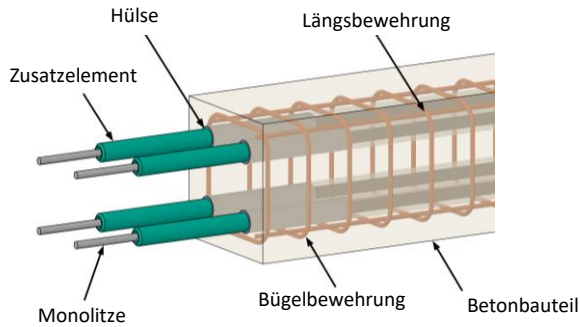


Abbildung 5.27: Darstellung der Schnittstelle mit den beteiligten Elementen

5.2.1 Tragverhalten der weiterentwickelten Verbindung zur zweiten Schnittstelle unter Biegebeanspruchung

5.2.1.1 Zielsetzung

Das Ziel der nachfolgenden numerischen Studie ist die Untersuchung ausgewählter Parameter auf das Biegetragverhalten des vorgespannten Systems mit den eingebauten Zusatzelementen. Hierzu werden die Querschnittshöhe sowie die Betonfestigkeit im Vergleich zu den bereits durchgeführten Simulationen am Modell des Zusatzelementbalkens variiert. Abbildung 5.28 zeigt beispielhaft die Grundmodelle mit den Querschnittshöhen von 300 mm und 450 mm, die bei den numerischen Simulationen Anwendung finden. Bei den Simulationen mit einer Querschnittshöhe von 450 mm und 600 mm erfolgt die zusätzliche Anordnung einer Bewehrung mit versetzten Bügeln im Abstand von 5 cm sowie Längsstäben entlang der zylindrischen Vertiefungen, wie in Abbildung 5.28b beispielhaft für den Querschnitt mit einer Höhe von 450 mm dargestellt.

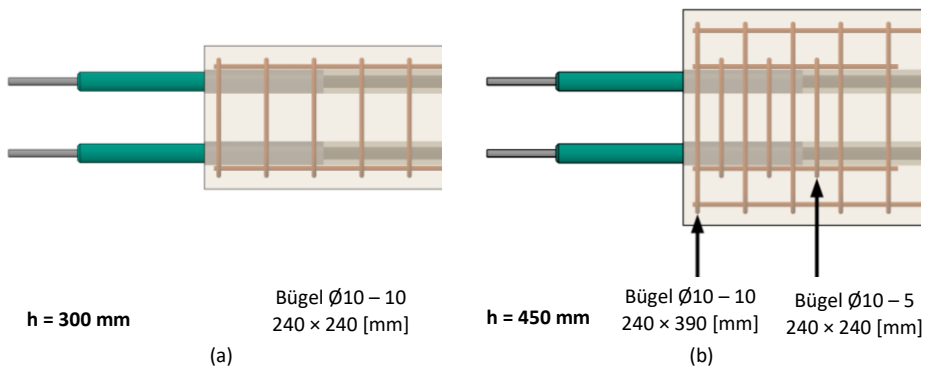


Abbildung 5.28: Ansicht der Schnittstelle mit der Bewehrungsführung für unterschiedliche Querschnittshöhen: (a) $h = 300$ mm, (b) $h = 450$ mm

5.2.1.2 Numerisches Modell und Diskretisierung

Für die Untersuchung mit den Querschnittshöhen 450 mm und 600 mm werden die beschriebenen Anpassungen des Modells vorgenommen. Bei dem untersuchten Querschnitt mit einer Höhe von 600 mm werden im Vergleich zu der in Abbildung 5.28 dargestellten Anordnung der Litzen zudem die Anzahl und die Lage der Spannglieder geändert. Insgesamt werden sechs Litzen auf zwei zusätzlich angeordnete Hüllrohre am unteren Querschnittsrand des Bauteils aufgeteilt. Die Achsabstände zwischen den Zusatzelementen und den Spanngliedern betragen 150 mm. Hieraus ergibt sich eine Spannstahlquerschnittsfläche von insgesamt 900 mm^2 .

Die Größe der finiten Elemente, die Materialparameter sowie das Kontaktverhalten zwischen den beteiligten Bauteilen bleiben im Vergleich zu den vorherigen Simulationen unverändert. Demnach wird für das Grundmodell der nachfolgenden Simulationen eine Betondruckfestigkeit zu 66 MPa gewählt. Die in die Betonbauteile eingebrachten Hülsen werden über eine Verknüpfung der äußeren Oberflächen der Hülsen mit den Vertiefungen in den Betonbauteilen mittels sog. *tie constraint* verbunden. Auch die Lagerung des Balkens sowie die Wegaufbringung sind im Vergleich zu den vorgenannten Simulationen unverändert.

5.2.1.3 Parameterstudie

Die Biegetragfähigkeit des vorgespannten Balkens wurde in Abhängigkeit der Querschnittshöhe sowie der Betondruckfestigkeit in einer Parameterstudie ermittelt. Abbildung 5.29 zeigt die Ergebnisse der Simulationen.

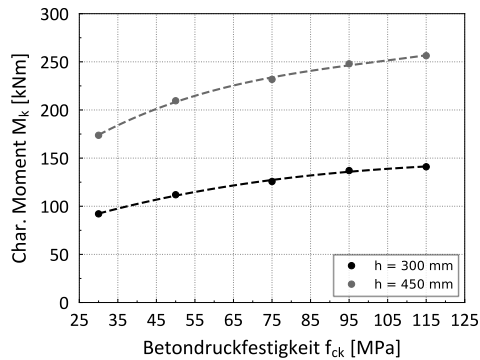


Abbildung 5.29: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das aufnehmbare Moment verschiedener Querschnittshöhen

In vorgenannter Abbildung ist erkennbar, dass das aufnehmbare Biegemoment des Balkens mit einer Querschnittshöhe von 300 mm und einer Würfeldruckfestigkeit des Betons von 30 MPa ca. 91 kNm beträgt. Durch die Vergrößerung der Querschnittshöhe auf 450 mm kann bei einer mittigen Führung der Spannglieder ohne Veränderung des inneren Hebelarmes der Vorspannkraft eine Zunahme der Biegetragfähigkeit um ca. 90 % auf ca. 174 kNm festgestellt werden. Zudem ist grundsätzlich eine Zunahme der Tragfähigkeit durch die Erhöhung der Betondruckfestigkeit erkennbar. Durch die Erhöhung der Querschnittsfläche und der Verlagerung der Spannbewehrung in randnahe Spannkanaäle kann eine Biegetragfähigkeit von ca. 655 kNm für die Betondruckfestigkeitsklasse C100/115 ermittelt werden. Bei der Anwendung geringerer Festigkeitsklassen liegen jedoch zu geringe Randabstände der Litzen vor, so dass ein Versagen im Verankerungsbereich der Bauteile eintritt. Hieraus kann gefolgert werden, dass für Bauteile mit einer Querschnittshöhe von 600 mm grundsätzlich eine Bewehrungsführung im Verankerungsbereich anzuordnen ist. Zudem muss für allen betrachteten Querschnittshöhen eine Untersuchung der Rand- und Achsabstände der Spannkanaäle durchgeführt werden. Bei allen untersuchten Balken mit einer Querschnittshöhe von 300 mm und 450 mm (vgl. Abbildung 5.29) kann als Versagensart ein Versagen der Betondruckzone festgestellt werden.

Bei Segmentbauteilen mit glatten Stoßfugen, die ohne Zusatzelemente ausgeführt werden, ist ohne die Wirkung der Vorspannkraft keine Tragfähigkeit des Systems gegeben. Durch die Anordnung der Zusatzelemente kann beispielsweise für eine Querschnittshöhe von 300 mm eine Biegetragfähigkeit von ca. 65 kNm ohne wirkende Vorspannkraft ermittelt werden. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass aufgrund der fehlenden Vorspannkraft eine sehr geringe Steifigkeit des Systems besteht und die

Tragfähigkeit erst bei einer sehr großen Verformung erreicht wird. Es kann jedoch abschließend festgehalten werden, dass eine ausreichende Biegetragfähigkeit der betrachteten Querschnitte für den Bauzustand üblicher Hochbauten besteht, bei denen die Vorspannkraft noch nicht oder nur teilweise wirkt.

5.2.2 Trag- und Verformungsverhalten der weiterentwickelten Verbindung zur zweiten Schnittstelle unter Schubbeanspruchung

Nach der Untersuchung des Einflusses der Querschnittshöhe und der Betondruckfestigkeit auf die Biegetragfähigkeit des Zusatzelementbalkens erfolgt nun eine detaillierte Untersuchung der Schubtragfähigkeit der Verbindung.

5.2.2.1 Zielsetzung

Für die weiterführenden numerischen Untersuchungen zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit der vorgestellten Verbindung wird ein statisches System gewählt, das in Abbildung 5.30 dargestellt ist.

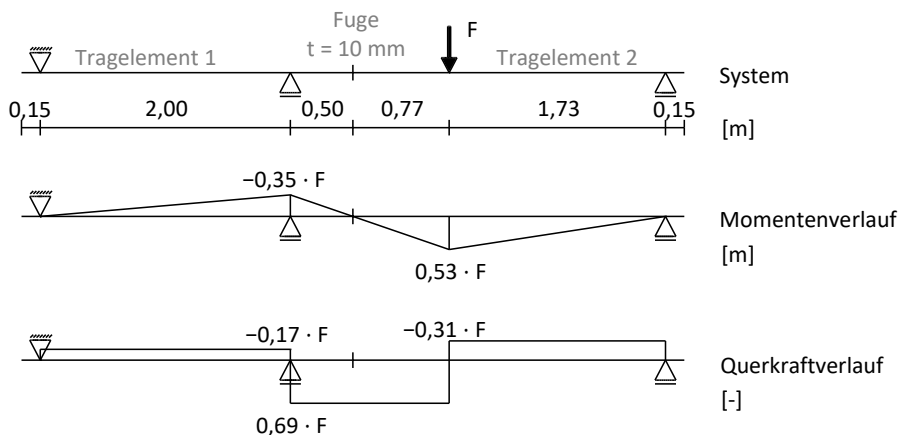


Abbildung 5.30: Statisches System für numerischen Simulationen

Das Grundmodell aus den vorherigen numerischen Untersuchungen wird durch eine Änderung der Lagerungsbedingungen sowie der Position der Wegaufbringung so angepasst, dass in der Fuge zwischen beiden Tragelementen eine konstante Querkraft sowie ein Momentennulldurchgang vorliegen. Für die Ermittlung der reinen

Schubtragfähigkeit der Verbindung ohne Einfluss eines Reibungsanteiles der kontaktierenden Stoßflächen wird zudem ein Luftspalt zwischen den beiden Tragelementen in Höhe von 10 mm berücksichtigt. Dieses erläuterte System wurde in Anlehnung an das EAD 050019-00-0301 für die Zulassung von Querkraftdornen für Verbindungen unter statischer und quasi-statischer Beanspruchung gewählt. Eine Vorspannkraft wird für die Ermittlung der Schubtragfähigkeit der Verbindung demnach nicht angesetzt.

Der Beton des Grundmodells für die numerischen Simulationen weist ein Materialverhalten entsprechend den vorherigen Untersuchungen mit einer Druckfestigkeit von 66 MPa auf.

Ziel der numerischen Untersuchungen ist die Ermittlung des Schubtragverhaltens der Verbindung in Abhängigkeit verschiedener Parameter, die in Tabelle 5.8 zusammengefasst sind. Diese Untersuchungen bilden eine Grundlage für die Entwicklung eines Nachweiskonzept der vorgestellten Verbindung.

Tabelle 5.8: Gewählte Parameter für die Untersuchung des Schubtragverhaltens

Parameter	Einheit	Werte
Querschnittshöhe	[mm]	300; 450; 600
Spiel dreier Zusatzelemente	[mm]	0; 0,1; 0,2; 0,5; 1,0; 2,0
Würfeldruckfestigkeit des Betons	[MPa]	30; 50; 75; 95; 115
Bügelabstand	[cm]	5; 7,5; 10; 15; 20
Bügeldurchmesser	[mm]	8; 10; 12; 14; 16

Abbildung 5.31 zeigt die Bewehrungsführung des Grundmodells der beiden Tragelemente für die numerische Simulation. Da keine Vorspannung wirkt, ist im Vergleich zum bisherigen Modell eine zusätzliche Anordnung schlaffer Bewehrung erforderlich. Auf der Ober- und Unterseite des Querschnitts verlaufen je sechs Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 20 mm. Die Bügelbewehrung im Grundmodell mit einem Abstand von 10 cm weist einen Durchmesser von 12 mm auf. Die Biegebewehrung wurde in Anlehnung an das vorgenannte EAD so gewählt, dass eine ausreichende Biegetragfähigkeit der Elemente besteht und ein Versagen im Verbindungsdetail eintritt.

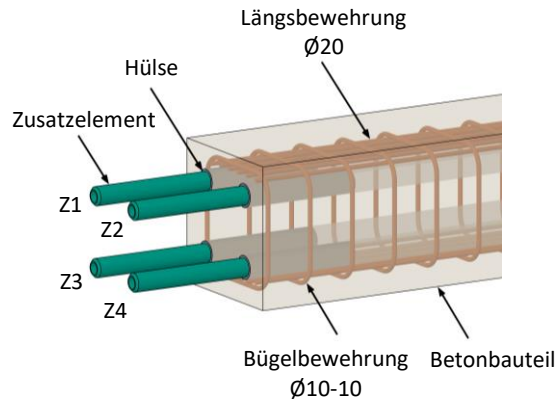


Abbildung 5.31: Darstellung der Verbindung mit den eingebauten Hülisen und Zusatzelementen sowie Kennzeichnung der Zusatzelemente

5.2.2.2 Numerisches Modell und Diskretisierung

Die Diskretisierung der Bauteile, die Implementierung des Materialverhaltens sowie die Zuordnung von Kontaktbedingungen erfolgen in Analogie zu den vorherigen numerischen Untersuchungen. Die Relativverschiebung der Tragelemente infolge der Beanspruchung wird aus den Vertikalverschiebungen der Tragelemente an gegenüberliegenden Seiten ermittelt (vgl. Abbildung 5.30, Oberseite Tragelement 1 und Unterseite Tragelement 2). Es wird angemerkt, dass bei den numerischen Simulationen ein starrer Verbund zwischen der Bewehrung und dem Beton sowie zwischen den Hülisen und den Vertiefungen in den Betonbauteilen angenommen und das Verbundverhalten nicht abgebildet wird. Damit kann ein Verbundversagen der Bewehrung sowie der in die Betonbauteile eingebrachten Hülisen bei der Simulation nicht eintreten.

5.2.2.3 Variation des Spiels zwischen Hülse und Betonbauteil

Um den Einfluss der Lageabweichungen der eingebrachten Hülisen bei der Montage sowie der Abweichungen infolge des zeitabhängigen Materialverhaltens des Betons auf die Tragfähigkeit der Verbindung zu ermitteln, werden diese Abweichungen zusammengefasst und als Spiel der Zusatzelemente im numerischen Modell berücksichtigt. Das Spiel ergibt sich durch eine Reduktion des Außendurchmessers der Zusatzelemente. Beteiligen sich nicht alle Zusatzelemente an der Kraftübertragung ist grundsätzlich von einer verminderten Steifigkeit sowie Tragfähigkeit der Verbindung auszugehen. In Abbildung 5.32 ist das Tragverhalten entsprechend den numerischen Berechnungen unter Berücksichtigung des Spiels mit unterschiedlicher Größe

aufgetragen. Bei den numerischen Untersuchungen wird jeweils bei drei Zusatzelementen das angegebene Spiel t berücksichtigt, während am vierten Zusatzelement (Z1, vgl. Abbildung 5.31) keine Spiel zwischen dem Zusatzelement und der Hülse implementiert ist.

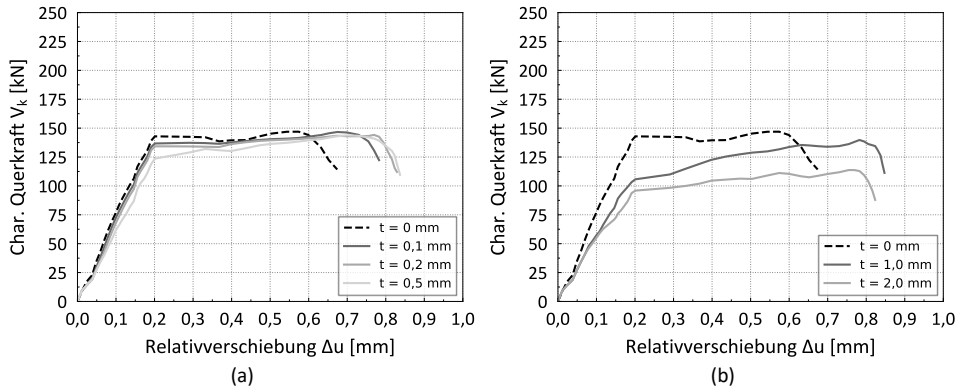


Abbildung 5.32: Einfluss des Spiels t der Zusatzelemente auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung unter Schubbeanspruchung

Aus den Kraft-Verschiebungsverläufen ist erkennbar, dass das System ein duktiles Verhalten aufweist. Für die untersuchten Abweichungen im Bereich zwischen 0,1 mm und 0,5 mm kann festgestellt werden, dass im Vergleich zum Modell ohne Spiel ($t = 0$ mm) eine Reduktion der Tragfähigkeit von höchstens ca. 8 kN besteht. Die charakteristische Querkrafttragfähigkeit des Systems beträgt für die spielfreie Verbindung 146,9 kN. Der Verlauf zeigt, dass bereits ab einer Relativverschiebung der Tragelemente von ca. 0,2 mm ein Plateau im Tragverhalten erreicht wird. Folglich ist keine weitere Steigerung der aufnehmbaren Last möglich. Ein Fließen der Bewehrung kann nicht festgestellt werden. Eine zunehmende Vertikalverschiebung der Tragelemente ist feststellbar, bis ein Betonversagen entsprechend einem Betonkantenbruch am Tragelement beobachtet werden kann.

Bei allen durchgeführten Simulationen kann festgestellt werden, dass bei Berücksichtigung eines Spiels bei drei Zusatzelementen initial nur das spielfreie Zusatzelement die resultierende Schubkraft überträgt. Mit der Steigerung der vertikalen Wegaufbringung findet jedoch eine Umlagerung der resultierenden Kraft statt, sodass schlussendlich alle vier Zusatzelemente an der Kraftübertragung beteiligt sind. Die Pressungen zwischen den Zusatzelementen und den Hülsen sind während der

Kraftsteigerung aufgrund der bestehenden Abweichungen ebenfalls ungleichmäßig verteilt. Nach dem Erreichen der Tragfähigkeit, die durch ein Betonversagen im Bereich des spielfreien und damit höchstbeanspruchtesten Zusatzelementes gekennzeichnet ist, findet eine plötzliche Umlagerung der Spannungen in den Tragelementen statt und die mit einem Spiel behafteten Zusatzelemente erfahren eine gesteigerte Kraft. Abbildung 5.33 zeigt die Kontaktpressung zwischen den Zusatzelementen und den Hülsen sowie die Mises-Vergleichsspannung der auf Biegung und Schub beanspruchten Zusatzelemente mit einem Spiel von 0,1 mm.

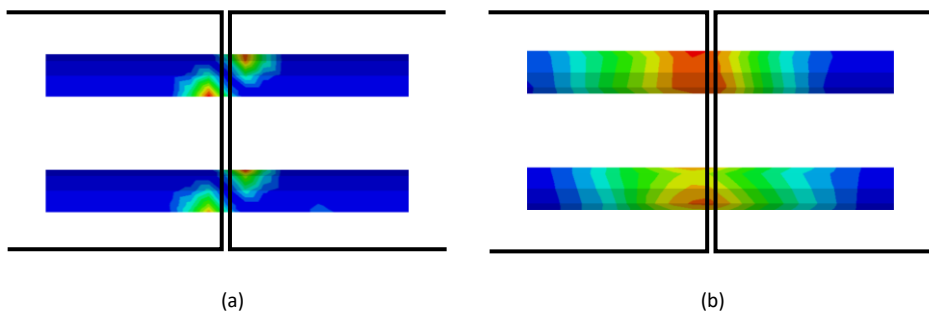


Abbildung 5.33: Seitliche Ansicht der Zusatzelemente bei Berücksichtigung eines Spiels von 0,1 mm: (a) Kontaktpressung, (b) Mises-Vergleichsspannung

Aus den Kontaktspannungen kann der Einspannpunkt bzw. der Auflagerpunkt für den rechnerischen Nachweis der Zusatzelemente nahezu unabhängig vom berücksichtigten Spiel zu ca. 20 mm angegeben werden.

Abbildung 5.34 zeigt die Zugschädigung im Beton des Modells ohne Berücksichtigung eines Spiels sowie des Modells mit einem Spiel von 0,5 mm zwischen den Zusatzelementen Z2, Z3 und Z4 (vgl. Abbildung 5.31) unmittelbar vor dem Erreichen der maximalen Tragfähigkeit. Erkennbar ist, dass eine schräge Rissbildung stattfindet, die zu einem Betonkantenbruch führt, der durch einen vollständigen Ausbruch des Verbindungsbereiches gekennzeichnet ist und alle vier Zusatzelemente umfasst.

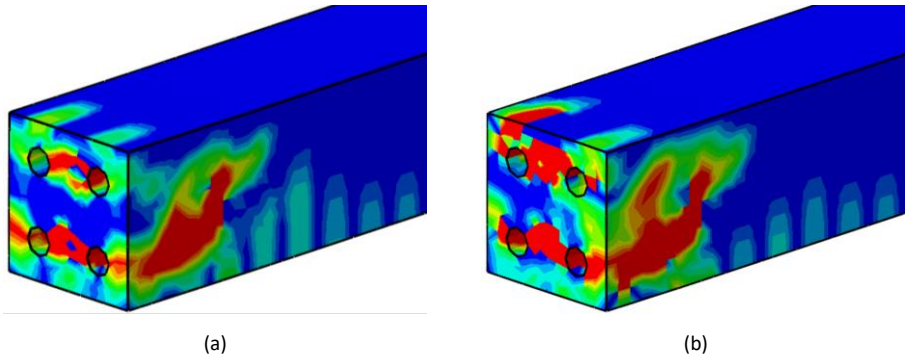


Abbildung 5.34: Zugschädigung im Beton im Bereich des Verbindungsdetails bei Berücksichtigung (a) keines Spiels, (b) eines Spiels von 0,5 mm bei 3 Zusatzelementen (Z2, Z3, Z4)

Aus den Simulationsergebnissen unter Berücksichtigung eines Spiels zur Abbildung von Fertigungsabweichungen sowie eines zeitabhängigen Materialverhaltens kann festgestellt werden, dass aufgrund der ungleichförmigen Kraftübertragung eine Betonschädigung stets im Bereich des spielfreien Zusatzelementes Z1 eintritt. Zudem kann beobachtet werden, dass in allen untersuchten Fällen eine geringere Tragfähigkeit im Vergleich zum vollständig spielfreien Referenzmodell besteht. Außerdem findet bei den mit einem Spiel behafteten Modellen zunächst eine Verdrehung des Querschnittes der Tragelemente mit dem Rotationspunkt um das spielfreie Zusatzelement statt. Erst wenn infolge der Querschnittsverformung ein Kontakt zwischen den Zusatzelementen und den Hülsen auftritt, erfolgt eine Kraftübertragung über die spielbehafteten Zusatzelemente. Aus den durchgeführten Untersuchungen kann gefolgert werden, dass ein Spiel von 0,5 mm bei drei Zusatzelementen für die praktische Anwendung annehmbar ist. Hierbei besteht ein geringer Einfluss des Spiels auf die Tragfähigkeit sowie die Steifigkeit der Verbindung. Abbildung 5.35 fasst den Einfluss des Spiels auf die charakteristische Querkrafttragfähigkeit der Verbindung zusammen.

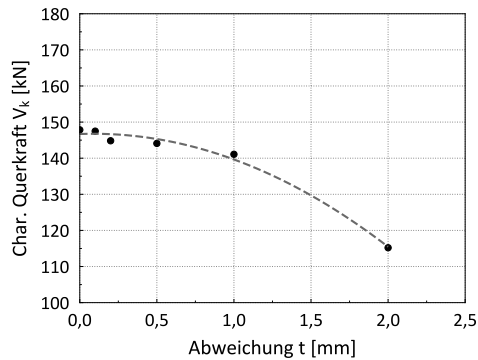


Abbildung 5.35: Einfluss des Spiels auf die aufnehmbare charakteristische Querkraft bei einer Querschnittshöhe von 300 mm

Die Erarbeitung eines Toleranzkonzeptes für die praktische Anwendung der untersuchten Verbindung zur Berücksichtigung realer Abweichungen zwischen den tragenden Bauteilen des Systems erfolgt bei der Vorstellung der Gesamtlösung für die Schnittstelle in Kapitel 6.

5.2.2.4 Variation der Betondruckfestigkeit

Da Betonfertigteile unter kontrollierten Bedingungen im Fertigteilwerk qualitätsgesichert aus hochfesten Betonen hergestellt werden können, werden neben normalfesten Betonen auch hochfeste Betone für die folgenden Simulationen ausgewählt. Für die Parameterstudie kommen ausgewählte Betonfestigkeitsklassen im Bereich der Klassen C25/30 bis C100/155 mit den Kennwerten nach der DIN EN 1992-1-1 zum Einsatz. Die grundlegenden Eingabeparameter des Modells für die Abbildung des Materialverhaltens bleiben bei den numerischen Untersuchungen im Vergleich zu den vorherigen Simulationen unverändert. Lediglich das Verhältnis zwischen ein- und zweiachsender Betonfestigkeit wird für die Betonfestigkeitsklassen C80/95 und C100/115 zu 1,10 anstatt 1,16 gewählt.

Abbildung 5.36 zeigt die resultierenden Querkraft-Verschiebungsverläufe der Verbindungen mit den betrachteten Querschnittshöhen. Zunächst ist im Vergleich der unterschiedlichen Querschnittshöhen erkennbar, dass ein deutlicher Einfluss der Querschnittshöhe der Tragelemente auf die Tragfähigkeit der Verbindung besteht. Zudem kann festgestellt werden, dass mit einer höheren Betonfestigkeitsklasse eine Zunahme der Tragfähigkeit der Verbindung besteht. Bei einer Querschnittshöhe von 300 mm führt eine Erhöhung der Festigkeitsklasse von C25/30 auf C100/115, d. h. eine Erhöhung der Würfeldruckfestigkeit um den Faktor ca. 3,8, nahezu zu einer Verdopplung der

Tragfähigkeit von 97,5 kN auf 189,8 kN. Eine wesentliche Änderung des Verhaltens kann mit Zunahme der Festigkeit jedoch nicht beobachtet werden. Ein Fließen der Bewehrung kann auch bei dieser Parameterstudie aus keiner Simulation abgeleitet werden. Beispielsweise kann für die Untersuchung mit dem Beton der Klasse C100/155 eine resultierende Spannung in der Bewehrung von höchstens ca. 310 MPa festgestellt werden.

Bei einer Querschnittshöhe von 450 mm ist ein ähnliches Querkraft-Verformungsverhalten für die untersuchten Festigkeitsklassen feststellbar. Jedoch kann nach der ersten Steifigkeitsänderung infolge einer Rissbildung eine weitere Zunahme der übertragbaren Querkraft festgestellt werden. Dies ist insbesondere auf die Aktivierung der zweiten, versetzt angeordneten Bügelreihe zurückzuführen. Mit zunehmender Betonfestigkeit ist eine ähnliche Zunahme der Tragfähigkeit der Verbindung wie bei einer Querschnittshöhe mit einem Wert von 300 mm festzustellen. Außerdem tritt infolge des gewählten starren Verbundes zwischen der Bewehrung und dem Beton kein Schlupf ein und einer Zunahme der Tragfähigkeit ist bis zum Eintreten des Betonkantenbruchs beobachtbar. Die Querkrafttragfähigkeit der Verbindung für die Festigkeitsklasse C25/30 beträgt 187,9 kN, während hingegen eine Tragfähigkeit von 369,2 kN bei der Klasse C100/115 festgestellt werden kann. Außerdem ist eine Relativverschiebung zwischen den Tragelementen feststellbar, die am Punkt der Tragfähigkeit abhängig von der Betonfestigkeit zwischen ca. 1,0 mm und 1,25 mm beträgt.

Für den Querschnitt mit einer Höhe von 600 mm kann nach der Bildung erster Zugschädigungen im Beton eine weitere Zunahme der über die Verbindung übertragbaren Querkraft festgestellt werden. Die Simulationsergebnisse der untersuchten Betonfestigkeiten zeigen, dass ab der Festigkeitsklasse C60/75 ein Erreichen der Streckgrenze und ein Fließen des ersten und teilweise auch des zweiten Bügels sowie des ersten versetzten Bügels mit geringeren Querschnittsabmessungen zur Umschnürung der Zusatzelemente eintreten. Da zudem die Streckgrenze des Zusatzelementes bei den Simulationen mit den hochfesten Betonen der Festigkeitsklasse C80/95 und C100/115 erreicht wird und ein Fließen des Zusatzelementes beobachtet werden kann, ist bei diesen Simulationen nur eine geringfügige Steigerung der Tragfähigkeit der Verbindung im Vergleich zur Festigkeitsklasse C60/75 möglich.

Bei den Simulationen kann für alle betrachteten Betonfestigkeitsklassen ein Betonversagen mit einem Betonkantenbruch als Versagensart festgestellt werden.

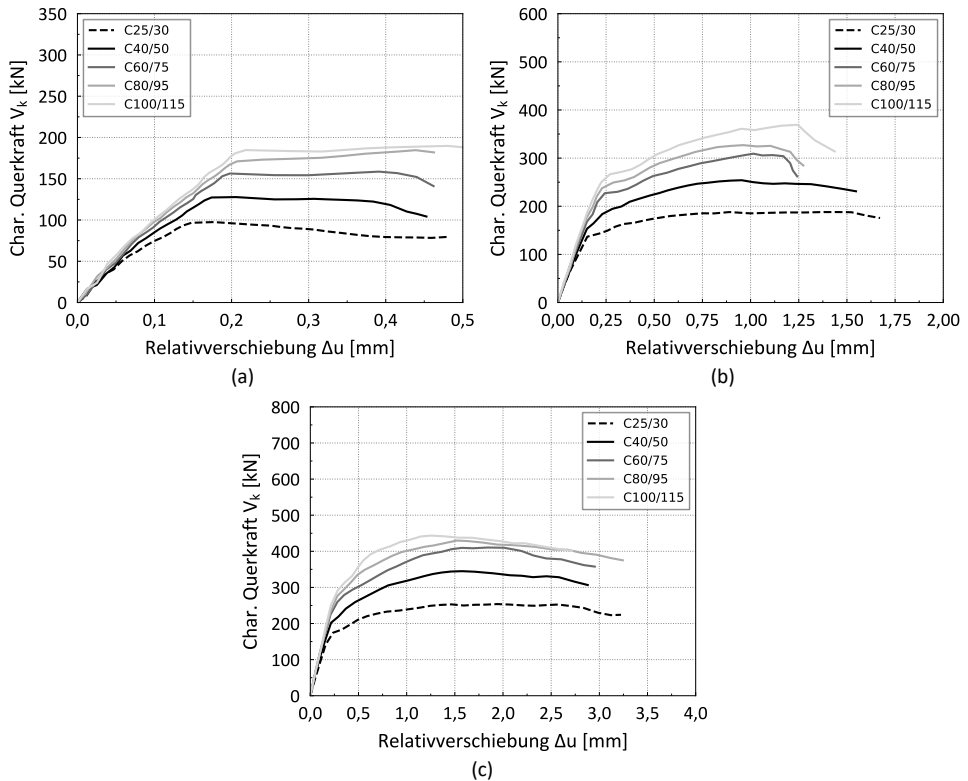


Abbildung 5.36: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung unter Schubbeanspruchung bei einer Querschnittshöhe von (a) $h = 300$ mm, (b) $h = 450$ mm, (c) $h = 600$ mm

Abbildung 5.37 fasst die Ergebnisse der numerischen Simulationen zusammen und zeigt Polynome dritten Grades zur Approximation des ermittelten Verhaltens. Es ist erkennbar, dass bis zum Erreichen einer Würfeldruckfestigkeit von 75 MPa ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit und der Tragfähigkeit vorliegt. Dies ist maßgeblich durch die nach der DIN EN 1992-1-1 festgelegte und bei den Simulationen berücksichtigte Formulierung der Betonzugfestigkeit, basierend auf der Druckfestigkeit, zurückzuführen. Für dazwischenliegende Festigkeitsklassen wurden keine weiteren Simulationen durchgeführt, da ein näherungsweise linearer Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und der Tragfähigkeit der Verbindung besteht. Für die Simulationen mit einer Würfeldruckfestigkeit von größer als 75 MPa wurden die Festigkeitskennwerte ebenfalls entsprechend der DIN EN 1992-1-1 verwendet. Die starke Abhängigkeit der

Tragfähigkeit der Verbindung von der Betonfestigkeit ist für die Erarbeitung des rechnerischen Nachweiskonzeptes von wesentlicher Bedeutung.

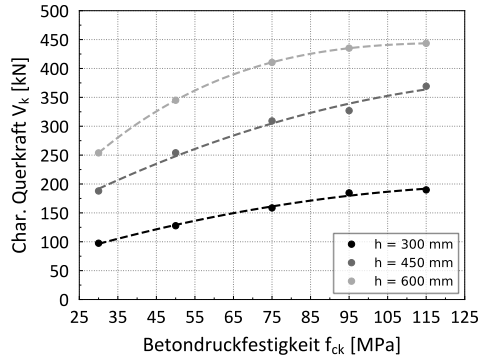


Abbildung 5.37: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die aufnehmbare charakteristische Querkraft

5.2.2.5 Variation des Bügelabstandes

Um den Zusammenhang zwischen dem Bügelabstand in die Längsrichtung der Tragelemente und der charakteristischen Querkrafttragfähigkeit der Verbindung zu ermitteln, wurden zunächst Simulationen mit unterschiedlichen Bügelabständen am Modell mit einer Querschnittshöhe von 300 mm durchgeführt. Abbildung 5.38 zeigt die Querkrafttragfähigkeit der Verbindung in Abhängigkeit vom Bügelabstand. Die Betonfestigkeit ist entsprechend dem erläuterten Grundmodell für die Simulationen zu 66 MPa gewählt.

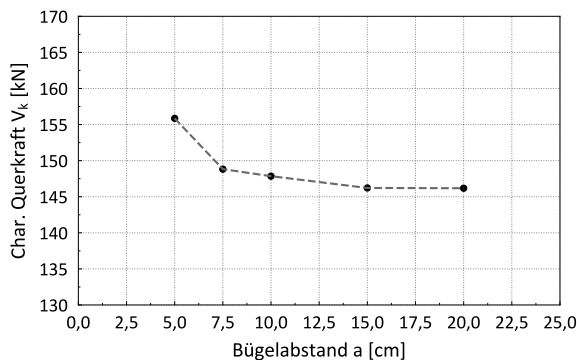


Abbildung 5.38: Einfluss des Bügelabstandes auf die aufnehmbare charakteristische Querkraft

Mit zunehmendem Bügelabstand ist eine geringfügige Abnahme der Querkrafttragfähigkeit zu erkennen. Aus den Simulationsergebnissen kann abgeleitet werden, dass bei einem Bügelabstand von 5 cm die ersten drei Bügel jedes Tragelementes eine wesentliche Beanspruchung erfahren. Bei einem Bügelabstand von 7,5 cm werden lediglich die ersten beiden Bügel auf jeder Seite des Tragelementes nennenswert beansprucht. Ab einem Bügelabstand von 15 cm erfährt lediglich der erste Bügel der Tragelemente eine Kraft. Aus den Untersuchungen kann somit gefolgert werden, dass grundsätzlich ein geringer Einfluss des Bügelabstandes auf die Tragfähigkeit besteht und ein Bügelabstand von 15 cm für den Querschnitt mit einer Höhe von 300 mm ausreichend ist. Geringere Bügelabstände tragen zwar zu einer höheren Tragfähigkeit bei, jedoch kann unabhängig vom Bügelabstand kein Fließen der Bewehrung festgestellt werden kann.

Aus den Ergebnissen weiterer Simulationen an den Tragelementen mit den beiden größeren betrachteten Querschnittshöhen kann abgeleitet werden, dass neben den ersten zwei Bügeln, die über die gesamte Querschnittshöhe der Tragelemente angeordnet sind, insbesondere der erste Bügel der versetzten Bügelreihe einen relevanten Kraftanteil aufnimmt. Auch hier kann festgestellt werden, dass eine Steigerung der Tragfähigkeit des Systems durch die engere Anordnung der Bügel nur geringfügig möglich ist.

5.2.2.6 Variation des Bügeldurchmessers

Ein weiterer wesentlicher Parameter für die Festlegung der Bewehrungsführung ist der Durchmesser der Bügelbewehrung, dessen Einfluss auf die Tragfähigkeit als abschließende Größe der numerischen Studie untersucht wurde. Abbildung 5.39 zeigt die ermittelte Querkrafttragfähigkeit der Verbindung in Abhängigkeit vom Bügeldurchmesser für die betrachteten Querschnittshöhen. Erkennbar ist, dass für den Querschnitt mit einer Höhe von 300 mm keine Steigerung der Tragfähigkeit durch die Vergrößerung des Bügeldurchmessers erzielt werden kann. Dies ist maßgeblich darauf zurückzuführen, dass die Streckgrenze der Bewehrung auch beim kleinsten betrachteten Bügeldurchmesser von 8 mm nicht erreicht wird und das Versagen durch einen Betonkantenbruch ohne Fließen der Bewehrung eintritt. Aus dem Verlauf des Verhaltens für die vorgenannte Querschnittshöhe ist erkennbar, dass kein Einfluss des Bügeldurchmessers auf die Querkrafttragfähigkeit besteht, wobei die Tragfähigkeit der Verbindung ca. 145 kN beträgt. Aus den Ergebnissen der Simulationen mit der Querschnittshöhe von 450 mm kann abgeleitet werden, dass eine geringfügige Steigerung der Tragfähigkeit durch eine Erhöhung der Bügelquerschnittsfläche möglich ist. Beispielsweise kann für den Bügel mit einem Durchmesser von 8 mm eine Tragfähigkeit von 264 kN ermittelt werden, während für den größten untersuchten Bügel mit einem Durchmesser von 20 mm eine

Tragfähigkeit von 302 kN vorliegt. Der Einfluss des Bügeldurchmessers auf die Tragfähigkeit der Verbindung ist am deutlichsten für den Querschnitt mit einer Höhe von 600 mm erkennbar. Für die Querschnittshöhen von 450 mm und 600 mm kann mit zunehmender Querschnittsfläche der Bügelbewehrung zudem festgestellt werden, dass eine größere Steifigkeit der Verbindung vorliegt.

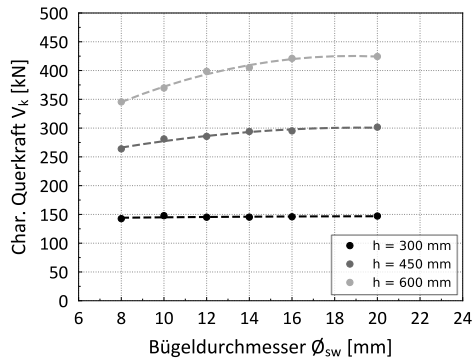


Abbildung 5.39: Einfluss des Bügeldurchmessers auf die aufnehmbare charakteristische Querkraft

5.2.2.7 Zwischenfazit

Die weiterführenden numerischen Untersuchungen ermöglichen eine Analyse des Tragverhalten der Verbindung unter Schubbeanspruchung in Abhängigkeit verschiedener Parameter und sind für eine erste Modellbildung zum rechnerischen Nachweis der Verbindung von wesentlicher Bedeutung. Durch die Variation eines Spiels zwischen den Zusatzelementen und den Hülzen können reale Abweichungen der Bauteile abgebildet und der Einfluss dieses Spiels auf das Tragverhalten untersucht werden. Die Simulationsergebnisse zeigen auf, dass ab einem Spiel von mehr als 0,5 mm eine wesentlich geringere Steifigkeit der Verbindung besteht. Bei der Entwicklung des Toleranzkonzeptes im nachfolgenden Kapitel werden basierend auf diesem Ergebnis untere und obere Abmaße für die Bauteile zur Bildung der Verbindung festgelegt. Darüber hinaus konnte der Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit und der Querkrafttragfähigkeit der Verbindung in Abhängigkeit von der Querschnittshöhe untersucht werden. Zwischen der Betondruckfestigkeit und der Tragfähigkeit der Verbindung besteht ein proportionaler Zusammenhang. Zudem konnte aufgezeigt werden, dass kein wesentlicher Einfluss des Bügelabstandes auf das Tragverhalten besteht. Erst bei einem sehr kleinen Bügelabstand von 5 cm nimmt die zweite Bügelreihe der Tragelemente einen geringen Kraftanteil auf. Außerdem konnte festgestellt werden,

dass bei den Querschnittshöhen von 450 mm und 600 mm ein Einfluss des Bügeldurchmessers auf das Tragverhalten der Verbindung unter Schubbeanspruchung besteht. Grundsätzlich liegt eine höhere Steifigkeit der Verbindung bei einem größeren Bügeldurchmesser vor. Die Folgerungen für den Nachweis der Verbindung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Schubbeanspruchung können Abschnitt 6.2 entnommen werden.

5.3 Schlussfolgerungen

Die Ziele der numerischen Untersuchungen waren die Verifikation der experimentellen Untersuchungen sowie die Weiterentwicklung der zweiten vorgestellten Schnittstelle dieser Arbeit.

Die Simulationen zum Kontaktverhalten der ersten Schnittstelle konnten aufzeigen, dass die Form des vorgestellten doppelkonischen Zusatzelementes zur Bildung einer Verbindung einen wesentlichen Einfluss auf die Schubkraftübertragung des Systems hat. Durch die gezielte Anpassung der Form des Zusatzelementes mit der Einführung eines planmäßigen Spaltes konnte eine Spannungskonzentration in den Betonbauteilen infolge der Pressung zwischen dem Zusatzelement und den gefügten Betonbauteilen reduziert werden. Mittels einer Parameterstudie konnte aufgezeigt werden, dass der Versagensbeginn sowie die Versagensart dieser hybriden Verbindung unter Schubbeanspruchung über die Form des Zusatzelementes optimiert werden können. In weiterführenden numerischen Simulationen an bewehrten Körpern konnte eine Duktilität der Verbindung unter Schubbeanspruchung aufgezeigt werden. Zudem wurde durch die Variation der Normalspannung ein ähnliches Normalspannungs-Schubspannungsverhalten der Verbindung im Vergleich zu verzahnten oder profilierten Trockenfugen nachgewiesen. Nachteilig dieser Verbindung zur ersten entwickelten Schnittstelle der vorliegenden Arbeit ist jedoch eine geringe Steifigkeit der Verbindung unter einer Schubbeanspruchung. Zudem sind für die Aktivierung des Zusatzelementes überdrückte Querschnitte der angrenzenden Tragelemente erforderlich. Bei einer Öffnung der Fuge infolge von Biegung findet keine Übertragung der auftretenden Schubkräfte über das Zusatzelement statt.

Die numerischen Berechnungen zur zweiten Schnittstelle dieser Arbeit konnten zunächst aufzeigen, dass eine höhere Biegetragfähigkeit im Vergleich zu einem Träger mit trocken gestoßenen Segmenten ohne zusätzliche Verbindungsbauteile besteht. Darüber hinaus ist auch ohne Vorspannung eine ausreichende Biegetragfähigkeit des Systems für den Zusammenbau der Tragelemente zu einem Tragwerk gegeben. Außerdem kann durch den

Einsatz der beschriebenen Zusatzelemente zur Bildung einer Verbindung eine größere plastische Rotationsfähigkeit sowie Gesamtrrotationsfähigkeit des Systems im Vergleich zu einem durchlaufenden segmentären System mit ebenen Stoßflächen erzielt werden. Auch liegt durch den Einbau von Zusatzelementen ein steiferes System nach dem Überschreiten des Dekompressionsmomentes im Vergleich zu seinem einfachen segmentären System vor. Hinsichtlich des Nachweises auf Biegung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind jedoch weitere detaillierte Untersuchungen durchzuführen, um insbesondere das Rotationsverhalten statisch unbestimmter Systeme ausführlich zu erforschen. Mittels numerischer Simulationen wurde zudem eine Weiterentwicklung der Verbindung durchgeführt und der Einfluss wesentlicher Parameter auf das Tragverhalten analysiert. Nach der Durchführung von experimentellen und numerischen Untersuchungen bestehen nun ausreichende Erkenntnisse zur Erarbeitung eines Toleranzkonzeptes und zur Formulierung eines Modells für den rechnerischen Nachweis der Verbindung auf Schub im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

6 Beitrag zur Standardisierung und Folgerungen für den Nachweis

Die aus den theoretischen Überlegungen sowie den experimentellen und numerischen Untersuchungen abgeleiteten Erkenntnisse bezüglich der erarbeiteten Verbindungen zwischen stabförmigen Betontragelementen erlauben abschließend die Ableitung einer Gesamtlösung für eine vereinheitlichte Schnittstelle. Es folgt zunächst eine Evaluierung der Ergebnisse dieser Arbeit mit der Vorstellung der Gesamtlösung für die Gestalt der Schnittstelle. Ein Toleranzkonzept sowie Empfehlungen für die Festlegung relevanter Parameterwerte bilden den Beitrag zur Standardisierung der vorliegenden Arbeit. Anschließend werden erste Schlussfolgerungen für den rechnerischen Nachweis der Verbindung im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorgestellt.

6.1 Evaluierung und Beitrag zur Standardisierung

Die Bewertung der untersuchten Schnittstellen erfolgt mittels einer Gegenüberstellung relevanter Kriterien. Die Kombination positiver Aspekte trägt zur Findung der Gesamtlösung bei. Bei beiden untersuchten Schnittstellen werden Zusatzelemente aus Stahl verwendet, so dass hybride Verbindungen vorliegen. Tabelle 6.1 fasst die Bewertungskriterien sowie den qualitativen Vergleich der beiden untersuchten Schnittstellen dieser Arbeit zusammen.

Aus den Zwischenfazit der experimentellen und numerischen Untersuchungen der Verbindung zur ersten entwickelten Schnittstelle dieser Arbeit ging bereits hervor, dass die erarbeitete Verbindung aufgrund der hohen Passgenauigkeit des Zusatzelementes eine kurze Montagezeit aufweist. Da lediglich ein Zusatzelement zur Bildung der Verbindung zum Einsatz kommt, spielen Lageabweichungen der Vertiefungen auf der Bauteilebene eine untergeordnete Rolle. Ein Ausgleich von Formabweichungen der Vertiefungen ist hier nicht möglich. Damit die Verkettung von Abweichungen auf die Bauteilebene beschränkt bleibt, muss ein Ausgleich der Formabweichungen über die Verbindungen zwischen den Bauteilen verschiedener Module erfolgen. Bei der Verbindung zur zweiten Schnittstelle dieser Arbeit kommen hingegen vier Zusatzelemente zum Einsatz.

Tabelle 6.1: Zusammenfassung der Bewertungskriterien der untersuchten Verbindungen zu den Schnittstellen mit einer qualitativen Bewertung

	Verbindung zur 1. Schnittstelle	Verbindung zur 2. Schnittstelle
Montagezeit	+	-
Passgenauigkeit	+	-
Bewehrungsführung	-	+
Kraftübertragung	-	+
Trag- und Verformungsverhalten	+	+
Herstellkosten	-	-
+ positiv, - negativ		

Damit eine möglichst gleichförmige Aufteilung der zu übertragenden Kraft auf die vier Zusatzelemente sichergestellt werden kann, sind Form- und Lageabweichungen der Vertiefungen und der eingebachten Hülsen zu begrenzen. Die numerischen Untersuchungen haben aufgezeigt, dass Gesamtabweichungen, die sich aus Lage- und Formabweichungen zusammensetzen können, von weniger als 0,5 mm einzuhalten sind, damit kein wesentlicher Einfluss der Abweichungen auf das Tragverhalten sowie die Tragfähigkeit der Verbindung besteht. Das berücksichtigte Spiel bzw. die festgelegten Toleranzen des Zusatzelementes stehen jedoch in einem Zusammenhang mit der Montagezeit der Verbindung. Die Festlegung geringer Toleranzen erhöht die Montagezeit und damit die Komplexität der Verbindung. Aus diesen Zusammenhängen lässt sich ableiten, dass die Montagezeit der zweiten entwickelten Verbindung qualitativ um ein Vielfaches höher ist als die der Verbindung zur ersten Schnittstelle dieser Arbeit.

Die komplexe Bewehrungsführung im Fugenbereich zur Sicherstellung eines duktilen Tragverhaltens der ersten Verbindung ist im Vergleich zur linear geführten Bewehrung der zweiten Verbindung aufwändiger und zeitintensiver in der Herstellung. Eine rein lineare Bewehrungsführung mit gleichen Bügelabständen ermöglicht eine einfache Herstellung der Bauteile sowie eine Serienfertigung der Bewehrungskörbe und Tragelemente.

Die zweite entwickelte Schnittstelle dieser Arbeit ist im direkten Vergleich der beiden untersuchten Schnittstellen hinsichtlich dem Bewertungskriterium der Kraftübertragung

als positiv zu beurteilen, da alle auftretenden Kräfte an den Enden der Tragelemente – auch bei einer geringen Vorspannung – übertragen werden können. Wird eine Biegung in einem System hervorgerufen, beteiligen sich die Zusatzelemente am Lastabtrag und eine erhöhte plastische Verformbarkeit kann festgestellt werden. Die erste Schnittstelle dieser Arbeit hingegen ermöglicht lediglich eine Schubkraftübertragung sowie die geringfügige Übertragung einer Torsion. Bei einer Biegebeanspruchung verhält sich das System wie ein Bauteil bestehend aus stumpf gestoßenen Segmenten. Beide untersuchten Schnittstellen mit den entwickelten Bewehrungsführungen weisen ein duktileres Tragverhalten mit einer deutlichen Rissbildung vor dem Versagen unter den untersuchten Beanspruchungen auf. Die Simulationsergebnisse der weiterentwickelten zweiten Schnittstelle dieser Arbeit unter Biege- und Schubbeanspruchung lassen ebenfalls ein duktileres Verhalten der Verbindung erkennen.

Die Verbindung zur ersten in dieser Arbeit erarbeiteten Schnittstelle mit einem doppelkonischen Zusatzelement ist aufgrund der komplexen Ausbildung des Zusatzelementes für eine wirtschaftliche Ausführung einer kraftübertragenden Verbindung nicht geeignet. Die Gestalt des Zusatzelementes ist zwar für die baupraktische Anwendung zu komplex, weist jedoch ein hohes Potenzial für den passgenauen Zusammenbau einzelner Betontragelemente auf. Die Herstellung von konischen Vertiefungen in Betonbauteilen für den Einsatz zentrierender Elemente, die keine Kräfte übertragen und folglich aus einem kostengünstigen Werkstoff (z. B. Kunststoff) gefertigt werden können, ist Erfolg versprechend.

Die Gesamtlösung der Schnittstelle zur Bildung einer Verbindung zwischen stabförmigen Betonbauteilen setzt sich entsprechend dem in Kapitel 3 vorgestellten Konzept der Schnittstelle aus den Komponenten Kraftübertragung, Ausrichtung und Spanngliedführung zusammen und ist in Abbildung 6.1 dargestellt. Senkrecht zur Fügerichtung auftretende Kräfte können vollständig über die in den Querschnitt eingebrachten Zusatzelemente übertragen werden, während der überwiegende Kraftanteil bei einer Biegebeanspruchung über den Betonquerschnitt abgetragen wird.

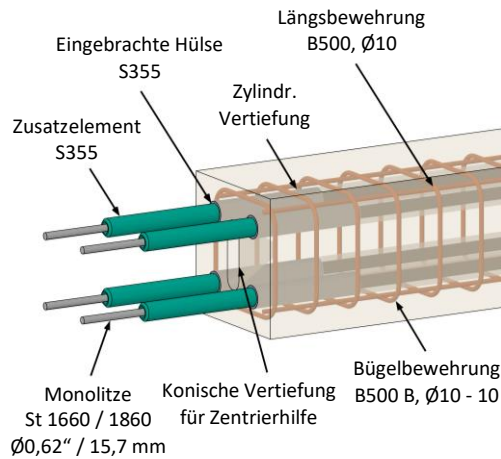


Abbildung 6.1: Gesamtlösung der Schnittstelle und Verbindung

Die Verbindung zur Gesamtlösung der Schnittstelle umfasst zudem Hülsen für die passgenaue Montage der Zusatzelemente. Der umlaufender Spalt zwischen den Hülsen und den zylindrischen Vertiefungen in den Betonbauteilen ist mittels eines verbundbildenden Stoffes auszugleichen. Außerdem besteht eine konische Vertiefung in der ebenen Stoßfläche des Tragelementes, die für die Montage der Zusatzelemente von wesentlicher Bedeutung ist. Der Montageprozess der Zusatzelemente wird im Folgenden unter Zuhilfenahme der Abbildung 6.2 erläutert.

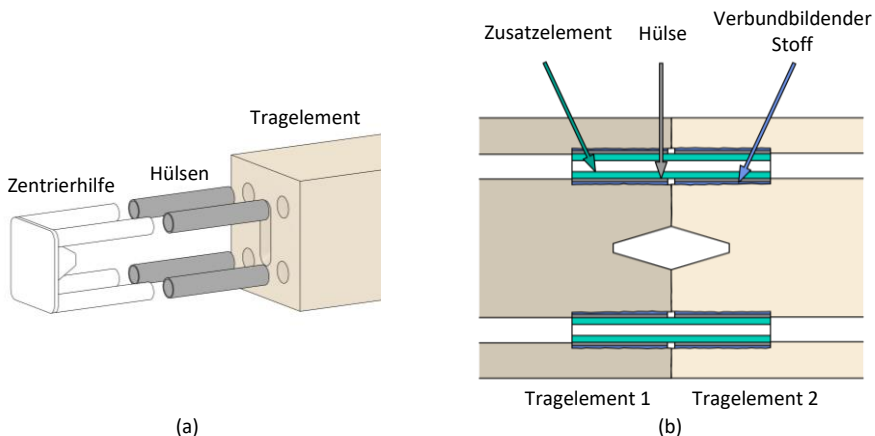


Abbildung 6.2: Gesamtlösung der Schnittstelle und Verbindung: (a) Montage der Hülsen mittels Zentrierhilfe und (b) Schnitt durch die Verbindung mit einer Draufsicht

Die konische Vertiefung in der Stoßfläche eines Tragelementes ist für die Aufnahme einer Zentrierhilfe für die Montage der Hülsen vorgesehen. Die Vertiefung weist eine Geometrie auf, die in Anlehnung an die Form der untersuchten Vertiefung der ersten Schnittstelle dieser Arbeit gewählt ist. Die Zentrierhilfe besteht aus einem Gegenstück, das in die konische Vertiefung im Betonbauteil passt, und Führungen für die Montage der Hülsen. Die Hülsen werden mittels eines verbundbildenden Stoffs in den zylindrischen Vertiefungen im Betonbauteil befestigt. In die eingebrachten Hülsen können dann wiederum die Zusatzelemente beim Fügeprozess der Tragelemente eingeschoben werden.

Die Parameter zur Beschreibung der Schnittstelle werden im Nachfolgenden aufgeführt und erläutert. Außerdem folgt eine Zusammenstellung wichtiger Toleranzen für die Fertigung der Einzelbauteile zur Sicherstellung der Funktion sowie der Tragfähigkeit der Verbindung, da die bedachte Festlegung von Toleranzen die Basis für den Erfolg eines Produktes bildet [51].

Die Festschreibung geometrischer Parameter für die Zentriervertiefung in den Stoßflächen eines Tragelementes ist nicht erforderlich, da eine passgenaue Montage der Zusatzelemente unabhängig von der Form oder Ausführung der Vertiefung ist. Aus dem höchstzulässigen Spiel der Zusatzelemente in Höhe von 0,5 mm und unter Berücksichtigung weiterer Toleranzen, die nachfolgend erläutert werden, folgt eine zulässige Formabweichung der Vertiefung (Profilform der Fläche) von $\pm 0,12$ mm. Die einzuhaltenden Abmaße der Zentriervertiefung weisen damit Werte auf, die näherungsweise den ermittelten Abweichungen der Vertiefungen in den Betonbauteilen der zweiten Versuchsreihe dieser Arbeit entsprechen.

Die zylindrischen Vertiefungen mit einer Länge von 300 mm weisen bei einem Durchmesser von 50 mm einen Achsabstand von 150 mm auf. Basierend auf dem zugrundeliegenden Baukastensystem und den erarbeiteten Bauteildimensionen kann gefolgert werden, dass dieser Achsabstand der Vertiefungen und damit auch der Zusatzelemente festzuschreiben ist. Die höchstzulässigen Lageabweichungen der zylindrischen Vertiefungen betragen in Bezug auf den Mittelpunkt der Zentriervertiefung $\pm 0,5$ mm.

In die zylindrischen Vertiefungen werden Hülsen mit einem Außendurchmesser von 48 mm und einer Wanddicke von 4 mm eingebracht. Zur Sicherstellung einer Spielpassung und einer ausreichenden Dicke des verbundbildenden Stoffs zwischen den Hülsen und den Vertiefungen werden Toleranzen in Bezug auf den Außendurchmesser der Hülsen festgelegt. Die Form- und Maßtoleranzen des Außendurchmessers können zu

$\pm 0,5$ mm angegeben werden. Der Innendurchmesser der Hülse darf eine positive Abweichung von höchstens 0,2 mm aufweisen; negative Abmaße sind nicht zulässig.

Die Zusatzelemente mit einem Außendurchmesser von 39,8 mm und einer festgelegten Toleranz zu $\pm 0,1$ mm ermöglichen damit eine Spielpassung mit einem Spiel zwischen 0,1 mm und 0,5 mm zwischen den Hülsen und den Zusatzelementen. An den Innendurchmesser der Zusatzelemente besteht eine geringe Anforderung, weshalb ein Toleranzbereich von $\pm 0,5$ mm empfohlen wird. Grundsätzlich ist zur wirtschaftlichen Ausführung der Verbindung ein Wanddicke der Zusatzelemente in Bezug auf die vorliegende Einwirkung sowie die Querschnittshöhe zu wählen. Hierbei ist jedoch sicherzustellen, dass der Einbau von Zusatzelementen mit zu geringen Tragwiderständen für eine vorliegende Einbaustelle ausgeschlossen ist.

Für die Sicherstellung des passgenauen Zusammenbaus einzelner Tragelemente zu einem Gesamttragwerk ist neben der Erarbeitung eines Konzeptes für die Schnittstellen zwischen Tragelementen und Modulen insbesondere die Festlegung von Bauteiltoleranzen sowie ein Konzept zum Ausgleich von Bauteilabweichungen, maßgeblich den Längsabmessungen der stabförmigen Bauteilen, erforderlich. Darüber hinaus sind Ebenheitsanforderungen an die Stoßflächen der Tragelemente festzulegen. Insbesondere die Unebenheit der Stoßflächen kann zu einer zusätzlichen Beanspruchung der Zusatzelemente führen. Der Einfluss von Oberflächenabweichungen auf das Tragverhalten der Verbindung sowie die Verformung des Tragwerkes sind zu erforschen. Zudem sind geeignete Maßnahmen für den Ausgleich von Maßabweichungen in Bezug auf die Länge von Tragelementen festzulegen. Beispielsweise ist für die Knotenpunkte eines Systems in Skelettbauweise ein Konzept für den Ausgleich von Abweichungen zu entwickeln, um Imperfektionen im Gesamtsystem zu vermeiden, und um die Zusammenbaubarkeit des Tragwerkes sicherzustellen.

Abbildung 6.3 fasst in einer Ansicht die relevanten Parameter der beschriebenen Schnittstelle zusammen. Die fettgedruckten Werte sind Empfehlungen für die Entwicklung eines Standards.

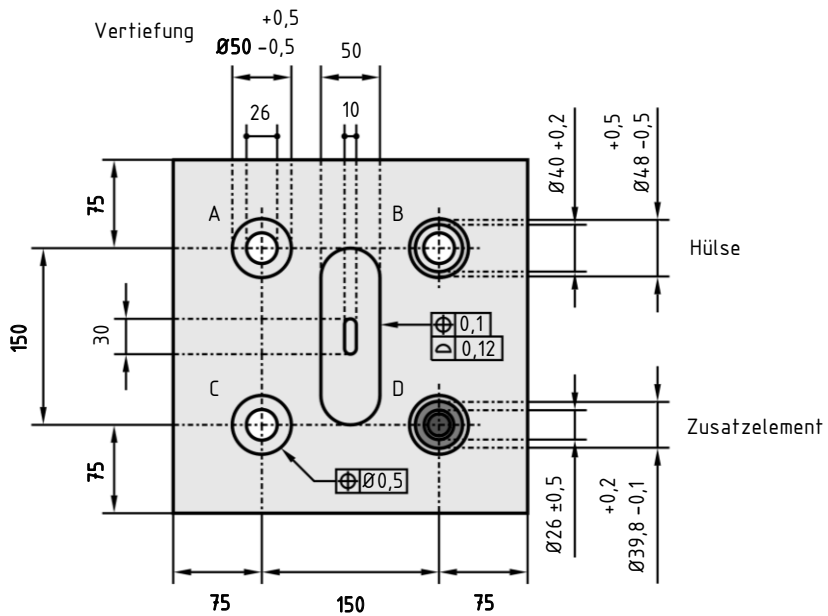


Abbildung 6.3: Darstellung der Abmessungen und Toleranzen für den kleinsten betrachteten Bauteilquerschnitt: Detail A und C ohne Darstellung des Zusatzelementes, Detail B mit eingebauter Hülse, Detail D mit Zusatzelement und angeordneter Monolitze

Tabelle 6.2 fasst die beschriebenen Nennmaße und Toleranzen der Gesamtlösung der Schnittstelle und der entwickelten Verbindung zusammen.

Tabelle 6.2: Relevante Nennmaße und Toleranzen der Schnittstelle und der Verbindung

Pos.	Bezeichnung	Nennmaß / Bezug	Unteres Abmaß	Oberes Abmaß
[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]
1	Zentriervertiefung			
	Lage	Mittelpunkt des Querschnitts	-0,10	+0,10
	Form	Sollform	-0,12	+0,12
2	Zylindr. Vertiefung			
	Durchmesser/Zylindrizität	50,00 mm	-0,50	+0,50
	Lage je Vertiefung und Richtung	Mittelpunkt der Zentriervertiefung	-0,50	+0,50
3	Hülse			
	Außendurchmesser	48,00 mm	-0,50	+0,50
	Innendurchmesser	40,00 mm	0,00	+0,20
4	Zusatzelement			
	Außendurchmesser	39,80 mm	-0,10	+0,20
	Innendurchmesser	26,00 mm	-0,50	+0,50

Die vorgenannten Toleranzen sind grundsätzlich auch für die Querschnitte mit einer Höhe von 450 mm und 600 mm gültig. Es wird eine Mindestbetonfestigkeit der Klasse C60/75 u. a. für die Anwendung der in Abbildung 6.4 dargestellten Abstände empfohlen. Außerdem müssen in den Verankerungsbereichen der Litzen oder der Litzenbündel Randabstände eingehalten und eine zusätzliche Spaltzugbewehrung angeordnet werden, die zu erforschen sind.

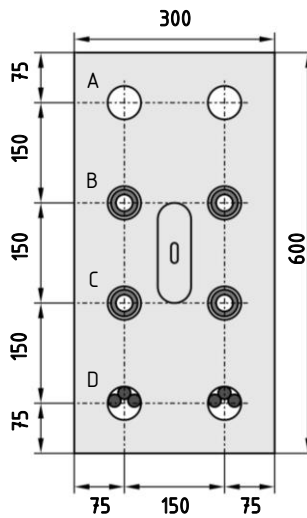


Abbildung 6.4: Beispielhafte Darstellung des Querschnitts mit einer Breite von 300 mm und einer Höhe von 600 mm mit einer Anordnung der Zusatzelemente in den Achsen B und C des Querschnitts sowie von Litzebündeln in der Achse D des Querschnitts

Abschließend können als weitere Grundlage für die Entwicklung einer standardisierten Schnittstelle die Querschnittsabmessungen des vorgestellten Baukastensystems zu 0,30 m mit Abstufungen der Querschnittshöhe von 0,15 m genannt werden [70].

6.2 Folgerungen für den Nachweis

Grundsätzlich kann für vorgespannte segmentäre Durchlaufsysteme eine linear elastische Schnittgrößenermittlung nach Eurocode 2 durchgeführt werden, da, wie bei den numerischen Untersuchungen dieser Arbeit gezeigt, keine geringere Steifigkeit im Vergleich zu einem monolithischen Balken besteht, solange das Dekompressionsmoment nicht erreicht ist. Erst mit dem Beginn einer Fugenöffnung ist gegenüber einem monolithischen Balken eine geringere Steifigkeit feststellbar. Eine Schnittgrößenumlagerung kann trotz Ausbildung eines Gelenkes nicht vorgenommen werden, da kein Fließen der Spannlitzen oder der schlaffen Bewehrung festgestellt werden kann. Es ist zu erforschen, ob durch den Einsatz plastisch verformbarer Zusatzelemente eine Schnittgrößenumlagerung bei statisch unbestimmten Systemen möglich ist. Tragelemente, die durch die Anordnung von Zusatzelementen in den Stoßbereichen zu einem durchlaufenden Bauteil zusammengespant sind, können

grundsätzlich nach Eurocode 2 für die auftretenden Einwirkungen bemessen werden. Bei der Biegebemessung ist jedoch zu beachten, dass das Biegetragverhalten eines segmentären Systems mit einer Vorspannung ohne Verbund vom Verformungsverhalten des Durchlaufsystems abhängig ist [75]. Für die Stoßbereiche der Tragelemente sind im Allgemeinen zusätzlich die folgenden Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu führen, wie auch in der Literatur (z. B. [34, 88, 98, 134, 148]) ausführlich beschrieben:

- (1) Schubkraftübertragung in der Fuge
- (2) Biegedruckzone auf Biegung und Längsdruck
- (3) Biegedruckzone auf Querkraft und Torsion
- (4) Einleitung der schiefen Druckkraft in der Biegedruckzone (Spaltzugbruch)

Für die Nachweise (2) bis (4) wird auf die Literatur verwiesen. Es wird jedoch empfohlen, die Zusatzelemente nicht für die Nachweise auf Biegung im Grenzzustand der Tragfähigkeit anzusetzen. Nachfolgend wird der Nachweis (1) der Schubkraftübertragung in der Fuge anhand den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen zur weiterentwickelten Verbindung zur zweiten Schnittstelle dieser Arbeit erläutert.

Grundsätzlich weicht die Schubtragfähigkeit eines durchlaufenden, überdrückten Systems mit einer Vorspannung ohne Verbund und eingebauten Zusatzelementen in den Fugen nicht von der Tragfähigkeit eines monolithischen Systems ab, da kein Einfluss überdrückter Fugen auf die Ausbildung von Schubrisen besteht [75]. Der Nachweis der Schubtragfähigkeit der Fuge bzw. der Verbindung wird nachfolgend erläutert. Bei einer kombinierten Schub- und Biegebeanspruchung mit einer Öffnung der Fuge setzt sich bei geradliniger Spanngliedführung die Schubtragfähigkeit der Fuge aus dem Reibungsanteil in der Druckzone und den Zusatzelementen zusammen. Der Reibungsanteil der gestoßenen Bauteilflächen wird für den Nachweis im Folgenden jedoch vernachlässigt, da einerseits grundsätzlich eine große Streuung des Reibungskoeffizienten vorliegt und insbesondere bei einem biegebeanspruchten Querschnitt mit einer geöffneten Fuge eine geringe Kontaktfläche mit einer hohen Pressung vorliegt und andererseits eine Wiederverwendung der Betonbauteile nach dem Rückbau ohne Ansatz eines Reibungsanteils möglich ist. Das Reibungsverhalten unter sehr hohen Normalspannungen ist nicht ausreichend erforscht, um eine zuverlässige Formulierung des Traganteils infolge der trockenen Reibung angeben zu können. Zudem besteht ein Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit bzw. -rauheit sowie der Formabweichungen der Oberfläche auf den Reibungstraganteil. Auch der Einfluss von Verschmutzung oder Störkörpern in der Fuge ist für die Nachweisführung der Tragfähigkeit bzw. Standsicherheit trocken gefügter Bauteile nicht zu vernachlässigen.

Daher wird für den rechnerischen Nachweis der Schubtragfähigkeit der Verbindung auf der konservativen Seite nur der Traganteil der Zusatzelemente angesetzt. Für den Nachweis der Verbindung sind in Anlehnung an das EAD 050019-00-0301 bzw. den TR 065 die Nachweise gegen Stahlversagen und Betonversagen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu führen. Für den Nachweis gegen ein Stahlversagen infolge einer Schubbeanspruchung folgt unter der Annahme eines trockenen Stoßes der angrenzenden Bauteile die Gleichung (6.1) zur Berechnung des charakteristischen Widerstandes.

$$V_{Rk,s} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{\frac{e^2}{W_{pl}^2} + \frac{3}{A_s^2}}} \quad (6.1)$$

Für das Zusatzelement mit einem Außendurchmesser von 39,8 mm und einem Innendurchmesser von 26 mm folgt eine Querschnittsfläche des Zusatzelementes von 713 mm². Der Einspannpunkt e beträgt 20 mm. Das plastische Widerstandsmoment W_{pl} kann hierbei aus dem elastischen Widerstandsmoment W_{el} und dem plastischen Formbeiwert α_{pl} errechnet werden:

$$W_{pl} = W_{el} \cdot \alpha_{pl} \quad (6.2)$$

Das elastische Widerstandsmoment für den Hohlprofilquerschnitt kann mit dem Außendurchmesser D und dem Innendurchmesser d des Zusatzelementes nach Gleichung (6.3) berechnet werden:

$$W_{el} = \pi \cdot \frac{D^4 - d^4}{32 D} \quad (6.3)$$

Der plastische Formbeiwert α_{pl} für einen dünnwandigen Kreishohlquerschnitt wird bei einem Verhältnis des Außendurchmessers D zum Innendurchmesser d mit kleiner als 1,2 nach Gleichung (6.4) berechnet. Für die angegebenen Querschnittsabmessungen des Zusatzelementes gilt $D/d > 1,2$. Die Annahme des plastischen Formbeiwertes nach Gleichung (6.4) für den genannten dickwandigen Querschnitt ist jedoch konservativ.

$$\alpha_{pl} = 4 \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2}\right)}{\pi} \approx 1,273 \quad (6.4)$$

Wird ein Baustahl S355 für die Herstellung der Zusatzelemente ausgewählt, besteht nach Gleichung (6.1) eine rechnerische charakteristische Tragfähigkeit je Zusatzelement in

Höhe von 90,1 kN. Bei der Ausbildung einer Verbindung bestehend aus vier Zusatzelementen beträgt die charakteristische Tragfähigkeit demnach 360,4 kN.

Für geringere Einwirkungen kann, wie bereits beschrieben, der Einsatz von Zusatzelementen mit größerem Innendurchmesser bzw. geringerer Wandstärke angestrebt werden, um eine wirtschaftliche Bemessung des Verbindungsdetails zu ermöglichen. Hierbei ist jedoch der Einfluss des Querschnittes und damit auch der Steifigkeit der Zusatzelemente auf das Tragverhalten der Verbindung zu ermitteln. Ist eine höhere Schubtragfähigkeit der Verbindung erforderlich, kann beispielweise eine höhere Stahlfestigkeit gewählt werden.

Der rechnerische Nachweis gegen Betonversagen der Verbindung infolge von Schub im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt für eine Verbindung mit vier eingebauten Zusatzelementen basierend auf den Ergebnissen der numerischen Simulationen. Gleichung (6.5) beschreibt die charakteristische Schubtragfähigkeit der Verbindung in Newton.

$$V_{Rk,c} = X_1 \cdot h_0 \cdot h^{k_1} \cdot d_s^{k_2 \frac{h}{h_0}} \cdot f_{yk} \cdot f_{ctm} \quad (6.5)$$

Dabei ist:

- | | |
|----------|--|
| X_1 | ein dimensionsloser Faktor,
$X_1 = 0,220 \cdot 10^{-3}$; |
| h_0 | die Grundquerschnittshöhe in mm,
$h_0 = 300$ mm; |
| h | die Querschnittshöhe in mm,
$h = 300$ mm bis 600 mm; |
| k_1 | ein dimensionsloser Faktor,
$k_1 = 1,2$; |
| d_s | der Bügeldurchmesser in mm,
$d = 8$ mm bis 14 mm; |
| k_2 | ein dimensionsloser Faktor,
$k_2 = 0,1$; |
| f_{yk} | die charakteristische Streckgrenze des Bügels in MPa,
$f_{yk} = 500$ MPa; |

f_{ctm} die charakteristische Zugfestigkeit des Betons in MPa,
für die Betonfestigkeitsklassen C25/30 bis C100/115 mit der
Formulierung nach DIN EN 1992-1-1.

Weitere Parameter für den Nachweis gegen Betonversagen sind die konstante Breite des Querschnitts mit einem Wert von 300 mm sowie der festgelegte Bügelabstand zu 100 mm.

Basierend auf den numerischen Untersuchungen folgt damit für den Nachweis gegen Betonversagen der Verbindung für normalfeste und hochfeste Betone einschließlich der Festigkeitsklasse C100/115 die Formulierung zur Beschreibung der charakteristischen Tragfähigkeit entsprechend der Gleichung (6.6).

$$V_{Rk,c} = 0,220 \cdot 10^{-3} \cdot h_0 \cdot h^{1,2} \cdot d_s^{0,1 \frac{h}{h_0}} \cdot f_{yk} \cdot f_{ctm} \quad (6.6)$$

Die charakteristische Tragfähigkeit nach Gleichung (6.6) beschreibt die Gesamttragfähigkeit der Verbindung. Grundsätzlich bestehen jedoch ein Betontraganteil sowie ein Bewehrungstraganteil der Verbindung. Bei den numerischen Simulationen wurde von einem starren Verbund zwischen Bewehrung und Beton ausgegangen, weshalb keine Aufteilung in die genannten Traganteile möglich ist.

Neben den vorgenannten Nachweisen gegen Beton- und Stahlversagen unter Schub- und Biegebeanspruchung ist zudem der Nachweis gegen Versagen infolge Torsion sowie Querkraft bzw. Durchstanzen außerhalb des Verbindungsbereiches im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu führen. Abschließend kann auf Basis der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen festgehalten werden, dass von einem schnellen Anwachsen der Rissbreite erst unmittelbar vor den Erreichen der Tragfähigkeit ausgegangen werden kann. Es ist zu überprüfen, ob die normativen Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Entwicklung standardisierter Schnittstellen zwischen Modulen und Bauteilen des modularen Betonfertigteilbaus. Die zu Beginn dieser Arbeit aufgeführten Forschungsfragen werden nun abschließend beantwortet. Darüber hinaus zeigt ein Ausblick auf, welche Herausforderungen bei der weiteren Entwicklung einheitlicher Schnittstellen bestehen und wie eine Einführung von standardisierten Bauteilen und Schnittstellen gelingen kann.

7.1 Zusammenfassung

Die vorgenannten Forschungsfragen und die Antworten darauf lauten wie folgt:

- F.1** Wie können Schnittstellen und Verbindungen zwischen Tragelementen zur Errichtung von Fertigteilhochbauten bestehend aus stabförmigen Betonbauteilen gestaltet sein, damit sie zur Erreichung der Ziele des modularen Bauens beitragen?
- A.1** Aus konzeptionellen Überlegungen zur Gestaltung einer standardisierten Schnittstelle für die Bildung einer Verbindung zwischen vorgespannten stabförmigen Betonbauteilen geht hervor, dass eine Schnittstelle drei Komponenten aufweisen muss, denen unterschiedliche Funktionen zukommen. Die Komponenten lauten: (1) Komponente der Kraftübertragung, (2) Komponente der Ausrichtung und (3) Komponente der Spanngliedführung. Durch die Variation der Ausprägungen verschiedener Merkmale der drei Komponenten kann eine Vielzahl an Lösungsmöglichkeiten für eine einheitliche Schnittstelle generiert werden. Mittels einer systematischen Auswahl sowie der ingenieurmäßigen Untersuchung einzelner Verbindungen konnte in dieser Arbeit eine Gesamtlösung für eine Schnittstelle zwischen stabförmigen Betonbauteilen erarbeitet werden, die eine Grundlage für die weitere Ausarbeitung einer standardisierten Schnittstelle bildet. Die abschließend vorgestellte Verbindung dieser Arbeit für die baupraktische Anwendung ist eine hybride, lösbare Verbindung bestehend aus vier Zusatzelementen aus Stahl mit hohlem Querschnitt, die eine Länge von 500 mm und einen Außendurchmesser von 39,8 mm aufweisen und in Stahlhülsen eingeschoben

werden, die wiederum mittels einer stoffschlüssigen Verbindung in die zylindrischen Vertiefungen des Betonbauteils eingebracht werden. Der Durchmesser der zylindrischen Vertiefungen in den Betonbauteilen beträgt 50 mm. Die Abmessungen der zylindrischen Vertiefungen sowie die symmetrische Anordnung der Zusatzelemente mit einem Achsabstand von 150 mm in beide Richtungen des Querschnitts des Betonbauteils sind festzuschreiben, um stets eine Kompatibilität der Tragelemente sicherzustellen zu können. Der hohle Querschnitt der Zusatzelemente erlaubt zudem die Anordnung von Spanngliedern in der Achse der Zusatzelemente. Zudem beinhaltet die Verbindung zur Gesamtlösung der Schnittstelle in der Mitte der Stoßflächen eines jeden Betontragelementes eine Vertiefung mit konischer Geometrie, die in Kombination mit einer Zentrierhilfe den präzisen Einbau der Stahlhülsen in die zylindrischen Vertiefungen des Betonbauteils sicherstellt.

F.2 Wie erfolgt die Kraftübertragung zwischen gefügten Bauteilen, welches Trag- und Verformungsverhalten lässt sich für die entwickelten Verbindungen feststellen und welchen Einfluss haben ausgewählte Parameter auf das Verhalten?

A.2 In der vorliegenden Arbeit wurden zwei entwickelte Schnittstellen und darauf aufbauende Verbindungen unterschiedlicher Gestalt mittels experimentellen und numerischen Methoden untersucht, mit dem Ziel, die in der Fragestellung aufgeführten Aspekte zu beleuchten. Hierbei wurden verschiedenste Parameter der erarbeiteten Schnittstellen und der gebildeten Verbindungen ausführlich untersucht.

Bei der ersten Verbindung dieser Arbeit, die im Wesentlichen aus einem doppelkonischen Zusatzelement aus Stahl besteht, wurde der Einfluss der Form des Zusatzelementes auf die Kraftübertragung und das Tragverhalten untersucht. Es konnte mittels experimenteller und numerischer Untersuchungen nachgewiesen werden, dass das Kontaktverhalten und damit auch die Kraftübertragung zwischen dem Zusatzelement und den Betonbauteilen einen wesentlichen Einfluss auf das Versagen sowie die Versagensart der Verbindung haben. Mittels einer Formoptimierung des an der Verbindung beteiligten Zusatzelementes kann das Kontaktverhalten gezielt verbessert werden. Die Erkenntnisse der Untersuchungen an unbewehrten Betonkörpern konnten anschließend auf Bauteilversuche an bewehrten Tragelementen mit einer realen Einbausituation übertragen werden. Eine

entwickelte schlaufenförmige Bewehrungsführung nimmt die unter einer Schubbeanspruchung auftretenden Spaltzugkräfte im Beton auf und stellt ein duktileres Tragverhalten der Verbindung sicher. Im Vergleich zu profilierten oder verzahnten Fugen aus Beton ohne Zusatzelemente kann eine hohe Verformbarkeit des Systems unter der aufgetragenen Schubbeanspruchung festgestellt werden. Aus den Ergebnissen numerischer Untersuchungen mit einer Variation der Normalspannung konnte ein Modell zur Beschreibung des Normalspannungs-Schubspannungsverhalten abgeleitet werden. Aufgrund der eingeschränkten praktischen Anwendbarkeit dieser Verbindung im Hochbau sowie weiteren Defiziten wurden jedoch keine weiteren Untersuchungen zu dieser Schnittstelle mit einem einzigen Element durchgeführt.

Stattdessen wurde das Tragverhalten der zweiten erarbeiteten Verbindung dieser Arbeit, bestehend aus vier Zusatzelementen mit einem hohlen Querschnitt aus Stahl, ausführlich untersucht. Bei experimentellen Untersuchungen an zwei auf Biegung beanspruchten segmentären Balken mit eingebauten Zusatzelementen konnte aufgrund der plastisch verformbaren Zusatzelemente eine deutlich höhere plastische Rotationsfähigkeit im Vergleich zu einem einfachen segmentären Balken festgestellt werden. In weiterführenden numerischen Untersuchungen an einem angepassten Modell wurde zudem das Tragverhalten unter Schubbeanspruchung ausführlich erforscht. Hierbei wurden in Parameterstudien verschiedene Größen berücksichtigt. Grundsätzlich besteht unter Biege- und Schubbeanspruchung ein duktileres Tragverhalten der Verbindung. Die entwickelte Verbindung besitzt ein hohes Potenzial für die praktische Anwendung, da die Verbindung alle relevanten Kräfte zwischen den gefügten Betonbauteilen übertragen kann und das System im Vergleich zu segmentären Systemen mit stumpf gestoßenen Traglelementen ein besseres Tragverhalten aufweist.

- F.3** Wie kann ein Toleranzkonzept für die erarbeitete Gesamtlösung der Schnittstelle aussehen und wie kann der Nachweis der Verbindung zwischen stabförmigen Betonbauteilen unter Schubbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgen?
- A.3** Mittels einer numerischen Parameterstudie konnte das Trag- und Verformungsverhalten der weiterentwickelten Verbindung zur zweiten Schnittstelle und damit im Wesentlichen auch zur Gesamtlösung dieser Arbeit ausführlich erforscht werden, mit dem Ziel, Anforderungen an ein

Toleranzkonzept sowie Folgerungen für den rechnerischen Nachweis der Verbindung zu erarbeiten. Aus den Untersuchungen konnte abgeleitet werden, dass das Spiel eines jeden Zusatzelementes der Verbindung höchstens 0,5 mm betragen darf. Mit diesem Wert und der festgelegten Geometrie der an der Verbindung beteiligten Elemente konnten höchstzulässige Abmaße der Elemente und der zylindrischen Vertiefungen in den Betonbauteilen ermittelt werden. Aus dem festgelegten Grenzwert des Spiels und der definierten Geometrie der Elemente konnten weitere Toleranzen errechnet werden. Beispielsweise geht aus der geometrischen Betrachtung eine zulässige Formabweichung (Profilform der Fläche) im Vertiefungsbereich der Tragelemente, die für die Platzierung der Zentrierhilfe und damit den Einbau der Hülse zur Aufnahme der Zusatzelemente konzipiert ist, mit einem Wert von $\pm 0,12$ mm hervor. Die erarbeiteten Toleranzen beziehen sich jedoch nur auf die Bauteilebene. Für den Zusammenbau großer Strukturen bestehend aus stabförmigen Tragelementen ist eine Möglichkeit für den Ausgleich geometrischer Imperfektionen zwischen den Bauteilen sowie die Sicherstellung der Zusammenbaubarkeit von Tragwerken vorzusehen.

Die erforderlichen Nachweise in den Verbindungsbereichen eines durchlaufenden, vorgespannten Systems können im Allgemeinen mit Schnittgrößen geführt werden, die einer linear elastischen Ermittlung zugrunde liegen. Bei den numerischen Untersuchungen zur Ermittlung des Tragverhaltens unter Schubbeanspruchung wurden die Querschnittshöhe, der Bügelabstand, der Bügeldurchmesser, die Betonfestigkeit sowie Abweichungen zur Abbildung von Fertigungsungenauigkeiten oder anderen Abmaßen berücksichtigt. Die maßgeblichen Größen für die Beschreibung der Tragfähigkeit der Verbindung unter Schubbeanspruchung sind die Querschnittsabmessungen und die Betondruckfestigkeit der Tragelemente. Eine untergeordnete Rolle spielen die Streckgrenze und die Festigkeit des Betonstahls der Bügel, der Bügeldurchmesser sowie der Bügelabstand. Das Spiel der Zusatzelemente in den Hülse ist zu begrenzen, um eine Mindesttragfähigkeit sicherstellen zu können. Die Toleranz des vorgenannten Spiels ist indirekt über die Toleranzen der an der Verbindung beteiligten Bauteile festgeschrieben. Die Entwicklung eines Modells vervollständigt die rechnerische Nachweisführung der Verbindung unter Schubbeanspruchung.

Neben den aufgeführten Antworten auf die Forschungsfragen dieser Arbeit können folgende wesentliche Aspekte genannt werden:

- Die Fertigung von präzisen Vertiefungen in Bauteilen und Bauteilen selbst ist für die Errichtung von modularen Tragwerken von wesentlicher Bedeutung. Die Herstellungen von Vertiefungen für die Positionierung von Zusatzelementen bzw. Verbindungsbauteilen in Betontragelementen kann über Schalungssysteme, wie in dieser Arbeit gezeigt, oder durch maschinelle Fertigungsverfahren hergestellt werden. Für den Zusammenbau durchlaufender Systeme sind jedoch die Längenabweichungen der Tragelemente von großer Bedeutung. Das zeit- und lastabhängige Verhalten der Systeme ist künftig zu erforschen, um insbesondere die Wiederverwendung der Bauteile sicherstellen zu können.
- Die Komplexität einer Schnittstelle resp. Verbindung wird mit der Zeit, die für das Zusammenfügen zweier Tragelemente benötigt wird, errechnet. Hieraus kann gefolgert werden, dass die Komplexität einer Schnittstelle auch von der Anzahl bzw. der Größe der Tragelemente innerhalb einer Struktur abhängig ist. Um eine belastbare Aussage zur Komplexität einer Schnittstelle treffen zu können, wird empfohlen, nicht nur die Montagezeit, sondern auch die Zeit für die Herstellung der Vertiefungen und die an der Verbindung beteiligten Elemente bei der Ermittlung der Komplexität einer Schnittstelle zu berücksichtigen. Für die vergleichende Bewertung von Verbindungen ist neben der Dauer für die Fertigung der Verbindungselemente und der Montagezeit einer Verbindung auch die Dauer zur Demontage der gefügten Bauteile zu erfassen.

7.2 Ausblick

Die vom Markt geforderte Individualität von Tragwerken darf durch den Einsatz standardisierter Bauteile nur in geringem Maße eingeschränkt werden, um mit den bestehenden Bauweisen wettbewerbsfähig zu sein. Ein Wettbewerbsvorteil besteht dann, wenn mit standardisierten Bauteilen verschiedene Individualitäten der Konstruktionen bedient werden können. Ein Baukastensystem kann für die Errichtung einer primären Tragstruktur in Anlehnung an die Plattformbauweise beispielsweise so optimiert werden, dass verschiedenartige sekundäre Ausbauten möglich sind. Abbildung 7.1a zeigt einen beispielhaften Ausschnitt aus einem Skeletttragwerk in Stahlbetonbauweise mit einer Deckenkonstruktion in Holzbauweise im Bauzustand. Die

tragenden Betonbalken des Systems weisen hierbei einen zusammengesetzten Querschnitt mit einer linienförmigen Konsole auf. Die Verbindung von Balken und Stützen erfolgt in den Kreuzungspunkten mittels Knoten. Alternativ zu individuellen Ausbauten können beispielsweise Raummodule als sekundäre Einzeltragwerke in die primäre Tragstruktur eingebaut werden, wie in Abbildung 7.1b dargestellt.

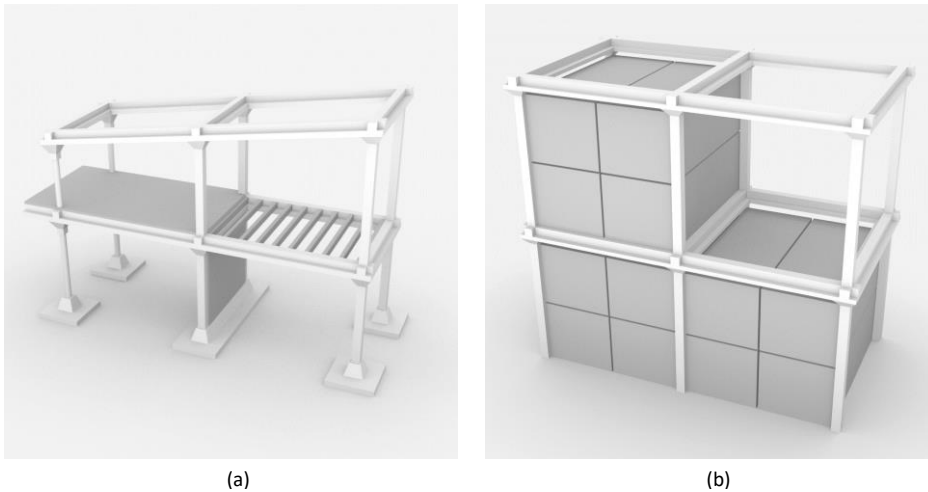


Abbildung 7.1: (a) Primäre Tragstruktur als Systembauweise und sekundäre Tragstruktur als individueller Ausbau, (b) Primäre Tragstruktur als Systembauweise und sekundäre Tragstruktur bestehend aus Raummodulen

Bei der Optimierung eines primären Baukastensystems sind neben der Sicherstellung der geometrischen Vielfalt des Systems auch die vertikale Aussteifung der zu errichtenden Gebäude über Tragstrukturen sowie die auf den Rohbau eines Gebäudes aufbauenden Gewerke und die Schnittstellen zu sekundären Tragstrukturen zu berücksichtigen. Die Markteinführung eines ganzheitlichen Baukastensystems für die Errichtung von Skelettbauten ist insbesondere durch die hohen Investitionskosten für die Einrichtung einer Serienfertigung zur Herstellung standardisierter Betontragelemente mit Risiken behaftet. Eine „schleichende“ Einführung einzelner Tragelemente, beispielsweise vorgespannter Stützen im Hallenbau, ermöglicht die schrittweise Etablierung modularer Baukastensysteme zur Errichtung von Tragwerken, die umgenutzt, umgebaut, rekonfiguriert und beschädigungsfrei demontiert werden können und fördert die Akzeptanz gegenüber diesen. Der prototypische Einsatz einzelner Tragelemente zur Erforschung der Praxistauglichkeit der Verbindungen und der Tragelemente sowie zur Detektion von Schwächen könnte in Deutschland beispielsweise durch eine Zustimmung

im Einzelfall oder eine allgemeine Bauartgenehmigung erzielt werden. Die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung von Tragelementen mit Längen- und Querschnittsabstufungen ermöglicht den flächendeckenden Einsatz vereinheitlichter Tragelemente. Die Normung von Betonfertigteilen mit festgelegten Querschnitten, Bewehrungsführungen, Betonfestigkeitsklassen und Schnittstellen ist für die langfristige Festschreibung dieser Parameter anzustreben. Für die Entwicklung eines marktreifen Systems sind bei der Nachweisführung zur Sicherstellung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit unter statischen Lasten insbesondere auch außergewöhnliche Einwirkungen sowie Erdbeben zu beachten. Für die weitere Erforschung modularer Baukastensysteme, bei denen der Rückbau von Tragwerken und die Wiederverwendung von Tragelementen berücksichtigt werden sollen, sind ganzheitliche Optimierungsansätze unter Beachtung sämtlicher Einwirkungen und der gestalterischen Freiheit der zu errichtenden Tragwerke in Betracht zu ziehen.

Literaturverzeichnis

- [1] ABAQUS/Dassault Systèmes (Hrsg.) (2022). *ABAQUS/SIMULIA User Assistance 2022. V2022 HF*.
- [2] Albers, A., Gausemeier, J. (2012). Von der fachdisziplinentorientierten Produktentwicklung zur Vorausschauenden und Systemorientierten Produktentstehung. In: R. Anderl, M. Eigner, U. Sandler and R. Stark (Hrsg.). *Smart Engineering*, acatech DISKUSSION. Springer, Berlin, Heidelberg, S. 17–29, [doi=10.1007/978-3-642-29372-6_3](https://doi.org/10.1007/978-3-642-29372-6_3).
- [3] Albers, A., Kempf, C., Renz, R., Spadinger, M., Stempniewski, L., Manny, A. (2020). Intelligente Modularisierung für den skalierbaren Betonbau durch Adaption der Methoden zur Baukastenentwicklung. *BetonWerk International*, 3, S. 27.
- [4] Albers, A., Scherer, H., Bursac, N., Rachenkova, G. (2015). Model Based Systems Engineering in Construction Kit Development – Two Case Studies. *Procedia CIRP* 36, S. 129–134, [doi=10.1016/j.procir.2015.01.044](https://doi.org/10.1016/j.procir.2015.01.044).
- [5] Albers, A., Wintergerst, E. (2014). The Contact and Channel Approach (C&C2-A): Relating a System’s Physical Structure to Its Functionality. In: A. Chakrabarti and L. T. M. Blessing (Hrsg.). *An Anthology of Theories and Models of Design*, Springer London, S. 151–171, [doi=10.1007/978-1-4471-6338-1_8](https://doi.org/10.1007/978-1-4471-6338-1_8).
- [6] B. Sinha, P., Gerstle, K. H., Tulin, L. G. (1964). Stress-Strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading. *JP* 61, 2, S. 195–212, [doi=10.14359/7775](https://doi.org/10.14359/7775).
- [7] Baghdadi, A., Heristchian, M., Ledderose, L., Kloft, H. (2020). Experimental and numerical assessment of new precast concrete connections under bending loads. *Engineering Structures* 212, 110456, [doi=10.1016/j.engstruct.2020.110456](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110456).
- [8] Baghdadi, A., Heristchian, M., Ledderose, L., Kloft, H. (2023). Experimental and Numerical Assessments of New Concrete Dry Connections concerning Potentials of the Robotic Subtractive Manufacturing Technique. *Buildings* 13, 1, 210, [doi=10.3390/buildings13010210](https://doi.org/10.3390/buildings13010210).
- [9] Baghdadi, A., Ledderose, L., Ameri, S., Kloft, H. (2023). Experimental and numerical assessments of new concrete dry connections concerning potentials of robotic CNC manufacturing technique. *Engineering Structures* 280, 115605, [doi=10.1016/j.engstruct.2023.115605](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115605).
- [10] Baldwin, C. Y., Clark, K. B. (2000). *Design Rules*. The MIT Press, [doi=10.7551/mitpress/2366.001.0001](https://doi.org/10.7551/mitpress/2366.001.0001).
- [11] Bažant, Z. P., Oh, B. H.: Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et construction* 16, 3, S. 155–177 (1983).

- [12] Bender, B., Gericke, K. (Hrsg.) (2021). *Pahl/Beitz Konstruktionslehre. Methoden und Anwendung erfolgreicher Produktentwicklung*. Springer, Berlin, Heidelberg, [doi=10.1007/978-3-662-57303-7](https://doi.org/10.1007/978-3-662-57303-7).
- [13] Bhushan, B. (2023). Introduction to tribology. *Tribology series*. Wiley, Chichester, West Sussex, United Kingdom, [doi=10.1002/9781118403259](https://doi.org/10.1002/9781118403259).
- [14] Blau, P. J. (2001). The significance and use of the friction coefficient. *Tribology International* 34, 9, S. 585–591, [doi=10.1016/S0301-679X\(01\)00050-0](https://doi.org/10.1016/S0301-679X(01)00050-0).
- [15] Blees, C. (2011). *Eine Methode zur Entwicklung modularer Produktfamilien*. TUHH Universitätsbibliothek, Dissertation, [doi=10.15480/882.1037](https://doi.org/10.15480/882.1037).
- [16] Blismas, N., Pasquire, C., Gibb, A. (2006). Benefit evaluation for off-site production in construction. *Construction Management and Economics* 24, 2, S. 121–130, [doi=10.1080/01446190500184444](https://doi.org/10.1080/01446190500184444).
- [17] Boothroyd, G., Dewhurst, P., Knight, W. A. (2002). Product design for manufacture and assembly. *Manufacturing engineering and materials processing* 58. Dekker, New York, NY.
- [18] Bornemann, R., Schmidt, M., Fehling, E., Middendorf, B. (2001). Ultra-Hochleistungsbeton UHPC - Herstellung, Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten. *BUST* 96, 7, S. 458–467, [doi=10.1002/best.200100550](https://doi.org/10.1002/best.200100550).
- [19] Borowski, K.-H. (1961). Definition des Baukastensystems. In: Kienzle, O., Borowski, K.-H. (Hrsg.). *Das Baukastensystem in der Technik*. Wissenschaftliche Normung. Springer, Berlin, Heidelberg, S. 14–22, [doi=10.1007/978-3-642-48735-4_4](https://doi.org/10.1007/978-3-642-48735-4_4).
- [20] Bursac, N. (2016). Model Based Systems Engineering zur Unterstützung der Baukastenentwicklung im Kontext der Frühen Phase der Produktgenerationsentwicklung. In: Albers, A. (Hrsg.). *Forschungsberichte - Systeme, Methoden, Prozesse*. Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe, [doi=10.5445/IR/1000054484](https://doi.org/10.5445/IR/1000054484).
- [21] Bursac, N., Albers, A., Schmitt, T. (2016). Model Based Systems Engineering in Modular Design – A Potential Analysis using Portal Type Scraper Reclaimers as an Example. *Procedia CIRP* 50, S. 802–807, [doi=10.1016/j.procir.2016.04.156](https://doi.org/10.1016/j.procir.2016.04.156).
- [22] Curbach, M., Speck, K. (2007). Zweiaxiale Druckfestigkeit von ultrahochfestem Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* 102, 10, S. 664–673, [doi=10.1002/best.200700573](https://doi.org/10.1002/best.200700573).
- [23] Dehn, F., Marzahn, G., König, G. (2003). *Konstruktionswerkstoffe im Bauwesen*. Ernst & Sohn, Berlin.
- [24] DIN e.V. (Hrsg.) (2019). *DIN 18202:2019-07, Toleranzen im Hochbau - Bauwerke*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, [doi=10.31030/3061349](https://doi.org/10.31030/3061349).

- [25] DIN e.V. (Hrsg.) (1982). *DIN 4760:1982-06, Gestaltabweichungen; Begriffe, Ordnungssystem*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, [doi=10.31030/1110827](https://doi.org/10.31030/1110827).
- [26] DIN e.V. (Hrsg.) (2018). *DIN EN 13369:2018-09, Allgemeine Regeln für Betonfertigteile; Deutsche Fassung EN 13369:2018*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, [doi=10.31030/2840083](https://doi.org/10.31030/2840083).
- [27] DIN e.V. (Hrsg.) (2013). *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, [doi=10.31030/1946465](https://doi.org/10.31030/1946465).
- [28] DIN e.V. (Hrsg.) (2011). *DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, [doi=10.31030/1723945](https://doi.org/10.31030/1723945).
- [29] DIN e.V. (Hrsg.) (1994). *DIN EN 1994-1-1:2010-12, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, [doi=10.31030/1721447](https://doi.org/10.31030/1721447).
- [30] DIN e.V. (Hrsg.) (2021). *DIN EN 206:2021-06, Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A2:2021*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, [doi=10.31030/3198971](https://doi.org/10.31030/3198971).
- [31] DIN e.V. (Hrsg.) (2012). *DIN EN ISO 25178-2:2012-09, Geometrische Produktspezifikation (GPS) - Oberflächenbeschaffenheit: Flächenhaft - Teil 2: Begriffe und Oberflächen-Kenngrößen (ISO_25178-2:2012); Deutsche Fassung EN ISO 25178-2:2012*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, [doi=10.31030/1754208](https://doi.org/10.31030/1754208).
- [32] DIN e.V. (Hrsg.) (2010). *DIN-Fachbericht CEN/TR 15739:2010-04, Betonfertigteile - Betonoberflächen - Beschreibungsmerkmale; Deutsche Fassung CEN/TR 15739:200*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, [doi=10.31030/1392520](https://doi.org/10.31030/1392520).
- [33] Dyckerhoff GmbH (Hrsg.) (2017). *Dyckerhoff NANODUR® Compound 5941*.
- [34] Eibl, J., Huang, J. (1993). Rotations- und Tragverhalten von unbewehrten Fugen unter Torsion und kombinierter Beanspruchung bei Vorspannung ohne Verbund beziehungsweise externer Vorspannung. In: *Kurzberichte aus der Bauforschung* 34, 6, S. 339-349.
- [35] Elgehausen, R., Mallée, R. (2000). *Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerkbau. Bauingenieur-Praxis*. Ernst & Sohn, Berlin.
- [36] Elliott, K. S. (2017). *Precast concrete structures*. Taylor & Francis CRC Press, Boca Raton (2017), [doi=10.1201/9781315370705](https://doi.org/10.1201/9781315370705).

- [37] Fehling, E., Schmidt, M., Teichmann, T., Bunje, K., Bornemann, R., Middendorf, B. (2005). Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC) - Forschungsbericht DFG FE 497/1-1. In: Schmidt, M., Fehling, E. (Hrsg.). *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*.
- [38] Erixon, G. (1998). *Modular function deployment. A method for product modularisation*. Kungl. Tekn. Högsk., Dissertation, TRITA-MSM 98, 1. The Royal Inst. of Technology Dept. of Manufacturing Systems Assembly Systems Division, Stockholm.
- [39] European Organisation for Technical Assessment (Hrsg.) (2019). *EAD 050019-00-0301 - Dowels for structural joints under static and quasi-static loading*.
- [40] European Organisation for Technical Assessment (Hrsg.) (2019). *TR 065 - Design of structural joints with shear dowels*.
- [41] Fa. Sudholt-Wasemann (Hrsg.) (2020). *Prüfberichte über die Materialeigenschaften und das Verhalten von UHPC*. Unveröffentlichte Unterlagen.
- [42] Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilebau e.V. (2015). *Merkblatt Nr. 6. Toleranzen und Passungsberechnungen für Betonfertigteile*. https://www.fdb-fertigteilebau.de/fileadmin/user_upload/Merkblaetter/FDB-Merkblatt_Nr_6_2015-09.pdf. Zugriff: 22 August 2023.
- [43] Fehling, E., Schmidt, M., Walraven, J., Leutbecher, T., Fröhlich, S. (2014). *Ultra-High Performance Concrete UHPC*. Wiley, [doi=10.1002/9783433604076](https://doi.org/10.1002/9783433604076).
- [44] Fa. Halfen (Hrsg.) (2023). *Fertigteilverbindungen*. https://www.halfen.com/de_AT/produktbereiche/beton/bewehrungssysteme/fertigteilverbindungen. Zugriff: 15 April 2023.
- [45] Fiedler, U. (1962). Versuche über den Reibungskoeffizienten in den Fugen zusammengespannter Fertigteile. *Bauplanung + Bautechnik* 3.
- [46] Fine, C. H. (1998). *Clockspeed. Winning industry control in the age of temporary advantage*. Little Brown, London.
- [47] Forman, P., Mark, P. (2022). Fertigungstoleranzen von Betonfertigteilen für die modulare Bauweise. *Beton und Stahlbetonbau* 117, 5, S. 286–295, [doi=10.1002/best.202200007](https://doi.org/10.1002/best.202200007).
- [48] Generalova, E. M., Generalov, V. P., Kuznetsova, A. A. (2016). Modular Buildings in Modern Construction. *Procedia Engineering* 153, S. 167–172, [doi=10.1016/j.proeng.2016.08.098](https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.098).
- [49] Göpfert, J. (1998). *Modulare Produktentwicklung*. Deutscher Universitätsverlag, Wiesbaden, [doi=10.1007/978-3-663-08152-4](https://doi.org/10.1007/978-3-663-08152-4).
- [50] Guckenberger, K., Daschner, F., Kupfer, H. (1980). *Segmentäre Spannbetonträger im Brückenbau*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 311. Ernst, Berlin, München.

- [51] Gust, P. (2018). Toleranzen – geometrische Produktspezifikationen schaffen Qualität. In: Skolaut, W. (Hrsg.). *Maschinenbau*, Springer, Berlin, Heidelberg, S. 783–810, [doi=10.1007/978-3-662-55882-9_24](https://doi.org/10.1007/978-3-662-55882-9_24).
- [52] Hartlieb, B., Hövel, A., Müller, N. (Hrsg.) (2016). *Normung und Standardisierung. Grundlagen*. Beuth Praxis. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Wien, Zürich.
- [53] Hierlein, E., Tillmann, M. (2021). *Betonfertigteile im Geschoss- und Hallenbau. Grundlagen für die Planung*. FDB – Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilebau e. V., 3. Aufl.
- [54] Hillerborg, A. (1983). Analysis of one single crack. In: Wittmann, F. H. (Hrsg.). *Fracture Mechanics of Concrete (Developments in civil engineering)*, Elsevier, United States, S. 223–249.
- [55] Hillerborg, A., Modéer, M., Petersson, P.-E. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and concrete research* 6, 6, S. 773–781.
- [56] Hillström, F. (1994). Applying axiomatic design to interface analysis in modular product development. In: *International Design Engineering Technical Conferences and Computers and Information in Engineering Conference*, S. 363–371.
- [57] Hordijk, D. A. (1991). *Local approach to fatigue of concrete*. Techn. Univ. Delft, Dissertation, Delft.
- [58] Hordijk, D. A. (1992). Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. *Heron* 37, 1.
- [59] Hou, W., Peng, M., Jin, B., Tao, Y., Guo, W., Zhou, L. (2020). Influencing Factors and Shear Capacity Formula of Single-Keyed Dry Joints in Segmental Precast Bridges under Direct Shear Loading. *Applied Sciences* 10, 18, 6304, [doi=10.3390/app10186304](https://doi.org/10.3390/app10186304).
- [60] Huang, J. (1994). *Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion*. Universität Karlsruhe, Dissertation, Karlsruhe.
- [61] Hulikal, S., Lapusta, N., Bhattacharya, K. (2018). Static and sliding contact of rough surfaces: Effect of asperity-scale properties and long-range elastic interactions. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 116, 217–238, [doi=10.1016/j.jmps.2018.03.022](https://doi.org/10.1016/j.jmps.2018.03.022).
- [62] Hutchings, I. M. (2016). Leonardo da Vinci's studies of friction. *Wear* 360-361, S. 51–66, [doi=10.1016/j.wear.2016.04.019](https://doi.org/10.1016/j.wear.2016.04.019).
- [63] Jiang, H., Chen, L., Ma, Z. J., Feng, W. (2015). Shear Behavior of Dry Joints with Castellated Keys in Precast Concrete Segmental Bridges. *J. Bridge Eng.* 20, 2, [doi=10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000649](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000649).

- [64] Kamali, M., Hewage, K. (2016). Life cycle performance of modular buildings: A critical review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 62, S. 1171–1183, [doi=10.1016/j.rser.2016.05.031](https://doi.org/10.1016/j.rser.2016.05.031).
- [65] Kasic, S. (2002). *Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund*. Universität Karlsruhe, Dissertation, Karlsruhe.
- [66] Kessler-Kramer, C.: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*. Universität Karlsruhe, Dissertation, Karlsruhe, [doi=10.5445/IR/20522002](https://doi.org/10.5445/IR/20522002).
- [67] Kienzle, O. (1943). Normenfunktionen. In: *Umdruck des Seminars für technische Normung STN*.
- [68] Kienzle, O., Borowski, K.-H. (Hrsg.) (1961). *Das Baukastensystem in der Technik*. Wissenschaftliche Normung. Springer, Berlin, Heidelberg, [doi=10.1007/978-3-642-48735-4](https://doi.org/10.1007/978-3-642-48735-4).
- [69] Kihlstedt, F. T. (1984). The crystal palace. *Scientific American* 251, 4, S. 132–143.
- [70] Kolbeck, L., Kovaleva, D., Manny, A., Stieler, D., Rettinger, M., Renz, R., Tošić, Z., Teschemacher, T., Stindt, J., Forman, P., Borrmann, A., Blandini, L., Stempniewski, L., Stark, A., Menges, A., Schlaich, M., Albers, A., Lordick, D., Bletzinger, K.-U., Mark, P. (2023). Modularisation Strategies for Individualised Precast Construction- Conceptual Fundamentals and Research Directions. *Designs* 7, 6, 143, [doi=10.3390/designs7060143](https://doi.org/10.3390/designs7060143).
- [71] Koller, R. (Hrsg.) (1994). *Konstruktionslehre für den Maschinenbau*. Springer-Lehrbuch. Springer, Berlin, Heidelberg, [doi=10.1007/978-3-662-08165-5](https://doi.org/10.1007/978-3-662-08165-5).
- [72] Koller, R. (1994). Standardisieren von Produkten. In: Koller, R. (Hrsg.). *Konstruktionslehre für den Maschinenbau*, Springer-Lehrbuch. Springer Berlin, Heidelberg, S. 282–305, [doi=10.1007/978-3-662-08165-5_7](https://doi.org/10.1007/978-3-662-08165-5_7).
- [73] Konyukhov, A. (2011). *Geometrically exact theory for contact interactions*. KIT Scientific Publishing, Habilitationsschrift, Karlsruhe.
- [74] Koppenhagen, F. (2004). *Systematische Ableitung modularer Produktarchitekturen. Komplexitätsreduzierung in der Konzeptphase*. Techn. Univ. Hamburg-Harburg, Dissertation. Berichte aus der Konstruktionstechnik, Shaker, Aachen.
- [75] Kordina, K., Teutsch, M., Hegger, J. (1984). *Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund: Abschlußbericht / vorgelegt von K. Kordina; M. Teutsch; J. Hegger*, [doi=10.24355/dbbs.084-201404101012-0](https://doi.org/10.24355/dbbs.084-201404101012-0).
- [76] Koseki, K., Breen, J. E. (1983). *Exploratory study of shear strength of joints for precast segmental bridges*. The University of Texas at Austin, Center for Transportation Research, Austin, Texas, USA.

- [77] Krause, D., Gebhardt, N. (2018). *Methodische Entwicklung modularer Produktfamilien*. Springer, Berlin, Heidelberg, [doi=10.1007/978-3-662-53040-5](https://doi.org/10.1007/978-3-662-53040-5).
- [78] Krause, D., Vietor, T., Inkermann, D., Hanna, M., Richter, T., Wortmann, N. (2021). Produktarchitektur. In: Bender, B., Gericke, K. (Hrsg.). *Pahl/Beitz Konstruktionslehre*. Springer, Berlin, Heidelberg, S. 335–393, [doi=10.1007/978-3-662-57303-7_12](https://doi.org/10.1007/978-3-662-57303-7_12).
- [79] Kromoser, B. (2021). Ressourceneffizientes Bauen mit Betonfertigteilen – Material – Struktur – Herstellung. In: *Beton Kalender 2021*. Wiley, S. 305–356, [doi=10.1002/9783433610206.ch3](https://doi.org/10.1002/9783433610206.ch3).
- [80] Kueres, D., Stark, A., Herbrand, M., Classen, M. (2015). Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell – Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC. *Bauingenieur* 90, 06, S. 252–264, [doi=10.37544/0005-6650-2015-06-44](https://doi.org/10.37544/0005-6650-2015-06-44).
- [81] Kupfer, H. B., Gerstle, K. H. (1973). Behavior of Concrete under Biaxial Stresses. *Journal of Engineering Mechanics* 99, 4, S. 853–866, [doi=10.1061/JMCEA3.0001789](https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001789).
- [82] Lanwer, J.-P., Weigel, H., Baghdadi, A., Empelmann, M., Kloft, H. (2022). Jointing Principles in AMC—Part 1: Design and Preparation of Dry Joints. *Applied Sciences* 12, 9, 4138, [doi=10.3390/app12094138](https://doi.org/10.3390/app12094138).
- [83] Lee, J., Fenves, G. L. (1998). Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *Journal of Engineering Mechanics* 124, 8, S. 892–900, [doi=10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)).
- [84] Lehmberg, S., Ledderose, L., Wirth, F., Budelmann, H., Kloft, H. (2016). Von der Bauteilfügung zu leichten Tragwerken: Trocken gefügte Flächenelemente aus UHPFRC. *BUST* 111, 12, S. 806–815, [doi=10.1002/best.201600053](https://doi.org/10.1002/best.201600053).
- [85] Leutbecher, T. (2008). *Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem ultrahochfesten Beton (UHPC)*. Univ. Kassel, Dissertation, 2007. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, 9, Kassel Univ. Press, Kassel.
- [86] Lindemann, U., Maurer, M. (2006). Entwicklung und Strukturplanung individualisierter Produkte. In: Lindemann, U., Reichwald, R., Zäh, M. (Hrsg.). *Individualisierte Produkte. Komplexität beherrschen, in Entwicklung und Produktion*. VDI-Buch, Springer, Berlin, Heidelberg, S. 41–62, [doi=10.1007/3-540-34274-5_4](https://doi.org/10.1007/3-540-34274-5_4).
- [87] Lindemann, U., Reichwald, R., Zäh, M. (Hrsg) (2006). *Individualisierte Produkte. Komplexität beherrschen, in Entwicklung und Produktion*. VDI-Buch. Springer, Berlin, Heidelberg, [doi=10.1007/3-540-34274-5](https://doi.org/10.1007/3-540-34274-5).

- [88] Loh, L., Garg, A. (2021). Torsionstragverhalten von Betonhohlquerschnitten in geschlossenen und klaffenden Segmentfugen – Teil 2: Die Umlagerung der Torsionsschubspannungen. *BUST* 116, 11, S. 871–880, [doi=10.1002/best.202100034](https://doi.org/10.1002/best.202100034).
- [89] Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Oñate, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures* 25, 3, S. 299–326, [doi=10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4).
- [90] Mainka, J., Lehmberg, S., Budelmann, H., Kloft, H. (2013). Non-Standard Fügeprinzipien für leichte Bauteile aus UHPFRC. *BUST* 108, 11, S. 763–773, [doi=10.1002/best.201300055](https://doi.org/10.1002/best.201300055).
- [91] Manny, A., Renz, R., Albers, A., Stempniewski, L., Stark, A.: Numerical study on the behaviour of an innovative concrete dry joint: Investigations under shear loading. In: Di Prisco, M., Meda, A., Balazs, G. L. (Hrsg.). *14th fib PhD Symposium in Civil Engineering*, S. 129–136.
- [92] Manny, A., Stempniewski, L., Albers, A., Simons, K. (2022). Conceptual design and investigation of an innovative joint for the rapid and precise assembly of precast UHPC elements. *Engineering Structures* 265, 114454, [doi=10.1016/j.engstruct.2022.114454](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114454).
- [93] Mark, P. (2006). *Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger*. Ruhr-Universität Bochum, Habilitationsschrift, Shaker.
- [94] Mark, P., Lanza, G., Lordick, D., Albers, A., König, M., Borrmann, A., Stempniewski, L., Forman, P., Frey, A. M., Renz, R., Manny, A. (2021). Vom Handwerk zur individualisierten Serienfertigung. *Bautechnik* 98, 3, S. 243–256, [doi=10.1002/bate.202000110](https://doi.org/10.1002/bate.202000110).
- [95] Mattock, A. H., Hawkins, N. M. (1972). Shear Transfer in Reinforced Concrete - Recent Research. *PCIJ* 17, 2, S. 55–75, [doi=10.15554/pcij.03011972.55.75](https://doi.org/10.15554/pcij.03011972.55.75).
- [96] MC-Bauchemie Müller GmbH & Co. KG (Hrsg.) (2019). *Durchführung von Abreißprüfungen*. *MC-Quicksolid*. <https://www.mc-bauchemie.de/assets/downloads/brochures/Durchf%C3%BChrung%20von%20Abreiß%C3%9Fpr%C3%BCfungen.pdf>. Zugriff: 01 März 2023.
- [97] Miller, T. D., Elgard, P. (1998). Defining modules, modularity and modularization. In: *Proceedings of the 13th IPS research seminar*, Fuglsoe, Dänemark.
- [98] Möller, J. (2006). *Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken*. Universität Karlsruhe, Dissertation, Karlsruhe, [doi=10.5445/IR/1000005914](https://doi.org/10.5445/IR/1000005914).
- [99] Moro, J. L. (Hrsg.) (2022). *Baukonstruktion – vom Prinzip zum Detail*. Springer, Berlin, Heidelberg, [doi=10.1007/978-3-662-64995-4](https://doi.org/10.1007/978-3-662-64995-4).

- [100] Moro, J. L. (2022). Grundlagen des Fügens. In: Moro, J. L. (Hrsg.). *Baukonstruktion – vom Prinzip zum Detail*. Springer, Berlin, Heidelberg, S. 50–96, [doi=10.1007/978-3-662-64995-4_2](https://doi.org/10.1007/978-3-662-64995-4_2).
- [101] Nasvytis, A. (1953). *Die Gesetzmäßigkeiten kombinatorischer Technik*. Wissenschaftliche Normung. Schriftenreihe, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg.
- [102] o. V. (2021). *Einzel Schubdorn HED. Querkraftübertragung in Dehnfugen*. https://jordahl-pfeifer.pl/wp-content/uploads/2021/03/Trzpieenie_HED_de.pdf. Zugriff: 15 August 2023.
- [103] o. V. (o. J.). *Werkstoff-Datenblatt. Saerstahl - 42CrMo4*. Unveröffentlicht.
- [104] o. V. (2004). Linear Elastic Fracture Mechanics. In: *Fracture Mechanics*. Kluwer Academic Publishers, Boston, S. 39–72, [doi=10.1007/1-4020-7861-7_3](https://doi.org/10.1007/1-4020-7861-7_3).
- [105] Oettel, V., Empelmann, M. (2013). Feinprofilierter UHPFRC-Trockenfugen für Segmentbauteile. *BUST* 108, 7, S. 487–495, [doi=10.1002/best.201300024](https://doi.org/10.1002/best.201300024).
- [106] Oettel, V., Joachim, L., Schmidt, B. (2023). Calculation approach of multi keyed dry joints for sustainable modular precast element constructions made of UHPFRC. *Construction and Building Materials* 370, 130687, [doi=10.1016/j.conbuildmat.2023.130687](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130687).
- [107] Petersson, P.-E. (1981). *Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials*. Lund Inst. of Tech., Schweden.
- [108] Philip W. Birkeland, Halvard W. Birkeland. (1966). Connections in Precast Concrete Construction. *JP* 63, 3, S. 345–368, [doi=10.14359/7627](https://doi.org/10.14359/7627).
- [109] Ponn, J., Lindemann, U. (2008). *Konzeptentwicklung und Gestaltung technischer Produkte. Optimierte Produkte - systematisch von Anforderungen zu Konzepten*. VDI-Buch, Springer, Berlin, Heidelberg, [doi=10.1007/978-3-540-68563-0](https://doi.org/10.1007/978-3-540-68563-0).
- [110] Popov, V. L. (2015). *Kontaktmechanik und Reibung*. Springer, Berlin, Heidelberg, [doi=10.1007/978-3-662-45975-1](https://doi.org/10.1007/978-3-662-45975-1).
- [111] DIN e.V. (Hrsg.) (2021). *prEN 1992-1-1:2021-10, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [112] Querkraftdorn, Schöck Bauteile GmbH (Hrsg.). *Querkraftdorn*. <https://www.schoeck.com/de/querkraftdorn-stacon-typ-sld>. Zugriff: 15 April 2023.
- [113] Querkraftdorne, Leviat AG, Ancon (Hrsg.). *Querkraftdorne*. <https://www.ancon.ch/produkte/querkraftdorne>. Zugriff: 15 April 2023.
- [114] Randl, N. (2007). Load Bearing Behaviour of Cast-in Shear Dowels. *Beton- und Stahlbetonbau* 102, S1, S. 31–37, [doi=10.1002/best.200710103](https://doi.org/10.1002/best.200710103).

- [115] Randl, N., Kunz, J. (2000). Post-Installed Fastenings for Bridge Equipment. In: *IABSE Congress, Lucerne 2000: Structural Engineering for Meeting Urban Transportation Challenges*. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Zurich, Switzerland, S. 551–558, [doi=10.2749/222137900796299101](https://doi.org/10.2749/222137900796299101).
- [116] Reinecke, R. (2004). *Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen*. Technische Universität München, Dissertation, München.
- [117] Rettinger, M., Guhathakurta, J., Gänz, P., Simon, S., Schlaich, M. (2022). Hinter den Kulissen. *BUST* 117, 5, S. 343–356, [doi=10.1002/best.202200008](https://doi.org/10.1002/best.202200008).
- [118] Rettinger, M., Lounis, A., Hückler, A., Schlaich, M. (2023). Druckversuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit von ebenen und feinverzahnnten Trockenfugen für modulare Segmentbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau*, [doi=10.1002/best.202300018](https://doi.org/10.1002/best.202300018).
- [119] Rombach, G. A., Specker, A. (2004). Segmentbrücken. In: Bergmeister, K., Wörner, J.-D. (Hrsg.). *Beton-Kalender*, Ernst & Sohn, S. 177–211.
- [120] Roos, E., Maile, K. (2015). Kriterien zur Werkstoffauswahl. In: Roos, E., Maile, K. (Hrsg.). *Werkstoffkunde für Ingenieure*. Springer-Lehrbuch, Springer, Berlin, Heidelberg, S. 391–392, [doi=10.1007/978-3-642-54989-2_15](https://doi.org/10.1007/978-3-642-54989-2_15).
- [121] Rossi, P., Toutlemonde, F. (1996). Effect of loading rate on the tensile behaviour of concrete: description of the physical mechanisms. *Mat. Struct.* 29, 2, S. 116–118, [doi=10.1007/BF02486201](https://doi.org/10.1007/BF02486201).
- [122] Santos, P. M., Júlio, E. N. (2012). A state-of-the-art review on shear-friction. *Engineering Structures* 45, S. 435–448, [doi=10.1016/j.engstruct.2012.06.036](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.06.036).
- [123] Scalice, R. K., Andrade, L. F. S. de, Forcellini, F. A. (2008). A Design Methodology for Module Interfaces. In: R. Curran, R., Chou, S.-Y., Trappey, A. (Hrsg.). *Collaborative Product and Service Life Cycle Management for a Sustainable World*. Advanced Concurrent Engineering. Springer, London, S. 297–304, [doi=10.1007/978-1-84800-972-1_28](https://doi.org/10.1007/978-1-84800-972-1_28).
- [124] Schaarschmidt, D., Flederer, H. (2021). Vorgespannte Trockenfugen für modulare Brücken unter zyklischer Belastung. *BUST* 116, 5, S. 378–386, [doi=10.1002/best.202000096](https://doi.org/10.1002/best.202000096).
- [125] Schawel, C., Billing, F. (2011). Morphologischer Kasten. In: Schawel, C., Billing, F. (Hrsg.). *Top 100 Management Tools*. Gabler, Wiesbaden, S. 132–133, [doi=10.1007/978-3-8349-6605-6_57](https://doi.org/10.1007/978-3-8349-6605-6_57).
- [126] Schmid, K. (2010). *Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung unter Querlasten rechtwinklig zum Rand*. Universität Stuttgart, Dissertation, Stuttgart, [doi=10.18419/opus-347](https://doi.org/10.18419/opus-347).

- [127] Schmidt, M., Bunje, K., Dehn, F., Droll, K., Fehling, E., Greiner, S., Horvath, J., Kleen, E., Mueller, C., Reineck, K., Schachinger, I., Teichmann, T., Teutsch, M., Thiel, R., Tue, N. V. (2008). Ultrahochfester Beton. Sachstandsbericht. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 561.
- [128] Schoening, J., Della Pietra, R., Hegger, J., Tue, N. V. (2013). Verbindungen von Fertigteilen aus UHPC. *Bautechnik* 90, 5, S. 304–313, [doi=10.1002/bate.201200056](https://doi.org/10.1002/bate.201200056).
- [129] Scrivener, K. L., Crumbie, A. K., Laugesen, P. (2004). The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete. *Interface science* 12, 4, S. 411–421.
- [130] Shah, S. P., Swartz, S. E., Ouyang, C. (1995). *Fracture mechanics of concrete. Applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials*. Wiley, New York.
- [131] Sharafi, P., Mortazavi, M., Samali, B., Ronagh, H. (2018). Interlocking system for enhancing the integrity of multi-storey modular buildings. *Automation in Construction* 85, S. 263–272, [doi=10.1016/j.autcon.2017.10.023](https://doi.org/10.1016/j.autcon.2017.10.023).
- [132] Shin, J. (2016). *Ultra-high performance concrete (UHCP) precast segmental bridges*. Shaker Verlag, [doi=10.15480/882.1370](https://doi.org/10.15480/882.1370).
- [133] Sommer, K., Heinz, R., Schöfer, J. (2014). *Verschleiß metallischer Werkstoffe*. Springer Fachmedien, Wiesbaden, [doi=10.1007/978-3-8348-2464-6](https://doi.org/10.1007/978-3-8348-2464-6).
- [134] Specker, A. (2001). *Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken*, TUHH Universitätsbibliothek, Dissertation, [doi=10.15480/882.1060](https://doi.org/10.15480/882.1060).
- [135] Specker, A., Rombach, G. (2001). Ein Beitrag zur Konstruktion und Bemessung von Segmentbrücken. *BUST* 96, 10, S. 654–662, [doi=10.1002/best.200100840](https://doi.org/10.1002/best.200100840).
- [136] KEYENCE Corporation (Hrsg.). *Ssk (Schiefe) | Parameter der Oberflächenrauheit*. https://www.keyence.de/ss/products/microscope/roughness/surface/tab01_d.jsp. Zugriff: 15 Februar 2023.
- [137] Steward, D. V. (1981). The design structure system: A method for managing the design of complex systems. *IEEE Transactions on Engineering Management*. EM-28, 3, S. 71–74, [doi=10.1109/TEM.1981.6448589](https://doi.org/10.1109/TEM.1981.6448589).
- [138] Stone, R. B., Wood, K. L., Crawford, R. H. (2000). A heuristic method for identifying modules for product architectures. *Design Studies* 21, 1, S. 5–31, [doi=10.1016/S0142-694X\(99\)00003-4](https://doi.org/10.1016/S0142-694X(99)00003-4).
- [139] Stützenschuh, Leviat AG, Halfen (Hrsg.). Stützenschuhe. https://www.halfen.com/de_AT/produktbereiche/beton/bewehrungssysteme/stuetzenschuhe. Zugriff: 15 April 2023.

- [140] Sun, Y., Wang, J., Wu, J., Shi, W., Ji, D., Wang, X., Zhao, X. (2020). Constraints Hindering the Development of High-Rise Modular Buildings. *Applied Sciences* 10, 20, 7159, [doi=10.3390/app10207159](https://doi.org/10.3390/app10207159).
- [141] Taklas, M., Leblouba, M., Barakat, S., Fageeri, A., Mohamad, F. (2022). Concrete-to-concrete shear friction behavior under cyclic loading: experimental investigation. *Scientific reports* 12, 1, 9451, [doi=10.1038/s41598-022-13530-5](https://doi.org/10.1038/s41598-022-13530-5).
- [142] Tassios, T. P., Vintzēleou, E. N. (1987). Concrete-to-Concrete Friction. *Journal of Structural Engineering* 113, 4, S. 832–849, [doi=10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1987\)113:4\(832\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:4(832)).
- [143] Thai, H.-T., Ngo, T., Uy, B. (2020). A review on modular construction for high-rise buildings. *Structures* 28, S. 1265–1290, [doi=10.1016/j.istruc.2020.09.070](https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.09.070).
- [144] Tietz, H.-D. (1994). Tribologisches Verhalten von Konstruktionskeramik. In: Tietz, H.-D. (Hrsg.). *Technische Keramik*, Springer, Berlin, Heidelberg, S. 335–342 (1994), [doi=10.1007/978-3-642-57902-8_8](https://doi.org/10.1007/978-3-642-57902-8_8).
- [145] Verein Deutscher Ingenieure e.V. (Hrsg.) (2019). *VDI 2221 Blatt 1:2019-11, Entwicklung technischer Produkte und Systeme. Modell der Produktentwicklung*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [146] Vielhaber, J. (1989). *Vorspannung ohne Verbund im Segmentbrückenbau*. TU Berlin, Dissertation, Berlin
- [147] Werani, T., Prem, C. (2009). Produktkonzeption. In: Gaubinger, K., Werani, T., Rabl, M. (Hrsg.). *Praxisorientiertes Innovations- und Produktmanagement*. Gabler, Wiesbaden, S. 101–114, [doi=10.1007/978-3-8349-8780-8_8](https://doi.org/10.1007/978-3-8349-8780-8_8).
- [148] Zilch, K., Müller, A. (2007). *Grundlagen und Anwendungsregeln der Bemessung von Fugen nach EN 1992-1-1*. Abschlussbericht zum DIBt-Forschungsvorhaben, Technische Universität München.
- [149] Zilch, K., Zehetmaier, G. (2010). *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer, Berlin, Heidelberg, [doi=10.1007/978-3-540-70638-0](https://doi.org/10.1007/978-3-540-70638-0).
- [150] Zwicky, F. (1967). The Morphological Approach to Discovery, Invention, Research and Construction. In: Zwicky, F., Wilson, A. G. (Hrsg.). *New Methods of Thought and Procedure*. Springer, Berlin, Heidelberg, S. 273–297, [doi=10.1007/978-3-642-87617-2_14](https://doi.org/10.1007/978-3-642-87617-2_14).

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Fokus der Arbeit und beteiligte Forschungsbereiche in Anlehnung an [20]	4
Abbildung 1.2:	Schritte des Produktentwicklungsprozesses nach ALBERS und GAUSEMEIER [2]	7
Abbildung 1.3:	Aufbau der Arbeit mit der Unterteilung in sieben Kapitel	8
Abbildung 2.1:	Schematische Darstellung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Beton unter einachsigen Druck nach [149]	13
Abbildung 2.2:	(a) Bruchspannungsfläche für Beton unter dreiaxialer Beanspruchung nach [149], (b) Spannungs-Dehnungsbeziehung unter Druckbeanspruchung für die numerische Berechnung nach [93]	15
Abbildung 2.3:	Schematische Darstellung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Normalbeton unter einachsigem Zug nach [66]	16
Abbildung 2.4:	Aufteilung des Zugverhaltens nach HILLERBORG et al. [107]	17
Abbildung 2.5:	Spannungs-Dehnungsbeziehung für die numerische Berechnung unter Zugbeanspruchung nach MARK [93]	19
Abbildung 2.6:	Spannungs-Dehnungsverhalten von Beton- und Spannstahl: (a) Tatsächliches Verhalten, (b) idealisiertes Verhalten für die Simulation; beide nach [149]	21
Abbildung 2.7:	Gegenüberstellung des Verhaltens eines Stahlbeton- und eines Spannbetonbalkens unter 4-Punkt-Biegebeanspruchung [149]	23
Abbildung 2.8:	(a) Normalkontaktproblem rauer Oberflächen, (b) tatsächliche Kontaktgebiete; beide nach [13]	26
Abbildung 2.9:	(a) Raue Oberflächen unter einachsiger Einwirkung, (b) Verschweißen zweier Mikrorauheiten nach [110]	26

Abbildung 2.10:	(a) Kontaktproblem unter Normalkraft und tangentialer Einwirkung, (b) Freischnitt; beide nach [110]	27
Abbildung 2.11:	(a) Trockenfuge ohne Makro-Profilierung, (b) Verbundfuge mit Makro-Profilierung	29
Abbildung 2.12:	Versuchsstände zu Abscherversuchen bestehend aus (a) drei Körpern nach [29] und (b) zwei Körpern	30
Abbildung 2.13:	Haftreibungsbeiwerte aus der Literatur in Abhängigkeit (a) der Normalspannung [88] und (b) der normierten Normalspannung [124]	31
Abbildung 2.14:	Verteilungen der Höhen und dazugehöriger Schiefeparameter Ssk der Rauheit im Definitionsbereich nach [136]	35
Abbildung 2.15:	Abweichungen von der idealen Oberfläche bei Betonbauteilen nach [26].....	36
Abbildung 2.16:	Darstellung der Toleranzen im Hochbau nach der DIN 18202 und die dazugehörigen Begrifflichkeiten nach [24].....	37
Abbildung 2.17:	Beispielhafte Verbindung mittels eines Bolzens und einer Bohrung mit der Darstellung möglicher Abweichungen nach Gust [51]	39
Abbildung 2.18:	Verbindungstechniken: (a) Kraftschlüssige Verbindung, (b) formschlüssige Verbindung, (c) stoffschlüssige Verbindung.....	40
Abbildung 2.19:	Verzahnte Trockenfugen: Ausführung mit (a) einer Schubnocke und (b) einer Profilierung	41
Abbildung 2.20:	Verzahnte Ausbildung einer Verbundfuge nach Eurocode 2 [27, 28]	42
Abbildung 2.21:	Feinprofilierung des Steges von Hohlkastenbrücken [134].....	43
Abbildung 2.22:	Gegenüberstellung ausgewählter Bemessungsansätze und Mohrscher Spannungskreis nach [118, 132]	44
Abbildung 2.23:	Grenzbeziehung der resultierenden Normal- und Schubspannung nach GUCKENBERGER et al. [50].....	45

Abbildung 2.24:	Beispielhafte Verbindungen: (a) Verbindung zwei stabförmiger Betonbauteile mit einem Zusatzelement zur Bildung einer Rahmenecke nach [8] und (b) Verzahnung, die mittels CNC-Fräsmaschine hergestellt wurde [9].....	47
Abbildung 2.25:	Beispielhafte Bauprodukte zur Verbindung von Betonbauteilen: (a) Stützenschuh [139] und (b) Fertigteilverbinder [44] der Fa. Halfen, (c) Querkraftdorn der Fa. Schöck [112], (d) Querkraftdorn der Fa. Ancon [113].....	48
Abbildung 2.26:	Beispielhafte Darstellung eines eingebauten Querkraftdorns bestehend aus Dorn- und Hülseenteil zwischen zwei bewehrten Betonbauteilen nach [102].....	49
Abbildung 2.27:	Darstellung relevanter Abmessungen eines eingebauten Dorns beim Versuch nach [39].....	51
Abbildung 2.28:	Definition der relevanten Parameter für den Nachweis der Verbindung gegen Betonversagen nach [40]	53
Abbildung 2.29:	(a) Vereinfachtes Skeletttragwerk in monolithischer Bauweise, (b) Modularisiertes Tragwerk	58
Abbildung 2.30:	Bildung eines modularen Baukastens durch die Gruppierung funktionsgleicher Bauteile.....	60
Abbildung 2.31:	(a) Segmentierte Bauteile des modularisierten Systems, (b) Bildung eines Baukastens durch die Komprimierung des modularisierten, segmentierten Systems	61
Abbildung 2.32:	Funktions- und Bausteinarten bei Baukasten- und Mischsystemen [12]	64
Abbildung 3.1:	Baukastenentwicklung mit dem Konzept der Unterteilung eines Systems in mehrere Unterebenen	68
Abbildung 3.2:	Baukastenentwicklung mit der Anwendung des Konzeptes auf Tragwerke des Bauwesens	70
Abbildung 3.3:	Phasen des Entwicklungsprozesses nach SCALICE et al. [123]	73

Abbildung 3.4:	Gewählter Prozess der Schnittstellenentwicklung	74
Abbildung 3.5:	Schematischer Entwurf der konzipierten Schnittstelle mit den einzelnen Komponenten für die Verbindung stabförmiger Tragelemente	75
Abbildung 3.6:	Schematische Darstellung des Merkmals „Anzahl der kraftübertragenden Zusatzelemente“ mit verschiedenen Ausprägungen: (a) Ein Zusatzelement, (b) drei, (c) vier Zusatzelemente	79
Abbildung 3.7:	Schematische Darstellung der Ausführung von Vertiefungen für kraftübertragende Zusatzelemente	82
Abbildung 3.8:	Schematische Darstellung des Merkmals „Querschnittsform der Elemente für die Spanngliedführung“: (a) Runde Form für Monolitzen, (b) Ovale Form für Litzenbänder	87
Abbildung 3.9:	Darstellung der ausgewählten Schnittstellen für die weiteren Untersuchungen: Überlagerung der Komponenten: (a) Kraftübertragung und Ausrichtung, (b) Kraftübertragung, Ausrichtung und Spanngliedführung.....	89
Abbildung 4.1:	Darstellung des Versuchstands für die Ermittlung des Reibungsverhaltens	93
Abbildung 4.2:	Foto des Versuchstands in der MPA Karlsruhe für die Ermittlung des Reibungsverhaltens	94
Abbildung 4.3:	Darstellung der angeordneten Messtechnik.....	95
Abbildung 4.4:	Abmessungen der gekerbten Prismen	96
Abbildung 4.5:	Versuchsaufbau der zentrischen Zugprüfung: (a) Foto: Zwei Grundplatten, gekerbtes Prisma und Messgestell, (b) Draufsicht: Probekörper und Messgestell mit IWA 1 bis 6 (oben) sowie die Ansicht des Messbereichs (unten)	99
Abbildung 4.6:	Spannungs-Dehnungsverhalten der Probekörper Nr. 1 bis 4.....	100

Abbildung 4.7:	Normierte Spannung über die berechnete Rissöffnung der Probekörper Nr. 1 bis 4	101
Abbildung 4.8:	Rissverlauf des Probekörpers Nr. 4	102
Abbildung 4.9:	Reibungsverhalten bei einer Normalspannung von 2 MPa: (a) Gesamtverlauf, (b) Detailausschnitt.....	103
Abbildung 4.10:	Reibungsverhalten bei einer Normalspannung von 15 MPa: (a) Gesamtverlauf, (b) Detailausschnitt.....	105
Abbildung 4.11:	Reibungsverhalten bei einer Normalspannung von 40 MPa und 33,3 MPa: (a) Gesamtverlauf, (b) Detailausschnitt	106
Abbildung 4.12:	Qualitative Veränderungen der Oberflächen infolge der Schubbeanspruchung unter einer Normalspannung von 15 MPa und 33,3 MPa; Lage der Bohrkerne für die nachfolgenden Untersuchungen in Grün.	109
Abbildung 4.13:	Reibverschleiß der Betonflächen: Detailbereich und zugehöriges Höhenprofil; (von oben nach unten) Referenzfläche (ohne Beanspruchung), $\sigma_n = 2$ MPa, $\sigma_n = 15$ MPa, $\sigma_n = 33,3$ MPa	111
Abbildung 4.14:	Gegenüberstellung der Reibungskoeffizienten in Abhängigkeit der normierten Druckspannung	114
Abbildung 4.15:	Darstellung des Normalkontaktverhaltens: (a) Geringe Normalspannung, (b) größere Normalspannung und (c) große Normalspannung.....	116
Abbildung 4.16:	Schematische Darstellung (a) einer Verbindung mit einem Zusatzelement und (b) einer verzahnten Trockenfuge	118
Abbildung 4.17:	Abmessungen des Zusatzelementes nach [92]	120
Abbildung 4.18:	Schematische Darstellung des fugennahen Betonkantenausbruchs.....	121

Abbildung 4.19:	Anpassung der Form des Zusatzelementes durch die Einführung eines planmäßigen Spaltes: (a) Einbausituation, (b) Spalt mit der Breite s in der Ebene der Fuge sowie der Neigungswinkel α , (c) Kontaktfläche unter Schubbeanspruchung, (d) Zusatzelement mit geneigtem planmäßigen Spalt s und konstantem Toleranzspalt t	122
Abbildung 4.20:	Darstellung des Versuchsstandes für die Ermittlung des Kontaktverhaltens	124
Abbildung 4.21:	Abmessungen der hergestellten Betonbauteile nach [92]	125
Abbildung 4.22:	(a) Foto der vermessenen Oberfläche mit aufgeklebten Targets; Farbliche Darstellung der Abweichungen aus den Messergebnissen für den Wertebereich von $-0,30$ mm bis $+0,30$ mm (b) der Oberfläche, (c) des Vertiefungsbereichs	126
Abbildung 4.23:	Kraft-Verschiebungsverhalten des oberen Betonkörpers unter einer rechnerischen Normalspannung von (a) 2 MPa, (b) 15 MPa	128
Abbildung 4.24:	Versagte Betonkörper der Versuche: (a) Serie S2, Nr. 2 und (b) Serie S15, Nr. 1	129
Abbildung 4.25:	Beispielhaftes Foto eines versagtes Betonkörpers	130
Abbildung 4.26:	Freigelegter Kontaktbereich des Zusatzelementes nach dem Versuchsende	133
Abbildung 4.27:	Darstellung des Versuchsstandes mit den relevanten Abmessungen	138
Abbildung 4.28:	Foto des Versuchsstandes	138
Abbildung 4.29:	Versuchsaufbau: (a) Darstellung der Ansicht, (b) Detail der Krafteinleitungsplatte, (c) Foto und (d) Detail der Krafteinleitung und der angeordneten Messtechnik	139
Abbildung 4.30:	Darstellung der angeordneten Messtechnik	140

Abbildung 4.31:	(a), (b) Darstellung des Formelementes für die Herstellung der Vertiefungen in den Betonbauteilen und (c) Montage in der Schalung	141
Abbildung 4.32:	Betonkörper einer Probebetonage: (a) Ausgeschalter Körper und dazugehöriges Schalungselement für die Herstellung der Vertiefung, (b) Eingesetztes Zusatzelement in die Vertiefung des Körpers	142
Abbildung 4.33:	Abmessungen und Bewehrungsführung der Tragelemente	144
Abbildung 4.34:	Eingefärbte Messergebnisse der Bauteilscans zur Darstellung der Formabweichungen.....	147
Abbildung 4.35:	Fotos der versagten Tragelemente: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2, (c) Vertiefungsbereich Versuch Nr. 3.....	151
Abbildung 4.36:	Kraft-Verschiebungsverläufe der Tragelemente aus den Messwerten der IWA 1 bis 4 sowie dem Mittelwert: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2	152
Abbildung 4.37:	Querschnittsverdrehungen der Tragelemente in Abhängigkeit der aufgetragenen Kraft: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2	154
Abbildung 4.38:	(a) Wegaufbrinung auf die Tragelemente der Versuche Nr. 3 und 4: (a) Kraft-Verschiebungsverläufe der Versuche Nr. 3 und 4.....	155
Abbildung 4.39:	Veränderung der Spannkraft in Abhängigkeit der aufgetragenen Kraft: (a) Versuch Nr. 3, (b) Versuch Nr. 4	156
Abbildung 4.40:	Zusammenfassung der Kraft-Verschiebungsverläufe der durchgeführten Versuche.....	156
Abbildung 4.41:	Darstellung eines bewehrten, stabförmigen Tragelementes mit den eingebauten Zusatzelementen und den durchgängigen Monolitzen sowie eine Explosionsdarstellung	161
Abbildung 4.42:	Darstellung des Versuchsstandes für die Ermittlung des Biegetragverhaltens der Balken	162
Abbildung 4.43:	Foto des Versuchsaufbaus.....	163

Abbildung 4.44:	Statisches System und dazugehöriger Momentenverlauf.....	163
Abbildung 4.45:	Foto des Montageprozesses: (a) Ein Tragelement mit eingebauten Zusatzelementen, (b) Zusammenfügen der beiden Tragelemente.	164
Abbildung 4.46:	Darstellung der angeordneten Messtechnik.....	165
Abbildung 4.47:	Darstellung der angeordneten Messtechnik mit Blickrichtung von unten auf den Balken	165
Abbildung 4.48:	Detailansichten der Messtechnik: (a) Anordnung der induktiven Wegaufnehmer, (b) Anordnung der Kraftmessdosens	166
Abbildung 4.49:	Anordnung der Dehnmessstreifen mit der Draufsicht auf die Balken: (a) Bauteilversuch Nr. 1, (b) Bauteilversuch Nr. 2	166
Abbildung 4.50:	Orthographische Darstellung der Bewehrungsführung eines Tragelementes und Ansichten des Tragelementes mit den relevanten Abmessungen.....	167
Abbildung 4.51:	Darstellung eines Zusatzelementes mit den relevanten Abmessungen	168
Abbildung 4.52:	Beispielhafte Messergebnisse der Stoßflächen der beiden Tragelemente des ersten Versuches: (a) Tragelement 1, (b) Tragelement 2; (c) Überlagerung der Messergebnisse zur Gesamtabweichung der gefügten Flächen; (d) Foto einer beispielhaften Oberfläche mit den aufgeklebten Targets.....	169
Abbildung 4.53:	Gegenüberstellung des Kraft-Verformungs- und Momenten-Rotationsverhaltens der beiden untersuchten Balken.....	172
Abbildung 4.54	Gegenüberstellung der Spannkraftveränderungen in den Litzen in Abhängigkeit der Vertikalkraft: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2.....	174
Abbildung 4.55	Gegenüberstellung der Fugenöffnung in Abhängigkeit der Vertikalkraft: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2.....	175

Abbildung 4.56:	Gegenüberstellung der Betonstauchungen in Abhängigkeit der Vertikalkraft: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2.....	176
Abbildung 4.57:	Gegenüberstellung der absoluten Dehnung und Fugenöffnung über die Querschnittshöhe: (a) Versuch Nr. 1, (b) Versuch Nr. 2; Absolute Dehnung bei einer Betonstauchung von 2,5 ‰ (grau) und beim Erreichen der Bruchstauchung im Versuch (schwarz).....	177
Abbildung 4.58:	Verformter Versuchsbalken Nr. 2 mit der versagten Druckzone bei einer Durchbiegung von ca. 200 mm in Feldmitte am Versuchsende	178
Abbildung 4.59:	Ansicht des zweiten Balkens mit der versagten Druckzone und Kennzeichnung der projizierten Lage der Zusatzelemente	179
Abbildung 4.60:	Draufsicht auf den ersten Balken mit der versagten Betondruckzone und Kennzeichnung der projizierten Lage der Zusatzelemente	180
Abbildung 5.1:	Materialverhalten des UHPC für die numerische Simulation: (a) Spannungs-Dehnungsverhalten unter Druckbeanspruchung und (b) normierte Spannungs-Rissöffnungsbeziehung unter Zugbeanspruchung	186
Abbildung 5.2:	Aufbau des Modells für die numerische Simulation	188
Abbildung 5.3:	Vergleich der analytischen Reibungsanteile mit den Simulationsergebnissen des Kraft-Verschiebungsverhaltens der Verbindung.....	189
Abbildung 5.4:	Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse der Verbindung unter Schubbeanspruchung mit den Kraft-Verschiebungsverläufen: (a) Serie S2, (b) Serie S15	191
Abbildung 5.5:	Kraft-Verschiebungsverhalten der Verbindung mit einer Variation des Spaltes s: (a) Serie S2, (b) Serie S15.....	193
Abbildung 5.6:	Spannungsverteilung in die Schubrichtung unmittelbar vor dem Erreichen der ersten Schädigung, Schnitt durch das Modell: (a), (b), (c) Serie S2; (d), (e) Serie S15; (rot: 150 MPa, blau: 0 MPa, linearer Gradient)	195

Abbildung 5.7:	Gegenüberstellung der Schädigungen des oberen Betonkörpers: (a) und (b) Druckschädigung im Beton bei einem aufgebrachtem Weg von 0,64 mm, (c) und (d) Druckschädigung bei einem aufgebrachtem Weg von 0,76 mm; (rot: $d_c = 0,95$, blau: $d_c = 0$; linearer Gradient)	196
Abbildung 5.8:	(oben) Aufbau des Modells für die numerische Simulation ohne Darstellung der Bewehrung, (unten) Explosionsdarstellung des Modells mit der dazugehörigen Bewehrungsführung.....	200
Abbildung 5.9:	Numerisch ermitteltes Kraft-Verschiebungsverhalten des Tragelementes.....	202
Abbildung 5.10:	Spannungsverteilung der Bewehrung am Punkt der Tragfähigkeit: (a) Gesamte Bewehrungsführung, (b) Detail der schlaufenförmigen Bewehrungsführung; (Normalspannung; rot: 530 MPa, grün: 0 MPa, blau: -530 MPa; linearer Farbgradient)	203
Abbildung 5.11:	(a) Gegenüberstellungen des experimentellen und numerischen Kraft-Verschiebungsverhaltens, (b) numerische Traganteile der beiden Querschnittsseiten	204
Abbildung 5.12:	(a) Gegenüberstellung der experimentellen und numerischen Spannkraftänderung, (b) Kraft-Verschiebungsverhalten bei unterschiedlichen Lagerungen der Grundkörper	205
Abbildung 5.13:	Gegenüberstellung der Schädigungen: (a) Numerische Zugschädigung im Beton beim Erreichen der Tragfähigkeit, (b) numerische Zugschädigung im Beton bei einer Relativverschiebung von ca. 6,5 mm (rot: $d_c = 0,95$, blau: $d_c = 0$), (c) Rissverlauf im Betonbauteil am Ende eines Bauteilversuches...	206
Abbildung 5.14:	Numerisch ermittelte aufnehmbare Schubspannungen in Abhängigkeit der Normalspannung.....	207
Abbildung 5.15:	Modell zur Beschreibung der aufnehmbare Schubspannungen in Abhängigkeit der bezogenen Normalspannung.....	208
Abbildung 5.16:	Gegenüberstellung verschiedener Normalspannungs-Schubspannungsmodelle	209

Abbildung 5.17:	(oben) Aufbau des Modells für die numerische Simulation, (unten) Explosionsdarstellung der bewehrten Tragelemente und der Zusatzelemente	211
Abbildung 5.18:	Gegenüberstellung der Kraft-Durchbiegungsverläufe und Momenten-Rotationsverläufe der Versuche und der Numerik	213
Abbildung 5.19:	Versagte Druckzone unmittelbar nach dem Erreichen der Tragfähigkeit.....	213
Abbildung 5.20:	Gegenüberstellung der Spannkraftänderung der Versuche und der Numerik in Abhängigkeit der Vertikalkraft	214
Abbildung 5.21:	Gegenüberstellung der Fugenöffnung an den Stellen der IWA 5 und 6 der Versuche und der Numerik in Abhängigkeit der Vertikalkraft.....	215
Abbildung 5.22:	Gegenüberstellung der Fugenöffnung an den Stellen der IWA 7 und 8 der Versuche und der Numerik in Abhängigkeit der Vertikalkraft.....	215
Abbildung 5.23:	Gegenüberstellung des numerisch ermittelten Tragverhaltens von Balken unterschiedlicher Systeme: (a) Kraft-Durchbiegungsverhalten und (b) Momenten-Rotationsverhalten..	216
Abbildung 5.24:	Gegenüberstellung des numerisch ermittelten Fugenöffnungsverhaltens.....	219
Abbildung 5.25:	Gegenüberstellung der numerisch ermittelten Spannkraftänderungen der Balken unterschiedlicher Systeme in Abhängigkeit der Vertikalkraft	219
Abbildung 5.26:	Darstellung des Aufbaus der zusammengesetzten Verbindung: (a) Explosionszeichnung des Details, (b) Schnitt durch das Detail ..	221
Abbildung 5.27:	Darstellung der Schnittstelle mit den beteiligten Elementen	222
Abbildung 5.28:	Ansicht der Schnittstelle mit der Bewehrungsführung für unterschiedliche Querschnittshöhen: (a) $h = 300 \text{ mm}$, (b) $h = 450 \text{ mm}$	223

Abbildung 5.29:	Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das aufnehmbare Moment verschiedener Querschnittshöhen	224
Abbildung 5.30:	Statisches System für numerischen Simulationen	225
Abbildung 5.31:	Darstellung der Verbindung mit den eingebauten Hülsen und Zusatzelementen sowie Kennzeichnung der Zusatzelemente	227
Abbildung 5.32:	Einfluss des Spiels t der Zusatzelemente auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung unter Schubbeanspruchung	228
Abbildung 5.33:	Seitliche Ansicht der Zusatzelemente bei Berücksichtigung eines Spiels von 0,1 mm: (a) Kontaktspannung, (b) Mises-Vergleichsspannung	229
Abbildung 5.34:	Zugschädigung im Beton im Bereich des Verbindungsdetails bei Berücksichtigung (a) keines Spiels, (b) eines Spiels von 0,5 mm bei 3 Zusatzelementen (Z2, Z3, Z4)	230
Abbildung 5.35:	Einfluss des Spiels auf die aufnehmbare charakteristische Querkraft bei einer Querschnittshöhe von 300 mm	231
Abbildung 5.36:	Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung unter Schubbeanspruchung bei einer Querschnittshöhe von (a) $h = 300$ mm, (b) $h = 450$ mm, (c) $h = 600$ mm	233
Abbildung 5.37:	Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die aufnehmbare charakteristische Querkraft.....	234
Abbildung 5.38:	Einfluss des Bügelabstandes auf die aufnehmbare charakteristische Querkraft.....	234
Abbildung 5.39:	Einfluss des Bügeldurchmessers auf die aufnehmbare charakteristische Querkraft.....	236
Abbildung 6.1:	Gesamtlösung der Schnittstelle und Verbindung.....	242

Abbildung 6.2:	Gesamtlösung der Schnittstelle und Verbindung: (a) Montage der Hülse mittels Zentrierhilfe und (b) Schnitt durch die Verbindung mit einer Draufsicht	242
Abbildung 6.3:	Darstellung der Abmessungen und Toleranzen für den kleinsten betrachteten Bauteilquerschnitt: Detail A und C ohne Darstellung des Zusatzelementes, Detail B mit eingebauter Hülse, Detail D mit Zusatzelement und angeordneter Monolitze ...	245
Abbildung 6.4:	Beispielhafte Darstellung des Querschnitts mit einer Breite von 300 mm und einer Höhe von 600 mm mit einer Anordnung der Zusatzelemente in den Achsen B und C des Querschnitts sowie von Litzenbündeln in der Achse D des Querschnitts	247
Abbildung 7.1:	(a) Primäre Tragstruktur als Systembauweise und sekundäre Tragstruktur als individueller Ausbau, (b) Primäre Tragstruktur als Systembauweise und sekundäre Tragstruktur bestehend aus Raummodulen	258
Abbildung B.1:	Darstellung des schlaufenförmigen Bewehrungsdetails	III
Abbildung B.2:	Eingebautes Tragelement zu Versuchsbeginn, Versuch Nr. 4	IV
Abbildung B.3:	Rissverlauf am Tragelement bei Erreichen einer Kraft von 582 kN, Versuchs Nr. 4	IV
Abbildung B.4:	Rissverlauf am Tragelement nach dem Abfall der Kraft auf ca. 540 kN, Versuchs Nr. 4	V
Abbildung B.5:	Rissverlauf am Tragelement nach dem Abfall der Kraft auf ca. 540 kN, Versuchs Nr. 4	V
Abbildung B.6:	Rissverlauf am Tragelement beim Erreichen der Tragfähigkeit (787 kN), Versuch Nr. 4	VI
Abbildung B.7:	Rissverlauf am Tragelement beim Erreichen der Tragfähigkeit (787 kN), Versuch Nr. 4	VI
Abbildung B.8:	Rissverlauf am Tragelement beim Erreichen der Tragfähigkeit (787 kN), Versuch Nr. 4	VII

Abbildung B.9:	Versagtes Tragelement am Versuchsende, Versuch Nr. 4	VII
Abbildung B.10:	Ansicht des Grundkörpers zugehörig zur versagten Seite des Tragelementes am Versuchsende, Versuch Nr. 4	VIII
Abbildung C.1:	Explosionszeichnung des Verbindungsdetails und Kennzeichnung der relevanten Bereiche	IX

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Gestaltabweichungen nach der DIN 4760	34
Tabelle 3.1:	Morphologischer Kasten für die Komponente der Kraftübertragung	76
Tabelle 3.2:	Morphologischer Kasten für die Komponente der Ausrichtung	83
Tabelle 3.3:	Zusammenführung der morphologischen Kästen	88
Tabelle 4.1:	Mittlere Festbetonkennwerte des UHPC	97
Tabelle 4.2:	Wesentliche Parameter des experimentellen Versuchsprogramms	102
Tabelle 4.3:	Kennwerte des Reibungsverhaltens bei $\sigma_n = 2$ MPa	104
Tabelle 4.4:	Kennwerte des Reibungsverhaltens bei $\sigma_n = 15$ MPa	106
Tabelle 4.5:	Kennwerte des Reibungsverhaltens bei $\sigma_n = 33,3$ MPa	107
Tabelle 4.6:	Mittlere Rauheitsparameter nach der DIN EN ISO 25178-2	112
Tabelle 4.7:	Bezeichnung und Parameter der durchgeführten Versuche	127
Tabelle 4.8:	Ermittelte Ersatzsteifigkeiten der Verbindung	131
Tabelle 4.9:	Festbetonkennwerte des Betons	148
Tabelle 4.10:	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	157
Tabelle 4.11:	Festbetonkennwerte des Betons	170
Tabelle 4.12:	Initiale Vorspannkkräfte der Monolitzen	171
Tabelle 4.13:	Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse	173
Tabelle 4.14:	Spannkkräfte der Monolitzen am Punkt der Tragfähigkeit	175

Tabelle 4.15:	Ermittelte Druckzonenhöhen der Querschnitte unter Biegebeanspruchung.....	178
Tabelle 5.1:	Allgemeine Parameter des CDP-Modells	185
Tabelle 5.2:	Gewählte Parameter für das angepasste Modell nach HORDIJK.....	186
Tabelle 5.3:	Gegenüberstellung der Steifigkeiten aus der Eingabe und der Berechnung	189
Tabelle 5.4:	Gegenüberstellung der Gleitreibungskräfte aus der Analytik und der Numerik	190
Tabelle 5.5:	Gegenüberstellung der Ersatzsteifigkeiten aus den Versuchen und der Numerik	192
Tabelle 5.6:	Allgemeine Parameter des CDP-Modells	199
Tabelle 5.7:	Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und der numerischen Ergebnisse	218
Tabelle 5.8:	Gewählte Parameter für die Untersuchung des Schubtragverhaltens	226
Tabelle 6.1:	Zusammenfassung der Bewertungskriterien der untersuchten Verbindungen zu den Schnittstellen mit einer qualitativen Bewertung	240
Tabelle 6.2:	Relevante Nennmaße und Toleranzen der Schnittstelle und der Verbindung.....	246
Tabelle A.1:	Zusammensetzung des UHPC.....	I
Tabelle A.2:	Querschnittswerte und Abweichungen der Probekörper für die Bestimmung des Spannungs-Rissöffnungsverhaltens der UHPC-Mischung.....	I
Tabelle A.3:	Festbetonkennwerte der UHPC-Mischung.....	II
Tabelle A.4:	Kennwerte des zentrischen Zugverhaltens und Dehnungsrate bei der Prüfung.....	II

Tabelle B.1:	Zusammensetzung des Betons	III
Tabelle C.1:	Abmessungen der Verbindungsbauteile, Versuch Nr. 1.....	X
Tabelle C.2:	Abmessungen der Verbindungsbauteile, Versuch Nr. 2.....	X
Tabelle C.3:	Kennwerte der Spannstahllitzen	XI

Anhang A

Tabelle A.1: Zusammensetzung des UHPC

Komponente	Menge [kg/m³]
Nanodur® Compound 5941	1050
Durigid 1/3 mm	1193
Durigid 3/6 mm	430
Fließmittel	17
Wasser	149

Tabelle A.2: Querschnittswerte und Abweichungen der Probekörper für die Bestimmung des Spannungs-Rissöffnungsverhaltens der UHPC-Mischung

Probennummer	Querschnittsfläche A_i	Abweichung von der Soll-Querschnittsfläche
[-]	[mm²]	[%]
1	842	+5,3
2	879	+9,9
3	848	+6,0
4	830	+3,8
5	906	+13,3
6	830	+3,8

Tabelle A.3: Festbetonkennwerte der UHPC-Mischung

Mischung	Druckfestigkeit	Zentrische Zugfestigkeit	Biegezugfestigkeit
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	119,8	7,5	17,2
2	167,9	8,6	15,5
3	157,8	8,6	17,0
4	146,1	6,7	18,2
5	125,4	8,9	16,5

Tabelle A.4: Kennwerte des zentrischen Zugverhaltens und Dehnungsrate bei der Prüfung

Proben- nummer	Beton- mischung	Zugfestigkeit	Dehnung am Punkt der Zugfestigkeit	Dehnungsrate
[-]	[-]	[MPa]	[‰]	[10 ⁻⁶ /s]
1	3	11,1	0,108	3,33
2	2	9,5	0,110	1,67
3	3	10,8	0,108	3,33
4	1	10,9	0,082	1,67
5	2	10,3	0,079	3,33
6	4	10,8	0,097	10,0

Anhang B

Tabelle B.1: Zusammensetzung des Betons

Komponente	Menge [kg/m ³]
Zement CEMII/A-S 42,5 R	380
Kies, 8 - 16 mm	653
Kies, 2 - 8 mm	527
Sand, 0 - 2 mm	718
Zusatzmittel	5
Zugabewasser	89

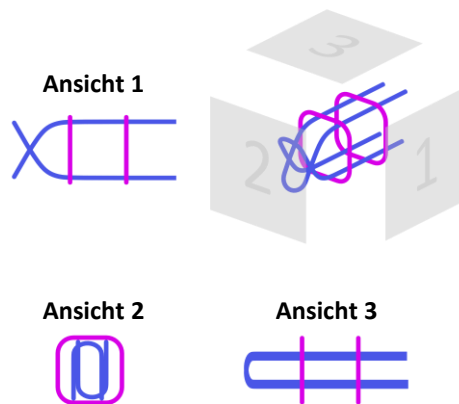


Abbildung B.1: Darstellung des schlaufenförmigen Bewehrungsdetails

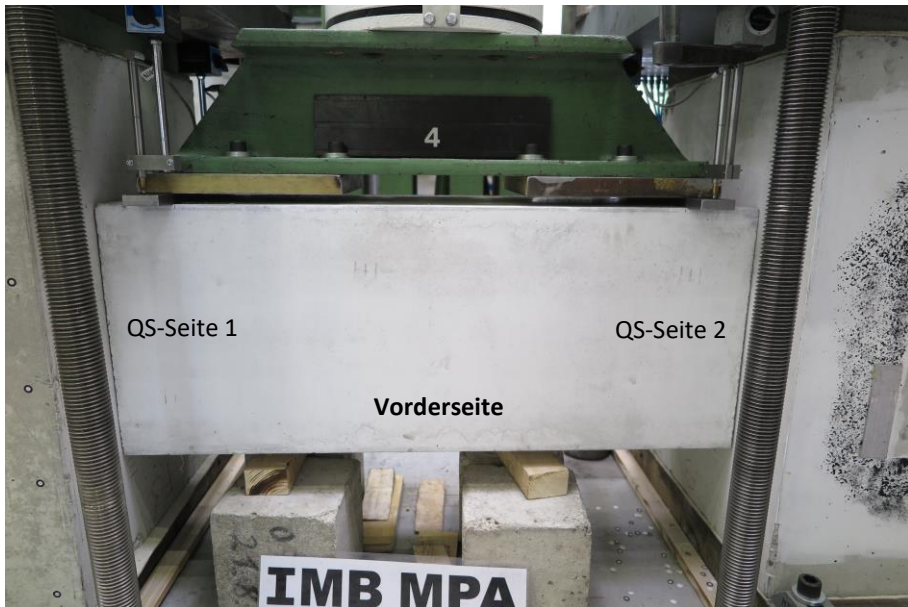


Abbildung B.2: Eingebautes Tragelement zu Versuchsbeginn, Versuch Nr. 4



Abbildung B.3: Rissverlauf am Tragelement bei Erreichen einer Kraft von 582 kN, Versuch Nr. 4

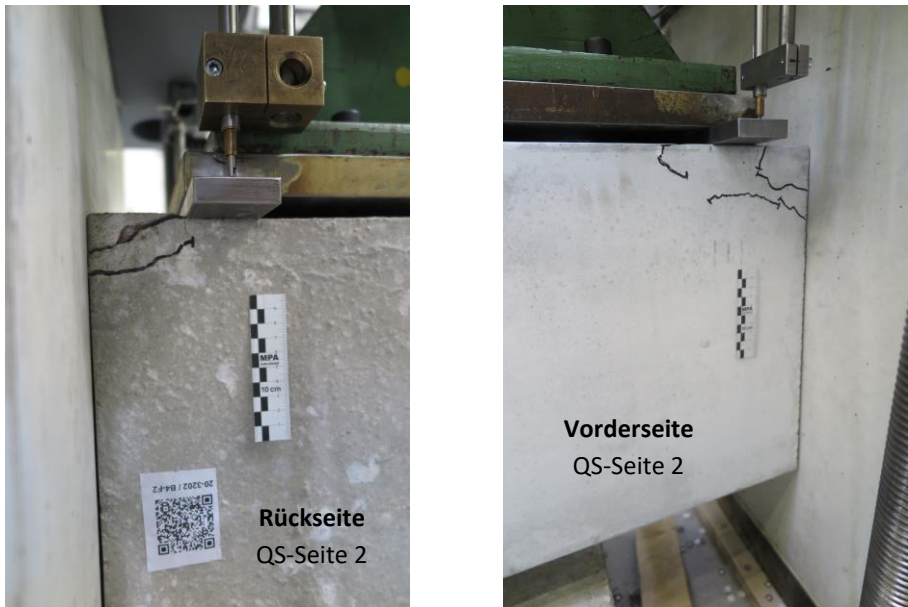


Abbildung B.4: Rissverlauf am Tragelement nach dem Abfall der Kraft auf ca. 540 kN, Versuchs Nr. 4

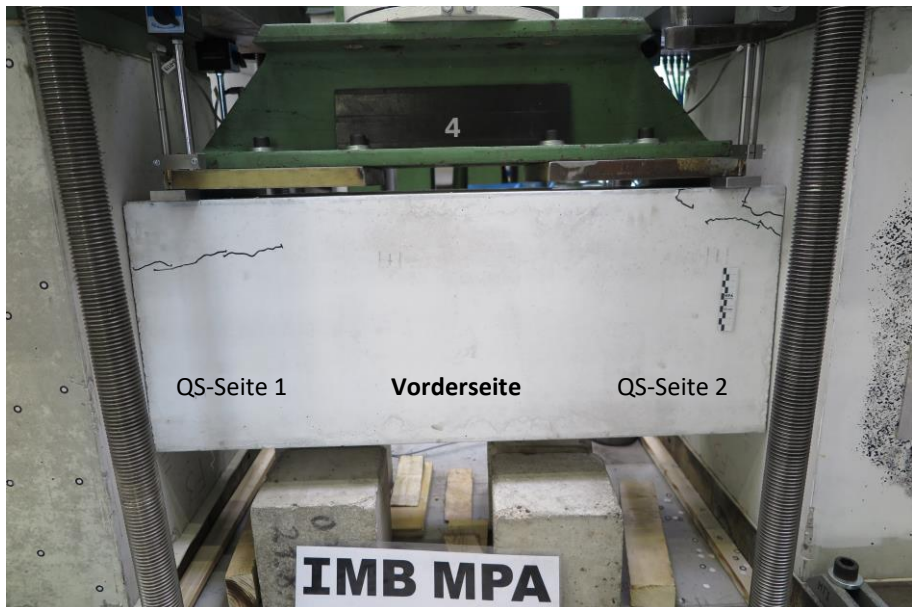


Abbildung B.5: Rissverlauf am Tragelement nach dem Abfall der Kraft auf ca. 540 kN, Versuchs Nr. 4



Abbildung B.6: Rissverlauf am Tragelement beim Erreichen der Tragfähigkeit (787 kN), Versuch Nr. 4

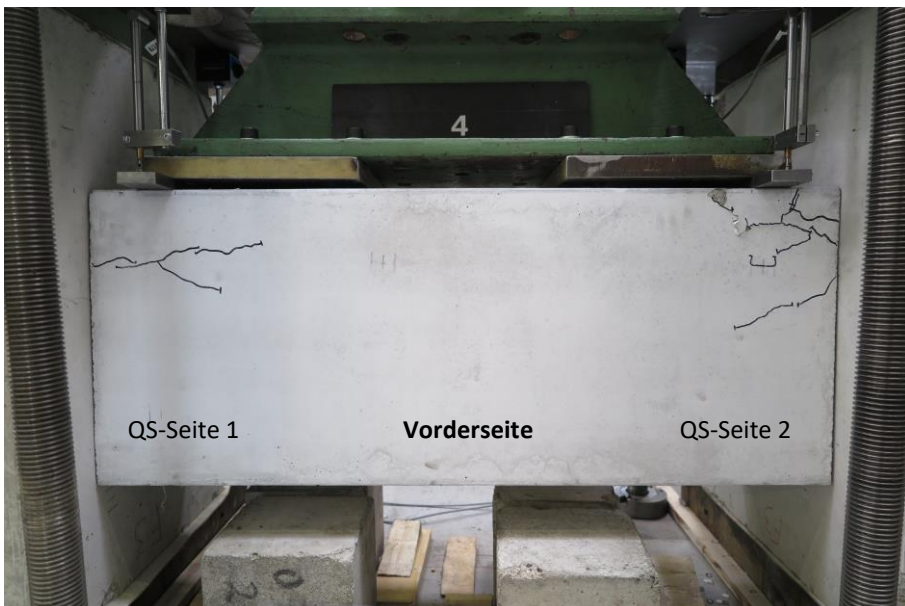


Abbildung B.7: Rissverlauf am Tragelement beim Erreichen der Tragfähigkeit (787 kN), Versuch Nr. 4



Abbildung B.8: Rissverlauf am Tragelement beim Erreichen der Tragfähigkeit (787 kN), Versuch Nr. 4



Abbildung B.9: Versagtes Tragelement am Versuchsende, Versuch Nr. 4



Abbildung B.10: Ansicht des Grundkörpers zugehörig zur versagten Seite des Tragelementes am Versuchsende, Versuch Nr. 4

Anhang C

Abbildung C.1 zeigt das Verbindungsdetail mit einer Kennzeichnung der Zusatzelemente, die in den entsprechenden Bereichen so bearbeitet wurden, dass ein Zusammenfügen der beiden Tragelemente möglich ist.

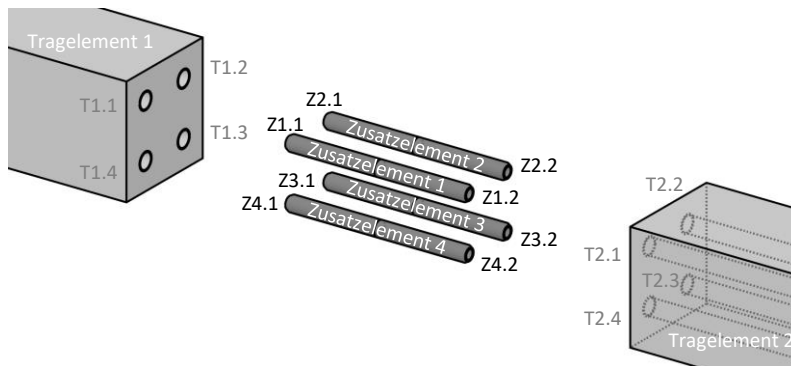


Abbildung C.1: Explosionszeichnung des Verbindungsdetails und Kennzeichnung der relevanten Bereiche

Tabelle C.1: Abmessungen der Verbindungsbauteile, Versuch Nr. 1

Position	Abmessung	Position	Abmessung
[-]	[mm]	[-]	[mm]
T1.1	42,18	Z1.1	41,18
T1.2	41,82	Z2.1	41,20
T1.3	41,96	Z3.1	41,24
T1.4	41,73	Z4.1	41,14
T2.1	41,96	Z1.2	41,18
T2.2	41,91	Z2.2	41,20
T2.3	41,91	Z3.2	41,24
T2.4	41,80	Z4.2	41,14
Mittelwert	41,78	Mittelwert	41,19

Tabelle C.2: Abmessungen der Verbindungsbauteile, Versuch Nr. 2

Position	Abmessung	Position	Abmessung
[-]	[mm]	[-]	[mm]
T1.1	41,91	Z1.1	40,92
T1.2	41,94	Z2.1	41,16
T1.3	41,78	Z3.1	41,32
T1.4	41,90	Z4.1	41,15
T2.1	41,83	Z1.2	40,85
T2.2	41,91	Z2.2	41,17
T2.3	41,76	Z3.2	40,95
T2.4	41,82	Z4.2	41,16
Mittelwert	41,86	Mittelwert	41,09

Tabelle C.3: Kennwerte der Spannstahllitzen

Festigkeit $f_{p0,1k}$	[MPa]	1742
Festigkeit $f_{p0,2k}$	[MPa]	1775
Festigkeit f_{pk}	[MPa]	1893
Elastizitätsmodul	[MPa]	230 700
Gleichmaßdehnung A_g	[%]	5,60