Deutscher
Ausschuß für Stahlbau DASt

1/2019

Forschungsbericht

Konzentrierte Lasteinteilung im Stahl- und Stahlverbundbau unter Verwendung von hochfesten Kopfbolzen

19179 N

Urheberbezeichnung (Copyright); Haftungsausschluss

Dieses Werk und dessen Inhalte sind urheberrechtlich geschützt. Die Nutzungs- und Verwertungsrechte liegen beim Deutschen Ausschuss für Stahlbau e.V. DASt (Sohnstraße 65, 40237 Düsseldorf). Verstöße gegen das Urheberrecht (z.B. das unberechtigte Kopieren von Texten) sind gemäß §§ 106 ff. UrhG strafbar und wird mit Freiheitsstrafe oder Geldstrafe bestraft. Der Versuch ist ebenfalls strafbar. Daneben könne zivilrechtliche Schadensersatzund Vergütungsansprüche bestehen.

Bei der Erstellung dieses Werkes wurde mit größter Sorgfalt vorgegangen. Trotzdem können Fehler nicht vollständig ausgeschlossen werden. Für fehlerhafte Angaben und deren Folgen kann daher keine Haftung übernommen werden; dies gilt nicht für Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit. Rechtsansprüche aus der Benutzung der Daten sind insoweit ausgeschlossen.

Angaben über Normen beziehen sich auf den Veröffentlichungszeitpunkt.

Für alle Hinweise und Verbesserungsvorschläge sind wir stets dankbar.

Herausgeber:
Deutscher Ausschuss für Stahlbau DASt,
Düsseldorf

Vertrieb:
Stahlbau Verlags- und Service GmbH,
Düsseldorf

Gefördert durch:
Bundesministerium
für Wirtschaft
und Energie

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

DASt
Deutscher Ausschuss für Stahlbau

Forschungsvereinigung	**Deutscher Ausschuß für Stahlbau e.V. DASt**
Forschungsstelle	**Universität Stuttgart Institut für Konstruktion und Entwurf Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann**
IGF-Nummer	**19179 N**
DASt-Homepage	**www.stahlbauforschung.de**

IGF
Industrielle Gemeinschaftsforschung

AiF
Forschungsnetzwerk Mittelstand

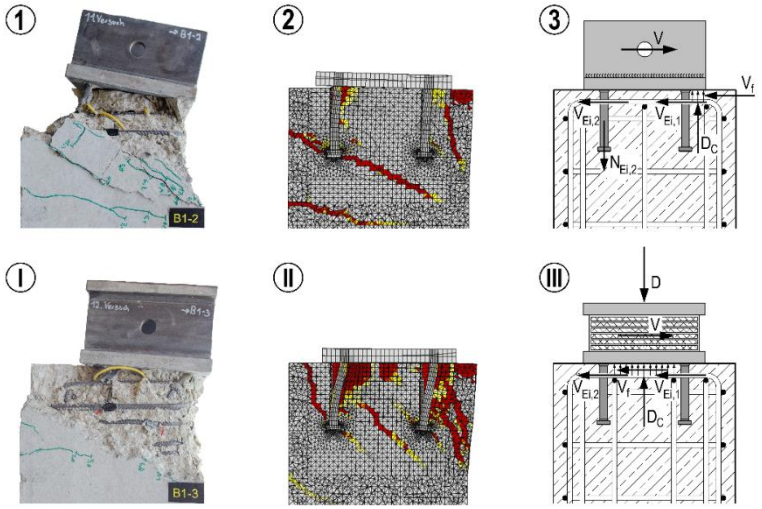
Gefördert durch:
Bundesministerium für Wirtschaft und Energie
aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

Förderhinweis

Das IGF-Vorhaben „Konzentrierte Lasteinleitung im Stahl- und Stahlverbundbau unter Verwendung von hochfesten Kopfbolzen”, IGF-Projekt Nr. 19179 N, der Forschungsvereinigung Deutscher Ausschuß für Stahlbau, Sohnstraße 65, 40237 Düsseldorf wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.

Konzentrierte Lasteinleitung

Schlussbericht



DASt/AiF-Forschungsvorhaben IGF-Nr. 19179 N

Bewilligungszeitraum 01.12.2016 – 30.11.2018

Forschungsstelle

Institut für Konstruktion und Entwurf

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 7

70569 Stuttgart

Universität Stuttgart

Vorwort

Das IGF- Vorhaben 19179 N „Konzentrierte Lasteinleitung im Stahl- und Stahlverbundbau unter Verwendung von hochfesten Kopfbolzen“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbau (DASt) wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Wir danken für diese Unterstützung.

Ein besonderer Dank gilt den Industriepartnern „mageba SA“ und „Maurer SE“ für die Bereitstellung der Ankerplatten und des Versuchsaufbaus sowie „Köster & Co. GmbH“ für die Bereitstellung und das Aufschweißen der Kopfbolzen.

Für die fruchtbaren Gespräche in den Arbeitskreissitzungen danken wir den Mitgliedern des projektbegleitenden Ausschusses, der im Rahmen der Sitzungen des Arbeitsausschusses Verbundbau des bauforumstahl e.V. tagte.

Zusammenfassung

Im Stahl- und Verbundbau müssen große Lasten häufig konzentriert in Massivbauteile eingeleitet werden. Klassische Anwendungen sind beispielsweise Stützen, Fundamente oder auch Lagersockel. Bei der Auslegung und Dimensionierung der einzelnen Komponenten dieser Anschlüsse sind verschiedene Versagensmechanismen zu berücksichtigen. Häufig ist im Bereich von Stützen und Lagern der geringe Randabstand entscheidend, so dass beispielsweise ein Betonversagen gegen den Bauteilrand maßgebend wird. Mit einer gezielten Anordnung von Bewehrung im Bereich des Anschlusses kann die Tragfähigkeit im Beton wirksam gesteigert werden und die Lastabtragung auf das Befestigungsmittel wie z.B. Kopfbolzen umgelagert werden, so dass ihr Versagen maßgebend wird.

Insbesondere im Bereich von konzentrierten Lasteinleitungen mit mehreren Bauteilrändern gibt es derzeit noch keine schlüssigen Nachweiskonzepte, die das Tragverhalten und die möglichen Versagensmechanismen im Bereich des Anschlusses berücksichtigen. Ziel des Forschungsvorhabens war die Entwicklung eines Bemessungsmodells, mit dem die Tragfähigkeiten auf Grundlage der möglichen Versagensmechanismen bestimmt werden können. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde das Tragverhalten der Anschlüsse bei konzentrierter Lasteinleitung untersucht. Aufbauend auf experimentellen Untersuchungen konnten numerische Modelle validiert werden und damit Parameterstudien durchgeführt werden. So konnte ein analytisches Bemessungsmodell auf der Grundlage von neueren Forschungen im Bereich der Befestigungstechnik entwickelt werden.

Mit der geeigneten Wahl der Versuchsparameter wurden in den Versuchen unterschiedliche Versagensmechanismen erzeugt. Dabei konnte über die Variation des Bewehrungsgrades die Tragfähigkeit der Betonkomponenten in den berandeten Bauteilen deutlich gesteigert werden, so dass ein Stahlversagen in den höherfesten Kopfbolzen maßgebend wurde. Mit der Fixierung der Ankerplatte unter Querlast war es möglich, Druckkräfte auf den Anschluss zu erzeugen und deutlich größere Tragfähigkeiten zu erzielen. Für stark bewehrte Lasteinleitungsbereiche sind eigentlich höherfeste Kopfbolzen interessant, da so lokal hohe Kräfte in den Beton eingeleitet werden können. Die Versuche unter Querlast haben allerdings gezeigt, dass auch im Bereich der Anschlüsse mit Ankerplatten und Kopfbolzen ein duktiles Tragverhalten wichtig ist, da nur so Lastumlagerungen im Bereich der Ankerplatte möglich sind. Ergebnis der Versuche war, dass auf Grund der deutlichen Festigkeitssteigerung durch zusätzliche Kaltverformung der höherfesten Kopfbolzen diese Duktilität nicht mehr vorhanden war und sich in den Versuchen mit höherfesten Beton teilweise ein sprödes Stahlversagen einstellte. Hinzu kam, dass in der Verschweißung der höherfesten Kopfbolzen teilweise eine deutliche Porenbildung beobachtet wurde. Aus diesem Grund wurden im Rahmen des Vorhabens auch Untersuchungen zum Materialverhalten der höherfesten Kopfbolzen und den Verschweißungen durchgeführt. Die Untersuchungen zeigen auch, dass bei entsprechender Weiterentwicklung der hochfesten Kopfbolzen eine Anwendung sinnvoll und wirtschaftlich ist.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden numerische Untersuchungen zur Lastabtragung des Systems Ankerplatten mit Kopfbolzen und Beton durchgeführt, die an den Versuchen validiert wurden. Über die numerischen Untersuchungen war es möglich, die Lastverteilung im Anschluss zu erfassen und Rückschlüsse über die Aktivierung der Bewehrung im Bauteil zu ziehen. Mit den numerischen Modellen konnten die Traglasten der Versuche, bei denen sich durch eine Porenbildung im Bereich der Verschweißung ein vorzeitiges Versagen einstellte, realistisch abgeschätzt werden. Zusätzlich konnte über weitere Parameteruntersuchungen die Datenbasis erweitert werden und zusätzliche Einflussparameter untersucht werden.

Aufbauend auf den experimentellen und numerischen Untersuchungen war es möglich für die Anschlüsse bei konzentrierter Lasteinleitung ein analytisches Modell auf Grundlage der Befestigungstechnik zu entwickeln. Mit diesem Modell können z.B. Randeinflüsse und die Traglaststeigerung durch eine Bewehrung rechnerisch erfasst werden. Zudem werden Lastumlagerungen im Bereich des Anschlusses durch die Rissbildung im Bereich des Betons erfasst. Anders als bei einem Nachweisverfahren über ein Stabwerkmodell kann so das Tragverhalten der Anschlüsse mit Kopfbolzen bei konzentrierter Lasteinleitung realistisch abgeschätzt und mit einer gezielten Beeinflussung der maßgebenden Komponenten, wie z.B. durch die Zulage von Bewehrung, die Anschlusstragfähigkeit gesteigert werden.

Das Ziel des Forschungsvorhabens wurde erreicht.

Summary

Large forces often have to be transferred in a localized concentrated area of concrete structures by steel-to-concrete joints in steel- and composite structures. Typical applications are columns, strip foundations, anchor plates at the top of columns or the bearing points of bridges. Different failure mechanisms may occur in these joints and have to be considered within the design and dimensioning of the different components of these joints. In case of anchor plates close to the edge, concrete failure mechanisms are decisive, as failure modes such as concrete edge failure may occur. It is possible to increase the shear capacity of the joints by an arrangement of reinforcement in the localized area of the steel-to-concrete joint and to assign the failure mechanisms to ductile steel failure mechanisms of the fasteners such as headed studs.

Currently no design concept for steel-to-concrete joints with multiple edge influences and consideration of the reinforcement is available that takes the different failure mechanisms within these joints into account. Aim of the research project was the development of an appropriate design model for steel-to-concrete joints under concentrated loading that considers all different failure mechanisms that may occur. The load transfer of the steel-to-concrete joints and the related load redistribution within the joint in different failure stages have been investigated in particular within this research project. Based on experimental investigations numerical models for the joints were developed and validated. In addition, specific parametric studies have been realized. Consequently, an analytic model was developed on the basis of recent developments in the area of the fastening technology.

Different failure mechanisms were initiated in the experimental studies by the appropriate selection of testing parameters. The shear capacity of the joints was increased by the variation of the reinforcement ratio within the joints so that, as a result, steel failure occurred in the headed studs. Tests were performed where the uplift of the anchor plate was prevented by a fixation, side of the tests with a free rotation of the anchor plate. In the tests with a fixation of the anchor plate large resultant compression forces developed in the joint and the shear resistance was increased significantly. For highly reinforced load transfer areas high strength headed studs should be relevant as larger shear loads were thereby transferred in the joint. However, the experimental investigations under shear loading have shown, that a sufficient ductility of the fasteners is required within the joints of anchor plates with headed studs to allow load redistributions within the joints. Within the tests with high strength headed studs that can reach an ultimate strength larger than 800 N/mm² due to the cold forming process the required ductility of the headed stud was not available and brittle failure occurred partially in these tests. Another point was that in the weld of the high strength headed studs partially a pronounced pore formation was observed after failure. For this reason, additional examinations on the material behavior of the high strength headed studs and the welds were carried out. The investigations also showed that in case of further appropriate developments of high strength studs, the application is economically reasonable.

Detailed numerical investigations have been carried out that were validated on the test results. Especially information on the distribution of shear forces was received by the evaluation of the numerical results and the activation of the reinforcement in the concrete was assessed. By the help of the numerical investigations, the potential load carrying capacity was recalculated of the tests, where pores in the welds of the headed studs caused a reduction of the possible shear and tensile resistance of the headed studs. In addition, the database was enlarged by parameter studies and additional influencing factors were evaluated.

An analytic model was developed for the steel-to-concrete joints with concentrated loading based on the experimental and numerical studies. Thereby, the component method according to steel- and composite guidelines was applied and concrete components with failure mechanisms according to the fastening technology were integrated. The analytic model allows to consider different parameters such as various edge influences or the reinforcement within the concrete. Load redistributions at different failure states within the concrete can be considered as well. The analytic model allows a realistic approximation of the load carrying capacity and can be seen as an alternative to the design by the use of a strut and tie model where the consideration of effects such as the load redistribution is not given. In addition the developed analytic model allows to modify the decisive components e.g. by additional reinforcement in order to increase the carrying capacity of the joint.

The research project`s aims have been achieved.

Wissenschaftlich-technischer und wirtschaftlicher Nutzen

Im Bauwesen stellt der Anschlussbereich zwischen Stahl und Beton die Schnittstelle zwischen der Massiv-, Stahl- und Verbundbauweise dar. In der jüngeren Vergangenheit wurden für diesen Anschlussbereich auf Grundlage der Komponentenmethode Nachweiskonzepte entwickelt, die das Tragverhalten im Bereich des Betons und im Stahl realistisch erfassen. Diese Verfahren sind aber nicht für alle Situationen anwendbar. Im Anschlussbereich müssen in der Praxis häufig hohe Lasten konzentriert weitergeleitet werden, für die auf Grund von definierten Randbedingungen wie geringen Bauteilabmessungen eine konzentrierte Lastableitung erforderlich wird. Anwendungsbeispiele sind Lasteinleitung im Bereich von Stützenköpfen, Anschlüsse an stabförmigen Bauteilen wie Streifenfundamente oder Stützen, sowie die randnahe Anordnung von Stützenfußanschlüssen.

Für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung fehlt bisher ein schlüssiges Nachweiskonzept, mit dem die Einflüsse durch die Bauteilränder sowie das Tragverhalten der im Bauteil vorhandenen Bewehrung realistisch abgeschätzt werden kann. Daraus folgt, dass in der Praxis die eigentlich wirtschaftlichere Mischbauweise von Stahlkonstruktionen mit Beton vermieden wird. Zusätzlich ist es möglich, dass auf Grund der fehlenden Nachweismodelle fehlerhafte Annahmen getroffen werden, die unter Umständen sogar im Extremfall zu Schadensfällen führen können (vgl. Bild 5.1).

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens wurde ein analytisches Modell entwickelt, mit dem der Anschlussbereich mit konzentrierter Lasteinleitung nachgewiesen werden kann. Dieses Modell wurde an den Ergebnissen der experimentellen und numerischen Untersuchungen validiert. Um die Praxisrelevanz der Untersuchungen sicherzustellen, wurden die untersuchten Anschlussparameter, die Versuchsplanung und die Modellentwicklung in Rücksprache mit dem projektbegleitenden Ausschuss und den beteiligten Industriepartnern abgestimmt.

Für die Lasteinleitung in stabförmigen Bauteilen wie Stützen oder Streifenfundamente wurden Untersuchungen an Bauteilen mit 2-seitigem Randeinfluss und für die Lasteinleitungen im Bereich von Stützenköpfen sowie z.B. von Lagersockeln wurden Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss durchgeführt. Im Anschlussbereich von konzentrierter Lasteinleitung ist im Massivbauteil in der Regel eine Bewehrung vorhanden, die wirksam zur Traglaststeigerung der Versagensmechanismen im Bereich des Betons angesetzt werden kann. Über die Variation des Bewehrungsgrades, der Verankerungslänge der Kopfbolzen und der Randabstände in den Versuchen wurde die Tragwirkung der Bewehrung untersucht. Das analytische Modell basiert auf Versuchen an Anschlüssen mit reiner Querbeanspruchung und kombinierter Quer- und Biegebeanspruchung.

Bei konzentrierter Lasteinleitung sind häufig sehr große Lasten zu übertragen, so dass bei einer ausreichenden Bewehrung im Massivbauteil ein Stahlversagen der Kopfbolzen der maßgebende Versagensmechanismus werden kann. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden neben Versuchen mit normalfesten Kopfbolzen überwiegend Versuche mit höherfesten Kopfbolzen durchgeführt. Mit den höherfesten Kopfbolzen, die auf Grund einer ausgeprägten Kaltverformung Materialzugfestigkeiten von >800 N/mm² erreichen, wurde somit ein neuartiges Bauprodukt verwendet, das im Bereich von Gewindebolzen als Ersatz der Normschrauben 8.8 unter Zugbeanspruchung bereits erfolgreich eingesetzt wird. Im Rahmen des Forschungsvorhabens tragen allerdings Schwierigkeiten bei den eingesetzten hochfesten Kopfbolzen für die Anwendung von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton auf, da in manchen Kopfbolzen eine ausgeprägte Porenbildung in der Schweißung beobachtet werden konnte und das Tragverhalten der höherfesten Kopfbolzen auf Grund einer mangelnden Duktilität vorzeitig versagte. Gleichzeitig konnte gezeigt werden, dass es sinnvoll ist, hochfeste Dübel einzusetzen, weil durch gezielte Bewehrung eine entsprechende Lastumlagerung erfolgen kann. Diese Dübel sollten aber über die erforderliche Duktilität verfügen und eine zuverlässige Schweißung haben.

Wissenschaftlich-technischer und wirtschaftlicher Nutzen des Vorhabens ist die Entwicklung eines Nachweisverfahrens für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung und die genauere Kenntnis zum Tragverhalten von höherfesten Kopfbolzen im Bereich der Anschlüsse.

Verwendung der Zuwendung

Aus dem Gesamtfinanzierungsplan der Forschungsstelle wurden folgende Positionen verwendet:

- Wiss.-techn. Personal:
  20,4 Mannmonate (24 Mannmonate, zu 0,85). Die verwendete Anzahl der Mannmonate stimmt mit der Anzahl der geplanten Mannmonate (Finanzierungsplan im Forschungsantrag vom Oktober 2016) überein.
- Techniker
- Hilfskräfte
- Pauschale für sonstige Ausgaben
- Versuchskosten als Leistungen Dritter:
  Durchführung von insgesamt 25 Versuchen an einbetonierten Ankerplatten mit aufgeschweißten Kopfbolzen unter Querbelastung (8 Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss und 17 Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss) an der MPA Stuttgart, hiervon wurden 26.537 € in Rechnung gestellt, so dass die Leistungen Dritter voll ausgeschöpft wurden.

Die wissenschaftliche Betreuung des Vorhabens erfolgte durch wissenschaftliche Mitarbeiter, unterstützt von studentischen Hilfskräften. Die Planung und Durchführung der Versuche wurde durch Techniker begleitet.

Die Bearbeitung des Forschungsprojekts ist abgeschlossen und die Mittel für das wissenschaftlich-technische Personal, die Hilfskräfte und die Techniker sind ebenfalls aufgebraucht. Die Mittelverwendung entspricht daher dem Bearbeitungsstand.

Die geleistete Arbeit entspricht in vollem Umfang dem begutachteten und bewilligten Antrag und war daher für die Durchführung des Vorhabens notwendig und angemessen.

Plan zum Ergebnistransfer in die Wirtschaft

Der projektbegleitende Ausschuss wurde im Rahmen des Ausschusses „Verbundbau“ gebildet. Die erzielten Forschungsergebnisse werden während der gesamten Projektlaufzeit mit dem projektbegleitenden Ausschuss (pbA) diskutiert. In der Projektlaufzeit fanden folgende projektbegleitende Ausschusssitzungen statt:

Datum	Ort	Bemerkung
11.11.2016	Bielefeld	Vor Beginn der Projektlaufzeit
08.05.2017	Stuttgart	
21.11.2017	Karlsruhe	
07.05.2018	Düsseldorf	
08.11.2018	Stuttgart	

Um die Praxis über die effizienten Anwendungsmöglichkeiten der geplanten Ergebnisse zu informieren, soll der Transfer des Fachwissens zusätzlich zu diesem Forschungsbericht in Form von Fachpublikationen erfolgen. Im Rahmen des Forschungsvorhabens erfolgte eine Darstellung auf weiteren Gremiensitzungen. Folgende Publikationen wurden schon veröffentlicht bzw. sollen in nächster Zeit erscheinen:

Maßnahme	Ort/Rahmen		Zeitraum
Leitfaden	-	DASt-Veröffentlichung des Schlussberichtes	Mitte 2019
Veröffentlichungen	-	Beitrag in Fachzeitschriften wie Stahlbau, Steel Construction Kuhlmann, Ulrike: *Konzentrierte Lasteinleitung im Stahl- und Stahlverbundbau unter Verwendung von hochfesten Kopfbolzen - Kurzbericht*, In: Deutscher Ausschuss für Stahlbau – Berichte aus der Stahlbauforschung (2019).	Mitte 2020 Mitte 2019
Lehre / Weiterbildung	-	öffentlicher Vortrag an der Universität Stuttgart im Rahmen einer Lehrveranstaltung / Workshops für Studierende	03.07.2017
	-	öffentlicher Vortrag an der Universität Stuttgart im Rahmen einer Lehrveranstaltung	Ende 2019
	-	Dissertation	Mitte 2020
Konferenzen	-	Vortrag auf Konferenzen: • Kuhlmann, Ulrike; Pascual, Ana M.; Ruopp, Jakob; Schorr, Johannes: *Recent developments in composite structures*, In: Sharma, A.; Hofmann, J. (Hg.): 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete, Stuttgart, S. 23–40 (2017). • Kuhlmann, Ulrike; Hofmann, Jan; Ruopp, Jakob: *Anschlüsse zwischen Stahl und Beton*, In: Kuhlmann, U. (Hg.): Stahlbau-Kalender 2018, Ernst&Sohn (2018).	2017/2018
Normung	-	Vorstellung und Verteidigung der Vorschläge in Normungsausschüssen • Kuhlmann, Ulrike; Ruopp, Jakob: *DVS/DIN-Gemeinschaftsausschusses „Bolzenschweißen“.* Tagungsunterlagen, Stuttgart (2018). • Kuhlmann, Ulrike; Ruopp, Jakob: *Konzentrierte Lasteinleitung im Stahl und Verbundbau,* Tagungsunterlagen zum Arbeitsausschuss Technisches Büro, Heerbrugg (2018). • Kuhlmann, Ulrike; Ruopp, Jakob: *Konzentrierte Lasteinleitung im Stahl und Stahlverbundbau unter Verwendung von hochfesten Kopfbolzen.* Tagungsunterlagen, 2. Sitzung der VHFL (Vereinigung der Hersteller von Fahrbahnübergängen und Lager für Bauwerke), München (2018). • Kuhlmann, Ulrike; Ruopp, Jakob: *Steel-to-concrete joints with concentrated loading“,* Tagungsunterlagen, 45th meeting of TG 2.9 “Fastenings”, fib (45th meeting of TG 2.9 “Fastenings”), Stuttgart (2018).	Ab Mitte 2018

Folgende Transfermaßnahmen in die Praxis wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführt:

Maßnahme	Ort/Rahmen	Zeitraum
Projektbegleitender Ausschuss	- (siehe Termine Tabelle oben)	2016 – 2018
Vorträge	- Vorträge auf Fachsymposien • Kuhlmann, Ulrike; Ruopp, Jakob: *Neuere Entwicklungen im Bereich von Anschlüssen Zwischen Stahl und Beton*, In: Rubin, D. (Hg.): Tagungsband, 40. Stahlbauseminar in Neu-Ulm und Wien, Biberach, S. 7.1-7.35 (2018). • Ziwes, M.: Experimentelle und numerische Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung, Konferenzbeitrag, 9. Baden Württembergischer Tragwerksplaner-Tag, (2018). • Mühlbauer, F.: Entwicklung eines Bemessungsmodells für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung, Konferenzbeitrag, 9. Baden Württembergischer Tragwerksplaner-Tag, (2018).	2018

Die bisher angestrebten Maßnahmen des Transferkonzepts konnten eingehalten werden. Weitere Transfermaßnahmen bzw. Veröffentlichungen sind mit Abschluss des Dissertationsvorhabens „Untersuchungen zum Tragverhalten von Ankerplatten mit Kopfbolzen zur Abtragung von Zug- und Querkräften“ von Dipl.-Ing. Jakob Ruopp Mitte 2020 geplant. Die Umsetzung der geplanten Transfermaßnahmen wird eingehalten werden können.

Bzgl. des **Ergebnistransfers in die Wirtschaft** wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens neben der Diskussion der Forschungsergebnisse mit dem projektbegleitenden Ausschuss weitere Maßnahmen durchgeführt, um die entwickelten analytischen Modelle der Praxis zugänglich zu machen. Neben Vorträgen auf Fachseminaren wurden die Forschungsergebnisse in weiteren Fachausschüssen wie dem AA-Technisches Büro (bauforum Stahl) sowie bei der Vereinigung der Hersteller von Fahrbahnlager und Brückenübergängen vorgestellt. Zudem erfolgte im Rahmen des Forschungsvorhabens eine normative Implementierung der entwickelten Modelle. In diesem Zusammenhang ist vor allem die Mitarbeit von Frau Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann in verschiedenen nationalen und internationalen Normungsgremien und Arbeitskreisen zu erwähnen. Durch die Tätigkeit der Forschungsstellenleiterin in verschiedenen Arbeitsausschüssen und Normungsgremien wird gewährleistet, dass die Ergebnisse in die Regelungen eingebracht werden. Zum Beispiel dem Vorsitz von TC250/SC3, Mitgliedschaft in TC250/SC3/WG8 zuständig für EN 1993-1-8, Mitgliedschaft in TC250/SC 4 zuständig für EN 1994 und der Liaison-Mitgliedschaft im TC250/SC2/WG Fastener. U. a. wurde erreicht, dass für EN 1993-1-8 eine Öffnungsklausel zur Anwendung der Verfahren enthält. Zudem wurden die neuen Verfahren im Zusammenhang mit der Überarbeitung der prEN 1993-1-8 auf nationaler sowie europäischer Ebene vorgestellt.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung 13

1.1 MOTIVATION 13

1.2 LÖSUNGSWEG UND ARBEITSPAKETE 14

2 Stand der Technik 15

2.1 ALLGEMEINES UND NORMATIVER ÜBERBLICK 15

2.2 NACHWEISKONZEPTE FÜR ANKERPLATTEN MIT KONZENTRIERTER LASTEINLEITUNG 16

2.2.1 Nachweiskonzept des Anschlusses zwischen Stahl und Beton von Brückenlagern nach DIN EN 1337 16

2.2.2 Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit Randeinfluss nach DIN EN 1992-4 19

2.2.2.1 Allgemeines 19

2.2.2.2 Zugtragfähigkeit des Betons und Einfluss mehrerer Bauteilränder 19

2.2.2.3 Betonversagen unter Querlast und der Einfluss mehrerer Bauteilränder 21

2.2.2.4 Lastverteilung der Querlasten 23

2.2.2.5 Reibungsanteile im Bereich der Ankerplatte 25

2.2.2.6 Anschlussgeometrien 26

2.2.2.7 Berücksichtigung der Bewehrung nach DIN EN 1992-4 26

2.3 NEUERE BEMESSUNGSANSÄTZE FÜR ANSCHLÜSSE ZWISCHEN STAHL UND BETON MIT QUERLAST ZUM BAUTEILRAND UND ZUR BERÜCKSICHTIGUNG DER BEWEHRUNG 27

2.3.1 Allgemeines 27

2.3.2 Untersuchungen nach Hofmann (2004) 27

2.3.3 Untersuchungen nach Asmus (2001) 29

2.3.4 Untersuchungen nach Schmid (2009) 29

2.3.5 Untersuchungen nach Schmidt (2017) 31

2.3.6 Untersuchungen nach Eligehausen u.a. (2016-1) 31

2.3.7 Nachweiskonzept nach dem fib-Design Guide (2011) und ACI 318 32

2.3.8 Untersuchungen nach Kuhlmann, Imminger (2003) 33

2.3.9 Untersuchungen nach Kuhlmann, Rybinski (2007) 34

2.3.10 Untersuchungen von Fromknecht u.a. (2010) 34

2.3.11 Untersuchungen INFASO nach Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012) 35

2.3.12 Untersuchungen nach Kuhlmann, Ožbolt (2013) 37

2.3.13 Untersuchungen nach Kurz, Kuhlmann u.a. (2016) 38

2.4 ZUSAMMENFASSUNG 39

3 Experimentelle Untersuchungen 41

3.1 ALLGEMEINES 41

3.2 VERSUCHE MIT 2-SEITIGEM RANDEINFLUSS 42

3.2.1 Allgemeines 42

3.2.2 Versuchsdurchführung 42

3.2.2.1 Versuchsprogramm 42
3.2.2.2 Versuchskörper 42
3.2.2.3 Versuchsaufbau 45
3.2.2.4 Messkonzept 45
3.2.3 Versuchsergebnisse 46
3.2.3.1 Allgemeines 46
3.2.3.2 Einfluss des Bewehrungsgrades, der Kopfbolzenlänge und der Rissinduzierung auf das Tragverhalten 47
3.2.3.3 Einfluss des Randabstandes auf das Tragverhalten 50
3.2.3.4 Aktivierung der Kopfbolzenreihen und der Bewehrung unter Querlast 50
3.2.4 Zusammenfassende Darstellung der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss 52
3.3 VERSUCHE MIT 4-SEITIGEM RANDEINFLUSS 53
3.3.1 Allgemeines 53
3.3.2 Versuchsdurchführung 54
3.3.2.1 Versuchsprogramm 54
3.3.2.2 Versuchskörper 56
3.3.2.3 Versuchsaufbau 57
3.3.2.4 Messkonzept 58
3.3.3 Versuchsergebnisse 59
3.3.3.1 Allgemeines 59
3.3.3.2 Einfluss der Fixierung der Ankerplatte auf das Tragverhalten 60
3.3.3.3 Einfluss des Bewehrungsgrades, der Kopfbolzenlänge und der Rissinduzierung auf das Tragverhalten 62
3.3.3.4 Einfluss des Randabstandes und der Kopfbolzenanzahl auf das Tragverhalten 66
3.3.4 Zusammenfassung der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss 68
3.4 WERKSTOFFKENNWERTE UND UNTERSUCHUNGEN ZUM MATERIALVERHALTEN UND DER VERSCHWEIßUNG DER HÖHERFESTEN KOPFBOLZEN 69
3.4.1 Allgemeines 69
3.4.2 Materialuntersuchungen 69
3.4.2.1 Materialkennwerte des Betons 69
3.4.2.2 Materialkennwerte des Baustahls 71
3.4.2.3 Materialkennwerte des Betonstahls 71
3.4.2.4 Materialkennwerte der Kopfbolzen 71
3.4.3 Untersuchungen zur Porenbildung im Bereich der Schweißnähte 74
3.4.4 Ursachen der Porenbildung und Beurteilung der Schweißnahtqualität 75
3.5 ZUSAMMENFASSUNG 78
4 Numerische Untersuchungen 79
4.1 BESCHREIBUNG DES FE-MODELLS 79
4.1.1 Allgemeines 79
4.1.2 Microplane-Modell und Schädigungsmodell des nichtlinearen FE-Programms MASA 79
4.1.3 Modellerstellung mit FEMAP 81
4.1.4 Materialparameter 83
4.2 VERIFIZIERUNG DER NUMERISCHEN MODELLE AN DEN VERSUCHSERGEBNISSEN 84
4.2.1 Allgemeines 84

4.2.2 Untersuchungen zum Tragverhalten der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss 87
4.2.3 Untersuchungen zum Tragverhalten der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss 91
4.3 ZUSAMMENFASSUNG 96
4.4 WEITERFÜHRENDE PARAMETERUNTERSUCHUNGEN 98
4.4.1 Allgemeines 98
4.4.2 Parameter Höhe des Betonbauteils 98
4.4.3 Parameter Auflast 100
4.4.4 Parameter Kopfbolzenanzahl 102
4.5 ZUSAMMENFASSUNG 104
5 Bemessungsmodell von Ankerplatten mit konzentrierter Lasteinleitung unter Querlast 105
5.1 ALLGEMEINES 105
5.2 BESCHREIBUNG DES MODELLS 108
5.2.1 Allgemeines 108
5.2.2 Einzelkomponenten unter Normalkraftbeanspruchung 109
5.2.2.1 Einwirkungen und mögliche Versagensmechanismen 109
5.2.2.2 Stahlversagen der Kopfbolzen 110
5.2.2.3 Herausziehen der Kopfbozen 110
5.2.2.4 Lokaler Betonausbruch 111
5.2.2.5 Betonversagen ohne Rückhängebewehrung auf Zug 112
5.2.2.6 Fließen der Rückhängebewehrung auf Zug 113
5.2.2.7 Verbundversagen der Rückhängebewehrung auf Zug 114
5.2.2.8 Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung 114
5.2.2.9 Betonversagen mit gemeinsamer Tragwirkung von Bewehrungsstahl und Beton 115
5.2.2.10 Beton unter Druckbeanspruchung 115
5.2.2.11 Nachweis der Zugversagensmechanismen 116
5.2.3 Einzelkomponenten unter Querkraftbeanspruchung 118
5.2.3.1 Mögliche Versagensmechanismen und Einwirkungen 118
5.2.3.2 Stahlversagen der Kopfbolzen unter Querlast 119
5.2.3.3 Kombiniertes Stahl- und Betonversagen 119
5.2.3.4 Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung 120
5.2.3.5 Verbundversagen der Rückhängebewehrung 122
5.2.3.6 Stahlversagen der Rückhängebewehrung 123
5.2.3.7 Gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton unter Querlast 123
5.2.3.8 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite 124
5.2.3.9 Reibungsanteil 125
5.2.3.10 Nachweis der Versagensmechanismen unter Querbeanspruchung 126
5.2.4 Interaktionsbedingungen unter Zug- und Querlast 128
5.3 VALIDIERUNG DES MODELLS UND ABLEITUNG EINES BEMESSUNGSMODELLS 132
5.3.1 Allgemeines 132
5.3.2 Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen 133
5.3.3 Validierung des Bemessungsmodells nach DIN EN 1990 137

5.4 Bemessungsbeispiel - Nachweis eines Anschlusses mit konzentrierter Lasteinleitung unter Druck und Querlast 145
5.5 Zusammenfassung 149
6 Zusammenfassung 151
6.1 Zusammenfassung 151
6.2 Ausblick 153
7 Literatur 155
7.1 Forschungs- und Versuchsberichte 155
7.2 Fachbücher, Zeitschriften und Aufsätze in Tagungsbänden 155
7.3 Normen, Literatur und sonstige Regelwerke 156
7.4 Dissertationen und Abschlussarbeiten 157
7.5 Sonstiges 158
8 Anhang – Dokumentation der numerischen Untersuchungen 159

1 EINLEITUNG

1.1 Motivation

Mit der Mischbauweise sind wirtschaftliche Konstruktionen möglich, da die Werkstoffe Stahl und Beton hinsichtlich der jeweils günstigen Materialeigenschaften eingesetzt werden können. In dieser Bauweise ist die Schnittstelle zwischen den unterschiedlichen Werkstoffen von wesentlicher Bedeutung, da hier häufig große Lasten übertragen werden müssen. Im Bereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton konnten in jüngster Vergangenheit auf Grundlage verschiedener Forschungsvorhaben Nachweiskonzepte für die Praxis entwickelt werden, mit denen eine Auslegung der Anschlussbereiche in Mischbauweise möglich ist. Dabei haben sich Bemessungsansätze auf Grundlage der Komponentenmethode bewährt, in denen sowohl Beton als auch Stahlkomponenten gleichermaßen berücksichtigt werden. Allerdings sind diese Verfahren noch nicht in allen Situationen anwendbar.

In der Praxis müssen häufig große Lasten in konzentrierten Bereichen über die Einbauteile in das Massivbauteil eingeleitet werden. Dies betrifft z.B. Anwendungsfälle wie Stützen, Streifenfundamente, Lasteinleitungen im Bereich von Stützenköpfen (vgl. Bild 1.1) oder den Lagerbereich im Allgemeinen, bei dem z.B. häufig große Horizontallasten von den Überbauten über Lagerkonstruktion mit einem mehrseitig berandeten Lagersockel in das Widerlager oder Pfeiler eingeleitet werden müssen.

Bild 1.1: Konzentrierte Lasteinleitung im Brückenbau

Im Bereich von randnah angeordneten Anschlüssen sind häufig Betonversagensmechanismen entscheidend, da nicht davon ausgegangen werden kann, dass die volle Betontragfähigkeit auf Grund der Randeffekte aktiviert werden kann. In diesem Bereich reicht die Schubtragfähigkeit der nach Normung ansetzbaren Tragfähigkeit für größere Lasten nicht aus, so dass in Folge dessen aufwändige Konstruktionen wie z.B. Schubknaggen aus Stahlprofilen oder angeschweißte Bewehrungsstäbe notwendig sind, um die Lasten ins Massivbauteil einzuleiten. Insbesondere im randnahen Bereich kommt erschwerend hinzu, dass bei Aktivierung der vollen Tragfähigkeit des Anschlusses große Verformungen und eine ausgeprägte Rissbildung vorhanden sein können, so dass die Gebrauchstauglichkeit maßgebend sein kann.

Neuere Untersuchungen haben gezeigt, dass durch die Zulage von gezielter Rückhängebewehrung im Bereich des Anschlusses die Tragfähigkeit effizient gesteigert werden kann. Allerdings beschränken sich diese Untersuchungen bisher auf randferne Einbausituationen, wie z.B. Ankerplatten in Wänden. Ziel des Forschungsvorhabens war daher für den Anwendungsfall mit konzentrierter Lasteinleitung geeignete Modelle zu entwickeln. Insbesondere in diesen Fällen wie Stützen, Streifenfundamenten oder Lagersockel ist im Bauteil häufig eine Bewehrung vorhanden, die effizient zur Traglaststeigerung angesetzt werden kann. Allerdings können die Tragfähigkeiten nicht unbegrenzt gesteigert werden, da neben dem Stahlversagen der Verbindungsmittel weitere Versagensmechanismen zu berücksichtigen sind, wie z.B.: der Betonausbruch zwischen Bewehrung. Zur Entwicklung eines möglichen Bemessungsmodells für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung wurden Versuchskonfigurationen entwickelt, bei denen auf Grund einer geeigneten Parameterwahl unterschiedliche Versagensmechanismen erzeugt werden konnten. Die Traglaststeigerung mit der Anwendung von höherfesten Kopfbolzen kann zudem im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung eine für die Praxis interessante Alternative darstellen. Im Bereich der Gewindebolzen gibt es hierzu Erfahrungen zur Verwendung höherfester Materialien, allerdings bisher nur unter Zugbeanspruchung. Im Rahmen des Vorhabens sollte daher eine mögliche Anwendbarkeit höherfester Materialien für die Bolzen dargestellt werden.

Ziel des Vorhabens war die Entwicklung eines Bemessungsmodells für Ankerplatten mit konzentrierter Lasteinleitung. Neben den experimentellen Untersuchungen zu möglichen Versagensmechanismen waren hierfür numerische Untersuchungen notwendig, da so die Lastverteilungen innerhalb des Anschlusses und weitere mögliche Einflussparameter auf die Versuche untersucht werden konnten.

Voruntersuchungen zum Forschungsvorhaben haben gezeigt, dass Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung häufig in der Praxis notwendig sind. Bei der Recherche zu vorhandenen Bemessungsmodellen konnte allerdings wenig Konkretes bestimmt werden, so dass davon ausgegangen werden kann,

dass in diesem Bereich derzeit häufig auf Erfahrungen aus typischen Anwendungen zurückgegriffen wird. Motivation des Forschungsvorhabens war es hier, für die Praxis geeignete Bemessungsmodelle zu entwickeln, mit denen die tatsächlichen Tragfähigkeiten sicher abgeschätzt werden können. Dabei sollten auch neuere Techniken wie z.B. höherfeste Materialien berücksichtigt werden.

1.2 Lösungsweg und Arbeitspakete

Zur Untersuchung des Tragverhaltens und zur Entwicklung entsprechender Bemessungsmodelle erfolgt eine Unterteilung in die in Bild 1.2 dargestellten Arbeitspakete.

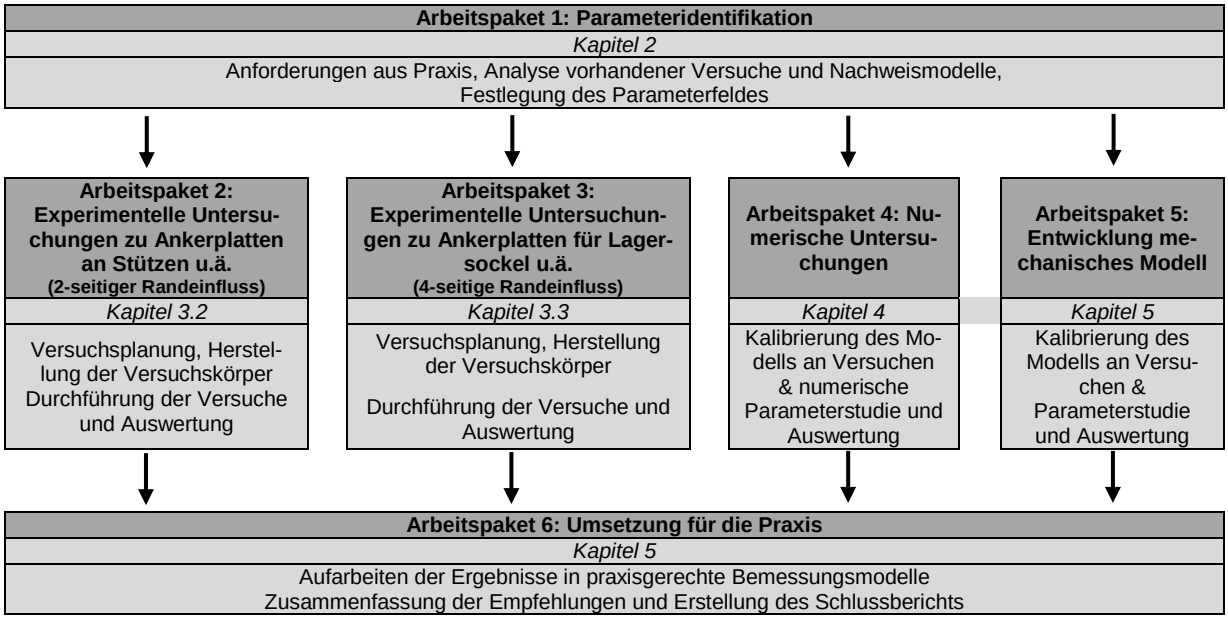


Bild 1.2: Gliederung des Forschungsvorhabens

Auf Grundlage von Untersuchungen zu typischen Anwendungssituationen von Ankerplatten mit konzentrierter Lasteinleitung wurde in Rücksprache mit dem projektbegleitenden Ausschuss ein Parameterfeld entwickelt und die Versuchskörper entworfen. Im Rahmen der Untersuchungen zum Stand der Technik wurde ein erstes analytisches Bemessungsmodell entwickelt. Relevante vorangegangene Forschungsvorhaben und Bemessungsgrundlagen für den Anwendungsbereich der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung unter Querbelastung werden in Kapitel 2 dargestellt.

Untersuchungen zu den Versuchen von Ankerplatten in stützenförmigen Bauteilen sind in Kapitel 3.2 und Versuche zu Ankerplatten in 4-seitig berandeten Bauteilen wie Lagersockel sind in Kapitel 3.3 beschrieben. Die Anwendung von höherfesten Kopfbolzen erforderte weitere Untersuchungen zum Materialverhalten und zur Schweißeignung des höherfesten Materials, die in Kapitel 3.4 beschrieben sind.

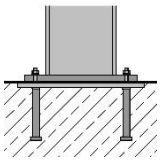
Numerische Untersuchungen zur Erfassung des Tragverhaltens und zur Durchführung weiterer Parameteruntersuchungen sind in Kapitel 4 beschrieben. Die Darstellung des analytischen Modells erfolgt in Kapitel 5. Aus diesem analytischen Modell wird ein Bemessungsmodell für die Praxis hergeleitet.

2 STAND DER TECHNIK

2.1 Allgemeines und normativer Überblick

Im Bereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton überschneiden sich die Regelwerke des Stahl-, Verbund- und des Massivbaus. Untersuchungen nach *Rybinsiki (2014)* haben gezeigt, dass auch Anschlüsse zwischen Stahl und Beton über das Nachweiskonzept der Komponentenmethode nachgewiesen werden können. Hierfür werden mögliche Betonversagensmechanismen im Bereich des Massivbauteils als Komponenten identifiziert und in das Schema der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* integriert.

Für die Berücksichtigung der Betonkomponenten im Nachweiskonzept der Komponentenmethode ist es erforderlich, das Trag- und Verformungsverhalten auch der Betonkomponenten zu kennen. Auf diese Weise können das Tragverhalten und mögliche Lastumlagerungen im Bereich der Ankerplatte erfasst werden. Die Nachweisverfahren der Befestigungstechnik nach *DIN EN 1992-4* stellen ein kraftbasiertes Bemessungsverfahren dar, bei dem es bisher noch nicht möglich ist, Steifigkeiten bzw. Last-Verformungsbeziehungen rechnerisch zu erfassen.



Stahlbau: Komponentenmethode und plastische Bemessung nach *DIN EN 1993-1-8*

Verbundbau: Komponentenmethode nach *DIN EN 1994-1-1*

Befestigungstechnik:
CC-Methode / Elastizitätstheorie nach *DIN EN 1992-4*
Ansatz der Bemessung nach Plastizitätstheorie nach *DIN CEN/TR 17081*

Bild 2.1: Nachweiskonzepte im Bereich von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton nach *Kuhlmann, Hofmann, Ruopp (2018)*

Für die Versagensmechanismen im Bereich des Betons wurden daher im Rahmen von jüngeren Forschungsvorhaben nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* und *Berger (2015)* für Betonkomponenten Last-Verformungsbeziehungen und Steifigkeiten aufbereitet, mit denen das Tragverhalten im Bereich des Betons beschrieben werden kann. Indem die Steifigkeitsbeziehungen im Bereich des Betons erfasst werden können, ist es möglich das Tragverhalten insbesondere im Zusammenwirken mit der im Bauteil vorhandenen Bewehrung zu berücksichtigen. Dadurch werden unter bestimmten Voraussetzungen Tragreserven aktiviert, da das gemeinsame Tragverhalten zwischen Beton und Bewehrung berücksichtigt werden kann. Die neueren Untersuchungen zur Erfassung der Steifigkeit der Betonkomponenten führen für die Betonkomponenten unter Zugbeanspruchung zu Traglaststeigerungen, die in *Kuhlmann, Hofmann, Ruopp (2018)* zusammengefasst sind.

Im vorliegenden Forschungsvorhaben „Konzentrierte Lasteinleitung“ wurden Anschlüsse unter Querlast untersucht, bei denen das Tragverhalten auch durch die Bauteilränder beeinflusst wird. Neben einer Darstellung der bereits vorhandenen normativen Festlegungen für Anschlüsse in berandeten Bauteilen unter Zug- und Querlastbeanspruchung werden im Folgenden neuere Untersuchungen zum Einfluss der Bewehrung bei Randeffekten dargestellt. Schwerpunkt liegt dabei auf Untersuchungen, in denen Nachweismodelle für die Berücksichtigung der Bewehrung unter Querlast zum Bauteilrand vorgestellt werden. Diese Untersuchungen decken unterschiedliche Anwendungsfälle von berandeten Massivbauteilen wie Anschlüsse in stabförmigen Bauteilen wie Stützen sowie Ankerplatten im Bereich von Bauteilrändern von Bodenplatten oder Fundamenten ab.

Im Bereich von Brückenlagern, für die Horizontalkräfte nachgewiesen werden müssen, ergeben sich ähnliche Fragestellungen wie für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton. Für einen Höhenausgleich auf der Lagerbank und zur Herstellung des Vergusses zwischen Lager und Widerlager werden die Lager im Brückenbau häufig in Verbindung mit Lagersockeln hergestellt. Im Regelbereich von Brückenlagern werden daher Anforderungen an die Randabstände im Bereich der Lagersockel gefordert. Im Folgenden werden deshalb neben den normativen Grundlagen des Stahl-, Verbund- und Massivbaus auch die Anforderung aus dem Bereich der Lagernormung nach *DIN EN 1337* dargestellt.

2.2 Nachweiskonzepte für Ankerplatten mit konzentrierter Lasteinleitung

2.2.1 Nachweiskonzept des Anschlusses zwischen Stahl und Beton von Brückenlagern nach DIN EN 1337

Im Bereich von Brückenlagern müssen Vertikal- und Horizontalkräfte konzentriert vom Überbau in die anschließenden Bauteile, wie z.B. Widerlager, Pfeiler oder Querträger weitergeleitet werden. Der Nachweis der Brückenlager ist über die acht Teile der *DIN EN 1337* geregelt und umfasst neben der Beschreibung der allgemeinen Regelungen in *DIN EN 1337-1* in den weiteren Teilen Anforderungen an unterschiedlichen Lagertypen wie Elastomer-, Kalotten- und Führungslager. Horizontale Lasten im Bereich von Brückenlagern haben unterschiedliche Ursachen und sind zusätzlich in Brückenlängs- und Querrichtung zu unterscheiden. Neben Brems- und Beschleunigungskräften aus dem Verkehr, entwickeln sich in Brückenlängsrichtung Zwängungskräfte als Ursache der Längenänderung des Überbaus.

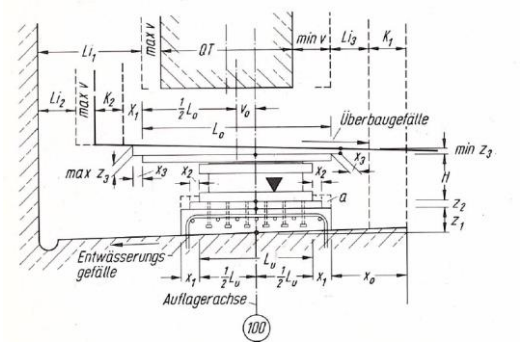


Bild 2.2: Schematische Darstellung eines Brückendetails nach *Rahlwes u.a. (1995)*

Im Bereich des Lagers können auf Grund einer Verdrehung oder Schiefstellung des Überbaus zusätzlich horizontale Kräfte entstehen. In Brückenquerrichtung sind zudem Einwirkungen aus Windlasten auf den Überbau sowie Fliehkräfte und z.B. Seitenstoßkräfte bei Eisenbahnbrücken zu berücksichtigen. Während die äußeren Kräfte wie z.B. Bremskräfte bei einer Eisenbahnbrücke in *DIN EN 1991-2* geregelt und vorgegeben sind, sind die weiteren horizontalen Beanspruchungen aus z.B. Längenänderung und Zwängungskräften vom Lagertyp, Lageranordnung und der Steifigkeit des Systems abhängig. Eine anschauliche Beschreibung dieser zusätzlichen Beanspruchungen erfolgt in *Block u.a. (2013)*.

Insbesondere für Eisenbahnbrücken sind horizontale Bremslasten auf Grund des Bremsrucks im Meganewton-Bereich zu berücksichtigen, die über die Lager sicher in die anschließenden Bauteile weitergeleitet werden müssen. Da Lager neben dem Lastabtrag die erforderlichen Bewegungen und Verdrehungen genau definiert zulassen müssen, sind hohe Anforderungen an die Befestigungen der Lager an den verbundenen Stahl-, Massiv-, und Verbundbauteilen notwendig. Damit das Lager aber überhaupt funktionieren kann, muss die Befestigung des Lagers ausreichend steif sein. Dies umfasst neben dem fachmännischen Einbau und Verguss auch die ausreichende Auslegung und Dimensionierung der Massivbauteile wie z.B. der Lagersockel. Zur Übertragung von horizontalen Kräften wird in *DIN EN 1337-1* der Widerstand nach Gleichung (2.1) bestimmt, der den einwirkenden Horizontalkräften gegenübergestellt wird. Der Reibungsanteil in Gleichung (2.1) kann nach *DIN EN 1337-1 Abs. 6.11* bei Eisenbahnbrücken sowie Bauten mit Schwingungseinwirkungen durch Verkehrslasten nicht angesetzt werden, da nicht davon ausgegangen werden kann, dass die Auflasten aus ständigen Lasten N_{Ed} in jedem Fall angesetzt werden können. Insbesondere bei Eisenbahnbrücken müssen daher die Horizontallasten im Bereich des Anschlusses allein über die Befestigungsmittel übertragen werden.

$$V_{Rd} = \frac{\mu_k}{\gamma_\mu} \cdot N_{Ed} + V_{pd} \tag{2.1}$$

Mit:

μ_k der charakteristische Wert der Reibungszahl:
$\mu_k = 0{,}4$ für Stahl-zu-Stahl Verbindungen:
$\mu_k = 0{,}6$ für Stahl-zu-Beton Verbindungen

γ_μ Teilsicherheitsbeiwert für Reibung mit:
$\gamma_\mu = 2{,}0$ für Stahl-zu-Stahl Verbindungen:
$\gamma_\mu = 1{,}2$ für Stahl-zu-Beton Verbindungen

N_{Ed} kleinster Bemessungswert der Normalkraft auf die Verbindung zusätzlich zu V_{Ed}

V_{pd} der Bemessungswiderstand aller Befestigungsmittel

Können die Reibungskräfte rechnerisch angesetzt werden, wird nach *Block u.a. (2013)* über Gleichung (2.2) ein maßgebendes Verhältnis von Vertikalkraft zur Horizontalkraft definiert, ab dem Verankerungsmittel vermieden werden können.

$$\kappa = \frac{N_{Ed}}{V_{Ed}} \tag{2.2}$$

Für ein Verhältnis von $\kappa \geq 5$ für Stahl-zu-Stahl Verbindungen, sowie $\kappa \geq 2$ für Verbindungen zwischen Stahl-zu-Beton Verbindungen kann auf entsprechende Befestigungsmittel verzichtet werden und es sind einfache Konstruktionen möglich. Für kleinere Verhältnisbeiwerte sind entsprechende zusätzliche Befestigungsmittel zur Übertragung der Querlasten notwendig.

Der Anschlussbereich zwischen Lager und Massivbauteil wie Lagersockel ist in Deutschland über die jeweiligen Ausstattungszulassungen der Lager geregelt. Bei der Befestigung mit Kopfbolzen werden dabei z.B. nach *Z-16.7-445* folgende Anforderungen an die Kopfbolzen gestellt:

- Die Achsabstände der Kopfbolzen dürfen untereinander in Kraftrichtung nicht kleiner als $5 \cdot d_1$ und quer dazu nicht kleiner als $4 \cdot d_1$sein.
- Die Mindestrandabstände der Kopfbolzen dürfen in Kraftrichtung nicht kleiner als 700 mm und quer zur Kraftrichtung nicht kleiner als 350 mm sein. Eine Unterschreitung der Mindestrandabstände ist zulässig, wenn mit Hilfe eines geeigneten Stabwerksmodells ein Nachweis gegen Betonversagen geführt wird.
- Im anschließenden Bauteil muss eine oberflächennahe Netzbewehrung aus Betonstahl ø 12/15 cm, die im Bereich von Bauteilrändern bügelförmig auszubilden ist, vorhanden sein. Die Kopfbolzen müssen nach dem Schweißen mindestens 100 mm in den bewehrten Beton einbinden und der Mindestabstand zwischen Bolzenkopf und mittragender Bewehrung muss 30 mm betragen. Wird eine Mörtelfuge oder eine zusätzliche unbewehrte Betonschicht zwischen der Ankerplatte und dem bewehrten Beton angeordnet, so sind die Kopfbolzen entsprechend zu verlängern.
- Die Werte der Tragfähigkeit ergeben sich aus der Anwendung der Bemessungsregeln in *DIN EN 1994-2* in Verbindung mit den Nationalen Anhang.
- Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit von Kopfbolzen ist $D_d = \frac{D_k}{\gamma_M}$ mit $\gamma_M = 1{,}25$.
- Sofern die Schubkraftfähigkeit nach Tabelle 2.1 zugrunde gelegt wird, ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen, dass die Kopfbolzen infolge der Normalkraft und des Biegemomentes im überdrückten Bereich der Lagerfuge liegen.

Tabelle 2.1: Charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit D_k mit $h/d \geq 4$ nach *Z-16.7-445*

Betonfestigkeitsklasse	Kopfbolzen-Durchmesser		
	19	22	25
	Querkrafttragfähigkeit D_k in kN		
C20/25	63	85	110
C25/30	73	98	127
C30/37	83	111	143
C35/50	92	123	159
≥C40/45	101	135	175

Die in *Z-16.7-445* (vgl. Tabelle 2.1) und in weiteren Ausstattungszulassungen angegebenen Werte für die Querkrafttragfähigkeit pro Kopfbolzen basieren auf Untersuchungen nach *Bode (1987).* In der gutachterlichen Stellungnahme wurden die Unterschiede bei der Bemessung nach den damaligen *Verbundträgerrichtlinien (1981)* und der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen erarbeitet. Innerhalb einer Serie von neun Versuchskörpern wurden Einflüsse wie Randabstände, Kopfbolzenlängen und Bewehrungsgrad untersucht und über die Variation der Exzentrizität wurde die Interaktion zwischen Schub und Zug erfasst. Das Tragverhalten der Kopfbolzen wird in *Bode (1987)* als duktil beschrieben. In den Versuchen konnte gezeigt werden, dass die Traglast bei längeren Kopfbolzen und höherem Bewehrungsgrad sowie bei einer Verringerung der Exzentrizität gesteigert werden kann. In numerischen Untersuchungen nach *Bernhart (2016)* zu den Versuchsergebnissen von *Bode (1987)* wurden diese Beobachtungen bestätigt. Die Traglaststeigerungen sind hauptsächlich auf den größeren Widerstand unter Zugbeanspruchung der Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite durch die längere Einbindelänge zurückzuführen.

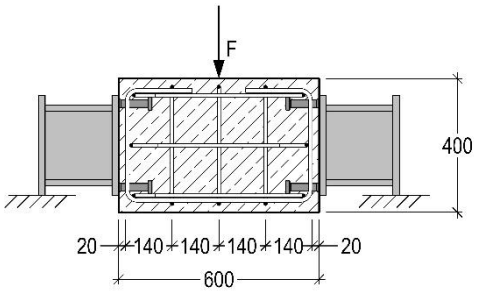


Bild 2.3: Versuchskörpergeometrie nach *Bode (1987)*

Bei der Anwendung der Querkrafttragfähigkeiten der Kopfbolzen auf Grundlage des Verbundbaus nach Tabelle 2.1 sind mit einem Randabstand von 700 mm in Belastungsrichtung große Randabstände erforderlich. Allerdings ist nach einer Recherche zu ausgeführten Brückenlagern davon auszugehen (vgl. Bild

1.1 und Bild 3.30), dass diese Mindestabstände in der Regel nicht eingehalten werden. Nach den Anforderungen der Ausstattungszulassungen ist der Anschlussbereich des Lagers für den Anwendungsfall mit geringen Randabständen über ein geeignetes Stabwerkmodell nachzuweisen. Zu bestehenden Bauwerken mit den üblichen, geringen Randabständen konnte für diesen Anschlussbereich kein Nachweis gefunden werden. Es ist davon auszugehen, dass es sich hier um ein Schnittstellenproblem handelt. Während das Lager vom Lagerhersteller nach Angabe der Lagerkräfte des Tragwerkplaners ausgelegt und gefertigt wird, wird der Nachweis des Anschlusses bei reduzierten Randabständen meist vernachlässigt. Im Rahmen des Forschungsvorhabens soll daher für diese Anwendungsbereiche ein geeignetes Bemessungsmodell entwickelt werden, mit dem die Tragfähigkeiten des Anschlussbereichs der Lager unter mehrseitigem Randeinfluss zukünftig abgeschätzt werden kann.

Neben dem Nachweis der Horizontalkräfte bei Brückenlagern über die Kopfbolzen sind zusätzliche technische Überlegungen anzustellen, die in *Braun u.a. (2009)* beschrieben sind. Beispielsweise müssen Muttern, die für die Verschraubung zum Lagerwechsel notwendig sind und auf der Rückseite der Ankerplatte im Beton liegen mit einer entsprechenden Polsterung versehen werden. Da die Muttern eine größere Steifigkeit haben und im Allgemeinen einen geringeren Randabstand als die Kopfbolzen haben, ist es möglich, dass bei einer entsprechenden Horizontalbelastung ein Teil der Belastung über diese Muttern übertragen wird und Schäden durch Betonkantenbruch im Bereich des Lagersockels entstehen.

Die Bemessung des Anschlussbereichs von Lagern nach Tabelle 2.1 basiert auf Überlegungen des Verbundbaus, nach denen neben dem vorwiegenden Schubabtrag der Verbindungsmittel nur geringe Zugbeanspruchungen auf den Kopfbolzen zulässig sind. Wenn der Nachweis der Zugbeanspruchungen nicht geführt wird ist es nach dem derzeitigen Stand der Technik erforderlich, dass die Ankerplatten gegen die Unterbauten wie z.B. Widerlager vorgespannt werden (vgl. Bild 2.4). Auf diese Weise wird ein Überdrücken der Kontaktfuge nach *Braun u.a. (2009)* gewährleistet. Bei großen Horizontallasten oder Rückstellmomenten und kleiner Auflast wird so ein Klaffen in der Lagerfuge über Ankerplatten mit vorgespannten Zugankern oder Zugdollen verhindert.

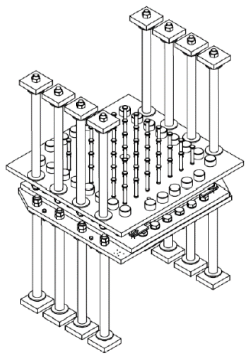


Bild 2.4: Lagerplatte mit Zugankern

2.2.2 Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit Randeinfluss nach DIN EN 1992-4

2.2.2.1 Allgemeines

Anschlüsse zwischen Stahl und Beton können auf Grundlage der Befestigungstechnik nach *DIN EN 1992-4* nachgewiesen werden. Im Gegensatz zu den Nachweisverfahren des Verbundbaus werden nach den Bemessungsgleichungen der Befestigungstechnik auch vorwiegende Zugbeanspruchungen der Kopfbolzen berücksichtigt. Die Nachweiskonzepte der Befestigungstechnik basieren auf dem Concrete-Capacity Verfahren nach *Fuchs u.a. (1995)*, bei dem die maximale Tragfähigkeit des Anschlusses unter Berücksichtigung unterschiedlicher Versagensmechanismen berechnet werden kann.

In Abhängigkeit von der Lage im Bauteil und der Beanspruchung sind im Bereich der Ankerplatte unterschiedliche Versagensmechanismen möglich, die nach *DIN EN 1992-4* nachgewiesen werden können. In diesem Abschnitt werden die Voraussetzungen für den Nachweis von Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung nach *DIN EN 1992-4* und die Hintergründe zu den relevanten Versagensmechanismen dargestellt. Eine ausführliche Darstellung der Bemessungsgleichungen der relevanten Versagensmechanismen ist in Kapitel 5 im Rahmen der Entwicklung des Bemessungsmodells für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung angegeben. Im Folgenden werden die relevanten Hintergründe nach DIN EN 1992-4 für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung dargestellt mit einer möglichen Normalkraftverteilung des analytischen Modells nach Bild 2.5.

Im Nachweiskonzept nach *DIN EN 1992-4* werden aus den einwirkenden Schnittkräften auf den Anschluss Zug- und Querlastbeanspruchungen der einzelnen Befestigungsmittel abgeleitet und den jeweiligen Widerständen der unterschiedlichen Versagensmechanismen gegenübergestellt. Als einwirkende Schnittgrößen können auf diese Weise Normal-, Querkraft und Momentenbeanspruchungen nachgewiesen werden. In der Befestigungstechnik werden die Einwirkungen auf die unterschiedlichen Verbindungsmittelreihen i.d.R. elastisch, unter Annahme einer idealisiert starren Ankerplatte zwischen den unterschiedlichen Befestigungsmittelreihen verteilt. Die Zugbeanspruchungen teilen sich linear in Abhängigkeit von der Entfernung zum Druckpunkt zwischen den einzelnen Befestigungsmitteln auf. Querlasten werden bei der elastischen Berechnung bei Ankerplatten mit einem ausreichenden Randabstand gleichmäßig zwischen den Befestigungsmittelreihen verteilt. Die Verteilung der Querlasten bei randnahen Ankerplatten ist abhängig von den möglichen Versagensmechanismen und der Steifigkeit der Verankerungsmittel (vgl. Kapitel 2.2.2.4).

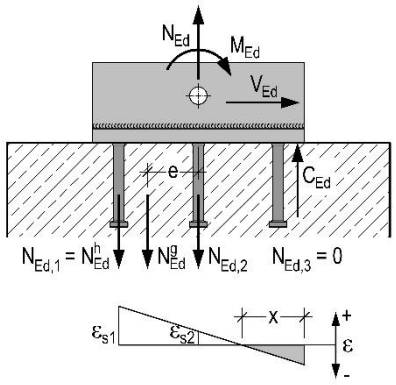


Bild 2.5: Lastverteilung in einer Ankerplatte mit konzentrierter Lasteinleitung

2.2.2.2 Zugtragfähigkeit des Betons und Einfluss mehrerer Bauteilränder

In der Befestigungstechnik können im Gegensatz zum Verbundbau nach *DIN EN 1994-1-1* planmäßig Zugkräfte in den Beton eingeleitet und nachgewiesen werden. Als primärer Versagensmechanismus neben dem Stahlversagen des Befestigungsmittels kann nach *DIN EN 1992-4* ein Betonversagen mit der Ausbildung eines theoretischen Betonausbruchkegels nachgewiesen werden. Die Bemessungsgleichungen der Befestigungstechnik sind insbesondere für die Anschlüsse unter konzentrierter Lasteinleitung interessant, da neben der Möglichkeit der rechnerischen Berücksichtigung der Zugtragfähigkeit des Betons auch Einbausituationen mit einem oder mehreren Bauteilrändern berücksichtigt sind.

Die Tragfähigkeit bei Betonversagen des Anschlusses ist abhängig von der Mantelfläche des Betonausbruchkegels. Bei einer Zugbeanspruchung der Kopfbolzen werden die Zugkräfte formschlüssig zunächst über die Aufstandsfläche der Kopfbolzen in den Beton eingeleitet. Eine erste Mikrorissbildung kann nach *Kuhlmann, Hofmann, Ruopp (2018)* angenommen werden, wenn 30 % der Höchstlast erreicht werden. Mit zunehmender Zugbeanspruchung bildet sich ein Riss in die Richtung der Betonoberfläche in einem mittleren Neigungswinkel von ca. 35%. Die zugehörige Tragfähigkeit ohne Berücksichtigung von Bauteilrändern kann nach Gleichung (2.3) berechnet werden. In dieser Gleichung gehen über die Verankerungstiefe die effektive Bruchfläche unter Berücksichtigung des Maßstabeffekts nach *Eligehausen u.a. (2006)* ein. Zusätzlich wird in Gleichung (2.3) die Zugfestigkeit des Betons mit der Wurzel über den Wert der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit des Betons angesetzt und ein Vorfaktor k_1, der die Art des Befestigungsmittels und den Zustand des Betons berücksichtigt.

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} \ [N] \tag{2.3}$$

Mit:

k_1 Empirischer Grundwert der Tragfähigkeit abhängig von der Art der Verankerung und Zustand des Betons (gerissen oder ungerissen). Für Kopfbolzen kann nach dem derzeitigen Kenntnisstand dieser Wert zu $k_1 = 8{,}9$ (gerissener Beton) und $k_1 = 12{,}7$ (ungerissener Beton) angenommen werden [-];

h_{ef} Verankerungstiefe, bei Kopfbolzen entspricht diese i.d.R. der Schaftlänge [mm];

f_{ck} Charakteristische Betondruckfestigkeit nach DIN EN 206 [N/mm²].

Gleichung (2.3) gilt für ein Befestigungsmittel. Die Tragfähigkeit eines Anschlusses mit mehreren Befestigungsmitteln und mehreren Bauteilrändern kann mit Gleichung (2.4) bestimmt werden. Über den Faktor $\psi_{A,N}$ kann berücksichtigt werden, dass sich bei einer Verbindungsmittelgruppe die theoretischen Betonausbruchkegel überschneiden und so nicht die gesamte Zugtragfähigkeit aller Betonmantelflächen angesetzt werden kann. Bei Anschlüssen in Bereich von Bauteilrändern kann sich zudem der Betonausbruchkegel nicht vollständig ausbilden. Über die Referenzfläche an der Betonoberfläche wird die tatsächlich vorhandene Betonausbruchfläche in das Verhältnis zur Betonausbruchfläche eines Befestigungsmittels ohne Einflüsse durch Bauteilränder oder benachbarte Befestigungsmittel angesetzt.

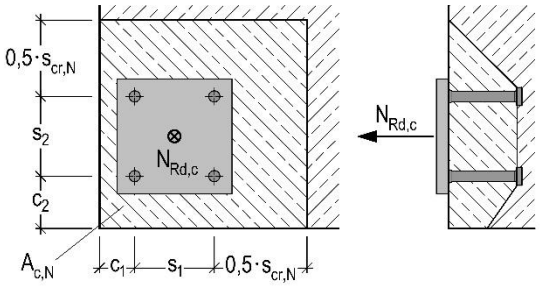


Bild 2.6: Idealisierter Betonausbruchkörper des Anschlusses.

Zudem können über die ψ-Werte in Gleichung (2.4) weitere Faktoren wie die ungleichmäßige Spannungsverteilung und der Einfluss einer dichten Bewehrungslage im Bereich der Betonoberfläche berücksichtigt werden. Bei Querkraftanschlüssen entstehen auf Grund der exzentrischen Lasteinleitung (vgl. Bild 2.5) und der resultierenden Momentenbeanspruchung Zugkräfte auf der lastabgewandten Seite. Infolge des Kräftegleichgewichts ist es möglich, dass der Zugbereich bei einem kleinen inneren Hebelarm durch die resultierenden Druckkräfte überdrückt wird und dadurch größere Tragfähigkeit im Zugbereich erreicht werden. Bei randfernen Anschlüssen kann diese traglaststeigernde Wirkung nach *Zhao (1993)* über den Faktor $\psi_{M,N}$ in Gleichung (2.4) berücksichtigt werden.

$$N_{Rd,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{M,N} \,/\, \gamma_{Mc} \ [N] \tag{2.4}$$

Mit:

$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}}$ Faktor zur Berücksichtigung von Bauteilrändern und geringen Achsabständen [-];

$\psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$ Faktor zur Berücksichtigung einer ungleichmäßigen Spannungsverteilung am Bauteilrand [-];

$\psi_{re,N} = 0{,}5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$ Faktor zur Berücksichtigung einer dichten Bewehrungslage im Bereich der Betonoberfläche für $h_{ef} < 100$ mm [-];

$$\psi_{re,N} = 1{,}0 \begin{cases} \text{für } s \geq 150 \text{ mm (für alle Durchmesser)} \\ \text{für } s > 100 \text{ mm (für Durchmesser} \leq 10\text{mm)} \end{cases}$$

$\psi_{M,N} = 2 - 0{,}67 \cdot \frac{z}{h_{ef}} \geq 1{,}0$ Beiwert zur Berücksichtigung des Einfluss der Druckkraft zwischen Anbauteil und Beton. Für randnahe oder vorwiegend zugbeanspruchte Befestigungen und Befestigungen mit $\frac{z}{h_{ef}} \geq 1{,}5$ gilt nach *DIN EN 1992-4*: $\psi_{M,N} = 1{,}0$ [-];

Mit Gleichung (2.4) kann die Zugtragfähigkeit von randnahen Anschlüssen mit zwei Bauteilrändern bestimmt werden. Bei Anwendungen mit drei oder mehr Rändern führt Gleichung (2.4) zu einer konservativen Abschätzung der Traglasten. Nach *DIN EN 1992-4* können genauere Ergebnisse erzielt werden, wenn der Wert für die Verankerungslänge h_{ef} für Gruppenbefestigungen mit Gleichung (2.5) modifiziert wird. Hintergrund ist, dass bei der Berechnung nach Gleichung (2.4) die Betonausbruchfläche $A^0_{c,N}$ eines Befestigungsmittels theoretisch ohne Randeinfluss berechnet wird. Dadurch wird die Tragfähigkeit des einzelnen Befestigungsmittels überschätzt und die Gesamttragfähigkeit unterschätzt, da die theoretische Betonausbruchfläche des einzelnen Befestigungsmittels nach Gleichung (2.4) überschätzt wird. Die modifizierte Verankerungslänge für die Ankerplatte nach Gleichung (2.5) ist in Bild 2.7 dargestellt. Für die Berechnung des Widerstands einer Verankerung in einem mehrseitig berandeten Bauteil wird die Berechnung der Einbindelänge des Verbindungsmittels korrigiert.

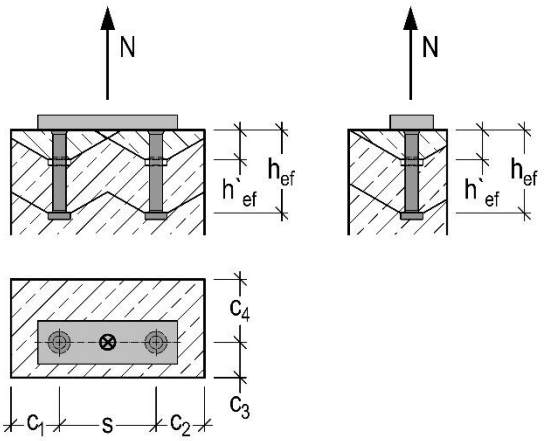


Bild 2.7: Modifizierte Verankerungslänge nach *DIN EN 1992-4*

$$h'_{ef} = \max\left\{\frac{c_{max}}{c_{cr,N}} \cdot h_{ef}, \frac{s_{max}}{s_{cr,N}} \cdot h_{ef}\right\} \tag{2.5}$$

Mit:

$c_{cr,N}$	Charakteristischer Randabstand zur Sicherstellung des charakteristischen Widerstandes eines einzelnen Befestigungsmittels [mm];
$s_{cr,N}$	Charakteristischer Achsabstand zur Sicherstellung des charakteristischen Widerstandes eines einzelnen Befestigungsmittels [mm];
c_{max}	Größter Abstand von der Mitte eines Befestigungsmittels zum Rand des Betonbauteils $\leq c_{cr,N}$ [mm];
s_{max}	Größter Abstand zwischen den Befestigungsmitteln $\leq s_{cr,N}$ [mm];

2.2.2.3 Betonversagen unter Querlast und der Einfluss mehrerer Bauteilränder

Neben dem Stahlversagen der Befestigungsmittel unter Querlast kann der Anschluss durch ein Betonversagen auf der lastabgewandten Seite und/oder durch ein Betonkantenbruch versagen. Für ein Betonversagen auf der lastabgewandten Seite ist es notwendig, dass der Anschluss nicht überdrückt ist und auf Grund der exzentrischen Querkraftbeanspruchung (vgl. Bild 2.5) die Ankerplatte aus dem Anschluss „gehebelt“ wird. Die Querkraftfähigkeit des Anschlusses kann bei Betonversagen auf der lastabgewandten Seite mit Gleichung (2.6) in Relation zur Zugtragfähigkeit nach Kapitel 2.2.2.2 berechnet werden.

$$V_{Rd,cp} = k \cdot N_{Rd,c} \tag{2.6}$$

Mit:

k	Faktor zur Berücksichtigung der Umsetzung von Quer- in Zugbelastung mit $k = 1{,}0$ für $h_{ef} < 60$ mm und $k = 2{,}0$ für $h_{ef} \geq 60$ mm [-];
$N_{Rd,c}$	Bemessungswiderstand der Verankerung unter Zugbeanspruchung und Betonversagen (vgl. Gleichung (2.5)).

Ankerplatten mit ausreichend großem Randabstand weisen in der Regel in der lastzugewandten Kopfbolzenreihe eine ausreichende Steifigkeit und Widerstandsfähigkeit auf, so dass die Ankerplatte über den Druckpunkt aus dem Beton gehebelt werden kann, bevor der Beton im vorderen Bereich ausbricht. Für randnahe Ankerplatten unter Querbeanspruchung ist mit dem Betonkantenbruch ein zusätzlicher Versagensmechanismus möglich.

Der Betonkantenbruch bei Einzel- oder Gruppenbefestigungen bildet sich im Mittel in einem Winkel von 35° zum Rand hin aus. Die Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch ist abhängig von der Zugfestigkeit des Betons auf der Mantelfläche des Betonausbruchkegels. Das nichtlineare Bruchverhalten des Betons kann mit Hilfe der Bemessungsgleichungen des CC-Verfahrens abgeschätzt werden und ist in *Fuchs u.a. (1995)* beschrieben. Bemessungsgleichungen für den Widerstand dieser Komponenten wurden ähnlich

zum Widerstand bei Betonversagen unter Zug ausgehend von der mittleren Betonbruchlast eines einzelnen Befestigungsmittels entwickelt und sind nach *DIN EN 1992-4* in Gleichung (2.7) angegeben.

$$V_{Rk,c}^{0} = k_5 \cdot d_{nom}^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \tag{2.7}$$

Mit:

k_5 Faktor zur Berücksichtigung des Zustandes des Betons, $k_5 = 1{,}7$ für gerissenen Beton und $k_5 = 2{,}4$ für ungerissenen Beton;

d_{nom} Nomineller Durchmesser des Befestigungsmittels;

α Parameter, der den Einfluss der Verankerungslänge und des Randabstandes im Verhältnis zum Einfluss des Durchmessers des Befestigungsmittels erfasst, es gilt: $\alpha = 0{,}1 \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5}$;

β Parameter, der den Einfluss des Durchmessers des Befestigungsmittels und des Randabstandes im Verhältnis zum Einfluss der Verankerungslänge erfasst, es gilt: $\beta = 0{,}1 \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2}$;

l_f Für Kopfbolzen mit einheitlichem Schaftdurchmesser gilt $l_f = h_{ef}$;

c_1 Randabstand des Befestigungsmittels.

In Gleichung (2.7) haben neben der Tragfähigkeit des Betons unter Zug, die mit $\sqrt{f_{ck}}$ abgeschätzt wird, der Randabstand c_1 den hauptsächlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Der Randabstand geht dabei mit dem Exponent 1,5 ein, da die Traglaststeigerung geringer ist als die Zunahme der Bruchfläche. Die Steifigkeit des Verbindungsmittels und die daraus resultierenden Pressungen im Bereich des Betons werden über die Faktoren d_{nom}^{α} und l_f^{β} berücksichtigt.

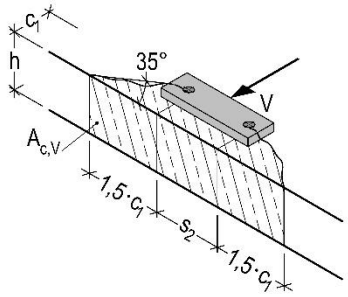


Bild 2.8: Betonkantenbruch einer Gruppenbefestigung

Der charakteristische Widerstand bei Betonversagen einer Gruppenbefestigung kann mit Gleichung (2.8) berechnet werden (vgl. Bild 2.8). Neben dem Verhältniswert der Fläche des idealisierten Betonausbruchkörpers der Gruppenbefestigung $A_{c,V}$ zur Fläche eines einzelnen Befestigungsmittels $A_{c,V}^{0}$ gehen dabei weitere Faktoren wie die vorhandene Bauteildicke oder eine Bewehrung im Bereich der Ankerplatte mit ein.

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^{0} \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^{0}} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{re,V} \tag{2.8}$$

Mit:

$V_{Rk,c}^{0}$ Charakteristischer Widerstand eines Befestigungsmittels nach Gleichung (2.7);

$A_{c,V}$ Vorhandene Fläche des idealisierten Betonausbruchkörpers unter Berücksichtigung der Bauteilränder und der Überschneidung der Betonausbruchflächen benachbarter Befestigungsmittel;

$A_{c,V}^{0}$ Bezugswert für die Betonausbruchfläche eines Befestigungsmittels;

$\psi_{s,V}$ Faktor, der den Einfluss der Störung des Spannungszustandes im Beton durch die Bauteilränder erfasst, es gilt: $\psi_{s,V} = 0{,}7 + 0{,}3\frac{c_2}{1{,}5 \cdot c_1} \leq 1{,}0$;

$\psi_{h,V}$ Faktor, der berücksichtigt, dass der Widerstand gegen Betonkantenbruch nicht – wie beim Verhältnis $A_{c,V}/A_{c,V}^{0}$ angenommen – proportional zur Bauteildicke abnimmt, es gilt: $\psi_{h,V} = \left(\frac{1{,}5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$;

Mit: h Höhe des Bauteils, vgl. Bild 2.8

$\psi_{ec,V}$ Faktor, der eine unterschiedliche Querlastbeanspruchung der Kopfbolzen berücksichtigt, vgl. *DIN EN 1992-4*;

$\psi_{\alpha,V}$ Faktor, der eine zum Bauteilrand geneigte Richtung der Querlast berücksichtigt, vgl. *DIN EN 1992-4*;

$\psi_{re,V}$ Faktor, der den Einfluss der Lage der Bewehrung am Bauteilrand berücksichtigt, mit:

- $\psi_{re,V} = 1{,}0$ Befestigung in ungerissenem sowie gerissenem Beton ohne Rand- oder Bügelbewehrung;
- $\psi_{re,V} = 1{,}4$ Befestigung in gerissenem Beton mit Randbewehrung und Bügeln oder Baustahlmatten mit kleinem Achsabstand $a \leq 100\ mm$ und $a \leq 2 \cdot c_1$.

In mehrseitig berandeten, schmalen Bauteilen führt die Berechnung nach Gleichung (2.8) zu konservativen Ergebnissen, da für das einzelne Befestigungsmittel im Nenner mit $A^0_{c,V}$ eine wesentlich größere Fläche als die tatsächlich vorhandene angenommen wird. Auf Grund der Überschätzung der Ausbruchfläche des einzelnen Befestigungsmittels wird ein geringerer Widerstand berechnet. Genauere Ergebnisse können nach *DIN EN 1992-4* erreicht werden, wenn für den Fall von Gruppenbefestigungen bei der Berechnung des Widerstands gegen Betonkantenbruch einer Einzelbefestigung nach Gleichung (2.7) mit einem modifizierten Randabstand $c`_1$ nach Gleichung (2.9) gerechnet wird.

Untersuchungen nach *Mühlbauer (2018)* haben gezeigt, dass die Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch für eine Einzelbefestigung in einem Versuchskörper mit vergleichbaren geometrischen Randbedingungen wie in den Versuchen zur konzentrierten Lasteinleitung nicht weiter abnimmt, wenn mit einem modifizierten Randabstand $c`_1$ gerechnet wird. Daraus kann abgeleitet werden, dass der Einfluss von mehreren Bauteilrändern über die Bemessungsgleichung nach *DIN EN 1992-4* realistisch abgeschätzt werden kann. Über die in DIN EN 1992-4 vorhandenen Regelungen für mehrseitig berandete Bauteile kann der Einfluss von mehreren Bauteilrändern realistisch abgeschätzt werden (vgl. Bild 2.9).

Ohne eine Modifikation über die Einführung eines fiktiven Randes nach Gleichung (2.9) würde die vorhandenen Modelle der Befestigungstechnik bei einem größeren Randabstand den Widerstand des Anschlusses unterschätzen (graue Line in Bild 2.10). Mit der Einführung des fiktiven Randabstands können Unschärfen im Widerstandsmodell für die Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch ausgeglichen und der Widerstand kann realistisch abgeschätzt werden.

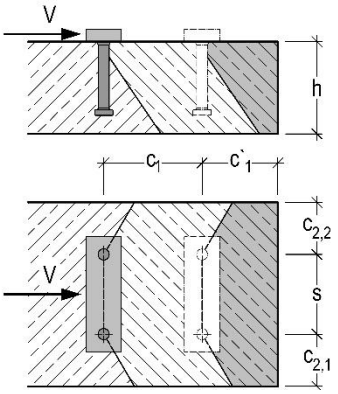


Bild 2.9: Ankerplatte in einem dünnen, schmalen Bauteil

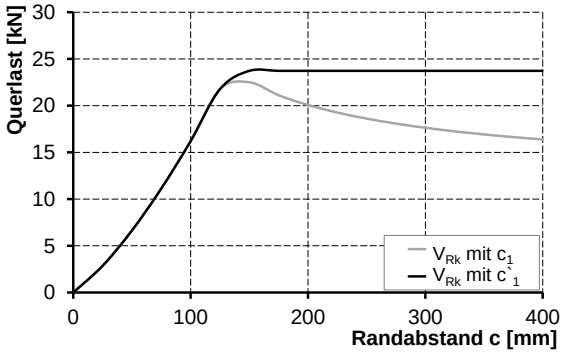


Bild 2.10: Validierung des Ansatzes für mehrere Bauteilränder nach *Mühlbauer (2018*)

$$c`_1 = \max\left\{\frac{c_{2,max}}{1{,}5}; \frac{h}{1{,}5}; \frac{s_{2,max}}{3}\right\} \tag{2.9}$$

Mit:

$c_{2,max}$	Der größte Randabstand parallel zur Lastrichtung;
h	Höhe des Betonbauteils;
$s_{2,max}$	Der größte Randabstand zwischen den Befestigungsmitteln innerhalb einer Gruppenbefestigung in Lastrichtung.

2.2.2.4 Lastverteilung der Querlasten

Die Querlastverteilung bei randnahen Ankerplatten ist von mehreren Parametern abhängig und kann sich im Belastungsverlauf ändern, da Umlagerungen im Bereich der Ankerplatte möglich sind. Insbesondere für Ankerplatten mit Befestigungsmitteln mit Lochspiel, wie beispielsweise bei der Verwendung von Hinterschnittdübeln, ergeben sich unterschiedliche Querkraftverteilungen, da die Kontakte zwischen Befestigungsmittel und Ankerplatte im Bereich des Lochspiels unterschiedlich verteilt sein können. In *DAfStb-Heft 615* sind die charakteristischen Versagensmechanismen für randnahe Ankerplatten nach *DIN EN 1992-4* unter Querlast aufbereitet und werden im Folgenden zusammenfassend dargestellt. Im vorliegenden Forschungsvorhaben konnten in den Versuchen Beobachtungen gemacht werden, die bzgl. der Querlastverteilung mit den im *DAfStb-Heft 615* dargestellten Ansätzen übereinstimmen. Für Befestigungsmittel wie Kopfbolzen ohne Lochspiel ergeben sich drei unterschiedliche Versagenscharakteristika.

Wenn der Abstand s_1 zwischen den Kopfbolzen im Vergleich zum Randabstand des randnahen Kopfbolzen c_1 (vgl. Bild 2.11) ausreichend groß ist ($s_1 > c_1$), bildet sich zunächst ein Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe. Bei einer konservativen Abschätzung der Tragfähigkeit der

Ankerplatte wird dieser Betonkantenbruch für den Querlastwiderstand herangezogen. Allerdings lagern sich mit zunehmenden Verformungen der Ankerplatte unter Querlast die Kräfte auf die hinteren Kopfbolzenreihen um. Es wird dann angenommen, dass keine weiteren Querlasten von der vorderen Kopfbolzenreihe aufgenommen werden können, da sich die vordere Kopfbolzenreihe im Betonausbruchkörper der hinteren Reihe befindet. Für die Bestimmung der Tragfähigkeiten bei Stahlversagen und lastabgewandten Betonausbruch darf nur die hintere Kopfbolzenreihe herangezogen werden, die zudem Zugkräfte in den Beton einleitet.

Bis zur Aktivierung der vollen Tragfähigkeit der randnahen Kopfbolzenreihe und der Umlagerung der Lasten auf die randferne Reihe sind größere Verformungen im Bereich der Ankerplatte möglich, so dass in jedem Fall ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis für die randnahe Kopfbolzenreihe notwendig ist. Für die Berechnung der Tragfähigkeit des Anschlusses ergeben sich nach *DAfStb-Heft 615* drei unterschiedliche Szenarien, wenn neben der einer konservativen Abschätzung der Querkrafttragfähigkeit, ausschließlich ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe, eine Lastumlagerung auf die hintere Reihe berücksichtigt wird.

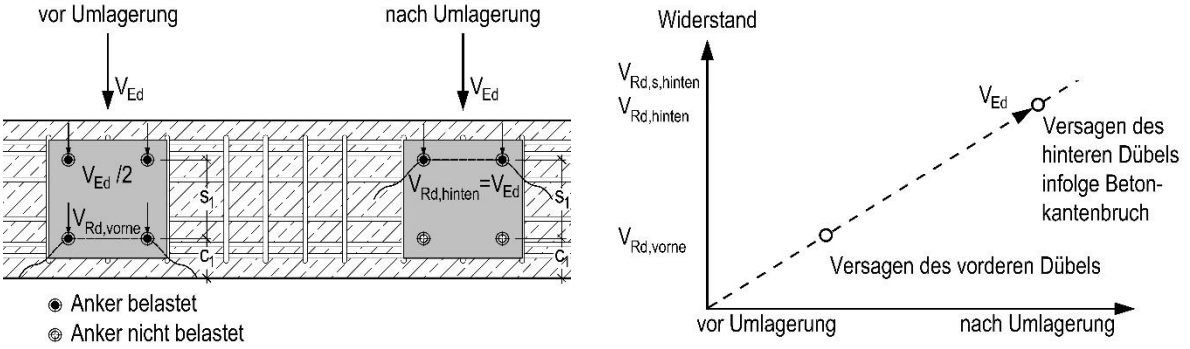


Bild 2.11: Ankerplatte mit Betonkantenbruch ausgehend vom vorderen Verankerungsmittel. Versagen durch Betonkantenbruch ausgehend von der randfernen Kopfbolzenreihe nach *DAfStb-Heft 615*

Bei der ersten Annahme nach Bild 2.11 bildet sich zunächst der Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe. Mit der Ausbildung des Betonausbruchkegels in der randnahen Reihe lagert sich die Querlast auf die randferne Dübelreihe um und diese wird bis zum Betonkantenbruch aktiviert. Die gesamte Querlast ist nach der Umlagerung auf die randferne Kopfbolzenreihe anzusetzen, da sich die randnahe Kopfbolzenreihe im theoretischen Betonausbruchkegel befindet und daher keine zusätzlichen Querkräfte aufnehmen müssen. Da die Tragfähigkeit bei Abscheren durch Stahlversagen ausreichend groß ist, kann sich der Betonausbruchkegel ausgehend von der randfernen Reihe bilden.

Wenn die Stahltragfähigkeit der Kopfbolzen für die zweite Annahme bei einem möglichen Abscheren im Bereich der randfernen Dübelreihe kleiner als der Widerstand bei Betonkantenbruch ausgehend von der randfernen Reihe ist, wird Stahlversagen nach Bild 2.12 maßgebend und es kann nicht die volle Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch der gesamten Ankerplatte erreicht werden.

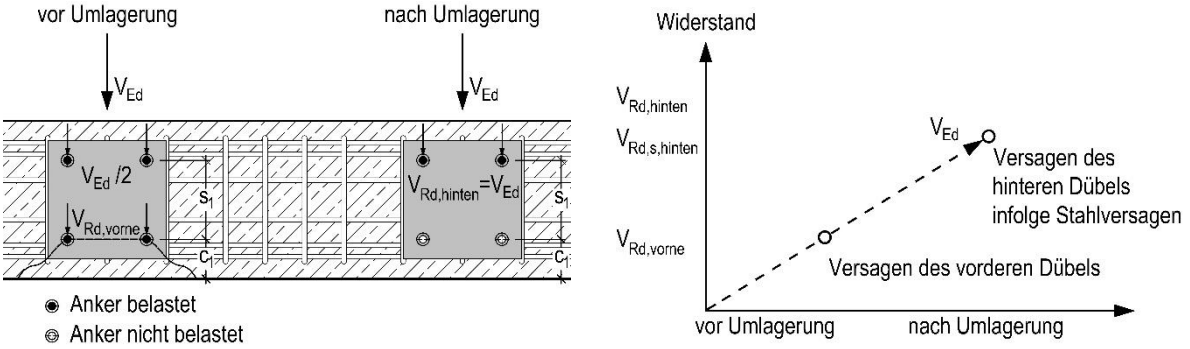


Bild 2.12: Ankerplatte mit Betonkantenbruch ausgehend vom vorderen Verankerungsmittel. Versagen durch Stahlversagen in der lastabgewandten Kopfbolzenreihe nach *DAfStb-Heft 615*

Bei der dritten Möglichkeit ist die Stahltragfähigkeit oder die Tragfähigkeit bei lastabgewandtem Betonausbruch so gering, dass ein kombiniertes Zug-Querlastversagen in der randfernen Reihe maßgebend ist (vgl. Bild 2.13). Es ist möglich, dass dabei die Querkrafttragfähigkeit ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe nur gering oder teilweise erreicht werden kann, da die kombinierte Zug- und Querkraftbeanspruchung auf der lastabgewandten Seite maßgebend wird. Dieses Versagen ist wahrscheinlich, wenn der Abstand der randnahen Kopfbolzenreihe zum Bauteilrand groß ist.

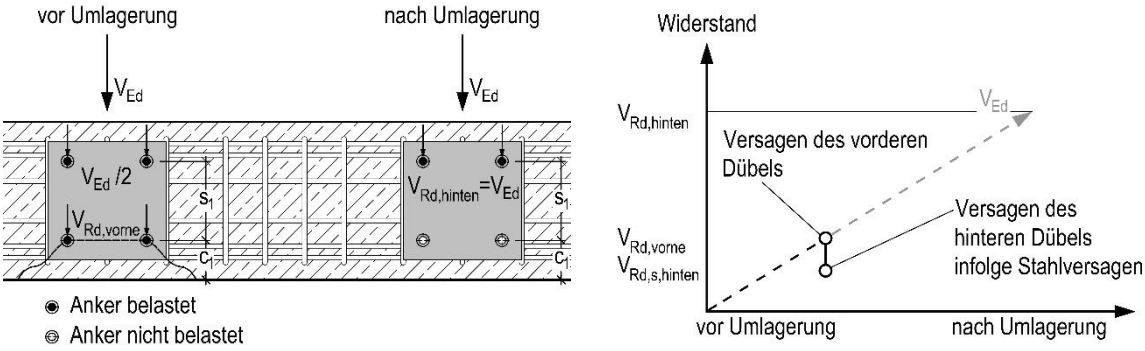


Bild 2.13: Ankerplatte mit Betonkantenbruch ausgehend vom vorderen Verankerungsmittel mit kombinierten Zug- und Querkraftversagen durch Stahlversagen in der randfernen Reihe nach *DAfStb-Heft 615*

Voraussetzung für die oben dargestellten Versagensmechanismen ist ein ausreichend großer Abstand s_1 zwischen den Kopfbolzenreihen. Wenn dieser Abstand gering ist ($s_1 < 0{,}5c_1$) wird mit den Betonpressungen, ausgehend von der randfernen Kopfbolzenreihe, die Ausbildung des Betonkantenbruchs, ausgehend von der randnahen Reihe, teilweise überdrückt und es können hier größere Tragfähigkeiten erreicht werden. Überlegungen zu Ankerplatten mit geringem und großem Lochspiel sind im *DAfStb-Heft 615* ausführlich dargestellt. Die Darstellungen im *DAfStb-Heft 615* zur Querlastverteilung zeigen, dass die Lastverteilung innerhalb der Ankerplatte von unterschiedlichen Parametern wie z.B. Randabstand, Versagensmechanismen und Belastungssituation abhängig sind. Für den rechnerischen Nachweis müssen alle möglichen Versagensmechanismen überprüft werden. Auf Grund der Lastumlagerungen im Anschluss können auch randferne Kopfbolzenreihen aktiviert werden und die Traglast kann im Vergleich zu einer konservativen Abschätzung mit Beteiligung ausschließlich der randnahen Reihe gesteigert werden. Allerdings sind hierfür vergleichsweise große Verformungen notwendig und es ist möglich, dass im Bereich der randnahen Ankerplatte die Gebrauchstauglichkeit auf Grund der Rissbildung nicht mehr vorhanden ist.

2.2.2.5 Reibungsanteile im Bereich der Ankerplatte

Neben dem Widerstand am Querlastabtrag der einzelnen Verbindungsmittelreihen werden über die Reibung im Druckbereich des Anschlusses Querlasten abgetragen. Nach *DIN EN 1992-4* können für Anschlüsse mit Ankerplatten Reibungskräfte nicht angesetzt werden, da nicht für jede Belastungssituation sichergestellt werden kann, dass der Anschluss überdrückt ist und den Reibungsanteil übertragen kann. Bei randnahen Ankerplatten kommt erschwerend hinzu, dass die resultierenden Druckkräfte und damit auch der Reibungsanteil im theoretischen Betonausbruchkegel der randnahen Ankerplatte liegen (vgl. Bild 2.14). Bei dieser Annahme ist es nicht möglich, dass der Reibungsanteil sich am Querlastabtrag beteiligt, da durch den Betonkantenbruch keine weiteren Querlasten übertragen werden können.

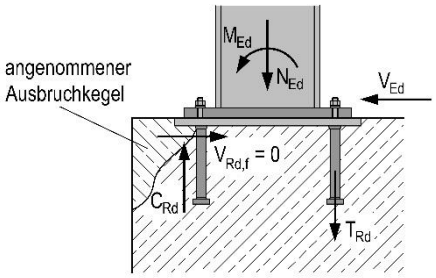


Bild 2.14: Druckkräfte und Reibungsanteil im randnahen Betonausbruchkegel nach *DAfStb-Heft 615*

Zudem ist es möglich, dass bei randnahen Ankerplatten in einem ungünstigen Fall durch den Reibungsanteil und die Stirnflächenpressung ein Querkraftanteil aktiviert wird, der zu einem Betonkantenbruch vor dem Aktivieren der ersten randnahen Reihe führt. Ankerplatten sollten daher insbesondere in randnahen Bereichen bei bündigem Einbau mit der Betonoberfläche mit Spalt (z.B. mit Styropor) eingebaut werden, um diese Kontaktpressungen zu vermeiden. Auf diese Weise wird auch vermieden, dass Schäden auf Grund des Ausdehnens der Ankerplatte durch den Schweißprozess beim Anschweißen des Anbauteils entstehen.

Im Stahl- und Verbundbau sind Ankerplatten im Bereich von Stützenfüßen häufig durch eine Auflast belastet, so dass ein Reibungsanteil nach Gleichung (2.10) nach *DIN EN 1993-1-8* für die Komponente Ankerplatte mit Biegebeanspruchung infolge Druck angesetzt werden kann.

$$F_{v,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed} + n \cdot F_{vb,Rd} \quad (2.10)$$

Mit:

$C_{f,d}$	Reibbeiwert zwischen Fußplatte und Mörtelschicht, für Sand-Zementmörtel gilt *nach EN 1993-1-8* mit $C_{f,d} = 0{,}2$;
n	Anzahl der Ankerschrauben in der Fußplatte [-];
$F_{vb,Rd}$	Tragfähigkeit einer Ankerschraube nach *EN 1993-1-8, Abschnitt 3.6.1* infolge von Lochleibungs- oder Stahlversagen der Ankerschraube.

Für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton wird nach *Cook u.a. (1989)* ein Reibungsbeiwert von 0,4 bis 0,5 zwischen Stahl und Beton vorgeschlagen. Hierfür muss allerdings sichergestellt werden, dass der Druckbereich für alle Lastfälle überdrückt ist und der Kontakt durch eine möglich Zugbeanspruchung nicht aufgehoben wird.

2.2.2.6 Anschlussgeometrien

Nach *DIN EN 1992-4* können Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit maximal neun Befestigungsmitteln bei randferner Anordnung und maximal 4 Befestigungsmitteln bei randnaher Anordnung nachgewiesen werden. Bei konzentrierten Lasteinleitungen im Stahl- und Verbundbau müssen häufig große Lasten übertragen werden, so dass eine Anschlussgeometrie mit neun Befestigungsmitteln nicht ausreichend sein kann. Im Rahmen eines Forschungsvorhabens nach *Kurz, Kuhlmann u.a. (2016)* und *Kuhlmann u.a. (2016-2)* konnte allerdings nachgewiesen werden, dass insbesondere für Anschlüsse unter Querbeanspruchung mit ausreichendem Randabstand bei steifer Ankerplatte eine lineare, elastische Verteilung der Normalkräfte innerhalb der unterschiedlichen Kopfbolzenreihe gewährleistet ist.

2.2.2.7 Berücksichtigung der Bewehrung nach DIN EN 1992-4

Nach *DIN EN 1992-4* ist der Lastabtrag über eine Zusatzbewehrung im Bereich der Ankerplatte möglich und der Nachweis bei Betonversagen kann dadurch entfallen. Die Bewehrung muss dann so ausgelegt werden, dass diese die einwirkenden Lasten aufnehmen kann und es können nur die Bewehrungsstäbe rechnerisch angesetzt werden, die in einem Abstand von $\leq 0{,}7 \cdot h_{ef}$ liegen. Für Bewehrungsbügel mit Biegung wird eine Mindestverankerungslänge im theoretischen Betonausbruchkegel von $l_1 \geq 4 \cdot d_s$ gefordert. Außerhalb des Betonausbruchkegels wird für die Bewehrung eine ausreichende Verankerungslänge l_{bd} nach *DIN EN 1992-1-1* gefordert. Nach *DIN EN 1992-4* wird für die Bemessung der Bewehrung ein Stabwerkmodell vorgeschlagen, so dass die gemeinsame Tragwirkung zwischen Beton und Bewehrung rechnerisch nicht angesetzt wird. Neuere Ansätze für die Berücksichtigung des gemeinsamen Lastabtrags sind in Kapitel 2.3 beschrieben. Bei der Berücksichtigung einer Zusatzbewehrung nach *DIN EN 1992-4* unter Zugbeanspruchung kann der Widerstand bei Stahlversagen der Bewehrung nach Gleichung (2.11) berechnet werden. Voraussetzung ist, dass die Nennstreckgrenze der Bewehrung kleiner als 600 N/mm² ist.

$$N_{Rk,re} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} \quad (2.11)$$

Mit:

n_{re}	Anzahl der Bewehrungsstäbe im Betonausbruchkegel;
$A_{s,re}$	Querschnittsfläche eines Bewehrungsstabes;
$f_{y,re}$	Streckgrenze der Bewehrung.

Bei einem Verbundversagen der Bewehrung kann der Widerstand mit Gleichung (2.12) berechnet werden. Der größere Widerstand eines Bewehrungsbügels gegenüber eines Bewehrungsstabs auf Grund des Hakeneffekts kann über den Beiwert α nach *DIN EN 1992-1-1* berechnet werden.

$$N_{Rd,a} = \sum_{n_{re}} \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd}}{\alpha} \quad (2.12)$$

Mit:

l_1	Verankerungslänge der Bewehrung im Betonausbruchkegel, bei Bewehrungsbügeln gilt $l_1 \geq 4 \cdot d_s$:
d_s	Querschnittsfläche eines Bewehrungsstabes;
f_{bd}	Streckgrenze der Bewehrung.
	Einfluss – Beiwert nach *DIN EN 1992-1-1* mit:
α	$\alpha = 0{,}7$ bei Stäben mit Haken
	$\alpha = 1{,}0$ bei geraden Stäben.

Eine Zusatzbewehrung kann auch bei Anschlüssen unter Querlastbeanspruchung nach *DIN EN 1992-4* berücksichtigt werden. Insbesondere bei randnahen Befestigungen mit einem Betonkantenbruch kann auf diese Weise die Rückhängebewehrung wirksam zum Lastabtrag angesetzt werden. Bei randfernen Befestigungen für die ein Betonversagen auf der lastabgewandten Seite durch Betonausbruch (pry-out) maßgebend wird, sind Traglaststeigerungen durch eine Rückhängebewehrung im Zugbereich möglich.

Wird nach *DIN EN 1992-4* die Oberflächenbewehrung zum Lastabtrag angesetzt, sind die Versagensmechanismen Stahlversagen nach Gleichung (2.11) und Verbundversagen nach Gleichung (2.12) zu berücksichtigen. Für die Anforderungen bzgl. Verankerungslänge und des Abstandes der mittragenden Bewehrungsstäbe sind ähnliche Randbedingungen wie die oben dargestellten Anforderungen unter Zugbeanspruchung zu berücksichtigen. Werden Bügel oder Schlaufen angesetzt, sind diese so anzuordnen, dass sie das Befestigungsmittel direkt umschließen und möglichst nahe an der Ankerplatte liegen.

2.3 Neuere Bemessungsansätze für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit Querlast zum Bauteilrand und zur Berücksichtigung der Bewehrung

2.3.1 Allgemeines

Bei konzentrierten Lasteinleitungen im Bereich des Stahl- und Verbundbaus können neben den Versagensmechanismen des Anbauteils in Stahl- oder Verbundbauweise auch Versagensmechanismen im Bereich des Betons auftreten. Die Tragfähigkeit im Bereich des Betons kann nach Regelungen des Massivbaus über die Berücksichtigung entsprechender D-Bereiche mit Hilfe von Stabwerkmodellen und/oder auf Grundlage von Regelungen der Befestigungstechnik nachgewiesen werden.

Die Befestigungstechnik lässt auf Grundlage des CC-Verfahrens (vgl. Kapitel 2.2.2) eine rechnerische Berücksichtigung der Zugtragfähigkeit des Betons im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung unter Zug- und Querlastbeanspruchung zu und liefert zusätzlich Bemessungsmodelle für unterschiedliche realitätsnahe Versagensmechanismen. Für den Anwendungsbereich der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung ergeben sich allerdings zusätzliche Fragestellungen, die über den Regelungsbereich des in Kapitel 2.2.2 dargestellten Nachweisverfahren nach *DIN EN 1992-4* hinausgehen. Dies betrifft z.B. Überlegungen zur Lastverteilungen im Bereich von randnahen Befestigungsmitteln, sowie die Tragwirkung der Bewehrung im Bereich des Anschlusses. Im Folgenden werden neuere Untersuchungen aus dem Bereich der Befestigungstechnik und des Stahl- und Verbundbaus mit ähnlichen Fragestellungen wie im Forschungsvorhaben zur konzentrierten Lasteinleitung dargestellt.

2.3.2 Untersuchungen nach Hofmann (2004)

In *Hofmann (2004)* wurde das Tragverhalten von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton von Einzel- als auch Gruppenbefestigungen untersucht. Für das Tragverhalten von Verankerungen wird ein bruchmechanisches Modell vorgeschlagen, das im Bereich der Verankerung in eine Tragwirkung aus der elastischen Bettung des Befestigungsmittels in Tiefenrichtung und ein ebenes Rissproblem in Belastungsrichtung zerlegt werden kann. Auf diese Weise kann die 3-dimensionale Tragwirkung der Verankerung mit Querbelastung vereinfachend erfasst werden. Während auf der Einwirkungsseite der Spannungsverlauf über die Dübelachse auf Grundlage der elastischen Bettung bestimmt werden kann, können diese auf der Widerstandsseite mit Hilfe der linearen Bruchmechanik den kritischen Rissspannungen gegenübergestellt werden.

Das Tragverhalten von querbelasteten Verbindungsmitteln wird nach *Hofmann (2004)* durch unterschiedliche Parameter beeinflusst. Über die Auswertung der Spannungsverläufe in Richtung der Dübelachse konnte unter Annahme eines elastisch gebetteten Balkens gezeigt werden, dass mit zunehmendem Dübeldurchmesser eine Linearisierung der Spannungsverläufe stattfindet. Zusätzlich ist die Spannungsverteilung abhängig von der Verankerungstiefe und der damit verbundenen Einspannwirkung des Befestigungsmittels. Aus der Abhängigkeit der Steifigkeit der Befestigung und dem Verhältnis von Verankerungstiefe zu Durchmesser wird deutlich, dass bei steifen Verankerungen die Lasten tiefer in den Beton geleitet werden können.

Auf der Seite des Widerstandes wird zur Berücksichtigung der räumlichen, mehrdimensionalen Rissentwicklung im Beton ein zweidimensionaler Ansatz für die bruchmechanische Beschreibung eines querbelasteten Befestigung gewählt. Im Bereich der Rissspitze kann mit Hilfe der Auswertung von Spannungsintensitätsfaktoren auf eine kritische Rissspannung geschlossen werden. Da die Rissspannungen über die Risslänge zum Zeitpunkt des Risswachstums angesetzt werden müssen, sind hier zusätzliche Überlegungen bzgl. der Spannungsverteilung zu berücksichtigen, die in *Hofmann (2004)* angegeben sind. Die Bruchlasten der Verankerungen können berechnet werden, indem die kritischen Rissspannungen den Spannungen unter Annahme einer elastischen Bettung gegenübergestellt werden.

Für Mehrfachverankerungen unter Querbelastung zum Bauteilrand werden so Annahmen zur Lastverteilung getroffen, da das Schädigungsverhalten in jedem Befestigungsmittel über das oben beschriebene Modell erfasst werden kann. Zudem können über die Ansätze zur Querpressung auch parallele Lastrichtungen zum Bauteilrand und somit auch unterschiedliche Belastungsrichtungen berücksichtigt werden. Im Vergleich der mittleren Bruchlasten des oben beschriebenen bruchmechanischen Modells mit den Ergebnissen einer Datenbank ergeben sich nach *Hofmann (2004)* ausreichende Übereinstimmungen (Mittelwert = 1,08, Variationskoeffizient = 20%). Zudem wird für die Verschiebungen im Bereich des querbelasteten Dübels ein halbempirisches Modell nach Gleichung (2.13) vorgeschlagen.

$$\nu_u = k_p \cdot \sqrt{\frac{V_{u,c}}{d^2}} \cdot (h_{ef})^{0,25} \text{ [mm]} \tag{2.13}$$

Mit:

k_p	Produktabhängiger Vorfaktor, für Kopfbolzen gilt: $k_p = 7{,}0$ [-];
$V_{u,c}$	Querlast bei Betonkantenbruch [N];
d	Durchmesser des Befestigungsmittels [mm];
h_{ef}	Verankerungslänge des Befestigungsmittels [mm].

Das Tragverhalten der gesamten Verankerung kann in Abhängigkeit von der Verschiebung x mit Gleichung (2.14) beschrieben werden.

$$V(x) = a \cdot \sqrt{V_{u,c}} \cdot x \cdot e^{-\left(\frac{0,75}{\nu_u} \cdot x\right)^2} \text{ [N]} \tag{2.14}$$

Mit:

a	Vorfaktor [-];
x	Verschiebung x [mm];
ν_u	Verschiebung bei Bruchlast nach Gleichung (2.13) [mm].

Das von *Hofmann (2004)* entwickelte bruchmechanische Modell für Ankerplatten unter Quer- und Längsbelastung am Bauteilrand wurde an weiteren numerischen und experimentellen Untersuchungen validiert. Über die numerischen Untersuchungen wurden weitere Parameter wie die Lastverteilung untersucht. Ergebnis war, dass bei einer Dübelanordnung mit geringeren Abständen in Belastungsrichtung die Querbelastung in den Dübeln ohne Lochspiel etwa gleichmäßig verteilt war. Bei größeren Abständen zwischen den Dübeln konnte eine Lastumlagerung zwischen den Dübeln beobachtet werden, da die randnahe Dübelreihe auf Betonkantenbruch versagt und keine weiteren Lasten aufnehmen kann.

Auf Grundlage der numerischen und experimentellen Untersuchungen konnte für Ankerplatten unter beliebiger Querbelastung zum Bauteilrand ein vereinfachtes Bemessungsmodell abgeleitet werden. Für den Lastabtrag werden bei Stahlversagen und lastabgewandtem Betonausbruch alle Dübel rechnerisch angesetzt. Bei Betonkantenbruch wird ein Modell vorgeschlagen, in dem entweder der doppelte Widerstand der randnahen Reihe oder nur der Widerstand der randfernen Reihe angesetzt wird. Für den letztgenannten Fall ist zusätzlich ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis in der randnahen Reihe durchzuführen.

Die Berechnung des Widerstandes infolge Betonkantenbruch der Befestigungsmittelgruppe wird nach Gleichung (2.8) mit Erweiterung um den Faktor $\psi_{f,V}$ vorgeschlagen, der den Einfluss der Einspannung der Verankerung berücksichtigt. Für Befestigungen wie Kopfbolzen mit angeschweißtem Anbauteil kann die Tragfähigkeit auf Grund des Einspanngrades der Verankerung um den Faktor $\psi_{f,V} = 1{,}2$ erhöht werden. Für die Tragfähigkeit eines einzelnen Dübels wird nach *Hofmann (2004)* eine Abhängigkeit vom Randabstand des Befestigungsmittels festgestellt. Die mittlere Bruchlast des Befestigungsmittels kann nach Gleichung (2.7) mit dem modifizierten Vorfaktor mit $k_5 = 3{,}0$ berechnet werden. Die Untersuchungen in *Hofmann (2004)* wurden mit Verbunddübel in unbewehrtem Beton durchgeführt. Die Tragfähigkeitunter beliebiger Querlast zum Bauteilrand mit und ohne Lochspiel kann auf Grundlage der Untersuchungen mit der CC-Methode nachgewiesen werden, wenn für den Widerstand die randferne Reihe rechnerisch angesetzt wird und in Abhängigkeit des Verhältnisses s_1 zu c_1 modifziert wird.

Die Darstellungen von *Hofmann (2004)* zur Erfassung der Spannungsverteilung über die Dübelachse auf Grundlage des elastisch gebetteten Balkens sind im Hinblick auf die Versuchsergebnisse mit höherfesten Kopfbolzen interessant, da so das unterschiedliche Tragverhalten der normalfesten und höherfesten Kopfbolzen nachvollzogen werden kann. Da im Bereich der Lasteinleitung über die Randfaser der Kopfbolzen hohe Spannungen übertragen werden müssen, hat das unterschiedliche Materialverhaltens der normal- und hochfesten Kopfbolzen neben einer rein elastischen Betrachtungsweise der elastischen Bettung zusätzlich einen Einfluss. Bei normalfesten Kopfbolzen werden am Kopfbolzenrand im Bereich der

Verschweißung (Einspannung) die Fließspannungen wesentlich früher erreicht. Es bilden sich früher Fließgelenke und die Spannungen werden auf Grund von möglichen Lastumlagerungen gleichmäßiger über den Querschnitt verteilt. Dies ist bei hochfesten Kopfbolzen nur begrenzt möglich und die Spannungskonzentrationen können in Verbindung mit der Kerbwirkung durch eine mögliche Porenbildung im Bereich der Verschweißung der Kopfbolzen zu einem schlagartigen Versagen führen.

2.3.3 Untersuchungen nach Asmus (2001)

Die Übertragung von Querlasten kann zwischen den einzelnen Betonagetakten über Schubdorne ausgeführt werden. Für die querbelasteten Schubdorne ergeben sich durch den zu berücksichtigenden Randeinfluss der Plattenränder vergleichbare Fragestellungen wie im Vorhaben zur konzentrierten Lasteinleitung im Stahl- und Stahlverbundbau (vgl. Bild 2.15). Für die Übertragung der Querkräfte wird in *Asmus (2001)* ein Modell beschrieben, mit dem die Bewehrung im Bereich der Schubdorne berücksichtigt werden kann. Neben einem Stahlversagen des Schubdorns ist ein Betonkantenbruch und ein Durchstanzen im unbewehrten Bereich außerhalb der Schubdornhülse zu berücksichtigen. Bei Betonversagen durch Betonkantenbruch wird nach Gleichung (2.15) ein Modell vorgeschlagen, das sowohl die Verbundwirkung als auch die Hakentragwirkung der Bewehrung mit ansetzt.

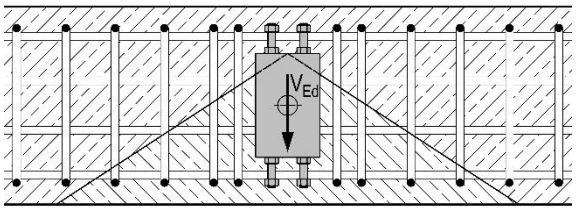


Bild 2.15: Betonkantenbruch bei Querbelastung Betona zum Bauteilrand eines Schubdorns zur Verbindung von zwei Betonagetakten

$$V_{um,c} = V_{um,1} + V_{um,2} \tag{2.15}$$

Mit:

$V_{um,1}$ Anteil, der über den Hakeneffekt der Bewehrung übertragen wird:

$$V_{um,1} = 0{,}60 \cdot \psi \cdot A_{s,Bew} \cdot f_{yk} \cdot \sqrt{\frac{f_{cm,cube}}{30}}$$

$V_{um,2}$ Anteil, der über die Verbundwirkung der Bewehrung übertragen wird:

$$V_{um,2} = \sum_{1}^{n} \pi \cdot d_s \cdot l`_{1,i} \cdot f_{bm}$$

f_{bm} Über die Bewehrung übertragbare Verbundspannung:

$$f_{bm} = 2{,}1 \cdot f_{bd}$$

Mit f_{bd}: Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach *DIN EN 1992-1-1*

Für die Berechnung der Verankerungslänge wird ein Betonkantenbruch mit einem Ausbruchwinkel von 33° und einer minimale Verankerungslänge von $\min l_1 = 3{,}0 \cdot d_s$ bei einem Bewehrungsdurchmesser von maximal 20 mm vorausgesetzt. In den Versuchen konnte eine Streuung des Betonausbruchkegels von 15° bis 32° gemessen werden, so dass die Annahme mit 33° bzgl. der im Betonausbruchkegel vorhandenen Verankerungslänge auf der sicheren Seite liegt. Mit dem in *Asmus (2001)* dargestellten Modell können die Höchstlasten der Versuche konservativ abgeschätzt werden (Mittelwert = 1,34, Variationskoeffizient = 21,5%).

2.3.4 Untersuchungen nach Schmid (2009)

In *Schmid (2009)* wurde ein ingenieurmäßiges Bemessungsmodell für Befestigungsmittel im Bereich von Bauteilrändern unter Berücksichtigung der im Bauteil vorhandenen Längs- und Bügelbewehrung hergeleitet. Bei einer Belastung in Richtung des Bauteilrandes kann diese Rückhängebewehrung effektiv zur Traglaststeigerung angesetzt werden. *Schmid (2009)* führte zunächst eine Auswertung von vorangegangenen Versuchen unter Querbelastung zum Bauteilrand mit Bewehrung durch und verglich die Höchstlasten mit vorhandenen Bemessungsmodellen. Ergebnis der Untersuchungen war, dass die Traglasten mit den vorhandenen Modellen zum Teil erheblich unter- oder überschätzt wurden. Als mögliche Ursachen werden die nicht ausreichende Berücksichtigung der Hakentragwirkung und die Überschätzung der Tragfähigkeit der Bewehrung in größerem Abstand von der Lasteinleitung angegeben.

Für die Entwicklung eines genaueren Modells wurden von *Schmid (2009)* Versuche mit Schubdornen, Kletterkonen aus dem Bereich des Schalungsbaus und Verbunddübeln durchgeführt und auf Grundlage numerischer Untersuchungen ein Bemessungsmodell hergeleitet. Beim Vergleich der Versuche mit den Bemessungsmodellen, die den derzeitigen Modellen der *DIN EN 1992-4* nach Kapitel 2.2.2.7 entsprechen, konnte beobachtet werden, dass die Traglaststeigerungen durch den rechnerischen Ansatz einer Rückhängebewehrung gering waren. Die Ursache hierfür liegt in den hohen Anforderungen an die Verankerungslänge bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung. In den Versuchen wurde eine Traglaststeigerung mit zunehmendem Randabstand und einer Steigerung des Bewehrungsgrades beobachtet. Dies allerdings nur unter der Voraussetzung, dass die Bügel im theoretischen Betonausbruchkegel mit einer angenommenen Rissneigung von 35° lagen. In Mehrfachverankerungen konnte beobachtet werden, dass die Tragfähigkeit in bewehrtem Beton für das Verhältnis zum Randabstand im Gegensatz zur Annahme mit $c_1^{1,5}$ nach Gleichung (2.7) mit einem Exponent zwischen 0,4 und 0,6 je nach Bewehrungsanordnung zunimmt. DMS Messungen ergaben, dass die Lastaufnahme in der Bewehrung erst mit einem Abstand von ca. 150 mm von der Bewehrung geringer wird.

Aufbauend auf den Versuchen und weiteren numerischen Untersuchungen zur Erfassung zusätzlicher Parameter wurde von *Schmid (2009)* ein Bemessungsmodell hergeleitet, mit dem die Bewehrung im Bereich von Bauteilrändern rechnerisch erfasst werden kann. Hierfür wird ein Fachwerkmodell nach Bild 2.16 vorgeschlagen, bei dem sich Druckstreben auf die Knotenbereiche zwischen Längs- und Bügelbewehrung ausbilden. Ergebnis der numerischen Untersuchungen war, dass sich die Zugkräfte maßgeblich in die Knotenpunkte in unmittelbarer Nähe zur Lasteinleitung abstützen und in diesen Bereichen der Hakeneffekt im Vergleich zu weiter entfernten Bewehrungsbügeln ausgeprägter ist.

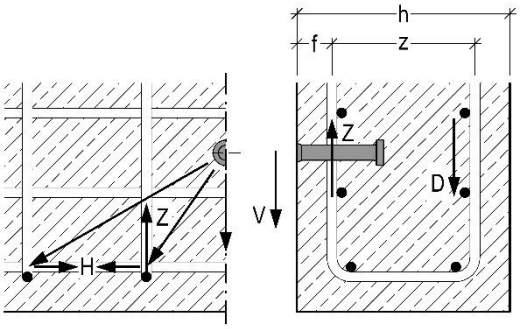


Bild 2.16: Fachwerkmodell bei Querbelastung am Bauteilrand nach *Schmid (2009)*

Die Zugkräfte werden über die Bügelbewehrung in den Betonkörper zurückgehängt und sind gegenüber einem Verbund- oder Stahlversagen der Bewehrung abzuschätzen. Mit der Einbindelänge der Bewehrung im theoretischen Betonausbruchkegel nimmt die Tragfähigkeit der Bewehrung zu, die daher für Bewehrungsstäbe außerhalb der Befestigungsmittelgruppe von der Neigung des Ausbruchwinkels abhängig ist. Innerhalb der Gruppe wird bei einem ausreichend geringen Abstand der Befestigungsmittel ein direkter Rissverlauf zwischen den Befestigungsmitteln angenommen. Für die Berechnung der auf die Bewehrung einwirkenden Zugkräfte wird in *Schmid (2009)* ein Modell vorgeschlagen, bei dem der innere statische Hebelarm nach Gleichung (2.16) berücksichtigt wird und die Beanspruchungen in der Bewehrung dadurch erhöht werden.

$$x = \frac{f}{z} + 1 \tag{2.16}$$

Mit:

f	Abstand zwischen einwirkender Querlast und der Bewehrung;
z	Innerer statischer Hebelarm mit $z = 0{,}85 \cdot d$.

Für die Berechnung der mittleren Tragfähigkeit einer zum Bauteilrand hin querbelasteten Verankerung wird ein Nachweis nach Gleichung (2.17) vorgeschlagen, der innerhalb definierter Anwendungsgrenzen gültig ist. Die hier dargestellten Versuche mit 2-seitigem Randabstand sind innerhalb dieser definierten Anwendungsgrenzen. Über das in Gleichung (2.17) vorgeschlagene Bemessungsmodell können die Tragfähigkeiten der Versuche ausreichend genau abgeschätzt werden (Mittelwert = 1,05, Variationskoeffizient = 16%).

$$V_{um,c,re} = V_{u,m} \cdot x = V_{um,c,Haken} + V_{um,c,Verbund} \begin{matrix} \leq \sum_n A_s \cdot f_{ym} \\ \geq V_{um,c} \end{matrix} [N] \quad (2.17)$$

Mit:

$V_{um,c,Haken}$ Querkrafttragfähigkeit auf Grund des Hakeneffekts mit Modifikationsbeiwerten ψ_i nach *Schmid (2009)*:

$$V_{um,c,Haken} = \sum_n \left(\psi_1 \cdot \psi_3 \cdot \psi_4 \cdot A_s \cdot f_{ym} \cdot \left(\frac{f_{cc}}{30}\right)^{0,1} \right) + \sum_n \left(\psi_2 \cdot \psi_3 \cdot \psi_4 \cdot A_s \cdot f_{ym} \cdot \left(\frac{f_{cc}}{30}\right)^{0,1} \right)$$

$V_{um,c,Verbund}$ Verbundtragfähigkeit der Bewehrung:

$$V_{um,c,Verbund} = \sum_n \left(\pi \cdot d_s \cdot l_{1,j} \cdot f_{b,m}\right)$$

$V_{um,c}$ Tragfähigkeit bei reinem Betonkantenbruch nach *Hofmann (2004)* nach Gleichung (2.7) allerdings mit $k_5 = 3{,}0$

ψ_i Ψ-Beiwerte zur Erfassung der Tragwirkung der Bügel in Abhängigkeit des Abstandes zur Lasteinleitung nach *Schmid (2009)*.

x Prozentualer Anteil der einwirkenden Querkraft, der in der Bewehrung über Zug abgetragen wird (vgl. Gleichung (2.16))

Des Weiteren wurden in *Schmid (2009)* Untersuchungen zu randparallelen Ankerschienen unter beliebiger Querbelastung orthogonal zum Bauteilrand mit und ohne Bewehrung durchgeführt. Über die Bewehrung wurde in den Versuchen ein duktiles Tragverhalten erreicht, allerdings konnte gezeigt werden, dass der Bewehrungsgrad nicht unbegrenzt gesteigert werden kann. In den überbewehrten Versuchen wurde der Beton vor der Ankerschiene bei einer Querbelastung über die Bewehrungslage hinweggeschoben. Für diese Versuche wurde von *Schmid (2009)* eine zusätzliche Grenzlast zur Berücksichtigung des Betonversagens über der Bewehrung definiert, die sich aus der Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch in unbewehrtem Beton und zugehörigen Profilfaktoren der verwendeten Profilgeometrie berechnet. In den Versuchen mit geringem Bewehrungsgrad konnte die Bewehrung aktiviert werden und es wurde festgestellt, dass das Tragverhalten von den Parametern Achsabstand, Bügeldurchmesser und Anzahl der Bügel abhängig ist.

2.3.5 Untersuchungen nach Schmidt (2017)

In *Schmidt (2017)* wurde ein Ingenieurmodell für Ankerschienen entwickelt, mit dem die Lastverteilung unter einer Querbelastung zum Bauteilrand bei parallel zur Schienenachse beanspruchten Ankerschinen erfasst werden kann. Für die Beurteilung der Tragfähigkeit der Ankerschiene wird hierfür ein Schädigungsniveau auf Grundlage eines Höchstlast- und Verschiebungskriterium definiert. Bei einer Querbelastung zum Bauteilrand ist dies erforderlich, da im randnahen Bereich der Ankerschiene ein Betonkantenbruch möglich ist und durch die Aktivierung von weiteren randfernen Reihe dennoch zusätzliche Traglaststeigerungen möglich sind. Erschwerend kommt hinzu, dass für das Tragverhalten von Ankerschienen auf Grund der Nachgiebigkeit nicht für jede Ankerschienen-geometrie eine elastische Verteilung der Normal- und Querkräfte angenommen werden kann, da die Lastverteilung zusätzlich vom Lasteinleitungspunkt der Ankerschiene abhängig ist und sehr große Verformungen beim Erreichen der Höchstlast möglich sind.

Während für geringe Ausnutzungsgrade eine gleichförmige Verteilung der Querkräfte zwischen den Kopfbolzen angenommen werden kann, werden bei geringen Randabständen die Querkräfte überwiegend von den randfernen Reihen abgetragen. In *Schmidt (2017)* wird hierfür zwischen unterschiedlichen Belastungszuständen unterschieden. Für den ungerissenen Beton im Zustand 1 erfolgt der Vergleich auf Grundlage des definierten Schädigungsniveaus und im Zustand 2 nach Rissbildung und Aktivierung der Bewehrung der Vergleich auf Höchstlastniveau. Die Entwicklung des Ingenieurmodells basiert auf Modifikationsbeiwerten ψ_i, mit denen die Querlast- und Zuglastverteilungen innerhalb der Ankerschiene z.B. in Abhängigkeit der Ankeranzahl, der Lastposition und des Randabstands berücksichtigt werden können. Da eine Kalibrierung der Verhältniswerte ψ_i anhand der durchgeführten numerischen Untersuchungen erfolgte, ist eine direkte Übertragung des Ansatzes in den im Rahmen dieses Forschungsvorhabens untersuchten Anschlüssen mit starren Ankerplatten nur begrenzt möglich.

2.3.6 Untersuchungen nach Eligehausen u.a. (2016-1)

In *Eligehausen u.a. (2016-1)* wurden mehrreihige Verankerungen unter Querbelastung zum Bauteilrand unter Berücksichtigung des Einflusses der Bewehrung untersucht. Im Gegensatz zu den Anforderungen nach *DIN EN 1992-4* konnte in den Versuchen beobachtet werden, dass der maßgebende Versagens-

mechanismus bei Betonversagen hauptsächlich von der randfernen Reihe ausgeht. Wenn die Rissentwicklung nicht ausgehend von der vorderen, randnahen Reihe, sondern von den randfernen Reihen angenommen wird, können auf Grund des größeren Betonausbruchkegels mehr Bewehrungsbügel mit einer deutlich längeren Verankerungslänge angenommen werden.

Im Rahmen von experimentellen Untersuchungen wurden Ankerplatten mit unterschiedlichen Anordnungen der Kopfbolzen (1x2, 2x2, 4x2, 2x4) verwendet und der Einfluss des Bewehrungsgrades mit der Steigerung des Bewehrungsgrades untersucht. In den höherbewehrten Versuchen wurde mit Bewehrungsdurchmessern von Ø16 mm und einer engen Bewehrungsanordnung ein höherer Bewehrungsgrad verwendet, um ein Betondruckstrebenbruch zu erreichen. Dieser Versagensmechanismus ist in neueren Modellen nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* für ein zugbeanspruchtes Befestigungsmittel vorhanden, allerdings nicht für zum Bauteilrand querbelastete Befestigungsmittel mit Rückhängebewehrung.

In den experimentellen Untersuchungen wurde ein Abheben der Ankerplatte im lastabgewandten Bereich durch eine Rückverankerung verhindert. In den Versuchen mit 4-reihiger Anordnung der Kopfbolzen längs zum Bauteilrand konnte die Tragfähigkeit um einen Faktor von 4,3 gesteigert werden, während in den anderen Versuchen mit 2- oder 1-reihiger Anordnung parallel zum Bauteilrand die Tragfähigkeit über die Bewehrung um einen Faktor von 2,8 gesteigert werden kann. Mögliche Hintergründe hierfür sind nach *Eligehausen u.a. (2016-1)*, dass bei einer flächigen Anordnung der Kopfbolzen auf Grund der Ausbildung von Druckstreben auf die Rückhängebewehrung höhere Traglasten erreicht werden können. Im Vergleich mit dem Nachweiskonzept nach *DIN EN 1992-4* konnte gezeigt werden, dass die Tragfähigkeit über die Rückhängebewehrung gesteigert werden kann, wenn eine Rissentwicklung ausgehend von der randfernen Reihe angenommen wird. Hierfür ist allerdings nach *DIN EN 1992-4* ein ausreichender Bewehrungsgrad notwendig, da ansonsten nach Gleichung (2.18) die Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung maßgebend wird.

$$V_{Rk,u} = \max(V_{Rk,c}; V_{Rk,re}) \tag{2.18}$$

Mit:

$V_{Rk,c}$ Widerstand bei Betonkantenbruch *DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.2.5;*

$V_{Rk,re}$ Widerstand der Bewehrung nach *DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.2.6.*

Bei der Nachrechnung der Versuchslasten mit den Ansätzen nach *DIN EN 1992-4* können die Tragfähigkeiten nur konservativ abgeschätzt werden, so dass in *Eligehausen u.a. (2016-2)* ein modifiziertes analytisches Bemessungsmodell auf Grundlage der Untersuchungen nach *Schmid (2009)* vorgeschlagen wird. In diesem Modell wird angenommen, dass der Betonkantenbruch ausgehend von der randfernen Reihe maßgebend für das Versagen ist. Zusätzlich werden die Effektivitätsfaktoren der einzelnen Bügelreihen nach Gleichung (2.17) in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades der Reihen definiert und es wird der gemeinsame Lastabtrag zwischen Bewehrung und Beton nach Gleichung (2.19) angesetzt.

$$V_{Rm} = V_{Rm,c} + V_{Rm,re} \tag{2.19}$$

Allerdings wird angenommen, dass auch bei Querlast die Tragfähigkeit durch die gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton nicht unbegrenzt gesteigert werden kann. Daher wird in *Eligehausen u.a. (2016-2)* eine Begrenzung durch die Berechnung der Tragfähigkeit eines Betondruckstrebenbruchs der Bewehrung nach Gleichung (2.20) in Analogie zum Betondruckstrebenbruch unter Zug nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* vorgeschlagen.

$$V_{Rm,max} = \psi_{strut} \cdot V_{Rm,c} \tag{2.20}$$

Mit:

ψ_{strut} Faktor zur Berücksichtigung der Traglaststeigerung durch Ausbildung einer Druckstrebe
$\psi_{strut} = 2{,}67 - 1{,}11\frac{x}{c_1} \geq 1{,}0$;

c_1 Randabstand des Befestigungsmittels bei Querbelastung zum Bauteilrand;

x Abstand zwischen Befestigungsmittel und dem Riss auf der Betonoberfläche bei Querbelastung zum Bauteilrand, vergleichbare Darstellung bei Zugbelastung nach Bild 5.16.

2.3.7 Nachweiskonzept nach dem fib-Design Guide (2011) und ACI 318

Nach *DIN EN 1992-4* wird bei randnah angeordneten Ankerplatte unter Querlastbeanspruchung der Widerstand über die Tragfähigkeit der randnahen Verbindungsmittelreihe abgeschätzt. Allerdings kann in einem begrenzten Umfang die Tragfähigkeit einer im Bauteil liegenden Rückhängebewehrung anstelle

des Betonversagens angesetzt werden. Hierfür ist es erforderlich, dass die Bewehrung in einem begrenzten Abstand zum Befestigungsmittel eingelegt werden (vgl. Kapitel 2.2.2.7).

Nach *ACI 318M-05* und dem *fib-Design Guide (2011)* kann bei einer ausreichend steifen Ankerplatte die einwirkende Querkraft auch der randfernen Reihe zugeordnet werden und der Widerstand unter Annahme eines Betonkantenbruchs gehen von der randfernen Reihe (vgl. Bild 2.17 und Bild 2.18) aus. Allerdings kann in diesen beiden Fällen eine im Bauteil liegende Bewehrung nicht rechnerisch angesetzt werden. Im Bereich der Befestigungstechnik gibt es somit unterschiedliche Regelungen in Bezug auf die Annahmen zur Lastverteilung im Bereich von randnahen Ankerplatten und abweichende Anforderungen bzgl. eines möglichen rechnerischen Ansatzes der Rückhängebewehrung.

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V}\psi_{ed,V}\psi_{c,V}V_b \qquad \text{(D-22)}$$

$$A_{Vco} = 4.5(c_{a1})^2 \qquad \text{(D-23)}$$

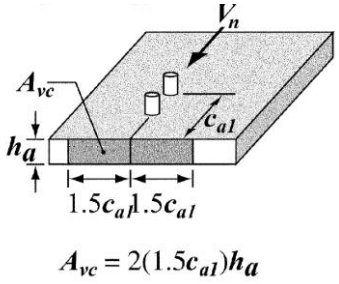


Bild 2.17: Berechnung der Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch ausgehend von der randfernen Reihe nach *ACI 318M-05*

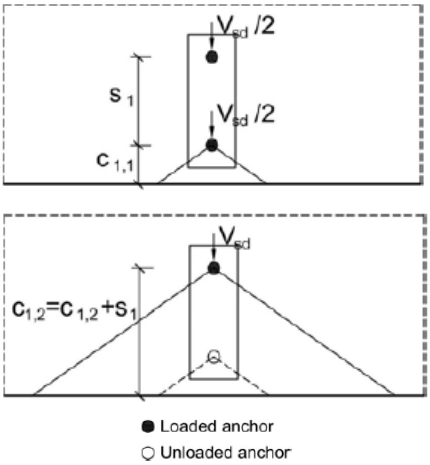


Bild 2.18: Querkraftverteilung bei Betonkantenbruch nach *fib-Design Guide (2011)*

2.3.8 Untersuchungen nach Kuhlmann, Imminger (2003)

Im Forschungsvorhaben „Ankerplatten und Einbaudetails zur Kraftübertragung im Stahlbau“ nach *Kuhlmann, Imminger (2003)* wurden Anschlüsse des Stahl- und Verbundbaus untersucht und erste Bemessungsmodelle auf Grundlage der Komponentenmethode entwickelt. Dabei wurde der Einfluss einer gezielten Bewehrungsführung zur Traglaststeigerung der Anschlüsse untersucht. Die Ankerplatten wurden in den Versuchen auf Zug-, Querlast und kombinierte Zug- und Querlast beansprucht (vgl. Bild 2.19).

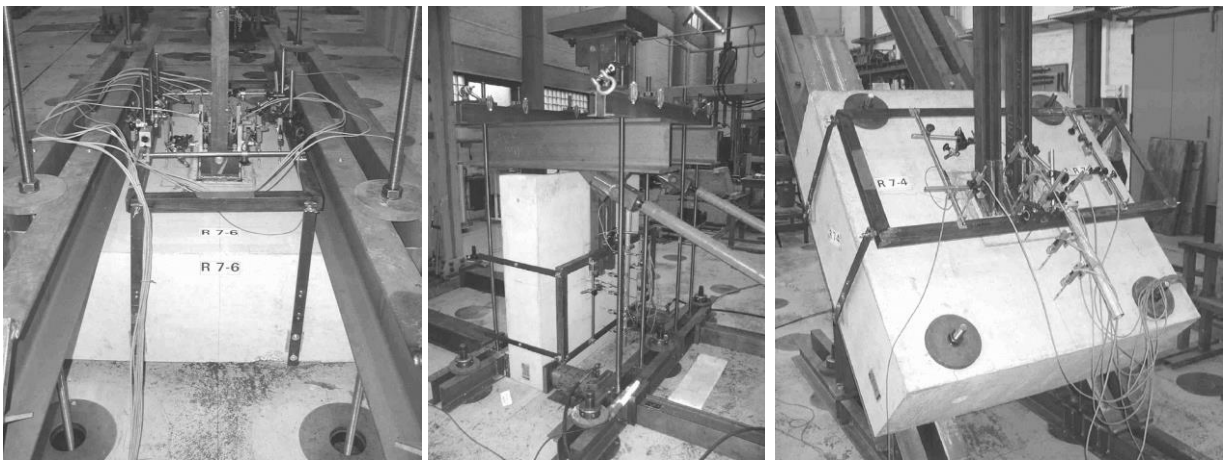


Bild 2.19: Versuche nach *Kuhlmann, Imminger (2003)* unter Zug, Querlast und kombinierter Zug und Querlast

In den Versuchen wurde gezeigt, dass über die Steigerung des Bewehrungsgrades im theoretischen Betonausbruchkegel eine Traglaststeigerung möglich ist. Mit einer zunehmenden Exzentrizität nahm die Tragfähigkeit der Versuche deutlich ab, da die Tragfähigkeit der Bewehrung nicht voll ausgenutzt werden konnte. Es ist anzunehmen, dass sich insbesondere bei diesen Versuchen ein Betondruckstrebenbruch ausbildete. In den Versuchen unter Querlast wurde die Zulagebewehrung im lastabgewandten Bereich

der Ankerplatte so angeordnet, dass sich die Kopfbolzen unter Querlast nicht auf die Rückhängebewehrung abstützen. Neben den Versuchen mit Kopfbolzen wurden zusätzliche Versuche mit Schubknaggen sowie aufgeschweißten Bewehrungsstählen durchgeführt.

Auf Grundlage der Versuche konnte ein Bemessungsmodell entwickelt werden, das zwischen unterschiedlichen Belastungsrichtungen in Zug-, Druck-, und Querlastbeanspruchung der Ankerplatte unterscheidet. Die Tragfähigkeit der Bewehrung im Betonausbruchkegel wurde ähnlich zu den Überlegungen nach Gleichung (2.17) hergeleitet, indem neben der Verbundtragwirkung der Hakentragwirkung ein Beitrag zugeordnet werden konnte. Ein mögliches Betonversagen zwischen der Rückhängebewehrung wurde zunächst im analytischen Modell indirekt berücksichtigt. Für die querbeanspruchte Ankerplatte wurde hierfür auf Grundlage eines Federmodells im Zugbereich eine Lastverteilung über das Verhältnis zwischen der Steifigkeit der Druckstreben und der Steifigkeit des Bewehrungsstahls hergeleitet. In ersten Tastversuchen konnte das entwickelte analytische Bemessungsmodell an Versuchen in stützenförmigen Bauteilen mit 2-seitigem Randabstand validiert werden.

2.3.9 Untersuchungen nach Kuhlmann, Rybinski (2007)

Die Entwicklung eines analytischen Bemessungsmodell für Ankerplatten in berandeten Bauteilen wie Stützen oder Streifenfundamente sind im Schlussbericht nach *Kuhlmann, Rybinski (2007)* des FOSTA Forschungsvorhaben P 722 „Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln in stabförmigen Bauteilen“ beschrieben. In diesem Vorhaben wurden wie in den Versuchen, die im vorigen Kapitel beschrieben sind, systematisch Versuche unter Zug-, Querlast und kombinierter Zug und Querlast durchgeführt.

In den Versuchen wurden neben dem Belastungswinkel die Betongüte, der Bewehrungsgrad und der Achsabstand zwischen den Kopfbolzen variiert. Mit der Wahl eines größeren Bewehrungsdurchmessers der Bügelbewehrung, Ø 10 mm anstelle Ø 6 mm konnte in den Versuchen die Tragfähigkeit um ca. 25% gesteigert werden.

Aufbauend auf den experimentellen und weiteren numerischen Untersuchungen wurde in *Kuhlmann, Rybinski (2007)* für die Anschlüsse in berandeten Bauteilen ein Bemessungsmodell auf Grundlage eines Stabwerkmodells entwickelt, das die unterschiedlichen Versagensmechanismen der Befestigungstechnik berücksichtigt (vgl. Bild 2.20). Die Hakentragwirkung der Bewehrung wird anders als in *Kuhlmann, Imminger (2003)* nach *DIN EN 1992-1-1 Tab. 8.2* über die α-Beiwerte berücksichtigt. Im Modell wird allerdings ein Betondruckstrebenbruch als Betonversagen zwischen der Bügelbewehrung (vgl. Bild 2.21) noch nicht berücksichtigt.

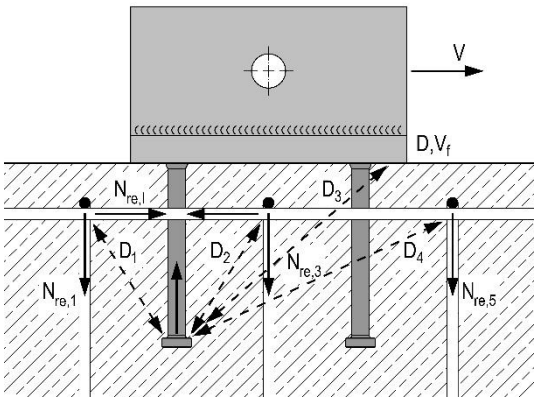


Bild 2.20: Stabwerkmodell zur Kraftübertragung bei Querbelastung nach *Kuhlmann, Rybinski (2007)*

Bild 2.21: Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung im Versuch B3-2 nach *Kuhlmann, Rybinski (2007)*

2.3.10 Untersuchungen von Fromknecht u.a. (2010)

In *Fromknecht u.a. (2010)* wurden Untersuchungen zu Ankerplatten in stabförmigen Stahlbetonbauteilen durchgeführt. Wie in den Untersuchungen nach *Kuhlmann, Imminger (2003)* und *Kuhlmann, Rybinski (2007)* wurden die Ankerplatten durch eine Querlast längs zur Stützenachse beansprucht. In den Versuchen wurden Parameter wie Betonfestigkeit, Bewehrungsgrad im Betonausbruchkegel und die Exzentrizität der Querkraft variiert.

Die Versuche ergaben, dass über die Zulage von Bewehrung im Bereich der Ankerplatte eine 4- bis 22-mal größere Tragfähigkeit erreicht werden konnte als in den technischen Zulassungen. Ursache hierfür ist, dass die Rückhängebewehrung im Bereich des Betonausbruchkegels nach *DIN EN 1992-4* rechnerisch nicht berücksichtigt wurde. In den Versuchen wurde eine vergleichsweise starke Längsbewehrung (Ø 20 mm bis Ø 28 mm) verwendet und zusätzlich eine Rückhängebewehrung im Bereich der Ankerplatte

über Bewehrungsschlaufen eingebaut. Mit den Bewehrungsschlaufen wurden die Kopfbolzen in Belastungsrichtung zurückgehängt. Im überwiegenden Teil der Versuche mit geringer Exzentrizität der Querkraft (e = 50 mm) konnte durch die starke Bewehrungsführung ein Stahlversagen der Kopfbolzen durch Abscheren beobachtet werden (vgl. Bild 2.22).

In den Versuchen mit größerer Exzentrizität (e = 75 mm und e = 100 mm) wurden die Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite stärker auf Zug beansprucht und es konnte ein Betonausbruch zwischen der Bewehrung mit Herausziehen der Kopfbolzen beobachtet werden (vgl. Bild 2.23). Eine Ableitung eines analytischen Bemessungsmodell, das die beobachteten Versagensmechanismen wie den Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung oder die rechnerische Berücksichtigung der Bewehrung berücksichtigt ist in *Fromknecht u.a. (2010)* nicht ausgeführt.

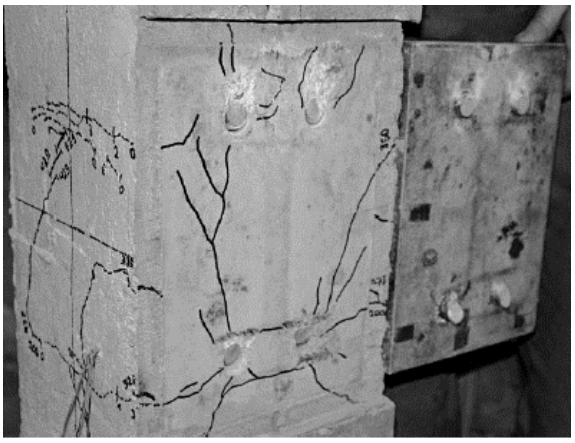


Bild 2.22: Stahlversagen nach *Fromknecht u.a. (2010)*

Bild 2.23: Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung/ Herausziehen des Kopfbolzens nach *Fromknecht u.a. (2010)*

2.3.11 Untersuchungen INFASO nach Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)

Im europäischen Forschungsvorhaben INFASO nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* wurden unterschiedliche Anschlüsse zwischen Stahl und Beton systematisch untersucht. Dies umfasst gelenkige Anschlüsse wie in Kapitel 2.3.8 bis Kapitel 2.3.10, sowie biegesteife Verbundanschlüsse und Stützenfußanschlüsse. Hierfür wurden die Anschlüsse in verschiedene Grundkomponenten zerlegt und für die Tragfähigkeiten der Einzelkomponenten verformungsbasierte Bemessungsmodelle hergeleitet. Auf diese Weise ist es möglich, das Tragverhalten im Anschluss rechnerisch zu erfassen und die gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Befestigungsmittel zu berücksichtigen. Insbesondere für die Betonkomponenten stellt dies ein neues Verfahren dar, da für die Betonkomponenten bisher nur die Traglasten auf Grundlage des CC-Verfahrens nach *Eligehausen u.a. (2006)* und nicht die Verformungen berücksichtigt werden konnten.

In den Versuchen mit gelenkigen Anschlüssen unter Querlast konnte in *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* mit der Zulage einer Rückhängebewehrung im Bereich der zugbeanspruchten Kopfbolzen neben einer deutlichen Traglaststeigerung ein insgesamt duktileres Tragverhalten erreicht werden (vgl. Bild 2.24). Mit den Untersuchungen in INFASO (vgl. *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012))* entwickelten Betonkomponenten ist es möglich, das Tragverhalten der Komponenten wie Bewehrung, Beton und Verbindungsmittel so auszulegen, dass auch bei einem Versagen im Bereich des Betons ein duktiles Stahlversagen der Bewehrung maßgebend wird (vgl. Bild 2.25).

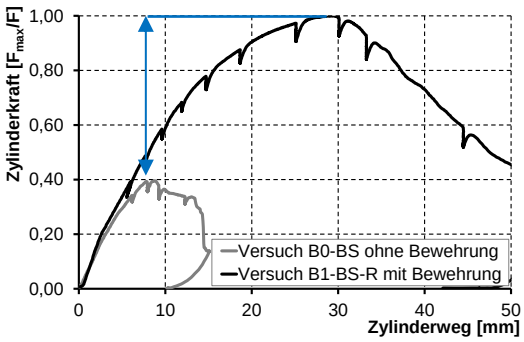


Bild 2.24: Einfluss der Rückhängebewehrung auf das Tragverhalten des Gesamtanschlusses nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)*

Bild 2.25: Duktiles Stahlversagen der Rückhängebewehrung nach *Kurz, Kuhlmann u.a. (2016)* und *Kuhlmann u.a. (2016-2)*

Das Tragverhalten der Betonkomponenten wurde in Einzelversuchen mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden untersucht. Aus den Versuchen zu den Betonkomponenten konnte ein Modell abgeleitet werden, das das gemeinsame Tragverhalten von Bewehrung und Beton nach Gleichung (2.21) berücksichtigt. Dabei wird erfasst, dass mit der Rissbildung ausgehend vom Kopfbolzenkopf die Bewehrung aktiviert wird und bis zur vollständigen Ausbildung des Betonausbruchkegels die Bewehrung und der Beton gemeinsam am Lastabtrag beteiligt sind (vgl. Bild 2.26).

$$N_{Rd,re} = \min[N_{Rd,s,re};\ N_{Rd,b,re}] + [N_{Rd,c} + \delta_f \cdot k_c\,]\ [N] \tag{2.21}$$

Mit:

$\delta_f \cdot k_c = -500 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot h_{ef}} \cdot \psi_{A,N} \cdot \delta_f$	Mitwirkung des Beton im Bereich nach Erreichen der Höchstlast für kegelförmigen Betonausbruch beim Erreichen der Bruchverschiebung δ_f [N];
$\delta_f = \min\ [\delta_{s,re}; \delta_{b,re}]$	Maßgebende Bruchverschiebung bei Stahl- oder Verbundversagen der Bewehrung [mm];
$N_{Rd,c}$	Bemessungswiderstand für Betonausbruch;
$N_{Rd,s,re}$	Bemessungswiderstand für Fließen der Rückhängebewehrung;
$N_{Rd,b,re}$	Bemessungswiderstand für Verbundversagen der Rückhängebewehrung.

Die Tragfähigkeit kann aber über eine Zulage von Rückhängebewehrung nicht unbegrenzt gesteigert werden, da der Beton zwischen der Bewehrung ausbrechen kann. Durch die Ausbildung von direkten Druckstreben auf die Rückhängebewehrung kann im Vergleich zum Betonausbruchkegel nach Gleichung (2.4) eine höhere Tragfähigkeit als bei reinem Betonausbruch erreicht werden. Bei zu kurzen Kopfbolzen ist es allerdings möglich, dass im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen die Tragfähigkeit durch die Bewehrung im Bereich des Betonausbruchkegels nicht voll ausgenutzt werden kann.

$$N_{Rd,cs} = \psi_{supp} \cdot N_{Rd,c} \le N_{Rd,re}\ [N] \tag{2.22}$$

Mit:

$N_{Rd,c}$	Bemessungswiderstand für Versagen bei Betonausbruch;
$\Psi_{supp} = 2{,}5 - \frac{x}{h_{ef}} \ge 1{,}0$	Faktor zur Berücksichtigung der positiven Abstützwirkung einer Rückhängebewehrung;
x	Radius des sich ausbildenden Ausbruchkegels unter Berücksichtigung der vorhandenen Rückhängebewehrung bei einer Annahme der Rissentwicklung des Ausbruchkegels mit einer Neigung von 35° (vgl. Bild 2.27).

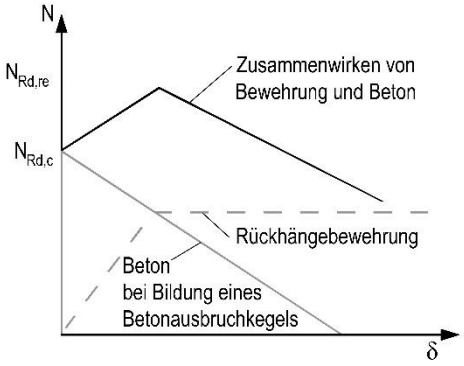


Bild 2.26: Gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)*

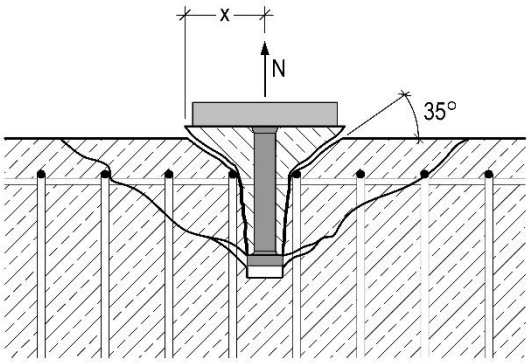


Bild 2.27: Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)*

Ausgehend von den Untersuchungen nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* wurden die Gleichungen für Betonversagen zwischen der Rückhängebewehrung in Berger (2015) in Abhängigkeit, ob die Rückhängebewehrung die Oberflächenbewehrung umschließt oder nicht umschließt, weiterentwickelt. Zusätzlich wurde die Gleichung (2.21) vereinfacht und ein Effektivitätsfaktor α nach Gleichung (2.23) eingeführt. Dieser Faktor berücksichtigt, dass die Verschiebungen im Beton und im Stahl gleich sein müssen und kann über die unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnisse hergeleitet werden. Mit diesem Ansatz werden die Steifigkeitsverhältnisse im Bereich des Betons nur pauschal erfasst und die Lastumlagerungen zwischen Bewehrung und Beton sind nicht mehr eindeutig nachvollziehbar.

$$N_{Rd,re} = N_{Rd,c} + \alpha \cdot \min[N_{Rd,s,re};\ N_{Rd,b,re}]\ [N] \tag{2.23}$$

2.3.12 Untersuchungen nach Kuhlmann, Ožbolt (2013)

Im Forschungsvorhaben „Verbesserung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen in stabförmigen Stahlbetonbauteilen“ wurden Anschlüsse zwischen Stahl und Beton unter Normal- und Querkraftbeanspruchung untersucht. In den Versuchen wurde über die Bügelbewehrung der Bewehrungsgrad variiert und es konnte so eine Traglaststeigerung durch den höheren Bewehrungsgrad auch bei einer Querbelastung zum Bauteilrand nachgewiesen werden. Neben der Variation des Bewehrungsgrades wurden der Einfluss des Achsabstandes der Kopfbolzen, die Exzentrizität, der Zustand des Betons, der Randabstand und die Betonfestigkeit variiert.

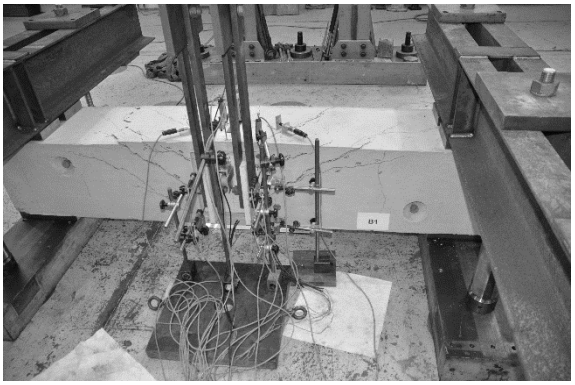


Bild 2.28: Versuche in stabförmigen Bauteilen unter Querlast zum Bauteilrand nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)*

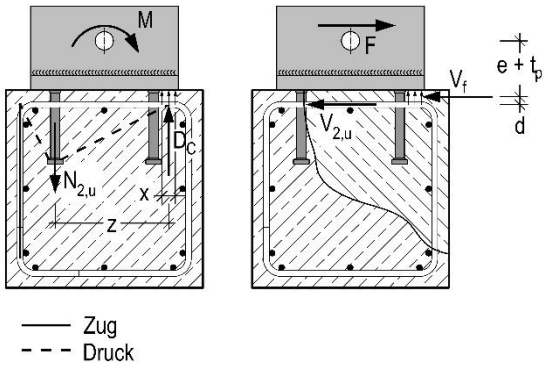


Bild 2.29: Analytisches Modell für Anschlüsse unter Querlast *Kuhlmann, Ožbolt (2013)*

In den Versuchen unter Querbelastung zum Bauteilrand stellte sich ein Versagen mit der Ausbildung eines Betonkantenbruchs ausgehend von der randfernen Kopfbolzenreihe ein. In der Entwicklung des analytischen Bemessungsmodells wird für den Querkraftabtrag nur die randferne Kopfbolzenreihe nach Bild 2.29 herangezogen. Die Momentenbeanspruchung des Anschlusses wird über ein Zug-Druck Kräftepaar abgetragen, für das bei einer Überlagerung des theoretischen Betonausbruchkegels mit dem Druckbereich der Erhöhungsfaktor der Schubtragfähigkeit nach *Fichtner (2011)* unter Berücksichtigung des inneren statischen Hebelarms und der Verankerungslänge der Kopfbolzen nach Gleichung (2.24) angesetzt wird.

$$\psi_M = \frac{2{,}5}{1 + \frac{z}{h_{ef}}} \geq 1 \tag{2.24}$$

Mit:

z	Abstand zwischen der resultierenden Zug- und Druckkraft;
h_{ef}	Einbindelänge der Kopfbolzen.

In den Versuchen unter Querbelastung zum Bauteilrand wird als Versagen auf der lastabgewandten Seite nur das Verbund- und Stahlversagen der Bewehrung berücksichtigt. Ein Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung wird nur für die rein auf Zug beanspruchten Versuche angesetzt. Traglaststeigerung durch den gemeinsamen Lastabtrag zwischen Bewehrung und Zug werden in *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* nach Gleichung (2.23) über einen α-Faktor berücksichtigt. Für die zugbeanspruchte Befestigungsmittel mit Rückhängebewehrung wird pauschal ein α-Faktor von $\alpha_t = 0{,}6$ und bei Querbelastung zum Bauteilrand zu $\alpha_t = 0{,}8$ angesetzt.

Auf der lastabgewandten Seite sind auf Grund der Zug- und Querbelastung der Kopfbolzen Interaktionsbedingungen zu berücksichtigen.

$$\left(\frac{N_{2,E}}{N_{2,R}}\right)^{\eta} + \left(\frac{V_{2,E}}{V_{2,R}}\right)^{\eta} \tag{2.25}$$

Mit:

$N_{2,E}$; $V_{2,E}$	Einwirkende Normalkraft und einwirkende Querkraft
$N_{2,R}$; $V_{2,R}$	Normalkraftwiderstand und Querkraftwiderstand
η	Exponent mit $\eta = 2{,}0$ für Stahlversagen, $\eta = 1{,}5$ für Betonversagen ohne Randeinfluss; $\eta = 1{,}2$ für Betonversagen mit Randeinfluss.

Das in *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* entwickelte analytische Modell stellt eine Ausgangsbasis für die Untersuchungen zu Ankerplatten mit konzentrierter Lasteinleitung dar. Allerdings sind Parameter wie ein Betonversagen zwischen der Bewehrung sowie der Einfluss eines höheren Bewehrungsgrades noch nicht ausreichend abgedeckt, so dass bei einer Übertragung auf andere Anwendungsfälle weitere Untersuchungen notwendig waren. Zusätzlich ergeben sich offene Fragestellungen zur Hakentragwirkung und zum verformungsbasierten Lastabtrag von Bewehrung und Beton, die in diesem Modell noch unberücksichtigt sind.

2.3.13 Untersuchungen nach Kurz, Kuhlmann u.a. (2016)

Im Forschungsvorhaben „Große Ankerplatten“ nach Kurz, Kuhlmann u.a. (2016) wurde das Tragverhalten von Ankerplatten mit mehr als der aktuell zulässigen Anzahl an Verbindungsmitteln unter Zugkraft, Querkraft und Zwangsbeanspruchung untersucht. Während die Untersuchungen unter Zugkraft und Zwangsbeanspruchung an der Universität Kaiserslautern durchgeführt wurden, wurden die Anschlüsse mit mehrreihiger Kopfbolzenanordnung unter Querkraftbeanspruchung an der Universität Stuttgart durchgeführt (vgl. Bild 2.30).

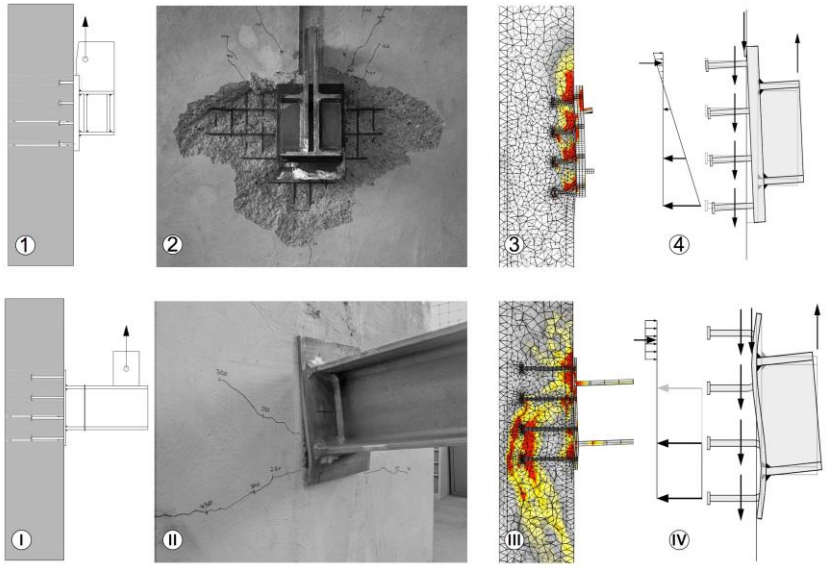


Bild 2.30: Ableitung eines analytischen Modells für Anschlüsse mit großen Ankerplatten unter Querbelastung mit kleiner Exzentrizität (oben) und großer Exzentrizität (unten) nach *Kurz, Kuhlmann u.a. (2016)*

In den Versuchsserien wurden zur Bestimmung der wesentlichen Einflussgrößen auf das Tragverhalten und die Lastverteilung Parameter

wie die Ankerplattendicke, die Einbindelänge der Kopfbolzen und die Exzentrizität der Querkraft variiert. Im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen wurde zusätzlich eine Rückhängebewehrung berücksichtigt. Mit Hilfe numerischer Untersuchungen wurden neben offenen Fragen zur Lastverteilung die Einflüsse weiterer Faktoren wie die Betondruckfestigkeit und dem Bewehrungsgrad untersucht. Auf Grundlage dieser Untersuchungen wurde ein auf der Komponentenmethode basierendes Bemessungsmodell entwickelt, mit dem eine Bemessung von Ankerplatten mit mehr als der aktuell zulässigen Anzahl an Verbindungsmitteln möglich ist. Hinsichtlich der Lastverteilung finden elastische und plastische Bemessungsansätze im analytischen Modell Anwendung. Die Untersuchungen zu den großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung sind für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung interessant, da diese Anschlüsse häufig auch mit einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung ausgeführt werden um die großen Lasten in das Massivbauteil einleiten zu können. Allerdings wurden die Modelle für Anschlüsse mit einem ausreichenden Randabstand hergeleitet, so dass Fragestellungen zur Lastverteilung bei einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung im randnahen Bereich noch offen sind.

2.4 Zusammenfassung

In Kapitel 2 wird der Stand der Technik und der aktuelle Kenntnisstand der Forschung im Bereich von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter konzentrierter Lasteinleitung beschrieben. Im Bereich von Lagersockeln werden die relevanten Regelungen nach *DIN EN 1337* in Verbindung mit den jeweiligen Ausstattungszulassungen dargestellt. Insbesondere für Anwendungsbereiche mit engen Randabständen ergeben sich hier offene Fragestellungen, da geeignete Stabwerkmodelle als Nachweiskonzepte in der Praxis nicht vorhanden sind. In den Versuchen zu Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung konnten Versagensmechanismen beobachtet werden, die mit der Befestigungstechnik beschrieben und rechnerisch erfasst werden können. Daher werden neben den Nachweiskonzepten, die bereits in der Norm nach *DIN EN 1992-4* implementiert sind und neuere Entwicklungen im Bereich der Befestigungstechnik ausführlich beschrieben. Für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung ergeben sich Fragestellungen bezüglich des Randeinflusses, der Bewehrungsaktivierung und der Lastverteilung innerhalb der Ankerplatte mit mehreren Dübelreihen für die der aktuelle Stand der Forschung umfassend dargestellt wird.

Für den Anwendungsbereich der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung ergeben sich offene Fragestellungen, die über weiterführende experimentelle Untersuchungen nach Kapitel 3 und numerische Untersuchungen nach Kapitel 4 zu untersuchen sind. Es können folgende offenen Fragestellungen abgeleitet werden:

- Die **Lastverteilung** der Normal- und Querlasten ist in Anschlüssen mit mehrseitigem Randeinfluss und mehrreihiger Kopfbolzenanordnung bisher noch nicht ausreichend erforscht. Während die Normalkraftverteilung über die experimentellen Untersuchungen bestimmt werden kann sind für die Lastverteilung der Querlasten im randnahen Bereich numerische Untersuchungen erforderlich.
- Nach *DIN EN 1992-4* kann z.B. nur die Bewehrung im Bereich des Betonkantenbruchs ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe angesetzt werden, so dass auf Grund der kurzen Verankerungslänge der Bewehrung nur geringe Tragfähigkeiten erreicht werden können. Neben der Entwicklung eines analytischen Modells, das die Lastumlagerungen im Anschluss erfasst ist der **Einfluss der Rückhängebewehrung** insbesondere bei konzentrierten Lasteinleitungen bisher unbekannt.
- Es ist unklar, ob durch eine **Lastumlagerung** im Anschluss die Bewehrung aktiviert werden kann und Traglaststeigerungen möglich sind.
- Bei einer gezielten Anordnung von Rückhängebewehrung kann die Tragfähigkeit der Betonkomponenten wirksam erhöht werden, so dass Stahlversagen der Kopfbolzen maßgebend wird (vgl. *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)*). Eine Möglichkeit die Tragfähigkeit der Anschlüsse wirksam zu erhöhen, ist möglicherweise der Einsatz von **höherfesten Kopfbolzen**, mit denen der Widerstand der Kopfbolzen bei Stahlversagen erhöht werden könnte.
- Mit der Berücksichtigung der **gemeinsamen Tragwirkung von Bewehrung und Beton** sind Traglaststeigerungen der Betonkomponenten bei Anschlüssen mit einem ausreichenden Randabstand möglich. Die Übertragbarkeit der Modelle auf Anschlüsse mit einem mehrseitigen Randeinfluss ist im Rahmen des Forschungsvorhabens zu validieren. Dies umfasst u.a. offene Fragestellungen zur Ausbildung von weiteren Versagensmechanismen wie der **Betonausbruch zwischen der Bewehrung bei randnahen Anschlüssen** sowie offene Fragestellungen zu **Annahmen zu den Interaktionsbeziehungen** bei kombinierter Beanspruchung der Dübelreihen.

3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

3.1 Allgemeines

Zur Validierung des numerischen und analytischen Bemessungsmodells (vgl. Kapitel 4 und Kapitel 5) wurden 25 Versuche mit Ankerplatten und Querlast an der *Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart* durchgeführt. In Rücksprache mit dem projektbegleitenden Ausschuss, den Industriepartnern und einer weiteren Analyse vorhandener Versuchsergebnisse nach Kapitel 2 wurden die im Forschungsantrag vorgesehenen Versuchsparameter weiter zugeschärft. Ziel der Versuche war es, den Randeinfluss auf das Tragverhalten von Ankerplatten unter Querlast zu erfassen und durch eine geeignete Wahl der Versuchsparameter den Einfluss relevanter Versuchsparameter zu untersuchen. Insbesondere sollte der Einfluss der Bewehrung und der Einsatz hochfester Kopfbolzen geprüft werden.

Die Versuchsparameter wurden im Hinblick auf ein mögliches Bemessungskonzept nach der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8* entwickelt, in das die Betonkomponenten mit möglichen Versagensmechanismen nach *DIN EN 1992-4* und neueren Ansätzen nach dem Stahlbaukalenderaufsatz nach *Kuhlmann, Hofmann, Ruopp (2018)* integriert werden. Untersuchungen zum plastischen Tragverhalten der Ankerplatte mit Umlagerungsmöglichkeiten nach *CEN/TR 17081* waren für den Anwendungsfall der Ankerplatten bei konzentrierter Lasteinleitung zunächst nicht von Bedeutung, so dass die Ankerplatten mit einer Dicke von 30 mm ausreichend steif dimensioniert wurden. Insgesamt wurden sechs Versuchsserien durchgeführt, innerhalb derer folgende Parameter mit den angegebenen Untersuchungsschwerpunkten festgelegt wurden:

- Serie 1: Grundversuche mit *geringem Bewehrungsgrad* und *niedriger Kopfbolzenfestigkeit*
- Serie 2: Versuche mit *höherem Bewehrungsgrad* zur Erfassung der Traglaststeigerung durch die Bewehrung mit höherfesten Kopfbolzen.
- Serie 3: Versuche in *gerissenem Beton* zur Untersuchung einer möglichen Traglastreduktion durch Rissinduzierung mit höherfesten Kopfbolzen.
- Serie 4: Versuche mit kurzer *Einbindelänge* der Kopfbolzen um ein Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung zu erzielen (vgl. Kapitel 2.3.11) mit höherfesten und normalfesten Kopfbolzen.
- Serie 5: Versuche mit einer *3-reihigen Anordnung der Kopfbolzen*, um die Lastverteilung innerhalb der Ankerplatten zu erfassen mit höherfesten Kopfbolzen.
- Serie 6: Versuche mit *Variation des Randabstands* zur Erfassung der Randeffekte auf das Tragverhalten der Ankerplatten bei konzentrierter Lasteinleitung mit höherfesten Kopfbolzen.

Neben den oben dargestellten Versuchsparametern wurde zusätzlich innerhalb der einzelnen Serien die Anzahl der Bauteilränder variiert. Mit den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss wurde der Anwendungsfall der einbetonierten Ankerplatte in einer Stütze oder einem Streifenfundament unter Querbelastung zum Bauteilrand untersucht. Die Wahl der geometrischen Abmessungen für die Versuche mit 2-seitigem Randabstand wurde aufbauend auf den Untersuchungen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* festgelegt. Ziel war es, durch eine zusätzliche Steigerung des Bewehrungsgrades auch ein Stahlversagen in den höherfesten Kopfbolzen zu erreichen. Die Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss sind in Kapitel 3.2 beschrieben.

Mit den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss wurde der Anschlussbereich eines Lagers in einem durch Bauteilränder begrenzten Bauteil (z.B. Lagersockel) untersucht. Die Versuche wurden mit und ohne Fixierung der Ankerplatte durchgeführt, so dass in einem ersten Schritt auch der Einfluss einer möglichen Auflast der Ankerplatte auf das Tragverhalten und eine reine Beanspruchung durch Querlast untersucht werden konnte. Die Versuchsbeschreibung der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss erfolgt in Kapitel 3.3.

Neben den oben dargestellten Versuchsparametern wurde zusätzlich die *Betonfestigkeitsklasse* variiert, indem normalfester (C20/25) und höherfester Beton (C50/60) verwendet wurde. Für die Kopfbolzen wurde in den Versuchen ein höherfester Werkstoff (vgl. *Ungermann u.a. (2014)*) mit einer Zugfestigkeit von f_{uk} > 800 N/mm² gewählt. Zusätzlich wurden vier Versuche mit normalen Bolzenwerkstoff durchgeführt. Untersuchungen zu allen Werkstoffkennwerten und dem Materialverhalten aller höherfesten Kopfbolzen sind in Kapitel 3.4 angegeben.

Eine umfassende Darstellung der Versuchsergebnisse ist im Versuchsbericht in *Kuhlmann, Ruopp (2018)* gegeben.

3.2 Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss

3.2.1 Allgemeines

Die acht Versuche zum 2-seitigen Randeinfluss wurden als Erweiterung der Versuchsergebnisse nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* entwickelt und stellten den Praxisfall einer in einer Stütze oder einem Lager einbetonierten Ankerplatte dar. Während die geometrischen Parameter des Betonbauteils (Randabstände, Querschnittsabmessungen) identisch zu den Versuchen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* belassen wurden, wurden andere Parameter, wie z.B. ein höherer Bewehrungsgrad, verändert, um in den Versuchen mit höherfesten Kopfbolzen ein Stahlversagen erzielen zu können. Im Folgenden werden die acht Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss beschrieben.

3.2.2 Versuchsdurchführung

3.2.2.1 Versuchsprogramm

Die Versuchsparameter der Untersuchungen unter 2-seitigem Randeinfluss wurden nach Tabelle 3.1 variiert. Hierbei ließ die gewählte Variation der Parameter „Bewehrungsgrad“, „Zustand Beton“ (gerissen oder ungerissen), „Einbindelänge“, „Kopfbolzenanzahl“ und „Randabstand der Kopfbolzen“ einen Vergleich der Versuchsergebnisse miteinander zu. In Versuch B1-1 wurden lediglich normalfeste Kopfbolzen eingesetzt, da auf Grund des niederen Bewehrungsgrades eine geringere Tragfähigkeit der Betonkomponente zu erwarten war. Weiterhin wurde in dem Versuch R6-2-1 mit erhöhtem Randabstand, mit der Festigkeitsklasse C50/60 eine höhere Betonfestigkeit gewählt, um sicher zu stellen, dass kein Betonrandversagen auftritt.

Tabelle 3.1: Versuchsprogramm der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss

Serie	Versuch	Randeinfluss	Lagerung	Einbindelänge	Randabstand	Anzahl der Kopfbolzen	Bewehrungsgrad	Zustand Beton	Betongüte	Festigkeit Kopfbolzen
1	**B1-1**	2-seitig	frei	150	100	4	niedrig	ungerissen	C20/25	S235J2+C450
2	**R2-1**	2-seitg	frei	150	100	4	hoch	ungerissen	C20/25	K800
3	**R3-1(1)**	2-seitig	frei	150	100	4	hoch	gerissen	C20/25	K800
	R3-1(2)	2-seitig	frei	150	100	4	hoch	gerissen	C20/25	K800
4	**R4-1**	2-seitig	frei	100	100	4	hoch	ungerissen	C20/25	K800
5	**R5-1**	2-seitig	frei	200	100	9	hoch	ungerissen	C20/25	K800
6	**R6-1-1**	2-seitig	frei	150	75	4	hoch	ungerissen	C20/25	K800
	R6-2-1	2-seitig	frei	150	200	4	hoch	ungerissen	C50/60	K800

3.2.2.2 Versuchskörper

Die Abmessungen des Betonquerschnitts in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss wurden aufbauend auf den Versuchen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* gewählt und entsprachen praxisnahen, quadratischen Stützenquerschnitten mit einer Kantenlänge von 35 cm, 40 cm und 60 cm. Die Abmessungen aller Versuchskörper können den Fertigungsplänen im Versuchsbericht nach *Kuhlmann, Ruopp (2018)* entnommen werden.

Mit der Variation der Versuchsparameter sollten in den Versuchen lokale Betonversagensmechanismen erzielt werden, deren Nachweisbarkeit über ein Bemessungsmodell auf Grundlage neuerer Ansätze der Befestigungstechnik gezeigt werden sollte. Die Versuchskörper wurden daher so ausgelegt, dass ein Bauteilversagen des Betonquerschnitts (z.B. Querkraft- und Momentenversagen durch Fließgelenkbildung) ausgeschlossen werden konnte. Dies führte zu einer vergleichsweisen stark ausgebildeten Längsbewehrung im Bereich vor der Ankerplatte (vgl. Bild 3.1). Der Einfluss der Längsbewehrung auf die Tragfähigkeit der Betonkomponenten der Ankerplatte, kann auf Grund der geringen Biegesteifigkeit der Längsbewehrung als eher gering eingeschätzt werden.

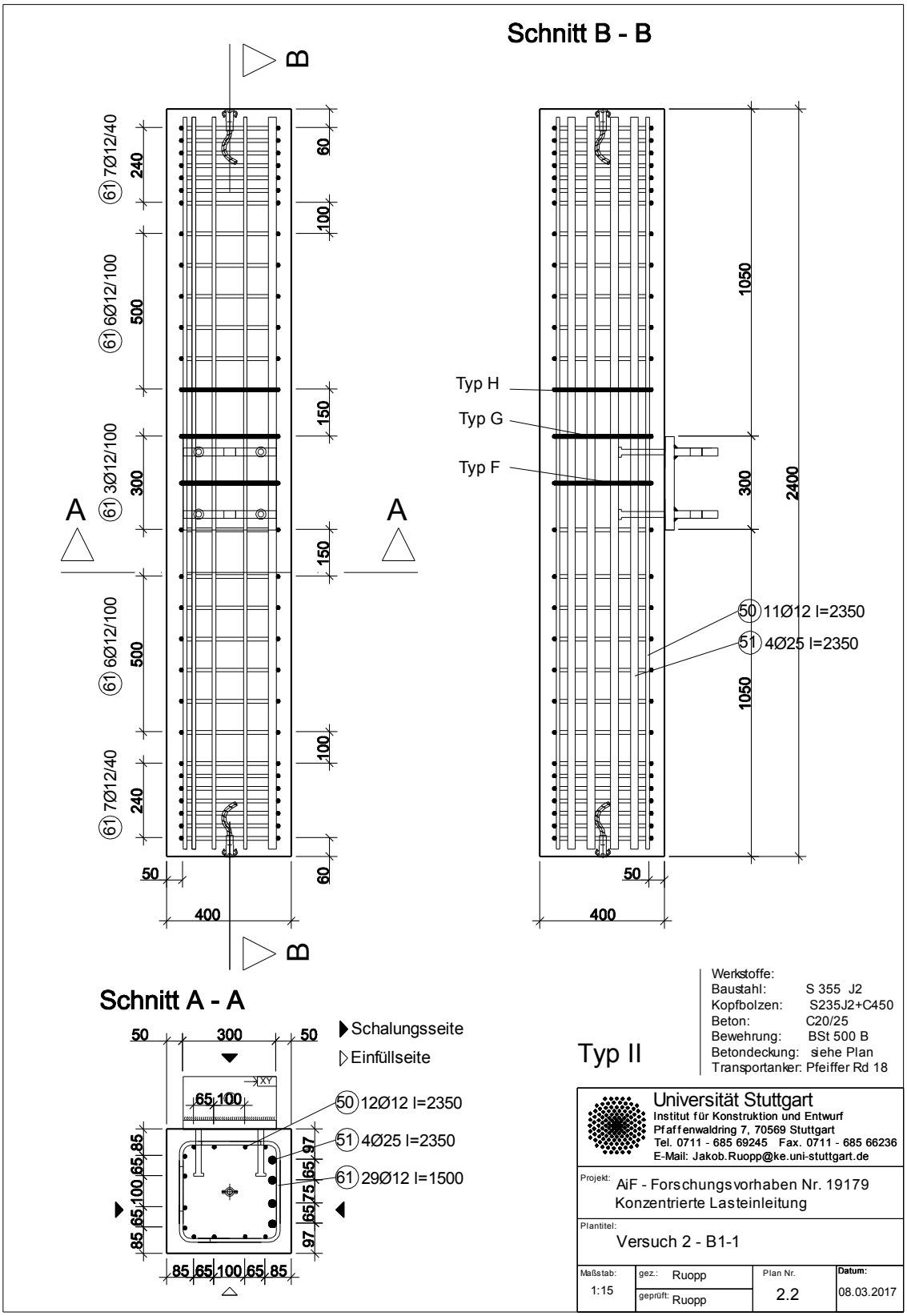


Bild 3.1: Schal- und Bewehrungsplan des Versuchskörpers B1-1

Untersuchungen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* haben gezeigt, dass über die Zulage von Bewehrungsbügel im Bereich der Ankerplatte die Tragfähigkeit der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton in stützenförmigen Bauteilen effizient gesteigert werden kann. Mit Hilfe des Bewehrungsbügels kann sowohl die Tragfähigkeit durch Betonversagen auf der lastabgewandten Seite, als auch die Tragfähigkeit durch Be-

tonkantenbruch bei einer Belastung zum Bauteilrand effizient gesteigert werden. Neben dem niedrigbewehrten Basisversuch B1-1 wurden in allen weiteren Versuchen der Serie 2 bis 6 sechs zusätzliche Bewehrungsbügel im Bereich der Ankerplatte nach Bild 3.2 und Bild 3.3 angeordnet. Der Einfluss auf den Versagensmechanismus und die Traglast ist in Kapitel 3.2.3.2 dargestellt.

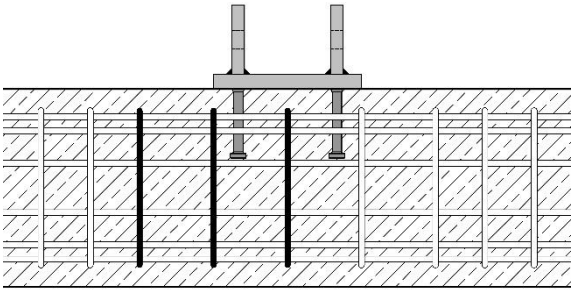


Bild 3.2: Bewehrungsanordnung in Versuch B1-1

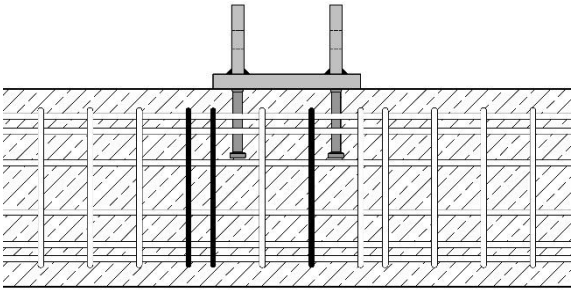


Bild 3.3: Bewehrungsanordnung in Versuch R2-1

Die Versuche der Serie 1 bis 5 wurden mit einem Randabstand der vorderen Kopfbolzenreihe von 100 mm durchgeführt. In der sechsten Versuchsserie wurde ein zum Basisversuch vergleichsweise kleiner Randabstand mit 75 mm und ein größerer Randabstand mit 200 mm gewählt, um den Einfluss des Randabstands auf das Tragverhalten zu untersuchen. Mit zunehmendem Randabstand der Ankerplatte kann insbesondere die Tragfähigkeit der vorderen Kopfbolzenreihe erhöht werden, so dass ein Aushebeln der Ankerplatte auf der lastabgewandten Seite möglich ist (vgl. Bild 3.4). Die Versuchsergebnisse der Untersuchungen zum Randeinfluss sind in Kapitel 3.2.3.3 dargestellt.

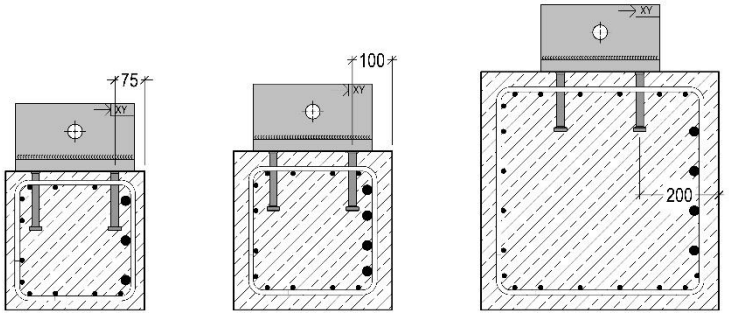


Bild 3.4: Randabstände im Versuch R6-1-1 (links), R2-1 (Mitte) und R6-2-1 (rechts)

Mit der Variation der Einbindelänge in der Versuchsserie 4 sollte gezeigt werden, dass die Tragfähigkeit der Ankerplatte über eine Zulagebewehrung nicht unbegrenzt gesteigert werden kann, da ein Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung möglich ist. Während in den Versuchen der Serien 1,3 und 6 Kopfbolzen mit einer Länge von 150 mm verwendet wurden, wurde im Versuch R4-1 die Verankerungslänge auf 100 mm reduziert und im Versuch R5-1 Kopfbolzen mit einer Verankerungslänge von 200 mm aufgeschweißt. Zusätzlich wurden die Kopfbolzen im Versuch R5-1 dreireihig angeordnet, um die elastische Verteilung der Zugkräfte überprüfen zu können. Der Einfluss der Einbindelänge nach Bild 3.5 ist in Kapitel 3.2.3.2 und der Einfluss der Lastverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen nach Kapitel 3.2.3.4 beschrieben.

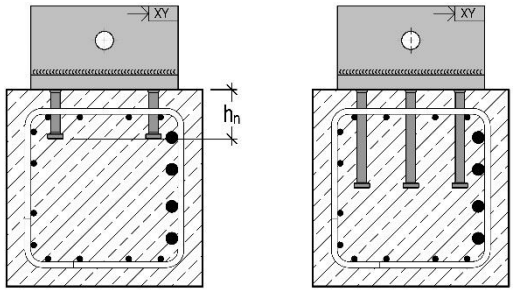


Bild 3.5: Versuch R4-1 mit kurzer Einbindelänge der Kopfbolzen und Versuch R5-1 mit mehrreihiger Dübelanordnung

In der Praxis sind Anschlüsse zwischen Stahl und Beton im gerissenen Beton nachzuweisen (vgl. *DIN EN 1992-4* und *ETAG 001*). Insbesondere für Ankerplatten im Zugbereich des Betons ist eine Vorschädigung des Betons durch eine Rissbildung zu berücksichtigen. Im Rahmen von Eignungsversuchen ist die erforderliche Rissinduzierung bei einer Verwendung von Verbunddübel wie Kopfbolzen nach *ETAG 001* am einzelnen Dübel ohne Einfluss von Rand- und Achsabständen vorgeschrieben. Für die Untersuchung des Einflusses der Rissbildung im Beton wurden in den Versuchskörpern der Serie 3 Schlitzbleche einbetoniert. Auf diese Weise konnten Risse in der Achse der auf Zug beanspruchten, lastabgewandten Kopfbolzenreihe installiert werden. Über das Eintreiben von Risskeilen wurde eine Rissbreite von $\Delta w = 0{,}35$ mm angestrebt. Die Versuche wurden doppelt durchgeführt, um Streuungen durch die Rissinduzierung erfassen zu können. Die Ergebnisse der Versuche in gerissenem Beton mit Rissblech nach Bild 3.6 sind in Kapitel 3.2.3.2 dargestellt.

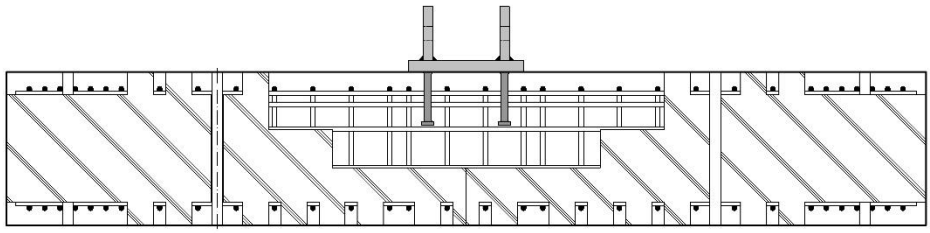


Bild 3.6: Versuch R3-1(1) mit Rissblech

3.2.2.3 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden an der *Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart* auf dem Spannfeld in der Großversuchshalle durchgeführt. Der Versuchskörper wurde im Bereich des Rahmenportals auf dem Spannfeld abgespannt. Die Abspannungen hatten mit einem Abstand von 1,00 m von der Lasteinleitung einen ausreichend großen Abstand von der Ankerplatte, so dass ein Einfluss auf den Betonausbruchkegel durch eine Abstützwirkung ausgeschlossen werden konnte.

Die Kraft des 2,5 MN Hydraulikzylinders wurde über Zuglaschen mittels einer Verschraubung an den auf der Ankerplatten verschweißten Fahnenblechen eingeleitet. Die Versuche wurden weggesteuert durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeiten sind in den Versuchsprotokollen im Versuchsbericht nach *Kuhlmann, Ruopp (2018)* dokumentiert. Auf Grund der exzentrischen Lasteinleitung von e =100 mm wurden alle Versuche neben der Querlast durch ein Moment beansprucht (vgl. Bild 3.8).

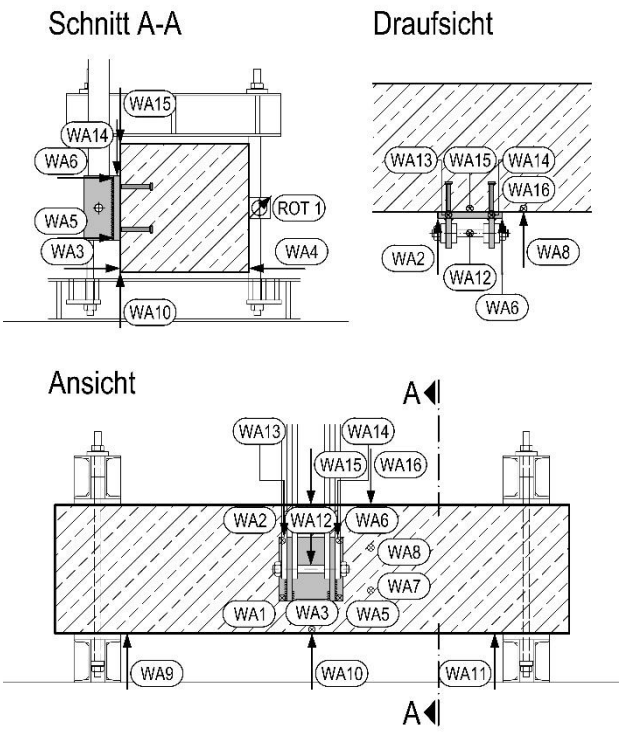


Bild 3.7: Messkonzept der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss

Bild 3.8: Versuchsaufbau der Versuche mit zweiseitigem Randabstand

3.2.2.4 Messkonzept

Die Verformungen des Versuchskörpers wurden während des Versuchsverlaufs mit Hilfe von Wegaufnehmern (WA) erfasst (vgl. Bild 3.7). Die Wegaufnehmer wurden so angebracht, dass der Betonkantenbruch in Belastungsrichtung (WA 15), der Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (WA 3), die Verdrehung der Ankerplatte (WA 3 und WA 7), das Abheben des Versuchskörpers (WA 9 bis WA11) und der Weg im Bereich der Lasteinleitung (WA 12) erfasst werden konnten. Zusätzlich wurden Rotationsaufnehmer auf der Ankerplatte und am Versuchskörper zur Messung der Verdrehung angebracht. Im

Versuchsverlauf wurden Wegaufnehmer im Bereich der Risse angebracht, um den Rissfortschritt erfassen zu können.

Für die Entwicklung des analytischen Bemessungsmodells für Ankerplatten unter Querbelastung zum Bauteilrand müssen Annahmen zur Lastverteilung der Querkräfte getroffen werden. Rückschlüsse auf die Querkraftverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen können mit der Rissbildung im Beton über die DMS Messungen gewonnen werden. Hierfür wurden DMS auf der Bewehrung in der Achse der jeweiligen Kopfbolzenreihen im Bereich der zu erwartenden Risse angeordnet. Die Rissbildung wurde hierfür durch numerische Untersuchungen nach *Bernhart (2016)* und *Messner (2017)* abgeschätzt und die DMS auf den Bewehrungsbügel in größerem Abstand von der Ankerplatte auf Grundlage dieser Untersuchungen platziert.

Über die DMS-Messungen auf den Kopfbolzen wurde die Normalkraftverteilung innerhalb der Ankerplatte erfasst. Insbesondere für die Versuchsserie mit einer mehrreihigen Anordnung der Kopfbolzen waren Informationen in Bezug auf die Lastverteilung wesentlich. Bei allen Versuchsserien wurden in jeder Kopfbolzenachse paarweise DMS in der Mitte eines Kopfbolzenschaftes angeordnet. Die Anordnung und Bezeichnung der DMS auf der Bewehrung ist in Bild 3.9 angegeben.

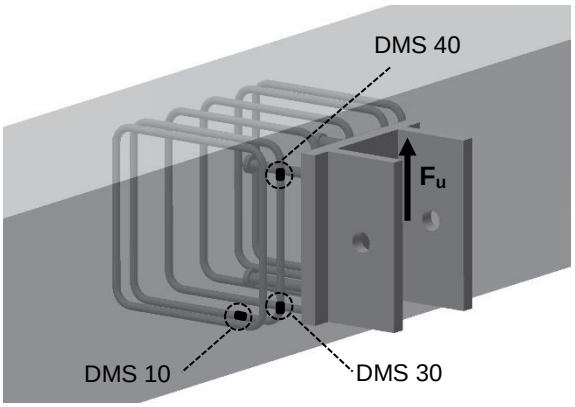


Bild 3.9: Anordnung der Dehnmessstreifen (DMS) in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss

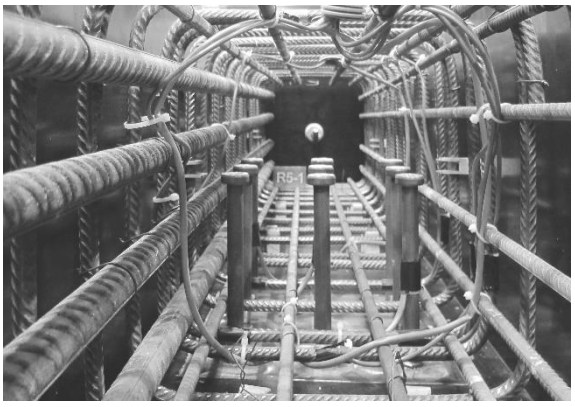


Bild 3.10:DMS auf der Bewehrung und den Kopfbolzen mit Verkabelung im Versuchskörper des Versuchs R5-1

3.2.3 Versuchsergebnisse

3.2.3.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse zu Ankerplatten mit 2-seitigem Randeinfluss in Bezug auf die Entwicklung des analytischen Bemessungsmodells und die Validierung des numerischen Modells dargestellt. Eine detaillierte Darstellung der Versuchsergebnisse erfolgt in *Kuhlmann, Ruopp (2018)*. Die Versuchsauswertung wird anhand der verschiedenen Versuchsparameter nach Kapitel 3.2.3.2 bis 3.2.3.4 durchgeführt. Abschließend werden die Versuchsergebnisse mit den Untersuchungen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* verglichen. Die Materialkennwerte der Versuche sind in Kapitel 3.4 angegeben.

Mit der Parametervariation konnten in den Versuchen unterschiedliche Versagensmechanismen erzeugt werden. In Tabelle 3.5 sind die Höchstlasten der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss zusammengestellt. Um die Versuchsergebnisse der Versuche mit Betonversagen miteinander vergleichen zu können, wurden die Höchstlasten der Versuche nach Gleichung (3.1) im Hinblick auf die unterschiedlich geprüften Betonfestigkeiten normiert. Zur Normierung wurde die Wurzelfunktion angesetzt, da die Betonfestigkeit über die Wurzelfunktion in die Berechnung nach *Eligehausen u.a. (2006)* eingeht.

$$F_{u,n} = F_u \cdot \sqrt{\frac{f_{cm,n}}{f_{cm}}} \tag{3.1}$$

Tabelle 3.2: Tatsächliche und normierte Höchstlasten der Versuche mit 2-seitigem Randabstand

Serie	Versuch	Versagensart	Höchstlast F_u [kN]	Betonfestigkeit $f_{c,cube\ 150}$ [N/mm²]	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} [N/mm²]	Normierte Höchstlast $F_{u,n}$ [kN]
1	**B1-1**	Betonversagen	237,47	32,0	25,9	238,0
2	**R2-1**	Stahlversagen	260,26	33,6	27,2	260,3
3	**R3-1(1)**	Stahlversagen	241,34	32,3	26,2	241,3
	R3-1(2)	Stahlversagen	258,12	32,6	26,4	258,1
4	**R4-1**	Betonversagen	196,81	32,3	26,2	196,3
5	**R5-1**	Betonversagen	383,47	33,6	27,2	375,0
6	**R6-1-1**	Stahlversagen	237,75	31,9	25,8	237,8
	R6-2-1	Betonversagen	477,04	73,5	59,5	477,0
Mittelwert C20/25					$f_{cm,cube,n} = 32{,}1$	
Mittelwert C50/60					$f_{cm,cube,n} = 67{,}3$	

3.2.3.2 Einfluss des Bewehrungsgrades, der Kopfbolzenlänge und der Rissinduzierung auf das Tragverhalten

In den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss unter Querlastbeanspruchung konnte ein ähnliches Tragverhalten zu Belastungsbeginn beobachtet werden. Mit zunehmender Belastung bildeten sich im Versuchsverlauf zunächst Risse ausgehend von der Ankerplatte in Richtung des Bauteilrandes vor der Ankerplatte. Eine eindeutige Zuordnung des Ursprungs der Rissentwicklung zu einer zugehörigen Kopfbolzenreihe war nicht möglich, da sich die Risse nicht in allen Versuchen ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe bildeten. Mit zunehmender Belastung bildete sich in allen Versuchen ein deutlicher Betonkantenbruch ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe und die Kräfte lagerten sich auf die hintere Kopfbolzenreihe um (vgl. Bild 3.11).

Auf Grund der exzentrischen Querkrafteinleitung wurde die Ankerplatte neben der Querlast in der Reihe der lastabgewandten Kopfbolzen zusätzlich auf Zug beansprucht. Dadurch nahmen die Beanspruchungen in dieser Kopfbolzenreihe zu und das Versagen bei Höchstlast stellte sich in der hinteren, lastabgewandten Kopfbolzenreihe ein. Der *Einfluss der Bügelbewehrung* auf die Tragfähigkeit des Anschlusses konnte anschaulich im Vergleich des niedrig bewehrten Versuchs B1-1 und des höherbewehrten Versuchs R2-1 dargestellt werden. Über die Steigerung des Bewehrungsgrades war es möglich, die Tragfähigkeit um ca. 10% zu steigern (vgl. Bild 3.12) und ein Stahlversagen in den Kopfbolzen zu erzielen.

Im Versuch B1-1 mit niedrigem Bewehrungsgrad wurde auf der lastabgewandten Seite ein Betonausbruch beobachtet. Nach Erreichen der Höchstlast stellte sich im Beton die für die Befestigungstechnik charakteristische Entfestigung des Betons ein, die durch den abfallenden Ast der Last-Verformungskurve gekennzeichnet war (vgl. Bild 3.12). Das Stahlversagen in der lastabgewandten Kopfbolzenreihe war weniger duktil und stellte sich schlagartig ein. Weitere Untersuchungen zum Materialverhalten der Kopfbolzen sind in Kapitel 3.4 beschrieben.

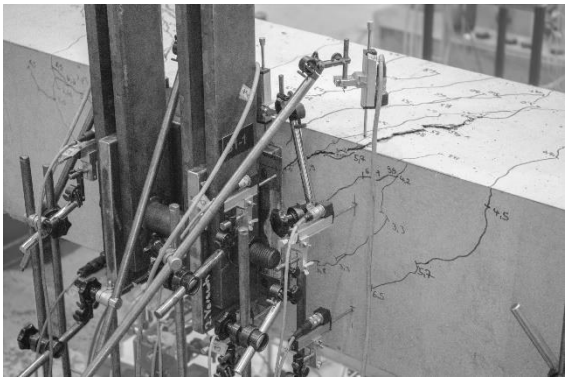


Bild 3.11: Rissbildung bei Versuchsdurchführung in Versuch B1-1

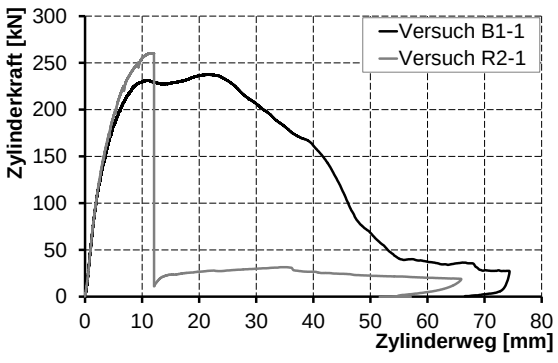


Bild 3.12: Kraft-Weg-Diagramm der Versuche B1-1 und R2-1

Bild 3.13: Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite im Versuch B1-1

Bild 3.14:Stahlversagen der Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seiten im Versuch R2-1

Über die DMS-Messungen konnte die Aktivierung der Rückhängebewehrung nachvollzogen werden. Im anfänglich elastischen Bereich der Last-Verformungskurve war keine Aktivierung der Bewehrung zu beobachten, da nur geringe Dehnungen gemessen werden konnten. Mit der Rissbildung ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe wurden auf der Bewehrung (DMS-40) Dehnungen gemessen. Aus den DMS-Messungen konnte nachvollzogen werden, dass sich die Querlast mit zunehmender Belastung auf die hintere Kopfbolzenreihe umlagerte, da der DMS-30 stärker aktiviert wurde. Während die Lasten in der vorderen Reihe etwa konstant blieben, nahmen die Beanspruchung der Bewehrung auf der lastabgewandten Seite zu und stiegen bis zur Höchstlast an. Zusätzlich war die zunehmende Zugbeanspruchung der Bewehrung über die Messergebnisse des DMS-10 nachvollziehbar. Im Versuch B1-1 mit Betonversagen auf der lastabgewandten Seite wurden Dehnungen im Fließbereich der Bewehrung gemessen.

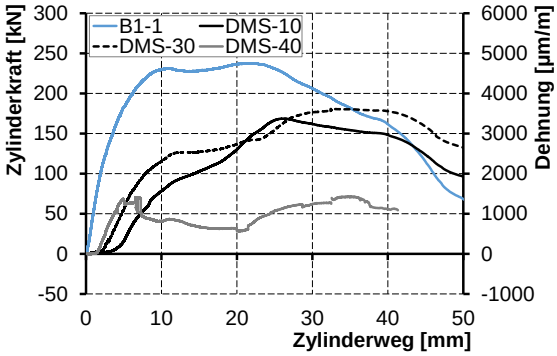


Bild 3.15: Aktivierung der Bewehrung im Versuch B1-1

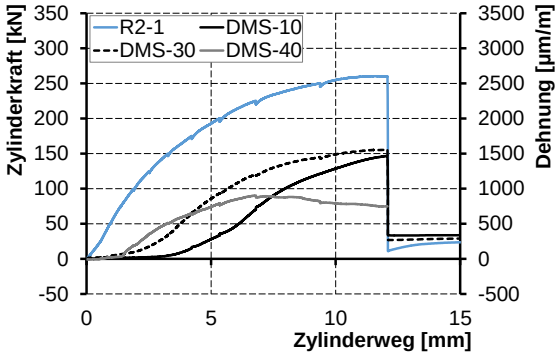


Bild 3.16: Aktivierung der Bewehrung im Versuch R2-1

Neben dem Bewehrungsgrad wurde der Einfluss der *Einbindelänge der Kopfbolzen* untersucht. Der volle Widerstand des Betonausbruchkegels unter Zug in Verbindung mit der Bewehrung kann nur vollständig aktiviert werden, wenn die Kopfbolzen ausreichend tief im Beton verankert sind. Der Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung stellt dabei ein zusätzlicher Versagensmechanismus dar, der als Grenzfall berücksichtigt werden muss, wenn Traglaststeigerungen durch den gemeinsamen Lastabtrag von Bewehrung und Beton berücksichtigt werden sollen. Im Versuch R4-1 wurden Kopfbolzen mit einer Gesamtlänge von h_n=100 mm verwendet, die so mit den Ergebnissen der Versuche mit längeren Kopfbolzen, z.B. Versuch B1-1 mit einer Gesamtlänge von h_n=150 mm, verglichen werden konnten.

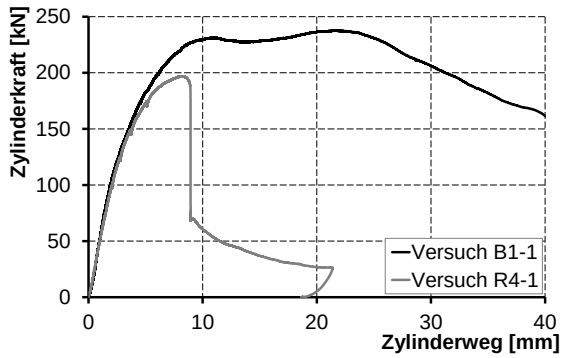


Bild 3.17: Kraft-Weg-Diagramm der Versuche B1-1 und R4-1

Bild 3.18: Betonausbruch zwischen der Bügelbewehrung auf der lastabgewandten Seite im Versuch R4-1

Im Versuch R4-1 konnte mit den kürzeren Kopfbolzen ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite zwischen der Bügelbewehrung erzielt werden (vgl. Bild 3.18). Dadurch war die Höchstlast ca. 20% geringer als im Versuch B1-1 mit längeren Kopfbolzen (vgl. Bild 3.17). Während die Anfangssteifigkeit der Versuche B1-1 und R4-1 vergleichbar war, fiel die Steifigkeit des Versuchs R4-1 mit zunehmender Rissbildung stärker ab und im Bereich nach Erreichen der Höchstlast stellte sich ein abruptes Versagen durch den Druckstrebenbruch ein.

Zwei der Versuche mit 2-seitigem Randabstand wurden in gerissenem Beton durchgeführt, um den Einfluss einer Vorschädigung auf das Last-Verformungsverhalten und die Tragfähigkeit des Anschlusses zu untersuchen. Hierfür wurden vor Versuchsdurchführung Risskeile im Bereich der lastabgewandten Kopfbolzenreihe in den Beton getrieben und eine Rissöffnung von $\Delta w = 0{,}35$ mm angestrebt (vgl. Bild 3.20). Mit Hilfe eines Schlitzblechs in Kombination mit einer Alufolie nach *Kuhlmann u.a. (2016-1)* wurde versucht, den Riss in der Achse der Kopfbolzen zu platzieren.

Über die Rissinduzierung konnte allerdings nur im Versuch R3-1(2) eine um ca. 8% geringere Traglast erreicht werden, obwohl allgemein bei Versuchen mit Rissinduzierung an einzelnen Verbindungsmitteln um 20 % bis 25 % geringere Traglasten beobachtet werden können. Im Versuch R3-1(1) lag die Höchstlast im Versuch mit Vorschädigung auf vergleichbarem Niveau, wie in Versuch R2-1 ohne Rissinduzierung (vgl. Bild 3.19). Es ist möglich, dass in diesem Versuch die Risse nicht exakt in der Achse der Kopfbolzen eingetrieben werden konnten und dadurch der Einfluss der Traglastreduzierung gering ist. Erschwerend kommt hinzu, dass in den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung ein relativ hoher Bewehrungsgrad konstruktiv vorgesehen werden musste, womit der Einfluss der Vorschädigung durch Risse im Beton reduziert werden kann.. Allerdings war in den Versuchen im gerissenen Beton eine geringere Anfangssteifigkeit zu beobachten (vgl. Bild 3.19).

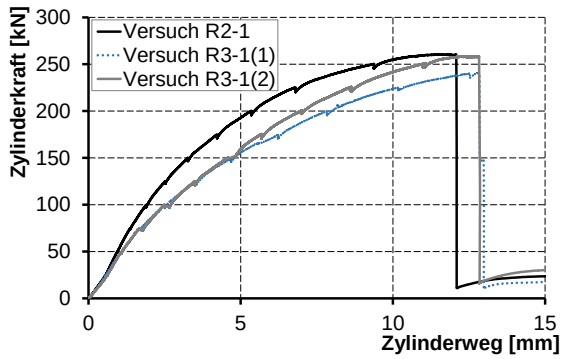


Bild 3.19: Kraft-Weg-Diagramm des Versuchs R2-1 ohne Rissinduzierung und der Versuche R3-1(1) und R3-1(2) mit Rissinduzierung

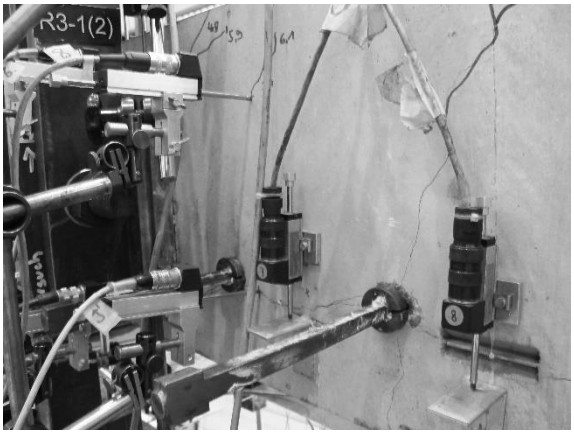


Bild 3.20: Versuch R3-1(2) mit Vorschädigung des Betons über Rissinduzierung durch Risskeile

3.2.3.3 Einfluss des Randabstandes auf das Tragverhalten

Der Einfluss des Randeinflusses wurde in der Versuchsserie 6 untersucht. Der Versuch R6-1-1 mit einem geringen Randabstand von c_1 = 75 mm der vorderen Kopfbolzenreihe zum Bauteilrand hatte eine um ca. 10% geringere Tragfähigkeit als der Versuch R2-1 mit einem Randabstand von c_1 = 100 mm.

In beiden Versuchen stellten sich vergleichbare Versagensmechanismen ein. Mit der anfänglichen Belastung bildete sich zunächst ein Betonkantenbruch ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe und die Lasten lagerten sich auf die hintere lastabgewandte Kopfbolzenreihe um. Auf Grund des hohen Bewehrungsgrades der Bügelbewehrung und die zunehmende Zugbeanspruchung in der lastabgewandten Kopfbolzenreihe, wurde diese Reihe bis zum Stahlversagen aktiviert. Im Versuch R6-1-1 konnte durch den reduzierten Bauteilrand zusätzlich eine geringere Anfangssteifigkeit im Versuch beobachtet werden (vgl. Bild 3.21). Es ist anzunehmen, dass durch den gleichen Bewehrungsgrad und durch die nur geringfügige Variation des Randabstands von 25 mm die Unterschiede zwischen den Versuchen R2-1 und R6-1-1 eher gering waren.

Mit der Vergrößerung des Randabstands auf c_1 = 200 mm im Versuch R6-2-1 konnte ein weiterer Versagensmechanismus erzeugt werden. Durch den größeren Randabstand wurde die Tragfähigkeit der vorderen Kopfbolzenreihe für den Versagensmechanismus Betonkantenbruch deutlich erhöht, so dass insgesamt eine größere Traglast erreicht wurde. Ergebnisse der DMS-Messungen zeigen eine Zunahme der Dehnungen der Bewehrung im Bereich der vorderen Kopfbolzenreihe bis zum Erreichen der Höchstlast. Es kann davon ausgegangen werden, dass sich im Versuch R6-2-1 die vordere Kopfbolzenreihe bis zur Höchstlast am Lastabtrag beteiligt hat (vgl. Auswertung der DMS-Messungen in Kapitel 3.2.3.4). Auf Grund des gesteigerten Traglastanteils der vorderen Kopfbolzenreihe wurde die Ankerplatte auf der lastabgewandten Seite aus dem Beton gehebelt und es konnte ein lastabgewandter Betonausbruch beobachtet werden.

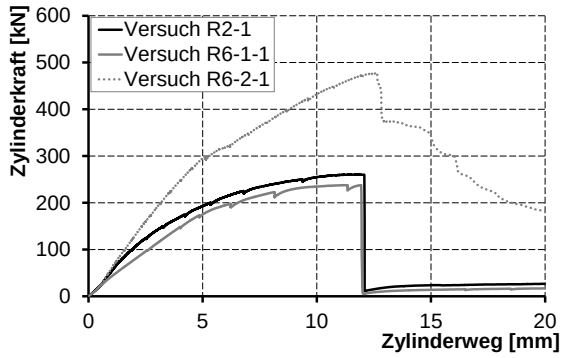


Bild 3.21: Kraft-Weg-Diagramm der Versuche R2-1 (c_1 = 100 mm), R6-1-1 (c_1 = 75 mm), R6-2-1 (c_1 = 200 mm)

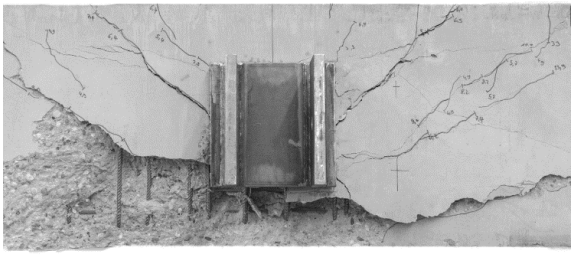


Bild 3.22: Versuch R6-2-1 mit Betonkantenbruch auf der lastabgewandten Seite

3.2.3.4 Aktivierung der Kopfbolzenreihen und der Bewehrung unter Querlast

Über die DMS-Messungen auf dem Kopfbolzenschaft wurden die Zugbeanspruchungen der einzelnen Kopfbolzenreihen abgeschätzt. Hierfür wurde der Mittelwert der jeweils paarweise angeordneten DMS gebildet, so dass Biegebeanspruchungen des Kopfbolzens ausgeglichen werden konnten. Aus den DMS-Messungen lässt sich als Ergebnis ableiten, dass in den Versuchen mit 2-reihiger Kopfbolzenordnung die hintere Kopfbolzenreihe über die gesamte Versuchsdurchführung auf Zug belastet wurde (vgl. Bild 3.23). In den Versuchen mit größerer Höchstlast konnten größere Dehnungen in den Kopfbolzen gemessen werden. Eine Auswertung der mittleren Normalkraftbeanspruchung in den Kopfbolzenreihen für die Validierung des analytischen Modells in Kapitel 5 ist in Tabelle 3.3 angegeben.

Tabelle 3.3: Normalkraftbeanspruchungen in den Kopfbolzenreihen bei Höchstlast [kN]

	B1-1	R2-1	R3-1(1)	R3-1(2)	R4-1	R5-1	R6-1-1	R6-2-1
Reihe 1	301	268	182	158	118	140	215	205
Reihe 2						58		
Reihe 3	102	-4	0	5	27	2	-25	41

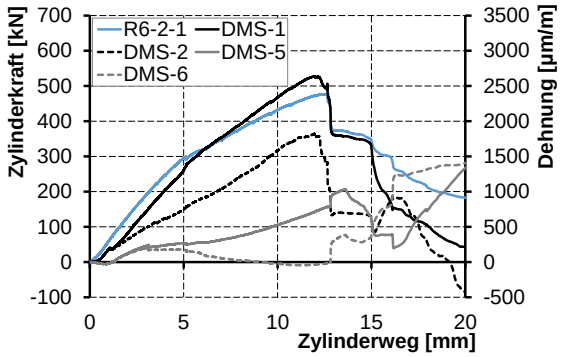


Bild 3.23: Normalkraftbeanspruchung in den Kopfbolzenreihen in Versuch R6-2-1

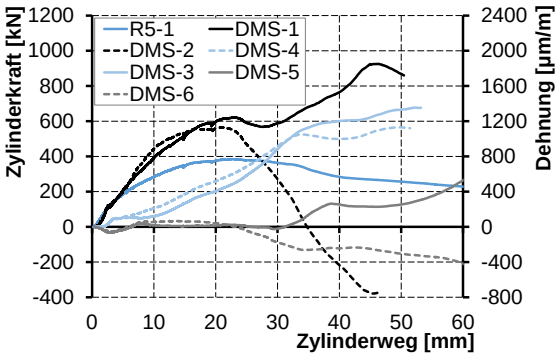


Bild 3.24: Normalkraftbeanspruchung in den Kopfbolzenreihen in Versuch R5-1

Druckbeanspruchungen konnten in der lastzugewandten Kopfbolzenreihe nur bei anfänglicher Belastung beobachtet werden (vgl. Bild 3.23). Es ist anzunehmen, dass durch den Betonkantenbruch ausgehend von der vorderen Reihe die Steifigkeit des Betons gering ist und auf Grund der großen Schubverformungen des Kopfbolzens im Schaft bei zunehmender Versuchsbelastung Zugkräfte gemessen werden können. Im Versuch R5-1 mit einer 3-reihigen Anordnung der Kopfbolzen wird bis zur Höchstlast eine elastische, lineare Verteilung der Normalkräfte gemessen (vgl. Bild 3.24).

Neben einer Auswertung der Querlastverteilung über numerische Untersuchungen nach Kapitel 4 können Rückschlüsse auf die Verteilung der Querlasten aus den DMS-Messergebnissen der Bewehrung geschlossen werden. Zusätzlich ist es möglich über die DMS-Messungen Informationen über die Aktivierung der Bügelbewehrung im Zug- und Querlastbereich der Ankerplatte zu erhalten. Über die DMS-Messungen auf den Bewehrungsbügeln in größerem Abstand von der Ankerplatte konnte der Lastabtrag und die Aktivierung des Betons nachvollzogen werden (vgl. Bild 3.25 bis Bild 3.28). Die Beanspruchungen im mittig angeordneten Bügel 1 und im Bügel 2 (vgl. Bild 3.25) waren miteinander vergleichbar.

Im mittleren Bewehrungsbügel wurden etwas größere Lasten gemessen (vgl. Bild 3.26 und Bild 3.27). Der Versagensmechanismus im Versuch R6-2-1 ist in Kapitel 3.2.3.3 beschrieben und ist in Übereinstimmung mit den Beobachtungen der DMS-Messungen. Bei anfänglicher Belastung wurde zunächst die vordere Kopfbolzenreihe stärker belastet. Ab etwa 50% der Höchstlast nehmen die Dehnungen im hinteren Teil der Bewehrung stärker zu und es kann davon ausgegangen werden, dass die Querlast vorwiegend über die hintere Kopfbolzenreihe übertragen wird. Allerdings konnte auch im Versuch R6-2-1 mit großem Randabstand beobachtet werden, dass die Zugbeanspruchungen im vorderen Teil des Bewehrungsbügels mit zunehmender Belastung weiter zunahmen, so dass davon ausgegangen werden kann, dass auch über die lastzugewandte Kopfbolzenreihe Querlasten in den Beton eingeleitet werden.

Die Dehnmessstreifen auf Bügel 3 mit größerem Abstand zur Ankerplatte wurden später aktiviert. Bis zu einer Belastung von ca. 50% der Höchstlast konnte im Bügel keine Dehnungen gemessen werden (vgl. Bild 3.28). Die DMS 10 bis 12, mit denen im lastabgewandten Bereich der Ankerplatte die Aktivierung der Bügel auf Zug gemessen wurde, wurden nicht bis zur Fließgrenze aktiviert, so dass durch die geringe Einbindelänge im Betonausbruchkegel von einem Verbundversagen der Bewehrungsbügel im Zugbereich ausgegangen werden kann. Eine Auswertung der Normalkräfte in den Bewehrungsbügeln ist in Tabelle 3.4 angegeben.

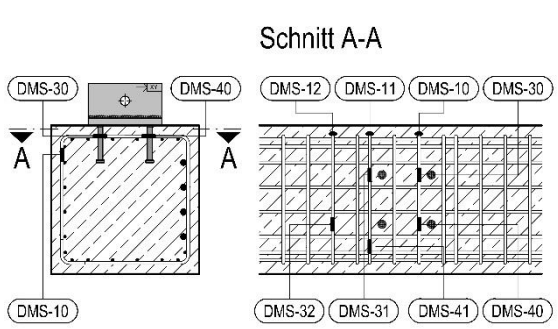


Bild 3.25: Anordnung der DMS in Versuch R6-2-1

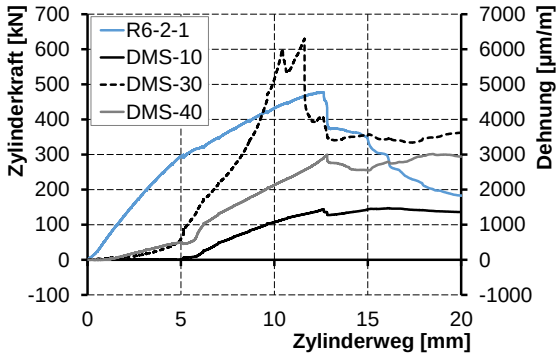


Bild 3.26: Normalkraftbeanspruchung in Bügel 1 des Versuchs R6-2-1

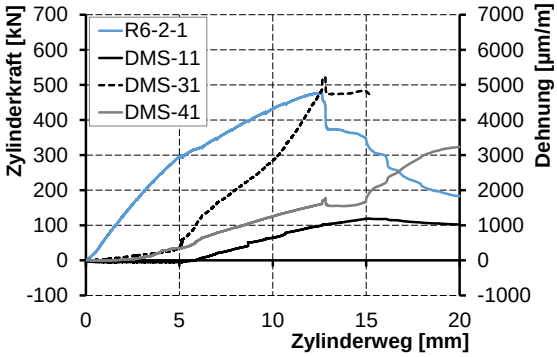


Bild 3.27: Normalkraftbeanspruchung in Bügel 2 des Versuchs R6-2-1

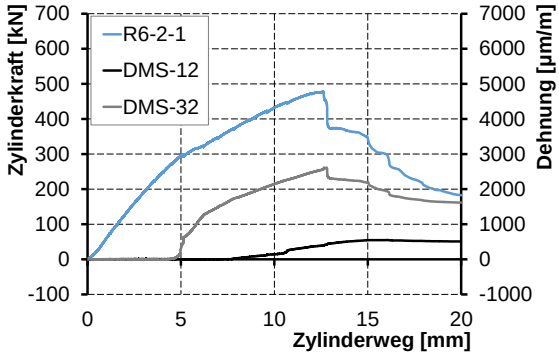


Bild 3.28: Normalkraftbeanspruchung in Bügel 3 des Versuchs R6-2-1

Tabelle 3.4: Normalkraftbeanspruchungen in den Bewehrungsbügeln bei Höchstlast der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss [kN]

	B1-1	R2-1	R3-1(1)	R3-1(2)	R4-1	R5-1	R6-1-1	R6-2-1
DMS 10	43	35	34	35	35	46	35	35
DMS 11	39	19	21	34	24	43	16	23
DMS 12	11	12	9	7	7	36	12	9
DMS 30	43	36	35	36	38	47	34	46
DMS 31	41	37	17	25	38	44	36	47
DMS 32	36	38	18	16	25	46	35	41
DMS 40	17	18	14	19	15	36	19	43
DMS 41	35	27	17	19	22	39	*)	36

*) DMS ohne verwendbares Messergebnis bei Höchstlast

Eine umfassende Darstellung der Ergebnisse der DMS-Messungen kann den Versuchsprotokollen des Versuchsberichts *Kuhlmann, Ruopp (2018)* entnommen werden, anhand derer die Lastverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen und die Aktivierung der Bügelbewehrung über den gesamten Belastungsverlauf nachvollzogen werden kann.

3.2.4 Zusammenfassende Darstellung der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss

In den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss wurden durch die Parametervariation nach Kapitel 3.2.2.1 unterschiedliche Versagensmechanismen erreicht. Mit einer gezielten Zulage von Bewehrungsbügeln im Bereich der Ankerplatten konnte die Tragfähigkeit des Betons soweit gesteigert werden, dass ein Stahlversagen der Kopfbolzen maßgebend wurde (vgl. Kapitel 3.2.3.2). Allerdings ist zu berücksichtigen, dass das Stahlversagen der höherfesten Kopfbolzen keine ausgeprägte Duktilität hatte. Das Versagen stellte sich schlagartig ohne entsprechende Ankündigung ein. Die Verschweißungen der Kopfbolzen waren in

den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss alle unauffällig, so dass für diese Versuche die volle Stahltragfähigkeit angenommen werden kann. Weitere Angaben zum höherfesten Werkstoff der Kopfbolzen und der Schweißnahtqualität sind im Kapitel 3.4 gegeben.

Mit der Variation des Randabstandes konnte gezeigt werden, dass mit einer Vergrößerung des Randabstandes die Tragfähigkeit in der lastzugewandten Kopfbolzenreihe gesteigert wurde und ein Betonversagen auf der lastabgewandten Seite durch die Zugbeanspruchung maßgebend wurde. Allerdings war hierfür mit einem Abstand von c_1 = 200 mm ein vergleichsweiße großer Randabstand erforderlich. Für die Versuche mit kleineren Randabständen von c_1 = 75 mm und c_1 = 100 mm war der Betonkantenbruch, ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe, ausschlaggebend für das Versagen, allerdings nicht der eigentliche Versagensmodus. Ergebnis der DMS-Messungen auf der Bewehrung war, dass sich die Lasten auf die hintere(n) Kopfbolzenreihe(n) umlagerte(n). Mit zunehmender Belastung des Anschlusses wurde die hintere Kopfbolzenreihe neben der Querlast, auch zunehmend auf Zug beansprucht, da die aufgebrachte Last exzentrisch in die Ankerplatte eingeleitet wurde. Daher war die Auslegung der hinteren Kopfbolzenreihe entscheidend für das Versagen des Anschlusses. Bei kurzen Kopfbolzen, bei einer dreireihigen Anordnung der Kopfbolzen und in den Versuchen mit geringem Bewehrungsgrad bildete sich ein lastabgewandtes Betonversagen. In den Versuchen mit höherem Bewehrungsgrad stellte sich ein Stahlversagen in der lastabgewandten Kopfbolzenreihe ein.

Über die DMS-Messungen wurden Rückschlüsse auf die Verteilung der Normal- und Querlasten gezogen (vgl. Kapitel 3.2.3.4). Allerdings sind weitere numerische Untersuchungen in Bezug auf den Querlastabtrag und die Aktivierung der Reibungskräfte erforderlich (vgl. Kapitel 4). Da der Reibungsanteil im Druckbereich der Ankerplatte übertragen wird und sich genau dieser Bereich bei einem Betonkantenbruch dem Lastabtrag entzieht, ist eine genaue Auswertung dieser Komponente erforderlich.

Während einerseits durch die Rissinduzierung nur ein geringer Einfluss einer Vorschädigung auf die Höchstlast festgestellt wurde, war bei Berücksichtigung des Last-Verformungsverhaltens eine geringere Anfangssteifigkeit festzustellen. Im Versuch mit höherfestem Beton C50/60 konnte kein direkter Einfluss der Betonfestigkeit auf die Steifigkeit festgestellt werden.

Die Versuche des Vorhabens stellen eine geeignete Erweiterung der Untersuchungen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* dar. Die Versagensmechanismen der beiden Forschungsvorhaben sind gut miteinander vergleichbar, da die Konfiguration der Versuchskörper aufeinander aufbauen. In den Versuchen von *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* wurden neben der Variation der Lastexzentrizität auch Versuche mit reiner Zugbeanspruchung durchgeführt. In diesem Vorhaben ist es durch die Variation des Randabstandes, der Verankerungslänge, der Anzahl an Kopfbolzenreihen und der Betonfestigkeit gelungen, weitere Versuchsparameter zu ergänzen. Somit ist es möglich, das von *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* vorgestellte kraftbasierte Bemessungsmodell weiter zuzuschärfen.

3.3 Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss

3.3.1 Allgemeines

Die Anschlusssituation von Brückenlagern an Widerlager wurde in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss untersucht. Für den Höhenausgleich auf der Lagerbank werden in der Praxis die Lager auf Lagersockel gesetzt, deren Tragfähigkeit insbesondere bei Horizontallasten durch die Bauteilränder beeinflusst wird. Für die Entwicklung eines analytischen Bemessungsmodells für diese Anschlusssituation wurden im Rahmen des Vorhabens 17 Versuche unter Querlast mit 4-seitigem Randeinfluss durchgeführt. Im Folgenden werden diese Versuche beschrieben. Die Materialkennwerte der Versuche sind im Kapitel 3.4 dargestellt.

Die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss wurden mit und ohne Fixierung der Ankerplatte durchgeführt. Ziel der Versuche mit Fixierung war, die Tragfähigkeit bei reiner Schubbeanspruchung für die Entwicklung des analytischen Bemessungsmodells nach Kapitel 5 erfassen zu können. Darüber hinaus wurde bei den Versuchen mit Fixierung der Ankerplatte eine mögliche Einbausituation, wie z.B. für die einer Brückenlagerung, anwendungsnah abgebildet.

3.3.2 Versuchsdurchführung

3.3.2.1 Versuchsprogramm

Die Versuchsparameter der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss wurden nach Kapitel 3.1 variiert. Es wurden identische Parameter wie in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss nach Kapitel 3.2 gewählt, um auf diese Weise den Einfluss der Bauteilränder zu erfassen. Aufbauend auf den Basisversuchen der Serie 1 mit kleinerem Bewehrungsgrad wurde in der 2. Versuchsserie der Bewehrungsgrad erhöht und die Versuche der Serie 3 in gerissenem Beton durchgeführt. In der vierten Versuchsserie wurde die Einbindelänge der Kopfbolzen reduziert, um einen Betonausbruch zwischen der Bewehrung zu zu lassen. Zusätzlich wurde die Festigkeit der Kopfbolzen variiert, so dass das Tragverhalten bei der Anwendung von normalfesten Kopfbolzen untersucht werden konnte. In Versuchsserie 5 wurden Ankerplatten mit einer mehrreihigen Kopfbolzenanordnung und in der 6. Versuchsserie wurde der Einfluss der Bauteilränder und der Betonfestigkeit untersucht. Die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss wurden mit und ohne Fixierung der Ankerplatte durchgeführt. Ziel der Versuche mit Fixierung war, die Tragfähigkeit bei reiner Schubbeanspruchung für die Entwicklung des analytischen Bemessungsmodells nach Kapitel 5 erfassen zu können. Darüber hinaus wurde bei den Versuchen mit Fixierung der Ankerplatte eine mögliche Einbausituation, wie z.B. für die einer Brückenlagerung, anwendungsnah abgebildet.

Tabelle 3.5: Versuchsprogramm der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss

Serie	Versuch	Randeinfluss	Lagerung	Einbindelänge	Randabstand	Anzahl der Kopfbolzen	Bewehrungsgrad	Zustand Beton	Betongüte	Festigkeit Kopfbolzen
1	**B1-2**	4-seitig	frei	150	100	4	niedrig	ungerissen	C20/25	S235J2+C450
	B1-3	4-seitig	gehalten	150	100	4	niedrig	ungerissen	C20/25	S235J2+C450
2	**R2-2**	4-seitig	frei	150	100	4	hoch	ungerissen	C20/25	K800
	R2-3	4-seitig	gehalten	150	100	4	hoch	ungerissen	C20/25	K800
3	**R3-2(1)**	4-seitig	frei	150	100	4	hoch	gerissen	C20/25	K800
	R3-2(2)	4-seitig	frei	150	100	4	hoch	gerissen	C20/25	K800
4	**R4-2**	4-seitig	frei	100	100	4	hoch	ungerissen	C20/25	K800
	R4-1-3	4-seitig	gehalten	100	100	4	hoch	ungerissen	C20/25	K800
	R4-2-3	4-seitig	gehalten	100	100	4	hoch	ungerissen	C20/25	S235J2+C450
5	**R5-2**	4-seitig	frei	200	100	9	hoch	ungerissen	C20/25	K800
	R5-3	4-seitig	gehalten	200	100	9	hoch	ungerissen	C20/25	K800
6	**R6-1-2**	4-seitig	frei	150	75	4	hoch	ungerissen	C20/25	K800
	R6-2-2	4-seitig	frei	150	200	4	hoch	ungerissen	C50/60	K800
	R6-1-3	4-seitig	gehalten	150	75	4	hoch	ungerissen	C20/25	K800
	R6-2-3	4-seitig	gehalten	150	200	4	hoch	ungerissen	C50/60	K800
	R6-3-3	4-seitig	gehalten	200	75	4	hoch	ungerissen	C50/60	K800
	R6-4-3	4-seitig	gehalten	200	200	4	hoch	ungerissen	C50/60	K800

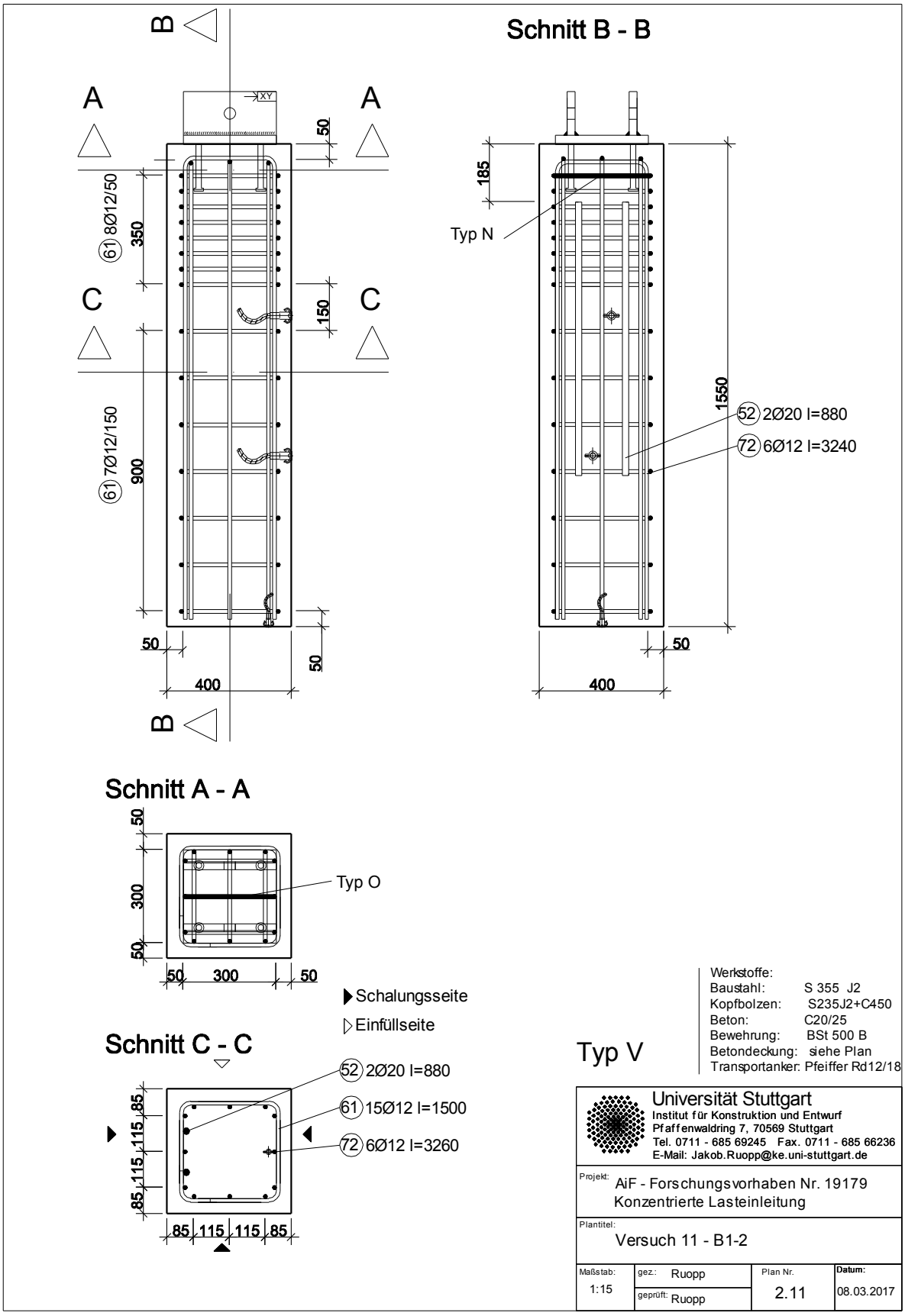


Bild 3.29: Schal- und Bewehrungsplan des Versuchskörpers B1-2

3.3.2.2 Versuchskörper

Die Geometrie der Versuchskörper wurde in Anlehnung an die Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss nach Kapitel 3.2 entwickelt. Dabei wurden die Ankerplatten stirnseitig auf das Ende eines stützenförmigen Bauteils einbetoniert (vgl. Bild 3.29). Um die Versuchsergebnisse miteinander vergleichen zu können, wurden für die Ankerplatten sowie, die Betonkörper vergleichbare Abmessungen gewählt. Bzgl. der Querschnittsabmessungen des Betonquerschnitts wurden in Anlehnung an die Vorgaben der Richtzeichnungen der Bundesanstalt für Straßenwesen *RiZ-ING 2015* Anschlüsse mit einem geringeren Randabstand der Kopfbolzen gewählt (vgl. Bild 3.30). Die Versuche sind Grundlage für die Entwicklung eines analytischen Bemessungsmodells nach Kapitel 5 für Anschlussbereiche wie Lagersockel auf Basis neuerer Ansätze der Befestigungstechnik. Die Versuchskörper wurden daher so ausgelegt, dass ein Bauteilversagen des Betonquerschnitts (z.B. Querkraft- und Momentenversagen durch Fließgelenkbildung) ausgeschlossen werden konnte. Dies führte zu einer vergleichsweisen stark ausgebildeten Längsbewehrung im Bereich der Lasteinleitung (vgl. Bild 3.29), die auf Grund des ausreichenden Abstands zur Ankerplatte keinen Einfluss auf die lokale Lasteinleitung hatten.

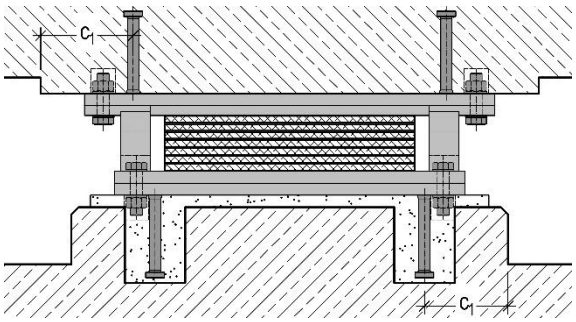


Bild 3.30: Elastomerlager mit Festhaltekonstruktion nach *RiZ-ING 2015*

Im Folgenden wird die Umsetzung der Parameter nach Kapitel 3.1 im Rahmen des Entwurfs der Versuchskörpergeometrie kurz dargestellt. In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss wurde über die Fixierung ein Abheben der Ankerplatte im zugbeanspruchten Teil der Ankerplatte verhindert (vgl. Bild 3.31). Auf diese Weise war es möglich die Komponenten unter Querlast isoliert zu betrachten. Die Fixierung wurde über einen Druckstempel ausgeführt, bei dem mit Hilfe von DMS-Messungen Informationen über die Druckbeanspruchungen gewonnen werden konnten. Der Versuchsaufbau ist im Detail in Kapitel 3.3.2.3 und der Einfluss der Fixierung in Kapitel 3.3.3.2 beschrieben. Mit einer geeigneten Anordnung von Zulagenbewehrung im Bereich der Ankerplatte konnte die Tragfähigkeit des Anschlusses gesteigert werden. Der Bewehrungsgrad wurde in den Versuchen der Serie 2 bis 6 über die Anordnung von zusätzlichen U-Bügeln nach Bild 3.32 und Bild 3.33 erhöht. Der Einfluss auf den Versagensmechanismus und die Traglast ist in Kapitel 3.3.3.3 dargestellt.

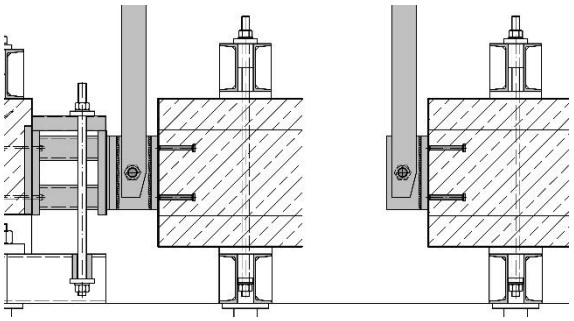


Bild 3.31: Versuch mit Fixierung der Ankerplatte (links) und ohne Fixierung der Ankerplatte (rechts)

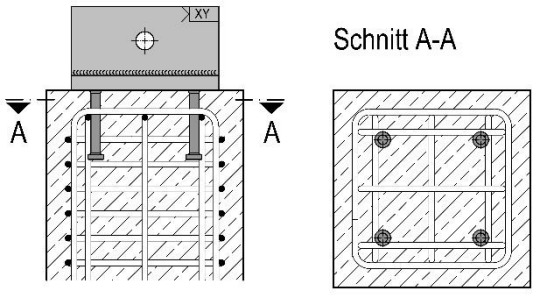


Bild 3.32: Bewehrungsanordnung in Versuch B1-2

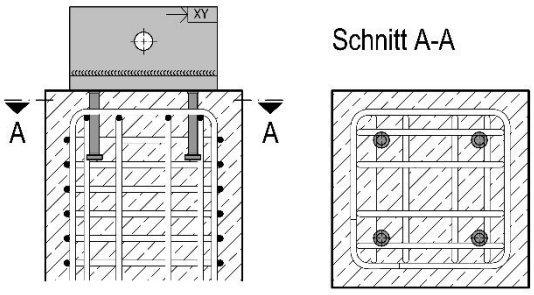


Bild 3.33: Bewehrungsanordnung in Versuch R2-2

Im Bereich von Lagersockeln werden im Allgemeinen große Randabstände gefordert, da sich der Betonausbruchkegel nicht vollständig ausbilden kann und der Spannungszustand im Bereich des Betons durch die Bauteilränder gestört ist. Zur Untersuchung des Einflusses des Randabstandes wurde der Randabstand der Kopfbolzen variiert. Die Versuche der Serie 1 bis 5 wurden mit einem Randabstand der vorderen Kopfbolzenreihe von 100 mm durchgeführt. In der sechsten Versuchsserie wurde ein zum Basisversuch vergleichsweise kleiner Randabstand mit 75 mm und ein größerer Randabstand mit 200 mm gewählt, um den Einfluss auf das Tragverhalten zu zeigen. Mit zunehmendem Randabstand der Ankerplatte

kann insbesondere die Tragfähigkeit der vorderen Kopfbolzenreihe erhöht werden, so dass ein theoretisches Aushebeln der Ankerplatte auf der lastabgewandten Seite möglich wäre (vgl. Bild 3.34 und Bild 3.35). Die Versuchsergebnisse der Untersuchungen zum Randeinfluss sind in Kapitel 3.2.3.3 dargestellt.

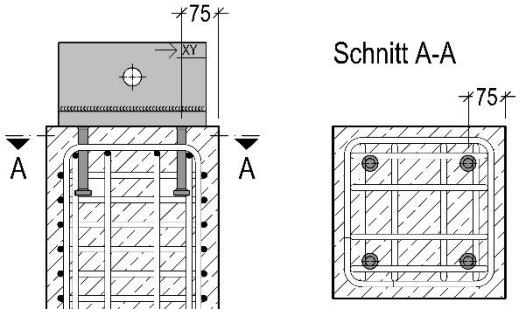


Bild 3.34: Minimaler Randabstand im Versuch R6-1-2

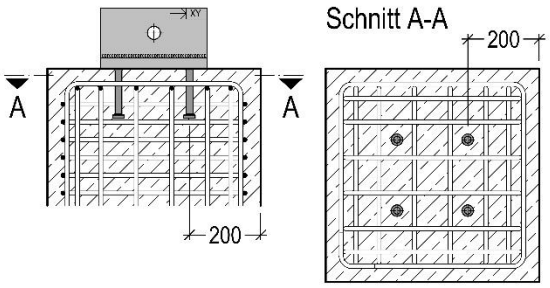


Bild 3.35: Maximaler Randabstand in Versuch R6-2-1

Mit der Variation der Einbindelänge in der Versuchsserie 4 sollte gezeigt werden, dass die Tragfähigkeit der Ankerplatte über eine Zulagebewehrung nicht unbegrenzt gesteigert werden kann, da ein Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung möglich ist. Während in den Versuchen der Serie 1-3 und 6 Kopfbolzen mit einer Länge von 150 mm verwendet wurden, wurde im Versuch R4-1-3 und R4-2-3 die Verankerungslänge auf 100 mm reduziert und in der Serie 5 Kopfbolzen mit einer Verankerungslänge von 200 mm aufgeschweißt. Zusätzlich wurden die Kopfbolzen in Serie 5 dreireihig angeordnet, um die elastische Verteilung der Zugkräfte überprüfen und den Betonquerschnitt voll aktivieren zu können. Der Einfluss der Einbindelänge nach Bild 3.36 ist in Kapitel 3.3.3.3 und der Einfluss der Lastverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen ist in Kapitel 3.3.3.4 beschrieben. Neben der Einbindelänge wurde in der vierten Versuchsserie zusätzlich Versuche mit normalfesten Kopfbolzen durchgeführt, so dass der Einfluss des Materialverhaltens auf das Tragverhalten erfasst werden konnte.

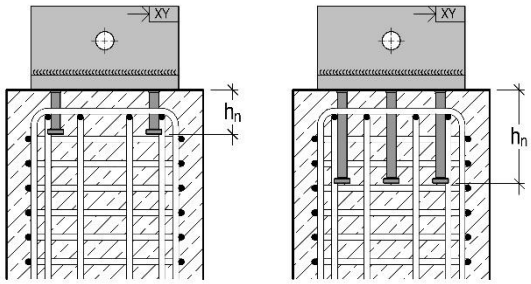


Bild 3.36: Versuch R4-2 mit kurzer Einbindelänge der Kopfbolzen (links) und Versuch R5-2 mit mehrreihiger Dübelanordnung (rechts)

Für die Untersuchung des Einflusses der Rissbildung im Beton wurden in den Versuchskörpern der Serie 3 Schlitzbleche einbetoniert. Auf diese Weise konnten Risse in der Achse der auf Zug beanspruchten, lastabgewandten Kopfbolzenreihe installiert werden. Über das Eintreiben von Risskeilen wurde eine Rissbreite von $\Delta w = 0{,}35$ mm angestrebt. Die Versuche wurden doppelt durchgeführt, um Streuungen durch die Rissinduzierung zu erfassen. Die Ergebnisse der Versuche in gerissenem Beton mit Rissblech nach Bild 3.37 sind in Kapitel 3.3.3.3 dargestellt.

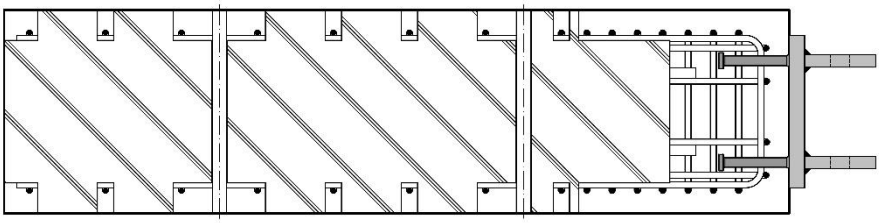


Bild 3.37: Versuch R3-2(1) mit Rissblech

3.3.2.3 Versuchsaufbau

Die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss wurden ebenfalls auf dem Spannfeld der *Materialprüfanstalt der Universität Stuttgar*t durchgeführt. Der Versuchsaufbau wurde überarbeitet und auf die Situation der Versuche mit mehrseitigem Randeinfluss angepasst. Der Versuchskörper wurde über Doppel-U-Profile abgespannt. Im Bereich der Lasteinleitung hatten die U-Profile von der Ankerplatte einen Abstand von 250 mm. Somit wurde in den Versuchen ein Lagersockel mit einer Höhe von 250 mm untersucht. Das Tragverhalten für weitere Lagersockelhöhen kann über numerische Untersuchungen nach Kapitel 4.3 untersucht werden. In den Versuchen ohne Fixierung wurde die Querkraft mit einer Exzentrizität von 100

mm über Zuglaschen in den Anschluss eingeleitet. Auf Grund der Exzentrizität entstanden Zugkräfte und daher eine kombinierte Beanspruchung durch Zug und Querlast auf der lastabgewandten Seite der Ankerplatte (vgl. Bild 3.38 und Bild 3.39).

In den Versuchen mit Fixierung wurde die Ankerplatte über einen Druckstempel festgehalten. Auf diese Weise wurde ein Abheben der Ankerplatte im lastabgewandten Zugbereich verhindert. Der Druckstempel wurde an einem Widerlager befestigt, das auf den Boden und den Sockel des Portalrahmens abgespannt wurde. Im Bereich der Kontaktfläche zwischen Ankerplatte und Druckstempel wurde ein Polyamid eingebaut, das lokal hohe Pressungen aufnehmen konnte. Dieses wurde in einer Kammerung des Druckstempels eingebaut. Auf den Fahnenblechen der Ankerplatte wurde stirnseitig zusätzlich eine Kopfplatte mit aufgeschweißtem Edelstahlblech als Kontaktelement zwischen Ankerplatte und Gleitschicht eingebaut. Vor Versuchsdurchführung wurde der Kontaktbereich zwischen Druckstempel und Ankerplatte mit Brückenlagerfett eingerieben, so dass von einer maximalen Reibung von ~1% ausgegangen werden konnte.

Die aus der Fixierung resultierenden Druckkräfte konnten über die DMS der einzelnen Säulen des Druckstempels (Vier HP 240x100x10) während des Versuchsverlaufs aufgezeichnet werden. Die den DMS-Messungen zugeordneten Spannungen im Druckstempel wurden über Kalibrierversuchen ermittelt. Eine Auswertung dieser Messergebnisse ist in Kapitel 3.3.3.2 und im Detail in *Mühlbauer (2018)* angegeben. Vor der Versuchsdurchführung wurde der gesamte Versuchskörper mit einer Stellringpresse in Richtung Druckstempel und Widerlager gedrückt, so dass alle Versuche mit Fixierung bei Belastungsbeginn ganzflächig mit dem Druckstempel verbunden waren. Auf die Stellringpresse wurde ein Druck von 10 bar erzeugt. Dies entsprach nach dem Ergebnis von Kalibrierversuchen einer Druckkraft von 13 KN ± 1 kN.

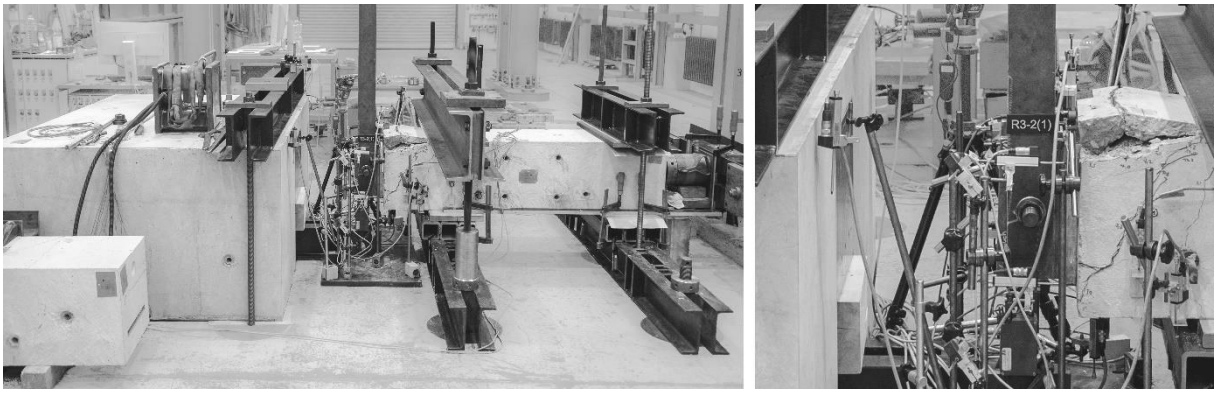


Bild 3.38: Versuchsaufbau der Versuche ohne Fixierung mit Detail

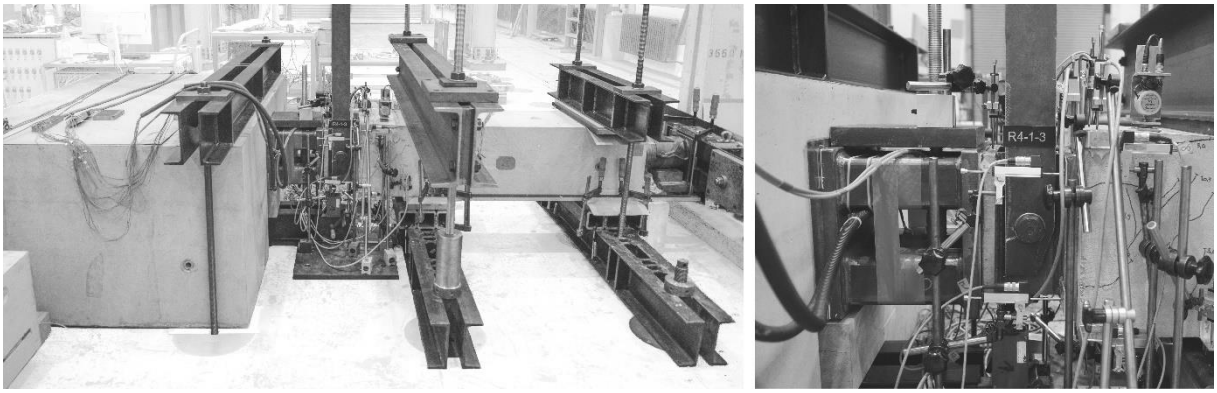


Bild 3.39: Versuchsaufbau der Versuche mit Fixierung mit Detail

3.3.2.4 Messkonzept

In den Versuchen mit 4-seitigem Randabstand wurden die Verformungen des Versuchskörpers mit Hilfe von Wegaufnehmern (WA) erfasst (vgl. Bild 3.40). Die Wegaufnehmer wurden so angebracht, dass der Betonkantenbruch in Belastungsrichtung (WA 15 und WA 16), der Betonausbruch auf der lastabgewandten Seiten (WA 3), die Verdrehung der Ankerplatte (WA 1, WA 2, WA 5, WA 6), das Abheben des Versuchskörpers (WA 9-11) und der Weg im Bereich der Lasteinleitung (WA 12) erfasst werden konnten. Die relative Verschiebung der Ankerplatte zum Druckstempel wurde mit dem WA 4 in den Versuchen mit Fixierung gemessen. Im Versuchsverlauf wurden Wegaufnehmer im Bereich der Risse angebracht, um den Rissfortschritt erfassen zu können.

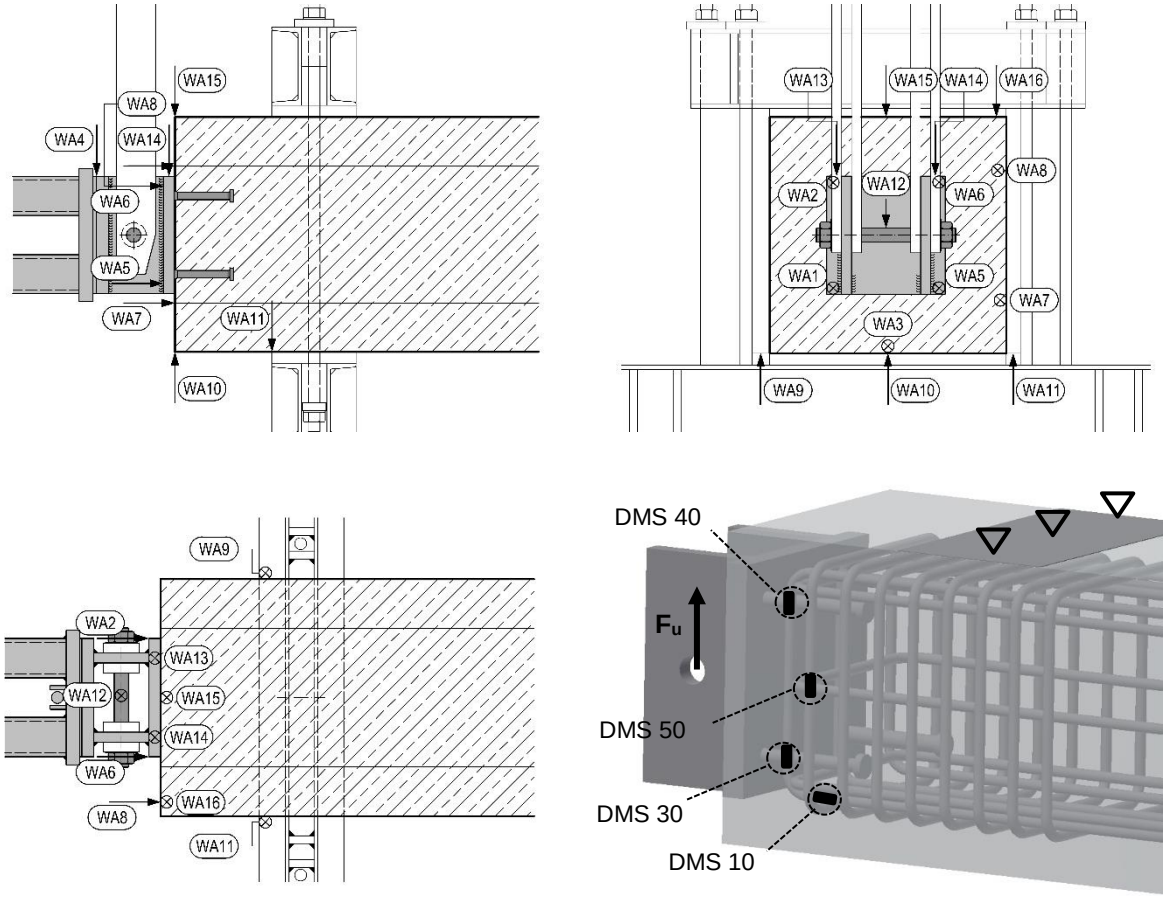


Bild 3.40: Messkonzept der Versuche mit 4-seitigem Randabstand und Fixierung

Die Dehnungen in der Bewehrung wurden mit DMS erfasst, die vergleichbar zu den Versuchen mit 2-seitigem Randabstand nach Kapitel 3.2.2.4 angeordnet wurden. Hierfür wurden DMS auf der Bewehrung in der Achse der jeweiligen Kopfbolzenreihen im Bereich der zu erwartenden Risse angeordnet. Über die DMS konnten die Zugbeanspruchungen im lastabgewandten Bereich und die Dehnungen der Bewehrung in den Achsen der Kopfbolzenreihen durch die Schubverformung erfasst werden.

Zusätzlich wurde über die DMS-Messungen auf den Kopfbolzen die Normalkraftverteilung innerhalb der Ankerplatte erfasst. Insbesondere für die Versuchsserie mit einer mehrreihigen Anordnung der Kopfbolzen waren Informationen in Bezug auf die Lastverteilung wesentlich. Bei allen Versuchsserien wurden in jeder Kopfbolzenachse paarweise DMS in der Mitte eines Kopfbolzenschaftes angeordnet. Die Anordnung und Bezeichnung der DMS auf der Bewehrung ist in Bild 3.40 angegeben.

Auf dem Druckstempel wurden auf jeder Säule jeweils vier DMS mittig angeordnet, um die Kräfte im Druckstempel erfassen zu können. Der Druckstempel wurde auf eine maximale Druckkraft von 2 MN so dimensioniert, dass bis zum Erreichen der Höchstlast ausschließlich elastische Verformungen auf den einzelnen Säulen des Druckstempels gemessen wurden. Die Messergebnisse des Druckstempels sind in Kapitel 3.3.3.2 beschrieben.

3.3.3 Versuchsergebnisse

3.3.3.1 Allgemeines

Die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss waren die Grundlage für die Kalibrierung des numerischen Modells nach Kapitel 4 und für die Validierung des analytischen Bemessungsmodells nach Kapitel 5. Im Folgenden werden die wesentlichen Versuchsergebnisse dargestellt. Eine detaillierte Darstellung der Versuchsergebnisse erfolgt in *Kuhlmann, Ruopp (2018)*. Die Versuchsauswertung wird anhand der verschiedenen Versuchsparameter nach Kapitel 3.3.3.2 bis 3.3.3.4durchgeführt. Die Materialkennwerte der Versuche sind in Kapitel 3.4.2 angegeben.

Mit der Parametervariation konnten in den Versuchen unterschiedliche Versagensmechanismen erzeugt werden. In Tabelle 3.6 sind die Höchstlasten der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss dargestellt. Um

die Versuchsergebnisse der Versuche mit Betonversagen miteinander zu vergleichen, wurden die Höchstlasten der Versuche nach Gleichung (3.1) normiert.

Tabelle 3.6: Tatsächliche und normierte Höchstlasten der Versuche mit 4-seitigem Randabstand

Serie	Versuch	Versagensart	Höchstlast F_u [kN]	Betonfestigkeit $f_{c,cube\ 150}$ [N/mm²]	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} [N/mm²]	Normierte Höchstlast $F_{u,n}$ [kN]
1	**B1-2**	Betonversagen	203,60	31,1	25,2	207,0
	B1-3	Betonversagen	453,92	30,9	25,0	462,9
2	**R2-2**	Stahlversagen	*219,09**)	33,1	26,8	219,1
	R2-3	Stahlversagen	*329,29**)	33,0	26,7	329,3
3	**R3-2(1)**	Stahlversagen	*220,78**)	32,6	26,4	220,8
	R3-2(2)	Stahlversagen	238,39	32,9	26,6	238,4
4	**R4-2**	Betonversagen	160,35	31,4	25,4	162,2
	R4-1-3	Stahlversagen	*298,01**)	32,1	26,0	298,0
	R4-2-3	Stahlversagen	376,11	32,4	26,2	376,1
5	**R5-2**	Betonversagen	396,42	32,3	26,2	395,4
	R5-3	Stahlversagen	*683,59**)	31,6	25,6	683,6
6	**R6-1-2**	Stahlversagen	*212,80**)	30,4	24,6	212,8
	R6-2-2	Stahlversagen	*414,77**)	64,7	52,4	414,8
	R6-1-3	Stahlversagen	*302,28**)	30,6	24,8	302,3
	R6-2-3	Stahlversagen	634,19	65,0	52,7	634,2
	R6-3-3	Stahlversagen	350,96	67,0	54,3	351,0
	R6-4-3	Stahlversagen	621,28	66,2	53,6	621,3
Mittelwert C20/25					$f_{cm,cube,n} = 32{,}1$	
Mittelwert C50/60					$f_{cm,cube,n} = 67{,}3$	

*) Versuch mit sichtbarer Porenbildung im Bereich der Verschweißung der Kopfbolzen

In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss konnten nach Versuchsdurchführung in einem Teil der Verschweißungen der Kopfbolzen eine unterschiedlich stark ausgeprägte Porenbildung festgestellt werden. Aufgrund der Porenbildung wurde die Querschnittsfläche reduziert und die Stahltragfähigkeit konnte nicht voll ausgenutzt werden. Auf diese Weise kam es in Versuchen zum vorzeitigen Stahlversagen, in denen eigentlich nach rechnerischer Auslegung der Versuchskörper ein Betonversagen maßgebend gewesen wäre. Die Versuche mit einer auffälligen Porenbildung im Bereich der Verschweißung sind in Tabelle 3.6 kursiv dargestellt. Eine genauere Beurteilung und Auswertung der Bruchflächen und des Materialverhaltens der Kopfbolzen wird in Kapitel 3.4.3 dokumentiert.

3.3.3.2 Einfluss der Fixierung der Ankerplatte auf das Tragverhalten

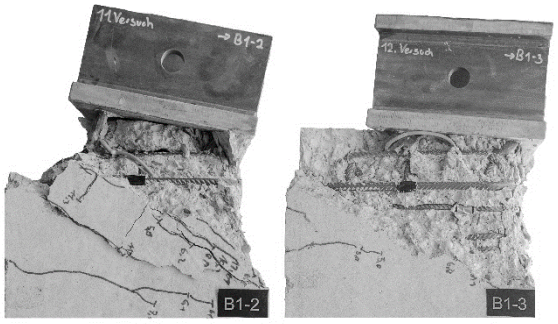


Bild 3.41: Versagensmechanismen des Versuchs B1-2 ohne Auflast (links) und des Versuchs B1-3 mit Auflast (rechts)

Numerische Voruntersuchungen zu Ankerplatten mit einer Fixierung nach *Bernhart (2016)* hatten als Ergebnis, dass die Tragfähigkeit von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton über eine Auflast deutlich gesteigert werden kann. Im Bereich von Brückenlagern sind Ankerplatten in der Regel durch Eigengewicht und Verkehrslasten überdrückt, so dass die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss mit und ohne Fixierung der Ankerplatte durchgeführt wurden (vgl. Kapitel 3.3.3.2). Da die Erzeugung einer Auflast durch einen zusätzlich horizontal liegenden Hydraulikzylinder aufwändig und in der Form im Forschungsantrag nicht berücksichtigt war, wurde der Effekt durch eine Fixierung der Ankerplatte hergestellt. Auf diese Weise konnte eine reine Querlastbeanspruchung der Ankerplatte mit Überdrückung der auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihen erzeugt werden. Ein vergleichbares Vorgehen für die Bestimmung der Tragfähigkeit unter Querlast zum Bauteilrand ohne den Einfluss einer externen Zugbeanspruchung ist in *Eligehausen u.a. (2016)* beschrieben.

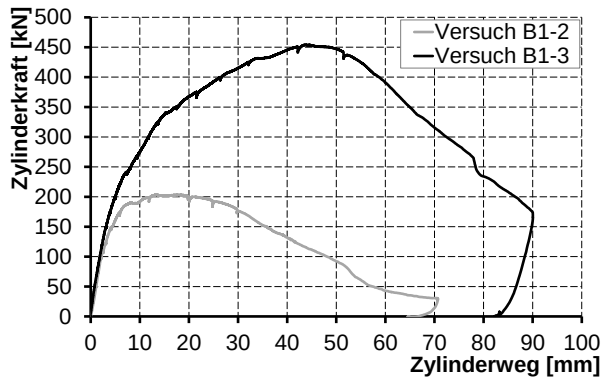


Bild 3.42: Vergleich der Last-Verformungskurven der Versuche B1-2 ohne Auflast und B1-3 mit Auflast

In den Versuchen mit Fixierung der Ankerplatte und der resultierenden reinen Querlastbeanspruchung konnte ein anderes Versagen beobachtet werden als in den Versuchen mit freier Lagerung (vgl. Bild 3.41). Auf Grund der exzentrischen Beanspruchung (e=100 mm) des Anschlusses wurden die Kopfbolzen im Versuch B1-2 auf der lastabgewandten Seite auf Zug beansprucht und es stellte sich neben dem Betonkantenbruch zu den Bauteilrändern ein Versagen durch einen Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite ein. Im Versuch mit Fixierung der Ankerplatte konnte, ausgehend von beiden Kopfbolzenreihen, ein Betonkantenbruch zu den angrenzenden Bauteilrändern beobachtet werden.

In den niedrig bewehrten Basisversuchen mit normalfesten Kopfbolzen wurde ein duktiles Tragverhalten beobachtet. Nach Erreichen der Höchstlast stellte sich in den Versuchen ein für das Betonversagen charakteristisch entfestigender Bereich ein. Bemerkenswert waren die Traglaststeigerungen, da im Versuch B1-3 mit Fixierung der Ankerplatte eine auf ca. 220 % größere Tragfähigkeit erreicht werden konnte. Das Tragverhalten der Versuche mit und ohne Fixierung war über die DMS-Messungen nachzuvollziehen werden und ist in Kapitel 3.3.3.3 beschrieben.

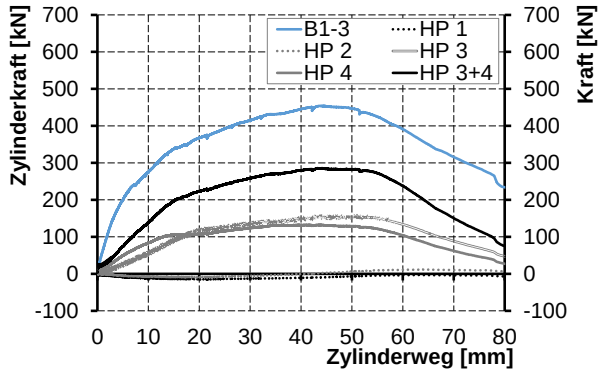


Bild 3.43: Kraft in den Hohlprofilen des Druckstempels in Versuch B1-3

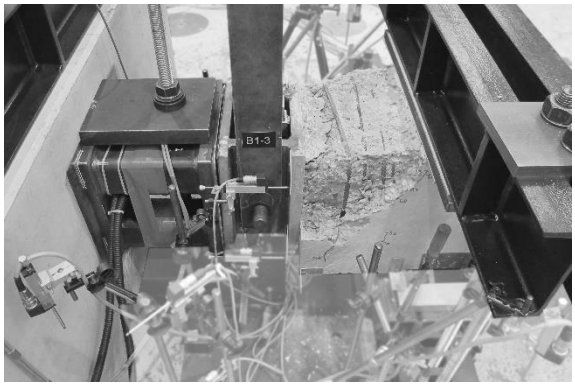


Bild 3.44: Versuch B1-3 nach Erreichen der Höchstlast

Mit der Fixierung der Ankerplatte konnte die Höchstlast in allen Referenzversuchen gesteigert werden. In den folgenden Kapiteln wird der Einfluss weiterer Parameter in den entsprechenden Versuchsserien unter Berücksichtigung der Lagerungsarten (mit Fixierung oder ohne) dargestellt.

Für die Entwicklung des analytischen Modells wurden die aus der Fixierung resultierenden Druckbeanspruchungen erfasst, um diese im Modell mit zu berücksichtigen. Über die DMS-Messungen an den einzelnen Säulen der Fixierung (vgl. Kapitel 3.2.2.4) konnten die Druckkräfte im Druckstempel berechnet werden. Die DMS-Messungen wurden unter reinen Druckversuchen kalibriert und Untersuchungen nach *Mühlbauer (2018)* zeigen, dass die Kräfte im Druckstempel und die entsprechenden Beanspruchungen der DMS im elastischen Bereich lagen.

Eine Auswertung der Kräfte in den einzelnen Säulen (HP 1 bis HP 4) des Druckstempels ist in Bild 3.43 dargestellt. Im Versuchsverlauf wird die Ankerplatte auf der lastabgewandten Seite gegen den Druckstempel gepresst. In den unteren beiden Hohlprofilen (HP 3 und HP 4) entstehen die größten Druckbeanspruchungen, die in Summe der Druckbeanspruchung der Auflast entsprechen. In den oberen beiden Hohlprofilen (HP 1 und HP 2) sind nur geringe Pressungen über die DMS messbar, da die Ankerplatte auf Grund der Nachgiebigkeit des Betons das Gleitmaterial des Druckstempels nicht berührt und somit in diesem Bereich eine klaffende Fuge entsteht. Auf Grund der einseitigen Druckbeanspruchung des Stempels (HP 3 und HP 4) und der geringen Querkrafteinleitung über das Gleitmaterial an der Pressungsfläche wird der Druckstempel auf Biegung beansprucht, so dass in den oberen beiden Hohlprofilen Zugkräfte gemessen werden. Diese sind allerdings vernachlässigbar klein. In Tabelle 3.7 sind die Kräfte in den einzelnen Säulen (HP 1 bis HP 4) des Druckstempels und die resultierende Druckbeanspruchung D_{max} aufgelistet.

Die Vertikalverschiebungen des Druckstempels wurden über einen Zugstab zurückgehalten (vgl. Bild 3.43). Über DMS-Messungen wurde die Zugbeanspruchung im Zugstab berechnet. Auf diese Weise konnte ein Anteil der Querkraftbeanspruchung, der dennoch über das Gleitmaterial übertragen wird, bestimmt werden. Die Kalibrierversuche des Zugstabs sind in *Mühlbauer (2018)* beschrieben. Im Zugstab konnten nur geringe Dehnungen gemessen werden, so dass davon ausgegangen werden kann, dass der Querkraftanteil, der über den Druckstempel übertragen wurde, vernachlässigbar klein war. Die Zugbeanspruchungen des Zugstabs bei Höchstlast sind in Tabelle 3.7 aufgeführt.

Tabelle 3.7: Vergleich der Höchstlasten und Druckbeanspruchungen bei Höchstlast in kN

Versuch mit Fixierung		**B1-3**	**R2-3**	**R4-1-3**	**R4-2-3**	**R5-3**	**R6-1-3**	**R6-2-3**	**R6-3-3**	**R6-4-3**
Höchstlast	$F_{max,1}$	453,92	329,29	298,01	376,11	683,59	302,28	634,19	350,96	621,28
Referenzversuch ohne Fixierung		**B1-2**	**R2-2**	**R4-2**	**R4-2**	**R5-2**	**R6-1-2**	**R6-2-2**	**(R6-1-2)**	**(R6-1-2)**
Höchstlast	$F_{max,2}$	203,6	219,1	160,4	160,4	396,4	212,8	414,8	212,8	212,8
$F_{max,1}/F_{max,2}$		2,23	1,50	1,86	2,34	1,72	1,42	1,53	1,65	2,92
Druckkraft im Druckstempel	$D_{Hohlprofil1,x}$	-9,75	-12,45	-9,13	-5,47	-10,53	-14,28	-24,05	-5,21	-6,87
	$D_{Hohlprofil2,x}$	1,51	-7,22	0,28	3,60	-4,08	-7,91	-17,16	0,20	-0,76
	$D_{Hohlprofil3,x}$	153,26	94,65	80,26	147,94	190,24	71,37	97,36	57,85	112,18
	$D_{Hohlprofil4,x}$	131,89	84,36	94,56	120,12	193,99	72,85	103,29	61,34	64,30
	$D_{x\ (HP3+HP4)}$	285,15	179,01	174,83	268,06	384,23	144,21	200,64	119,18	176,48
$D_x/F_{max,1}$		0,63	0,54	0,59	0,71	0,56	0,48	0,32	0,34	0,28
Zugkraft im Zugstab	Z_x	5,92	-1,28	0,83	5,22	6,07	0,93	2,15	0,86	1,17
$Z_x/F_{max,1}$		0,01	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00

3.3.3.3 Einfluss des Bewehrungsgrades, der Kopfbolzenlänge und der Rissinduzierung auf das Tragverhalten

Der *Einfluss des Bewehrungsgrades* auf die Höchstlast und das Lastverformungsverhalten wurde über die Variation des Bewehrungsgrades untersucht. In Serie 1 wurden die Basisversuche mit geringerem Bewehrungsgrad ausgeführt. Die Versagensmechanismen der beiden Basisversuche mit 4-seitigem Randeinfluss mit geringem Bewehrungsgrad sind in Kapitel 3.3.3.2 beschrieben. Im Versuch B1-2 ohne Fixierung der Ankerplatte stellte sich auf Grund des geringen Bewehrungsgrades neben dem anfänglichen Betonkantenbruch ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite ein. Im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite können die Zugkräfte nicht mehr über den Verbund in die Bewehrung eingeleitet werden, da der Beton in diesem Bereich ausbricht.

Durch DMS-Messungen kann der Lastabtrag über die Bewehrung nachvollzogen werden. Die Zugbeanspruchung der Bewehrung auf der lastabgewandten Seite, die über den DMS 10 gemessen wird (vgl. Bild 3.40) nimmt im Versuch B1-2 ohne Fixierung bis zum Erreichen der Höchstlast stark zu (vgl. Bild 3.45). Mit dem Erreichen der Höchstlast können keine weiteren Kräfte in die Bewehrung eingeleitet werden. Im Versuch B1-3 mit Fixierung sind ebenfalls große Zugbeanspruchungen messbar. Da der Beton in diesem Bereich durch die Fixierung überdrückt wird, nehmen diese Zugbeanspruchungen auch nach Erreichen der Höchstlast weiter zu (vgl. Bild 3.46).

Über den DMS 50 konnten die Zugbeanspruchungen auf dem umschließenden Bewehrungsbügel gemessen werden, die auf Grund des 3-dimensionalen Beanspruchungszustandes entstehen. Im Versuch B1-2 war keine Fixierung vorhanden, so dass der Beton nicht durch eine zusätzliche Auflast überdrückt wurde (vgl. Bild 3.45). Daraus folgten geringere Dehnungen im DMS 50 als im Versuch B1-3 mit Fixierung. In diesem Versuch stieg die Dehnung in der umschließenden Bügelbewehrung aus den Ringzugkräften bis zum Erreichen der Höchstlast stetig an (vgl. Bild 3.46).

Für die Entwicklung des Bemessungsmodells ist es wichtig, die Verteilung der Querlasten zwischen den einzelnen Kopfbolzenreihen zu kennen. Nach *DIN EN 1992-4* wird ein konservativer Ansatz vorgeschlagen, bei dem, für Querkraftanschlüsse mit Kopfbolzen am Bauteilrand, die Querlasten ausschließlich der vorderen Verbindungsmittelreihe zugeordnet werden dürfen. Aus den Versuchsergebnissen der DMS-Messungen ist ersichtlich, dass sich beide Reihen am Lastabtrag der Querlasten beteiligen (vgl. Bild 3.45 und Bild 3.46).

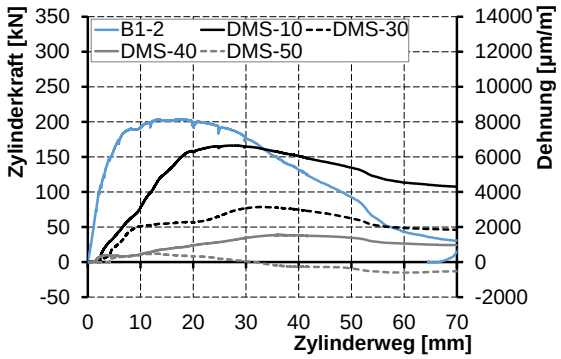


Bild 3.45: Aktivierung der Bewehrung im Versuch B1-2

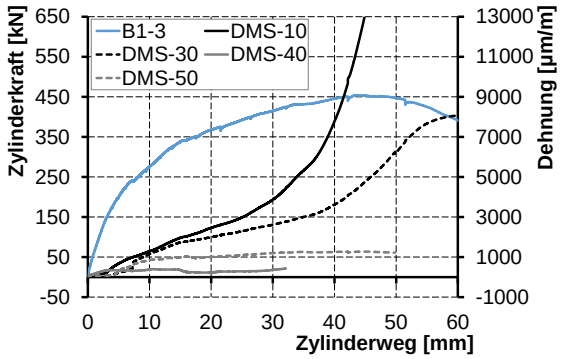


Bild 3.46: Aktivierung der Bewehrung im Versuch B1-3

Am Ende des elastischen Anfangsbereichs der Versuche bilden sich zunächst Risse ausgehend von der vorderen, lastzugewandten Kopfbolzenreihe. Der theoretische, von der vorderen Reihe ausgehende Betonausbruchkegel und die damit verbundenen Bruchflächen sind kleiner und die Bewehrung in der Achse der vorderen Reihe wird als erstes aktiviert. Auf Grund der größeren Steifigkeit im Bereich der hinteren Kopfbolzenreihe, lagern sich die Querlasten mit der Versuchsdurchführung zunehmend auf die hintere, lastabgewandte Reihe um. Mit den DMS-Messungen auf den Bewehrungsbügeln im direkten Lasteinleitungsbereich der Ankerplatte konnten Rückschlüsse auf Lastumlagerungen, wie die Lastverteilung der Querlasten und Versagensmechanismen gewonnen werden. Die Ergebnisse aller Versuche sind in den Versuchsprotokollen des Versuchsberichts in *Kuhlmann, Ruopp (2018)* dokumentiert. Neben diesen Messergebnissen wurde auch die Rissentwicklung im Beton durch DMS-Messungen an den weiter von der Ankerplatte entfernten Bewehrungsbügel nachvollzogen. In Tabelle 3.8 und in Tabelle 3.9 ist eine Auswertung der Normalkräfte der DMS-Messungen auf den Bewehrungsbügeln gegeben.

Tabelle 3.8: Normalkraftbeanspruchungen in den Bewehrungsbügeln bei Höchstlast der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss ohne Fixierung der Ankerplatte [kN]

	B1-2	R2-2	R3-2(1)	R3-2(2)	R4-2	R5-2	R6-1-2	R6-2-2
DMS 10	47	39	38	39	28	66	*)	36
DMS 30	39	40	36	39	36	49	*)	47
DMS 40	16	14	8	*)	18	35	*)	24
DMS 50	11	18	9	3	7	0	11	21

*) DMS ohne verwendbares Messergebnis bei Höchstlast

Tabelle 3.9: Normalkraftbeanspruchungen in den Bewehrungsbügeln bei Höchstlast der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss mit Fixierung der Ankerplatte [kN]

	B1-3	R2-3	R4-1-3	R4-2-3	R5-3	R6-1-3	R6-2-3	R6-3-3	R6-4-3
DMS 10	54	38	34	*)	49	41	38	42	2
DMS 30	46	40	39	42	52	*)	46	37	43
DMS 40	10	10	1	7	39	14	37	12	37
DMS 50	34	13	20	54	34	8	25	12	34

*) DMS ohne verwendbares Messergebnis bei Höchstlast

Tabelle 3.10: Normalkraftbeanspruchungen in den Kopfbolzenreihen bei Höchstlast der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss ohne Fixierung der Ankerplatte [kN]

	B1-2	R2-2	R3-2(1)	R3-2(2)	R4-2	R5-2	R6-1-2	R6-2-2
Reihe 1	261	141	187	379	76	134	237	198
Reihe 2						90		
Reihe 3	39	23	7	-88	39	32	-18	18

Tabelle 3.11: Normalkraftbeanspruchungen in den Kopfbolzenreihen bei Höchstlast der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss mit Fixierung der Ankerplatte [kN]

	B1-3	R2-3	R4-1-3	R4-2-3	R5-3	R6-1-3	R6-2-3	R6-3-3	R6-4-3
Reihe 1	274	103	161	286	101	168	143	163	223
Reihe 2					53				
Reihe 3	299	-65	-35	193	27	182	83	85	36

Der Bewehrungsgrad der Versuche der Serie 2 bis 6 wurde mit zwei zusätzlichen U-Bewehrungsbügeln im Bereich der Ankerplatte im Vergleich zu den Basisversuchen erhöht. In den Versuchen ohne Fixierung der Ankerplatte konnte mit der Steigerung des Bewehrungsgrades eine etwas größere Tragfähigkeit erzielt werden (ca. 8% Traglaststeigerung). Da im Versuch R2-2 in der zugbeanspruchten Kopfbolzenreihe, auf Grund einer ausgeprägten Porenbildung im Bereich der Schweißnaht, (vgl. Bild 3.67) nicht die volle Zugtragfähigkeit erreicht wurde, ist davon auszugehen, dass theoretisch wesentlich größere Versuchslasten erreicht hätten werden können (vgl. Bild 3.47).

In den Versuchen mit Fixierung und höherem Bewehrungsgrad konnte die Traglast nicht gesteigert werden, da die höherfesten Kopfbolzen auf Grund des ungünstigen Materialverhaltens (vgl. Kapitel 3.4.2.4) bereits vor Erreichen der vollen Tragfähigkeit des Betons versagten (vgl. Bild 3.48). Im Versuch B1-3 der mit normalfesten Kopfbolzen durchgeführt wurde bildete sich im Schaft ein Fließgelenkmechanismus, bei dem die Kopfbolzen sich so stark verformten bis diese an der Querbewehrung anlagen. Im Versuch R2-3 hatte der höherfeste Kopfbolzen ein geringeres Verformungsvermögen, so dass sich im Bereich der Verschweißung eine lokale Spannungskonzentration bildete, durch die das Stahlversagen der Kopfbolzen initiiert wurde. Das Stahlversagen im Versuch R2-3 des Anschlusses stellte sich schlagartig auf unterschiedlichen Stufen ein. Bis zum Erreichen der Höchstlast hatten beide Versuche eine vergleichbare Steifigkeit, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die Schädigung im Beton (z.B. Rissbildung) einen größeren Einfluss auf das Tragverhalten hatte als der Stahl.

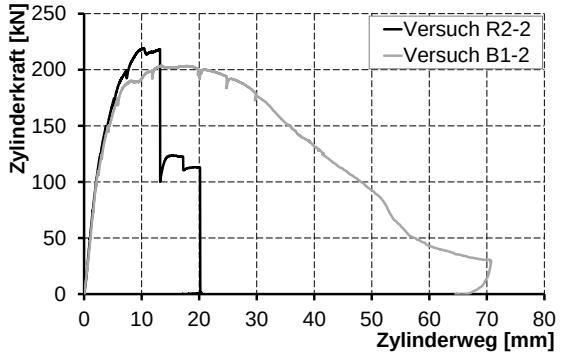


Bild 3.47: Vergleich der Last-Verformungskurven zwischen Versuch R2-2 und Versuch B1-2

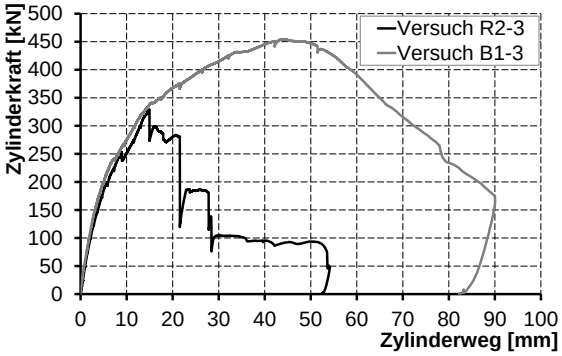


Bild 3.48: Vergleich der Last-Verformungskurven zwischen Versuch R2-3 und Versuch B1-3

In der Versuchsserie 4 konnte der *Einfluss der Kopfbolzenlänge* untersucht werden, indem kürzere Kopfbolzen mit einer Länge von 100 mm verwendet wurden. In diesen Versuchen brachen die Kopfbolzen zwischen der Bewehrung aus (vgl. Bild 3.49). Dieser Versagensmechanismus stellt sich ein, wenn die Übergreifungslänge zwischen den Kopfbolzen und der Rückhängebewehrung zu gering ist und sich daher ein Druckstrebenbruch als Betonausbruch zwischen der Bewehrung bildet. Der Versagensmechanismus ist in *Berger (2015)* beschrieben. Die Tragfähigkeit des Versuchs R4-2 mit kurzen Kopfbolzen (h_n = 100 mm) war um ca. 20% geringer als im Basisversuch mit einer Verankerungslänge von 150 mm (vgl. Bild 3.50).

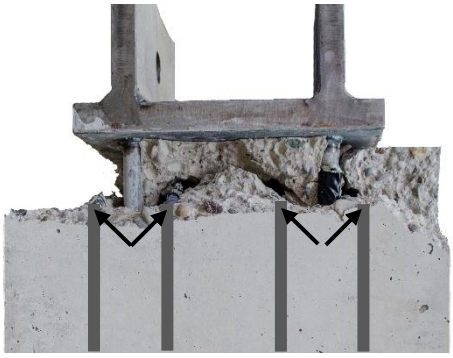


Bild 3.49: Betonausbruch zwischen der Bewehrung im Versuch R4-2

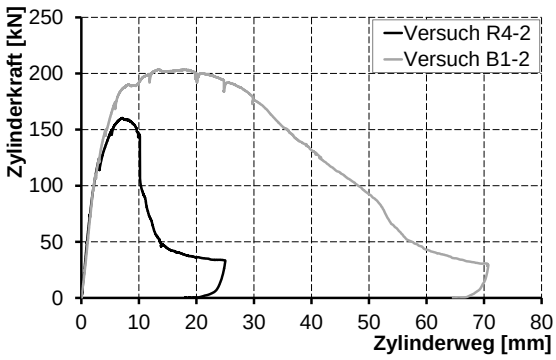


Bild 3.50: Vergleich der Last-Verformungskurven zwischen Versuch R4-2 und Versuch B1-2

Mit der Fixierung der Ankerplatte in Serie 4 konnte die Tragfähigkeit im Vergleich zum Versuch mit freier Lagerung um ca. 85% (Versuch R4-1-3) bzw. um ca. 135% (Versuch R4-2-3) gesteigert werden. Über die Fixierung der Ankerplatte wurde der Anschluss überdrückt und es wurden deutlich größere Querlasten übertragen. In der vierten Serie wurde die Konfiguration mit Fixierung an zwei Versuchen durchgeführt. Lediglich die jeweilige Materialfestigkeit der Kopfbolzen wurde variiert. Bemerkenswert ist, dass in den Versuchen mit geringerer Festigkeit der Kopfbolzen (Versuch R4-2-3) eine größere Tragfähigkeit erreicht wurde als im Versuch mit höherfesten Kopfbolzen.

Die Versuche mit normalfesten Kopfbolzen erreichten eine größere Höchstlast, da sich durch die Ausbildung von Fließgelenken im Kopfbolzenschaft ein duktiles Tragverhalten einstellen konnte. Die höherfesten Kopfbolzen ließen nur geringere Verformungen zu und versagten bei geringeren Lasten auf Grund einer lokal hohen Spannungskonzentration (vgl. Bild 3.51). In Bild 3.52 kann das duktilere Tragverhalten des Versuchs R4-1-3 mit normalfesten Kopfbolzen im Vergleich zum spröden Tragverhalten mit schlagartigem Versagen der hochfesten Kopfbolzen im Versuch R4-1-3 nachvollzogen werden. Zusätzlich können die Last-Verformungskurven der Serie 4 mit denen der Basisversuch mit längeren Kopfbolzen (h_n = 150 mm) verglichen werden. Auf Grund der längeren Einbindelänge der Kopfbolzen im Versuch B1-3 kann trotz eines geringeren Bewehrungsgrades eine größere Traglast als im Versuch R4-1-3 (h_n = 100 mm) erreicht werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass auch in den Versuchen mit Fixierung aus den Schubverformungen der Kopfbolzen große Zugbeanspruchungen in den Kopfbolzen resultieren.

Bild 3.51: Verformung in den Kopfbolzen im Versuch R4-1-3 (links) und im Versuch R4-2-3 (rechts)

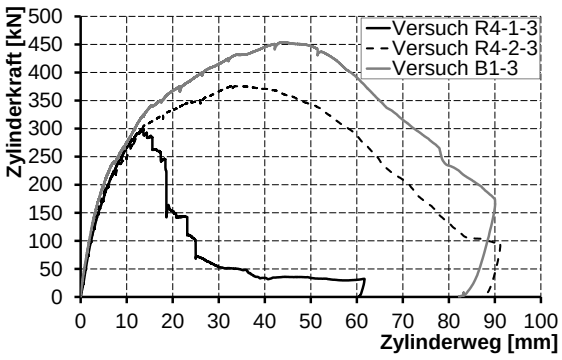


Bild 3.52: Vergleich der Last-Verformungskurven der Versuche R4-1-3, R4-2-4 und B1-3

Die *Rissinduzierung* zur Untersuchung des Tragverhaltens bei einer Schädigung des Betons hatte in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss keinen Einfluss auf das Tragverhalten. Die Höchstlast in den Versuchen lag auf vergleichbaren Niveau wie im ungerissenen Versuch R2-2 (vgl. Bild 3.54). Die Risse konnten über das Schlitzblech bis in die Achse der hinteren, auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihe getrieben werden, allerdings ist anzunehmen, dass die Rissinduzierung auf Grund des hohen Bewehrungsgrades im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung keinen signifikanten Einfluss hatte. Im Versuch R2-2 ohne Vorschädigung und dem Versuch R3-2(1) konnten Poren im Bereich der Schweißnaht der lastabgewandten Kopfbolzenreihe beobachtet werden, so dass in diesen Versuchen auf Grund des vorzeitigen Versagens geringere Verformungen gemessen wurden.

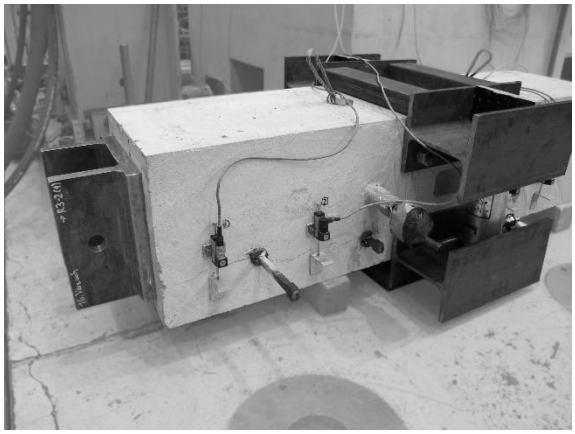


Bild 3.53: Rissinduzierung im Versuchskörper R3-2(1)

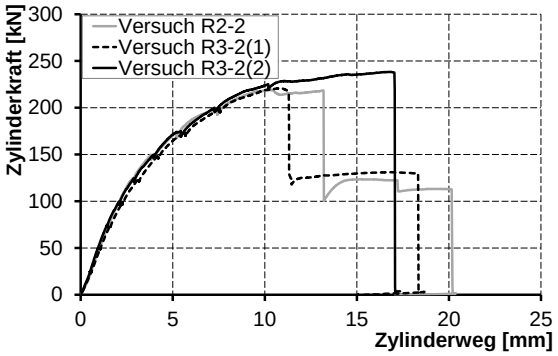


Bild 3.54: Vergleich der Last-Verformungskurven der Versuche R2-2, R3-2(1) und R3-2(2)

3.3.3.4 Einfluss des Randabstandes und der Kopfbolzenanzahl auf das Tragverhalten

In den Versuchen der Serie 6 wurde der Randabstand der Kopfbolzen variiert (vgl. Bild 3.34). Im Vergleich zu den Basisversuchen der Serie 1 (Randabstand c_1 = 100 mm) wurden Versuche mit einem geringeren Randabstand (c_1 = 75 mm) und einem größeren Randabstand (c_1 = 200 mm) durchgeführt. Die *Reduzierung des Randabstandes* im Vergleich zu den Basisversuchen hatte keinen nennenswerten Einfluss (vgl. Bild 3.55 und Bild 3.56). Die Last-Verformungskurven der Versuche mit Randabstand der Kopfbolzen mit c_1 = 75 mm und c_1 = 100 mm hatten einen vergleichbaren Verlauf. Allerdings konnte in den Versuchen ohne Fixierung eine geringere Steifigkeit der Versuche mit kleinem Randabstand beobachtet werden.

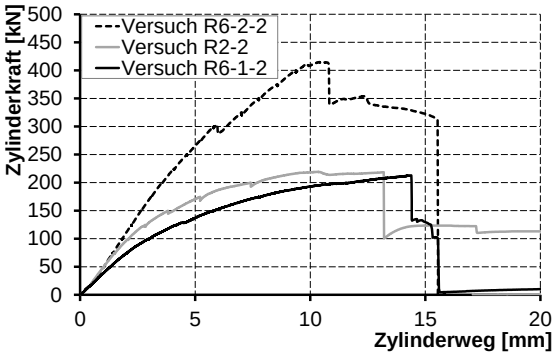


Bild 3.55: Vergleich der Last-Verformungskurven der Versuche ohne Fixierung mit kleinem (R6-1-2), mittleren (R2-3) und großem Randabstand (R6-2-2)

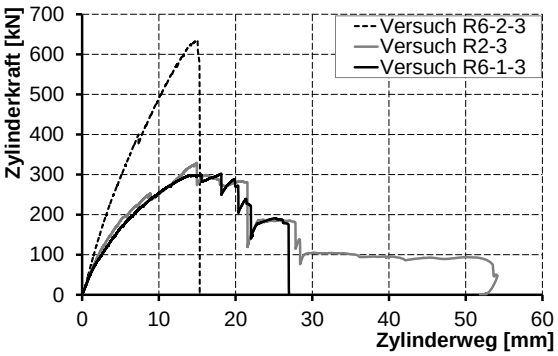


Bild 3.56: Vergleich der Last-Verformungskurven der Versuche mit Fixierung mit kleinem (R6-1-3), mittleren (R2-3) und großem Randabstand (R6-2-3)

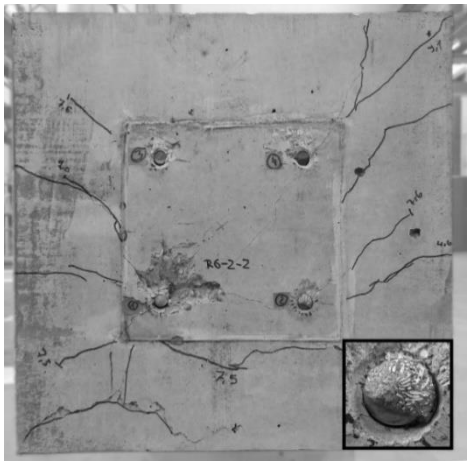


Bild 3.57: Rissbildung im Versuch R6-2-2

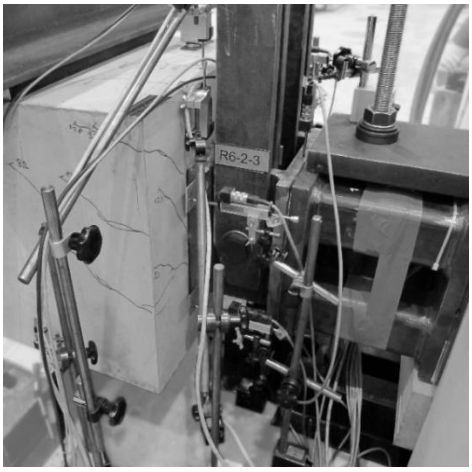


Bild 3.58: Rissbildung im Versuch R6-2-3

Mit der Steigerung des Randabstandes auf c_1 = 200 mm konnten in den Versuchen mit Fixierung (vgl. Bild 3.55) und in den Versuchen ohne Fixierung (vgl. Bild 3.56) größere Tragfähigkeiten und ein steiferes

Tragverhalten erzielt werden als in den Versuchen mit geringerem Randabstand. Ursache hierfür war, dass sich ausgehend von der vorderen Kopfbolzenreihe in den Versuchen mit großem Randabstand mit und ohne Fixierung kein Betonkantenbruch bildete (vgl. Bild 3.57 und Bild 3.58). In der zugbeanspruchten Kopfbolzenreihe auf der lastabgewandten Seite wurde auf Grund des größeren Betonquerschnitts mehr Betonvolumen aktiviert. Im Versuch R6-2-2 konnte allerdings nicht die volle Betontragfähigkeit für ein Betonversagen auf der lastabgewandten Seite aktiviert werden, da in einem der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen eine deutliche Porenbildung im Bereich der Verschweißung beobachtet wurde (vgl. Bild 3.57). Im Bereich des Kopfbolzens, bei dem keine Poren in der Verschweißung waren, konnte ein sich anfänglich bildender Betonausbruch beobachtet werden. Um die tatsächliche, theoretische Tragfähigkeit dieses Versuchs bestimmen zu können, ist eine Vergleichsberechnung über eine numerische Berechnung nach Kapitel 4 erforderlich. In der sechsten Versuchsserie wurde neben dem Randabstand auch die *Betonfestigkeit* variiert und längere Kopfbolzen verwendet. Der Einfluss der Betonfestigkeit ist in Bild 3.55 dargestellt. Im Versuch mit C50/60 wurde ein steiferes Tragverhalten und eine um ca. 15% größere Tragfähigkeit erreicht. Wenn kein Betonversagen im Bereich des Anschlusses auftritt und die Ankerplatte durch eine Fixierung im Zugbereich überdrückt wird, ist auf Grundlage der Versuchsergebnisse nach Versuch R6-4-3 (h_n=200 mm) und R6-2-3 (h_n=150 mm) davon auszugehen, dass die Einbindelänge keinen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit und das Last-Verformungsverhalten hat.

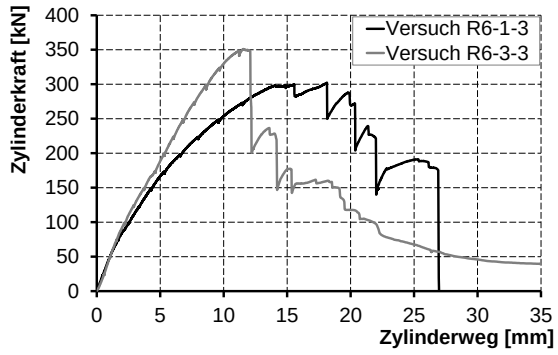


Bild 3.59: Vergleich der Last-Verformungskurven der Versuche R6-1-3 (C20/25) und R6-3-3 (C50/60)

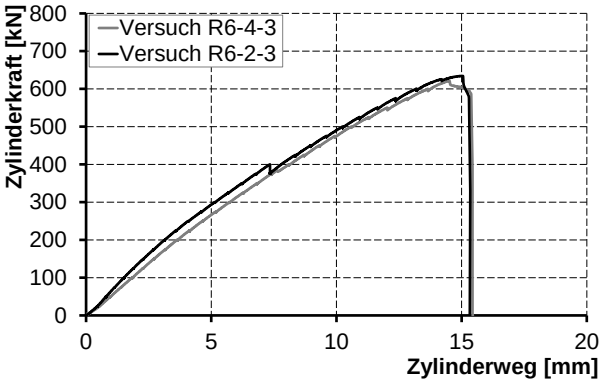


Bild 3.60: Vergleich der Last-Verformungskurven der Versuche R6-4-3 (h_n=200 mm) und R6-2-3 (h_n=150 mm)

Die größten Tragfähigkeiten wurden in den Versuchen mit 3-reihiger Kopfbolzenanordnung erreicht. Im Vergleich zu den Versuchen mit 2-reihiger Kopfbolzenanordnung konnte die Höchstlast bei freier Lagerung um ca. 80% und im Versuch mit Fixierung um ca. 110% gesteigert werden. Insbesondere in den Versuchen mit freier Lage war der Betonquerschnitt voll auf Zug aktiviert und hohe Lasten wurden in den Beton eingeleitet. Hintergrund der Untersuchungen mit 3-reihiger Kopfbolzenanordnung waren Untersuchungen zur Lastverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen über die DMS-Messungen (vgl. Bild 3.61 und Bild 3.62). Im elastischen Anfangsbereich der Versuche konnten in der vorderen Kopfbolzenreihe Druckkräfte gemessen werden. Mit zunehmender Beanspruchungen wurde auch die vordere Kopfbolzenreihe auf Grund der Biegebeanspruchung der Kopfbolzen auf Zug beansprucht. Die Messergebnisse der Dehnmessstreifen rechtfertigen die Annahme, dass in Bezug auf die Lastverteilung der Normalkräfte von einer steifen Ankerplatte mit einer elastischen Verteilung der Normalkraftbeanspruchungen ausgegangen werden kann.

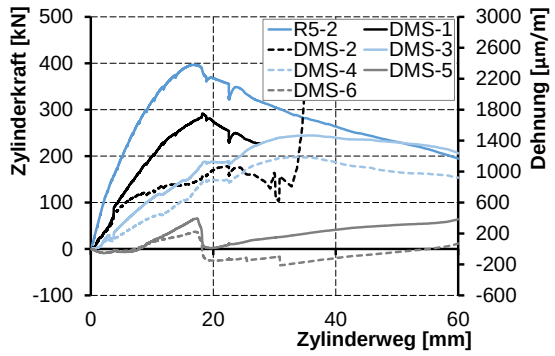


Bild 3.61: DMS-Messergebnisse des Versuchs R5-2

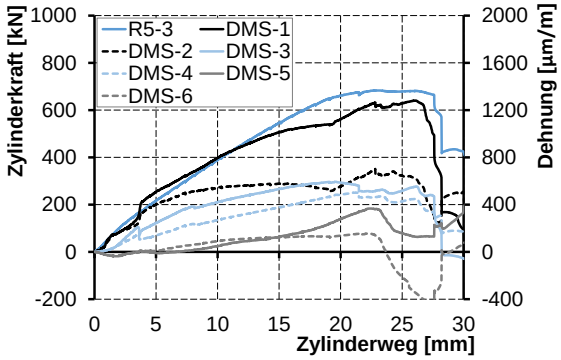


Bild 3.62: DMS-Messergebnisse des Versuchs R5-3

3.3.4 Zusammenfassung der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss

In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss konnten für die Entwicklung des analytischen und des numerischen Modells über die geeignete Parameterwahl unterschiedliche Versagensmechanismen erzeugt werden. Die Versuche wurden jeweils paarweise mit und ohne Fixierung durchgeführt. In den Versuchen mit Fixierung wurde der Zugbereich überdrückt, so dass eine möglichst reine Querlastbeanspruchung untersucht wurde. Mit dem Überdrücken des Querschnitts wurden im Mittel um ca. 80 % größere Versuchslasten erzielt. In den Versuchen ohne Fixierung konnten vergleichbare Versagensmechanismen, wie in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss beobachtet werden.

Der Versagensmechanismus und die Steifigkeit des Tragverhaltens waren auch in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss von der Steifigkeit der randnahen Kopfbolzenreihen abhängig. Bei einem geringen Randabstand brach der Beton in der vorderen Kopfbolzenreihe aus und die Querlasten mussten hauptsächlich über die hintere Kopfbolzenreihe übertragen werden. Dieses Tragverhalten wurde sowohl in den Versuchen mit Fixierung, als auch in den Versuchen ohne Fixierung beobachtet. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass in den Versuchen mit freier Lagerung die Tragfähigkeit auf Grund der Zugbeanspruchung in der lastabgewandten Seite zusätzlich reduziert wird.

Bei einer freien Lagerung mit exzentrischen Lasteinleitung in der Ankerplatte konnten im Zugbereich der Ankerplatte Versagensmechanismen beobachtet werden, die typisch für zugbeanspruchte Befestigungsmittel unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung sind und in *Kuhlmann (2012)* und *Berger (2015)* entwickelt wurden. Beispielsweise waren die Höchstlasten in den Basisversuchen mit geringem Bewehrungsgrad kleiner als in den stärker bewehrten Versuchskörpern. In den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen konnte der typische Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung beobachtet werden.

In den Versuchen mit größerem Randabstand wurden von der randnahen Kopfbolzenreihe größere Querlasten aufgenommen. Neben einem insgesamt steiferen Tragverhalten, wurde eine größere Höchstlast erreicht. In Versuchen mit einer ausreichenden Kopfbolzenlänge, in denen Stahlversagen maßgebend war hatte eine weitere Steigerung der Kopfbolzenlänge keinen Einfluss auf das Tragverhalten. Die Versuche in höherfestem Beton hatten eine größere Steifigkeit und Tragfähigkeit, die auf eine gleichmäßigere Verteilung der Querlasten schließen lässt.

Bemerkenswert waren die Beobachtungen zum Materialverhalten der Kopfbolzen. Mit der Verwendung von höherfesten Kopfbolzen konnte die Tragfähigkeit im Vergleich zu den Versuchen mit normalfesten Kopfbolzen nicht gesteigert werden. Ursachen waren hierfür zum einen die teilweise ausgeprägte Porenbildung in der Verschweißung der Kopfbolzen und zum anderen die geringe Duktilität des höherfesten Bolzenmaterials. In den Versuchen mit normalfesten Kopfbolzen bildeten sich Fließgelenke im Kopfbolzenschaft, so dass die Kopfbolzen bis an die Querbewehrung gedrückt wurden. In diesem Fall konnten deutlich größere Tragfähigkeiten erzielt werden, als in den höherfesten Kopfbolzen in denen geringere Verformungen möglich waren und ein sprödes Versagen eintrat. Möglicherweise ist dies auf die lokal hohen Spannungen zurückzuführen, die auf Grund der geringen Duktilität des Werkstoffs lokal im Bereich des Bolzenfußes entstanden.

Die Beobachtungen zur Porenbildung in den Bruchflächen im Bereich der Schweißnaht wurden ausschließlich in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss gemacht und sind neben weiteren Materialuntersuchungen in Kapitel 3.4 beschrieben. Auf Grund der reduzierten Querschnittsfläche durch die Porenbildung konnten nicht in allen Versuchen die gewünschten Versagensmechanismen erreicht werden, da in den Kopfbolzen ein vorzeitiges Stahlversagen eintrat. Aus diesem Grund werden in Kapitel 4 weitere numerische Untersuchungen durchgeführt anhand derer die theoretische Tragfähigkeit abgeschätzt werden kann.

3.4 Werkstoffkennwerte und Untersuchungen zum Materialverhalten und der Verschweißung der höherfesten Kopfbolzen

3.4.1 Allgemeines

Als Grundlage für die Entwicklung der numerischen und analytischen Modelle wurden die Materialkennwerte ermittelt und aufgearbeitet. In den Versuchen mit normalfesten Kopfbolzen konnte ein ausgeprägt duktiles Last-Verformungsverhalten beobachtet werden, allerdings hatten die Versuche mit höherfesten Kopfbolzen ein weniger duktiles Last-Verformungsverhalten zur Folge. Zusätzlich konnte in manchen der Versuche mit höherfesten Kopfbolzen eine deutliche Porenbildung beobachtet werden. Dies betraf allerdings ausschließlich Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss. Im Folgenden werden die Materialuntersuchungen, die Auswertung der Porenbildung in den Schweißnähten und mögliche Lösungsstrategien für eine zerstörungsfreie Überprüfung der Schweißnahtqualität dargestellt.

3.4.2 Materialuntersuchungen

3.4.2.1 Materialkennwerte des Betons

Die Betondruckfestigkeit der Versuche wurde an Würfeln mit einem Kantenmaß von 150 mm untersucht. Die Festigkeiten wurden in Abhängigkeit der Ziel-Betonfestigkeitsklasse (C20/25 und C50/60) jeweils zu Beginn, in der Mitte und am Ende der Versuche bestimmt. Die Festigkeiten der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss sind in Tabelle 3.12 und die Festigkeiten mit mehrseitigem Randeinfluss sind in Tabelle 3.13 angegeben. Zusätzlich sind die 30-Tage Festigkeiten des Betonfertigteilwerks (Gebr. Kaltenbach GmbH & Co.KG / Dornstetten) angegeben. Die Zielwerte der mittleren Würfeldruckfestigkeiten für C20/25 ($f_{c,m}$ = ca. 35 N/mm²) und C50/60 ($f_{c,m}$ = ca. 35 N/mm²) wurden in den Versuchen gut getroffen, so dass das Tragverhalten des Betons den Ziel-Betonfestigkeiten entsprach.

Tabelle 3.12: Festigkeiten des Betons der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss

Versuch	Charge Nr.	Versuchstag Herstelltag Alter	Rohdichte Würfel 1 Würfel 2 Würfel 3 [kg/dm³]	$f_{c,cube,150}$ Würfel 1 Würfel 2 Würfel 3 [N/mm²]	$f_{c,m}$ Mittel wert [N/mm²]	$f_{cm,30}$ Kaltenbach 30 Tage (7 Tage) [N/mm²]	Prüfalter Würfel
R6-1-1	1	29.05.2017	2,31	32,8	31,9	29,5 (20,7)	31
		28.04.2017	2,32	30,9			
		31	2,31	32,1			
B1-1	1	30.05.2017	-	-	32,0	29,5 (20,7)	32
		28.04.2017	-	-			
		32	-	-			
R4-1	1	31.05.2017	-	-	32,3	29,5 (20,7)	33
		28.04.2017	-	-			
		33	-	-			
R3-1(1)	1	31.05.2017	-	-	32,3	29,5 (20,7)	33
		28.04.2017	-	-			
		33	-	-			
R3-1(2)	1	01.06.2017	2,31	32,4	32,6	29,5 (20,7)	34
		28.04.2017	2,31	32,6			
		34	2,32	32,7			
R2-1	1	06.06.2017	-	-	33,6	29,5 (20,7)	39
		28.04.2017	-	-			
		39	-	-			
R5-1	1	06.06.2017	2,3	33,9	33,7	29,5 (20,7)	39
		28.04.2017	2,3	34,2			
		39	2,3	33,0			
R6-2-1	2	07.06.2017	2,36	73,1	73,5	64,1 (57,0)	40
		28.04.2017	2,35	73,7			
		40	2,35	73,8			

Tabelle 3.13: Festigkeiten des Betons der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss

Versuch	Charge Nr.	Versuchstag Herstelltag Alter	Rohdichte Würfel 1 Würfel 2 Würfel 3 [kg/dm³]	$f_{c,cube,150}$ Würfel 1 Würfel 2 Würfel 3 [N/mm²]	$f_{c,m}$ Mittel wert [N/mm²]	$f_{cm,30}$ Kaltenbach 30 Tage (7 Tage) [N/mm²]	Prüfalter Würfel
R6-1-2	3	19.06.2017	2,31	30,1	30,4	26,9 (21,5)	27
		23.05.2017	2,3	30,6			
		27	2,29	30,6			
R6-1-3	3	20.06.2017	-	-	30,6	26,9 (21,5)	28
		23.05.2017	-	-			
		28	-	-			
B1-3	3	21.06.2017	-	-	30,9	26,9 (21,5)	29
		23.05.2017	-	-			
		29	-	-			
B1-2	3	22.06.2017	2,32	31,6	31,1	26,9 (21,5)	30
		23.05.2017	2,3	31			
		30	2,3	30,8			
R4-2	3	23.06.2017	-	-	31,4	26,9 (21,5)	31
		23.05.2017	-	-			
		31	-	-			
R4-1-3	3	26.06.2017	-	-	32,1	26,9 (21,5)	34
		23.05.2017	-	-			
		34	-	-			
R4-2-3	3	27.06.2017	-	-	32,4	26,9 (21,5)	35
		23.05.2017	-	-			
		35	-	-			
R3-2(1)	3	28.06.2017	-	-	32,6	26,9 (21,5)	36
		23.05.2017	-	-			
		36	-	-			
R3-2(2)	3	29.06.2017	-	-	32,9	26,9 (21,5)	37
		23.05.2017	-	-			
		37	-	-			
R2-2	3	30.06.2017	2,31	32,8	33,1	26,9 (21,5)	38
		23.05.2017	2,32	33,3			
		38	2,3	33,3			
R2-3	3	03.07.2017	2,31	33,6	33,0	26,9 (21,5)	41
		23.05.2017	2,29	32,6			
		41	2,29	32,9			
R5-2	3	04.07.2017	-	-	32,3	26,9 (21,5)	42
		23.05.2017	-	-			
		42	-	-			
R5-3	3	05.07.2017	2,28	30,7	31,6	26,9 (21,5)	43
		23.05.2017	2,31	31,6			
		43	2,29	32,5			
R6-2-2	4	06.07.2017	2,34	65,3	64,7	59,2 (51,1)	44
		23.05.2017	2,34	64,7			
		44	2,34	64,1			
R6-2-3	4	07.07.2017	-	-	65,0	59,2 (51,1)	45
		23.05.2017	-	-			
		45	-	-			
R6-4-3	4	11.07.2017	2,34	66,7	66,2	59,2 (51,1)	49
		23.05.2017	2,34	66,2			
		49	2,34	65,7			
R6-3-3	4	12.07.2017	2,35	67,2	67,0	59,2 (51,1)	50
		23.05.2017	2,35	66			
		50	2,34	67,9			

3.4.2.2 Materialkennwerte des Baustahls

Die Ankerplatten wurden vom Industriepartner Mageba SA aus S355 Baustahl gefertigt. Als Materialkennwerte wurden die Zugfestigkeit nach *DIN EN ISO 6892-1,* die Kerbschlagbiegearbeit nach *DIN EN ISO 148-1* und eine Stückanalyse zur Ermittlung der chemischen Zusammensetzung des Stahls durchgeführt. Die von Kennwerte des Prüflabors (Element Materials Technology Hamburg GmbH) lagen in den Grenzbereichen oder unterhalb der Grenzwerte nach Norm und sind in Tabelle 3.14 und in Tabelle 3.15 angegeben.

Tabelle 3.14: Festigkeiten und Kerbschlagarbeit der Ankerplatte

Blechdicke	T	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert	Kerbschlagarbeit	Mittelwert
t	[°C]	$R_{p0.2}$	$R_{p0.2}$	R_m	R_m	A	A	K_{vi}	K_v
[mm]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]	[J]	[J]
	20		*345*		*470-630*		*20*		*27*
30	20	409	**407**	549	**549**	29	**31**	199	**200**
		403		549		32		201	
		410		549		33		201	

Tabelle 3.15: Stückanalyse der Ankerplatte

C	Mn	Si	S	P	Cr	Ni	Cu	Al	Mo	Nb	V	Ti	N	C_{eq}
[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
0,2	*1,6*	*0,55*	*0,03*	*0,03*	*0,3*	*0,3*	*0,55*	*0,02-0,3*	*0,08*	*0,06*	*0,1*	*0,05*	*0,01*	*0,45*
0,14	1,4	0,26	0,005	0,012	0,03	0,02	0,02	0,038	<0,01	0,023	<0,001	0,002	4E-04	0,39

3.4.2.3 Materialkennwerte des Betonstahls

Die Festigkeiten des B500 B Betonstahls aus Stabstahl Ø 12mm wurde an der MPA Stuttgart bestimmt und sind in Tabelle 3.16 angegeben. Es ist zu berücksichtigen, dass die Bruchdehnungen ohne Extensometer gemessen wurden und hier der Maschinenweg der Dehnung zu Grunde gelegt wurde.

Tabelle 3.16: Festigkeiten des Betonstahls

Typ	Streckgrenze	Mittelwert	Zugfestigkeit	Mittelwert	Bruchdehnung	Mittelwert
	$R_{p0.2}$	$R_{p0.2}$	R_m	R_m	A	A
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]
Ø 12 mm	552,4	**535**	628	**615**	7,1	8
	518		591,5		7,3	
	535,6		624		9,5	

3.4.2.4 Materialkennwerte der Kopfbolzen

In den Versuchen zur konzentrierten Lasteinleitung wurden normalfeste Kopfbolzen S235J2+C470 und höherfeste Kopfbolzen K800 von Köster & Co GmbH verwendet. Das Tragverhalten der Versuche mit normalfesten Kopfbolzen war ausgeprägt duktil und die Verschweißungen unauffällig. In den Versuchen mit 4-seitigem Randabstand und höherfesten Kopfbolzen wurde in acht Versuchen bei Stahlversagen Porenbildung beobachtet. Die Versuche mit höherfesten Kopfbolzen waren weniger duktil als die Versuche mit normalfesten Kopfbolzen und das Versagen trat ohne abfallenden Ast schlagartig ein. Kopfbolzen sind nach *DIN EN ISO 13918* schweißgeeignet, wenn der Kohlenstoffgehalt ≤ 20 % ist. Für Gewindebolzen konnte im Rahmen eines Forschungsvorhabens nach *Ungermann u.a. (2014)* die Schweißeignung für Bolzen mit größeren Festigkeiten nachgewiesen werden. Während eine Verschweißung von Gewindeschrauben der Festigkeitsklasse 8.8, die in der Regel aus einem Kaltstauchstahl mit einem Kohlenstoffgehalt zwischen 18 und 23 % gefertigt sind, nur bedingt möglich ist, konnte die Schweißeignung für höherfeste Gewindebolzen mit einer Werkstoffalternative nach *Ungermann u.a. (2014)* nachgewiesen werden. In den Versuchen wurde die Verschweißung von Gewindebolzen unter Zug überprüft, die aus einem Walzdraht aus 8MnSi7 mit anschließendem Ziehabzug und der damit verbundenen Kaltverfestigung gefertigt wurden. Die Materialzugproben der Kopfbolzen wurden aus Rundproben des Kopfbolzenschafts nach *DIN 50125* gefertigt. Für die Zugproben ist der größere Anteil an Kaltverformung am Rand des Kopfbolzenschaftes nicht berücksichtigt und die Festigkeitswerte liegen in der Regel unter den Festigkeitswerten des Herstellers, der die Festigkeiten über den gesamten Querschnitts des Ausgangsmaterials bestimmt. Auffällig war, dass in den Zugversuchen mit höherfesten Kopfbolzen die aus Rundproben des Querschnitts gefertigt wurden größere Festigkeiten erreicht wurden als in den Versuchen des Herstellers. In Tabelle 3.17 bis Tabelle 3.19 sind die Festigkeiten, die Bruchdehnung und die Kerbschlagarbeit der Kopfbolzen gegeben.

Tabelle 3.17: Materialkennwerte der höherfesten Kopfbolzen

KB 18x100-200 K800 (hochfest)	T_{st}	Streck-grenze	Mittel-wert	Zugfes-tigkeit	Mittel-wert	Bruchdeh-nung	Mittel-wert	T_{st}	Kerb-schlag-arbeit	Mittel-wert
	[°C]	$R_{p0.2}$	$R_{p0.2}$	R_m	R_m	A	A	[°C]	K_{vi}	K_v
		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]		[J]	[J]
Sollwerte	*20*						*20*	*-20*		*27*
Materialkenn-werte von Ele-ment	20	801	**796**	837	**835**	11	**12**	-20	7	**9**
		799		835		12			13	
		789		832		12			8	
Materialkenn-werte von KÖCO Charge 698224	20	-	**680**	**-**	**797**	**-**	**17**	**-**	**-**	**-**

Tabelle 3.18: Materialkennwerte der normalfesten Kopfbolzen (Länge =150 mm)

KB 19x150 S235J2+C470 (normalfest)	T_{st}	Streck-grenze	Mittel-wert	Zugfes-tigkeit	Mittel-wert	Bruchdeh-nung	Mittel-wert	T_{st}	Kerb-schlagar-beit	Mittel-wert
	[°C]	$R_{p0.2}$	$R_{p0.2}$	R_m	R_m	A	A	[°C]	K_{vi}	K_v
		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]		[J]	[J]
Sollwerte	*20*						*20*	*-20*		*27*
Materialkenn-werte von Ele-ment	20	457	**456**	518	**519**	24	**24**	-20	211	**199**
		456		515		24			193	
		456		523		23			194	
Materialkenn-werte von KÖCO Charge 547557	20	-	**522**	**-**	**542**	**-**	**18**	**-**	**-**	**-**

Tabelle 3.19: Materialkennwerte der normalfesten Kopfbolzen (Länge =100 mm)

KB 19x100 S235J2+C470 (normalfest)	T_{st}	Streck-grenze	Mittel-wert	Zugfes-tigkeit	Mittel-wert	Bruchdeh-nung	Mittel-wert	T_{st}	Kerb-schlagar-beit	Mittel-wert
	[°C]	$R_{p0.2}$	$R_{p0.2}$	R_m	R_m	A	A	[°C]	K_{vi}	K_v
		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[%]		[J]	[J]
Sollwerte	*20*						*20*	*-20*		*27*
Materialkenn-werte von Ele-ment	20	370	**367**	484	**483**	30	**31**	-20	13 (182)	**153**
		365		482		31			135 (134)	
		366		484		32			136 (143)	
Materialkenn-werte von KÖCO Charge 673086	20	-	**497**	**-**	**507**	**-**	**28**	**-**	**-**	**-**

In den Versuchen mit höherfesten Kopfbolzen war das Tragverhalten nicht duktil. Auffällig hierfür ist die geringe Kerbschlagarbeit nach Tabelle 3.17 der höherfesten Kopfbolzen nach Tabelle 3.17. Bei -20°C lagen die Materialversuche im Mittel bei 9 Joule und somit deutlich unter den für die Kopfbolzen notwendigen 27 Joule (vgl. *Trillmich u.a. (2014)*). In den Versuchen mit normalfesten Kopfbolzen war die Kerbschlagarbeit unauffällig (vgl. Tabelle 3.18 und Tabelle 3.19). Allerdings hatten die Kerbschlagbiegeversuche der ersten Serie der Kopfbolzen mit 100 mm einen Ausreiser, so dass eine zweite Serie durchgeführt wurde (Tabelle 3.19).

Des Weiteren lag die Bruchdehnung für die höherfesten Kopfbolzen unter den in *DIN EN ISO 13918* angegebenen Grenzwerten, die z.B. für Stabdübel (SD1) größer als 15% sein müsste. Die höherfesten Kopfbolzen nach Tabelle 3.17 erfüllen dieses Kriterium in den Materialuntersuchungen des Prüflabors (Element Materials Technology Hamburg GmbH) nicht. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass die Bruchdehnung mit 17% der höherfesten Kopfbolzen nach den Angaben des Herstellerzeugnisses die Anforderungen knapp erfüllen würde. Die Festigkeiten wurden vom Hersteller am Gesamtquerschnitt bestimmt und nicht an einer gedrehten Probe wie im Prüflabor. Die Bruchdehnungen der Materialversuche mit normalfesten Kopfbolzen lagen deutlich über den geforderten 15% (vgl. Tabelle 3.18 und Tabelle 3.19).

Es ist anzunehmen, dass über die Kerbschlagarbeit und die Bruchdehnung eine gute Aussage über die Duktilität der Kopfbolzen getroffen werden kann. Allerdings müssten hier in Bezug auf die Kerbschlagarbeit Anforderungen nach *DIN EN ISO 13918* festgelegt werden. Ein duktiles Tragverhalten kann nicht unterstellt werden, wenn die Kopfbolzen die die Mindestanforderungen in Bezug auf Kerbschlagarbeit und Bruchdehnung nur knapp erfüllen. Durch die Kaltumformung erreichen die Kopfbolzen eine deutliche

Festigkeitssteigerung, so dass für die höherfesten Kopfbolzen Zugfestigkeiten von über 800 N/mm² erreicht werden können. Aus der Kaltumformung resultieren plastische Dehnungen und Eigenspannungen die zu einem spröden Materialverhalten führen können (vgl. *Kuhlmann, Kudla (2015)*). Zusätzlich entstehen durch die Wärmebehandlung im Rahmen des Schweißprozesses Beanspruchungen, die eine Versprödung des Materials verursachen.

Es wurden neben den oben beschriebenen Materialuntersuchungen am Bolzenwerkstoff weitere Untersuchungen im Bereich der Schweißnaht der Kopfbolzen durchgeführt. Untersuchungen der Verschweißung von höherfesten Kopfbolzen anhand der Kerbschlagarbeit durch Charpy-Proben, deren V-Kerbe direkt im Bereich der Schweißzone lag, führten zu einer geringen Kerbschlagarbeit nach Tabelle 3.20, die allerdings im Mittel nicht unter den Werten der höherfesten Kopfbolzen lag. Zusätzlich wurden Materialuntersuchungen vom Herstellers (Saarstahl-Werk Neunkirchen) des Ausgangsmaterials Saarform 800 (2011), wie Kerbschlagbiege- und Zugversuche durchgeführt. Die Ergebnisse der Zugversuche lagen im Bereich der Ergebnisse nach Tabelle 3.17 mit einer Zugfestigkeit im Mittel von R_m = 827 N/mm² und einer Bruchdehnung im Mittel von A = 11,3%. Die Kerbschlagarbeit bei Raumtemperatur lag im Mittel bei K_{vi} = 42,5 J. Für weitere Materialuntersuchungen wurden unverschweißte, hochfeste Kopfbolzen und verschweißte, hochfeste Kopfbolzen (vgl. *Rau (2018)*) im Bereich der Schweißnaht metallographisch auf mögliche Materialfehler untersucht. Dabei konnten keine Fehler im Material Saarform 800 festgestellt werden. Das Material der höherfesten Kopfbolzen war rein ferritisch-perlitisch mit einem Perlit-Anteil von 12-15%. Im Kern konnten einzelne Zeilen von Martensit (gesamt < 1%) festgestellt werden (vgl. Bild 3.63). Der wärmebeeinflusste Bereich der Verschweißung wies ein Gefüge auf, das aus einem Gemenge aus Bainit und Martensit bestand (vgl. Bild 3.64).

Tabelle 3.20: Kerbschlagarbeit im Bereich der Schweißnaht

Schweißnaht höherfeste Kopfbolzen/ Ankerplatte	**T_{st}**	**Kerbschlagarbeit**	**Mittelwert**
	[°C]	**K_{vi}**	**K_v**
		[J]	**[J]**
Sollwerte	*-20*		*27*
Materialkennwerte von Element	-20	28	**18**
		19	
		8	

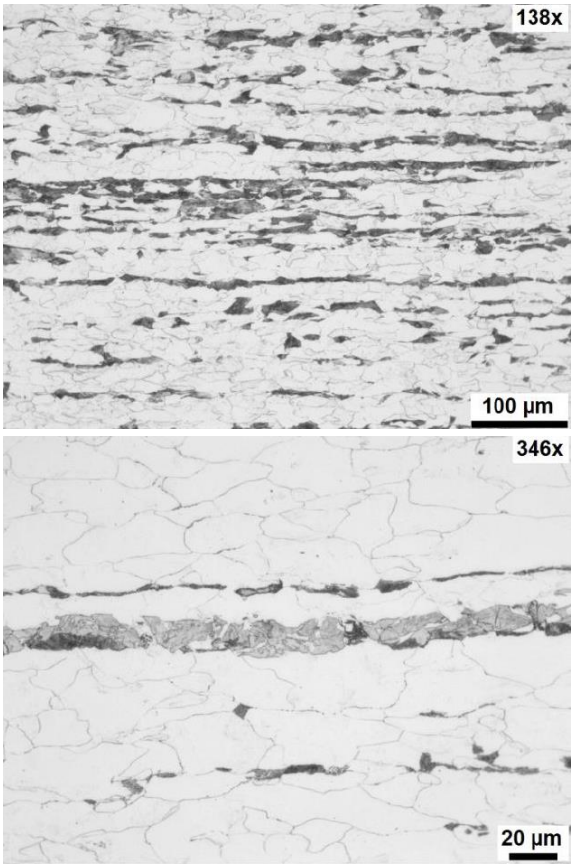


Bild 3.63: Gefüge der unverschweißten höherfesten Kopfbolzen nach *Rau 2018*

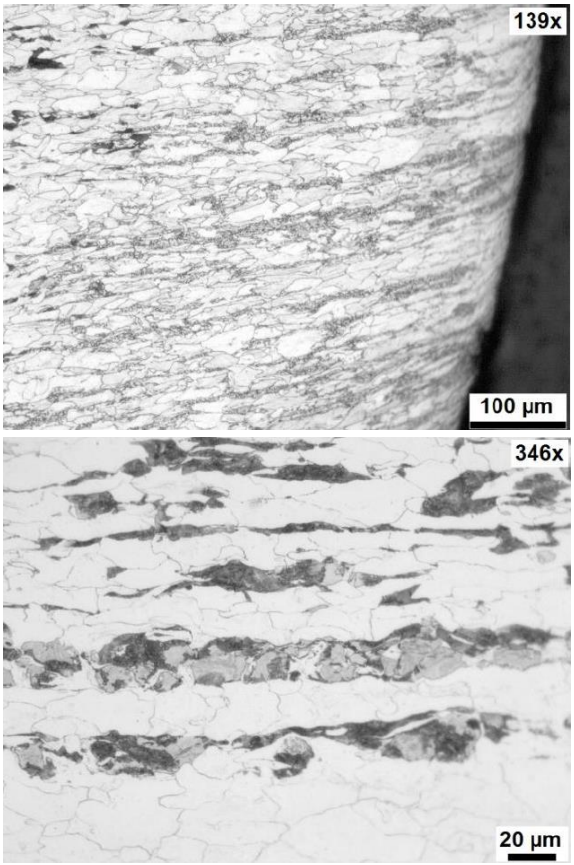


Bild 3.64: Gefüge im wärmebeeinflussten Bereich der Schweißzone nach *Rau 2018*

Im Rahmen der Materialuntersuchungen der höherfesten Kopfbolzen konnten keine Auffälligkeiten festgestellt werden. Sehr deutlich sind allerdings die geringen Kennwerte für die Bruchdehnung und die Kerbschlagarbeit der Kopfbolzen mit Hilfe derer auf eine geringe Duktilität des Werkstoffes geschlossen werden kann. In den Versuchen an Anschlüssen zwischen Stahl und Beton war das Tragverhalten bei der Verwendung von höherfesten Kopfbolzen nicht duktil. Insbesondere für den Anwendungsbereich der Anschlüsse sind Kopfbolzen aus dem oben Beschriebenen Material nicht empfehlenswert, da Lastumlagerungen und ein duktiles Tragverhalten nicht möglich ist. Bei einer weiteren Verwendung von Kopfbolzen aus höherfestem Material wären weiterführende Untersuchungen notwendig, die zu genauen Festlegungen (z.B. Prüftemparatur, etc.) der erforderlichen Kerbschlagarbeit führen.

3.4.3 Untersuchungen zur Porenbildung im Bereich der Schweißnähte

In den Versuchen mit höherfesten Kopfbolzen ergaben sich neben den Beobachtungen zur geringen Duktilität des Werkstoffes (vgl. Kapitel 3.4.2) Auffälligkeiten im Bereich der Schweißnähte. In manchen der Kopfbolzen konnte eine überdurchschnittlich starke Porenbildung beobachtet werden. Diese Beobachtungen ergaben sich bereits bei der Versuchskörperherstellung. Obwohl bei der Biegeprüfung die erforderliche Verformung der Kopfbolzen um 60° ohne Anriss im Bereich der Schweißstelle nachgewiesen und beim Aufschweißen der Kopfbolzen auf den Versuchskörpern ein gleichmäßiger Schweißwulst beobachtet werden konnte, brachen beim Ausrichten der Kopfbolzen auf den Versuchskörpern vereinzelt Kopfbolzen ab (vgl. Bild 3.65). Nach Rücksprache mit dem Hersteller der Kopfbolzen, der diese auch aufgeschweißt hatte, wurden zunächst die Keramikringe als mögliche Ursache ausgemacht, die durch eine längere Lagerung möglicherweise feucht geworden waren. Aus diesem Grund wurden an allen Versuchskörpern mit höherfesten Kopfbolzen die Kopfbolzen nochmals abgenommen und erneut aufgeschweißt. Im Bereich der Verschweißung wurde Material bis zur Schweißnahtwurzel abgenommen (vgl. Bild 3.66). Die Schweißnähte der Kopfbolzen waren nach dem erneuten Aufschweißen bei der Sichtprüfung und beim Ausrichten unauffällig.

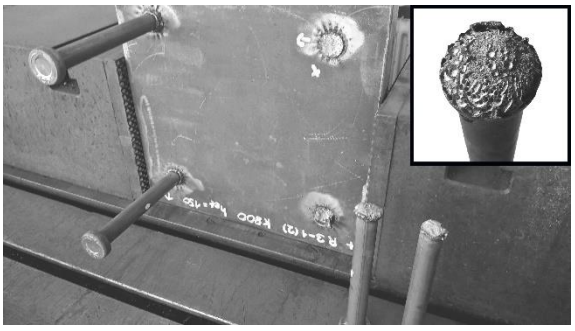


Bild 3.65: Abgebrochene Kopfbolzen bei Herstellung der Versuchskörper

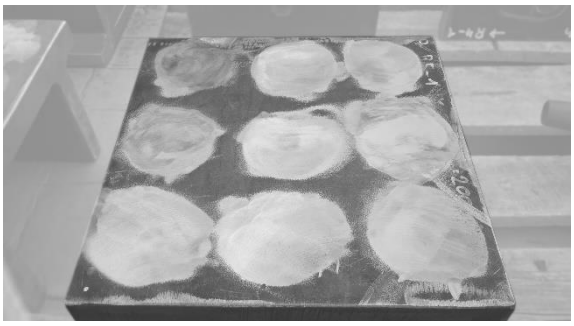


Bild 3.66: Abgenommene Kopfbolzen zum erneuten Aufschweißen der Kopfbolzen

Nach Versuchsdurchführung wurden dennoch vereinzelt in den Bruchflächen der höherfesten Kopfbolzen im Bereich der Schweißnähte Poren beobachtet. In den Versuchen mit einer ausgeprägten Porenbildung konnte die volle Stahltragfähigkeit der Kopfbolzen nicht aktiviert werden und es kam zum Stahlversagen der Kopfbolzen, obwohl der Versuch rechnerisch eigentlich auf ein Betonversagen ausgelegt worden war (vgl. Kapitel 3.3.3.4). Um den Einfluss der Schweißnahtqualität auf die Traglast und die Versagensarten beurteilen zu können wurden alle Ankerplatten vollständig ausgebaut. Anschließend wurden die Schweißnähte beurteilt. Eine vollständige Dokumentation der Schweißnähte ist im Versuchsbericht *Kuhlmann, Ruopp (2018)* gegeben. Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass ausschließlich in den Versuchen mit höherfesten Kopfbolzen eine Porenbildung im Bereich der Schweißnähte beobachtet wurde. Hier waren lediglich die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss auffällig, so dass in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss die Stahltragfähigkeit der höherfesten Kopfbolzen voll aktiviert wurde. Insgesamt waren 11 Schweißnähte der Kopfbolzen auffällig (vgl. Tabelle 3.21). Für die Entwicklung des analytischen Bemessungsmodells und zur Berücksichtigung einer möglichen Reduktion des Stahlquerschnitts wurde der Porenflächenanteil der auffälligen Kopfbolzen ermittelt und berechnet (vgl. Bild 3.67). Im überwiegenden Anteil der Auswertung der Schweißnähte im Bereich der Kopfbolzen (Anteil = ~ 90%) konnte keine Porenbildung beobachtet werden. In den verbleibenden 10% streute die Anzahl der Poren unterschiedlich. Ca. 2% der Kopfbolzen hatten eine ausgeprägte Porenbildung mit einer Reduktion der Querschnittsfläche von >25% (vgl. Bild 3.67). Im Bereich von Anschlüssen zwischen Stahl- und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung müssen hohe Kräfte in das Massivbauteil eingeleitet werden. Über eine vollflächige Verschweißung muss daher sichergestellt werden, dass die diese Kräfte sicher übertragen werden können. Die Ergebnisse der hier vorgestellten Versuche mit höherfesten Kopfbolzen zeigen allerdings, dass dies nicht in allen Versuchen gewährleistet werden konnte. Neben der geringen Duktilität der höherfesten Kopfbolzen ist die mögliche Porosität im Bereich der Schweißnähte ungünstig für das Tragverhalten und es wurden daher weiterführende Untersuchungen zu den möglichen Ursachen der Porenbildung durchgeführt (vgl. Kapitel 3.4.4).

Tabelle 3.21: Auswertung der Porenfläche

Versuch	Anzahl auffälliger Kopfbolzen im Versuch	Kopfbolzen Nr.	Porenflächenanteil
R6-1-2	1	2	18,3%
R6-1-3	1	3	11,0%
R4-1-3	1	3	11,4%
R3-2(1)	1	1	9,7%
R2-2	2	1	0,1%
		3	39,3%
R2-3	1	2	23,1%
R5-3	3	3	28,2%
		4	8,9%
		5	42,1%
R6-2-2	1	2	23,7%

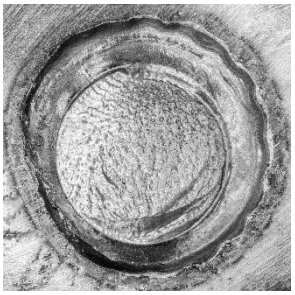
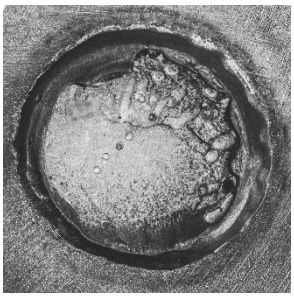
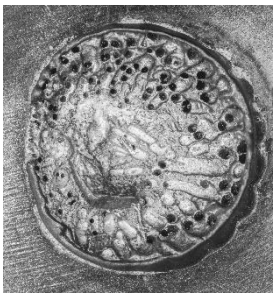
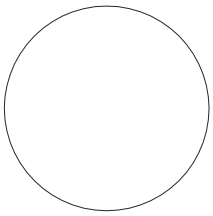
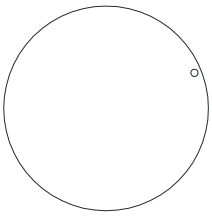
Verschweißung ohne Porenbildung	Verschweißung mit geringer Porenbildung	Verschweißung mit mittlerer Porenbildung	Verschweißung mit ausgeprägter Porenbildung
Porenanteil: ~ 0%	Porenanteil: < 10%	Porenanteil: 10% bis 25%	Porenanteil: > 25%
Versuch R6-2-2 – KB 1	Versuch R2-2 – KB 1	Versuch R3-2(1) – KB 1	Versuch R2-2– KB 3
			
			
Anteil insg. in Bezug auf alle Schweißungen: ~ 90 %	Anteil insg. in Bezug auf alle Schweißungen: ~ 3 %	Anteil insg. in Bezug auf alle Schweißungen: ~ 5 %	Anteil insg. in Bezug auf alle Schweißungen: ~ 2 %

Bild 3.67: Untersuchungen zur Porenbildung im Bereich der Schweißnähte der höherfesten Kopfbolzen

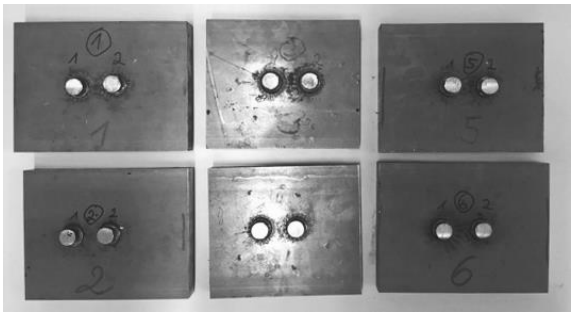
3.4.4 Ursachen der Porenbildung und Beurteilung der Schweißnahtqualität

In 10% der Verschweißungen der höherfesten Kopfbolzen konnte eine unterschiedlich stark ausgeprägte Porenbildung nach der Versuchsdurchführung beobachtet werden. Zur Identifikation möglicher Ursachen für die Porenbildung wurden vom Hersteller weiterführende Untersuchungen der Verschweißung durchgeführt. Unter Variation der Schweißparameter wurden sechs Proben geschweißt (vgl. Tabelle 3.22). Die Einstellungen der Probe 1 entsprachen den Standard-Einstellungen für Kopfbolzenschweißungen. Die Kopfbolzen wurden auf 30 mm dicke Stahlplatten geschweißt, um gleiche Versuchsrandbedingungen wie in den Ankerplattenversuchen zu schaffen.

Tabelle 3.22: Variation der Schweißparameter

Probe	Schweißenergie	Schweißzeit
Probe 1	1600 A	800 ms
Probe 2	1500 A	1000 ms
Probe 3	1400 A	1200 ms
Probe 4	1700 A	800 ms
Probe 5	1800 A	800 ms
Probe 6	1500 A	1200 ms

Bild 3.68: Schweißproben mit höherfesten Kopfbolzen



Um die Schweißnahtqualität untersuchen zu können wurden die 30 mm dicken Ankerplatten auf 15 mm abgefräst und die Kopfbolzen bis knapp über dem Schweißnahtwulst abgeschnitten. Von den Proben mit reduzierter Querschnittsdicke konnten am Referat für zerstörungsfreie Prüfung der MPA Stuttgart Röntgenaufnahmen hergestellt werden und die Porenbildung im Bereich der Schweißnaht überprüft werden.

Das Ergebnis der Röntgenaufnahmen der Schweißproben ist in Bild 3.69 dargestellt. In den Versuchen mit den Standart-Schweißparametern konnte die geringste Porenbildung beobachtet werden. Innerhalb der Proben streute der Porenanteil allerdings deutlich, so dass ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Porosität, der Schweißenergie und der Schweißzeit nicht festgestellt wurde. Eine Porenbildung durch Überhitzung infolge von zu hoch eingestellter Stromstärke, sowie eine Behinderung des Entweichens der Gase durch eine zu schnelle Abkühlung ist aber generell möglich. Es ist zu berücksichtigen, dass sich die Poren im Bereich der Schweißnähte sogar überlagern und in unterschiedlichen Ebenen angeordnet sind, was sich noch ungünstiger auf die Tragfähigkeit auswirkt.

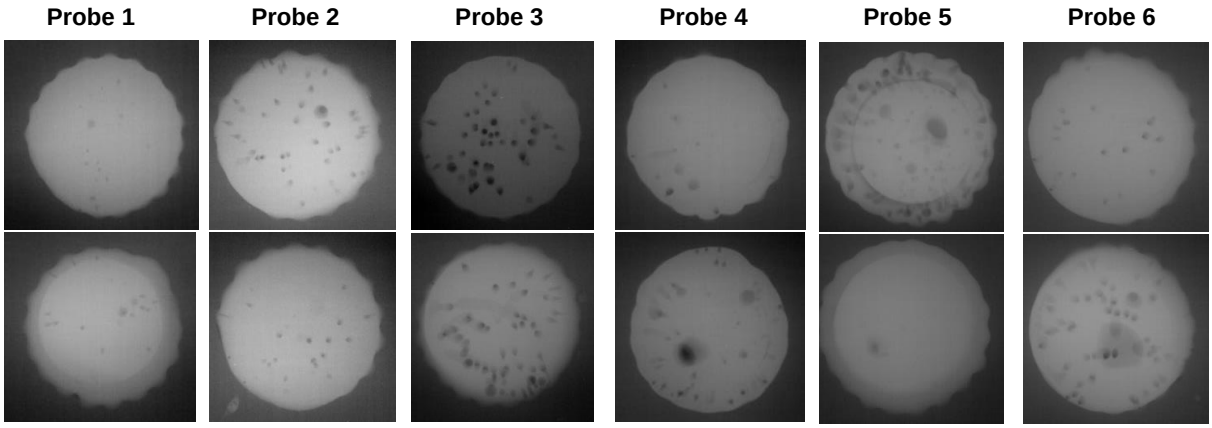


Bild 3.69: Porenbildung im Bereich der Schweißproben von höherfesten Kopfbolzen

Die Schweißproben, die beim Hersteller unter Idealbedingungen durchgeführt wurden, lassen den Schluss zu, dass im Bereich von Kopfbolzenschweißungen mit Porenbildung zu rechnen ist. Möglich ist, dass insbesondere bei den höherfesten Kopfbolzen, die nach Kapitel 3.4.2.4 eine geringe Duktilität hatten, die Poren eine Kerbe darstellen, die den Bruch in der Schweißzone zusätzlich begünstigt. Es ist vorstellbar, dass normalfeste Kopfbolzen in diesem Bereich ein gutmütigeres Verhalten aufzeigen, da hier Umlagerungen besser möglich sind. Die Ursachen der tatsächlichen Porenbildung der höherfesten Kopfbolzen konnten nicht eindeutig geklärt werden. Insbesondere bei Kopfbolzenschweißungen mit Keramikringen ohne Schutzgas sind zusätzlich atmosphärische Verunreinigungen ein Faktor.

Die Versuche nach Kapitel 3.2 und Kapitel 3.3 lassen den Schluss zu, dass ein geringer Anteil an Poren im Bereich der Schweißnaht, insbesondere bei normalfesten Kopfbolzen, einen geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit bei Stahlversagen haben kann. Es ist anzunehmen, dass in den Kopfbolzen im Druckbereich der Ankerplatte auch Poren vorhanden waren, diese allerdings auf Grund der geringen Beanspruchung keine Auswirkung auf die Tragfähigkeit hatten. Die Herstellung von Röntgenaufnahmen ist aufwendig, da auf Grund der geringen erforderlichen Durchstrahlungsdicken des Materials die Ankerplatten und Kopfbolzenschäfte abgefräst werden müssen. In *Mühlbauer (2018)* wurden Phased-Array Untersuchungen mit Ultraschall zur zerstörungsfreien Überprüfung der Schweißnahtqualität durchgeführt. Mit den Phased-Array Untersuchungen sollte überprüft werden, ob es möglich ist die Porenbildung im Bereich der Verschweißung zerstörungsfrei zu beurteilen. Hierfür wurden zum einen die Schweißproben der höherfesten Kopfbolzen nach Bild 3.68 und die Verschweißungen der Ankerplatten mit normalfesten Kopfbolzen (Versuch B1-1, B1-2, B1-3 und R4-2-3) untersucht und zusätzlich Röntgenaufnahmen gefertigt um die Messergebnisse mit Phased-Array beurteilen zu können. Die Proben wurden mit Hilfe eines Ultraschallgerätes OmniScan® MX (Olympus) mit einem Phased-Arrray-Sensor mit 64 Elementen mit Nullgrad-Vorlaufkeil (vgl. Bild 3.70) von der Rückseite eingeschallt. Die Senkrechteinschallung wurde mit einer linearen Abtastung und einer Wahl von 16 Elementen mit einer Schrittweite von einem Element durchgeführt. Die Messergebnisse wurden über A-, C-, und S-Bilder ausgewertet. In einem ersten Schritt wurden die Schweißnähte über die Ultraschalluntersuchungen ausgewertet. Um Einflüsse über Unebenheiten an der Oberfläche der Ankerplatte zu minimieren wurden die Ankerplatten an der Einschallseite abgefräst. In einem weiteren Schritt wurde zusätzlich weiteres Material von den Ankerplatten und den Kopfbolzen abgenommen, um für die Röntgenaufnahmen eine bessere Materialdurchdringung zu ermöglichen. Die Proben wurden bis auf eine Stärke von 9 mm abgearbeitet. Über die Phased-Array Untersuchungen kann die Schweißnahtqualität in Bezug auf eine mögliche Porenbildung beurteilt werden. In Bild 3.71 können mögliche Fehlstellen in den C-Bildern über die hellblauen Einfärbungen mit den Röntgenaufnahmen nach Bild 3.72 verglichen werden. Über die Aufnahmen der C-Bilder kann keine Aussage über die Tiefe der Poren getroffen werden, so dass Fehlstellen auch im Grundmaterial möglich sind. Hierfür ist eine genauere Auswertung der S-Bilder erforderlich, die in *Mühlbauer 2018* beschrieben ist. Im Allgemeinen kann allerdings eine Porenbildung über die Phased-Array Untersuchungen dargestellt werden.

Bild 3.70: Prüfkopf mit Sensor Olympus 5L64-A12 und Vorlaufkeil Olympus SA12-0L

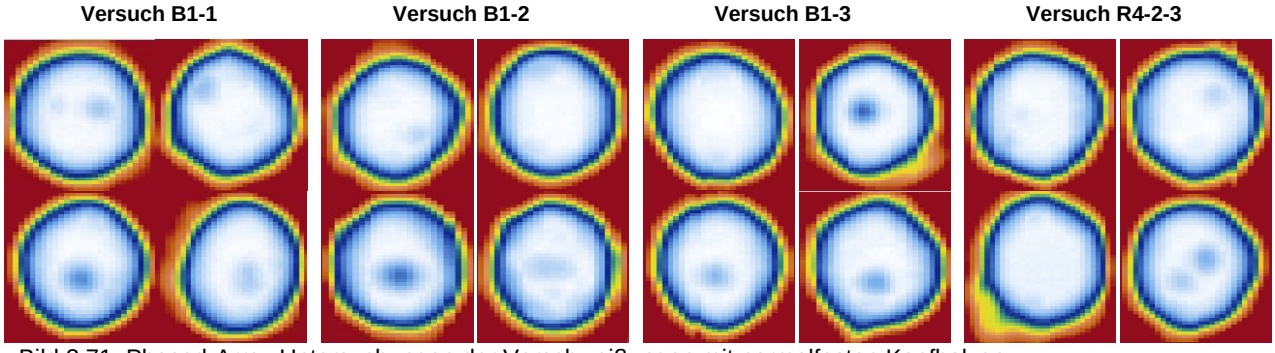


Bild 3.71: Phased-Array Untersuchungen der Verschweißungen mit normalfesten Kopfbolzen

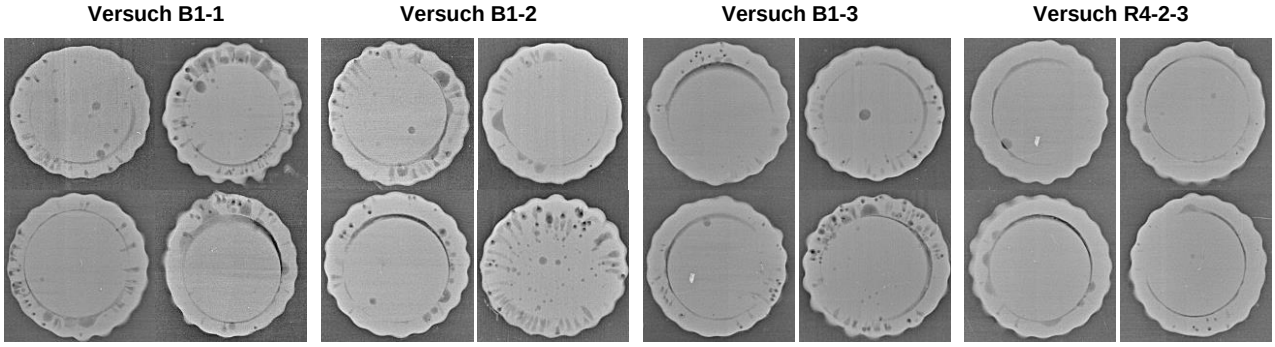


Bild 3.72: Röntgenaufnahmen der Verschweißungen mit normalfesten Kopfbolzen

Eine exakte Beurteilung der Porengröße und der Porenanzahl im Mikrometerbereich ist aber über Phased-Array Untersuchungen mit dem Ultraschallgerätes OmniScan® MX (Olympus) nur begrenzt möglich, da die einzelnen Schwinger des Ultraschallkopfes (vgl. Bild 3.70) bereits eine Breite im Millimeterbereich haben. Insbesondere wenn sich kleinere und größere Poren nebeneinander befinden ist die Darstellung der Poren kritisch zu beurteilen, da sich die Mehrfachreflexe im Bauteil überlagern.

Insgesamt konnten allerdings in den Versuchen mit normalfesten Kopfbolzen eine geringere Porosität in der Verschweißung festgestellt werden (vgl. Bild 3.72) als in den Verschweißungen mit höherfesten Kopfbolzen (vgl. Bild 3.69), so dass die Porenbildung möglicherweise auf eine nicht ausreichend Abstimmung zwischen Keramikring und Durchmesser der höherfesten Kopfbolzen zurückzuführen ist. Eine Porenbildung ist allerdings auch bei normalfesten Kopfbolzen möglich.

3.5 Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden Versuche zu Ankerplatten mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss durchgeführt. Die Versuche zu 2-seitigem Randeinfluss sind dabei dem Anwendungsfall einer Ankerplatte in einer Stütze oder in einem Streifenfundament zuzuordnen. In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss wurde eine konzentrierte Lasteinleitung im Stahl- und Verbundbau wie dem Anwendungsfall eines Anschlusses eines horizontal belasteten Brückenlagers an einen Lagersockel untersucht.

Die Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss stellen eine Erweiterung der Untersuchungen nach *Kuhlmann (2013)* dar. In den Versuchen konnte gezeigt werden, dass durch eine gezielte Zulage von Rückhängebewehrung eine größere Tragfähigkeit im Beton erzielt wurde. Durch die Zulage der Rückhängebewehrung konnte auch in Versuchen mit höherfesten Kopfbolzen ein Stahlversagen erreicht werden. Wesentlich für die Einbausituation am Bauteilrand war zudem ein primäres Betonversagen zum Bauteilrand, ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe. In den Versuchen mit geringeren Randabständen lagerten sich die Kräfte auf die randferne Kopfbolzenreihe um. Im Versuch mit größerem Randabstand waren der Widerstand und die Steifigkeit in der vorderen Kopfbolzenreihe für die Versagensart Betonkantenbruch größer.

In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss wurden ähnliche Versagensmechanismen beobachtet. Allerdings konnten für Zug- und Querlastbeanspruchung in der lastabgewandten Kopfbolzenreihe auf Grund der Bauteilränder nur ein geringeres Betonvolumen aktiviert werden als in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss. Die Versuche wurden paarweise mit und ohne Fixierung der Ankerplatte ausgeführt. Durch die Fixierung wurde ein Abheben der Ankerplatte in der lastabgewandten Reihe verhindert und die Ankerplatte in dem Bereich überdrückt werden. Auf diese Weise wurde eine reine Querlastbeanspruchung untersucht und es konnten größere Versuchslasten erreicht werden. Wie in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss war für das Tragverhalten die vordere Kopfbolzenreihe ausschlaggebend. In den Versuchen mit geringem Randabstand entstand der Betonkantenbruch zunächst ausgehend von dieser Reihe und die Lasten lagerten sich auf die hinteren Kopfbolzenreihen um. Allerdings wurde nicht in allen Versuchen die gewünschten Versagensmechanismen erreicht, da die höherfesten Kopfbolzen in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss z.T. auf Grund von starker Porenbildung vorzeitig versagten und im Tragverhalten nur eine geringe Duktilität aufwiesen.

Daher wurden umfangreiche Materialuntersuchungen und Untersuchungen zur Verschweißung der Kopfbolzen durchgeführt. Das Materialverhalten der normalfesten und die Untersuchungen der Schweißnähte waren unauffällig. In den Untersuchungen der höherfesten Kopfbolzen konnten zwar hohe Festigkeiten bestimmt werden, allerdings hatte das Material eine geringe Duktilität. Weiterhin waren 10% der verschweißten höherfesten Kopfbolzen in den Versuchen zur konzentrierten Lasteinleitung im Beton im Bereich der Schweißnaht durch Porenbildung auffällig. Weiterführende Untersuchungen mit verschiedenen Schweißparametern konnten keine eindeutige Zuordnung der Einflüsse auf die Porenbildung liefern. Um den Einfluss unterschiedlicher Faktoren auf die Porenbildung im Bereich von Kopfbolzenschweißungen mit Keramikring und auf das Tragverhalten erfassen zu können, sind weiterführende Untersuchungen notwendig.

Insbesondere bei der konzentrierten Lasteinleitung im Bereich von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton muss ausgeschlossen werden, dass es im Bereich der Verschweißung der Kopfbolzen zu einem vorzeitigen Versagen kommt, da die Tragfähigkeit auf Grund der Porenbildung und der damit verbundene Reduzierung des tragfähigen Querschnitts nicht voll ausgenutzt werden kann. Die Untersuchung der Schweißnahtqualität über zerstörungsfreie Prüfverfahren stellt dabei eine Möglichkeit dar, die Poren zu erkennen. Dies sollte allerdings nur zur Überprüfung dienen, da vorrangig eine porenfreie Verschweißung angestrebt werden sollte.

4 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN

4.1 Beschreibung des FE-Modells

4.1.1 Allgemeines

Im Rahmen der Untersuchungen zur konzentrierten Lasteinleitung ergaben sich offene Fragestellungen für die Ableitung eines analytischen Modells, die durch weitere numerische Untersuchungen untersucht wurden. Dies betrifft z.B. die Lastverteilung der Querlasten zwischen den Kopfbolzenreihen, die Aktivierung der Bewehrung, den Einfluss der Lagersockelhöhe und den Einfluss der Auflast.

Für die Modellentwicklung wurde das nicht-lineare FE-Programm MASA (Macroscopic Space Analysis) verwendet, mit dem insbesondere das lokale Schädigungsverhalten im Bereich des Betons modelliert werden konnte vgl. *Ožbolt (2016)*. Zur Durchführung der weiteren Parameterstudien wurde das numerische Modell an den Versuchsergebnissen nach Kapitel 3 validiert. In diesem Kapitel wird zunächst das FE-Programm MASA sowie die Umsetzung in einem numerischen Modell beschrieben. Die Verifizierung des Modells an den Versuchsergebnissen und die Ergebnisse der durchgeführten Parameterstudie werden in Kapitel 4.3 für die Anschlüsse mit 2-seitigem Randeinfluss und für die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss beschrieben.

4.1.2 Microplane-Modell und Schädigungsmodell des nichtlinearen FE-Programms MASA

Die Modellierung der Versuche unter Querkraftbeanspruchung erfolgte im Rahmen des “pre-processings“ mit dem kommerziellen CAE-Programm Femap (Finite Element Modelling And Postprocessing). Für die importierten Geometrien wird in FEMAP (*FEMAP v11.1.0*) die zugehörige Vernetzung, die Materialzuordnungen, Kraft und Randbedingungen sowie Kontakte definiert. Diese Definitionen werden in einem weiteren Schritt über eine Routine mit Hilfe der MASA-Programmoberfläche eingelesen.

Nach der Definition weiterer Parameter wie Materialfestigkeiten, Lastschrittweite, etc. erfolgte die numerische Berechnung mit MASA. Im Anschluss an die Berechnung werden zur Darstellung der Ergebnisse ausgewählte Datensätze der einzelnen Lastschritte wieder an FEMAP übertragen. Die Auswertung der Dübelkräfte über ausgewählte Knotenkräfte innerhalb eines Schnittes durch den Kopfbolzenschaft erfolgt separat. Im Folgenden wird in einer kurzen Einführung in das FE-Programm MASA das verwendete „Microplane“-Materialmodell und weiterer numerische Betrachtungen erläutert und anschließend der Aufbau des numerischen Modells im Detail in der Reihenfolge der Modellerstellung vorgestellt .

Zur Modellierung des Materialverhaltens spröder Materialien wie Beton können unterschiedliche kontinuumsmechanische Modelle wie Plastizitätsmodelle oder Plastizitäts-Schädigungs-Modelle verwendet werden. Eine Darstellung des Materialverhaltens unter Berücksichtigung des lokalen Schädigungsverhaltens wie beispielsweise der Rissbildung im Beton ist mit diesen Modellen nicht in jedem Fall möglich. Insbesondere zur Modellierung von Beton- und Stahlbetonbauteilen wurde am Institut für Werkstoffe im Bauwesen an der Universität Stuttgart das FE-Programm MASA entwickelt, mit dem auch das Tragverhalten von Verbindungsmitteln sowie gesamter Einbauteile wie Ankerplatten passend modelliert werden kann. Hintergründe zu den in MASA implementierten Material- und Schädigungsmodelle sind in *Ožbolt u.a. (1999)* beschrieben. Im Folgenden werden die wesentlichen Aspekte dargestellt.

In dem in MASA hinterlegten „Microplane“-Materialmodell wird das Materialverhalten im Bereich von voneinander unabhängigen, unterschiedlich orientierten Mikroebenen definiert. Diese Mikroebenen können Schwachstellen wie beispielsweise Kontaktbereiche des Korngerüsts darstellen (vgl. Bild 4.1). Auf diesen Microebenen werden die Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Normal- und für Schubspannungen über eindimensionale Beziehungen definiert (vgl. Bild 4.2). Mit der Definition der Spannungsbeziehungen auf jeder Mikroebene kann die makroskopische Steifigkeit und der Spannungstensor des Modells berechnet werden, indem mit Hilfe der Methode der virtuellen Arbeit über die Richtungen integriert wird.

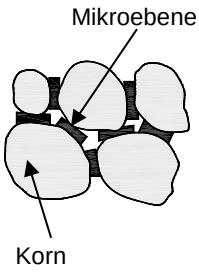


Bild 4.1: Kontaktflächen als Mikroebenen im Bereich des Korngerüsts nach *Ožbolt u.a. (1999)*

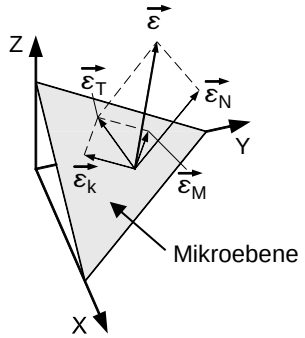


Bild 4.2: Microebene im Microplane Model und zugehörige Dehnungskomponenten nach *Ožbolt u.a. (1999)*

Die Dehnungen im Bereich eines Integrationspunkt werden dabei auf einen Vielflächenkörper, der diesen Punkt umgibt übertragen. Die Oberflächen dieses Körpers entsprechen den oben beschriebenen Mikroebenen mit den zugehörigen Spannungs- und Dehnungskomponenten. Für das „Microplane"-Materialmodell existieren verschiedene numerische Umsetzungen. In der Umsetzung nach dem „kinematic-constraint"-Modell werden die Dehnungen auf Makroebene als Projektionen der Microebene angenommen.

In einer weiterentwickelten Version dieses Modells werden die Spannungs- und Dehnungskomponenten auf Mikroebene in einen deviatorischen und einen volumetrischen Anteil gegliedert. Dadurch kann das Entfestigungsverhalten unter Zug über einachsiale Bestimmungsgleichungen und das Druckversagen im dreidimensionalen beschrieben werden. Das „Microplane" Materialmodell wurde anhand unterschiedlicher Lastkombinationen validiert vgl. *Ožbolt u.a. (1999)* und im Rahmen von unterschiedlichen Forschungsprojekten im Bereich von Ankerplatten (*Kuhlmann, Eligehausen u.a. (2008)*, *Kuhlmann, Ožbolt (2013) und Kurz, Kuhlmann u.a. (2016)*) erfolgreich bei verschiedenen Anschlussgeometrien mit Kopfbolzen eingesetzt.

Bei der FE-Modellierung von Ankerplatten muss für eine wirklichkeitsnahe Diskretisierung das Schädigungsverhalten wie die Rissbildung im Beton ausreichend abgebildet werden. Herkömmliche lokale Schädigungsmodelle, die auf Grund der Rissbildung an Festigkeit verlieren sind netzabhängig. Aus diesem Grund sind im FE-Programm Lokalisierungsbegrenzer implementiert. Im Allgemeinen können mit der nichtlokalen Integralmethode („nonlocal approach") und der verschmierten Rissband-Methode („smeared crack band approach") zwei unterschiedliche Ansätze berücksichtigt werden.

Bei der Rissbandmethode wird der Riss als Bereich der Schädigung im Beton in einer Reihe von finiten Elementen lokalisiert und das Entfestigungsgesetz des Materials an die Elementgröße angepasst. Die Bruchenergie des Betons wird auf diese Weise nach Gleichung (4.1) an die vorhandene Elementgröße angepasst.

$$G_F = A_F \cdot h \tag{4.1}$$

Mit:

A_F	Fläche unter der lokalen Spannungs-Dehnungs-Kurve für zentrischen Zug;
h	gemittelte Elementgröße bzw. angenommen Breite des Rissbandes.

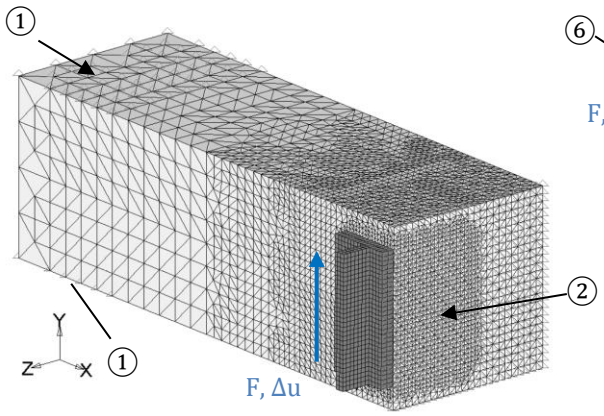
Die Modellierung der Entfestigung im Bereich von Druckspannungen wird über den gleichen Ansatz wie nach Gleichung (4.1) über eine Anpassung der Bruchenergie an die Elementgröße durchgeführt. Allerdings wird hier angenommen, dass die Bruchenergie für eine einachsige Druckbeanspruchung ca. 100-mal größer als für die Zugbeanspruchung ist.

Bei der nichtlokalen Integralmethode werden die zur Spannungsermittlung erforderlichen Dehnungen über eine charakteristische Länge l_{ch} gemittelt. Grundlegendes Konzept ist, dass die Spannungen an einem bestimmten Punkt nicht ausschließlich von den Dehnungen dieses Punktes, sondern auch von den benachbarten Punkten abhängig sind. Da die charakteristische Länge l_{ch} kein reiner Werkstoffkennwert ist und vom Spannungs- und Dehnungsumfeld in der Umgebung der Rissprozesszone abhängig ist, sind die numerischen Modelle an den Versuchen zu verifizieren.

Beide Ansätze sind in Masa implementiert und machen eine netzunabhängige Analyse möglich. Es hat sich allerdings gezeigt, dass eine wirklichkeitsnahe Modellierung des Schädigungsverhaltens im Bereich der Ankerplatte nur möglich ist, wenn das Netz ausreichend fein genug ist.

4.1.3 Modellerstellung mit FEMAP

Für die Modellerstellung der Versuche mit großen Ankerplatten wird das kommerzielle CAE-Programm FEMAP (*FEMAP v11.1.0*) verwendet. Die Abmessungen der Versuchskörper sind mit der Geometrie der durchgeführten Versuche identisch. Zur Einsparung von Rechenzeit werden die Symmetrie des Versuchskörpers ausgenutzt und lediglich die Hälfte des jeweiligen Versuchskörpers modelliert (vgl. Bild 4.3 und Bild 4.4). Bei den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss wird nicht der gesamte Versuchskörper modelliert, sondern ausschließlich der Betonteil bis zur Abspannung des Versuchskörpers, der für die Entwicklung des Bemessungsmodells relevant ist (vgl. Bild 4.4).



① Lagerung in y-Richtung; ② Lagerung in y-Richtung (Symmetrieebene); ③ Lagerung in x-Richtung (Symmetrieebene); ④ Lagerung in x-,y- und z- Richtung; ⑤ Lagerung in y-Richtung; ⑥ Lagerung in z-Richtung bei in den Versuchen mit Fixierung

Bild 4.3: FE-Modell mit Symmetrie- und Randbedingungen für die Anschlüsse mit 2-seitigem Randeinfluss

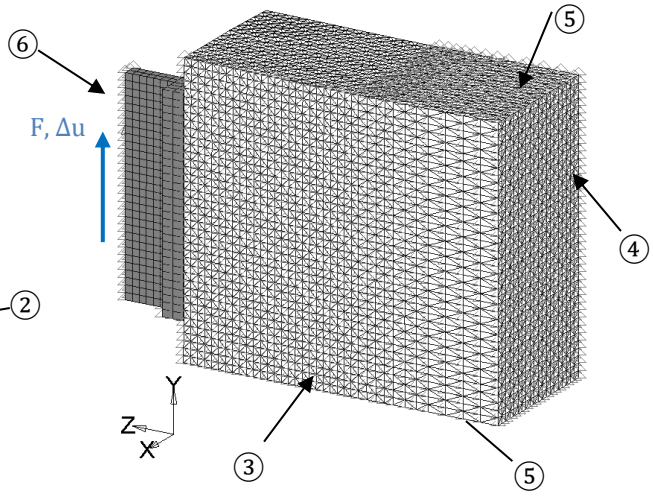


Bild 4.4: FE-Modell mit Symmetrie- und Randbedingungen für die Anschlüsse mit 4-seitigem Randeinfluss

Das Netz wird ausgehend von den Kopfbolzen erzeugt, indem in einem ersten Schritt die Elementgrößen auf den Bauteilkanten definiert werden. Die Kopfbolzen werden mit Elementen mit einer Hexaederform modelliert, die zunächst mit Flächenelementen generiert wird und dann über die Länge des Kopfbolzenkopfes und des Kopfbolzenschaftes extrudiert werden. Als vorteilhaft hat sich dabei im Rahmen von unterschiedlichen Untersuchungen in begleitenden Masterarbeiten (vgl. *Bernhart (2016)*, *Markovic (2017)*, *Messner (2017)* und *Ziwes (2018)*) erwiesen, das Modell modularisiert aufzubauen. Damit können Parametereigenschaften wie Kopfbolzenlänge, Kopfbolzenanzahl oder Bewehrungsgrad vergleichsweise leicht modifiziert werden, ohne das Modell für jede neue Parameterkonstellation von Grund auf neu aufbauen zu müssen. Die geometrischen Abmessungen der unterschiedlichen Parameterkonstellationen können dem Versuchsbericht nach *Kuhlmann, Ruopp (2018)* entnommen werden.

Der Aufbau des numerischen Modells erfolgt ausgehend vom Kopfbolzen. In einem weiteren Schritt wird der Kontaktbereich zwischen Beton und Ankerplatte modelliert. In den Versuchen werden bei der Versuchsdurchführung über die Dehnungsmessungen an den vorderen Kopfbolzen Stauchungen gemessen. Damit diese Druckkräfte auch im numerischen Modell übertragen werden können, wird auch ein Kontakt zwischen Kopfbolzen und Beton an der Unterseite des Kopfbolzens definiert, so dass Druckkräfte in diesem Bereich übertragen werden (vgl. Bild 4.5). Kontakte zwischen unterschiedlichen Elementen können in MASA über Bar-Elemente definiert werden. Diese linienförmigen Kontaktelemente können generiert werden, indem eine 1-mm dicke Kontaktschicht zwischen den Materialien eingezogen wird und die gegenüberliegenden Knoten mit den Bar-Elementen verbunden werden. Die Bar-Elemente stehen so senkrecht auf die Stahloberfläche. Die Modellierung einer Kontaktschicht ist des Weiteren numerisch begründet, da eine Berücksichtigung der Bar-Elemente ohne die Kontaktschicht nicht möglich ist. Die Bar-Elemente können nur Druckkräfte übertragen und werden bei einer möglichen Zugbelastung im Element im jeweiligen Berechnungsschritt nicht berücksichtigt. Der Kontaktschicht werden in der FE-Berechnung kleine Materialkennwerte zugeordnet.

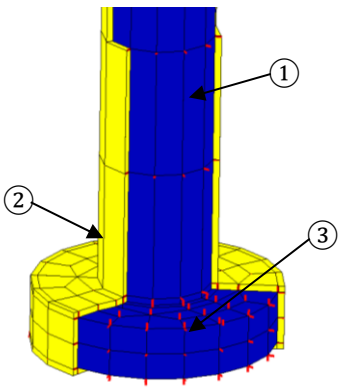


Bild 4.5: Isometrische Ansicht des Bereichs des Kopfbolzenkopfs mit Kopfbolzen ①, Kontaktschicht ② und Bar-Elementen ③

Der Aufbau des Kontaktes zwischen Stahl und Beton ist in Bild 4.5 dargestellt. Der Bereich zwischen der Ankerplatte und dem Beton wird in ähnlicher Art und Weise wie der Kontakt zwischen Kopfbolzen und Beton aufgebaut. Der Beton wird im Gegensatz zu den Stahlbauteilen mit Tetraeder-Elementen modelliert. Damit können insbesondere im Bereich der Ankerplatten die Netzdichte lokal verfeinert werden. An den weniger kritischen Stellen wird ein gröberes FE-Netz gewählt. Der Volumenkörper des Betons wird dabei in Rechteckblöcke aufgeteilt. Auf den Rändern dieser Blöcke werde die Elementgröße der Betonelemente durch Unterteilung der Elementkanten definiert und die Stabelemente der Oberflächenbewehrung und der Rückhängebewehrung festgelegt.

In vorangegangenen Forschungsvorhaben konnte der Einfluss der im Bauteil liegenden Bewehrung auf das Traglastverhalten von Ankerplatten unter Schub insbesondere mit numerischen Untersuchungen nachgewiesen werden vgl. *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* und *Kuhlmann, Ožbolt (2013)*. Die Bewehrung wird daher im Modell über Stabelemente mit den Materialeigenschaften nach *Kuhlmann, Ruopp (2018)* berücksichtigt. In den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung werden vergleichsweise hohe Bewehrungsgrade verwendet. Vereinfachend wird auf eine Modellierung der Bewehrungsradien verzichtet und die beiden in den Krümmungsradien liegenden Längsbewehrungsstäbe werden auf der Elementkante der Betonblöcke modelliert. An den Kanten zwischen den Bewehrungsbügeln und der Längsbewehrung werden die Stabelemente biegesteif miteinander verbunden. Alle anderen Stabelemente der Bewehrung sind gelenkig miteinander verbunden. Vergleichsrechnungen nach *Markovic (2017*) haben gezeigt, dass insbesondere bei den Versuchen mit kurzen Kopfbolzen die Hakentragwirkung der Rückhängebewehrung vernachlässigt werden kann, wenn die Stabelemente in diesen Bereichen nicht biegesteif modelliert werden. Dies deckt sich mit den Untersuchungen in anderen Forschungsvorhaben nach *Schmid (2009)*. In Bild 4.6 und Bild 4.7 ist die Bewehrung und die Rückhängebewehrung im Versuchskörper dargestellt.

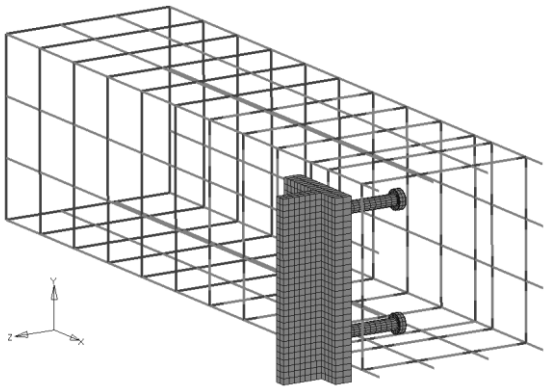


Bild 4.6: Modellierung der Bewehrung für die Anschlüsse mit 2-seitigem Randeinfluss

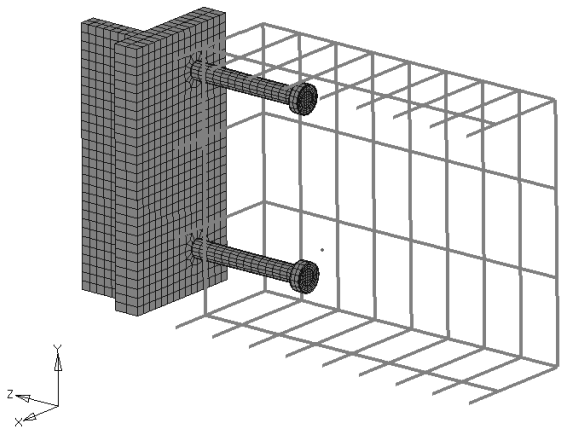


Bild 4.7: Modellierung der Bewehrung für die Anschlüsse mit 4-seitigem Randeinfluss

Zwischen Ankerplatte und Beton, sowie zwischen den Kopfbolzen und dem Beton wurde eine Kontaktschicht mit integrierten Stabelementen definiert. Aus numerischen Gründen werden die Stabelemente mit jeweils sechs Freiheitsgraden in der Kontaktschicht eingebettet und fallen bei einer entsprechenden Zugbeanspruchung aus, da diese nur Druck übertragen können. In MASA wird der Kontakt zwischen zwei Materialien festgelegt, indem entsprechende Knotenverbindungen über die Stabelemente definiert werden.

Die Reibung im Bereich der Kontaktschicht zwischen Stahl und Beton wird nach *Fichtner (2011)* im Modell berücksichtigt. In ersten Untersuchungen hat sich die Berücksichtigung eines Reibkoeffizienten von $\mu = 0{,}3$ als geeignet herausgestellt. Nach der Erstellung des FE-Netzes und der Zuordnung der Materialien zu den Volumen- oder Stabelementen werden die Randbedingungen definiert. Neben den Randbedingungen in der Symmetrieebene werden die Lagerungen der Versuche in den zugehörigen Bereichen auf der Betonoberfläche definiert. Am Stahleinbauteil ist zusätzlich auf vier Knoten eine Verschiebung in die Belastungsrichtung definiert. In den Versuchen mit einer Fixierung der Ankerplatte ist neben den Lagerungsbedingungen, den Symmetriebedingungen und den Kraftrandbedingungen eine Halterung orthogonal zur Belastungsrichtung definiert. In einem weiteren Schritt werden die übereinanderliegenden Knoten miteinander verschmolzen und die Knoten und Elemente neu nummeriert. Aus numerischen Gründen erfolgt die Nummerierung in Belastungsrichtung. Mit der Nummerierung der Knoten und der Elemente endet das “pre-processing“ in FEMAP (*FEMAP v11.1.0*) und das Modell wird über eine Routine von FEMAP ausgelesen und über die Benutzeroberfläche von MASA eingelesen.

4.1.4 Materialparameter

Insgesamt werden acht unterschiedliche Materialien im numerischen Modell verwendet, für die die Materialeigenschaften über Versuche nach Kapitel 3.4 definiert werden. Die gewählten Materialeigenschaften sind in der Dokumentation der numerischen Validierung im Anhang angegeben. Die Materialeigenschaften der Betonelemente werden mit den erforderlichen Angaben des Microplane-Modells definiert. Hierfür sind Angaben über die Zug- und Druckfestigkeit, E-Modul, Querdehnzahl sowie die Bruchenergie notwendig. Die Betondruckfestigkeit wird über drei Würfelproben mit 150 mm Kantenlänge am Versuchstag gemessen. Aus diesen Ergebnissen werden die weiteren Materialkennwerte nach *fib Model Code 2010* mit den Gleichungen (4.3) bis (4.5) bestimmt.

$$f_{ck} = f_{cm} = 0{,}81 \cdot f_{ck,cube,150} \tag{4.2}$$

$$f_{ctm} = 0{,}30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \tag{4.3}$$

$$E_{cm} = 21500 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{\frac{1}{3}} \tag{4.4}$$

$$G_f = \frac{k \cdot f_{cm}^{0,18}}{1000} \tag{4.5}$$

In den Versuchen konnten sowohl Beton- als auch Stahlversagensmechanismen beobachtet werden. Aus diesem Grund werden die Kopfbolzen über ein nichtlineares Materialverhalten abgebildet. Dazu werden E-Modul, Streckgrenze, Zugfestigkeit, Querdehnzahl sowie der Wiederverfestigungsmodul angegeben. Für die Streckgrenze und die Zugfestigkeit werden die Messwerte der Zugproben angenommen. Der E-Modul wurde mit E_s = 200.000 N/mm², die Querkontraktionszahl zu ν = 0,33 und der Wiederverfestigungsmodul zu H = 3.000 N/mm² sind konstant angenommen. Für das Stahlversagen wird speziell für die numerischen Untersuchungen zur konzentrierten Lasteinleitung ein Abbruchkriterium beim Erreichen der Bruchdehnung definiert, das über eine .dan Datei eingelesen wurde. Das Stahlversagen der Kopfbolzen wurde in Zugproben in *Markovic (2017)*, *Messner (2017)* und *Ziwes (2018)* validiert.

Im Bereich der Rückhängebewehrung werden die verschiedenen Bewehrungsdurchmesser im Modell durch die Definition der Eigenschaften der Stabelemente berücksichtigt. Somit können in den Nachrechnungen der Bewehrungsdurchmesser der Rückhängebewehrung über die Querschnittsfläche der Bewehrung variiert werden. In der Materialdefinition können diesen Stabelementen Querschnittsflächen zugeordnet werden und der Einfluss in der Berechnung der Elemente durch die Wahl einer sehr geringen Querschnittsfläche minimiert werden.

Die Bewehrungsstäbe werden wie der Baustahl nichtlinear mit Verfestigung modelliert. Hierfür werden die Streckgrenze und die Zugfestigkeiten den Materialzeugnissen der zugehörigen Prüfberichte entnommen. Für den E-Modul, die Querkontraktion und den Wiederverfestigungsmodul werden die identischen Werte wie für die Stahleinbauteile gewählt. Die Kontaktschicht, in die die Kontaktstäbe aus numerischen Gründen eingebettet werden, hat keine tragende Wirkung. Aus diesem Grund wird als Materialdefinition für die Kontaktschicht der E-Modul mit $E = 1.0 \cdot 10^{-30}$ gering angesetzt. Für die Kontaktstäbe wird ein E-Modul von E = 1000 N/mm² gewählt, da dadurch Konvergenzprobleme beseitigt wurden. Die Materialeinstellungen für die Nachrechnung der Versuche sind in den Übersichten der validierten Modelle im Anhang gegeben.

4.2 Verifizierung der numerischen Modelle an den Versuchsergebnissen

4.2.1 Allgemeines

Im Folgenden wird die Verifizierung der numerischen Modelle für die Versuche mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss an den Versuchsergebnissen nach Kapitel 3 beschrieben. Mit den im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Annahmen für die geometrischen Randbedingungen wie Lagerung und Lasteinleitung sowie den gewählten Materialparametern kann eine ausreichende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erreicht werden. Neben der Übereinstimmung der Traglasten zwischen den numerischen Modellen und den experimentellen Untersuchungen erfolgt eine Validierung anhand des in den Versuchen beobachteten Schädigungsverhaltens.

In den experimentellen Untersuchungen konnte in acht der 25 Versuche (vgl. Bild 3.67) nach der Versuchsdurchführung eine unterschiedlich stark ausgeprägte Porenbildung in der Schweißnaht beobachtet werden. Auf Grund dieser Porenbildung war die Tragfähigkeit der Kopfbolzen in einigen dieser Versuche begrenzt und der gewünschte Versagensmechanismus wie z.B. ein Betonversagen konnte wegen des vorzeitigen Versagens nicht erreicht werden (vgl. Bild 3.57). Mit Hilfe der numerischen Untersuchungen ist es möglich, für diese Versuche die theoretisch möglichen Traglasten abzuschätzen. Da für die Validierung der numerischen Modelle für 2-seitigen und 4-seitigen Randeinfluss alle Versuchsergebnisse herangezogen werden, muss die Porenbildung der Versuche berücksichtigt werden.

Im Vergleich der Traglasten der FE-Berechnungen mit den beobachteten Höchstlasten der Versuche ergibt sich nach Tabelle 4.1 eine ausreichend genaue Übereinstimmung. Die Übereinstimmung liegt dabei im Rahmen von vorangegangenen Forschungsvorhaben wie *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* sowie *Kurz, Kuhlmann u.a. (2016)* und *Kuhlmann u.a. (2016-2)*. Für den Vergleich experimentell und numerisch bestimmten Höchstlasten der Versuche folgt eine Übereinstimmung mit einem Mittelwert von MW: 0,97; v = 10% (vgl. Bild 4.8). Tendenziell werden die Tragfähigkeiten der Versuche in den Nachrechnungen durch die numerischen Untersuchungen etwas unterschätzt, so dass die Modelle auf der sicheren Seite liegen.

Bei der Validierung der numerischen Untersuchungen wird die Porenbildung im Bereich des Schweißwulstes, die bei manchen Versuchen zu einem vorzeitigem Stahlversagen geführt hat, berücksichtigt. Die Tragfähigkeit der in Tabelle 4.1 kursiv dargestellten Versuche war durch die Porenbildung in den Versuchen reduziert. Die Porenbildung wird im numerischen Modell nicht durch eine Querschnittsreduktion der Elemente im Bereich des Schweißwulstes nachmodelliert, da die tatsächlichen theoretischen Traglasten der Versuche von Interesse sind. Für diese Versuche wird unter Annahme der vollen Stahltragfähigkeit der Kopfbolzen in Tabelle 4.1 mit dem Klammerwert ein oberer Grenzwert für die theoretisch mögliche Tragfähigkeit bei Stahlversagen angegeben. Die Traglasten werden mit Hilfe des in Kapitel 5.2 beschriebenen analytischen Modells unter Annahme der vollen Tragfähigkeit des Kopfbolzenquerschnitts errechnet und für die Validierung verwendet.

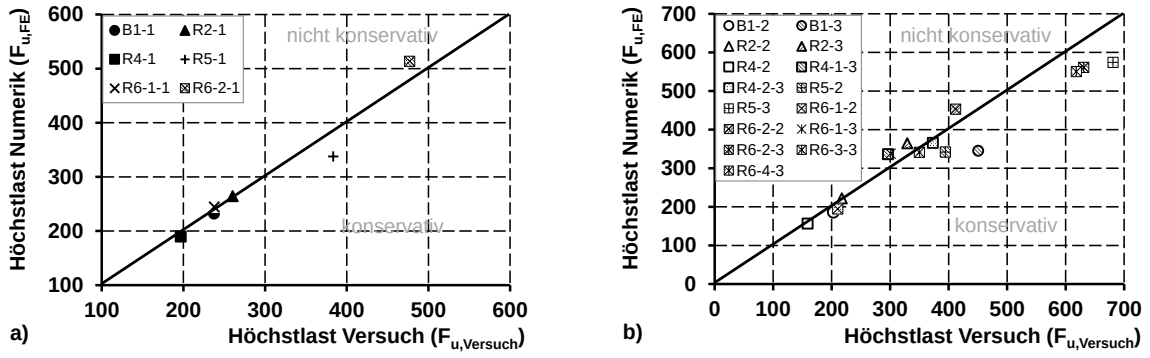


Bild 4.8: Vergleich der Höchstlasten in den numerischen und experimentellen Untersuchungen bei 2-seitigem Randeinfluss a) und 4-seitigem Randeinfluss b)

Tabelle 4.1: Vergleich der Höchstlasten zwischen den FE-Berechnungen $F_{u,FE}$ und der Höchstlasten der Versuche $F_{u,Versuch}$

Nr.	Versuch	Randeinfluss	Lagerung	Einbindelänge	Randabstand	Anzahl der Kopfbolzen	Bewehrungsgrad	Betonfestigkeit	Höchstlast Versuch	Höchstlast Numerik	$F_{u,FE}/F_{u,Versuch}$
	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	B1-1	2-seitig	frei	150	100	4	niedrig	C20/25	237,42	231,92	0,98
2	B1-2	4-seitig	frei	150	100	4	niedrig	C20/25	203,6	186,35	0,92
3	B1-3	4-seitig	gehalten	150	100	4	niedrig	C20/25	453,92	345,36	0,76
4	R2-1	2-seitig	frei	150	100	4	hoch	C20/25	260,26	264,36	1,02
5	R2-2	4-seitig	frei	150	100	4	hoch	C20/25	*219,09 (220,2)*	222,14	1,01 (1,01)
6	R2-3	4-seitig	gehalten	150	100	4	hoch	C20/25	*329,29 (343,1)*	364,90	1,11 (1,06)
7	R4-1	2-seitig	frei	100	100	4	hoch	C20/25	196,81	189,65	0,96
8	R4-2	4-seitig	frei	100	100	4	hoch	C20/25	160,35	156,74	0,98
9	R4-1-3	4-seitig	gehalten	100	100	4	hoch	C20/25	*298,01 (304)*	336,50	1,13 (1,11)
10	R4-2-3	4-seitig	gehalten	100	100	4	hoch	C20/25	376,11	365,64	0,97
11	R5-1	2-seitig	frei	200	100	9	hoch	C20/25	383,47	337,78	0,88
12	R5-2	4-seitig	frei	200	100	9	hoch	C20/25	396,42	341,86	0,86
13	R5-3	4-seitig	gehalten	200	100	9	hoch	C20/25	*683,59 (726,8)*	574,20	0,84 (0,79)
14	R6-1-1	2-seitig	frei	150	75	4	hoch	C20/25	237,75	244,46	1,03
15	R6-1-2	4-seitig	frei	150	75	4	hoch	C20/25	*212,8 (230,5)*	194,68	0,91 (0,84)
16	R6-1-3	4-seitig	gehalten	150	75	4	hoch	C20/25	*302,28 (309,1)*	337,84	1,12 (1,09)
17	R6-3-3	4-seitig	gehalten	200	75	4	hoch	C50/60	350,96	341,42	0,97
18	R6-2-1	2-seitig	frei	150	200	4	hoch	C50/60	477,04	513,64	1,08
19	R6-2-2	4-seitig	frei	150	200	4	hoch	C50/60	*414,77 (461,4)*	453,16	1,09 (0,98)
20	R6-2-3	4-seitig	gehalten	150	200	4	hoch	C50/60	634,19	561,30	0,89 (0,89)
21	R6-4-3	4-seitig	gehalten	200	200	4	hoch	C50/60	621,28	550,44	0,89 (0,89)
								Mittelwert:			0,97 (0,96)
								Standardabweichung:			0,10 (0,1)

Die Versuche mit gerissenem Beton werden bei der Validierung ohne Rissinduzierung berücksichtigt, da die Rissbildung auf Grund des hohen Bewehrungsgrads in den Versuchen keinen Einfluss auf die Traglast hatte. Theoretisch ist es mit MASA möglich, gerissene Versuche zu modellieren, indem in der Achse der Kopfbolzen Betonelemente mit einer geringeren Festigkeit verwendet werden. In den Versuchen konnte zwar durch die Rissinduzierung eine geringere Steifigkeit in den Versuchen beobachtet werden, allerdings waren die Traglasten mit den ungerissenen Versuchen vergleichbar.

Grundlage der Validierung ist, dass für alle Versuche identische numerische Einstellungen verwendet werden, so dass diese eine gute Ausgangsbasis für weitere Parameteruntersuchungen darstellen. Die Modelleinstellungen der validierten Versuche sind im Anhang dokumentiert. Neben dem Vergleich der Höchstlasten werden die Versagensmechanismen zwischen den numerischen Modellen und den Versuchen im Rahmen der Validierung berücksichtigt. Über die trilineare Modellierung des Stahls mit Abbruchkriterium bei einer definierten Bruchdehnung ist es möglich, im Rahmen der Auswertung zwischen einem Beton- und einem Stahlversagen zu unterscheiden. Um eine Fließgelenkbildung in den normalfesten Kopfoblzen modellieren zu können, werden diese Versuche im Schaftbereich mit einem linearen Materialverhalten modelliert und ein Abscheren der Kopfbolzen über eine Auswertung der Knotenkräfte im Schaftbereich in den einzelnen Belastungsschritten durchgeführt. Mit den numerischen Modellen der Versuche mit 2-seitigem und 4-seitigem Rand ist es möglich, die Versagensmechanismen abzuschätzen und das Tragverhalten der Versuche zu beurteilen.

Im Folgenden werden weiterführende Untersuchungen zum Tragverhalten der Versuche bei konzentrierter Lasteinleitung bei 2-seitigem Randeinfluss (vgl. Kapitel 4.2.2) und bei 4-seitigem Randeinfluss (vgl. Kapitel 4.2.3) dargestellt. Für die Entwicklung des analytischen Modells ist neben der Lastverteilung der Normalkräfte die Querkraftverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen entscheidend, da durch die Ausnutzungsgrade der einzelnen Reihen unter Querbeanspruchung zum Bauteilrand die Tragfähigkeit der Anschlüsse bestimmt wird. Während bisher nach *DIN EN 1992-4* auf der konservativen Seite die gesamte Querlasteinwirkung bei einem Betonkantenbruch der randnahen Kopfbolzen zuzuordnen ist, können nach neueren Ansätzen nach Kapitel 2.2.2.4 die Querlasteinwirkungen unter Berücksichtigung unterschiedlicher Belastungszustände im ungerissenen Beton zunächst gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt werden. Mit dem Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe (Zustand II) können die Querlasten auf die randferne(n) Kopfbolzenreihe(n) umgelagert werden.

Neuere Untersuchungen nach *Schmidt (2017)* erlauben darüberhinausgehend auch bei einer Rissbildung durch Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe den Ansatz einer Resttragfähigkeit der randnahen Reihe (vgl. Kapitel 2.3.5). Mit Hilfe der numerischen Untersuchungen können durch einen Schnitt im Kopfbolzenschaft die vorhandenen Querlasten bestimmt werden, indem die Knotenkräfte auf einer Seite der Schnittebene aufsummiert werden. Im Rahmen der Untersuchungen zum Tragverhalten der Versuche mit konzentrierter Lasteinleitung werden die numerischen Untersuchungen hierfür ausgewertet (vgl. Tabelle 4.2). Die Schnittebene wird hierfür im Bereich des Fußes des Kopfbolzenschafts gelegt.

Neben der Querlastverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen können mit den numerischen Untersuchungen Informationen über die Aktivierung der Rückhängebewehrung gewonnen werden. In den Versuchen wurden nur selektiv auf einzelnen Bewehrungsbügel im Bereich des angenommen Risses DMS geklebt. Mit Hilfe der Modellierung der Bewehrungsstäbe und -bügel kann die Aktivierung der Bewehrung im Beton nachvollzogen werden. Zusätzlich kann beurteilt werden, ob mit dem Erreichen der Fließgrenze ein duktiles Tragverhalten des Stahlbetons erzielt werden kann.

4.2.2 Untersuchungen zum Tragverhalten der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss

Über das in MASA implementierte Microplane Modell kann das Schädigungsverhalten im lokalen Lasteinleitungsbereich der Versuche mit konzentrierter Lasteinleitung ausreichend genau abgeschätzt werden. Dabei entspricht das in den numerischen Untersuchungen errechnete Tragverhalten den experimentellen Beobachtungen.

In den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss findet zunächst eine Rissbildung durch Ausbildung des Betonkantenbruchs ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe statt (vgl. Bild 4.9). Die Rissentwicklung wird dabei über das numerische Modell ausreichend genau widergegeben (vgl. Bild 4.10). In den Dehnungsbildern sind im Folgenden für eine direkte Vergleichbarkeit der Ergebnisse alle Dehnungen auf $\varepsilon_{11} = 0{,}015$ skaliert. Unter Annahme einer kritschen Rissöffnung von 0,15 mm nach *Eligehausen u.a. (2006)* bei der keine Last mehr über den Riss übertragen werden kann, kann die kritische Dehnung nach Gleichung (4.6) berechnet werden. Hierfür wird eine mittlere Elementgröße von 10 mm im Bereich der Kopfbolzen angesetzt.

$$\varepsilon_{11} = \frac{0{,}15}{10} = 0{,}015 \tag{4.6}$$

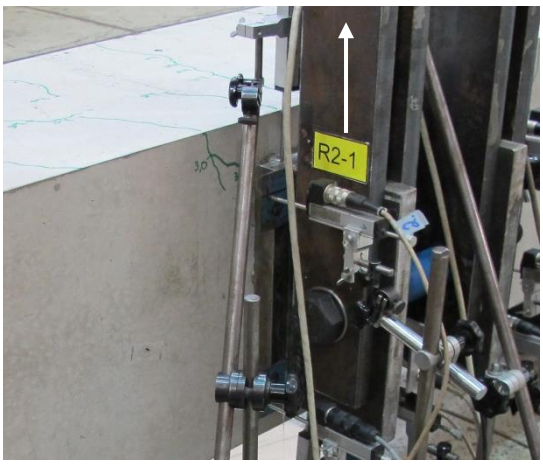


Bild 4.9: Rissbildung im Versuch R2-1 bei 80% der Höchstlast

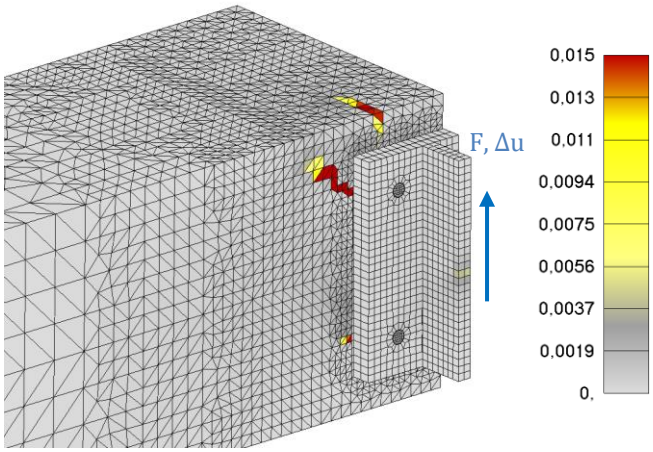


Bild 4.10: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R2-1 bei 80% der Höchstlast

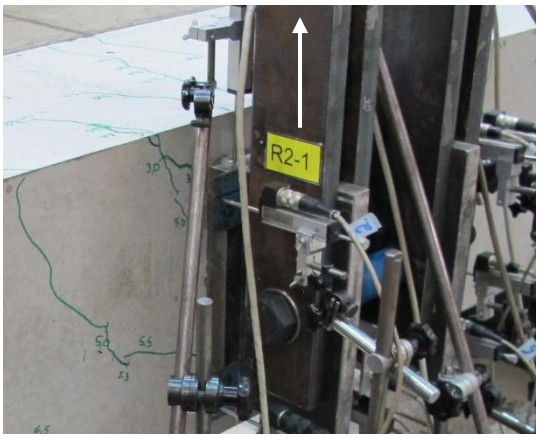


Bild 4.11: Rissbildung im Versuch R2-1 bei Höchstlast

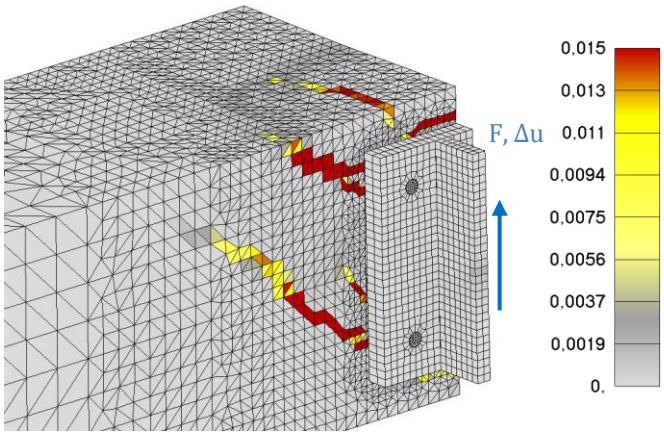


Bild 4.12: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R2-1 bei Höchstlast

Neben dem Tragfähigkeitsnachweis kann bei Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung der Gebrauchstauglichkeitsnachweis maßgebend werden, da durch einen möglichen Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe die zulässigen Rissbreiten nicht mehr eingehalten sind. Maßgebender Parameter für die Rissöffnung bei Betonkantenbruch ist der Randabstand der Kopfbolzen. In den experimentellen sowie den numerischen Untersuchungen kann ein Betonkantenbruch mit einer Rissöffnung ausgehend von der randnahen Reihe von w = 0,15 mm bei ca. 75% bis 80% der Höchstlast beobachtet werden. Der Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe stellt sich auch bei einem vergleichsweise geringen Randabstand von c_1=100 mm erst bei einem höheren Lastniveau ein.

Die Bewehrung wird in den beiden numerischen Modellen der Versuche mit 2-seitgigem und 4- seitigem Randeinfluss über Balkenelemente modelliert. Über die Spannungsbilder kann die Aktivierung der Rückhängebewehrung nachvollzogen werden. Bei einem Lastniveau von 80% der Höchstlast können die größten Spannungen in der Achse der vorderen Kopfbolzenreihe gemessen werden (vgl. Bild 4.13). Die Spannungen in der Bewehrung sind bei den Versuchen mit 2-seitem Randeinfluss gering, so dass auf Grund des vergleichsweise hohen Bewehrungsgrades kein Fließen in der Bewehrung beobachtet werden kann. Diese Beobachtungen stimmen mit den Messergebnissen überein für die bei ca. 80% der Höchstlast in der Achse der randnahen Kopfbolzen eine den Dehnungen über das Hooksche-Gesetz zuzuordnende Spannung von ca. 100 N/mm² gemessen werden konnte (vgl. Bild 3.16).

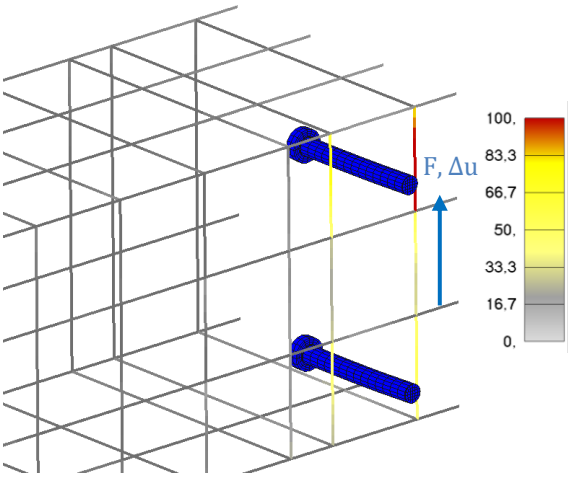


Bild 4.13: Spannungsbild der Zugspannungen in der Bewehrung des Versuchs R2-1 bei 80% der Höchstlast [N/mm²]

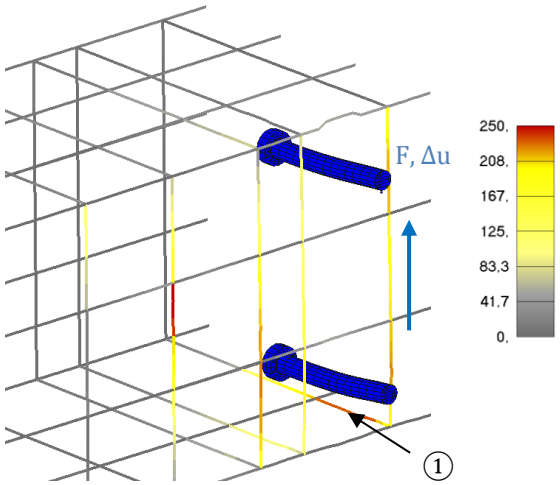


Bild 4.14: Spannungsbild der Zugspannungen in der Bewehrung des Versuchs R2-1 bei Höchstlast [N/mm²]

Mit zunehmender Traglaststeigerung wird die Querkraft auf die randferne Reihe umgelagert und die Dehnungen in den Bewehrungsbügeln der randfernen Reihe nehmen zu. Zusätzlich werden durch die Zugbeanspruchung der lastabgewandten Kopfbolzen die Bewehrungsbügel auf Zug beansprucht. Es kann beobachtet werden, dass auch mit dem Erreichen der Höchstlast die Bewehrungsbügel im Bereich der randnahen Kopfbolzenreihe auf Zug beansprucht sind (vgl. Bild 4.14 ①). Im Allgemeinen sind die Spannungen im lokalen Lasteinleitungsbereich der Ankerplatte deutlich größer als die Spannungen in der Längsbewehrung, die aus der Biege- und Torsionsbeanspruchung der Bewehrung resultieren.

In den Versuchskörpern der Anschlüsse mit 2-seitigem Randeinfluss wurden neben dem Randabstand die Parameter Einbindelänge und Kopfbolzenanzahl variiert. Mit dem numerischen Modell mit 2-seitigem Randeinfluss kann der Einfluss dieser Parameter erfasst werden und das Tragverhalten nachvollzogen werden. Der im Vergleich zum oben beschrieben Versuch R2-1 (c_1=100 mm) weiter auf c_1=75 mm reduzierte Randabstand ist wie in den experimentellen Untersuchungen gering (vgl. Kapitel 3.2.3.3). Ab einem Traglastniveau von ca. 75% kann ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe ein Betonkantenbruch beobachtet werden (vgl. Bild 4.15). Mit zunehmender Traglaststeigerung wird die randferne Reihe aktiviert und es bildet sich ein Betonkantenbruch ausgehend von der hinteren Kopfbolzenreihe (vgl. Bild 4.17). Bei Höchstlast wird die Bügelbewehrung im Bereich der Ankerplatte aktiviert. Bei Höchstlast kann auf den Bewehrungsbügeln im Riss des Betonkantenbruchs ausgehend von der randfernen Kopfbolzenreihe die größten Spannungen gemessen werden (vgl. Bild 4.19).

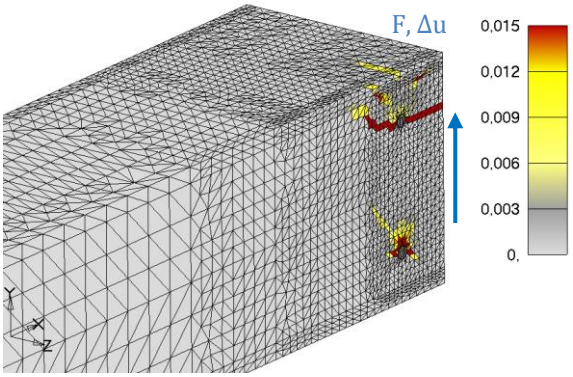


Bild 4.15: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R6-1-1 bei 75% der Höchstlast

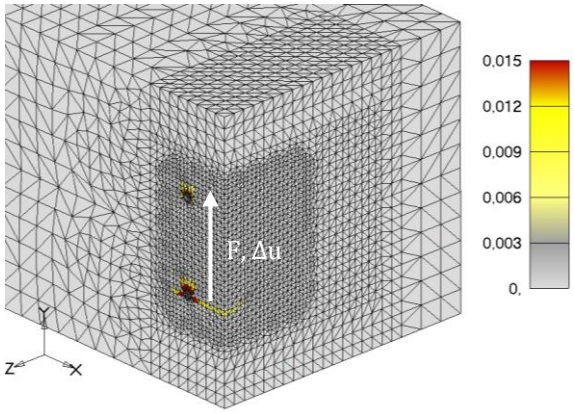


Bild 4.16: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R6-2-1 bei 75% der Traglast

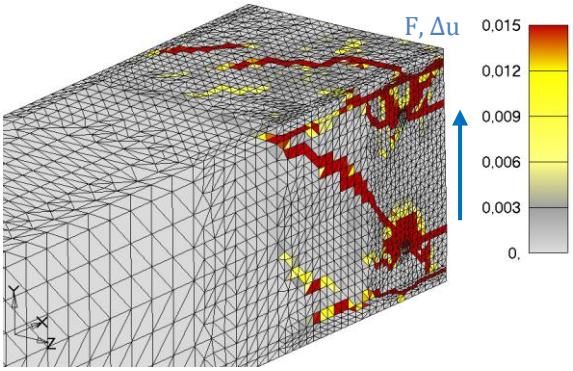


Bild 4.17: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R6-1-1 bei 100% der Traglast

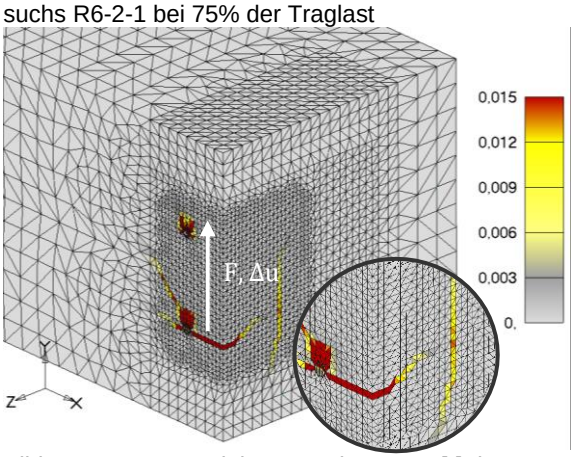


Bild 4.18: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R6-2-1 bei 100% Traglast

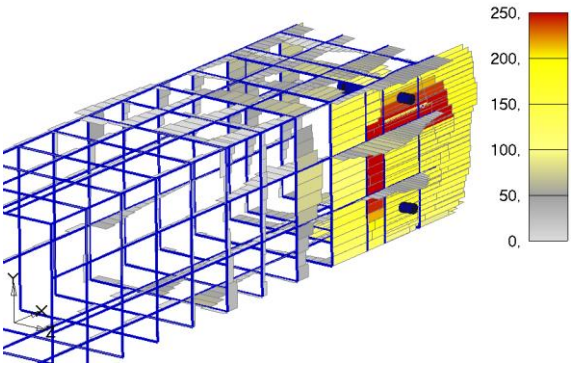


Bild 4.19: Spannungsbild der Zugspannungen in der Bewehrung des Versuchs R6-1-1 bei Höchstlast

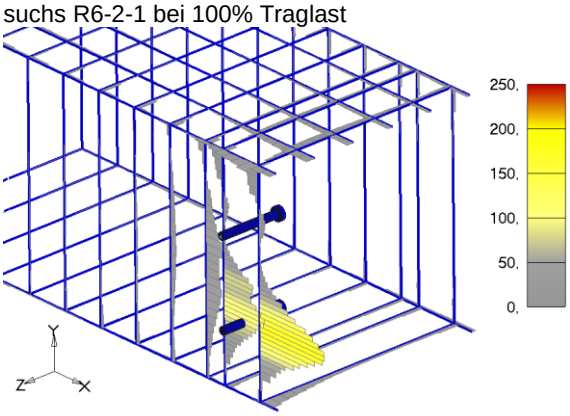


Bild 4.20: Spannungsbild der Zugspannungen in der Bewehrung des versuchs R6-2-1 bei Höchstlast [N/mm²]

In den Versuchen mit einem größeren Randabstand von c_1=200 mm ist die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der randnahen Kopfbolzenreihe größer, so dass beide Reihen bis zum Erreichen der Höchstlast vollständig am Lastabtrag der Querlasten beteiligt sind. Auf Grund der Zugbeanspruchung und der Ausbildung eines Betonausbruchkegels auf der lastabgewandten Seite (vgl. Bild 4.18) wird in den numerischen Untersuchungen ein vergleichbarer Versagensmechanismus erzielt wie in den experimentellen Untersuchungen (vgl. Bild 3.22). Für Beurteilung der Bewehrungsaktivierung und die Ableitung des analytischen Modells sind die Spannungsbilder der Bewehrung interessant. Zwar kann im Versuch R6-2-1 auf Grund des größeren Randabstands über die randnahen Kopfbolzen größere Querkräfte übertragen werden, allerdings ist die Verankerungslänge der Bewehrungsbügel im Betonausbruchkegel auf der lastabgewandten Seite gering, so dass die Bewehrung nur gering aktiviert wird (vgl. Bild 4.20). Die maximalen Spannungen in der Achse der randfernen Kopfbolzenreihe sind der Spaltrissbildung in diesem Bereich (vgl. Bild 4.20) in Kombination mit dem Betonkantenbruch zuzuordnen. Im Rahmen der Auswertung der numerischen Modelle können die Knotenkräfte über den Querschnitt des Kopfbolzenschaftes in den

jeweiligen Reihen summiert werden und so Rückschlüsse auf theoretische Querkraftverteilung im Anschluss geschlossen werden. In den Versuchen mit geringem Randabstand nimmt die Querkraftbeanspruchung in der randfernen Reihe erwartungsgemäß zu (vgl. Bild 4.21). Der Reibungsanteil wird über das Delta des horizontalen Kräftegleichgewichts der Reaktionskraft und der rechnerisch ermittelten Querkräfte in den Kopfbolzen bestimmt. Im Versuch mit geringem Randabstand kann auch beim Erreichen der Höchstlast ein geringer Reibungsanteil aktiviert werden. Mit Erreichen der Höchstlast werden von der Querlast ca. 58% ausgehend von der randfernen Kopfbolzenreihe (Reihe 2), ca. 30% ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe (Reihe 1) und ca. 12 % über Reibung übertragen.

Mit dem Versagen durch Abscheren der Kopfbolzen in der randfernen Kopfbolzenreihe (Reihe 2) wird die gesamte Querlast im Nachtraglastbereich über die randnahe Kopfbolzenreihe übertragen. Dieses Tragverhalten entspricht den experimentellen Beobachtungen. Im Versuch R6-2-1 mit einem größeren Randabstand sind die Querlasten bei Belastungsbeginn gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt. Mit der Ausbildung des Betonausbruchkegels auf der lastabgewandten Seite und dem Aushebeln der Ankerplatte wird ein größerer Querkraftanteil über die randnahe Kopfbolzenreihe übertragen. Die Beobachtungen zur Lastverteilung der Querlasten sind für die Entwicklung des analytischen Modells interessant. Es können so Informationen zur Lastverteilung gewonnen werden und die Ausnutzungsgrade der einzelnen Kopfbolzenreihen über eine genauere Beschreibung der Lastverteilungszustände realistisch abgeschätzt werden. Eine umfassende Darstellung der Querlastverteilung aller Versuche ist in Tabelle 4.2 angegeben.

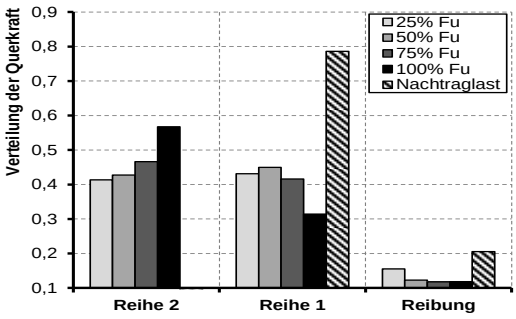


Bild 4.21: Lastverteilung der Querlasten im Versuch R6-1-1

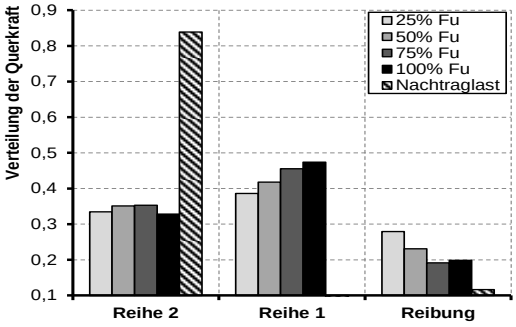


Bild 4.22 Lastverteilung der Querlasten im Versuch R6-2-1

Der Anwendungsbereich von *DIN EN 1992-4* umfasst bei randnahen Ankerplatten nur Anschlüsse mit einer 2-reihigen Verbindungsmittelanordnung. Hintergrund hierfür ist, dass bzgl. der für mehrreihige, randnahe Ankerplatten nur wenige experimentelle Untersuchungen vorhanden sind und die Annahme einer elastischen Verteilung der Einwirkungen daher nicht sichergestellt ist. Bei einer 3-reihigen Anordnung der Kopfbolzen kann in den experimentellen Untersuchungen eine gleichmäßige Bewehrungsaktivierung beobachtet werden (vgl. Bild 4.23). Hintergrund ist, dass der Beton im gesamten Bereich des Anschlusses gerissen ist. Bzgl. der Querlastverteilung wird nach *DIN EN 1992-4* daher die konservative Abschätzung getroffen, dass die gesamte Einwirkung der Querlast bei Betonversagen der randnahen Reihe zugeordnet wird. Bzgl. der Lastverteilung der Normalkräfte und der rechnerischen Berücksichtigung der Anzahl der zugbeanspruchten Kopfbolzenreihen für die Berechnung der Widerstände bei Betonversagen werden in *DIN EN 1992-4* keine eindeutigen Angaben gemacht. In weiterführenden Erläuterungen nach *DAfStb-Heft 615* wird vorgeschlagen, nur die randferne Reihe rechnerisch beim Normalkraftabtrag anzusetzen.

Als Erweiterung der Untersuchungen nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* mit 2-reihiger Kopfbolzenanordnung randnaher Ankerplatten wurden in diesem Forschungsvorhaben Versuche mit 3-reihiger Anordnung durchgeführt. Über die Auswertung der Knotenkräfte konnten neben der Querlastverteilung Informationen zur Normalkraftverteilung gewonnen werden. Im Versuch R5-1 mit einer 3-reihigen Kopfbolzenanordnung konnte bei Höchstlast eine annähernd elastische Verteilung der Normalkräfte aus den Knotenkräften ermittelt werden (Reihe 1: -5 kN, Reihe 2: 53 kN, Reihe 3: 150kN). Diese Werte stimmen grob mit den DMS-Messergebnissen in den Kopfbolzen überein (vgl. Tabelle 3.3). Fazit der DMS-Messungen und der Beobachtungen aus dem numerischen Modell der Versuche mit 3-reihiger Anordnung der Kopfbolzen ist, dass auch mit einem Betonkantenbruch ausgehend von den randnahen Kopfbolzenreihen Zugkräfte über die Kopfbolzenreihen übertragen werden (vgl. Bild 4.24), die auch aus der Querkraftbeanspruchung und der Schubverformung der Kopfbolzen resultieren können. Bei einer exzentrischen Beanspruchung der Ankerplatte kann die randnahe Kopfbolzenreihe im Druckbereich liegen und kann daher für den Abtrag von Zugkräften rechnerisch nicht angesetzt werden.

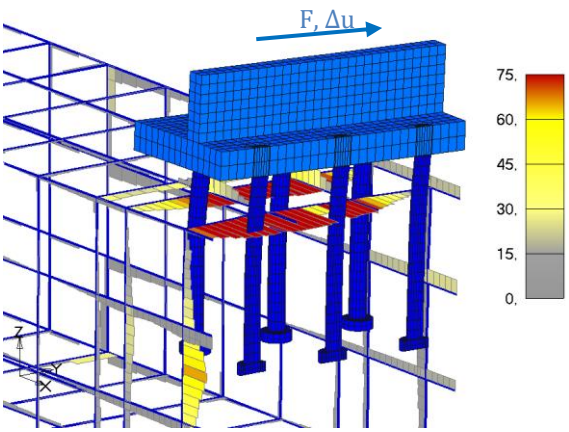


Bild 4.23: Spannungsbild der Zugspannungen in der Bewehrung des Versuchs R5-1 bei Höchstlast

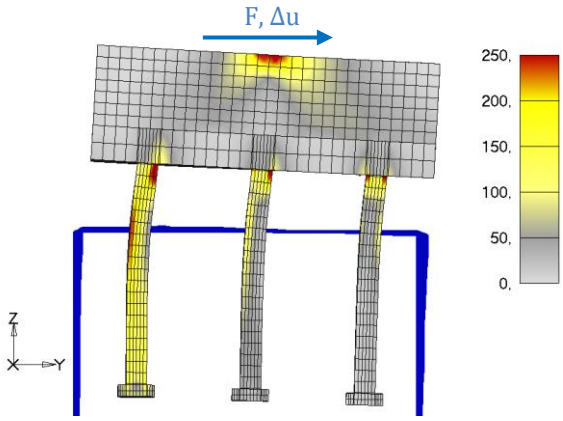


Bild 4.24: Spannungsbild der von Mises Vergleichs-spannungen [N/mm²] des Kopfbolzenschaftes des Versuchs R5-1 bei Höchstlast

4.2.3 Untersuchungen zum Tragverhalten der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss

Neben den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss wird für die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss ein weiteres numerisches Modell erstellt. Im Bereich des Anschlusses werden für die Vergleichbarkeit der numerischen Ergebnisse der Versuche mit 2-seitgem und 4-seitigem Randeinfluss über den modularen Aufbau des numerischen Modells vergleichbare Elementabmessungen gewählt.

Für die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss kann mit dem numerischen Modell das Schädigungsverhalten im Bereich des Betons abgebildet werden. Die Rissbildung durch einen Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe (vgl. Bild 4.25 ①) kann auch im numerischen Modell beobachtet werden (vgl. Bild 4.27). Zusätzlich entstehen im Übergang zum B-Bereich auf Grund der Biegebeanspruchung des Betonquerschnitts Biegerisse (vgl. Bild 4.25 ②). Ein Biegeversagen des Betonquerschnitts in diesem Bereich wäre unerwünscht, da so der konzentrierte Lasteinleitungsbereich im Bereich der Ankerplatte nicht untersucht werden könnte (vgl. Parameterstudie nach Kapitel 4.4.2). Auf Grund dieser Beobachtungen, die auch bereits bei der Versuchskörperentwicklung nach *Bernhart (2016)* beobachtet werden konnten, wurde in diesem Bereich der Bewehrungsgrad deutlich erhöht, so dass auch in den Versuchen ein Bauteilversagen vermieden werden konnte. Der Nachweis des Biegeversagens im Übergang zum B-Bereich des Anschlusses wird im vorliegenden Forschungsvorhaben nicht im Detail behandelt, muss aber beim Nachweis der Anschlüsse zwingend berücksichtigt werden, da nicht in jedem Fall der lokale Lasteinleitungsbereich maßgebend werden kann.

Mit einer weiteren Laststeigerung bricht der Beton im randnahen Bereich vollständig aus (vgl. Bild 4.26 ①). Im lastabgewandten Bereich entsteht mit der Aktivierung der randfernen Reihe ein Betonkantenbruch ausgehend von Reihe 2 (vgl. Bild 4.26 ③). In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss und ohne Fixierung der Ankerplatte entstehen auf der lastabgewandten Seite durch die Biegebeanspruchung große Zugkräfte. Neben dem Betonkantenbruch ausgehend von der randfernen Reihe und der Rissbildung im Übergangsbereich zum B-Bereich auf Grund der Biegebeanspruchung (vgl. Bild 4.26 ②)des Betonquerschnitts können Risse beobachtet werden, die dem Versagensmechanismus Betonkantenbruch auf der lastabgewandten Seite zuzuordnen sind (vgl. Bild 4.26 ④).

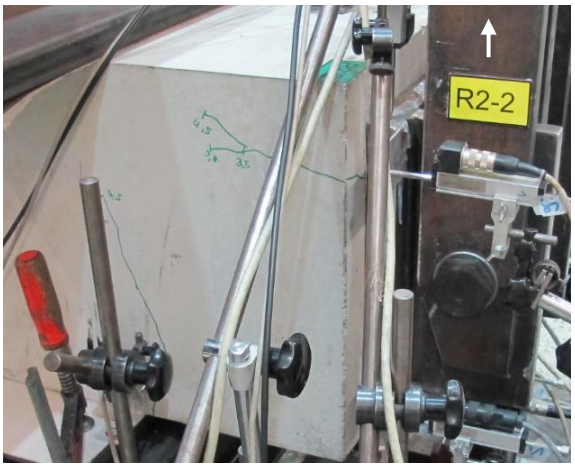


Bild 4.25: Rissbildung im Versuch R2-2 bei 75% der Höchstlast

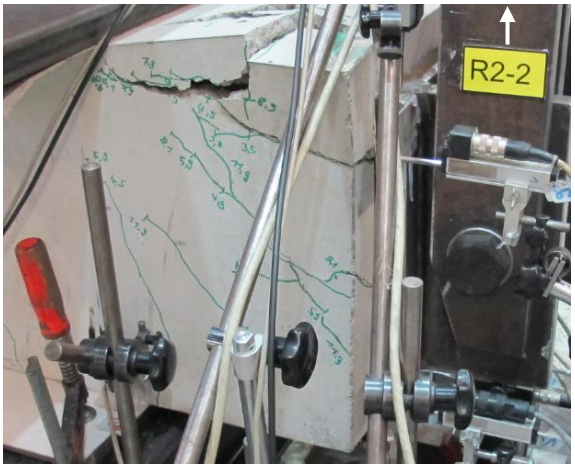


Bild 4.26: Rissbildung im Versuch R2-2 bei Höchstlast

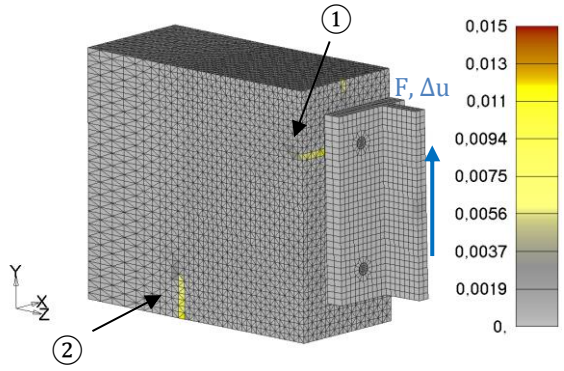


Bild 4.27: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R2-2 bei 75% der Höchstlast

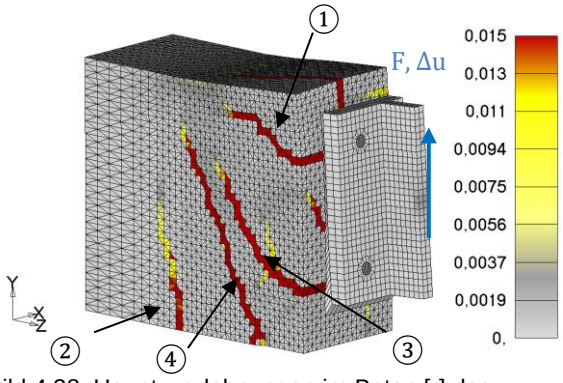


Bild 4.28: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R2-2 bei Höchstlast

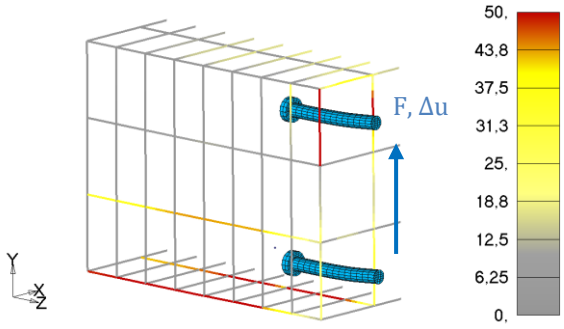


Bild 4.29: Spannungsbild der Zugspannungen in der Bewehrung des Versuchs R2-2 bei 75% der Höchstlast

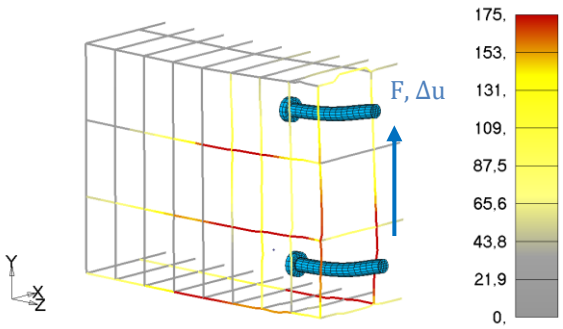


Bild 4.30: Spannungsbild der Zugspannungen in der Bewehrung des Versuchs R2-2 bei Höchstlast

Über das numerische Modell kann die Aktivierung der Bewehrung im Bereich des Anschlusses nachvollzogen werden. Im Bereich des Anschlusses wird neben der Biegebeanspruchung des gesamten B-Bereichs im Bereich der Ankerplatte zunächst die Bügelbewehrung der in der Achse der randnahen Kopfbolzenreihe aktiviert (vgl. Bild 4.29). Im Vergleich mit den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss kann ein deutlicher Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe bereits ab einem Lastniveau von 50% der Höchstlast beobachtet werden. Ursache ist der fehlende seitliche Betonrand, der bei den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss nicht vorhanden ist. In den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss ist der Einfluss der Bügelbewehrung größer, da im zusätzlichen seitlichen Betonvolumen mehr Bewehrung aktiviert wird. Mit der zunehmenden Schädigung des Betons im Bereich der randnahen Ankerplatte wird die randferne Kopfbolzenreihe aktiviert und die Bügelbewehrung wird in diesem Bereich aktiviert (vgl. Bild 4.30). Mit der Biegebeanspruchung des Anschlusses wird die Bewehrung deutlich auf Zug beansprucht (vgl. Bild 4.30). Ergebnis einer Auswertung der Spannungsbilder ist, dass in den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss zwar unter Querlast weniger Bewehrung auf Grund des fehlenden seitlichen Bauteilrands aktiviert werden kann, andererseits auf der lastabgewandten Seite durch die zusätzlich vorhandene seitliche Bewehrung ein deutlich größerer Bewehrungsgrad vorhanden ist und die Bewehrung wirksam zur Traglaststeigerung im Vergleich zu einem unbewehrten Querschnitt angesetzt werden kann.

Eine weitere Beobachtung der numerischen Untersuchungen ist, dass eine gemeinsame Tragwirkung bei den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss zwischen Bewehrung und Beton kaum vorhanden ist. Bei Höchstlast ist der Beton im Bereich der Lasteinleitung vollständig gerissen und die Lasten werden fast ausschließlich über die Bewehrung übertragen. Eine gemeinsame Tragwirkung zwischen Beton und Bewehrung ist nur im Lagerungsbereich der Abspannung in einem geringen Umfang vorhanden und sollte für die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss nicht angesetzt werden, da diese aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen nicht beobachtet werden kann.

Im Versuch R6-2-2 konnte auf Grund der Porenbildung im Bereich der Schweißnaht (vgl. Bild 3.57) und des daraus resultierenden vorzeitigen Stahlversagens nicht die volle Tragfähigkeit erreicht werden. Auf der Seite des vollflächig verschweißten Kopfbolzens bildete sich ein anfänglicher Betonausbruchkegel, jedoch nicht vollständig, da auf der Seite des porösen Kopfbolzens ein Stahlversagen maßgebend wurde. Über die numerischen Untersuchungen können z.B. in diesem Versuch die theoretisch möglichen Traglasten abgeschätzt werden. Diese liegt ca. 10% höher und kann zu 453 kN angesetzt werden.

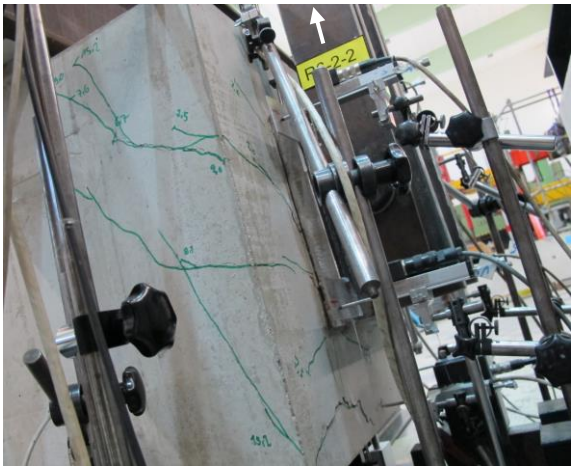


Bild 4.31: Rissbildung im Versuch R6-2-2 bei Höchstlast

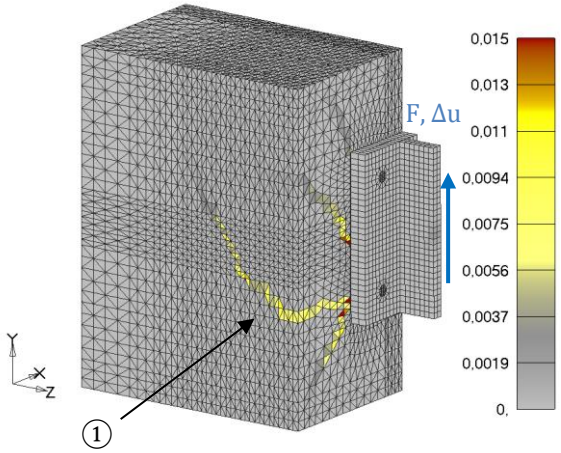


Bild 4.32: Hauptzugdehnungen im Beton [-] des Versuchs R6-2-2 bei Höchstlast

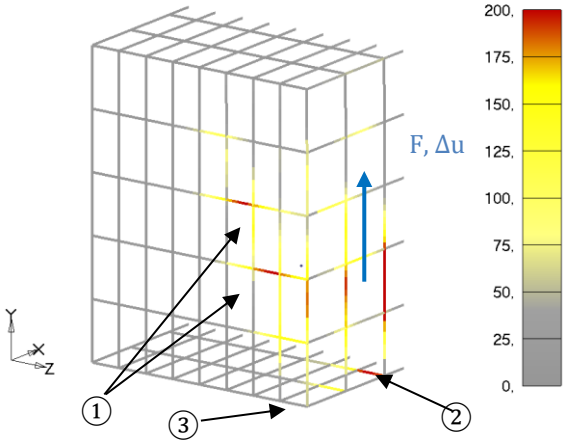


Bild 4.33: Spannungsbild der Zugspannungen in der Bewehrung des Versuchs R6-2-2 bei Höchstlast

Im Versuch R6-2-2 kann bei der numerischen Modellierung ein vergleichbares Schädigungsverhalten (vgl. Bild 4.32) wie im Versuch (vgl. Bild 4.31) beobachtet werden. Die Bewehrung wird bei Höchstlast durch die Rissbildung des Betonkantenbruchs ausgehend von der randfernen Reihe deutlich aktiviert (vgl. Bild 4.32 ① und Bild 4.33 ①). Mit Zugbeanspruchung auf der lastabgewandten Seite springt die Bewehrung durch den Betonausbruch (pry-out) auf der lastabgewandten Seite an (vgl. Bild 4.33 ②). Da die Bewehrungsbügel z.B. in der lastabgewandten Bauteilecke einen großen Abstand vom zugbeanspruchten Kopfbolzen haben, werden diese nur gering aktiviert (vgl. Bild 4.33 ③). Diese Beobachtung stützt die Annahme einer Rissentwicklung unter Zugbeanspruchung im Beton von ca. 35°, bei der die Bewehrungsbügel in der Bauteilecke auf Grund des Abstandes nicht aktiviert werden können.

Die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss werden neben der freien Lagerung auch mit einer Fixierung der Ankerplatte durchgeführt. Mit den numerischen Untersuchungen kann für diese Versuche die Lastverteilung der Querlasten nachvollzogen werden. In Bild 4.34 und Bild 4.36 sind die Spannungen im Beton des Versuchs R6-2-2 ohne Fixierung der Ankerplatte und in Bild 4.35 und Bild 4.37 des Versuchs R6-2-3 mit Fixierung der Ankerplatte auf unterschiedlichen Belastungsstufen angegeben.

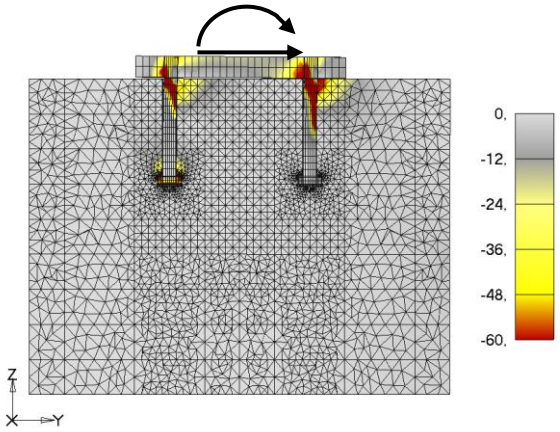


Bild 4.34: Spannungsbild der Hauptdruckspannungen S33 [N/mm²] im Versuch R6-2-2 bei 50% der Höchstlast

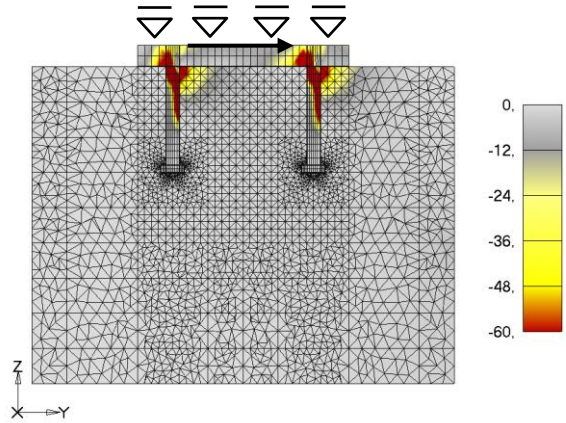


Bild 4.35: Spannungsbild der Hauptdruckspannungen S33 [N/mm²] im Versuch R6-2-3 bei 50% der Höchstlast

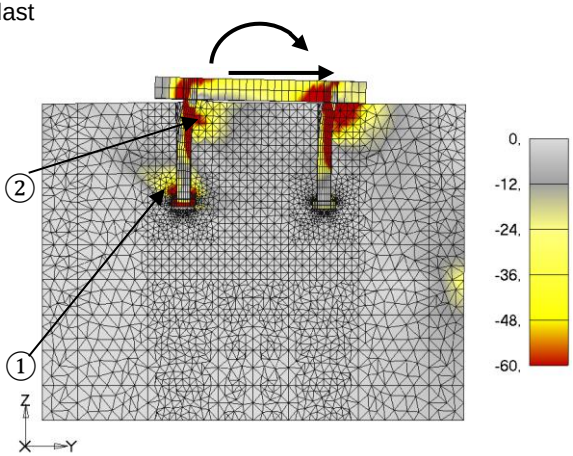


Bild 4.36: Spannungsbild der Hauptdruckspannungen S33 [N/mm²] im Versuch R6-2-2 bei Höchstlast

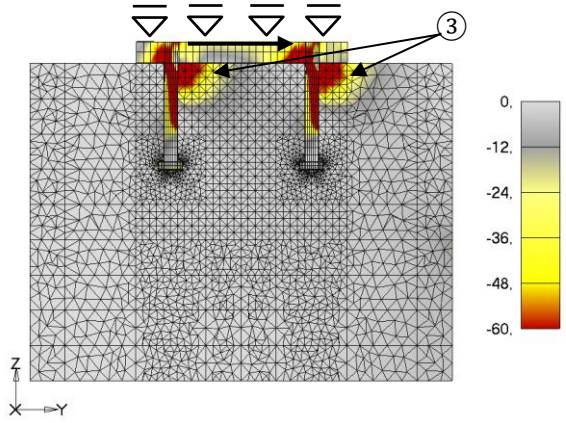


Bild 4.37: Spannungsbild der Hauptdruckspannungen S33 [N/mm²] im Versuch R6-2-3 bei Höchstlast

In den beiden Nachrechnungen sind die wesentlichen Unterschiede im Bereich der randfernen, lastabgewandten Kopfbolzenreihe zu beobachten im Versuch R6-2-2 wird die Ankerplatte durch die Momentenbeanspruchung im lastabgewandten Bereich aus dem Beton gehebelt und es entstehen im Bereich der Aufstandsfläche des Kopfbolzenkopfes große Pressungen (vgl. Bild 4.36. ①). Durch das Aushebeln der Ankerplatte in der randfernen Reihe (pry-out) ist die Steifigkeit in diesem Bereich reduziert und der Querkraftanteil in der randfernen Reihe ist geringer als in der randnahen Reihe (vgl. Bild 4.36. ②). Im Versuch R6-2-3 sind die Zugbeanspruchungen und die daraus resultierenden Pressungen im Bereich des Kopfbolzenkopfes geringer als im Versuch R6-2-2. Die Querlasten sind auf Grund der gleichen Steifigkeitsverhältnisse im Beton gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt (vgl. Bild 4.37 ③). Die Beobachtungen aus den Spannungsbildern können über die Auswertung der Knotenkräfte im Bereich des Schweißwulstes der Kopfbolzen quantifiziert werden. Wesentlich für dieses Tragverhalten ist, dass beide Versuche einen großen Randabstand haben. Während im Versuch R6-2-2 mit zunehmender Schädigung durch die Zugbeanspruchung in der randfernen Reihe eine Querkraftumlagerung auf die randnahen Reihen stattfindet (vgl. Bild 3.38) sind die Querlasten im Versuch R6-2-3 mit Auflast annähernd gleich zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt.

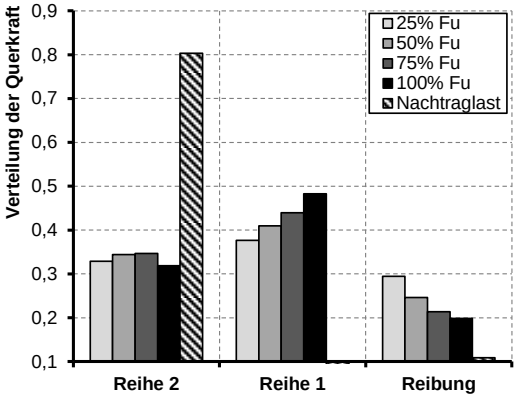


Bild 4.38: Lastverteilung der Querlasten im Versuch R6-2-2

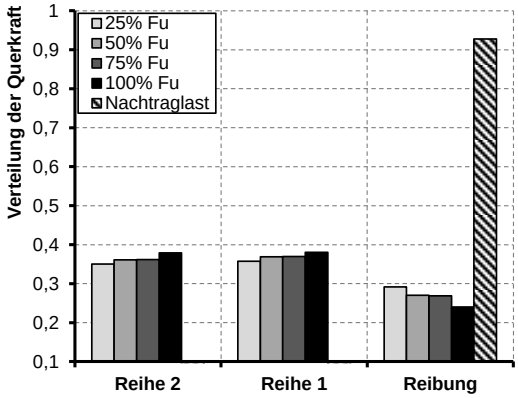


Bild 4.39: Lastverteilung der Querlasten im Versuch R6-2-3

Einen deutlichen Einfluss auf die Querlastverteilung in den Anschlüssen hat der Randabstand. Zudem hat die Einbindelänge einen wichtigen Einfluss. Die im Vorangegangenen beschriebene Lastverteilung ist nur bei einer Ankerplatte mit großem Randabstand zutreffend. Die Beobachtungen sind dabei auch in Übereinstimmung mit der Auswertung der Lastverteilung bei Anschlüssen mit mehr als drei Kopfbolzenreihen nach *Kurz, Kuhlmann u.a. (2016)* und *Kuhlmann u.a. (2016-2)*. In den Versuchen der Serie 4 mit geringer Einbindelänge der Kopfbolzen konnte ein Betonversagen durch Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe und ein Aushebeln der Ankerplatte im lastabgewandten Bereich im Versuch R4-2 ohne Fixierung beobachtet werden (vgl. Bild 3.49). Mit dem Betonkantenbruch in der vorderen Reihe werden Querlasten auf die hintere Reihe umgelagert. Auf Grund der Schädigung durch die Zugbeanspruchung im lastabgewandten Bereich kann bei Höchstlast in beiden Kopfbolzenreihen eine gleichmäßige Verteilung der Querlast errechnet werden. Im Druckbereich der Ankerplatte wird ein Querlastanteil über Reibung übertragen, dieser nimmt aber mit der zunehmenden Schädigung des Betons im Bereich der randnahen Reihe des Kopfbolzens ab (vgl. Bild 4.40).

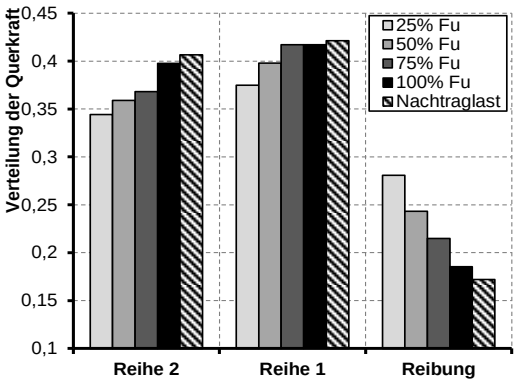


Bild 4.40: Lastverteilung der Querlasten im Versuch R4-2

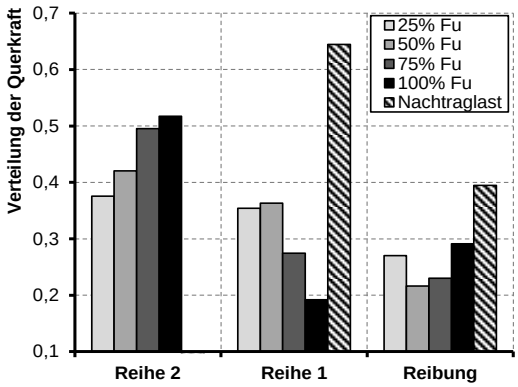


Bild 4.41: Lastverteilung der Querlasten im Versuch R4-2-3

Im Versuch R4-2-3 mit Fixierung der Ankerplatten sind die Querlasten zu Belastungsbeginn gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt. Mit der Schädigung des Betons im Bereich der randnahen Reihe und der Ausbildung des Betonkantenbruchs nimmt der Widerstand in dieser Reihe deutlich ab und die Querlasten lagern sich auf die randferne, lastabgewandte Kopfbolzenreihe um (vgl. Bild 4.45 ①). Der Anteil, der über Reibung übertragen wird nimmt mit Steigerung der Last zu. Dieser wird allerdings zum Teil auch zwischen den Kopfbolzenreihen übertragen. Dies ist in Übereinstimmung mit den experimentellen Beobachtungen.

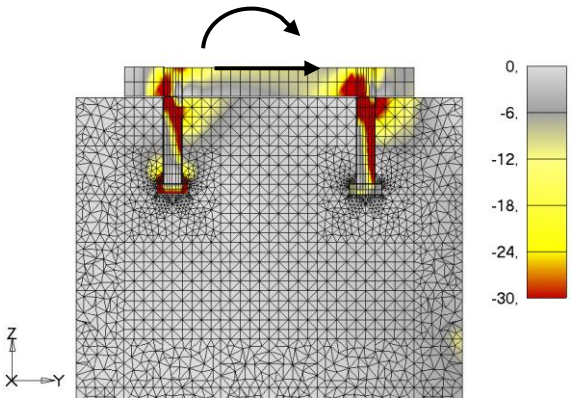


Bild 4.42: Spannungsbild der Hauptdruckspannungen S33 [N/mm²] im Versuch R4-2 bei 75 % der Höchstlast

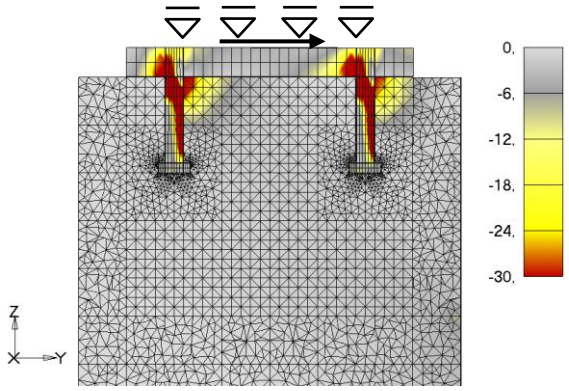


Bild 4.43: Spannungsbild der Hauptdruckspannungen S33 [N/mm²] im Versuch R4-2-3 bei 75 % der Höchstlast

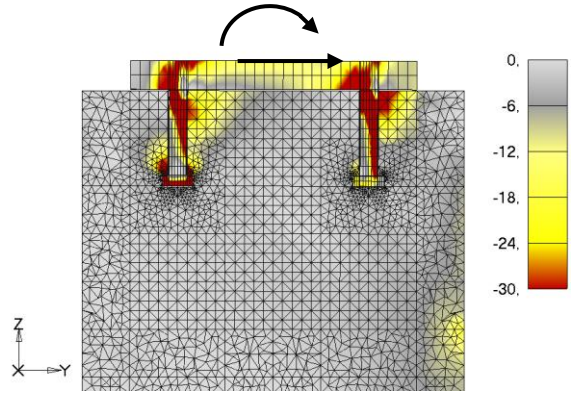


Bild 4.44: Spannungsbild der Hauptdruckspannungen S33 [N/mm²] im Versuch R4-2 bei Höchstlast

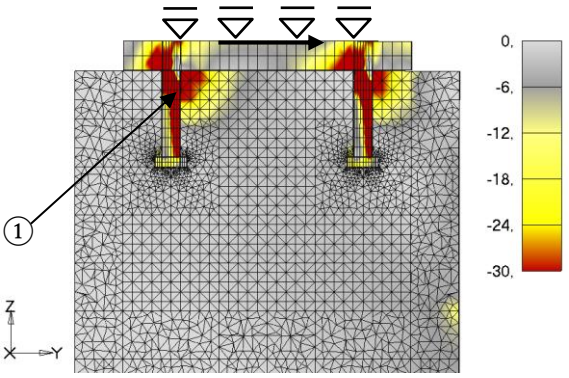


Bild 4.45: Spannungsbild der Hauptdruckspannungen S33 [N/mm²] im Versuch R4-2-3 bei Höchstlast

4.3 Zusammenfassung

Mit den beiden numerischen Modellen für die 2-seitigen und die 4-seitigen Versuche kann neben den Höchstlasten der Versuche (vgl. Tabelle 4.1) das Tragverhalten abgeschätzt werden. Mit Hilfe der an den experimentellen Untersuchungen validierten Modelle ist es möglich, die Querlastverteilung im Anschluss zu beurteilen und zu quantifizieren. Dies ist möglich, da durch das in *MASA* implementierte Microplane Modell das Schädigungsverhalten des Anschlusses mit konzentrierter Lasteinleitung gut wiedergegeben werden kann. Für die Entwicklung des analytischen Bemessungsmodells können aus den numerischen Modellen folgende Schlussfolgerungen abgeleitet werden:

- Die Versagensmechanismen der Nachrechnungen der numerischen Modelle der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung sind in Übereinstimmung mit den nach *DIN EN 1992-4* zu berücksichtigenden Versagensarten.
- Es können folgende Zugversagensmechanismen in Übereinstimmung mit *DIN EN 1992-4* beobachtet werden: Stahlversagen der Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung, Pressungen im Bereich des Kopfbolzenkopfs (Versagensmechanismus Herausziehen), Fließen der Bewehrung, sowie die Ausbildung von Druckstreben auf die Rückhängebewehrung.
- Es können folgende Vesagensmechanismen unter Querlast beobachtet werden: Stahlversagen durch Abscheren der Kopfbolzen, Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite, Betonkantenbruch sowie die Aktivierung der Bewehrung unter Querlast.
- Im Bereich der konzentrierten Anschlüsse kann durch die im Bauteil vorhandene Bewehrung eine Traglaststeigerung durch die Bewehrung unter Zug- und Querlast erreicht werden. Die Bewehrung wird dabei für die unterschiedlichen Beanspruchungsrichtungen in verschiedenen Bereichen aktiviert.
- In den numerischen Untersuchungen bildet sich der Betonausbruchkegel bei Betonkantenbruch und lastabgewandtem Betonausbruch mit einem mittleren Neigungswinkel von ca. 35° aus.
- Die Querlastverteilung ist abhängig von der Steifigkeit im Bereich der einzelnen Kopfbolzenreihen.
- Versuchsparameter wie Randabstand und Auflast haben einen deutlichen Einfluss auf die Querlastverteilung, da so in bestimmten Anschlussbereichen Steifigkeiten erzeugt werden.

- In den Versuchen mit Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe wird ein Querkraftanteil über Reibung abgetragen.

In Tabelle 4.2 ist die Querlastverteilung der numerischen Versuchsnachrechnungen angegeben. Es kann beobachtet werden, dass die Querlastverteilung vom Randabstand und der Lagerungsbedingung der Ankerplatte abhängig ist. Bei großem Randabstand und Fixierung sind die Querlasten bei Höchstlasten in der Regel gleichmäßig verteilt. Bei großem Randabstand ohne Fixierung ist die Steifigkeit im lastabgewandten Bereich geringer und die Querkraftbeanspruchung ist bei Höchstlast in der vorderen Reihe etwas größer. Die Annahme einer elastischen Verteilung der Querlasten auf Grundlage von *DIN EN 1992-4* liegt dabei dennoch auf der sicheren Seite, da dabei eine größere Querkraftbeanspruchung auf der lastabgewandten Seite angenommen wird und durch die Interaktionsnachweise in diesem Bereich i.d.R. das kombinierte Zug- und Querlastversagen maßgebend wird.

Tabelle 4.2: Auswertung der Querlastverteilung zwischen den Kopfbolzenreihen

Nr.	Versuch	Querkraftverteilung bei 75 %				Querkraftverteilung bei 100%			
		$V_{Reihe\ 3}$	$V_{Reihe\ 2}$	$V_{Reihe\ 1}$	$V_{Reibung}$	$V_{Reihe\ 3}$	$V_{Reihe\ 2}$	$V_{Reihe\ 1}$	$V_{Reibung}$
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	B1-1	-	39,2	41,9	19,0	-	48,2	30,3	21,5
2	B1-2	-	37,9	42,6	19,5	-	47,5	33,0	19,6
3	B1-3	-	53,9	23,1	23,0	-	65,2	14,7	20,1
4	R2-1	-	39,0	42,5	18,5	-	47,2	35,9	16,9
5	R2-2	-	39,4	41,9	18,7	-	46,8	35,3	17,9
6	R2-3	-	52,8	24,6	22,6	-	58,4	19,1	22,5
7	R4-1	-	38,0	42,4	19,6	-	48,0	34,1	17,9
8	R4-2	-	36,8	41,7	21,5	-	39,8	41,7	18,5
9	R4-1-3	-	52,5	24,7	22,8	-	59,1	19,8	21,1
10	R4-2-3	-	53,4	23,6	23,1	-	68,4	12,5	19,1
11	R5-1	25,0	25,2	26,9	22,9	29,4	31,5	16,0	23,1
12	R5-2	23,8	26,0	27,5	22,6	25,3	30,1	21,1	23,4
13	R5-3	32,5	28,1	13,7	25,6	36,0	27,5	11,5	25,0
14	R6-1-1	-	46,6	41,6	11,8	-	56,7	31,4	11,9
15	R6-1-2	-	46,6	35,2	18,2	-	48,6	35,6	15,8
16	R6-1-3	-	55,4	21,3	23,4	-	63,0	15,0	22,0
17	R6-3-3	-	46,6	41,6	11,8	-	56,7	31,4	11,9
18	R6-2-1	-	33,5	48,6	18,0	-	30,7	52,3	17,0
19	R6-2-2	-	34,6	46,6	18,7	-	28,2	54,7	17,1
20	R6-2-3	-	36,4	37,5	26,0	-	38,6	40,9	20,4
21	R6-4-3	-	36,6	37,7	25,7	-	38,6	41,0	20,3

In den Versuchen mit geringen Randabstand ohne Fixierung ist auf Grund der Schädigung durch Betonkantenbruch und lastabgewandten Betonausbruch nur eine geringe Querkraftübertragung über die Kopfbolzen möglich. Die Einwirkungen sind in diesen Versuchen gleichmäßig verteilt. In den Versuchen mit geringem Randabstand und Fixierung wird ein Betonkantenbruch der vorderen Reihe maßgebend. Die Lasten werden auf die hintere Kopfbolzenreihe umgelagert, da in dieser Reihe mit der Fixierung eine größere Steifigkeit vorhanden ist. Durch die Fixierung wird ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite verhindert und es entstehen Reaktionskräfte, die in den numerischen Untersuchungen zudem ausgewertet wurden und in Tabelle 4.2 angegeben sind.

Für die Entwicklung des analytischen Modells ist es notwendig, dass verschiedene Traglastzustände im Bereich des Anschlusses berücksichtigt werden. Dies ist bei der Berechnung der Höchstlast iterativ vorzunehmen und ggf. während der Berechnung neu zu bewerten. Für randnahe Ankerplatten ist z.B. eine Lastumlagerung auf randnahe Reihen möglich, die zu Traglaststeigerungen führt.

Eine Dokumentation der Validierung der numerischen Modelle ist im Anhang in Kapitel 8 angegeben.

4.4 Weiterführende Parameteruntersuchungen

4.4.1 Allgemeines

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurden gezielt ausgewählte Parameter und deren Einfluss auf das Tragverhalten der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung durchgeführt. Die Parameteruntersuchungen erfassen überwiegend die Anschlüsse mit 4-seitigem Randeinfluss. Für die Anschlüsse mit 2-seitigem Randeinfluss sind in *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* weitere Parameteruntersuchungen dokumentiert. In Rücksprache mit dem projektbegleitenden Ausschuss wurden für die Anschlüsse mit 4-seitigem Randeinfluss folgende Parameter untersucht:

- Parameter Höhe des Betonbauteils: Einfluss der Höhe des Betonquerschnitts zur Abschätzung der Lagersockelhöhe oder einer konzentrierten Lasteinleitung an einem Pfeilerkopf,
- Parameter Auflast: Einfluss der Auflast auf die Lastverteilung und die Aktivierung des Reibungsanteils,
- Tragfähigkeit des Anschlusses bei konzentrierter Lasteinleitung mit großer Anzahl an Kopfbolzenreihen.

Im Folgenden wird der Einfluss dieser Parameter zusammenfassend dargestellt. Die Parameterstudien sind in *Ziwes (2018)* dokumentiert.

4.4.2 Parameter Höhe des Betonbauteils

Für die Tragfähigkeit von konzentrierten Ankerplatten unter Querbelastung ist der Randabstand c_1 entscheidend (vgl. Kapitel 3.3.3.4). Neben dem Anwendungsbereich der Lagersockel sind konzentrierte Lasteinleitungen auch im Bereich von Stützenköpfen (vgl. z.B.: Bild 1.1) möglich. Zusätzlich zu den Längen- und Breitenabmessungen des Massivbauteilquerschnitts beeinflusst dessen Höhe die Tragfähigkeit. Zur Abgrenzung des Einflusses der Höhe des Betonbauteils werden im Rahmen der numerischen Untersuchungen weitere 15 Vergleichsrechnungen mit unterschiedlichen Lagersockelhöhen durchgeführt (vgl. Bild 4.46 und Tabelle 4.3). Für die Parameteruntersuchungen werden die validierten Modelle der Serie 1, 2 und 4 verwendet und mit den Höhen des Betonbauteils von h = (250 mm, 400 mm, 500 mm, 700 mm und 1000 mm) gerechnet. In Abbildung Bild 4.48 sind die Hauptzugdehnungen und die Bewehrungsaktivierung für die verschiedenen Höhen des Betonbauteils dargestellt. Ab einer Höhe des Betonbauteils von 700 mm nehmen die Biegespannungen im Betonquerschnitt deutlich (vgl. Bild 4.48 ①) zu und ein Bauteilversagen des Massivbauteils wird im Gegensatz zum Versagen im lokalen Lasteinleitungsbereich der Ankerplatte maßgebend (vgl. Bild 4.48 ②).

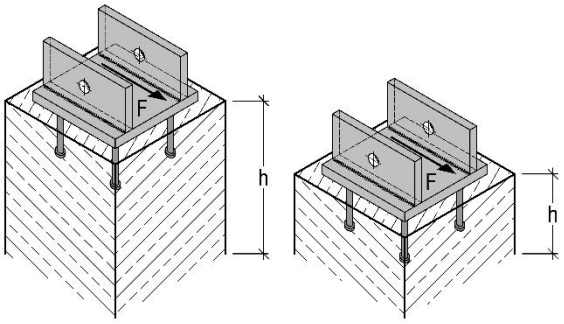


Bild 4.46: Variation der Höhe des Betonbauteils

Tabelle 4.3: Parameteruntersuchung zur Höhe des Betonbauteils

Nr.	Versuch	Lagerung	Einbindelänge	Randabstand	Anzahl der Kopfbolzen	Bewehrungsgrad	Betonfestigkeit	Sockelhöhe	Höchstlast
	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[kN]
1	B1-2-P(1)	frei	150	100	4	niedrig	C20/25	1000	106,60
2	B1-2-P(2)	frei	150	100	4	niedrig	C20/25	700	137,94
3	B1-2-P(3)	frei	150	100	4	niedrig	C20/25	550	167,36
4	B1-2-P(4)	frei	150	100	4	niedrig	C20/25	400	180,63
5	B1-2	frei	150	100	4	niedrig	C20/26	250	186,35
6	R2-2-P(1)	frei	150	100	4	hoch	C20/25	1000	117,20
7	R2-2-P(2)	frei	150	100	4	hoch	C20/25	700	182,88
8	R2-2-P(3)	frei	150	100	4	hoch	C20/25	550	206,26
9	R2-2-P(4)	frei	150	100	4	hoch	C20/25	400	207,98
10	R2-2	frei	150	100	4	hoch	C20/26	250	222,14
11	R4-2-P(1)	frei	100	100	4	hoch	C20/25	1000	114,82
12	R4-2-P(2)	frei	100	100	4	hoch	C20/25	700	136,14
13	R4-2-P(3)	frei	100	100	4	hoch	C20/25	550	141,61
14	R4-2-P(4)	frei	100	100	4	hoch	C20/25	400	148,55
15	R4-2	frei	100	100	4	hoch	C20/26	250	156,74
16	R5-2-P(1)	frei	200	100	9	hoch	C20/25	1000	120,35
17	R5-2-P(2)	frei	200	100	9	hoch	C20/25	700	189,92
18	R5-2-P(3)	frei	200	100	9	hoch	C20/25	550	227,76
19	R5-2-P(4)	frei	200	100	9	hoch	C20/25	400	280,68
20	R5-2	frei	200	100	9	hoch	C20/26	250	341,86

In Bild 4.47 sind die Tragfähigkeiten der numerischen Berechnungen dargestellt. Die Tragfähigkeit nimmt mit zunehmender Höhe des Betonquerschnitts und der damit steigenden Momentenbeanspruchung im Betonquerschnitt ab. Im Betonquerschnitt bilden sich die Druckstreben bei geringer Höhe des Betonsockels flacher aus, so dass die Druckkräfte direkt im Bereich der Lagerung eingetragen werden können

und höhere Traglasten erreicht werden (vgl. Bild 4.49) Als Versagenskriterium des Betonbauteils wird das Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung definiert. Diese liegt nach Auswertung der Werkstoffkennwerte nach Kapitel 3.4 bei 535 N/mm². Während im druckbeanspruchten Bereich der Ankerplatte in allen Versuchen eine gleichmäßige Aktivierung der Bewehrung festzustellen ist, wird die Bewehrung im Bereich der Biegerisse auf der lastabgewandten Seite deutlich aktiviert. Mit einer weiteren Verringerung der Sockelhöhe kann in den numerischen Untersuchungen ein Mischversagen beobachtet werden.

Mit *DIN EN 1992-1-1* kann die Biegetragfähigkeit des Betonquerschnitts nach *Ziwes (2018)* ausreichend genau abgeschätzt werden. Ein Bauteilversagen durch Biegung des Betonquerschnitts kann dabei gegenüber dem Versagen im lokalen Lasteinleitungsbereich mit einem Nachweis nach Kapitel 5 abgegrenzt werden. Es sind allerdings in jedem Fall beide Nachweise zu berücksichtigen. Im Bauteil vorhandene Druckkräfte aus einer möglichen Auflast können nach *DIN EN 1992-1-1* im Querschnittsnachweis berücksichtigt werden. Im lokalen Lasteinleitungsbereich der Ankerplatte führt eine Auflast ebenfalls zu einer Traglaststeigerung, da sich dabei ein 3-dimensionaler Beanspruchungszustand einstellt und Reibungskräfte aktiviert werden können. Dieser Effekt wird in der Parameterstudie zur Auflast nach Kapitel 4.4.3 weiter untersucht.

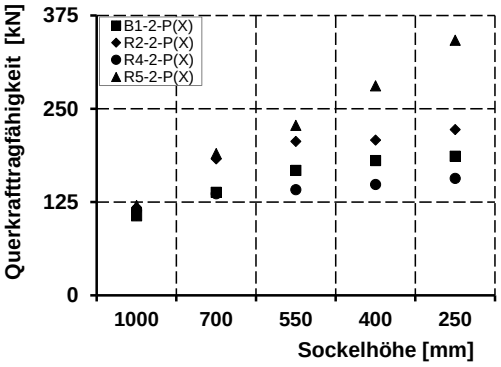
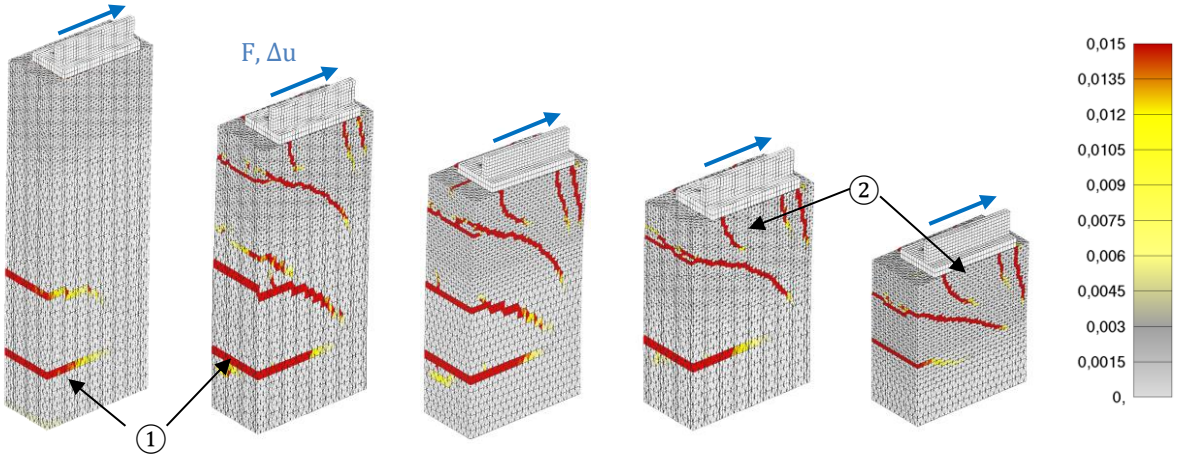


Bild 4.47: Einfluss der Sockelhöhe auf die Tragfähigkeit des Anschlusses



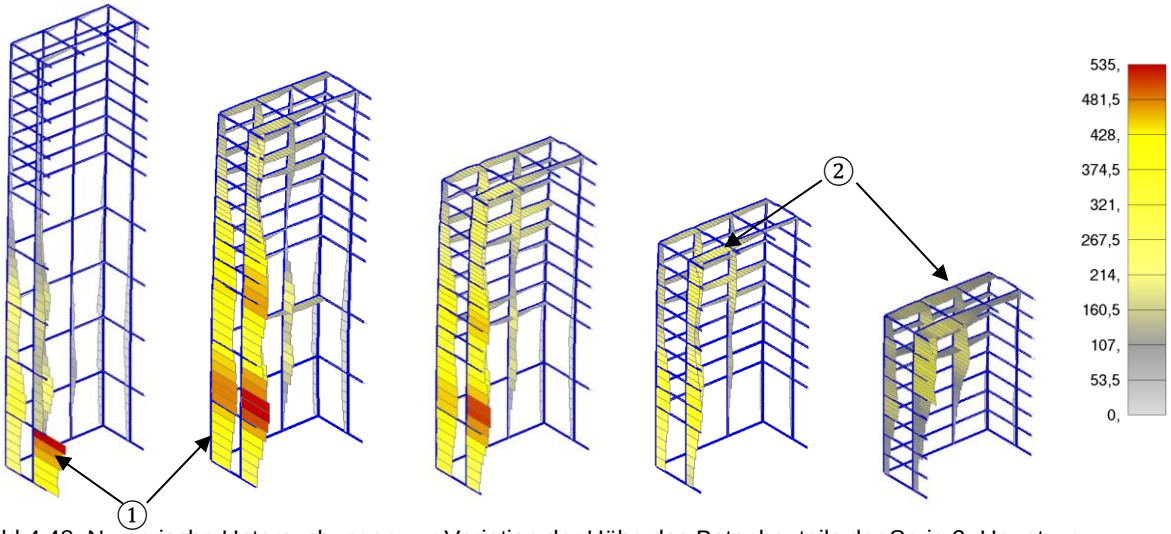


Bild 4.48: Numerische Untersuchungen zur Variation der Höhe des Betonbauteils der Serie 2, Hauptzugdehnungen im Beton [-] (oben) und zugehörige Spannungsbilder der Zugspannungen in der Bewehrung [N/mm²] (unten)

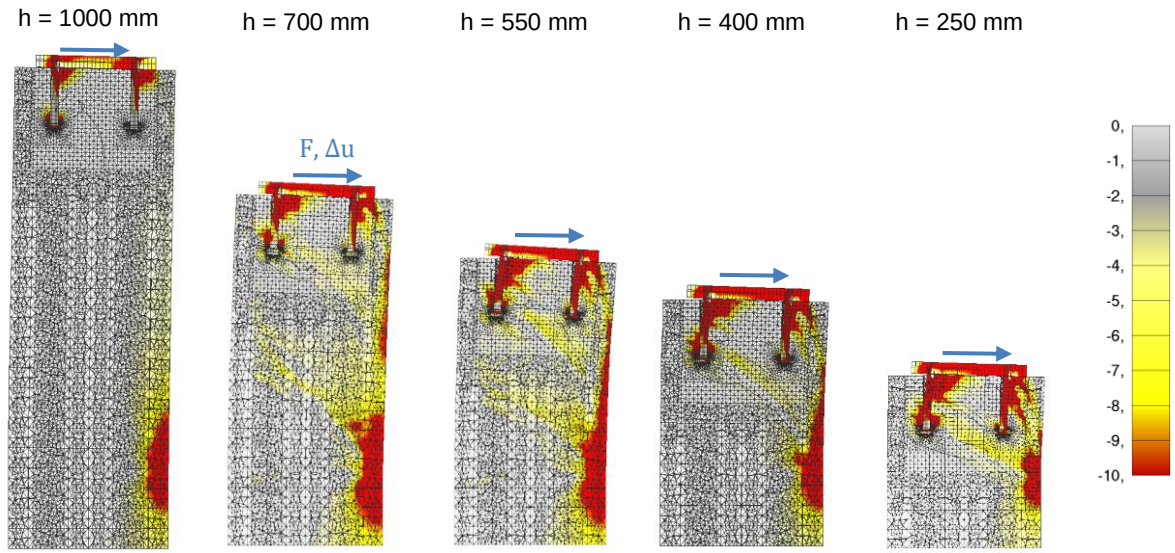


Bild 4.49: Spannungsbild der Hauptdruckspannungen S33 [N/mm²] der Parameterstudie bei Höchstlast

4.4.3 Parameter Auflast

Anschlüsse im Bereich von konzentrierten Lasteinleitungen sind i.d.R. durch Auflasten wie z.B. Eigengewichtslasten sowie Verkehrslasten beansprucht. In diesem Forschungsvorhaben wurden Versuche mit einer freien Lagerung sowie einer Fixierung durchgeführt. Mit den Versuchen mit einer Fixierung der Ankerplatte wurde zunächst die reine Schubtragfähigkeit der Anschlüsse bestimmt, die für die Entwicklung des analytischen Modells erforderlich ist. Die Versuche nach Kapitel 3.3, aufbauend auf ersten numerischen Untersuchungen nach *Bernhart (2016),* haben allerdings gezeigt, dass über die Fixierung der Ankerplatte eine deutliche Traglaststeigerung möglich ist. Ursache hierfür ist neben den Reibungseffekten, der geringeren Zugbeanspruchung im lastabgewandten Bereich auch der dreidimensionale Beanspruchungszustand im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung, der sich durch die resultierenden Reaktionskräfte einstellt. Weiterführende Untersuchungen zum Einfluss der Auflast *Messner (2017), Markovic (2017)* und *Ziwes (2018)* haben gezeigt, dass eine Fixierung der Ankerplatte nicht zwingend die obere Grenzlast darstellt, da mit zunehmender Steigerung der Auflast D (vgl. Bild 4.50) der Querkraftwiderstand des Anschlussbereichs über die Höchstlasten bei einer Fixierung gesteigert werden kann. Ursache hierfür ist, dass mit einer Auflast der Anschlussbereich auch im Bereich der vorderen randnahen Kopfbolzenreihen im Belastungsverlauf überdrückt wird und in diesem Bereich Tragreserven aktiviert werden können. Im Rahmen der der Parameterstudie zur Untersuchung des Einflusses der Auflast werden weitere 20 Vergleichsrechnungen durchgeführt (vgl. Tabelle 4.4) über die der Einfluss der Auflast auf die Tragfähigkeit des Anschlusses unter Querlast abgeschätzt werden kann. Ziel dieser numerischen Untersuchungen ist es, den Einfluss einer möglichen Auflast auf die Traglaststeigerung zu erfassen. Mit den numerischen Modellen der Versuchsserien können in der Fixierung unterschiedlich große Reaktionskräfte bestimmt werden. In den Nachrechnungen der Versuche der Serie 5 mit 3-reihiger Kopfbolzenanordnung können auf Grund der allgemein größeren Querkrafttragfähigkeit auch größere Reaktionskräfte als z.B. in den Nachrechnungen der Versuche der Serie 4 mit kurzen Kopfbolzen erzielt werden. Die Größe der Auflast wird in den numerischen Berechnungen daher nach Tabelle 4.4 in Relation zur Querkrafttragfähigkeit F_u des Versuchs ohne Fixierung festgelegt. Um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten wird in *Ziwes (2018)* eine relative und eine tatsächliche Auflast definiert (vgl. Tabelle 4.4) anhand derer die Versuche nachgerechnet werden können.

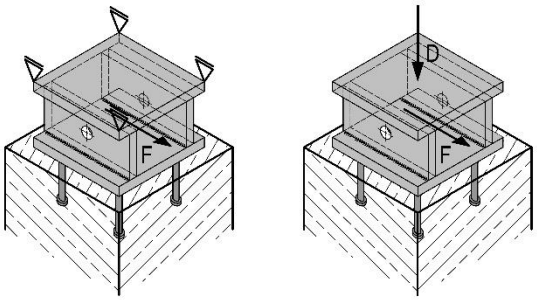


Bild 4.50: Variation der Auflast

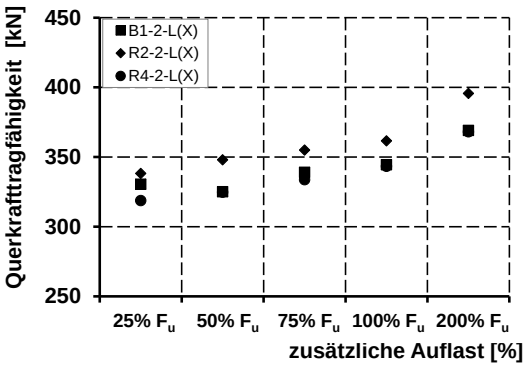


Bild 4.51: Traglaststeigerung durch zusätzliche Auflast D

Für die Vergleichbarkeit der Ergebnisse wird eine relative Auflast mit Referenzpunkt definiert, bei dem die numerisch bestimmte Reaktionskraft ins Verhältnis zur Traglast der Versuche ohne Fixierung gestellt wird. Anschließend wird die relative Auflast in den Schritten 25%, 50%, 75%, 100% und 200% um ein zusätzliches Delta erhöht. Für die einzelnen Versuche kann so eine tatsächliche Auflast hergeleitet werden. Mit Hilfe dieser Festlegungen nach *Ziwes (2018)* kann der Einfluss einer zusätzlichen Auflast abgeschätzt werden. Insbesondere in den Versuchen mit einer 2x2 Anordnung der Kopfbolzen kann die Traglast über eine Auflast nach Bild 4.51 gesteigert werden. Auf Grund der in den Versuchen beobachteten Traglaststeigerungen durch die Fixierung sind weitere umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchungen notwendig, um Fragestellungen z.B. bzgl. des Einflusses der Reibung abschätzen zu können (vgl. Kapitel 6.2). Ergebnis der Parameterstudie ist, dass die Lagerungsbedingungen in möglichen Versuchen wesentlichen Einfluss auf die Traglast haben. So können Traglaststeigerungen durch eine Auflast erzielt werden, da im Vergleich zu den Versuchen mit Fixierung der Beton auch im Bereich des Betonkantenbruchs ausgehend von der vorderen Reihe überdrückt ist (vgl. Bild 4.52 ①). Auf der anderen Seite ist der Widerstand in der randfernen Reihe bei Versuchen mit Fixierung größer, da durch die Halterung bis zum Erreichen der Höchstlast Reaktionskräfte in Höhe der Zugbeanspruchung auf der lastabgewandten Reihe hervorgerufen werden können. Bei Querkraftversuchen mit einer Auflast ohne zusätzliche Fixierung ist dies nicht zutreffend, so dass diese Überlegungen zu den Lagerungsbedingungen in möglichen Nachfolgeversuchen berücksichtigt werden sollten.

Tabelle 4.4: Parameteruntersuchung zum Einfluss der Auflast

Nr.	Versuch	Lagerung	h_{ef}	c_1	n	Bew.grad	Beton-festigkeit	relative Auflast	tatsächliche Auflast	Auflast	Höchst-last
	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]
1	B1-2-L(1)	gehalten	150	100	4	niedrig	C20/25	25% Fu	259% F_u	528	330,5
2	B1-2-L(2)	gehalten	150	100	4	niedrig	C20/25	50% Fu	284% F_u	579	325,1
3	B1-2-L(2)	gehalten	150	100	4	niedrig	C20/25	75% Fu	309% F_u	630	339,1
4	B1-2-L(4)	gehalten	150	100	4	niedrig	C20/25	100% Fu	334% F_u	681	344,5
5	B1-2-L(5)	gehalten	150	100	4	niedrig	C20/25	200% Fu	434% F_u	884	369,1
6	R2-2-L(1)	gehalten	150	100	4	hoch	C20/25	25% Fu	216% Fu	477	338,3
7	R2-2-L(2)	gehalten	150	100	4	hoch	C20/25	50% Fu	241% Fu	532	348,0
8	R2-2-L(2)	gehalten	150	100	4	hoch	C20/25	75% Fu	266% Fu	587	355,0
9	R2-2-L(4)	gehalten	150	100	4	hoch	C20/25	100% Fu	291% Fu	643	361,6
10	R2-2-L(5)	gehalten	150	100	4	hoch	C20/25	200% Fu	391% Fu	863	395,7
11	R4-2-L(1)	gehalten	100	100	4	hoch	C20/25	25% Fu	337% Fu	540	318,8
12	R4-2-L(2)	gehalten	100	100	4	hoch	C20/25	50% Fu	362% Fu	580	324,9
13	R4-2-L(3)	gehalten	100	100	4	hoch	C20/25	75% Fu	387% Fu	620	333,8
14	R4-2-L(4)	gehalten	100	100	4	hoch	C20/25	100% Fu	412% Fu	660	343,4
15	R4-2-L(5)	gehalten	100	100	4	hoch	C20/25	200% Fu	512% Fu	821	368,2
16	R5-2-L(1)	gehalten	200	100	9	hoch	C20/25	25% Fu	175% Fu	692	476,3
17	R5-2-L(2)	gehalten	200	100	9	hoch	C20/25	50% Fu	200% Fu	791	505,6
18	R5-2-L(3)	gehalten	200	100	9	hoch	C20/25	75% Fu	225% Fu	890	509,0
19	R5-2-L(4)	gehalten	200	100	9	hoch	C20/25	100% Fu	250% Fu	989	501,3
20	R5-2-L(5)	gehalten	200	100	9	hoch	C20/25	200% Fu	350% Fu	1386	536,1

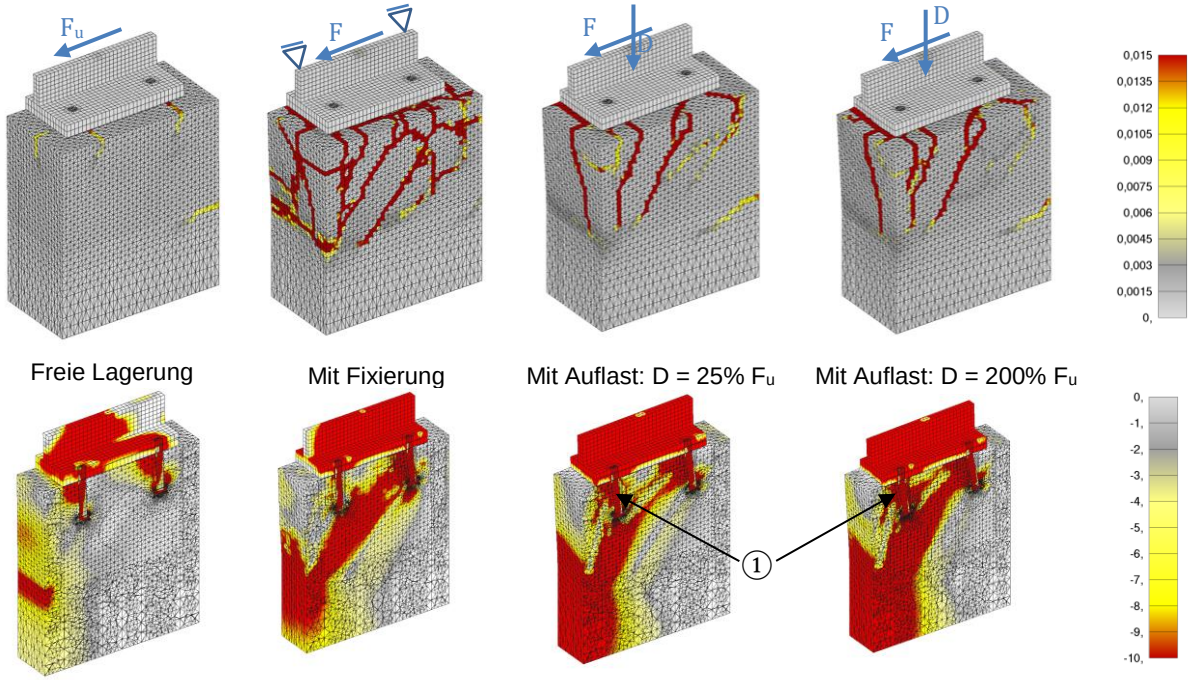


Bild 4.52: Numerische Untersuchungen zur Variation der Auflast bei Serie 4, Spannungsbild der Hauptzugdehnungen im Beton [-] (oben) und zugehörige Hauptdruckspannungen S33 [N/mm²] (unten)

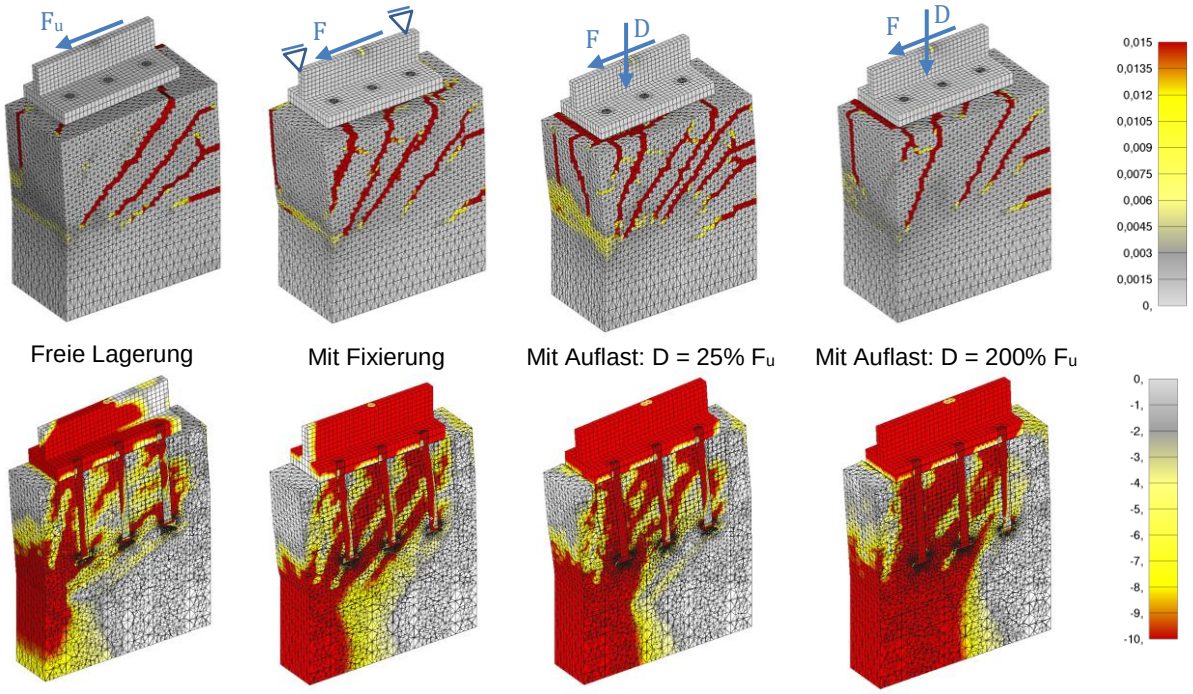


Bild 4.53: Numerische Untersuchungen zur Variation der Auflast bei Serie 5, Spannungsbild der Hauptzugdehnungen im Beton [-] (oben) und zugehörige Hauptdruckspannungen S33 [N/mm²] (unten)

4.4.4 Parameter Kopfbolzenanzahl

Im Bereich von konzentrierten Lasteinleitungen müssen häufig hohe Horizontallasten weitergeleitet werden. Um diese Kräfte in das Massivbauteil weiterleiten zu können, ist rechnerisch eine große Anzahl an Kopfbolzen notwendig. Insbesondere im Bereich von Brückenlagern von Eisenbahnbrücken werden daher eine große Anzahl an Kopfbolzen (vgl. Bild 2.4) auf die Lagerplatte aufgeschweißt, da für diesen Anwendungsfall zusätzlich Reibungskräfte nach *DIN EN 1337* rechnerisch nicht angesetzt werden dürfen. Der Nachweis der Kopfbolzen erfolgt mit Ausstattungszulassungen auf Grundlage der Regeln des Verbundbaus (vgl. Tabelle 2.1) unter Voraussetzung eines ausreichenden Randabstandes. Im Bereich von konzentrierten Lasteinleitungen sind die dafür geforderten Randabstände allerdings i.d.R. nicht vorhanden. Die experimentellen Untersuchungen zu den Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung beschränken sich auf Ankerplatten mit einer 3x3 Anordnung mit maximal neun Kopfbolzen in der Serie 5 (vgl. Kapitel 3.3.3.4). Mit Hilfe der an den Versuchen validierten numerischen Modelle können weiterführende numerische Parameteruntersuchungen zur Kopfbolzenanzahl durchgeführt werden und die Datenbasis auf eine größere Kopfbolzenordnung erweitert werden. Ziel der Parameterstudie zur Kopfbolzenanzahl ist es zu untersuchen, ob auch für geringere Randabstände eine lineare Abhängigkeit der Tragfähigkeit der Ankerplatte von der Anzahl der Kopfbolzen vorhanden ist. Im Rahmen der Parameterstudie werden acht Vergleichsrechnungen durchgeführt für die die Kopfbolzenanzahl nach Bild 4.54 variiert wird. In der Parameterstudie soll das Schädigungsverhalten des Betons in Abhängigkeit der Kopfbolzenanzahl untersucht werden. Im numerischen Modell wird ein Kopfbolzendurchmesser von D = 22 mm sowie die Betonfestigkeitsklasse C20/25 (vgl. Tabelle 4.5) verwendet.

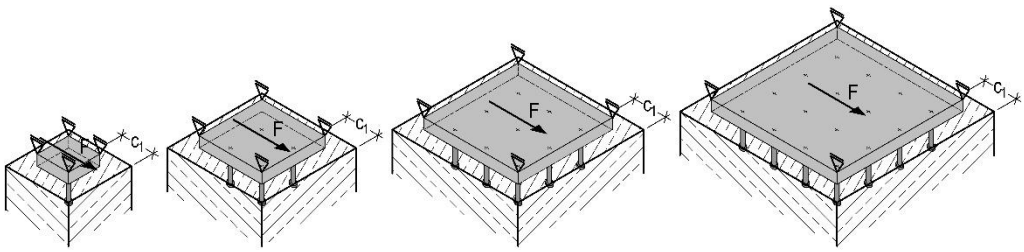


Bild 4.54: Variation der Kopfbolzenanzahl

Im numerischen Modell wird eine quadratische Kopfbolzenanordnung gewählt und die Anordnungen 1x1, 2x2, 3x3 und 4x4 modelliert. Die Anschlüsse werden mit Fixierung der Ankerplatte gerechnet. Die Anschlussgeometrien sind symmetrisch und es wird daher die Hälfte des Anschlussbereichs modelliert und Symmetrierandbedingungen definiert. Ergebnis der numerischen Untersuchungen ist, dass die Querkrafttragfähigkeit auch mit Vergrößerung des Randabstands zwar linear aber nicht mit einer Steigung nach dem Ansatz nach *DIN EN 1337* gesteigert werden kann. Bei einer 2x2 Anordnung mit vier Kopfbolzen kann der Widerstand des Anschlusses im Vergleich zu einem einzelnen Kopfbolzen zwar deutlich

gesteigert werden, allerdings sind die Traglaststeigerungen mit zunehmender Kopfbolzenanzahl geringer (vgl. Bild 4.55).

Tabelle 4.5: Parameteruntersuchung zur Kopfbolzenanzahl

Nr.	Versuch	Lagerung	h_{ef}	d	c_1	n	Bewehrungsgrad	Betonfestigkeit	Höchstlast
	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[kN]
1	R7-1-KBA(1)	gehalten	150	22	150	1	niedrig	C20/25	42,1
2	R7-1-KBA(2)	gehalten	150	22	150	4	niedrig	C20/25	179,9
3	R7-1-KBA(3)	gehalten	150	22	150	9	niedrig	C20/25	450,5
4	R7-1-KBA(4)	gehalten	150	22	150	16	niedrig	C20/25	630,8
5	R7-2-KBA(1)	gehalten	150	22	225	1	niedrig	C20/25	73,6
6	R7-2-KBA(2)	gehalten	150	22	225	4	niedrig	C20/25	299,5
7	R7-2-KBA(3)	gehalten	150	22	225	9	niedrig	C20/25	626,4
8	R7-2-KBA(4)	gehalten	150	22	225	16	niedrig	C20/25	780,5

In Bild 4.56 sind die Rissbilder der numerischen Nachrechnungen bei einem Randabstand der Kopfbolzen von c_1 = 75 mm dargestellt. In den numerischen Berechnungen können ähnliche Schubrisse entlang der Druckstreben wie in den Validierungen (vgl. Bild 4.28) beobachtet werden. Die Querkräfte sind in den Versuchen mit mehreren Kopfbolzen bis zum Erreichen der Höchstlast etwa gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen aufgeteilt, da eher dicke Kopfbolzen und eine dicke Ankerplatte mit einem starren Tragverhalten modelliert werden. Ein Versagen des Anschlusses kann beobachtet werden, wenn der maximale Widerstand bei Betonkantenbruch ausgehend von der randfernen Reihe erreicht wird. Die randnahen Reihen können sich in diesem Fall nur am Lastabtrag beteiligen, wenn die Kräfte über die Bewehrung zurückgehängt werden können.

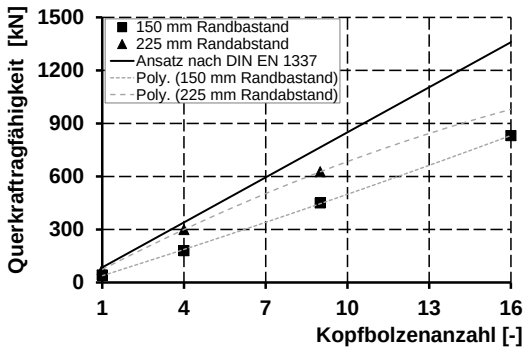


Bild 4.55: Tragfähigkeit der Ankerplatte bei steigender Kopfbolzenanzahl

Die Annahme einer linearen Traglaststeigerung durch Erhöhung mit einer Zunahme der Kopfbolzenanzahl nach den Ausstattungszulassungen nach *DIN EN 1337* ist nach diesen numerischen Untersuchungen nicht gerechtfertigt, da durch das Schädigungsverhalten im randnahen Bereich der Ankerplatte eine Umlagerung der Querlast auf die hinteren Kopfbolzenreihen stattfindet. Die randnahen Kopfbolzenreihen entziehen sich bis zum Erreichen der Höchstlast dem Lastabtrag. Der Widerstand eines Anschlusses bei konzentrierter Lasteinleitung mit einer großen Anzahl an Kopfbolzen ist von den Abständen der Kopfbolzen in Belastungsrichtung abhängig, über die sichergestellt wird, dass die Querlasten über die Verbundtragwirkung ausreichend in die Rückhängebewehrung eingeleitet werden können. Deutliche Traglaststeigerungen im Bereich des Anschlusses sind möglich, wenn zusätzlich zum Widerstand der Kopfbolzen Reibungseffekte mit berücksichtigt werden. Diese werden auch im numerischen Modell über die Kontaktbedingungen zwischen Ankerplatte und Beton mit angesetzt.

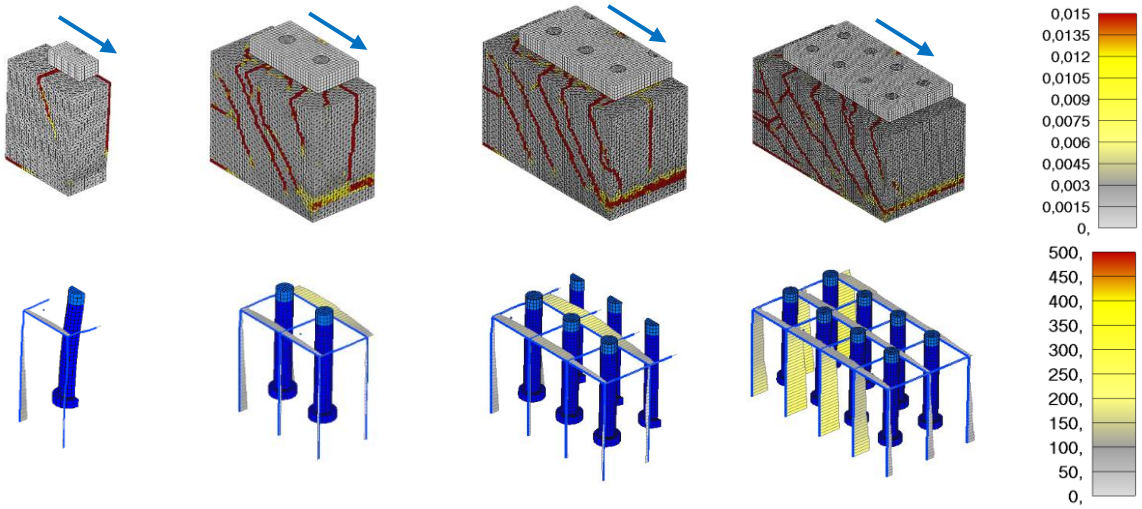


Bild 4.56: Hauptzugdehnungen im Beton [-] (oben) und Spannungsbild der Zugspannungen in der Bewehrung [N/mm²] (unten) bei Variation der Kopfbolzenanzahl

4.5 Zusammenfassung

Aus den numerischen Untersuchungen konnten wichtige Ergebnisse im Verlauf des Forschungsvorhabens gewonnen werden. Im Rahmen erster Voruntersuchungen nach *Bernhart (2016)* wurden erste Modelle für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung entwickelt, die an vorhandenen Versuchsergebnissen von *Bode (1987)* (vgl. Kapitel 2.2.1) validiert werden konnten. Ergebnis dieser Untersuchungen war, dass eine Fixierung der Ankerplatte einen deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten hat. In aufbauenden Untersuchungen von *Messner (2017)* könnte neben der Modellentwicklung zu den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss, die an den Versuchen von *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* kalibriert wurden, die Parametermatrix für die Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss und 4-seitigem Randeinfluss nach Kapitel 3 zugeschärft werden. In Rücksprache mit dem projektbegleitenden Ausschuss wurde die Parametermatrix durch Versuche mit einer Fixierung erweitert.

Nach Durchführung der Versuche konnten die numerischen Modelle der Versuche an den experimentellen Untersuchungen kalibriert werden. Das numerische Modell wurde mit *FEMAP v11.1.0* modularisiert entwickelt. Mit Hilfe des im Solver des nichtlinearen FE-Programms *MASA* umgesetzten Microplane-Materialmodells, das für den Beton verwendet wird, kann neben den Höchstlasten in den Versuchen auch das Schädigungsverhalten im Beton abgeschätzt werden. In Untersuchungen nach *Markovic (2017)* und *Ziwes (2018)* wurden die Modelle an den Versuchsergebnissen kalibriert und weitere Parameterstudien durchgeführt.

Mit den numerischen Untersuchungen zu den Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung können wichtige Informationen zur Lastverteilung innerhalb des Anschlusses gewonnen werden auf der die Entwicklung des analytischen Modells aufgebaut werden kann. Es ist zu beobachten, dass die Lastverteilung im Anschluss entscheidend von den Lagerungsbedingungen der Ankerplatte, z.B. mit Fixierung oder ohne, und vom Randabstand des Anschlusses abhängig ist. Da in den experimentellen Untersuchungen auf Grund der Porosität in der Verschweißung teilweise ein vorzeitiges Versagen in den Versuchen eintrat, konnten über die numerischen Untersuchungen die eigentlichen Traglasten der Versuche abgeschätzt werden.

Über weiterführende Parameterstudien wird gezielt der Einfluss weiterer Parameter untersucht, der auf Grund der begrenzten Versuchsanzahl nicht abgedeckt wurde. Eine Querlasteinleitung erfolgt bei Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung nicht ausschließlich bei geringen Höhen des Massivbauteils, so dass über zusätzliche numerische Untersuchungen der praktische Anwendungsfall einer konzentrierten Lasteinleitung im Bereich eines Stützenkopfs untersucht wird. Ergebnis der numerischen Untersuchungen ist, dass neben einem lokalen Versagen im konzentrierten Lasteinleitungsbereich ein Biegeversagen mit zunehmender Höhe des Massivbauteils zu berücksichtigen ist. Das Biegeversagen des Betonquerschnitts kann nach *DIN EN 1991-1* nachgewiesen werden. Dabei ist allerdings sicherzustellen, dass die Querlasten im lokalen Bereich sicher eingeleitet werden können. Bei einer ausreichenden Tragfähigkeit im lokalen Bereich wird das Biegeversagen bereits bei geringen Höhen des Massivbauteils maßgebend werden.

Zudem wurde der Parameter einer möglichen Auflast untersucht. In den Versuchen wurde eine Auflast über die Fixierung der Ankerplatte erzeugt. Ergebnis der numerischen Parameterstudie ist, dass die Fixierung der Ankerplatte nicht die obere Grenze einer möglichen Querkrafttragfähigkeit darstellt. Zwar kann mit der Fixierung der Ankerplatte ein Abheben und die daraus resultierende externe Zugbeanspruchung der Kopfbolzen im lastabgewandten Bereich verhindert werden, allerdings werden durch die Fixierung deutlich geringere Reibungskräfte als bei einer externen Druckkraft aktiviert. In der numerischen Parameterstudie können daher über die schrittweise Steigerung einer externen Druckbeanspruchung des Anschlusses deutliche Traglaststeigerungen erzielt werden. In diesen numerischen Untersuchungen kann allerdings beobachtet werden, dass diese Traglaststeigerungen durch eine mögliche Auflast begrenzt sein können, da der Betonsockel an sich im Bereich der Lagerung abscheren kann. Dies ist bei weiterführenden Untersuchungen zum Einfluss der Reibungseffekte für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung unter Ansatz der Auflast zu berücksichtigen.

Im Bereich von Lagersockeln müssen häufig hohe Horizontallasten in das Massivbauteil eingeleitet werden. Über eine zusätzliche Parameterstudie wurde dabei ein linearer Ansatz basierend auf der Einzeltragfähigkeit eines Kopfbolzens nach Verbundbauregeln kritisch hinterfragt. Für konzentrierte Lasteinleitungen mit einem geringen Randabstand ist i.d.R. nicht möglich, mit der Steigerung der Kopfbolzenanzahl eine lineare Steigerung der Traglast zu erreichen. Hohe Horizontallasten können für diesen Anwendungsfall nur sicher übertragen werden, wenn entweder ausreichend große Randabstände wie in den Ausstattungszulassungen vorgegeben vorhanden sind oder Lastumlagerungen im Bereich des Anschlusses sowie die traglaststeigernde Wirkung der Reibungsanteile durch eine Auflast berücksichtigt werden.

5 BEMESSUNGSMODELL VON ANKERPLATTEN MIT KONZENTRIERTER LASTEINLEITUNG UNTER QUERLAST

5.1 Allgemeines

Ziel des Forschungsvorhabens „Konzentrierte Lasteinleitung im Stahl- und Stahlverbundbau“ ist die Entwicklung eines analytischen Modells, mit dem die Tragfähigkeit eines Anschlusses unter Querbelastung mit mehrseitigem Randeinfluss abgeschätzt werden kann. Beispiele für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung in der Praxis sind Lasteinleitungen im Bereich von Pfeilerköpfen, Querkraftanschlüsse an Stützen oder Streifenfundamenten sowie der Anschlussbereich von Brückenlagern. Bei einer Querbelastung zum Bauteilrand ist die Tragfähigkeit bei geringen Randabständen deutlich reduziert, da nur ein geringes Betonvolumen zum Lastabtrag aktiviert werden kann und sich z.B. ein Betonkantenbruch ausbilden kann (vgl. Bild 5.1).

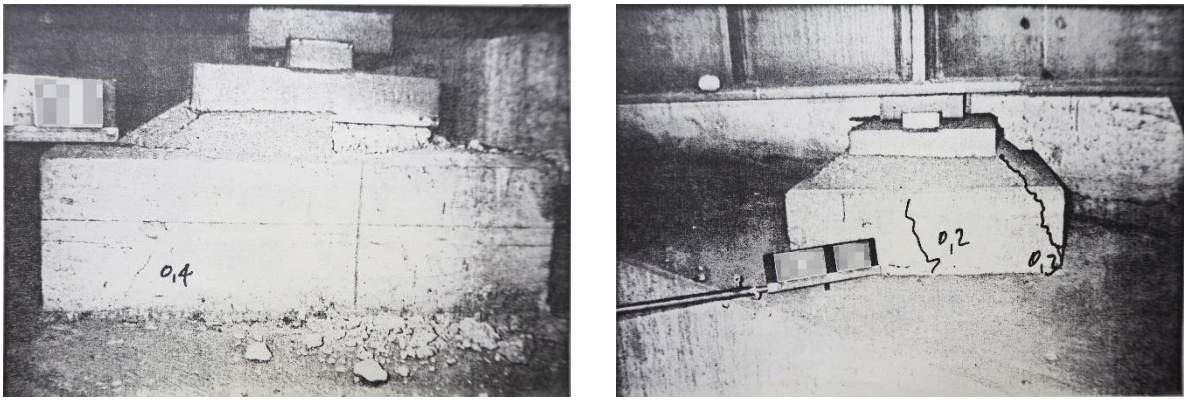


Bild 5.1: Dokumentation von Schäden im Bereich eines Lagers auf Grund von hoher horizontaler Querkraftbeanspruchung

Im Bereich von Brückenlagern mit Lagersockeln erfolgt der Nachweis des konzentrierten Anschlussbereichs zwischen Beton und Stahl in der Regel mit Ausstattungszulassungen (z.B. *Z-16.7-445*), die auf Grundlage der Regelungen des Verbundbaus eine Schubtragfähigkeit pro Kopfbolzen angeben. Voraussetzung hierfür ist neben anderen Anforderungen nach Kapitel 2.2.1 allerdings ein ausreichend großer Randabstand (c > 70 cm), da sonst die volle Schubtragfähigkeit auf Grund des Bauteilrandes nicht aktiviert werden kann. In der Regel werden diese Randabstände allerdings nicht eingehalten, so dass nach den Ausstattungszulassungen ein Nachweis mit einem Stabwerkmodell vorgeschlagen wird.

Für den Anwendungsbereich der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung wurden daher im Rahmen des Forschungsvorhabens vorhandene Tragfähigkeitsnachweise von Brücken bzgl. dieses Detailbereichs und möglicher vorhandener Stabwerkmodelle ausgewertet. Im Rahmen der Recherche konnte kein Stabwerkmodell ermittelt werden, das die Versagensmechanismen im Bereich von konzentrierten Lasteinleitungen mit einem Randversagen des Betons ausreichend genau erfasst. Gängige Praxis unter den Aufstellern der Tragfähigkeitsnachweise ist es, beim Nachweis des Anschlussbereichs von Lagersockeln die Horizontalbeanspruchungen vereinfacht nach Gleichung (5.1) nachzuweisen.

$$A_s = \frac{\max\left(P_{xx}; P_{yy}\right)}{f_{yd}} \tag{5.1}$$

Mit:

A_s	Erforderliche Bewehrungsmenge;
$P_{xx}; P_{yy}$	Querlast bei Betonkantenbruch;
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze der Bewehrung.

Mit Gleichung (5.1) kann zwar die theoretisch erforderliche Anzahl an Bügelbewehrung bestimmt werden, allerdings werden damit Randeffekte nicht berücksichtigt und es wird ein Betonversagen auf Grund der Querbelastung mit diesem Ansatz vernachlässigt. Dieses Vorgehen ist nicht richtig, da die wesentlichen Versagensmechanismen wie Betonkantenbruch, Verbundversagen etc. im Bereich des Anschlusses mit konzentrierter Lasteinleitung nicht berücksichtigt werden.

In einem ersten Schritt wurde für den Anwendungsfall der konzentrierten Lasteinleitung ein mögliches Stabwerkmodell nach *Schlaich u.a. (2001)* entwickelt, mit dem das Tragverhalten und der Lastabtrag im Bereich des Anschlusses erfasst werden kann. Dies erfolgt zunächst an einem vereinfachten Stabwerkmodell des D-Bereichs des konzentrierten Anschlusses unter Querlast, aufbauend auf Hauptspannungsplots nach Bild 5.2. Mithilfe dieser Spannungsbilder kann der aus der Querlast resultierende Kraftfluss veranschaulicht werden. Vom Lasteinleitungspunkt an der Ankerplattenunterseite werden die Kräfte bis zum Übergangsbereich zwischen Lagersockel und Lagerbank weitergeleitet. Unter Annahme eines linear-elastischen Verhalten des Betons wird in einem vereinfachten Modell nach Bild 5.3 eine mittige Lasteinleitung der Resultierenden R angenommen, von der sich eine Druckstrebe in Richtung der rechten unteren Bauteilecke bildet. An der unteren Kante des D-Bereichs steht die Resultierende R mit den Spannungen im vertikalen Gleichgewicht. Die Spannungen werden in diesem Bereich zu drei Resultierenden zusammengefasst, für die die größten Druckspannungen im Bereich der rechten Bauteilecke abgetragen werden.

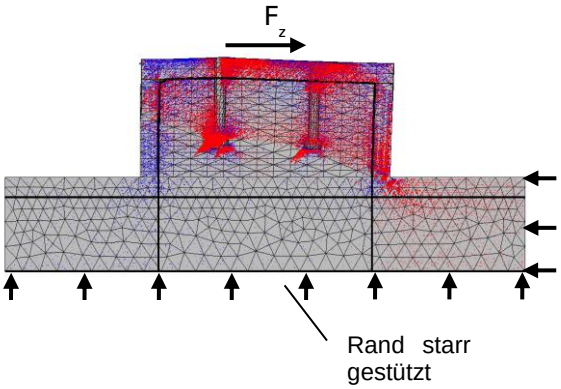


Bild 5.2: Mit MASA errechnete Hauptspannungen, Hauptdruckspannungen in rot, Hauptzugspannungen in blau

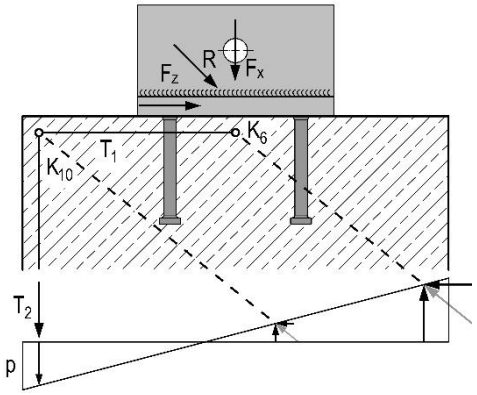


Bild 5.3: Einfaches Stabwerkmodell für eine konzentrierte Lasteinleitung unter Querlast

Neben einer Querbelastung werden Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung häufig auch durch eine Normalkraft beansprucht. Dies kann eine Zugkraft sein, die z.B. bei Kalottenlagern mit abhebenden Kräften zu berücksichtigen ist, oder wie in den meisten Anwendungsfällen eine Druckbeanspruchung durch z.B. Eigengewichts- und Verkehrslasten. Im Bereich der Kontaktfuge zwischen Ankerplatte und Beton kann durch die Druckkraft zusätzlich ein Reibungsanteil aktiviert werden, der aber beispielsweise bei Lageranschlüsse für Eisenbahnbrücken auf Grund der Schwingungsbeanspruchung nicht berücksichtigt werden darf.

Die Neigung der Resultierenden R nach Bild 5.3 ist abhängig von Verhältnis der zu berücksichtigenden Horizontal- und Normalkraftbeanspruchungen. Für den Anwendungsfall der Lageranschlüsse bedeutet dies, dass das Verhältnis aus den unteren Grenzwerten aus Eigenlasten oder auch Nutzlasten im Verhältnis zu den ungünstigen horizontalen Einwirkungen wie Brems-, Windlasten oder auch Beanspruchungen aus Erdbebenlastfällen anzunehmen sind. Während bei massiven Überbauten in der Regel große Eigengewichtslasten zu berücksichtigen sind und der Lasteinleitungsbereich überdrückt sein kann, haben bei Überbauten in Stahl-, Verbund- oder auch Holzbauweise Horizontallasten eine ungünstigere Auswirkung, da das Eigengewicht des Überbaus geringer ist. Im Bereich von Eisenbahnbrücken mit großen Überbaulängen ist es möglich, dass z.B. über den Anschlussbereich der Lager konzentriert horizontale Lagerlasten größer als 5 MN übertragen werden müssen.

Um neben den Querlasten die Druckbeanspruchungen bei konzentrierten Lasteinleitungen berücksichtigen zu können, empfiehlt es sich, das vereinfachte Stabwerkmodell nach Bild 5.3 weiter zu verfeinern und in die unterschiedlichen Belastungsrichtungen F_x und F_z aufzuteilen. Die Druckbeanspruchung F_x kann über das Stabwerkmodell nach Bild 5.4 nach *Schlaich u.a. (2001)* nachgewiesen werden, für das angenommen wird, dass die Druckstreben an der unteren Pressungsfläche in den Viertelspunkten aus dem D-Bereich ausgeleitet werden. Auf Grund der Neigung der Druckstreben entstehen Querzugspannungen, die nach *Schlaich u.a. (2001)* im D-Bereich nach Gleichung (5.2) nachgewiesen werden können.

$$T_1 = 0{,}25 \cdot F_x \cdot \left(1 - \frac{a}{b}\right) \tag{5.2}$$

Mit:

T	Zugstrebe zur Aufnahme möglicher Spaltzugkräfte;
F_x	Querlast bei Betonkantenbruch;
a	Breite der Lasteinleitung
b	Streifenbreite des anschließenden B-Bereichs

Die Querdruckspannungen sind direkt unterhalb des Lasteinleitungsbereichs maximal, deren Integral im Gleichgewicht mit den Querzugspannungen steht. Die Lage der resultierenden Querzugkraft T ist abhängig vom Verhältnis der Höhe h zur Breite b der Scheibe des konzentrierten Lasteinleitungsbereichs. Bei Lagersockel mit geringer Höhe werden häufig Spaltzugkräfte nach Gleichung (5.2) im Widerlagerbereich auf Grundlage einer elastischen Berechnung im Zustand I nachgewiesen, was allerdings ohne die Berücksichtigung einer entsprechenden Bügelbewehrung im Lagersockel den gerissenen Zustand II voraussetzt.

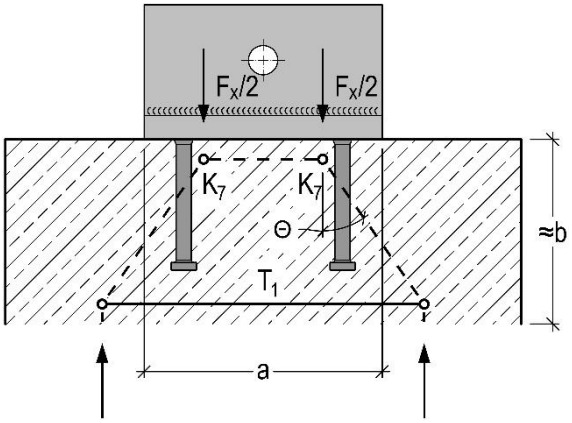


Bild 5.4: Stabwerkmodell für die Last F_x

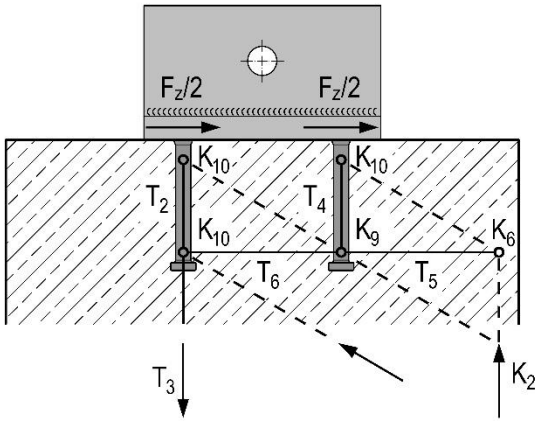


Bild 5.5: Stabwerkmodell für die Last F_z mit e = 0

Für den Nachweis der Horizontalkräfte wird ein Stabwerkmodell nach Bild 5.5 und Bild 5.7 vorgeschlagen, das sich in der Exzentrizität der einwirkenden Last F_z unterscheidet. Für den Zustand I wird angenommen, dass sich die Last hälftig auf die beiden Kopfbolzreihen verteilt. Bei einer exzentrischen Beanspruchung der Horizontallast, sind auf der lastabgewandten Seite Zugbeanspruchungen nachzuweisen, insofern der Lasteinleitungsbereich nicht überdrückt ist. Die Neigung der Druckstreben orientiert sich an der Rissbildung der experimentellen und numerischen Untersuchungen nach Bild 5.6.

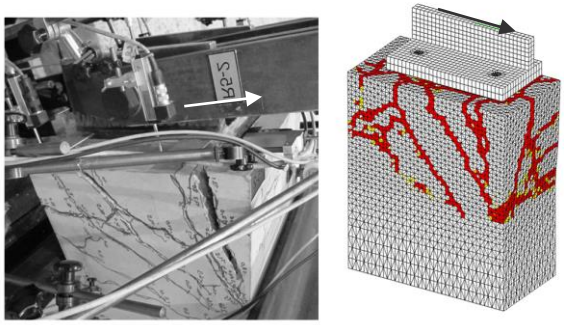


Bild 5.6: Rissbildung im numerischen Modell

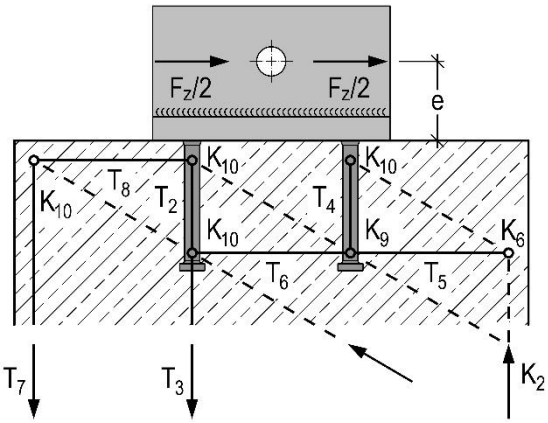


Bild 5.7: Stabwerkmodell für die Last F_z mit e > 0

Bei Lasteinleitungen mit geringen Randabständen ist die Tragfähigkeit des Stabwerkmodells allerdings deutlich begrenzt, da die horizontalen Zugstäbe im Bereich der Knoten nur eine geringe Verankerungs-

länge haben und die Zugtragfähigkeit des Betons nicht angesetzt werden kann. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wird daher ein Bemessungsmodell auf Grundlage der Befestigungstechnik vorgeschlagen, da in den experimentellen und numerischen Untersuchungen Versagensmechanismen für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung beobachtet werden konnten, die in den vorhandenen und neueren Regelungen der Befestigungstechnik beschrieben sind. Dieses Modell erfasst Zugtragfähigkeiten sowie das Schädigungsverhalten des Betons.

5.2 Beschreibung des Modells

5.2.1 Allgemeines

Anschlüsse zwischen Stahl und Beton können auf Grundlage der Nachweiskonzepte des Stahl- und Verbundbaus sowie der Befestigungstechnik nachgewiesen werden (vgl. Bild 2.1). Dabei können Betonversagensmechanismen nach *DIN EN 1992-4* in das Konzept der Komponentenmethode integriert werden und Widerstände im Massivbauteil ausgelegt und optimiert werden. Eine Überlagerung der Nachweiskonzepte des Stahl- und Verbundbaus sowie der Befestigungstechnik ist auf Grundlage der Komponentenmethode möglich, da hier die Tragfähigkeiten den Widerständen der Komponenten gegenübergestellt werden.

Die Einwirkungen auf die Verbindungsmittel werden nach der Befestigungstechnik i.d.R. unter Annahme einer elastischen Verteilung der Normalkräfte bestimmt. Innerhalb bestimmter Anwendungsgrenzen können nach *CEN/TR 17081* auch Umlagerungen zwischen den Verbindungsmittelreihen angesetzt werden. Bei ausreichendem Randabstand können unter Annahme eines starren Verhaltens der Ankerplatte die Querlasten zu gleichen Teilen zwischen den Verbindungsmittelreihen verteilt werden, während unter Annahme des plastischen Ansatzes eine freie Verteilung der Querlasten zulässig ist. Bei randnahen Ankerplatten müssen nach *DIN EN 1992-4* bei einem Betonkantenbruch die Einwirkungen von der randnahen Reihe abgetragen werden.

Im vorliegenden Forschungsvorhaben zu Ankerplatten mit konzentrierter Lasteinleitung wurden Versuche mit Ankerplatten mit relativ dicker Ankerplatte (d = 30 mm) verwendet, so dass auch mit der zusätzlichen Anordnung der Fahnenbleche auf der Rückseite der Ankerplatte eine ausreichende Steifigkeit für die Annahme eines starren Tragverhaltens der Ankerplatte angenommen werden kann. Im Folgenden wird auf Grund der starren Ankerplatte auf eine Darstellung der Stahlkomponenten im Bereich der Ankerplatte wie der T-Stummel auf Zug und Druck verzichtet. Eine Darstellung dieser Komponenten im Bereich von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton erfolgt in *Kurz, Kuhlmann u.a. (2016)*.

Für den Nachweis wird für die Bestimmung der Einwirkungen ein vereinfachtes Bemessungsmodell nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* vorgeschlagen (vgl. Bild 5.8). Dies unterscheidet sich zu einer elastischen Berechnung in der Annahme zur Form der Druckzone. Im vorgeschlagenen Modell wird vereinfachend mit einer rechteckigen Form gerechnet. Für die Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung sind die Unterschiede zu einer dreiecksförmigen Annahme nach *Mühlbauer (2018)* nicht signifikant.

Die Normalkraftbeanspruchung in den hinteren Kopfbolzenreihen auf Grund der exzentrischen Querkraftbeanspruchung kann über das vertikale Kräfte- und Momentengleichgewicht unter iterativer Annahme der Druckzonenhöhe bestimmt werden. Bei randnahen Ankerplatten unter Querbelastung zum Bauteilrand müssen bzgl. der Lastverteilung der Querlasten nach Kapitel 2.2.2.4 im Rahmen einer wirklichkeitsnahen Modellentwicklung Annahmen getroffen werden.

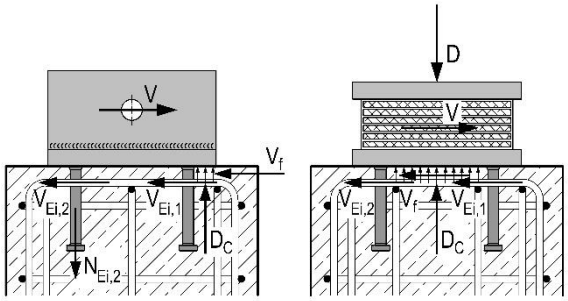


Bild 5.8: Komponentenmodell für Anschlüsse mit exzentrischer Querbelastung (links) Komponentenmodell für Anschlüsse unter Quer- und Druckbelastung (rechts)

Dabei sind unterschiedliche Zustände zu berücksichtigen, da mit einer Rissbildung ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe eine Lastumlagerung zu den randfernen Kopfbolzenreihen stattfindet. Bei einer Querbelastung einer randnahen Ankerplatte bildet sich in der Regel zunächst ein Riss ausgehend von der randnahen Reihe und die Lasten lagern sich auf die hintere Kopfbolzenreihe um. Im Folgenden wird daher eine unterschiedliche Lastverteilung im ungerissenen (Zustand I) und im gerissenen Beton (Zustand II) berücksichtigt. Die Lastverteilung der Querlasten ist abhängig von den Versagensmechanismen in den Kopfbolzenreihen und wird daher auch in der Beschreibung der Einzelkomponenten nach Kapitel 5.2.2 näher dargestellt.

In der Kontaktfläche zwischen Ankerplatte und Beton werden Reibungseffekte aktiviert, insofern die Ankerplatte durch eine Druckkraft oder eine exzentrische Querlast beansprucht wird. Während Reibungseffekte nach *DIN EN 1992-4* noch nicht angesetzt werden können, ist eine Berücksichtigung im Bereich von Stützenfüßen nach *DIN EN 1993-1-8* möglich. In den Versuchen mit Fixierung der Auflast konnte beobachtet werden, dass auch bei Ankerplatten unter Querbelastung zum Bauteilrand Reibungseffekte aktiviert werden können. Dies ist möglich, da der Reibungsanteil bei einer Fixierung der Ankerplatte nicht im Bereich des randnahen Betonausbruchkegels sondern im rückwärtigen, steiferen Teil mittig übertragen wird.

Im Folgenden wird ein analytisches Modell auf Grundlage der Tragfähigkeiten von Einzelkomponenten nach Kapitel 5.2.2 und nach Kapitel 5.2.3 auf Basis der mittleren Versuchslasten vorgestellt. Im Forschungsvorhaben wurden Untersuchungen zu Anschlüssen mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss durchgeführt. Da die in den experimentellen und numerischen Untersuchungen beobachteten Versagensmechanismen randnaher, querbelasteter Anschlüsse mit unterschiedlicher Anzahl von Bauteilrändern vergleichbar sind, wird das im Folgenden dargestellte analytische Modell einheitlich für beide Anwendungsfälle entwickelt. Bei der Berechnung der Widerstände der Einzelkomponenten werden insofern vorhandene Unterschiede dargestellt. Bei einer kombinierten Beanspruchung der Kopfbolzen durch Normal- und Querlasten müssen Interaktionsbedingungen berücksichtigt werden. Diese sind im Kapitel 5.2.4 beschrieben.

5.2.2 Einzelkomponenten unter Normalkraftbeanspruchung

5.2.2.1 Einwirkungen und mögliche Versagensmechanismen

In der Befestigungstechnik werden die einwirkenden Schnittkräfte in die resultierenden Normal- und Querkraftbeanspruchungen auf Verbindungsmittelebene zerlegt. Für die Berechnung der Normalkraftbeanspruchungen wird eine starre Ankerplatte mit linearer elastischer Verteilung der einwirkenden Normalkräfte auf die einzelnen Verbindungsmittelreihen zu Grunde gelegt. In den Versuchen mit 3-reihiger Kopfbolzenanordnung konnte mit den Auswertungen der DMS-Messungen nach Tabelle 3.10 und Tabelle 3.11 gezeigt werden, dass eine lineare Annahme zur Normalkraftverteilung angenommen werden kann.

Die einwirkenden Normalkraftbeanspruchungen werden unter iterativer Berechnung und einer dreiecksförmigen Spannungsverteilung im Druckbereich berechnet. Im Druckbereich wird der Anschluss daher als voll ausgenutzt angenommen und es werden nur die Kopfbolzenreihen zum Abtrag der Zugbeanspruchungen rechnerisch angesetzt, die sich nicht in der Druckzone des Anschlusses befinden.

Für eine systematische Berücksichtigung der unterschiedlichen Versagensmechanismen und die Berechnung der Ausnutzungsgrade muss nach *DIN EN 1992-4* zwischen Gruppen und Einzelversagensmechanismen unterschieden werden. Im Zuge der Berechnung der Einwirkungen auf die verschiedenen Kopfbolzenreihen wird daher neben den Einwirkungen auf die am höchsten belastete Verbindungsmittelreihe $N_{Ei}^{I,h}$, zusätzlich auch die Einwirkung auf den Anschluss bei einem möglichen Gruppenversagen $N_{Ei}^{I,g}$ berechnet. Für die Nachrechnung der Versuche mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss ergeben sich die in Bild 5.9 und Bild 5.10 dargestellten Lastverteilungen.

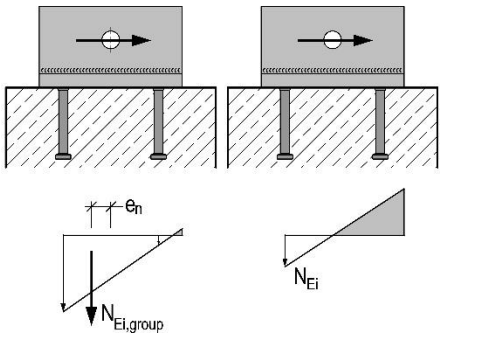


Bild 5.9: Elastische Lastverteilung bei 2-reihiger Anordnung mit der Exzentrizität e_n der Resultierenden

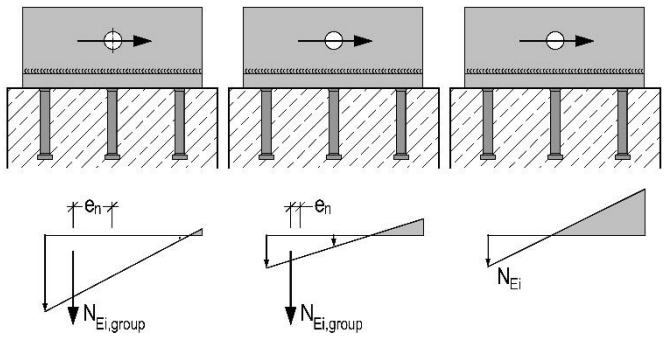


Bild 5.10: Elastische Lastverteilung bei 3-reihiger Anordnung

Unter einer Normalkraftbeanspruchung durch Zug- und Druckkräfte sind unterschiedliche Versagensmechanismen möglich. Wünschenswert sind Versagensmechanismen im Bereich des Stahls, da so durch ein Fließen der Kopfbolzen oder des Bewehrungsstahls ein duktiles Tragverhalten erreicht werden kann.

Für die Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung sind folgende Versagensmechanismen zu berücksichtigen:

- Stahlversagen der Kopfbolzen auf Zug
- Herausziehen der Kopfbolzen auf Zug
- Betonversagen ohne Rückhängebewehrung auf Zug
- Lokaler Betonausbruch
- Fließen der Rückhängebewehrung auf Zug
- Verbundversagen der Rückhängebewehrung auf Zug
- Betonversagen mit gemeinsamer Tragwirkung von Bewehrungsstahl und Beton
- Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung
- Betonversagen unter Druckbeanspruchung

Die möglichen Versagensmechanismen sind in Tabelle 5.2 dargestellt.

5.2.2.2 Stahlversagen der Kopfbolzen

Stahlversagen der Kopfbolzen ist ein Einzelversagensmechanismus, für den die Tragfähigkeit einer Kopfbolzenreihe nach Gleichung (5.3) berechnet werden kann. Im Bereich der Befestigungstechnik werden die Tragfähigkeiten bei Stahlversagen im Allgemeinen auf die Zugfestigkeit des Bolzenmaterials bezogen, die durch größere Teilsicherheitsbeiwerte nach *DIN EN 1992-4* abgemindert werden. In den in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Versuchen konnte in der Verschweißung der höherfesten Kopfbolzen eine deutliche Porenbildung beobachtet werden. Für die Validierung des analytischen Modells nach Kapitel 5.3 wurde daher die Porenbildung in den Versuchen ausgewertet (vgl. Kapitel 3.4.4) und berücksichtigt, indem die Widerstände für jede Kopfbolzenreihe unter Berücksichtigung des Porenanteils der jeweiligen Kopfbolzenreihe berechnet wurden. Dabei wurde die Querschnittsfläche der Kopfbolzen auf Grundlage der Auswertung der Bruchflächen bei einer möglichen Porenbildung abgemindert.

$$N_{u,s}^{I,h} = N_{u,s}^{II,h} = A_{s,nom} \cdot n_y \cdot f_u \tag{5.3}$$

Mit:

$A_{s,nom}$ Querschnittsfläche eines Kopfbolzens;

n_y Anzahl der Kopfbolzen pro Reihe;

f_u Zugtragfähigkeit des Kopfbolzens;

$N_{u,s}^{I,h}$ Widerstand der am höchsten belasteten Kopfbolzenreihe bei Stahlversagen im ungerissenen Zustand I;

$N_{u,s}^{II,h}$ Widerstand der am höchsten belasteten Kopfbolzenreihe bei Stahlversagen im gerissenen Zustand II.

5.2.2.3 Herausziehen der Kopfbozen

Neben dem Stahlversagen ist das Versagen durch Herausziehen der Verbindungsmittel ein weiterer Einzelversagensmechanismus, für den die Tragfähigkeit einer Kopfbolzenreihe nach Gleichung (5.4) berechnet werden kann. Bei Kopfbolzen ist ein Versagen des Betons durch Herausziehen i.d.R. nicht möglich, da die Aufstandsfläche im Bereich des Kopfbolzenkopfes ausreichend groß ist. Für die mittlere Tragfähigkeit wird nach *Furche (1994)* im ungerissenen Beton eine kritische Unterkopfpressung von $p_h = 14 \cdot f_{cc,200}$ bei einer Einbindelänge von $h_{ef} = 200\,mm$ und von $p_h = 10 \cdot f_{cc,200}$ bei einer Einbindelänge von $h_{ef} = 40\,mm$ angegeben. Zu berücksichtigen ist die Kantenlänge der Probewürfel von 200 mm mit abweichenden Lagerbedingungen, wie sie aktuell in *DIN EN 12390-2* vorgeschrieben sind. Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Voraussetzungen wird für die Kalibrierung der Versuche der mittlere Widerstand bei Herausziehen der Kopfbolzen einer Reihe mit Gleichung (5.4) für den ungerissenen Beton angesetzt. Versagen durch Herausziehen ist in Tabelle 5.2 dargestellt.

$$N_{u,p}^{I,h} = N_{u,p}^{II,h} = 12 \cdot A_h \cdot f_{cm} \tag{5.4}$$

Mit:

A_h Pressungsfläche des Kopfbolzens bei Herausziehen;

f_{cm} Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons;

n_y Anzahl der Kopfbolzen pro Reihe;

$N_{u,s}^{I,h}$ Widerstand der am höchsten belasteten Kopfbolzenreihe bei Versagen durch Herausziehen im ungerissenen Zustand I;

$N_{u,s}^{II,h}$ Widerstand der am höchsten belasteten Kopfbolzenreihe bei Versagen durch Herausziehen im gerissenen Zustand II.

5.2.2.4 Lokaler Betonausbruch

Bei einer randnahen Anordnung der Verbindungsmittel ist nach *Furche u.a. (1991)* ein Versagen durch einen lokalen Betonausbruch möglich, wenn eine entsprechend lange Einbindelänge vorhanden ist. Der lokale Betonausbruch muss berücksichtigt werden, wenn die Anforderungen für den Randabstand nach Gleichung (5.5) nicht eingehalten sind. Ein Versagen durch lokalen Betonausbruch konnte in den Versuchen nicht beobachtet werden. Da dieser Versagensmechanismus für randnahe Anschlüsse zu berücksichtigen ist, wird dieser im Folgenden aufgeführt. Die geometrischen Mindestrandabstände sind nur im Versuch R6-3-3 nicht eingehalten, so dass für diesen Versuch ein mögliches Versagen durch seitlichen Betonausbruch nach Bild 5.11 zu berücksichtigen ist.

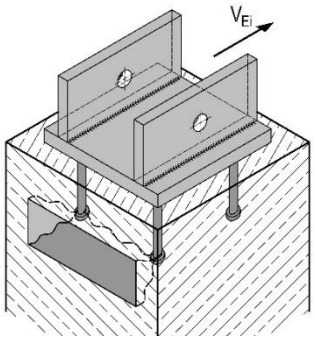


Bild 5.11: Seitlicher Betonausbruch in den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung

$$c \leq 0{,}5 \cdot h_{ef} \tag{5.5}$$

Der mittlere Widerstand für lokalen Betonausbruch kann für ein Befestigungsmittel, nach *Eligehausen (2006)* mit Gleichung (5.6) berechnet werden.

$$N_{u,cb}^{0} = 18{,}5 \cdot c_1^{0,75} \cdot \sqrt{A_h} \cdot f_{cm}^{0,75} \tag{5.6}$$

Mit:

c_1 Randabstand in Richtung 1;

A_h Aufstandsfläche des Kopfbolzenkopfs;

f_{cm} Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons.

Beim lokalen Betonausbruch ist es möglich, dass sich die seitlichen Betonausbruchkörper überlagern, so dass der mittlere Widerstand nach Gleichung (5.7) für eine Kopfbolzenreihe berechnet werden kann. Für den seitlichen Betonausbruch wurde für den ungünstigsten Fall, der am höchsten belasteten Kopfbolzenreihe ein seitlicher Betonausbruch berücksichtigt. Der Kopfbolzenreihe kann so der Widerstand in ungerissenem und gerissenem Zustand zugeordnet werden.

$$N_{u,cb}^{I,h} = N_{u,cb}^{II,h} = N_{u,cb}^{0} \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{u,Nb}^{0}} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} \tag{5.7}$$

Mit:

$N_{u,cb}^{0}$ Mittlerer Widerstand einer Einzelbefestigung gegen lokalen Betonausbruch nach Gleichung (5.6);

$A_{c,Nb}$ Vorhandene projizierte Fläche, begrenzt durch die Überschneidung der Betonausbruchkörper benachbarter Befestigungsmittel ($s \leq 4 \cdot c_1$), sowie durch nahe Betonbauteilränder ($c_2 \leq 2 \cdot c_1$) oder durch die Bauteildicke;

$A_{u,Nb}^{0}$ Bezugswert der projizierten Fläche für eine Einzelbefestigung mit einem Randabstand c_1;

$\psi_{s,Nb}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Störung des Spannungszustandes im Beton durch Bauteilränder. Bei mehreren Bauteilrändern muss der Eckabstand c_2 berücksichtigt werden und es gilt:

$$\psi_{s,Nb} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c_2}{c_1} \leq 1{,}0$$

$\psi_{g,Nb}$ Beiwert zur Berücksichtigung des Gruppeneffekts einer Anzahl von Befestigungsmitteln n in einer Reihe parallel zum Bauteilrand, es gilt:

$$\psi_{g,Nb} = \sqrt{n} + \left(1 - \sqrt{n}\right) \cdot \frac{s_1}{4 \cdot c_1} \geq 1$$

$\psi_{ec,Nb}$ Beiwert zur Berücksichtigung unterschiedlicher Beanspruchung einzelner Befestigungsmittel einer Gruppe durch exzentrische Lasteinwirkung mit einer Exzentrizität e_N nach Bild 5.9 und Bild 5.10 und dem Randabstand c_1 nach Gleichung (5.6), es gilt :

$$\psi_{ec,Nb} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N/(4 \cdot c_1)}$$

$N_{u,cb}^{I,h}$ Widerstand der am höchsten belasteten Kopfbolzenreihe bei seitlichem Betonausbruch im ungerissenen Zustand I;

$N_{u,cb}^{II,h}$ Widerstand der am höchsten belasteten Kopfbolzenreihe bei seitlichem Betonausbruch im gerissenen Zustand II.

5.2.2.5 Betonversagen ohne Rückhängebewehrung auf Zug

Das Betonversagen unter Zug nach *Fuchs u.a. (1995)* als Grundlage des CC-Verfahrens ist in Kapitel 2.2.2.2 beschrieben. Wenn im Bereich der Kopfbolzen eine Rückhängebewehrung im Abstand von $\leq 0{,}75 \cdot h_{ef}$ angeordnet wird und über die Versagensmechanismen Fließen der Bewehrung (vgl. Kapitel 5.2.2.6) und Verbundversagen der Bewehrung (vgl. Kapitel 5.2.2.7) berücksichtigt werden, kann nach *DIN EN 1992-4* auf einen Nachweis des Betonversagens ohne Rückhängebewehrung auf Zug verzichtet werden.

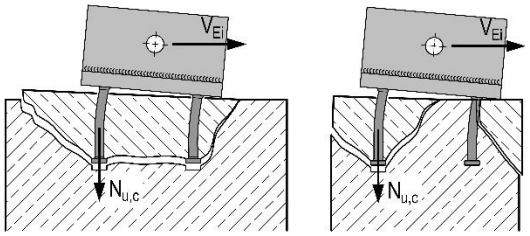


Bild 5.12: Betonversagen ohne Rückhängebewehrung auf Zug

In den Versuchen der 6. Serie (vgl. Kapitel 3.3.3.4) mit größerem Randabstand $(c_1 = 200\,\text{mm})$ lag die Bewehrung bei Zugversagen außerhalb des theoretischen Betonausbruchkegels und kann nach *DIN EN 1992-4* somit nicht rechnerisch auf Zug angesetzt werden. Allerdings ist es in den Versuchen mit 2-seitigem Randabstand möglich, eine gemeinsame Tragwirkung der Bewehrung und des Betons nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* rechnerisch zu berücksichtigen, so dass dieser Versagensmechanismus im analytischen Modell berücksichtigt wird.

Für die Berechnung des Widerstands bei Betonversagen unter Zug wird nach Gleichung (5.8) die Tragfähigkeit eines einzelnen Kopfbolzens berechnet. Der Widerstand eines einzelnen Kopfbolzens wird dabei ohne Berücksichtigung des Randeinflusses berechnet, sodass bei Berechnung der Zugtragfähigkeit der gesamten Ankerplatte unter Berücksichtigung der Randeinflüsse und der Überlappung der einzelnen Ausbruchkegel durch den engen Achsabstand der Kopfbolzen nach Gleichung (5.9) der Gesamtwiderstand $N_{u,c}$ unterschätzt würde. Ursache hierfür ist, dass die Bezugsfläche $A^0_{c,N}$ eines einzelnen Kopfbolzens ohne Berücksichtigung des Randeinflusses größer als tatsächlich vorhanden angenommen wird. Aus diesem Grund wird für die Verankerungslänge $h`_{ef}$ ein fiktiver Rand nach Kapitel 2.2.2.2 berücksichtigt.

Der mittlere Widerstand eines einzelnen Kopfbolzens wird im ungerissenen Beton nach Gleichung (5.8) berechnet.

$$N^0_{u,c} = 16{,}8 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h`^{1,5}_{ef} \tag{5.8}$$

Mit:

f_{cm} Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons;

$h`_{ef}$ Fiktive Verankerungslänge auf Grund des Randeinflusses mehrerer Bauteilränder mit

$$h`_{ef} = \max\left\{\frac{c_{max}}{c_{cr,N}}; h_{ef}; \frac{s_{max}}{s_{cr,N}} \cdot h_{ef}\right\}$$

Im Bereich der Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung überschneiden sich die einzelnen Betonausbruchkörper der Kopfbolzen, so dass der mittlere Widerstand nach Gleichung (5.9) berechnet werden kann. Neben dem Überlappen der Betonausbruchflächen werden nach *DIN EN 1992-4* zusätzliche Einflüsse über die ψ - Faktoren berücksichtigt. Die Beiwerte werden im analytischen Modell berücksichtigt, insofern diese für die Nachrechnung der Versuche relevant sind. Das Betonversagen unter Ausbildung eines Betonausbruchkegels stellt ein Gruppenversagensmechanismus dar, bei dem die resultierenden Einwirkungen aller Kopfbolzenreihen im ungerissenen $N^{I,g}_{Ei}$ und gerissenen Beton $N^{II,h}_{Ei}$ den Widerständen der gesamten Gruppe gegenübergestellt werden. Neben dem Beiwert $\psi_{ec,N}$ bei einer exzentrischen Belastung des Anschlusses nach Bild 5.9 wird z.B. auch die Überlagerung des Druck- und Zugbereichs nach *Zhao (1993)* und Bild 5.13 rechnerisch berücksichtigt.

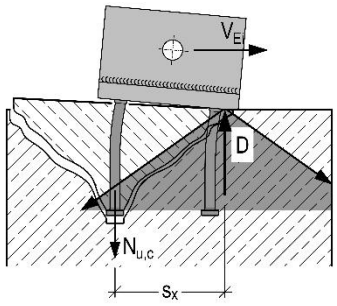


Bild 5.13: Berücksichtigung des Einflusses der Druckkraft auf den zugbeanspruchten Bereich des Bauteils nach *Zhao (1993)*

$$N_{u,c}^{I,g} = N_{u,c}^{0} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^{0}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} \tag{5.9}$$

Mit:

$N_{u,c}^{0}$ Tragfähigkeit einer Einzelbefestigung bei Betonausbruch auf Zug nach Gleichung (5.8);

$A_{c,N}$ Vorhandene projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers der Verankerung auf der Betonfläche;

$A_{c,N}^{0}$ Projizierte Fläche des Ausbruchkörpers einer Einzelverankerung mit $A_{c,N}^{0} = (3 \cdot h`_{ef})^2$;

$\psi_{s,N}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Störung des Spannungszustandes im Beton durch Bauteilränder mit: $\psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{c,N}} \leq 1$

$\psi_{re,N}$ Schalenabplatzbeiwert zur Berücksichtigung einer dichten Bewehrungslage und der Überlagerung von Verbundspannungen und den Spannungen aus der Bewehrung mit: $\psi_{re,N} = 0{,}5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$;

$\psi_{ec,N}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Lastexzentrizität mit: $\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N / s_{cr,Np}}$

$\psi_{M,N}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Überlagerung aus Druck- und Zugzone: $\psi_{M,N} = 2 - 0{,}67 \cdot z/h_{ef} \geq 1.$

5.2.2.6 Fließen der Rückhängebewehrung auf Zug

Auf den Nachweis des kegelförmigen Betonausbruchs unter Zugbeanspruchung nach Kapitel 5.2.2.5 kann verzichtet werden, wenn in einem Abstand von $\leq 0{,}75 \cdot h_{ef}$ eine Bewehrung angeordnet wird. Der Nachweis über die Bewehrung kann alternativ zum Betonausbruch erfolgen, wenn der Widerstand bei Stahlversagen oder einem Verbundversagen nachgewiesen wird. Rechnerisch berücksichtigt werden können dabei nur die Bewehrungsbügel, die im theoretischen Betonausbruchkegel liegen und eine ausreichende Verankerungslänge in diesem haben.

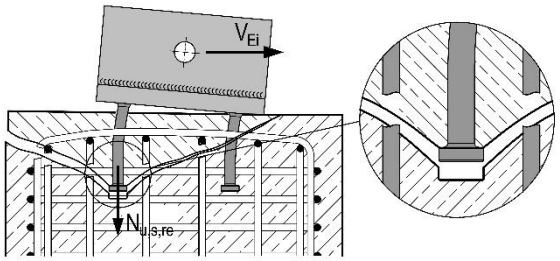


Bild 5.14: Stahlversagen der Rückhängebewehrung

Im Rahmen der Validierung des Bemessungsmodells wird für die Ermittlung der mitwirkenden Bewehrungsbügel von einem Rissausbreitungswinkel von 35° ausgegangen. Dabei werden die Bewehrungsbügel rechnerisch angesetzt, die im Zugbereich des Anschlusses nach Bild 5.9 liegen und ausreichend im Betonausbruchkegel verankert sind. Die Anzahl der mitwirkenden Bewehrungsbügel unter Zugbeanspruchung werden über ein Bemessungsprogramm bestimmt, mit dem die Bruchflächen und die Lage der Bewehrungsstäbe der Bügel erfasst werden können.

Der Widerstand der Bewehrung bei Stahlversagen kann mit Gleichung (5.10) bestimmt werden. Im Gegensatz zu den Annahmen nach *DIN EN 1992-4* wird das Stahlversagen der Bewehrung daher dem Gruppenversagen zugeordnet, da die Anzahl der Bewehrungsbügel, die sich am Lastabtrag beteiligen von der Geometrie des theoretischen Betonausbruchkegels abhängig ist.

$$N_{u,s,re}^{I,g} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} \tag{5.10}$$

Mit:

n_{re} Anzahl der effektiven Bewehrungsstäbe zur Übertragung der Zugbelastung, die sich im theoretischen Betonausbruchkegel befinden;

$A_{s,re}$ Querschnittsfläche der Rückhängebewehrung;

$f_{y,re}$ Streckgrenze der Rückhängebewehrung.

5.2.2.7 Verbundversagen der Rückhängebewehrung auf Zug

Neben dem Stahlversagen muss bei einem Lastabtrag über die Bewehrung das Verbundversagen der Bewehrungsbügel nachgewiesen werden. Das Verbundversagen wird wie das Stahlversagen der Bewehrung dem Gruppenversagen zugeordnet, bei dem zunächst die wirksamen Bewehrungsbügel bestimmt werden müssen, die im theoretischen Betonausbruchkegel eine ausreichende Verankerungslänge haben. Für den Widerstand bei Verbundversagen wird die Hakentragwirkung der Bewehrung nach Gleichung (5.11) über den α-Faktor rechnerisch berücksichtigt. Für die Mindestverankerungslänge werden als Grenzwerte die Vorgaben nach *DIN EN 1992-4* gewählt, nach der eine Verankerungslänge von mindestens $4 \cdot d_s$ vorhanden sein muss.

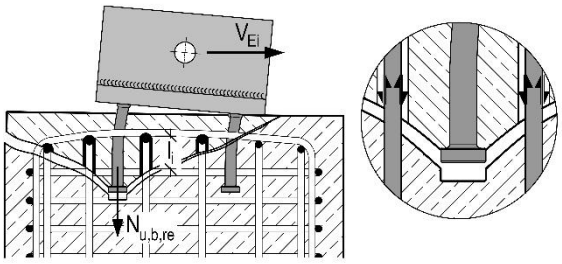


Bild 5.15: Verbundversagen der Rückhängebewehrung

$$N_{u,b,re}^{I,g} = \sum_{n_{re}} \left(\frac{l_i \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,m}}{\alpha} \right) \tag{5.11}$$

Mit:

l_i	Verankerungslänge des Bewehrungsstabs i nach Bild 5.15;
$d_{s,re}$	Durchmesser der Bewehrung;
$f_{b,m}$	Mittlere Verbundfestigkeit;
α	Faktor zur Berücksichtigung der Hakentragwirkung und einer großen Betondeckung auf den Verbund $\alpha = 0{,}7 \cdot 0{,}7 \approx 0{,}5$

5.2.2.8 Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung

Die Tragfähigkeit im Bereich des Anschlusses mit konzentrierter Lasteinleitung kann über die Zulage von Bewehrung nicht unbegrenzt gesteigert werden. Nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* und *Berger (2015)* ist bei einer geringen Übergreifungslänge der Bewehrung mit der Verankerungslänge h_{ef} der Kopfbolzen ein Versagen durch Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung möglich. Die Tragfähigkeit des Betonversagens kann nach Gleichung (5.12) für die höchstbelastete Kopfbolzenreihe berechnet werden. In den Versuchen mit Betonausbruch zwischen der Bewehrung nach Bild 3.18 konnte beobachtet werden, dass sich die Abstützkräfte zunächst hauptsächlich auf die Bewehrungsbügel im engeren Umfeld des Kopfbolzens ausbilden. Daher lässt sich der Widerstand bei Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung einem Einzelversagen und somit der höchstbelasteten Reihe zuordnen. Für die Berechnung des Widerstandes nach Gleichung (5.12) wird die Tragfähigkeit eines einzelnen Kopfbolzens bei Betonversagen $N_{u,c}^{0}$ verwendet. Ergebnis der Validierung des analytischen Modells nach Kapitel 5.3 war, dass die effektive Verankerungslänge h_{ef} die auch für die Tragfähigkeit einer Einzelbefestigung bei Betonausbruch auf Zug nach Gleichung (5.8) angesetzt wird, nicht über den fiktiven Rand abgemindert werden muss und der Ansatz nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* und *Berger (2015)* ohne Modifikation für den Betonausbruch gewählt werden kann.

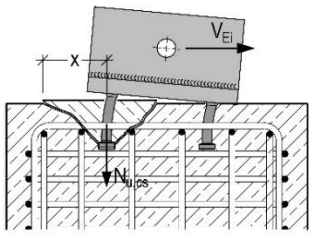


Bild 5.16: Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung

$$N_{u,cs}^{I,h} = N_{u,c}^{0} \cdot \psi_{supp} \cdot n_y \tag{5.12}$$

Mit:

$N_{u,c}^{0}$	Tragfähigkeit einer Einzelbefestigung bei Betonausbruch auf Zug nach Gleichung (5.8);
ψ_{supp}	Beiwert zur Berücksichtigung der Traglaststeigerung durch die Abstützwirkung auf die Bewehrung im Bereich des Kopfbolzens unter Zugbeanspruchung nach *Kuhlmann, Hofmann, Ruopp (2018)* mit: $\psi_{supp} = 2{,}5 - \frac{x}{h_{ef}} \geq 1$
n_y	Anzahl der Kopfbolzen pro Reihe;
x	Radius des sich ausbildenden Ausbruchkegels unter Berücksichtigung der vorhandenen Rückhängebewehrung bei einer Annahme der Rissentwicklung des Ausbruchkegels mit einer Neigung von 35°, vgl. Bild 5.16.

5.2.2.9 Betonversagen mit gemeinsamer Tragwirkung von Bewehrungsstahl und Beton

In *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* wurde ein verformungsbasierter Bemessungsansatz hergeleitet, mit dem es möglich ist, das Tragverhalten innerhalb des Betons und die Umlagerungen zwischen Beton und Bewehrungsstahl auf Grundlage der Steifigkeiten zu berücksichtigen. Somit kann der gemeinsame Lastabtrag zwischen Bewehrung und Beton nach Gleichung (5.13) berechnet werden. Im Zugbereich kann der gemeinsame Lastabtrag zwischen Bewehrung und Beton mit der ersten Rissbildung ausgehend vom Kopfbolzenkopf angesetzt werden.

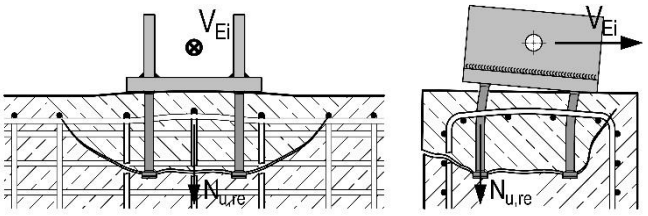


Bild 5.17: Gemeinsamer Lastabtrag von Bewehrung und Beton in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss

Allerdings ist bei einem rechnerischen Ansatz der gemeinsamen Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton zu berücksichtigen, dass der Beton dabei nicht bereits vollständig gerissen sein darf. Wenn der Beton vollständig gerissen ist, werden die Zugkräfte vollständig über die Bewehrung abgetragen, falls kein Betonausbruch zwischen der Bewehrung nach Kapitel 5.2.2.8 stattfindet. In den Versuchen mit 4-seitigem Randabstand konnte beobachtet werden, dass der Beton unter einer Zugbeanspruchung rasch vollständig gerissen war. Aus diesem Grund wird der gemeinsame Lastabtrag zwischen Bewehrung und Beton nur in den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss (vgl. Bild 5.17) angesetzt. Der Widerstand für den gemeinsamen Lastabtrag von Bewehrung und Beton kann nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* mit Gleichung (5.13) als Gruppenversagen berechnet werden.

$$N_{u,re}^{l,g} = \min[N_{u,s,re};\ N_{u,b,re}] + [N_{u,c} + \delta_f \cdot k_c] \tag{5.13}$$

Mit:

$N_{u,s,re}$ Widerstand für Verbundversagen für der Bewehrung im Zugbereich nach Gleichung (5.10);

$N_{u,b,re}$ Widerstand für Verbundversagen für der Bewehrung im Zugbereich nach Gleichung (5.11);

$N_{u,c}$ Widerstand für Betonausbruch für die Gruppenbefestigung nach Gleichung (5.9);

δ_f Maßgebende Bruchverschiebung bei Stahl- oder Verbundversagen der Bewehrung mit

$$\delta_f = \frac{2\cdot(\min[N_{u,s,re};\ N_{u,b,re}])^2}{12100\cdot f_{cm}\cdot d_{s,re}^4\cdot n_{re}^2};$$

k_c Steifigkeit des Beton im Bereich nach Erreichen der Höchstlast für kegelförmigen Betonausbruch beim Erreichen der Bruchverschiebung δ_f mit

$$k_c = -500\cdot\sqrt{f_{ck}\cdot h_{ef}}\cdot\psi_{A,N}.$$

5.2.2.10 Beton unter Druckbeanspruchung

Druckbeanspruchungen in der Kontaktfuge zwischen Stahl und Beton resultieren bei querbelasteten Anschlüssen aus dem vertikalen Kräftegleichgewicht nach Bild 5.8. Neben den resultierenden Druckbeanspruchungen aus einer exzentrischen Querbelastung des Anschlusses können zusätzlich Druckkräfte aus einer Auflast durch z.B. Eigengewichtslasten oder Verkehrslasten im Anschluss entstehen.

Die Tragfähigkeit unter einer konzentrierten Lasteinleitung kann auf Grundlage der maximal möglichen Teilflächenlasten nach *DIN EN 1992-1-1* mit Gleichung (5.14) berechnet werden. In den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung wurden Ankerplatten mit einer ausreichenden Biegesteifigkeit verwendet, so dass vorausgesetzt wurde, dass die Druckzone ab der Ankerplattenkante beginnt. Für die Validierung des analytischen Modells wurde eine 3-ecksförmige Druckzonenhöhe mit einer Tragfähigkeit des Betons nach Gleichung (5.14) angenommen. Eine Parameterstudie nach *Mühlbauer (2018)* hat gezeigt, dass die Unterschiede zu einem rechteckigen Spannungsverlauf nicht signifikant sind. Überlegungen zur Aktivierung von Reibungskräfte im Druckbereich sind im Kapitel 5.2.3.9 gegeben.

$$F_u = A_{c0} \cdot f_{cm} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3{,}0 \cdot f_{cm} \cdot A_{c0} \tag{5.14}$$

Mit:

A_{c0} Belastungsfläche in der Lagerfuge nach *DIN EN 1992-1-1*;

A_{c1} Maximale Verteilungsfläche nach *DIN EN 1992-1-1*;

f_{cm} Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons.

5.2.2.11 Nachweis der Zugversagensmechanismen

Bei Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung sind die von Kapitel 5.2.2.2 bis Kapitel 5.2.2.10 dargestellten Versagensmechanismen unter einer Zugbeanspruchung möglich. Es ist zu berücksichtigen, dass sich in der Realität die einzelnen Versagensmechanismen auch überlagern. Für den ganzheitlichen Nachweis des Anschlusses unter zusätzlicher Berücksichtigung einer möglichen Querbelastung nach Kapitel 5.2.3 müssen zudem die Interaktionsbeziehungen (vgl. Kapitel 5.2.4) berücksichtigt werden.

Hierfür müssen zunächst die Ausnutzungsgrade unter Normal- und Querkraftbeanspruchung des Anschlusses bestimmt werden (vgl. Tabelle 5.1). Für den Nachweis ist zwischen Gruppenversagensmechanismen und Einzelversagensmechanismen der höchstbelasteten Befestigungsmittelreihen zu unterscheiden, da die Einwirkungen entweder der gesamten Befestigungsmittelgruppe (z.B. Betonversagen) oder einer Befestigungsmittelreihe (z.B. Stahlversagen) zugeordnet werden. Zusätzlich ist zu berücksichtigen, ob der Beton durch einen Betonkantenbruch unter Querlast bereits gerissen ist oder nicht. So kann eine randnahe Reihe im ungerissenen Zustand (Zustand I) aktiviert werden, während im gerissenen Zustand (Zustand II) Zugkräfte ausschließlich über die randferne Reihe übertragen werden können (vgl. Tabelle 5.2). Die Ausnutzungsgrade, sowie die Nachweisgleichungen werden über die hoch- und tiefgestellten Indizes nach Gleichung (5.15) definiert. Die grau hinterlegten Versagensmechanismen sind ausschließlich für die Nachrechnung der Versuche relevant, da hier überprüft wurde ob z.B. in einer randnahen reihe der Maximale Ausnutzungsgrad ohne eine mögliche Umlagerung überprüft wurde. Insbesondere bei Stahlversagen waren z.B. durch die Porenbildung unterschiedliche Widerstände in den einzelnen Kopfbolzenreihen vorhanden, so dass der Nachweis in der randnahen Reihe zu berücksichtigen war.

Ausnutzungsgrad: $\eta_{N,③,④}^{①,②}$ Einwirkung: $N_{Ei}^{①,②}$ Widerstand: $N_{③,④}^{①,②}$ (5.15)

Mit:

① Zustand des Betons unter Querlast: “I“ = ungerissener Beton, “II“ = gerissener Beton;

② Betrachteter Ort für Versagensmechanismus: “1“ = Reihe 1, “h“ = höchstbelastete Reihe (i.d.R. randferne Reihe), “g“ = Gruppenversagensmechanismus;

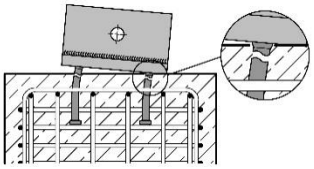
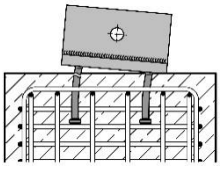
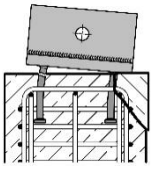
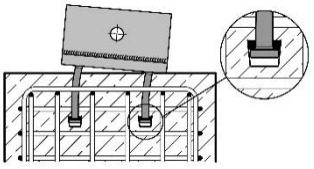
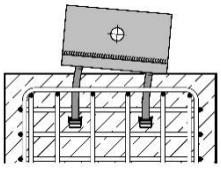
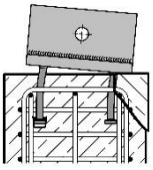
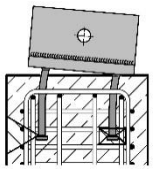
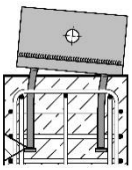
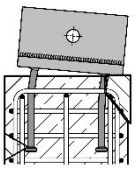
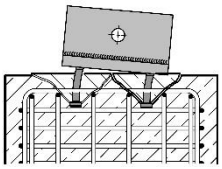
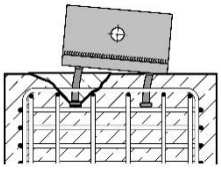
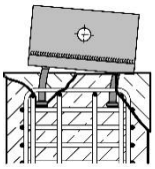
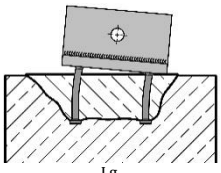
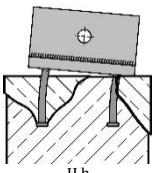
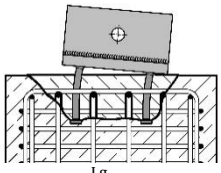
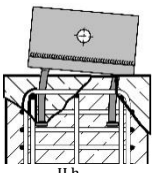
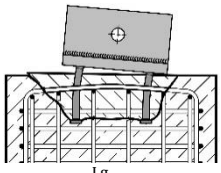
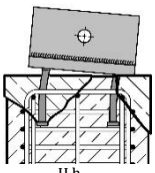
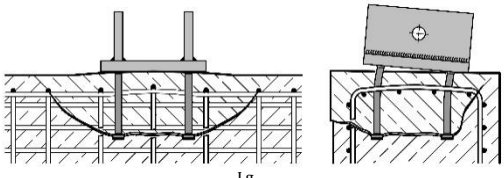
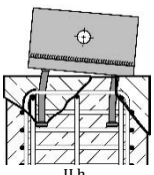
③ Nachweis auf Traglastniveau „u“ oder charakteristisches Bemessungsniveau „Rk“;

④ Betrachteter Versagensmechanismus nach Kapitel 5.2.2.2 bis Kapitel 5.2.2.10, z.B. „s“ = Stahlversagen.

Tabelle 5.1: Nachweise Zugversagen (Traglastniveau)

Versagensmechanismus	Gleichung	Nachweis in der randnahen Reihe	Nachweis in der randfernen Reihe	
		Zustand I	Zustand I	Zustand II
Stahlversagen der Kopfbolzen auf Zug	Gleichung (5.3)	$\eta_{N,u,s}^{I,1} = \frac{N_{Ei}^{I,1}}{N_{u,s}^{I,1}}$	$\eta_{N,u,s}^{I,h} = \frac{N_{Ei}^{I,h}}{N_{u,s}^{I,h}}$	$\eta_{N,u,s}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,s}^{II,h}}$
Herausziehen der Kopfbolzen auf Zug	Gleichung (5.4)	$\eta_{N,u,p}^{I,1} = \frac{N_{Ei}^{I,1}}{N_{u,p}^{I,1}}$	$\eta_{N,u,p}^{I,h} = \frac{N_{Ei}^{I,h}}{N_{u,p}^{I,h}}$	$\eta_{N,u,p}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,p}^{II,h}}$
Lokaler Betonausbruch	Gleichung (5.6)	$\eta_{N,u,cb}^{I,1} = \frac{N_{Ei}^{I,1}}{N_{u,cb}^{I,1}}$	$\eta_{N,u,cb}^{I,h} = \frac{N_{Ei}^{I,h}}{N_{u,cb}^{I,h}}$	$\eta_{N,u,cb}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,cb}^{II,h}}$
Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung	Gleichung (5.12)	$\eta_{N,u,cs}^{I,1} = \frac{N_{Ei}^{I,1}}{N_{u,cs}^{I,1}}$	$\eta_{N,u,cs}^{I,h} = \frac{N_{Ei}^{I,h}}{N_{u,cs}^{I,h}}$	$\eta_{N,cs}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,cs,re}^{II,h}}$
Betonversagen ohne Rückhängebewehrung auf Zug	Gleichung (5.9)	$\eta_{N,u,c}^{I,g} = \frac{N_{Ei}^{I,g}}{N_{u,c}^{I,g}}$		$\eta_{N,u,c}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,c}^{II,h}}$
Verbundversagen der Rückhängebewehrung auf Zug	Gleichung (5.10)	$\eta_{N,u,b,re}^{I,g} = \frac{N_{Ei}^{I,g}}{N_{u,b,re}^{I,g}}$		$\eta_{N,u,b,re}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,b,re}^{II,h}}$
Fließen der Rückhängebewehrung auf Zug	Gleichung (5.11)	$\eta_{N,u,s,re}^{I,g} = \frac{N_{Ei}^{I,g}}{N_{u,s,re}^{I,g}}$		$\eta_{N,u,s,re}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,s,re}^{II,h}}$
Betonversagen mit gemeinsamer Tragwirkung von Bewehrungsstahl und Beton	Gleichung (5.13)	$\eta_{N,u,re}^{I,g} = \frac{N_{Ei}^{I,g}}{N_{u,re}^{I,g}}$		$\eta_{N,u,re}^{II,h} = \frac{N_{Ei}^{II,h}}{N_{u,re}^{III,h}}$

Tabelle 5.2: Mögliche Versagensmechanismen bei Zugversagen

Versagensmechanismus	Nachweis in der randnahen Reihe	Nachweis in der randfernen Reihe	
	Zustand I	Zustand I	Zustand II
Stahlversagen der Kopfbolzen auf Zug	 $\eta_{N,u,s}^{I,1}$	 $\eta_{N,u,s}^{I,h}$	 $\eta_{N,u,s}^{II,h}$
Herausziehen der Kopfbolzen auf Zug	 $\eta_{N,u,p}^{I,1}$	 $\eta_{N,u,p}^{I,h}$	 $\eta_{N,u,p}^{II,h}$
Lokaler Betonausbruch	 $\eta_{N,u,cb}^{I,1}$	 $\eta_{N,u,cb}^{I,h}$	 $\eta_{N,u,cb}^{II,h}$
Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung	 $\eta_{N,u,cs}^{I,1}$	 $\eta_{N,u,cs}^{I,h}$	 $\eta_{N,cs}^{II,h}$
Betonversagen ohne Rückhängebewehrung auf Zug	 $\eta_{N,u,c}^{I,g}$		 $\eta_{N,u,c}^{II,h}$
Verbundversagen der Rückhängebewehrung auf Zug	 $\eta_{N,u,b,re}^{I,g}$		 $\eta_{N,u,b,re}^{II,h}$
Fließen der Rückhängebewehrung auf Zug	 $\eta_{N,u,s,re}^{I,g}$		 $\eta_{N,u,s,re}^{II,h}$
Betonversagen mit gemeinsamer Tragwirkung von Bewehrungsstahl und Beton	 $\eta_{N,u,re}^{I,g}$		 $\eta_{N,u,re}^{II,h}$

5.2.3 Einzelkomponenten unter Querkraftbeanspruchung

5.2.3.1 Mögliche Versagensmechanismen und Einwirkungen

Neben den Versagensmechanismen unter Zugbeanspruchung nach Kapitel 5.2.2 sind in querbelasteten Anschlüssen unter konzentrierter Lasteinleitung Versagensmechanismen unter einer Querbeanspruchung zu berücksichtigen. In den Versuchen nach Kapitel 3.2 und Kapitel 3.3 konnten neben den Zugversagensmechanismen auf der lastabgewandten Seite ein Versagen unter Querlast wie Betonkantenbruch, Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite sowie ein Abscheren der Kopfbolzen beobachtet werden.

Im Rahmen des elastischen Nachweiskonzeptes unter Annahme einer starren Ankerplatte werden bei randfernen Ankerplatten die einwirkenden Querlasten gleichmäßig zwischen den einzelnen Befestigungsmitteln verteilt. Bei randnahen Ankerplatten mit einem Randabstand von $c \geq \max(10 \cdot h_{ef}; 60 \cdot d)$ ist nach *DIN EN 1992-4* ein Betonkantenbruch unter Querbelastung zum Bauteilrand zu berücksichtigen. Bei mehrreihigen Ankerplatten mit Kopfbolzen und geringen Randabständen entstehen bei einer Querbelastung zum Bauteilrand i.d.R. Risse ausgehend von der randnahen Reihe. Während des Belastungsverlaufs findet mit der Rissbildung in der randnahen Reihe eine Umlagerung auf die randferne(n) Kopfbolzenreihe(n) statt. Nach *DIN EN 1992-4* wird bei einem Nachweis des Betonkantenbruchs einer mehrreihigen Ankerplatte unter Querbelastung zum Bauteilrand im Rahmen einer konservativen Annahme nur die randnahe Kopfbolzenreihe beim Lastabtrag rechnerisch angesetzt.

Im Folgenden wird ein analytisches Bemessungsmodell auf Grundlage der Ansätze nach Kapitel 2.2.2.4 vorgeschlagen, das sowohl eine gleichmäßige Verteilung der Querlasten bei einem ausreichenden Randabstand sowie Lastumlagerungen auf die randfernen Kopfbolzenreihen bei Betonausbruch berücksichtigt. Im ungerissenen Zustand I des Betons ist somit ein Versagen durch ein Abscheren aller Kopfbolzen nach Bild 5.18 möglich. Mit der Rissbildung ausgehend von der randnahen Reihe kann im gerissenen Zustand II eine Lastumlagerung auf die hintere Kopfbolzenreihe stattfinden. Im Zustand II kann in der randfernen Reihe ein Stahlversagen (vgl. Bild 5.19) oder ein Betonversagen (vgl. Bild 5.20) maßgebend werden.

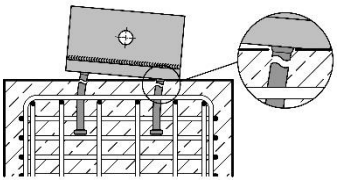


Bild 5.18: Stahlversagen der Kopfbolzen

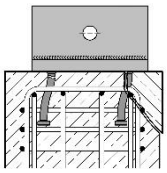


Bild 5.19: Kombiniertes Versagen

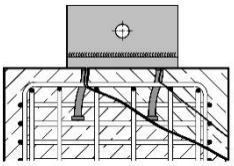
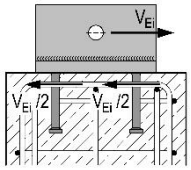
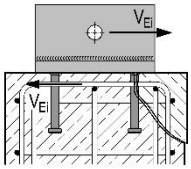
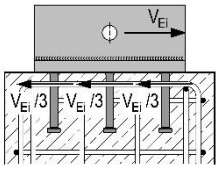
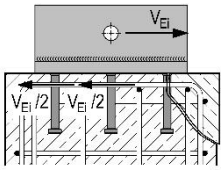
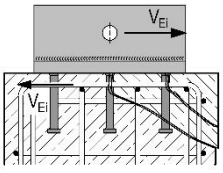


Bild 5.20: Betonkantenbruch

Für die Validierung des analytischen Bemessungsmodells wird bei einer 2-reihigen und einer 3-reihigen Kopfbolzenanordnung eine Lastverteilung nach Tabelle 5.3 berücksichtigt. Nach *DIN EN 1992-4* sind bei der Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung unter Querbelastung die Einwirkungen auf die Bewehrung unter Berücksichtigung des inneren statischen Hebelarms zu berechnen. Für die Validierung des analytischen Bemessungsmodells wird im Folgenden angenommen, dass die einwirkende Querlast direkt in der Ebene der Rückhängebewehrung angreift, da die Kopfbolzen in den Versuchen bei Höchstlast direkt die Bewehrung berührten.

Tabelle 5.3: Querlastverteilung bei Betonversagen in den unterschiedlichen Beanspruchungszuständen

Kopfbolzenanordnung	Lastverteilung I	Lastverteilung II	Lastverteilung III
2-reihige Kopfbolzenanordnung			
3-reihige Kopfbolzenanordnung			

Auf der Seite der Widerstände werden die im Folgenden aufgeführten Versagensmechanismen berücksichtigt:

- Stahlversagen der Kopfbolzen unter Querlast
- Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung
- Stahlversagen der Rückhängebewehrung
- Verbundversagen der Rückhängebewehrung
- Betonkantenbruch auf der lastabgewandten Seite
- Berücksichtigung der Reibung

5.2.3.2 Stahlversagen der Kopfbolzen unter Querlast

Das Stahlversagen unter Querlast kann bei einem ausreichenden Randabstand maßgebend werden, es ist allerdings auch bei einem kombinierten Versagen mit Betonkantenbruch der randnahen Reihe möglich. In diesem Fall werden die Querkräfte auf die randferne(n) Kopfbolzenreihe(n) umgelagert und die Kopfbolzen können in dieser Reihe abscheren.

Beim Stahlversagen unter Querlast kann der Widerstand nach Gleichung (5.16) einer Kopfbolzenreihe über die Scherfläche, die Zugfestigkeit und den Faktor k_{50} berechnet werden. Über den Vorfaktor k_{50} kann teilweise berücksichtigt werden, dass bei höherfesten Kopfbolzen auf Grund der geringeren Duktilität und der nicht vorhandenen Fließgelenkbildung im Kopfbolzenschaft der Widerstand geringer sein kann. Maßgebend für den Nachweis wird insbesondere bei einer zusätzlichen Zugbeanspruchung die höchstbelastete Kopfbolzenreihe, die sich i.d.R. auf der lastabgewandten Seite befindet. Für die Validierung des Bemessungsmodells wurden auf Grund der beobachteten Porenbildung die Ausnutzungsgrade aller Reihen berücksichtigt und die Querschnittsflächen der Scherflächen der einzelnen Kopfbolzenreihen für die Validierung des analytischen Modelles entsprechend reduziert. Die Auswertung der Porenbildung im Bereich der Schweißnähte ist in Kapitel 3.4.3 in Tabelle 3.21 anhand der prozentualen Anteile der Porenflächen angegeben.

$$V_{u,s}^{I,1} = V_{u,s}^{I,h} = V_{u,s}^{II,h} = k_{50} \cdot A_{s,nom} \cdot n_y \cdot f_u \tag{5.16}$$

Mit:

k_{50}	Vorfaktor für die Tragfähigkeit bei Querbelastung mit: $k_{50} = 0{,}8$ für $f_u \leq 500$ N/mm²; $k_{50} = 0{,}5$ für 500 N/mm² < $f_u \leq 1000$ N/mm²;
$A_{s,nom}$	Querschnittsfläche eines Kopfbolzens;
n_y	Anzahl der Kopfbolzen pro Reihe;
f_u	Zugtragfähigkeit des Kopfbolzens.

5.2.3.3 Kombiniertes Stahl- und Betonversagen

Das kombinierte Stahl- und Betonversagen mit Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe stellt eigentlich kein neuen Versagensmechanismus dar. Im Belastungsverlauf lagern sich die Querlasten ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe auf die randferne(n) Kopfbolzenreihe(n) um und der Widerstand in der am höchsten belasteten Reihe kann nach Gleichung (5.16) berechnet werden.

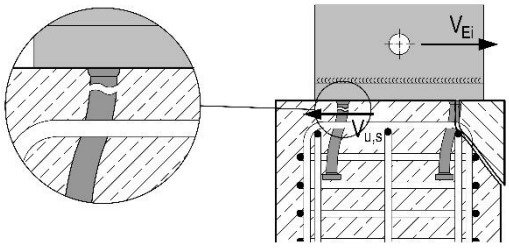


Bild 5.21: Kombiniertes Versagen im Bereich des Betons

In den Versuchen konnte dieser Versagensmechanismus relativ häufig beobachtet werden, da insbesondere in den randfernen reihen die Bewehrung im Bauteil ausreichend aktiviert werden konnte und ein Stahlversagen in der randfernen Reihe beobachtet wurde (vgl. Bild 3.14). Neben dem Stahlversagen in der randfernen Reihe ist zudem ein Betonkantenbruch ausgehend von den lastabgewandten Kopfbolzenreihen möglich. Die Widerstände für ein Betonkantenbruch mit und ohne Berücksichtigung der Rückhängebewehrung sind in den Kapiteln 5.2.3.4 bis 5.2.3.7 angegeben.

5.2.3.4 Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung

Der Versagensmechanismus Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung ist nach *DIN EN 1992-4* für Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung relevant, wenn der Abstand der Rückhängebewehrung zum Befestigungsmittel zu groß ist und/oder die Verankerungslänge der Rückhängebewehrung im theoretischen Betonausbruchkegel zu klein ist. Für die Rückhängebewehrung wird bei Bewehrungsbügeln eine Mindestverankerungslänge von $l_1 = 4 \cdot d_s$ und die Anordnung innerhalb eines Abstandes von $\leq 0{,}75 \cdot c_1$ gefordert. Bei einer Querbelastung zum Bauteilrand einer Ankerplatte mit mehreren Kopfbolzenreihen ist es möglich, dass sich die Betonausbruchkegel überlagern, wenn der Abstand zwischen den Kopfbolzen gering ist (vgl. Bild 5.22). Dies würde theoretisch z.B. auf die Versuche mit 3-reihiger Anordnung der Kopfbolzen oder mit großem Randabstand zutreffen, da hier die Abstände zwischen den Kopfbolzenreihen gering sind. In den Versuchen konnte allerdings nach Bild 5.22 keine Rissbildung mit Überlappung der Ausbruchkegel durch einen geringen Achsabstand beobachtet werden, was u.a. an dem höheren Bewehrungsgrad im Bereich der Ankerplatte liegt. Im Folgenden wird diese Form des Betonausbruchkegels bei Betonkantenbruch nicht berücksichtigt, sie kann allerdings bei Anschlüssen mit geringem Randabstand relevant werden.

In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss kann auf Grund des Einflusses durch den seitlichen Rand ein vergleichsweise geringeres Betonvolumen bei Betonkantenbruch aktiviert werden. Bei der Berechnung des Widerstandes der gesamten Ankerplatte nach Gleichung (5.18) auf Grundlage des Widerstandes eines einzelnen Kopfbolzens nach Gleichung (5.17) werden die zusätzlichen Bauteilränder über die vorhandene Fläche des idealisierten Betonausbruchkörpers $A_{c,V}$ berücksichtigt. Allerdings bezieht sich der Bezugswert nach Gleichung (5.17) einer Einzelbefestigung auf eine ungestörte Betonausbruchfläche $A^0_{c,V}$, die so nicht vorhanden ist. Aus diesem Grund wird nach *DIN EN 1992-4* ein fiktiver Rand $c`_1$, zur Berücksichtigung mehrerer Bauteilränder eingeführt. Im Folgenden wird die Berechnung des Widerstandes bei Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung ausgehend von der vorderen Reihe dargestellt. Bei einer Ankerplatte unter Annahme einer elastischen Verteilung der Querlasten im ungerissenen Zustand I ist dies ein relevanter Versagensmechanismus, der sich zunächst ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe ausbildet. Wenn der Widerstand der randnahen Reihe erreicht ist und die Bewehrung nicht voll aktiviert werden kann, lagern sich die Querlasten auf die randferne(n) Kopfbolzenreihe(n) um und ein Betonkantenbruch ausgehend von den hinteren Reihen ist bei großen Bewehrungsabständen möglich. Theoretisch ist es möglich, dass bei einer nachgiebigen Ankerplatte die einwirkende Querlast im Verhältnis zu den Widerständen der Befestigungsmittelreihen umgelagert wird und der Betonkantenbruch ausgehend von der hinteren Reihe maßgebend wird. In den im Rahmen dieses Forschungsvorhabens untersuchten Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung wurden allerdings steife Ankerplatten verwendet, bei denen sich zunächst ein Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe ausbildete und die hintere Kopfbolzenreihe dann aktiviert wurde. Für die Validierung des analytischen Bemessungsmodells wurde neben dem Widerstand bei Betonversagen $V^{I,1}_{u,c}$ nach Gleichung (5.18) ausgehend von der randnahen Reihe der Widerstand der randferne(n) Reihe(n) $V^{II,h}_{u,c}$ berechnet. Der Widerstand bei Betonkantenbruch ausgehend von der höchstbelasteten, randfernen Reihe $V^{II,h}_{u,c}$ ist insbesondere dann relevant, wenn eine gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton bei den Anschlüssen mit 2-seitigem Randeinfluss rechnerisch berücksichtigt wird.

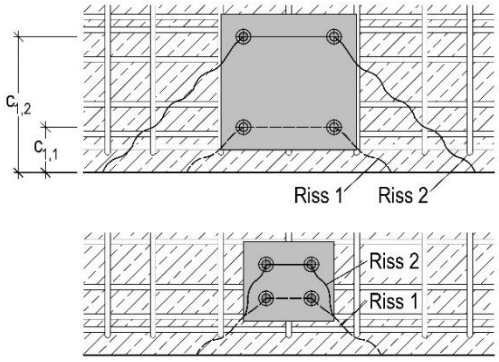


Bild 5.22: Überlagerung der Betonausbruchkegel nach *Eligehausen (2006)*

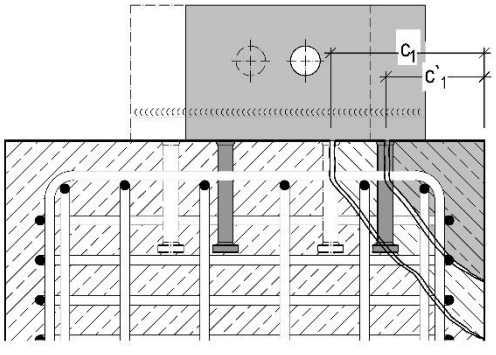


Bild 5.23: Einführung eines modifizierten Randabstands $c`_1$ nach *DIN EN 1992-4*

Der mittlere Widerstand bei Betonkantenbruch eines einzelnen Befestigungsmittels, wie z.B. einem Kopfbolzen kann nach Gleichung (5.17) berechnet werden. Mit der Gleichung werden Einflüsse wie der Kopfbolzendurchmesser und die Verankerungstiefe berücksichtigt, die die Betonrissfläche theoretisch erfassen, die bei einer Querbelastung vor dem Kopfbolzen aktiviert wird. Für die Validierung des analytischen Modells an den Versuchen wird für den Widerstand mit einem Vorfaktor $k_5 = 3{,}0$ nach *Hofmann (2004)* gerechnet.

$$V_{u,c}^{0} = k_5 \cdot d_{nom}^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot c`_1^{1,5} \tag{5.17}$$

Mit:

k_5 Vorfaktor mit $k_5 = 3{,}0$ für ungerissenen Beton nach *Hofmann (2004);*

d_{nom} Durchmesser des Kopfbolzens;

α Faktor, der den Einfluss der Verankerungslänge und des Randabstandes im Verhältnis zum Einfluss des Durchmessers des Befestigungsmittels erfasst, es gilt: $\alpha = 0{,}1 \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5}$

l_f Verankerungslänge des Kopfbolzens mit $l_f = h_{ef}$;

β Faktor, der den Einfluss des Durchmessers des Befestigungsmittels und des Randabstandes im Verhältnis zum Einfluss der Verankerungslänge erfasst, es gilt: $\beta = 0{,}1 \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2}$;

f_{cm} Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons;

$c`_1$ Für Versuche mit mehrseitigem Randeinfluss gilt: Randabstand des Befestigungsmittels, mit $c`_1 = \max\left\{\frac{c_{2,max}}{1,5}; \frac{h}{1,5}; \frac{s_{2,max}}{1,5}\right\}$.
Für Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss gilt: $c`_1 = c_1$.

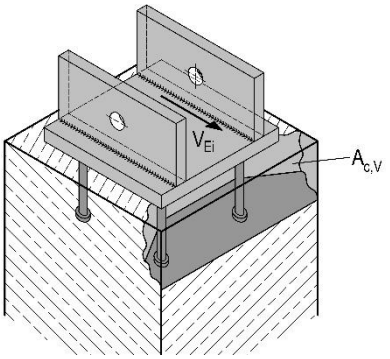


Bild 5.24: Betonausbruchkörper der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss

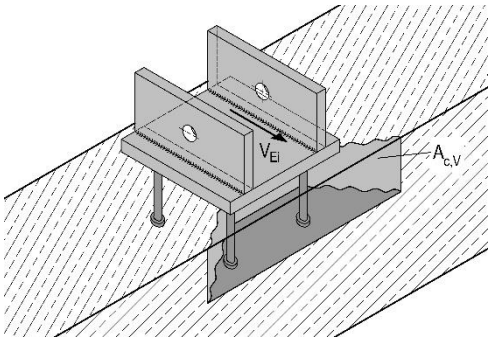


Bild 5.25: Betonausbruchkörper der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss

Der mittlere Widerstand bei Betonkantenbruch für die Gruppenbefestigung kann nach Gleichung (5.18) für die in Bild 5.24 und Bild 5.25 dargestellten Versagensmechanismen mit Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe 1 berechnet werden. Für die randfernen Kopfbolzenreihen kann der Widerstand auch nach Gleichung (5.18) bestimmt werden, allerdings ist hierfür der Randabstand c_1 anzupassen.

$$V_{u,c}^{I,1} = V_{u,c}^{0} \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^{0}} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{f,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{re,V} \tag{5.18}$$

Mit:

$V_{Rk,c}^{0}$ Mittlerer Widerstand eines Befestigungsmittels nach Gleichung (5.17);

$A_{c,V}$ Vorhandene Fläche des idealisierten Betonausbruchkörpers unter Berücksichtigung der Bauteilränder und der Überschneidung der Betonausbruchflächen benachbarter Befestigungsmittel mit $A_{c,V}$ nach Bild 5.24 und Bild 5.25;

$A_{c,V}^{0}$ Bezugswert für die Betonausbruchfläche eines Befestigungsmittels mit $A_{c,V}^{0} = 4{,}5 c`_1^2$;

$\psi_{s,V}$ Faktor, der den Einfluss der Störung des Spannungszustandes im Beton durch die Bauteilränder erfasst, es gilt: $\psi_{s,V} = 0{,}7 + 0{,}3\frac{c_2}{1{,}5 \cdot c_1} \leq 1{,}0$;

$\psi_{f,V}$ Faktor nach *Hofmann (2004),* zur Berücksichtigung der Einspannwirkung am Dübelkopf

$\psi_{h,V}$ Faktor, der berücksichtigt, dass der Widerstand gegen Betonkantenbruch nicht – wie beim Verhältnis $A_{c,V}/A_{c,V}^{0}$ angenommen – proportional zur Bauteildicke abnimmt, es gilt:
$\psi_{h,V} = \left(\frac{1{,}5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$

$\psi_{re,V}$ Faktor, der den Einfluss der Lage der Bewehrung am Bauteilrand berücksichtigt, mit:

- $\psi_{re,V} = 1{,}0$ Befestigung in ungerissenem sowie gerissenem Beton ohne Rand- oder Bügelbewehrung;
- $\psi_{re,V} = 1{,}4$ Befestigung in gerissenem Beton mit Randbewehrung und Bügeln oder Baustahlmatten mit kleinem Achsabstand $a \leq 100\ mm$ und $a \leq 2 \cdot c_1$

5.2.3.5 Verbundversagen der Rückhängebewehrung

Nach *DIN EN 1992-4* kann eine Rückhängebewehrung rechnerisch angesetzt werden, wenn diese in einem Abstand von $\leq 0{,}75 \cdot c_1$ vom Befestigungsmittel liegt. Neben einer Mindestverankerungslänge für die rechnerische Berücksichtigung der Bewehrung mit $l_1 = 4 \cdot d_s$ bei Bewehrungsbügeln müssen die Versagensmechanismen Stahlversagen nach Kapitel 5.2.3.6 und das im folgenden dargestellte Verbundversagen nachgewiesen werden.

Für die Validierung des Bemessungsmodells werden mit Hilfe eines Bemessungsprogramms (vgl. Kapitel 5.3) die Verankerungslängen der Bewehrungsbügel im Betonausbruchkegel bei einem möglichen Betonkantenbruch ausgewertet. Die Annahmen über die Form der Bruchflächen bei Berücksichtigung einer oder mehrerer Kopfbolzenreihen werden auf Grundlage der experimentellen Beobachtungen festgelegt. In den Versuchen stimmten die beobachteten mittleren Ausbruchwinkel von ca. 35° des Betonausbruchkegels bei Betonkantenbruch mit den Angaben nach *Eligehausen (2006)* überein. In Tiefenrichtung wurde ab der oberen Bewehrungslage ebenso eine Neigung des Betonausbruchkegels von 35° angenommen. Durch die Abstützwirkung der Lagerung des Versuchskörpers in den 4-seitigen Versuchen wird die Betonausbruchfläche für die randfernen Kopfbolzenreihen bei Bedarf angepasst, falls der Neigungswinkel der Ausbruchfläche durch die Abstützung kleiner als 35° ist (vgl. Bild 5.26).

Für die Validierung des analytischen Modells an den 2-seitigen Versuchen werden die Bewehrungsbügel mit den zugehörigen Verbundlängen berücksichtigt. In den 4-seitigen Versuchen ist neben den in Lastrichtung angeordneten Bewehrungsschlaufen auch die umschnürende Bügelbewehrung berücksichtigt, die im Bereich des Betonkantenbruchs liegt. Die Auswertung der wirksamen Bewehrungsbügel ist bei den 3-dimensional geneigten Betonbruchflächen komplex und daher nur über eine Implementierung im Rahmen eines Bemessungsprogramms (vgl. Kapitel 5.3 möglich).

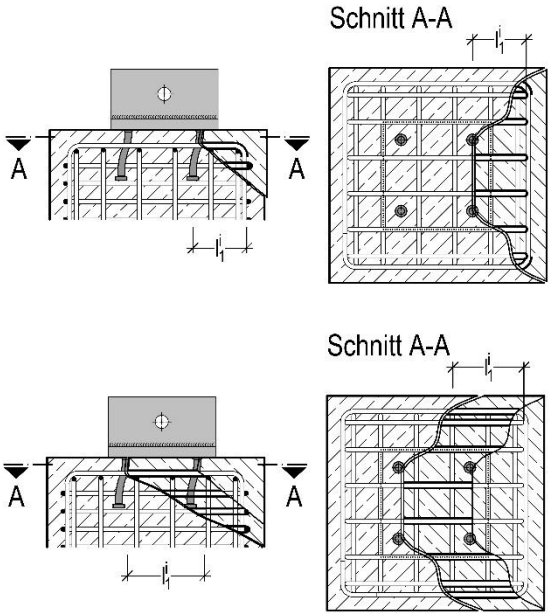


Bild 5.26: Verankerungslängen im Zustand I (oben) und im Zustand II (unten)

Mit der Auswertung der wirksamen Verankerungslängen kann die mittlere Tragfähigkeit des Anschlusses nach Gleichung (5.19) berechnet werden. Bei der Validierung des analytischen Modells anhand der Versuchsergebnisse konnte nachgewiesen werden, dass der Effekt der Hakentragwirkung ausreichend genau über den α-Beiwert abgeschätzt werden kann. Alternativ wäre eine genauere Betrachtung nach *Schmid (2009)* möglich, die einen geringeren Wirkungsgrad der Abstützwirkung weiter entfernterer Bewehrungsbügel berücksichtigt (vgl. Kapitel 2.3.5). Der Ansatz zur Berücksichtigung der Hakentragwirkung der Bewehrung entspricht dabei dem Ansatz bei Verbundversagen unter Zugbeanspruchung des Anschlusses nach Gleichung (5.11) und liefert somit ein konsistentes Modell für die Zug- und Querlastkomponenten.

$$V_{u,b,re}^{i} = \sum_{n_{re}} \left(\frac{l_1^i \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,m}}{\alpha} \right) \tag{5.19}$$

Mit:

n_{re}	Anzahl der effektiven Bewehrungsstäbe zur Übertragung der Zugbelastung, die sich im theoretischen Betonausbruchkörper bei Betonkantenbruch befinden;
l_1^i	Verankerungslänge des betrachteten Bewehrungsstabes bei Rissbildung ausgehend von der Reihe i
$d_{s,re}$	Durchmesser der Rückhängebewehrung;
$f_{b,m}$	Mittlere Verbundfestigkeit;
$V_{u,b,re}^{i}$	Widerstand der Bewehrung bei Verbundversagen mit Rissbildung ausgehend von der Reihe i.
α	Faktor zur Berücksichtigung der Hakentragwirkung und einer großen Betondeckung auf den Verbund $\alpha = 0{,}7 \cdot 0{,}7 \approx 0{,}5$

5.2.3.6 Stahlversagen der Rückhängebewehrung

Neben dem Verbundversagen nach Kapitel 5.2.3.5 ist ein Stahlversagen der Rückhängebewehrung möglich, wenn die Bewehrung ausreichend im Betonausbruchkegel verankert ist. Im analytischen Bemessungsmodell werden bei Stahlversagen die Bewehrungsbügel rechnerisch berücksichtigt, die eine ausreichende Verankerungslänge nach Kapitel 5.2.3.5 im Betonausbruchkörper haben.

Der Widerstand bei Stahlversagen der Rückhängebewehrung kann nach Gleichung (5.20) berechnet werden. Hierfür sind die theoretischen Bruchflächen der einzelnen Kopfbolzenreihen bei Betonkantenbruch auszuwerten und die Anzahl der mitwirkenden Bewehrungsbügel n_{re} zu bestimmen, die eine ausreichende Verankerungslänge im Betonausbruchkegel haben (vgl. Bild 2.27). Annahmen über die Form der Bruchflächen sind in Kapitel 5.2.3.5 angegeben.

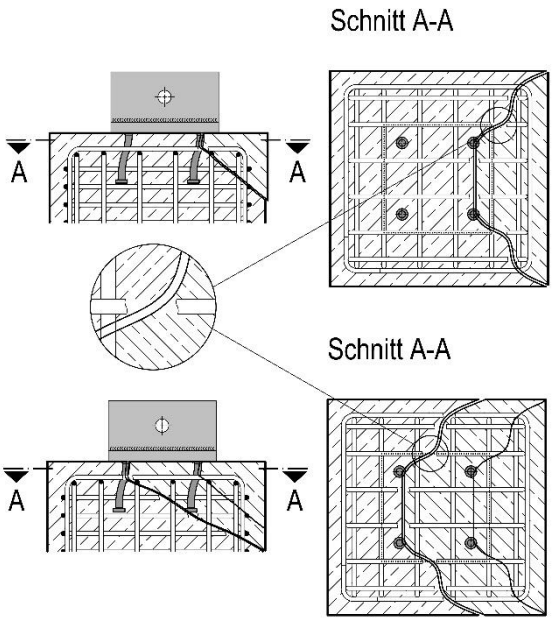


Bild 5.27: Wirksame Bewehrungsbügel im Betonausbruchkegel im Zustand I (oben) und im Zustand II (unten)

Die Widerstände der Bewehrung bei Stahlversagen unter Querlast sind für jede Reihe getrennt auszuwerten, da durch die Rissbildung bei Querbelastung ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe Lastumlagerungen im Anschluss auf die randfernen Kopfbolzenreihen möglich sind. Es ist möglich, dass die Verankerungslängen in der randnahen Reihe nicht ausreichend sind, so dass nach Gleichung (5.20) ein Betonausbruch stattfindet. Die Querlasten werden im gerissenen Zustand auf die hintere(n) Reihe(n) umgelagert und ein Stahlversagen der Bewehrung unter Querlast kann maßgebend werden.

$$V_{u,s,re}^{i} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} \tag{5.20}$$

Mit:

n_{re}	Anzahl der effektiven Bewehrungsstäbe zur Übertragung der Zugbelastung, die sich im theoretischen Betonausbruchkörper bei Betonkantenbruch befinden;
$A_{s,re}$	Querschnittsfläche der Rückhängebewehrung;
$f_{y,re}$	Streckgrenze der Rückhängebewehrung;
$V_{u,s,re}^{i}$	Widerstand der Bewehrung bei Stahlversagen mit Rissbildung ausgehend von der Reihe i.

5.2.3.7 Gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton unter Querlast

In *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* wurde ein verformungsbasierter Bemessungsansatz für die Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung bei zugbeanspruchten Befestigungsmitteln entwickelt, der in Kapitel 2.3.11 zusammenfassend dargestellt ist. Hintergrund der gemeinsamen Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton ist, dass mit der Erstrissbildung im Bereich des Anschlusses die Rückhängebewehrung aktiviert werden kann und bei einer ausreichend vorhandenen Resttragfähigkeit des Betons eine Traglaststeigerung möglich ist. In den experimentellen Untersuchungen zu den Anschlüssen mit 4-seitigem Randeinfluss konnte beobachtet werden, dass der Betonquerschnitt mit der Aktivierung der Bewehrung vollständig gerissen war, so dass eine gemeinsame Tragwirkung rechnerisch nicht angesetzt werden kann (vgl. Kapitel 3.3). In den Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss kann allerdings eine ausreichende Resttragfähigkeit des Betons angesetzt werden. In neueren Ansätzen nach *Eligehausen u.a. (2016)* kann die gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton auch für querbelastete Befestigungsmittel nach Gleichung (2.19) auf Grundlage eines kraftbasierten Ansatzes rechnerisch berücksichtigt werden. Für die Anschlüsse mit 2-seitigem Randeinfluss wird im Folgenden ein verformungsbasierter Ansatz für die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton unter Querlast vorgeschlagen, der aus den physikalischen Modellen nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* und *Berger (2015)* für zugbeanspruchte Anschlüsse hergeleitet wurde. Vorgeschlagen wird, dass die Widerstände der Bewehrung und des Betons nach Gleichung (2.21) addiert werden und die Reduktion der Tragfähigkeit über vorhandene Rissbildung über die maßgebende Bruchverschiebung $\delta_{f,v}$ und die Steifigkeit des Betons im

abfallenden Ast $k_{c,v}$ berücksichtigt wird. Hierfür werden die Vorfaktoren $\alpha_{s,v}$ und $\alpha_{c,v}$ an den Versuchsergebnissen kalibriert und nach den Angaben zur Legende von Gleichung (2.21) vorgeschlagen.

$$V_{u,re}^{i} = \min\left[V_{u,s,re}^{i}; V_{u,b,re}^{i}\right] + V_{u,c}^{i} + \delta_{f,v} \cdot k_{c,v} \tag{5.21}$$

Mit:

$V_{u,s,re}^{i}$ Widerstand der Bewehrung bei Stahlversagen nach Gleichung (2.20);

$V_{u,b,re}^{i}$ Widerstand der Bewehrung bei Verbundversagen nach Gleichung (2.19)

$V_{u,c}^{i}$ Widerstand bei Betonversagen nach Gleichung (2.18)

$\delta_{f,v}$ Maßgebende Bruchverschiebung bei Stahl- oder Verbundversagen der Bewehrung mit

$$\delta_f = \frac{2 \cdot \left(\min[V_{u,s,re}^{i}; V_{u,b,re}^{i}]\right)^2}{\alpha_{s,v} \cdot f_{cm} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2}$$

$k_{c,v}$ Steifigkeit des Beton im Bereich nach Erreichen der Höchstlast für kegelförmigen Betonausbruch beim Erreichen der Bruchverschiebung δ_f mit

$k_c = -\alpha_{c,v} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot c_1} \cdot \psi_{A,N}$

$\alpha_{s,v}$ Semi-empirisch bestimmter Vorfaktor zur Berechnung der Verformung der Bewehrung bei Stahl- und Verbundversagen mit $\alpha_{s,v} = 12100$

$\alpha_{c,v}$ Semi-empirisch bestimmter Vorfaktor zur Berechnung der Steifigkeit des Betons mit $\alpha_{c,v} = -500$

5.2.3.8 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

Neben dem Betonkantenbruch nach Kapitel 5.2.2.5 ist ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite möglich. Voraussetzung für diesen Versagensmechanismus ist eine ausreichende Steifigkeit im Bereich der randnahen Kopfbolzenreihe. In den Versuchen mit größerem Randabstand konnte dieser Versagensmechanismus beobachtet werden. In den Versuchen mit geringerem Randabstand und normalfesten Kopfbolzen konnte auch ein Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite beobachtet werden. Durch die Fließgelenkbildung lagen die Kopfbolzen an der Bewehrung an und die Ankerplatte wurde auf der lastabgewandten Seite aus dem Beton gehebelt. Allerdings waren hierfür sehr große Verformungen notwendig. Der Widerstand für den Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (vgl. Bild 5.28) wird nach Gleichung (5.22) aus der Zugtragfähigkeit bei Betonversagen hergeleitet. Der Faktor k_3 ergibt sich dabei als Verhältniswert zwischen dem Widerstand für Zug der Gruppenbefestigung zur Tragfähigkeit unter Querlast. Maßgebend ist das Verhältnis der Ausbruchflächen zueinander, bei dem die Ausbruchfläche bei lastabgewandtem Betonausbruch ca. 70 % der Ausbruchfläche unter Zugbeanspruchung entspricht. Zusätzlich wird nach *Eligehausen (2006)* berücksichtigt, dass die vorhandene Zugbeanspruchung unter Querlast im Kopfbolzen ca. 35% so groß ist wie bei reiner Zugbeanspruchung. Daraus folgt der Ansatz für den Widerstand bei lastabgewandtem Betonausbruch nach Gleichung (5.22). Voraussetzung ist, dass die Zugtragfähigkeit bei reinem Betonversagen größer als die Tragfähigkeit bei seitlichem Betonausbruch und dem Versagen gegen Herausziehen ist.

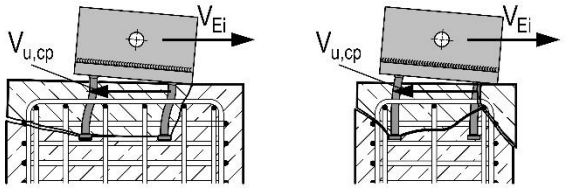


Bild 5.28: Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite mit und ohne Einfluss der Bewehrung

$$V_{u,cp,c} = \frac{0{,}7 \cdot N_{u,c}}{0{,}35} = k_3 \cdot N_{u,c} \tag{5.22}$$

Mit:

$N_{u,c}$ Mittlerer Widerstand der Gruppenbefestigung nach Gleichung (5.9) mit $N_{u,c}$;

k_3 Verhältniswert zwischen Zug- und Schubtragfähigkeit nach *Eligehausen (2006)* mit $k_3 = 2{,}0$;

Der Widerstand wird deutlich unterschätzt, wenn in Gleichung (5.22) ausschließlich Betonversagen ohne Berücksichtigung der Bewehrung angesetzt wird. Im Rahmen der Validierung anhand der experimentellen Untersuchungen wird daher Gleichung (5.23) vorgeschlagen, bei der die Bewehrung rechnerisch angesetzt werden kann.

$$V_{u,cp,re} = \frac{N_{u,c,re}}{0{,}35} = k_4 \cdot N_{u,c,re} \tag{5.23}$$

Mit:

$N_{u,c,re}$ Mittlerer Widerstand unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung unter Zug mit $N_{u,c,re} = \min[N_{u,cs}; N_{u,s,re}; N_{u,b,re}]$;

k_4 Verhältniswert zwischen Zug- und Schubtragfähigkeit mit $k_4 = 2{,}8$.

Um die Traglasten realistisch abschätzen zu können, wird für den lastabgewandten Betonausbruch der Ansatz nach Gleichung (5.24) vorgeschlagen.

$$V_{u,cp} = \max[V_{u,cp,c}; V_{u,cp,re}] \tag{5.24}$$

Mit:

$V_{u,cp,c}$ Mittlerer Widerstand für Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite ohne Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung nach Gleichung (5.22);

$V_{u,cp,re}$ Mittlerer Widerstand für Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite mit Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung nach Gleichung (5.23);

5.2.3.9 Reibungsanteil

Im Druckbereich von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton können bei einer Momentenbeanspruchung oder einer Beanspruchung durch eine Druckkraft (vgl. Kapitel 5.2.2.10) Reibungskräfte aktiviert werden. Voraussetzung hierbei ist, dass der Kontakt zwischen Ankerplatte und Beton nicht durch eine mögliche Zugbeanspruchung aufgehoben ist oder dass bei einer zum Bauteilrand querbelasteten Ankerplatte die Reibungskräfte nicht über den Betonausbruchkörper des Betonkantenbruchs übertragen werden müssen.

Reibungskräfte dürfen nach *DIN EN 1992-4* insbesondere bei Betonkantenbruch nicht angesetzt werden (vgl. Bild 2.14), werden allerdings bei der Validierung des analytischen Bemessungsmodells sowohl im ungerissenen Zustand I, als auch im Zustand II rechnerisch angesetzt. Numerische Untersuchungen zur Lastverteilung im Bereich der Ankerplatte (vgl. Kapitel 4.2), sowie die experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass auch im gerissenen Zustand Reibungskräfte im Bereich des Anschlusses übertragen werden und der Beitrag der Reibung für die Validierung daher nicht vernachlässigt werden sollte.

Zur Berücksichtigung der resultierenden Druckbeanspruchungen aus der Fixierung der Ankerplatte wurden die DMS-Messungen im Druckstempel (vgl. Tabelle 3.7) ausgewertet und bei der Validierung des analytischen Bemessungsmodells berücksichtigt. Der Beitrag durch den Reibungsanteil wird im analytischen Modell nach Gleichung (5.25) berücksichtigt.

$$V_{u,f} = \mu \cdot D \tag{5.25}$$

Mit:

μ Reibungsbeiwert mit $\mu = 0{,}4$ nach *Cook u.a. (1989)*;

Reibungsbeiwert mit $\mu = 0{,}2$ nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* ;

D Druckbeanspruchung im Anschluss nach Bild 5.8 aus Momentenbeanspruchung im Anschluss und äußerer Druckbeanspruchung.

5.2.3.10 Nachweis der Versagensmechanismen unter Querbeanspruchung

Die Widerstände der einzelnen Versagensmechanismen eines querbelasteten Anschlusses mit konzentrierter Lasteinleitung können über die Nachweisgleichungen nach Kapitel 5.2.3.2 bis Kapitel 5.2.3.9 erfasst werden. Im analytischen Modell der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung werden Einbausituationen mit geringem und ausreichendem Randabstand berücksichtigt. Bei einem ausreichenden Randabstand ohne Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe wird unter Voraussetzung einer dicken Ankerplatte eine gleichmäßige, elastische Verteilung der Querlasten zwischen den Kopfbolzenreihen angenommen.

Ausnutzungsgrad: $\eta_{V,③,④}^{①,②}$ Einwirkung: $V_{Ei}^{①,②}$ Widerstand: $V_{③,④}^{①,②}$ (5.26)

Mit:

① Zustand des Betons unter Querlast: “I“ = ungerissener Beton, “II“ = gerissener Beton;

② Betrachteter Ort für Versagensmechanismus: “1“ = Reihe 1, “h“ = höchstbelastete Reihe (i.d.R. randferne Reihe), “g“ = Gruppenversagensmechanismus;

③ Nachweis auf Traglastniveau „u“ oder charakteristisches Bemessungsniveau „Rk“;

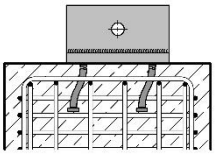
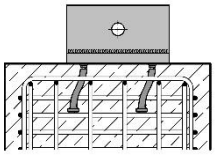
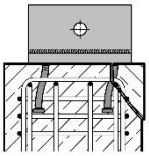
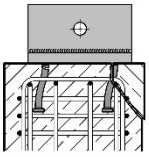
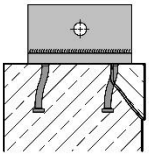
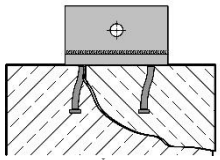
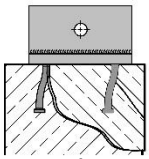
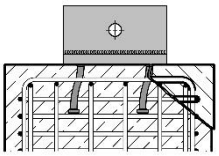
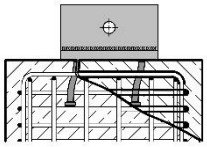
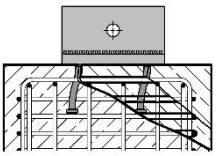
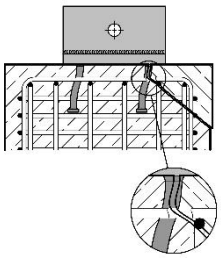
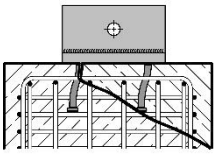
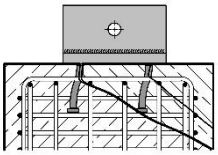
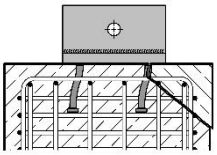
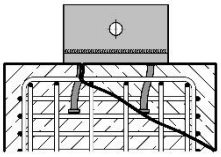
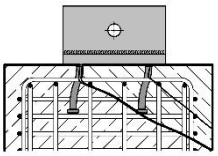
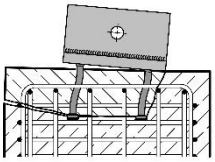
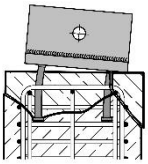
④ Betrachteter Versagensmechanismus nach Kapitel 5.2.2.2 bis Kapitel 5.2.2.10, z.B. „s“ = Stahlversagen.

Tabelle 5.4: Nachweise für Querbeanspruchung (Traglastniveau)

Versagensmechanismus	Gleichung	Nachweis in der randnahen Reihe	Nachweis in der randfernen Reihe	
		Zustand I	Zustand I	Zustand II
Stahlversagen der Kopfbolzen unter Querlast	Gleichung (5.16)	$\eta_{V,u,s}^{I,1} = \frac{V_{Ei}^{I,1}}{V_{u,s}^{I,1}}$	$\eta_{V,u,s}^{I,h} = \frac{V_{Ei}^{I,h}}{V_{u,s}^{I,h}}$	
Kombiniertes Stahl- und Betonversagen	Gleichung (5.16) und Gleichung (5.18) bis Gleichung (5.20)	$\eta_{V,u,comb}^{I,1} = \min\begin{cases} \eta_{V,c}^{I} \\ \max\begin{cases}\eta_{V,b,re}^{I} \\ \eta_{V,s,re}^{I}\end{cases}\end{cases}$		$\eta_{V,u,s}^{II,h} = \frac{V_{Ei}^{II,h}}{V_{u,s}^{II,h}}$
Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung	Gleichung (5.18)	$\eta_{V,u,c}^{I,1} = \frac{V_{Ei}^{I,1}}{V_{u,c}^{I,1}}$	$\eta_{V,u,c}^{I,g} = \frac{V_{Ei}^{I,g}}{V_{u,c}^{I,g}}$	$\eta_{V,u,c}^{II,h} = \frac{V_{Ei}^{II,h}}{V_{u,c}^{II,h}}$
Verbundversagen der Rückhängebewehrung	Gleichung (5.19)	$\eta_{V,u,b,re}^{I,1} = \frac{V_{Ei}^{I,1}}{V_{u,b,re}^{I,1}}$	$\eta_{V,u,b,re}^{I,g} = \frac{V_{Ei}^{I,g}}{V_{u,b,re}^{I,g}}$	$\eta_{V,u,b,re}^{II,h} = \frac{V_{Ei}^{II,h}}{V_{u,b,re}^{II,h}}$
Stahlversagen der Rückhängebewehrung	Gleichung (5.20)	$\eta_{V,u,s,re}^{I,1} = \frac{V_{Ei}^{I,1}}{V_{u,s,re}^{I,1}}$	$\eta_{V,u,s,re}^{I,g} = \frac{V_{Ei}^{I,g}}{V_{u,s,re}^{I,g}}$	$\eta_{V,u,s,re}^{II,h} = \frac{V_{Ei}^{II,h}}{V_{u,s,re}^{II,h}}$
Betonversagen mit gemeinsamer Tragwirkung von Bewehrungsstahl und Beton	-	$\eta_{V,u,re}^{I,1} = \frac{V_{Ei}^{I,1}}{V_{u,re}^{I,1}}$	$\eta_{V,u,re}^{I,g} = \frac{V_{Ei}^{I,g}}{V_{u,re}^{I,g}}$	$\eta_{V,re}^{II,h} = \frac{V_{Ei}^{II,h}}{V_{u,re}^{II,h}}$
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	Gleichung (5.24)	$\eta_{V,u,cp}^{I,g} = \frac{V_{Ei}^{I,g}}{V_{u,cp}^{I,g}}$		$\eta_{V,u,cp}^{II,h} = \frac{V_{Ei}^{II,h}}{V_{u,cp}^{II,h}}$

Bei randnahen Ankerplatten wird nach einem Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe mit und ohne Berücksichtigung der Rückhängebewehrung eine Umlagerung der Querlast auf die hintere(n) Kopfbolzenreihe(n) angesetzt. Für die Berechnung der Ausnutzungsgrade ist aus diesem Grund der Zustand I mit ungerissenem Beton und der Zustand II mit Betonkantenbruch zu berücksichtigen. Für die Anschlüsse mit Fixierung oder einer zusätzlichen Auflast und für Anschlüsse mit exzentrischer Querlast können die Versagensmechanismen unter Querbeanspruchung nach Kapitel 3.3 über die jeweiligen Ausnutzungsgrade nach Tabelle 5.4 nachgewiesen werden. In Gleichung (5.26) sind die hoch- und tiefgestellten Indizes definiert. Die grau hinterlegten Versagensmechanismen sind ausschließlich für die Nachrechnung der Versuche relevant, da in der Validierung des analytischen Modells die Porenbildung berücksichtigt wurde. Des Weiteren sind die grau hinterlegten Versagensmechanismen im Beton im Zustand I der Randfernen Reihe nicht relevant, da der Nachweis im ungerissenen Zustand zunächst ausgehend von der randnahen Reihe maßgebend ist. Diese Nachweise sind in Tabelle 5.4 grau hinterlegt. Zusätzlich ist es möglich mit der Berücksichtigung der grau hinterlegten Versagensmechanismen eine Lastumlagerung auf Grundlage der numerischen Untersuchungen nach Kapitel 4 rechnerisch zu berücksichtigen.

Tabelle 5.5: Versagensmechanismen unter reiner Querkraft

Versagensmechanismus	Nachweis in der randnahen Reihe	Nachweis in der randfernen Reihe	
	Zustand I	Zustand I	Zustand II
Stahlversagen der Kopfbolzen unter Querlast	 $\eta_{V,u,s}^{I,1}$	 $\eta_{V,u,s}^{I,h}$	
Kombiniertes Stahl- und Betonversagen	 $\eta_{V,u,comb}^{I,1}$		 $\eta_{V,u,s}^{II,h}$
Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung	 $\eta_{V,u,c}^{I,1}$	 $\eta_{V,u,c}^{I,g}$	 $\eta_{V,u,c}^{II,h}$
Verbundversagen der Rückhängebewehrung	 $\eta_{V,u,b,re}^{I,1}$	 $\eta_{V,u,b,re}^{I,g}$	 $\eta_{V,u,b,re}^{II,h}$
Stahlversagen der Rückhängebewehrung	 $\eta_{V,u,s,re}^{I,1}$	 $\eta_{V,u,s,re}^{I,g}$	 $\eta_{V,u,s,re}^{II,h}$
Betonversagen mit gemeinsamer Tragwirkung von Bewehrungsstahl und Beton	 $\eta_{V,u,re}^{I,1}$	 $\eta_{V,u,re}^{I,g}$	 $\eta_{V,re}^{II,h}$
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	 $\eta_{V,u,cp}^{I,g}$		 $\eta_{V,u,cp}^{II,h}$

5.2.4 Interaktionsbedingungen unter Zug- und Querlast

Im Bereich des Anschlusses sind Interaktionsbedingungen zu berücksichtigen, wenn die einzelnen Kopfbolzenreihen oder die betrachtete Kopfbolzengruppe durch eine kombinierte Beanspruchung unter Zug- und Querlast beansprucht werden. Die Interaktionsbedingung mit Berücksichtigung der Ausnutzungsgrade unter Normalkraftbeanspruchung nach Kapitel 5.2.2 und Querkraftbeanspruchung nach Kapitel 5.2.3 können nach Gleichung (5.27) nachgewiesen werden. Im Zuge der Validierung des Bemessungsmodells an den Versuchslasten wird dabei ein Exponent von $\mathrm{n} = 2$ für Stahlversagen und ein Exponent von $\mathrm{n} = 3/2$ für Betonversagen vorgeschlagen.

$$\eta_{\mathrm{N,u,③}}^{①,②\ \mathrm{n}} + \eta_{\mathrm{V,u,③}}^{①,②\ \mathrm{n}} \leq 1{,}0 \tag{5.27}$$

Mit:

① Zustand des Betons unter Querlast: “I“ = ungerissener Beton, “II“ = gerissener Beton;

② Betrachteter Ort für Versagensmechanismus: “1“ = Reihe 1, “h“ = höchstbelastete Reihe (i.d.R. randferne Reihe), “g“ = Gruppenversagensmechanismus;

③ Betrachteter Versagensmechanismus nach Kapitel 5.2.2.2 bis Kapitel 5.2.2.10, z.B. „s“ = Stahlversagen.

n Exponent für die Berücksichtigung verschiedener Versagensmechanismen mit:

- $\mathrm{n} = 2$ für Stahlversagen der Kopfbolzen;
- $\mathrm{n} = 3/2$ für alle weiteren Versagensmechanismen, wie Betonversagen.

Die Interaktionsbedingungen haben einen wesentlichen Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit der Ankerplatte, so dass im Folgenden Überlegungen zur Wahl der Exponenten dargestellt werden. Nach *DIN EN 1992-4* wird bei der Anwendung des Interaktionsnachweises nach Gleichung (5.27) bei Versagensmechanismen ohne Bewehrungsversagen der Ausnutzungsgrad der minimalen Widerstände aller Normalkraftkomponenten mit dem minimalen Widerstand aller Querkraftkomponenten kombiniert. Eine Unterscheidung erfolgt nur zwischen Stahlversagen der Kopfbolzen und allen weiteren Betonversagensmechanismen. Dieses Vorgehen führt zu einer konservativen Abschätzung des Widerstands des Gesamtanschlusses, da dabei u.a. Versagensmechanismen miteinander kombiniert werden, die in unterschiedlichen Bereichen des Anschlusses auftreten und sich eigentlich nicht gegenseitig beeinflussen.

Wird eine Rückhängebewehrung entweder zum Lastabtrag der Zug- oder der Normalkräfte rechnerisch berücksichtigt, wird für die Betonversagensmechanismen der Nachweis über eine Interaktionsbedingung mit $\mathrm{n} = 2/3$ gefordert. Hintergrund ist, dass durch die Überlagerung der Zug- und Querlastbeanspruchungen z.B. über eine Zugbeanspruchung des Anschlusses der Beton so vorgeschädigt ist, dass bei Betonkantenbruch nicht der gesamte Widerstand angesetzt werden kann. Die Interaktionsbedingung mit einem Exponent von $\mathrm{n} = 2/3$ ist noch ungünstiger als die in der Baupraxis übliche lineare Interaktion mit einem Exponent von $\mathrm{n} = 1{,}0$, beruht allerdings auch darauf, dass die rechnerische Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung unter Zug- und einer Querlast bisher nach *DAfStb-Heft 615* nur auf theoretischen Überlegung und wenigen Tastversuchen beruhten. Auf Grundlage der Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen wird auch für die Versagensmechanismen mit einer Rückhängebewehrung eine Interaktionsbedingung mit einem Exponent von $\mathrm{n} = 3/2$ vorgeschlagen.

Auf Grundlage der Untersuchungen dieses Forschungsvorhabens und der Validierung des analytischen Modells können die Interaktionsnachweise nach *DIN EN 1992-4* für die Berücksichtigung einer Bewehrung unter Zug- und Querlast zugeschärft werden. In den Versuchen mit konzentrierter Lasteinleitung unter Querbelastung zum Bauteilrand führt eine Betrachtung der Interaktionsbeziehungen nach *DIN 1992-4* zu einer konservativen Abschätzung, da auch mit unterschiedlichen Interaktionsbedingungen für Stahl- und Verbundversagen Versagensmechanismen in verschiedenen Bereichen des Anschlusses miteinander kombiniert werden.

Tabelle 5.6: Interaktionsnachweise für Zug- und Querlast

		Querlast			
		Stahlversagen & kombiniertes Versagen	Verbundversagen der Rückhängebewehrung	Fließen der Rückhängebewehrung	Lastabgewandter Betonausbruch
Zug	Stahlversagen	$\eta_{Nu,s}^{I,1\ 2} + \eta_{V,u,s}^{I,1\ 2} \leq 1{,}0$ $\eta_{N,u,s}^{I,h\ 2} + \eta_{V,u,s}^{I,h\ 2} \leq 1{,}0$ $\eta_{N,u,s}^{II,h\ 2} + \eta_{V,s}^{II,h\ 2} \leq 1{,}0$			
	Herausziehen		$\eta_{N,u,p}^{I,1\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,p}^{I,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,p}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{II,h\ 1{,}5}$	$\eta_{N,u,p}^{I,1\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,p}^{I,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,p}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{II,h\ 1{,}5}$	$\eta_{N,u,p}^{I,1\ 1{,}5} + \eta_{V,u,cp}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,p}^{I,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,cp}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,p}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,cp}^{II,h\ 1{,}5}$
	Lokaler Betonausbruch		$\eta_{N,u,cb}^{I,1\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,cb}^{I,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,cb}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{II,h\ 1{,}5}$	$\eta_{N,u,cb}^{I,1\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,cb}^{I,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,cb}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{II,h\ 1{,}5}$	$\eta_{N,u,cb}^{I,1\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,cb}^{I,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,cp}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,cb}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,cp}^{II,h\ 1{,}5}$
	Betonausbruch zwischen RH		$\eta_{N,u,cs}^{I,1\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,cs}^{I,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,cs,re}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{II,h\ 1{,}5}$	$\eta_{N,u,cs}^{I,1\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,cs}^{I,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,cs,re}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{II,h\ 1{,}5}$	$\eta_{N,u,cs}^{I,1\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,cs}^{I,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,cp}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,cs,re}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,cp}^{II,h\ 1{,}5}$
	Verbundversagen der RH		$\eta_{N,u,b,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,b,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,b,re}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{II,h\ 1{,}5}$	$\eta_{N,u,b,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,b,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,b,re}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{II,h\ 1{,}5}$	$\eta_{N,u,b,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,b,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,cp}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,b,re}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,cp}^{II,h\ 1{,}5}$
	Fließen der Rückhängebewehrung		$\eta_{N,u,s,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,s,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,b,re}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,s,re}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,b,re}^{II,h\ 1{,}5}$	$\eta_{N,u,s,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,s,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,s,re}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,s,re}^{II,h\ 1{,}5}$	$\eta_{N,u,s,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,s,re}^{I,1\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,s,re}^{I,g\ 1{,}5} + \eta_{V,u,cp}^{I,g\ 1{,}5}$ $\eta_{N,u,s,re}^{II,h\ 1{,}5} + \eta_{V,u,cp}^{II,h\ 1{,}5}$

*) Für das Stahl- und Verbundversagen der Bewehrung sind die Mindestverankerungslängen der Bewehrung zu berücksichtigen. Die Widerstände entsprechen mind. dem Widerstand bei Betonversagen oder Betonkantenbruch.

In Tabelle 5.6 sind für Anschlüsse mit einer kombinierten Zug- und Querlastbeanspruchung die theoretisch möglichen Interaktionsnachweise dargestellt. Werden die Ausnutzungsgrade der einzelnen möglichen Versagensmechanismen nach Kapitel 5.2.2 und Kapitel 5.2.3 miteinander kombiniert, ergeben sich für Ankerplatten mit einer 2-reihigen Kopfbolzenanordnung 48 theoretische Kombinationen. Beim Nachweis der relevanten Versagensmechanismen von Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung werden bezüglich der Kombination der Normal- und Querkraftausnutzungsgrade im Rahmen der Interaktionsbeziehungen folgende Punkte berücksichtigt:

- Rissbildung im Beton aus Querbelastung des Anschlusses durch Berechnung der Ausnutzungsgrade im ungerissenen Beton (Zustand I) und im gerissenen Beton (Zustand II).
- Querlastverteilung im Anschluss in Abhängigkeit des Zustandes des Betons.
- Interaktionsnachweis separat für alle Reihen unter Berücksichtigung von Einzelversagensmechanismen der randnahen und höchstbelasteten Reihe und unter Berücksichtigung der Gruppenversagensmechanismen.
- Nach *DIN EN 1992-4 Abs. 7.2.3.2* kann die Traglaststeigerung für Zug- und Querlasten durch eine Rückhängebewehrung bei einer kombinierten Beanspruchung für die Interaktionsbedingungen nicht angesetzt werden. Für diesen Fall müssen die Widerstände der Zug- und Querkraftkomponenten konservativ ohne Berücksichtigung der Bewehrung berechnet werden. Die Traglaststeigerung der Bewehrung kann entweder unter Zug oder unter Querlast angesetzt werden. Für die jeweilige andere Versagensrichtung ist der Widerstand ohne Berücksichtigung der Bewehrung und in Kombination in der Interaktionsbedingung mit einem Exponent von $\mathrm{n} = 2/3$ zu berechnen. Dieser Ansatz ist sehr konservativ und es werden daher folgende Annahmen getroffen:
    - Interaktionsgleichungen mit einem Exponent von $\mathrm{n} = 2$ für Stahlversagen der Kopfbolzen und $\mathrm{n} = 3/2$ für alle Versagensmechanismen mit Betonversagen, inkl. Versagen der Rückhängebewehrung.
    - Annahme einer starren Ankerplatte, so dass bei Einzelversagensmechanismen im ungerissenen Zustand das höchstbelastete Verbindungsmittel berücksichtigt wird.
    - Annahme einer Querbelastung zum Bauteilrand mit resultierenden Zugkräften in den randfernen Reihen durch eine Biegebeanspruchung auf der lastabgewandten Seite. Eine Querkraftbeanspruchung vom Bauteilrand weg sowie eine schräge Lasteinleitung werden über das analytische Modell nicht berücksichtigt.

Bei der Validierung des analytischen Modells (vgl. Kapitel 5.3) wird die Anzahl der zu berücksichtigenden Interaktionsbedingungen weiter reduziert, da eine Überlagerung bestimmter Versagensmechanismen unter Normal- und Querbelastung nicht möglich ist. Bei der Validierung des analytischen Modells an den Versuchslasten werden die in Tabelle 5.6 grau hinterlegten Versagensmechanismen berücksichtigt.

Über die Interaktionsbedingungen werden wechselseitige Beeinflussungen der Widerstände der einzelnen Komponenten berücksichtigt. Mechanisch plausibel ist die Verwendung der Interaktionsbedingungen nur dann, wenn sich die Versagensmechanismen auf Grund der benachbarten Lage im Bereich des Anschlusses gegenseitig beeinflussen. Nach *DIN EN 1992-4* erfolgt eine Trennung ausschließlich zwischen den Betonversagensmechanismen und dem Stahlversagen der Kopfbolzen. In den Versuchen konnte eine Beeinflussung der Versagensmechanismen im Bereich des Betons wie z.B. ein Herausziehen der Kopfbolzen unter Zug und ein Verbundversagen der Bewehrung unter Querbelastung nicht beobachtet werden. Aus diesem Grund erfolgt für eine weitere Reduktion der möglichen Interaktionsbedingungen auf die in Tabelle 5.7 und Tabelle 5.8 aufgelisteten Kombinationen.

Tabelle 5.7: Interaktionsbedingungen im Zustand I für die Validierung des analytischen Modells an den Versuchen

Nr.	ID	Versagensmechanismus Zug	Gl.	Versagensmechanismus Querlast	Gl.	Exp.
1	1c	Stahlversagen der Kopfbolzen	(5.3)	Stahlversagen der Kopfbolzen	(5.16)	2,0
2	6	Betonversagen mit Verbundversagen	(5.11), (5.13)	Betonkantenbruch mit Verbundversagen (randferne Reihe)	(5.18), (5.19)	1,5
3	7	Herausziehen der Kopfbolzen	(5.4)			
4	8	Seitlicher Betonausbruch	(5.6)			
5	9	Betonausbruch zwischen der Bewehrung	(5.12)			
6	14	Herausziehen der Kopfbolzen	(5.4)	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	(5.22)	1,5
7	15	Seitlicher Betonausbruch	(5.6)			
8	16	Betonausbruch zwischen der Bewehrung	(5.12)			
9	17	Betonversagen mit Verbundversagen	(5.11), (5.13)			
10	18	Betonversagen mit Stahlversagen der Bewehrung	(5.10), (5.13)	*)		1,0
11	19	*)		Betonkantenbruch mit Stahlversagen der Bewehrung (randferne Reihe)	(5.18), (5.20)	1,0

*) Einzelnachweis ohne Kombination der Belastungsrichtungen durch Interaktionsnachweis, da die Versagensmechanismen unter Zug und Querlast in verschiedenen Bereichen des Anschlusses auftreten.

Die Interaktionsbedingungen im Zustand I (vgl. Tabelle 5.7) und im Zustand II (vgl. Tabelle 5.8) unterscheiden sich durch unterschiedliche Annahmen für die Lastverteilung und hinsichtlich der Berechnung der Widerstände. Im Zustand II wird so z.B. nur die Verankerungslänge bis zum Riss ausgehend von der randnahen Kopfbolzenreihe angesetzt (vgl. Bild 5.26). Es werden hier nur die Interaktionsnachweise in der randfernen Reihe dargestellt, da in dieser Reihe die Ausnutzung auf Grund der größeren Zugbeanspruchung auf der lastabgewandten Seite maximal ist.

Tabelle 5.8: Interaktionsbedingungen im Zustand II für die Validierung des analytischen Modells an den Versuchen

Nr.	ID	Versagensmechanismus Zug	Gl.	Versagensmechanismus Querlast	Gl.	Exp.
12	3c	Stahlversagen der Kopfbolzen	(5.3)	Stahlversagen der Kopfbolzen		2,0
13	36	Herausziehen der Kopfbolzen	(5.4)	Betonkantenbruch mit Verbundversagen		1,5
14	37	Seitlicher Betonausbruch	(5.6)			
15	38	Betonausbruch zwischen der Bewehrung	(5.12)			
16	39	Betonversagen mit Verbundversagen	(5.11), (5.13)			
17	41	Herausziehen der Kopfbolzen	(5.4)	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite		1,5
18	42	Seitlicher Betonausbruch	(5.6)			
19	43	Betonausbruch zwischen der Bewehrung	(5.12)			
20	43	Betonversagen mit Verbundversagen	(5.11), (5.13)			
21	44	Betonversagen mit Stahlversagen der Bewehrung	(5.10), (5.13)	*)		1,0
22	45	*)		Betonkantenbruch mit Stahlversagen der Bewehrung (randferne Reihe)	(5.18), (5.20)	1,0

*) Einzelnachweis ohne Kombination der Belastungsrichtungen durch Interaktionsnachweis, da die Versagensmechanismen unter Zug und Querlast in verschiedenen Bereichen des Anschlusses auftreten.

5.3 Validierung des Modells und Ableitung eines Bemessungsmodells

5.3.1 Allgemeines

Das analytische Modell der Versuche mit konzentrierter Lasteinleitung baut auf dem Komponentenmodell eines gelenkigen Anschlusses nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* auf (vgl. Bild 5.8). Für die Lastverteilung der einwirkenden Schnittgrößen zwischen den Kopfbolzenreihen wird eine starre Ankerplatte vorausgesetzt, so dass plastische Umlagerungen in der Ankerplatte nach *CEN/TR 17081* nicht berücksichtigt werden. Für die Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen erfolgt die Traglastbestimmung nach dem Ablaufschema der in Bild 5.29 dargestellten 5 Schritte. Für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung ist die Lastverteilung auf Grund der randnahen Anordnung abhängig vom Zustand des Betons (vgl. Kapitel 5.2.2.1 und Kapitel 5.2.3.1). Im *ersten Schritt* werden mögliche Versagensmechanismen im ungerissenen (Zustand I) und gerissenen Beton (Zustand II) unter Normalkraft- und Querkraftbeanspruchung identifiziert. Die Versagensmechanismen werden dabei zusätzlich einem Gruppenversagen oder einem Einzelversagen zugeordnet, für das z.B. der Widerstand einer einzelnen Reihe bestimmt werden kann.

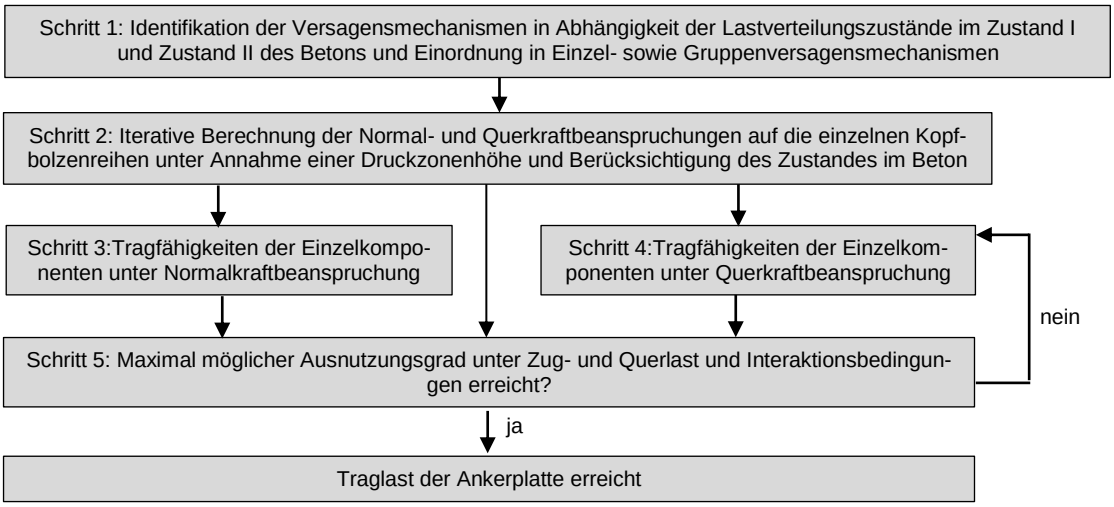


Bild 5.29: Berechnungsablauf für Traglastbestimmung

Im *Schritt 2* wird unter Annahme einer Druckzonenhöhe die Lastverteilung im Anschluss berechnet und über das Intervallhalbierungsverfahren (vgl. *Mühlbauer (2018)*) die rechnerische Druckzonenhöhe bestimmt. Bei den Querkraftanschlüssen wird hierfür die einwirkende Querlast als variabel angesetzt und die Normalkraftbeanspruchungen in den Kopfbolzenreihen über ein vertikales Kräftegleichgewicht und das Momentengleichgewicht bestimmt. Die Querlasten werden über das horizontale Kräftegleichgewicht unter einer elastischen Annahme gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt. Der Lastabtrag durch den Reibungsanteil wird auch für die randnahen Ankerplatten angesetzt. Bei der Nachrechnung der Versuche mit Fixierung der Ankerplatte werden die aktivierten Druckkräfte über die Versuchsergebnisse (vgl. Kapitel 3.3.3.2) angesetzt.

Im *Schritt 3* und *Schritt 4* werden die Widerstände der Einzelkomponenten berechnet. Für die Berechnung der einzelnen Widerstände ist eine mögliche vorhandene Vorschädigung des Betons durch Betonkantenbruch zu berücksichtigen. Annahmen zur Lastverteilung z.B. der Querlasten zwischen den Kopfbolzenreihen sind bei randnahen Ankerplatten abhängig von der Schädigung des Betons. So kann im ungerissenen Zustand I eine gleichmäßige Verteilung der Querlasten angenommen werden, während mit der Rissbildung in der randnahen Kopfbolzenreihe eine Umlagerung auf die randfernen Kopfbolzen an genommen wird. Wird in der randnahen Reihe ein Versagen wie z.B.: ein Betonkantenbruch angenommen, beeinflusst dies auch die Tragfähigkeit in den randfernen Reihen und damit die Abschätzung der Widerstände. Zum Beispiel wird im gerissenen Zustand II für die Berechnung der Verankerungslängen ausgehend von der randfernen Reihe nur die Verankerungslänge bis zum Betonausbruchkörper ausgehend von der randnahen Reihe rechnerisch angesetzt (vgl. Bild 5.26).

Im *Schritt 5* werden die Ausnutzungsgrade der einzelnen Versagensmechanismen unter Zugbeanspruchung (vgl. Kapitel 5.2.2.11) und Querkraftbeanspruchung (vgl. Kapitel 5.2.3.10) überprüft. In den Versuchen mit kombinierter Zug- und Querlastbeanspruchung sind zusätzlich die Interaktionsbedingungen nach Kapitel 5.2.4 zu berücksichtigen. Ist im Rahmen der Überprüfung der Ausnutzungsgrade und der Interaktionsbedingung die Traglast der Ankerplatte noch nicht erreicht wird die äußere Einwirkung erhöht und es erfolgt eine weitere Berechnung nach Schritt 2.

Da neben den verschiedenen Versagensmechanismen unterschiedliche Lastverteilungszustände sowie die Rissbildung im Beton berücksichtigt werden müssen, sind mehrere Traglastzustände bei der Validierung zu überprüfen. Die verschiedenen Zustände können im Rahmen der Validierung effizient über eine Umsetzung mit EXCEL/VBA umgesetzt werden. Eine detaillierte Beschreibung der Umsetzung des analytischen Modells in einem Nachweisprogramm ist in *Mühlbauer (2018)* gegeben (vgl. Bild 5.30).

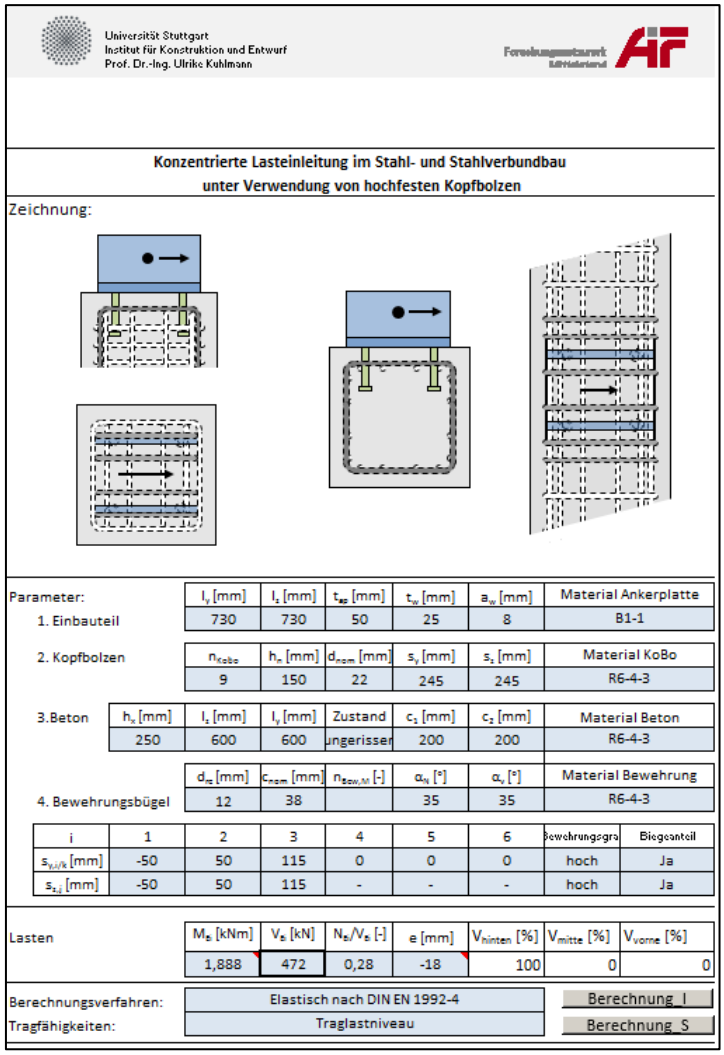


Bild 5.30: Nachweisprogramm zur Validierung des analytischen Modells

5.3.2 Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen

Das analytische Modell für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung unter Querlast nach Kapitel 5.3 wird an den Versuchsergebnissen nach Kapitel 3 und an den aufbauenden numerischen Parameteruntersuchungen nach Kapitel 4 validiert. Für die Validierung des Nachweisprogramms nach Bild 5.30 werden folgende Grundsätze angewendet:

- Berechnung der Widerstände mit den in Kleinversuchen experimentell bestimmten *Materialkennwerten* nach Kapitel 3.4.
- Berechnung der *Widerstände auf Traglastniveau* für die Zugkomponenten nach Kapitel 5.2.2 und für die Komponenten unter Querlast nach Kapitel 5.2.3. Die Widerstände entsprechen dabei den mittleren Traglasten der Einzelkomponenten. Die Vorfaktoren z.B. der Betonkomponenten weichen dabei von den charakteristischen Nachweisgleichungen der Norm ab, da über diese die Variabilität und die Streuungen einzelner Parameter berücksichtigt wird (vgl. Kapitel 5.3.3).
- Die Widerstände der Einzelkomponenten auf Traglastniveau wurden auf Grundlage einer Literaturrecherche nach Kapitel 2.3 aus vorangegangenen Forschungsvorhaben zusammengetragen. Diese Nachweisgleichungen, aus denen z.T. normativ gültige charakteristische Bemessungsgleichungen hergeleitet werden, bleiben im Kern unverändert. Es werden z.B. so für die Betonversagensmechanismen keine zusätzlichen ψ-Beiwerte eingeführt.

- Ziel der Validierung ist eine ausreichende Übereinstimmung der Traglasten und eine Übereinstimmung der maßgebenden Versagensmechanismen mit den experimentell beobachteten Versagensmechanismen.

Auf Grundlage dieser Grundsätze wird das analytische Modell an den Versuchsergebnissen validiert. Dabei wird eine schrittweise Modifikation ausgewählter Modellparameter nach Bild 5.31 zur Abschätzung der Traglasten und der Versagensmechanismen der Versuche ausgeführt. Die Mittelwerte (MW) und Standardabweichung (v) ergeben sich aus dem Vergleich der Höchstlasten des analytischen Modells mit den Versuchen des jeweiligen Validierungsschrittes.

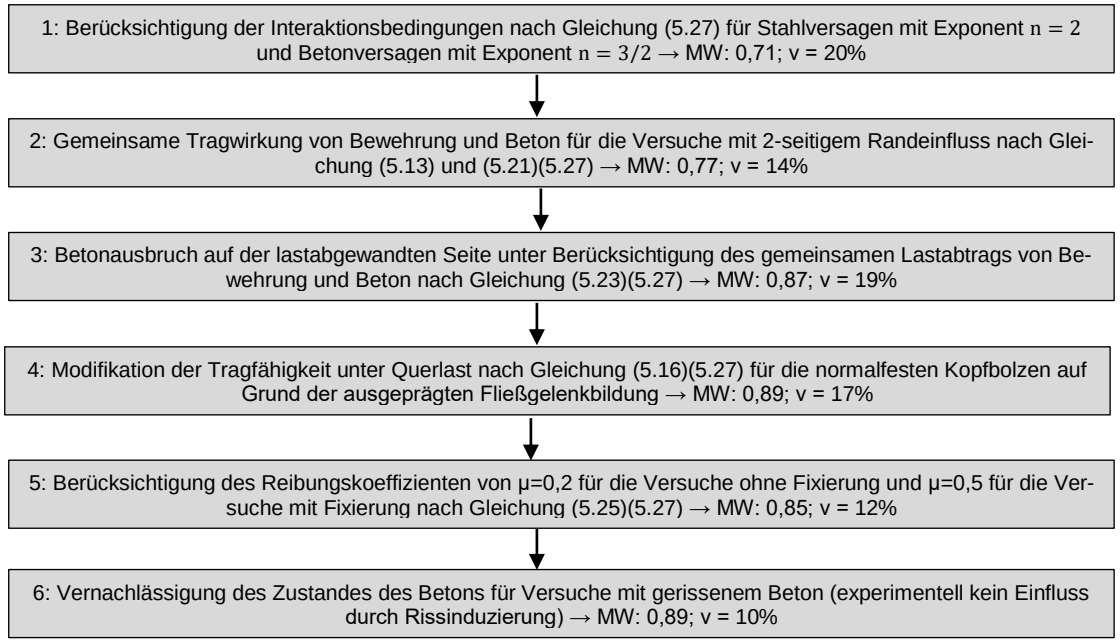


Bild 5.31: Validierung des analytischen Modells

Im Folgenden werden kurz die Überlegungen zur Modifikation des analytischen Modells für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung nach Bild 5.31 dargestellt.

Zu 1): Die Interaktionsbedingung Gleichung (5.27) zur Berücksichtigung einer Normal- und Querbeanspruchung in den Kopfbolzenreihen hat einen wesentlichen Einfluss auf die Traglast des Anschlusses. Nach *DIN EN 1992-4* kann auf Grund fehlender Versuche die Rückhängebewehrung rechnerisch nur für eine Belastungsrichtung angesetzt werden und dann auch nur mit einem Exponent von $n = 2/3$. Bei einer Beanspruchung der Bewehrung unter Zug- und Querlast darf die traglaststeigernde Wirkung der Bewehrung nicht berücksichtigt werden und für die Berechnung der Widerstände im Beton sind die Tragfähigkeiten ohne Berücksichtigung der Bewehrung anzusetzen.

Dieses Vorgehen nach *DIN EN 1992-4* ist sehr konservativ. Wird die traglaststeigernde Wirkung der Bewehrung bei den exzentrisch beanspruchten Anschlüssen vernachlässigt, führt dies unter Berücksichtigung der vorhandenen Materialkennwerte und den mittleren Versuchslasten zu einer mittleren Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit dem analytischen Modell von MW: 0,42; bei einer Standardabweichung von v = 24%. In Übereinstimmung mit den Untersuchungen nach *Kurz, Kuhlmann u.a. (2016)* und *Kuhlmann u.a. (2016-2)* wird bei Beanspruchungen durch Normal- und Querlasten im Rahmen der Interaktionsbedingungen für Stahlversagen ein Exponent mit $n = 2$ und für Betonversagen ein Exponent mit $n = 3/2$ gewählt. Die Versuche mit Fixierung der Ankerplatte sind von diesen Annahmen nicht betroffen, da in diesen Versuchen keine Zugbeanspruchung der Kopfbolzen durch eine äußere Normalkraft im analytischen Modell angenommen wird.

Zu 2): Nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012)* kann der Widerstand unter Zug der Kopfbolzen durch eine Rückhängebewehrung auf Grund der gemeinsamen Tragwirkung von Beton und Bewehrung (vgl. Kapitel 2.3.11 und Kapitel 2.3.12) gesteigert werden. Für Anschlüsse mit Ankerplatten in stabförmigen Bauteilen wird nach *Kuhlmann, Ožbolt (2013)* ein kraftbasiertes Modell vorgeschlagen, bei dem der volle Widerstand des Betons und ein prozentualer Anteil der Bewehrung (80% bei Querbelastung und 60% bei Normalkraftbeanspruchung) angesetzt werden.

Für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung wird eine gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton bei der Nachrechnung der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss angesetzt (vgl. Kapitel 5.2.3.7). In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss wird zwar eine Aktivierung der Bewehrung

rechnerisch angesetzt, jedoch keine gemeinsame Tragwirkung zwischen Bewehrung und Beton. In den Versuchen mit 4-seitigem Randeinfluss (vgl. Kapitel 3.3) konnte beobachtet werden, dass mit der Aktivierung der Bewehrung der Beton vollständig gerissen ist und somit eine gemeinsame Tragwirkung nicht vorausgesetzt werden kann. Der genauere Ansatz für das Last-Verformungsverhalten der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss führt zu einer besseren Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den Traglastberechnungen des analytischen Modells (MW=0,77) sowie einer deutlich geringeren Standardabweichung von v = 14%.

Zu 3): Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite konnte als Versagensmechanismus in den Versuchen mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss (vgl. Bild 3.13 und Bild 3.41) in den Versuchen ohne Fixierung der Ankerplatte beobachtet werden. Die Herleitung dieses Versagensmechanismus nach *Eligehausen u.a. (2006)* (vgl. Kapitel 5.2.3.8) erfolgt über das relative Verhältnis zwischen den Betonausbruchflächen sowie der vorhandenen Zugbeanspruchung eines durch Normalkraft beanspruchten Anschlusses im Vergleich zu einem querbelasteten Anschluss. Im lastabgewandten Bereich der Ankerplatte wird der Widerstand durch eine Rückhängebewehrung wirksam gesteigert, da dadurch das Aushebeln der Ankerplatte verhindert werden kann. Im analytischen Modell wird daher vorgeschlagen, in diesem Bereich die Rückhängebewehrung nach Gleichung (5.23) zu berücksichtigen. Der Übereinstimmung des analytischen Modells mit den Versuchen verbessert sich dadurch in allen Versuchen auf einen Mittelwert von 0,87.

Zu 4): Nach *DIN EN 1992-4* kann der Widerstand für das Stahlversagen unter Querlast mit 50%-60% des Widerstandes unter Normalkraft angesetzt werden. Dieser Wert leitet sich aus der Hypothese der maximalen Gestaltänderung (von Mises) her, ab der sich ein plastisches Fließen unter reiner Scherbeanspruchung einstellt. Im Versuch trägt der Kopfbolzen im Bereich des Dübelfußes auf Grund der Nachgiebigkeit des Betons zusätzlich über eine Biege- und Zugbeanspruchung ab, so dass ein wesentlich größerer Widerstand als nach *DIN EN 1992-4* erreicht werden kann. In *Jähring (2008)* wird für die Abschätzung der mittleren Tragfähigkeit von Dübeln auf Schub der Ansatz nach Gleichung (5.28) vorgeschlagen, mit dem Umlagerungen in das Bauteilinnere berücksichtigt werden können. Für das analytische Modell wird daher in Abweichung zu *DIN EN 1992-4* der Ansatz für die Tragfähigkeit unter Querlast ohne Hebelarm nach Kapitel 5.2.3.2 vorgeschlagen. Damit wird nach Bild 5.32 berücksichtigt, dass in den Versuchen mit normalen Kopfbolzen eine Umlagerung durch die Fließgelenkbildung beobachtet werden konnte, während in den Versuchen mit höherfesten Kopfbolzen nur geringe Lastumlagerungen beobachtet werden konnten (vgl. Bild 3.51).

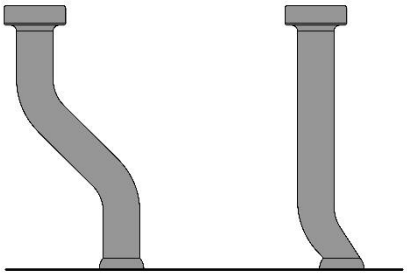


Bild 5.32: Abscheren mit Fließgelenkbildung (normalfeste Kopfbolzen, links), Nahezu reines Abscheren ohne Fließgelenkbildung (hochfeste Kopfbolzen, rechts).

$$P_m = 0{,}8 \cdot A_s \cdot f_u + \left(7{,}0 - \frac{2{,}0 \cdot f_c}{55}\right) \cdot A_w \cdot f_c \qquad (5.28)$$

Mit:

A_s Querschnitt des Kopfbolzenschaftes;

f_u Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials;

f_c Zylinderdruckfestigkeit des Betons in MN/m².

A_w Projektionsfläche des Schweißwulstes.

Zu 5): In den Schritten 1-4 wurde für alle Versuche für den Beitrag des Reibungsanteils mit einer Annahme von μ = 0,4 gerechnet. Nach *DIN EN 1337* kann im Bereich von Lagersockeln nach Gleichung (2.1) ein Reibungsbeiwert von μ = 0,5 auf Bemessungsniveau angesetzt werden. Während nach *DIN EN 1992-4* Reibungseffekte rechnerisch nicht angesetzt werden können, wird nach *Kuhlmann u.a. (2012)* ein Reibungsbeiwert von μ = 0,2 vorgeschlagen. Eine Unterscheidung zwischen dem Beitrag des Reibungsanteils aus einer reinen Druckbeanspruchung des Anschlusses (μ = 0,5) und dem Beitrag aus einer Biegebeanspruchung (μ = 0,2) führt zu einer geringeren Standardabweichung von v = 12%.

Zu 6): Ankerplatten können in der Befestigungstechnik im Bereich des gerissenen Betons angeordnet werden, so dass Versuche i.d.R. auch in gerissenem Beton durchgeführt werden müssen. In den gerissenen Versuchen mit 2-seitigem Randeinfluss (vgl. Kapitel 3.2.3.2) und mit 4-seitigem Randeinfluss (vgl.

Kapitel 3.3.3.3) konnte durch die Rissinduzierung zwar eine Reduktion der Steifigkeit, allerdings auf Grund des hohen Bewehrungsgrads im Betonbauteil keine Reduktion der Traglast erzielt werden. Aus diesem Grund wurden die Versuche in gerissenem Beton in der Validierung des analytischen Modells unter Annahme des ungerissenen Betons gerechnet.

Mit den in den Schritten 1-7 gegebenen Modifizierungen des analytischen Bemessungsmodells kann eine ausreichende Übereinstimmung der experimentell bestimmten Versuchslasten mit den rechnerisch ermittelten Höchstlasten des analytischen Modelles der Anschlüsse mit 2-seitigem Randeinfluss (vgl. Bild 5.33) und der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss (vgl. Bild 5.34) erzielt werden.

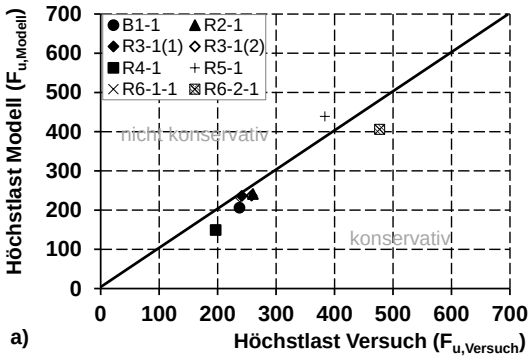


Bild 5.33: Vergleich der Höchstlasten der Versuche mit den rechnerischen Höchstlasten des analytischen Modells der Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss

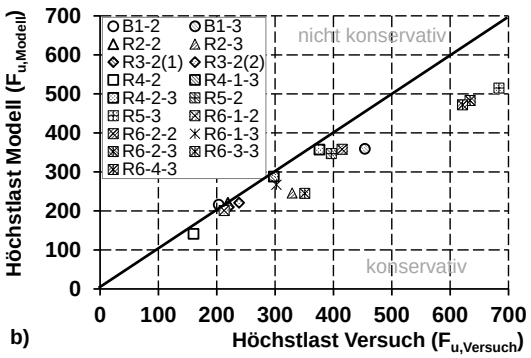


Bild 5.34: Vergleich der Höchstlasten der Versuche mit den rechnerischen Höchstlasten des analytischen Modells der Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss

Das analytische Modell baut auf der Komponentenmethode nach *DIN EN 1993-1-8,* auf bei der die Komponenten mit der geringsten Tragfähigkeit maßgebend für die Bemessung ist. Entscheidend für die Qualität des analytischen Modells ist, dass bei der Abschätzung der Tragfähigkeit auch eine Übereinstimmung der maßgebenden Versagensmechanismen des analytischen Modells mit den experimentell beobachteten Versagensmechanismen vorhanden ist. Bei einer korrekten Wiedergabe der Versagensmechanismen ist es möglich, den Anschluss so auszulegen, dass z.B. ein Versagen durch ein Fließen im Bereich der Kopfbolzen oder der Bewehrung maßgebend wird und insgesamt ein duktiles Tragverhalten erzielt wird. Mit dem Abschluss der Validierung kann eine ausreichende Übereinstimmung der im analytischen Modell maßgebenden Versagensmechanismen und der experimentell beobachteten Versagensmechanismen festgestellt werden (vgl. Tabelle 5.9).

Tabelle 5.9: Experimentell beobachtete Versagensmechanismen und maßgebende Versagensmechanismen des analytischen Modells

Versuch	Beobachteter Versagensmechanismus	Maßgebender Versagensmechanismus des analytischen Modells	Höchstlast (Versuch) [kN]	Höchstlast (analytisches Modell) [kN]
B1-1	Betonversagen zum Bauteilrand und Versagen auf der lastabgewandten Seite	Betonversagen (Interaktion / Zustand II)	237	260
B1-2	Betonversagen zum Bauteilrand und Versagen auf der lastabgewandten Seite	Betonversagen (Interaktion / Zustand II)	203	216
B1-3	Betonversagen zum Bauteilrand	Betonkantenbruch mit Berücksichtigung der Bewehrung ausgehend von der hinteren Reihe (Querbeanspruchung)	453	359
R2-1	Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	260	241
R2-2	Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2, Versagen in Schweißnaht von KB 3 – Reihe 1	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	219	221
R2-3	Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen in beiden Kopfbolzenreihen	Stahlversagen der Kopfbolzen (Querbeanspruchung)	329	246
R3-1(1)	Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	241	236
R3-1(2)	Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	258	237
R3-2(1)	Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen in Reihe 2	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	220	210
R3-2(2)	Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen in Reihe 2	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	238	221
R4-1	Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite mit Rissbildung zum Bauteilrand	Betonversagen (Interaktion / Zustand I)	196	149

R4-2	Betonversagen zum Bauteilrand mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	Betonversagen (Interaktion / Zustand II)	160	141
R4-1-3	Betonversagen zum Bauteilrand mit Stahlversagen in beiden Reihen	Stahlversagen der Kopfbolzen (Querbeanspruchung / Zustand II)	298	288
R4-2-3	Betonversagen zum Bauteilrand, Fließgelenkbildung in allen Kopfbolzen	Stahlversagen der Kopfbolzen (Querbeanspruchung / Zustand II)	376	357
R5-1	Betonversagen zum Bauteilrand mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	Betonversagen (Interaktion / Zustand IIa)	383	439
R5-2	Betonversagen zum Bauteilrand mit Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	Betonversagen (Interaktion / Zustand IIa)	396	347
R5-3	Abscheren aller Kopfbolzen mit Betonversagen zum Bauteilrand	Betonkantenbruch mit Berücksichtigung der Bewehrung und Stahlversagen der Kopfbolzen (Querbeanspruchung / Zustand II)	683	515
R6-1-1	Betonversagen zum Bauteilrand und Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	237	221
R6-2-1	Betonversagen auf der lastabgewandten Seite mit Rissbildung zum Bauteilrand	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	477	406
R6-1-2	Betonversagen zum Bauteilrand mit Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 2	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	212	201
R6-2-2	Abscheren der Kopfbolzen	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	414	358
R6-1-3	Stahlversagen der Kopfbolzen mit Betonversagen zum Bauteilrand	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	302	267
R6-2-3	Stahlversagen in allen Kopfbolzen	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand I)	634	483
R6-3-3	Stahlversagen der Kopfbolzen in Reihe 1 und 2 mit Betonversagen zum Bauteilrand	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand II)	350	245
R6-4-3	Stahlversagen in allen Kopfbolzen	Stahlversagen der Kopfbolzen (Interaktion / Zustand I1)	621	472

5.3.3 Validierung des Bemessungsmodells nach DIN EN 1990

Das analytische Modell nach Kapitel 5.2 wird auf Grundlage der mittleren Widerstände unter Normalkraft- und Querkraftbeanspruchung hergeleitet. Die dort angegebenen Gleichungen für die Bestimmung der Tragfähigkeiten entsprechen den mittleren Widerständen der angegebenen Quellen, die anhand von experimentellen Untersuchungen an Einzelkomponenten hergeleitet wurden.

Für die Gewährleistung einer ausreichenden Tragfähigkeit der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung ist eine Verifikation sowie eine statistische Analyse i.d.R. nach *DIN EN 1990 Anhang D* erforderlich. Ziel dieser Untersuchungen ist es, auf Grundlage des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes einen ausreichenden Sicherheitsabstand zwischen den Einwirkungen und den Widerständen herzustellen, so dass ein Versagen des Anschlusses ausgeschlossen werden kann. Auf eine umfängliche Darstellung der relevanten Sicherheitsaspekte und der zugrunde liegenden stochastischen Überlegungen wird im Folgenden verzichtet, allerdings auf weiterführende Literatur z.B.: nach *Spaethe (1992)* oder *Kleiner (2018)* verwiesen.

Zur Ableitung des Bemessungsmodells und zur Berücksichtigung der Modellunschärfen sind die Streuungen unterschiedlicher Faktoren zu beurteilen. In der Ableitung des analytischen Modells für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung auf Grundlage der Komponentenmethode sind neben den Streuungen in der Versuchsdurchführungen auch die Variabilität der einzelnen Modellparameter wie Materialkenngrößen oder geometrische Abmessungen zu berücksichtigen. Nach *Spaethe (1992)* sind zur Bewertung der Tragfähigkeit die in Tabelle 5.10 angegebenen Sicherheitsanalysen möglich.

Tabelle 5.10: Mögliche Sicherheitsbetrachtungen zur Bewertung der Tragfähigkeit nach *Spaethe (1992)*

Traditionelle, empirische Sicherheitsanalyse	**Moderne, theoretische Sicherheitsanalyse**
• Nachweis der Tragfähigkeit über charakteristische Werte oder Nennwerte, die auf der sicheren Seite liegen. • Sicherheitsabstand wird durch globalen Sicherheitsbeiwert berücksichtigt. • Anpassung der Sicherheitsbeiwerte bei möglichen Schadensfälle als empirische Optimierungsstrategie.	Wissenschaftliche Methoden • Berechnungsmethode mit Teilsicherheitsbeiwerten (Stufe I) – Semi-probabilistische Methode als Ergebnis von Zuverlässigkeitsmethoden (Stufe II) • Vollständige probabilistische Methode für das Gesamtsystem unter Berücksichtigung der vollständigen Verteilungsfunktion der Basisvariablen und der genauen Grenzzustandsgleichungen • Optimierungsverfahren unter Einbeziehung von ökonomischen Daten.

Neben den deterministischen, historischen Methoden, für die die Kalibrierung des Modells auf Grundlage von empirischen Betrachtungen durchgeführt wird, hat sich im Rahmen einer modernen, theoretischen

Sicherheitsanalyse die semi-probabilistische Methode (Stufe I-Verfahren) durchgesetzt, die in *DIN EN 1990* verankert ist. Die Herleitung der erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte zur Berücksichtigung der Modellunsicherheiten bei Beschreibung der Widerstände, der Unsicherheiten der Materialeigenschaften sowie der Variabilität der Einwirkungen erfolgt über die Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung (FORM –Stufe II Verfahren). Über das Stufe II-Verfahren können die Einflüsse der einzelnen Parameter sowie deren Streuungen berücksichtigt werden. Zur Ableitung eines Bemessungsmodells ist nach *DIN EN 1990 Anhang D* eine statistische Auswertung erforderlich, für die nach Gleichung (5.29) der Bemessungswert bestimmt werden kann.

$$X_d = \eta_d \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \cdot (m_x - k_n \cdot \sigma_X) \tag{5.29}$$

Mit:

η_d Bemessungswert des Umrechnungsfaktors;

X_k Charakteristischer Wert unter Berücksichtigung der statistischen Ungenauigkeit;

γ_m Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand;

m_x Mittelwert von X;

k_n Fraktilenfaktor für charakteristische Werte;

σ_X Standartabweichung von X;

Bemerkenswert ist, dass in der Befestigungstechnik sowohl traditionelle, als auch moderne Sicherheitsanalysen eingesetzt werden. So wurden die Widerstandsgleichungen der Betonversagensmechanismen des CC-Verfahrens auf Grundlage einer Vielzahl von Versuchen abgeleitet. Aufbauend auf diesen Versuchen werden z.B. für die Betonversagensmechanismen wie Betonkantenbruch oder Betonausbruch die 5% Fraktile der charakteristischen Widerstände aus dem mittleren Bruchlasten mit Umrechnungsfaktoren für η_d zwischen 0,7 und 0,75 angegeben (vgl. z.B.: *Hofmann (2004)* und *Eligehausen (2006)*). Über diese Umrechnungsfaktoren werden Unschärfen in den Widerstandsgleichungen und Modellunsicherheiten erfasst. Unsicherheiten der repräsentativen Werte der Baustoffeigenschaften sowie weitere Modellunsicherheiten werden über den Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand γ_m berücksichtigt.

Im Rahmen der Normungsarbeit findet darüber hinaus auch eine kritische Hinterfragung der gegebenen Widerstandsmodelle statt, insofern Versagensereignisse dies erforderlich machen. So wurde z.B. im Rahmen der jüngsten Überarbeitung der *DIN EN 1992-4* die Widerstandsmodelle für Verbundanker neu bewertet. Auslöser war ein Versagen am 20. Juli 2006 im Bereich der Deckenaufhängung einer Zwischendecke im Ted Williams Tunnel in Boston (vgl. Bild 5.35). Neben einem Todesfall verursachte die anschließende Sanierung des Tunnels anschließende langanhaltende Verkehrsbeeinträchtigungen. Versagensursache war die reduzierte Tragfähigkeit der Verbundanker durch Langzeitkriechen des Verbundmörtels, mussten auf Grund dessen vergleichbare Baukonstruktionen nachgerüstet werden (vgl. *Big Dig ceiling collapse (2008)*).

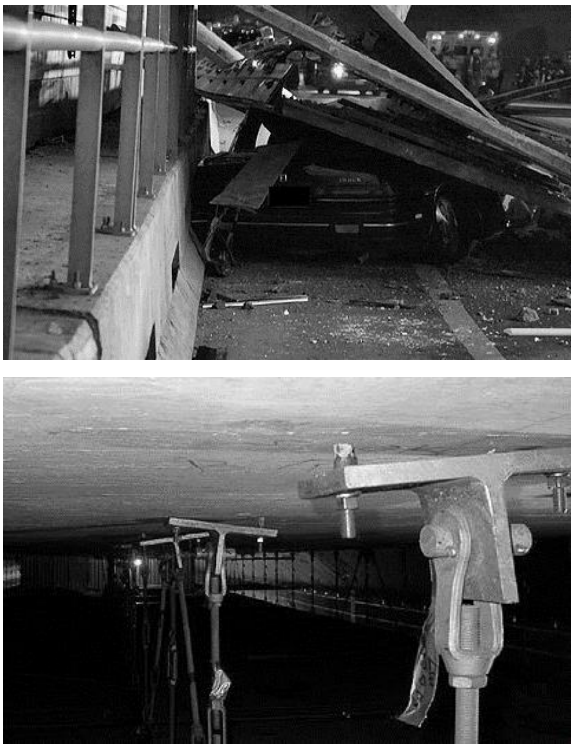


Bild 5.35: Absturz der Zwischendecke in einem Tunnel in Boston durch Versagen der Deckenaufhängung (abgerufen auf *The Bosten Globe (2006)*).

Im Rahmen des neuen Normenentwurfs der *DIN EN 1992-4* wurde eine Anpassung der Widerstandsgleichungen der Verbundtragfähigkeit auf Grund der Traglastreduktion durch diese Langzeiteffekte kritisch hinterfragt. Für die Berücksichtigung dieser Effekte wurde neben der Einführung eines Faktors ψ_{sus} in *DIN EN 1992-4*, eine Berücksichtigung über NDPs oder ein Ansatz im Verantwortungsbereich der jeweiligen Zulassung des Befestigungsmittels diskutiert. Im Rahmen dieser Arbeit wurde eine mögliche Modifikation der charakteristischen Verbundtragfähigkeit bei kombinierten Versagen durch Herausziehen und Verbundversagen von chemischen Dübeln nach Gleichung (5.30) vorgeschlagen, die allerdings in der neue Version der *DIN EN 1992-4* nicht übernommen wurde, sondern über die Zulassung des jeweiligen Befestigungsmittels geregelt ist.

$$N^{0}_{Rk,p,sus} = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot d \cdot h_{ef} \tag{5.30}$$

Mit:

ψ_{sus}	Faktor zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten, für eine Lebensdauer von 50 Jahren mit $\psi_{sus} = 0{,}55$;
τ_{Rk}	Charakteristische Verbundtragfähigkeit der Verbindungsmittels;
d	Durchmesser des Verbindungsmittels;
h_{ef}	Effektive Verankerungslänge des Verbindungsmittels.

Mit dem oben dargestellten Beispiel wird deutlich, dass vorhandene, physikalisch nachvollziehbare Widerstandsmodelle im Rahmen von normativen Festlegungen über die Zeit erweitert und modifiziert werden müssen. Teilweise liegt den Widerstandsmodellen der Befestigungstechnik eine historische Entwicklung zu Grunde, deren Entwicklungen in jeweiligen Fall gegenüber der Modellentwicklung abzugrenzen ist. Für eine wissenschaftliche Betrachtung des Widerstandsmodells stellt dieser Ansatz eine Herausforderung dar, da in den Widerstandsgleichungen Faktoren eingehen können, die ggf. nur für einen Bestimmten Anwendungsfall relevant sein können. Zur Vermeidung von Anwendungsfehlern sind diese Faktoren vereinfachend für alle Anwendungsfälle zu berücksichtigen, sie können aber zu einer deutlichen konservativen Abschätzung der Widerstände führen, wenn diese nicht im direkten Zusammenhang mit dem Modell stehen.

Beispielhaft hierfür ist der charakteristische Widerstand einer Bewehrung nach *DIN EN 1992-4* nach Gleichung (5.31). Auf Grund von Montagetoleranzen darf für den charakteristischen Widerstand einer umschließenden Rückhängebewehrung nur 50% des eigentlichen Widerstandes angesetzt werden. Eine Berücksichtigung dieser Faktoren würde zu einer deutlich konservativen Abschätzung der Tragfähigkeiten führen, so dass bei der Entwicklung des analytischen Modells auf Grundlage der mittleren Widerstände der Einzelkomponenten für jeden Fall überprüft werden. So wurde bei der Herleitung des analytischen Modells beispielsweise der Wirksamkeitsbeiwert der Rückhängebewehrung nach Gleichung (5.10) nicht berücksichtigt.

$$N_{Rk,re} = k_6 \cdot n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{yk} \tag{5.31}$$

Mit:

n_{re}	Anzahl der effektiven Bewehrungsstäbe zur Übertragung der Zugbelastung, die sich im theoretischen Betonausbruchkegel befinden;
$A_{s,re}$	Querschnittsfläche der Rückhängebewehrung;
f_{yk}	Charakteristischer Wert der Streckgrenze der Rückhängebewehrung mit $f_{yk} \leq 600\ \mathrm{N/mm^2}$.
k_6	Wirksamkeitsbeiwert mit $k_6 = 1{,}0$ für Oberflächenbewehrung $k_6 = 0{,}5$ Zusatzbewehrung in Form von Bügeln oder Schlaufen, die das Befestigungsmittel umschließen auf Grund von unvermeidbaren Montagetoleranzen.

Im Rahmen einer wissenschaftlichen Betrachtung des analytischen Modells ist eine statistische Auswertung erforderlich, anhand derer die Übereinstimmung des Modells mit den experimentellen Beobachtungen überprüft wird. Wesentlich ist, dass mögliche Streugrößen erfasst werden und innerhalb des Widerstandsmodells abgeschätzt werden. *DIN EN 1990* sieht hierfür zwei unterschiedliche Verfahren vor:

I. Für Versuche zur direkten Bestimmung der Tragfähigkeiten ist eine statistische Auswertung der Versuchsergebnisse nach *DIN EN 1990 D7* möglich, über die bei bekannten statistischen Kenngrößen wie Versuchsanzahl, Mittelwert und Standardabweichung die charakteristische Tragfähigkeit sowie der Bemessungswert nach Gleichung (5.29) bestimmt werden kann.
II. Darüber hinaus ist die statistische Bestimmung eines Widerstandsmodells nach *DIN EN 1990 D8* möglich, für das standardisierte Auswerteverfahren vorgesehen sind. Mit diesen Auswerteverfahren kann eine entwickeltes Bemessungsmodell $g_{rt}(X)$ bezüglich der Streuung der einzelnen Einflussgrößen untersucht werden und entsprechende Sicherheitsbeiwerte abgeschätzt werden.

Im vorliegenden analytischen Modell auf Grundlage der Komponentenmethode sind die Widerstände unterschiedlicher Versagensmechanismen zu berücksichtigen, so dass eine einzelne Funktion r_t nach *DIN EN 1990 D8* für die Abschätzung des Widerstandes nach dem Verfahren II nicht vorhanden ist. Die einzelnen Widerstandsfunktionen der unterschiedlichen Versagensmechanismen des Komponentenmodells sind durch min- und max-Bedingungen miteinander gekoppelt, so dass eine Auswertung sowie eine Dif-

ferenzierung nach den einzelnen Streugrößen nur bedingt möglich wäre. Eine Beurteilung eines Widerstandsmodells im Bereich des Verbundbaus mit zwei unterschiedlichen Versagensmechanismen für Stahl- und Betonversagen ist in *Konrad (2011)* ausgeführt. Dabei liegt für die beiden Versagensmechanismen eine ausreichende Datenbasis zu Grunde, so dass das vorgeschlagene Widerstandsmodell ausreichend validiert werden konnte.

Für die Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung ist die Versuchsanzahl begrenzt. Zwar konnten über die Variation der Versuchsparameter unterschiedliche Versagensmechanismen erzeugt werden, allerdings werden dabei auf der Seite des Widerstandsmodells verschiedene Komponenten mit unterschiedlichen Widerstandsfunktionen maßgebend. Die Überprüfung der Korrelation des Widerstandsmodells der einzelnen Komponententragfähigkeiten mit den einzelnen Versuchsergebnissen ist nicht möglich, da als Datenbasis i.d.R. nur ein Versuch zugeordnet werden kann. Eine Ableitung nach einzelnen Streugrößen wie Materialfestigkeiten oder geometrischen Parametern wie in *Konrad (2011)* ist nicht zielführend, es wird daher zur statistischen Auswertung folgende Herangehensweise vorgeschlagen:

Für die Bewertung des analytischen Modells und die Beurteilung des Bemessungsmodells wird im Folgenden das Verfahren I nach *DIN EN 1990 D7* angewendet. Ziel dieser Auswertung ist die Beurteilung möglicher Unschärfen des analytischen Modells z.B. bzgl. der Annahmen der Lastverteilungen oder der Interaktionsbedingungen. Dabei werden die in *DIN EN 1992-4* gegebenen charakteristischen Widerstände der Einzelkomponenten unter Normalkraftbeanspruchung nach Tabelle 5.12 und der der Einzelkomponenten nach Tabelle 5.13 angesetzt und Variabilitäten bzgl. der Streuparameter wie Material sowie geometrischer Faktoren in den aufgeführten Widerstandsgleichungen aus dem Bereich der Befestigungstechnik übernommen. Für die Beurteilung der Versuche werden Gruppen entsprechend der Anwendungsfälle der Teilsicherheitsbeiwerte γ_M nach Tabelle 5.14 gebildet, in die die Versuche nach Tabelle 5.9 fallen. In den Basisversuchen mit einem niedrigen Bewehrungsgrad konnte zwar ein Fließen der Bewehrungsgrad beobachtet werden, allerdings wurden das Stahlversagen der Kopfbolzen sowie ein Versagen im Bereich des Betons maßgebend. Für die Validierung des Bemessungsmodells ergeben sich daher zwei Gruppen hinsichtlich derer Bemessungsmodell ausgewertet wird.

- Gruppe 1: Stahlversagen der Kopfbolzen
- Gruppe 2: Betonversagen

Der Variationskoeffizient der Versuche unter konzentrierter Lasteinleitung ist dabei unbekannt und wird nach *DIN EN 1990 D7* mit den Gleichungen (5.32) bis (5.33) berechnet.

$$s_X^2 = \frac{1}{n-1} \cdot (x_i - m_X)^2 \tag{5.32}$$

$$V_x = \frac{s_X}{m_X} \tag{5.33}$$

Für das Widerstandsmodell kann der untere Grenzwert des 5 %-Fraktils der charakteristischen Werte nach Gleichung (5.29) auf Grundlage der Normalverteilung nach *DIN EN 1990 D7* über die Fraktilfaktoren nach Tabelle 5.11 berechnet werden. Als eine konservative Abschätzung wird dabei von einem unbekannten Variationskoeffizienten für das Widerstandsmodell ausgegangen.

Tabelle 5.11: Fraktilwerte k_n für charakteristische Werte (%-Fraktile) nach *DIN EN 1990 D7*

n	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**8**	**10**	**20**	**30**	**∞**
V_x bekannt	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_x unbekannt	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Mit der statistischen Auswertung des Widerstandsmodells können neben dem Mittelwertniveau der Nachrechnungen des analytischen Modells, die Grenzen für das charakteristische und das Bemessungsniveau für die Stahlversagensmechanismen nach Bild 5.36 und für die Betonversagensmechanismen nach Bild 5.37 berechnet werden.

Für die Berechnung der Bemessungswerte des analytischen Modells werden die charakteristischen Widerstände der Einzelkomponenten unter Normalkraftbeanspruchung nach Tabelle 5.12 und die charakteristischen Widerstände der Einzelkomponenten unter Querkraftbeanspruchung nach Tabelle 5.13 zu Grunde gelegt. Die charakteristischen Materialkennwerte werden in Anlehnung an *Konrad (2011)* nach den Gleichungen (5.34) für die Betonversagensmechanismen und nach der Gleichung (5.35) für Stahlversagen berechnet. Für die Ableitung der Bemessungslasten des analytischen Modells werden die Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 5.14 angewendet.

$$f_{ck} = f_{cm} - 8\ \mathrm{N/mm^2} \tag{5.34}$$

$$f_{uk} = (1 - k_{\infty} \cdot V_{fu}) \cdot f_u \tag{5.35}$$

Mit:

f_{ck} Charakteristische einachsiale Betonzylinderdruckfestikeit;

f_{cm} Vorhandene einachsiale Zylinderdruckfestigkeit des Betons;

f_u Vorhandene Zugfestigkeit der Kopfbolzen;

f_{uk} Charakteristische Stahlzugfestigkeit;

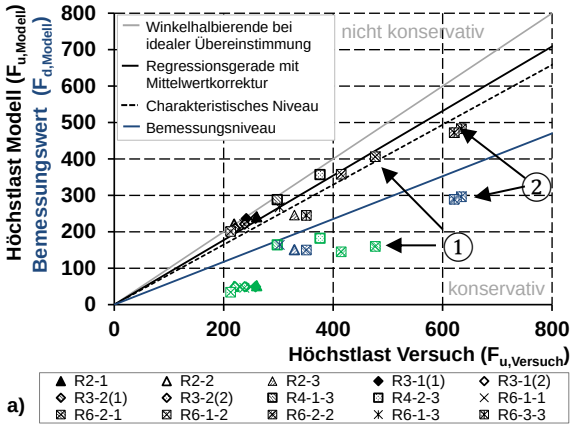
k_{∞} $k_{\infty} = 1{,}64$ Fraktilenfaktor nach DIN EN 1990 für n →∞**;**

V_{fu} $V_{fu} = 0{,}05$ Variationskoeffizient der Stahlzugfestigkeit nach *Konrad (2011)*.

Die oben beschriebene statistische Auswertung des Bemessungsmodells unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse erfolgt in den folgenden Schritten:

- Schritt 1: Gruppierung der Versuche hinsichtlich der Versagensmechanismen und der zu berücksichtigenden Stahlversagensmechanismen. Da ein Stahlversagen der Bewehrung in den Versuchen nicht beobachtet werden konnte und im analytischen Modell nicht maßgebend wurde, sind dies die beiden Gruppen „Stahlversagen der Kopfbolzen“ und „Betonversagensmechanismen“.
- Schritt 2: Vergleich der experimentellen und theoretischen Werte. Die experimentellen Versuchsergebnisse werden den mittleren Widerstände des analytischen Modells nach Kapitel 5.2 gegenübergestellt.
- Schritt 3: Normierung über die Bestimmung der Ausnutzungsgrade der Versuche. Eine statistische Auswertung über die absoluten Versuchslasten nach *DIN EN 1990 D7* ist nicht möglich, da die Versuche i.d.R. nur einfach durchgeführt wurden. Die statistische Auswertung erfolgt daher auf Grundlage einer Normierung innerhalb der Gruppe. Hierfür werden für die statistische Auswertung des Widerstandsmodells die Ergebnisse über eine Normierung anhand der Ausnutzungsgrade der jeweiligen Versuche vergleichbar gemacht.
- Schritt 4: Berechnung der Mittelwertkorrektur über die Regressionsgerade. Das Widerstandsmodell liegt auf der konservativen Seite, so dass für die Ableitung des analytischen Modells auf charakteristischem Niveau und Bemessungsniveau eine Mittelwertkorrektur erforderlich ist. Hierfür wird die Regressionsgerade mit Hilfe des Minimums der Abweichungsquadrate bestimmt.
- Schritt 5: Die Abschätzung des charakteristischen Werte (5%-Fraktile) nach *DIN EN 1990 D7* des Widerstandmodells erfolgt unter Annahme eines unbekannten Variationskoeffizienten unter Berechnung der Standardabweichung und des Variationskoeffizienten mit den Gleichungen (5.32) bis (5.33) und der Faktilwerte nach Tabelle 5.11.
- Schritt 6: Die Ableitung der Bemessungswerte nach Gleichung (5.29) erfolgt innerhalb der Gruppen mit den in der Befestigungstechnik vorgegebenen Sicherheitsbeiwerten nach Tabelle 5.14. Es wird davon ausgegangen, dass in den vorgegebenen Sicherheitsbeiwerten Variabilitäten auf der Seite des Materials und der Versuchsarten ausreichend über der Teilsicherheitsbeiwert abgedeckt sind, so dass $\eta_d = 1{,}0$ angenommen wird.
- Schritt 7: Ableitung der Bemessungswerte des Anschlusses auf Grundlage der Bemessungswiderstände der Einzelkomponenten. Hierfür werden die charakteristischen Widerstände nach Tabelle 5.12 und Tabelle 5.13 und die charakteristischen Materialkennwerte nach den Gleichungen (5.34) und (5.35) in Kombination mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 5.14 angesetzt.
- Schritt 8: Verträglichkeitsüberprüfung und Beurteilung des Bemessungsmodells mit der oberen Schranke auf Bemessungsniveau für die unterschiedlichen Gruppen.

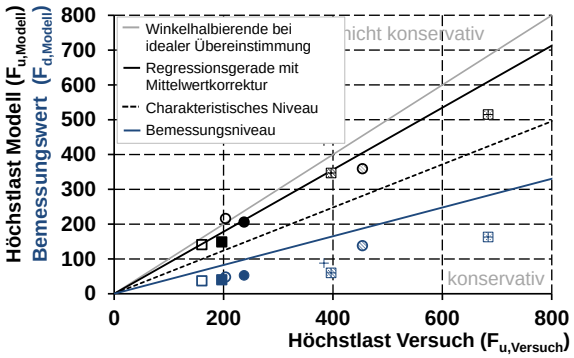
Im Rahmen der oben aufgeführten Schritte kann die Ableitung des Bemessungsmodells für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung überprüft werden (vgl. Bild 5.36 und Bild 5.37). Grundlage hierfür ist eine Auswertung der Versuchsergebnisse und die Herleitung von oberen Schranken auf charakteristischem sowie Bemessungsniveau. Die Bemessungswiderstände des analytischen Modells unter Berücksichtigung der Widerstände nach *DIN EN 1992-4* unter Erweiterung der in Kapitel 5.3.2 beschriebenen Modifikationen, die über die Grenzen von *DIN EN 1992-4* hinausgehen, liegen unterhalb der nach *DIN EN 1990 D7* geforderten Grenzwerte. Über die Auswertung werden Streuungen in den Versuchsergebnissen und den Materialien sowie Modellunschärfen berücksichtigt.



a) ▲ R2-1 △ R2-2 △ R2-3 ◆ R3-1(1) ◇ R3-1(2) ◇ R3-2(1) ◇ R3-2(2) ⊠ R4-1-3 ⊠ R4-2-3 × R6-1-1 ⊠ R6-2-1 ⊠ R6-1-2 ⊠ R6-2-2 ⊠ R6-1-3 ⊠ R6-3-3

Bild 5.36: Beurteilung des analytischen Widerstandsmodells der Gruppe 1 mit Stahlversagen mit Auswertung nach *DIN EN 1990 D7*

Für das analytische Modell kann mit den mittleren Traglasten eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen hinsichtlich der Traglasten und der Versagensarten erreicht werden (vgl. Kapitel 5.3.2). In der theoretischen Nachrechnung der Versuchsergebnisse auf Bemessungsniveau nach *DIN EN 1992-4* wirkt sich die größere Streubreite im Bereich des Betons auf die Versagensarten aus. Während für Betonversagensmechanismen (vgl. Bild 5.37) auch auf Bemessungsniveau Betonversagensmechanismen maßgebend werden, ist es in Versuchen mit Stahlversagen (vgl. Bild 5.36) möglich, dass Betonversagensmechanismen auf Bemessungsniveau maßgebend werden.



b) ●B1-1 ○B1-2 ○B1-3 ■R4-1 □R4-2 +R5-1 ⊞R5-2 ⊞R5-3

Bild 5.37: Beurteilung des analytischen Widerstandsmodells der Gruppe 2 mit Betonversagen mit Auswertung nach *DIN EN 1990 D7*

Dies kann am Beispiel von Versuch R6-2-1 (vgl. Bild 5.36 ①) und Versuch R6-4-3 (vgl. Bild 5.36 ②) veranschaulicht werden. Im Versuch R2-1Q (vgl. Bild 5.36 ①) konnte auf Traglastniveau eine Übereinstimmung des maßgebenden Versagens im Versuch und Modell erreicht werden. Sowohl im Modell, als auch im Versuch konnte in diesem Versuch Stahlversagen beobachtet werden. Bei Anwendung der Sicherheitsbeiwerte wird in diesem Versuch allerdings auf Bemessungsniveau ein Betonversagen maßgebend. Ursache dabei sind zum einen das strengere Sicherheitskonzept bei Betonversagen und die kombinierte Zug- und Querkraftbeanspruchung des Versuchs R6-2-1. Beim Versuch R6-4-3 stimmen die Versagensmechanismen auf Traglastniveau und Bemessungsniveau überein (vgl. Bild 5.36 ②). Bei diesem Versuch ist auf Grund des großen Randabstand und der vergleichsweißen hohen Tragfähigkeit des Betons ein Stahlversagen durch Abscheren der Kopfbolzen auch bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte maßgebend.

In Bild 5.36 sind die Versuche bei denen die Versagensmechanismen auf Traglastniveau und Bemessungsniveau übereinstimmen blau dargestellt und die Versuche mit auf Bemessungsniveau abweichenden Versagensmechanismen grün gekennzeichnet. In den Versuchen mit großem Randabstand sowie hochfestem Beton ist das Stahlversagen im analytischen Modell auf Traglastniveau in Übereinstimmung mit dem Bemessungsmodell. Für die weiteren Versuche wird ein Betonversagen maßgebend.

Für eine Auslegung der Anschlüsse bei konzentrierter Lasteinleitung, für die ein duktiles Tragverhalten wie ein Stahlversagen der Kopfbolzen maßgebend werden soll, wird daher empfohlen eine Vergleichsrechnung auf Traglastniveau zur Abschätzung der relevanten Versagensmechanismen durchzuführen. Im Allgemeinen können die Traglasten der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung ausreichend genau über das analytische Modell abgeschätzt werden. Hierfür sind charakteristischen Widerstände nach Tabelle 5.12 und nach Tabelle 5.13 sowie die Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 5.14 zu berücksichtigen.

Tabelle 5.12: Charakteristische Widerstände nach *DIN EN 1992-4* der Einzelkomponenten unter Normalkraftbeanspruchung

Versagensmechanismus	**Mittlerer Widerstand nach Gleichung**	**Charakteristischer Widerstand (ggf. Bemessungswiderstand)**	**Bemessungswiderstand mit Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 5.14**	**Normativer Verweis**
Stahlversagen der Kopfbolzen auf Zug	(5.3)	$N_{Rk,s}^{I,h} = N_{Rk,s}^{II,h} = A_{s,nom} \cdot n_y \cdot f_{u,k}$	$N_{Rd,s}^{I,h} = \frac{N_{Rk,s}^{I,h}}{\gamma_{Ms}}$	*DIN EN 1992-4* Abs. 7.2.1.3
Herausziehen der Kopfbolzen auf Zug	(5.4)	$N_{Rk,p}^{I,h} = N_{Rk,p}^{II,h} = k_1 \cdot A_h \cdot f_{ck}$	$N_{Rd,p}^{I,h} = \frac{N_{Rk,p}^{I,h}}{\gamma_{Mc}}$	*DIN EN 1992-4* Abs. 7.2.1.4
Betonversagen ohne Rückhängebewehrung auf Zug	(5.9)	$N_{Rk,c}^{I,g} = N_{Rk,c}^{0} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^{0}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N}$	$N_{Rd,c}^{I,g} = \frac{N_{Rk,c}^{I,g}}{\gamma_{Mc}}$	*DIN EN 1992-4* Abs. 7.2.1.6
Lokaler Betonausbruch	(5.7)	$N_{Rk,cb}^{I,h} = N_{Rk,cb}^{II,h} = N_{Rk,cb}^{0} \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{u,Nb}^{0}} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb}$	$N_{Rd,cb}^{I,h} = \frac{N_{Rk,cb}^{I,h}}{}$	*DIN EN 1992-4* Abs. 7.2.1.8
Fließen der Rückhängebewehrung auf Zug	(5.10)	$N_{Rk,s,re}^{I,g} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{yk,re}$	$N_{Rd,s,re}^{I,g} = \frac{N_{Rk,s,re}^{I,g}}{\gamma_{Ms,re}}$	*DIN EN 1992-4* Abs. 7.2.1.9
Verbundversagen der Rückhängebewehrung auf Zug	(5.11)	$N_{Rd,b,re}^{I,g} = \sum_{n_{re}} \left(\frac{l_i \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd}}{\alpha} \right)$		*DIN EN 1992-4* Abs. 7.2.1.9
Betonversagen mit gemeinsamer Tragwirkung von Bewehrungsstahl und Beton	(5.13)	$N_{Rk,re}^{I,g} = \min[N_{u,s,re};\ N_{u,b,re}] + [N_{u,c} + \delta_f \cdot k_c]$	$N_{Rd,re}^{I,g} = \frac{N_{Rk,re}^{I,g}}{\gamma_{Mc}}$	Noch nicht normativ festgelegt, vgl. Kuhlmann, Hofmann, Ruopp (2018)
Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung	(5.12)	$N_{Rk,cs}^{I,h} = N_{u,c}^{0} \cdot \psi_{supp} \cdot n_y$	$N_{Rd,cs}^{I,h} = \frac{N_{Rk,cs}^{I,h}}{\gamma_{Mc}}$	Noch nicht normativ festgelegt, vgl. Kuhlmann, Hofmann, Ruopp (2018)
Betonversagen unter Druckbeanspruchung	(5.14)	$F_{Rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3{,}0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$		*DIN EN 1992-1-1* Abs. 6.7

Tabelle 5.13: Charakteristische Widerstände nach *DIN EN 1992-4* der Einzelkomponenten unter Querkraftbeanspruchung

Versagensmechanismus	**Mittlerer Widerstand nach Gleichung**	**Charakteristischer Widerstand (ggf. Bemessungswiderstand)**	**Bemessungswiderstand mit Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 5.14**	**Normativer Verweis**
Stahlversagen der Kopfbolzen unter Querlast	(5.16)	$V_{Rk,s}^{I,1} = V_{Rk,s}^{I,h} = V_{Rk,s}^{II,h} = k_{50} \cdot A_{s,nom} \cdot n_y \cdot f_{u,k}$	$V_{Rd,s}^{I,1} = \frac{V_{Rk,s}^{I,1}}{\gamma_{Ms}}$	*DIN EN 1992-4* Abs. 7.2.2.3
Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung	(5.18)	$V_{Rk,c}^{I,1} = V_{Rk,c}^{0} \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^{0}} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{f,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{re,V}$	$V_{Rd,c}^{I,1} = \frac{V_{Rk,c}^{I,1}}{\gamma_{Mc}}$	*DIN EN 1992-4* Abs. 7.2.2.5
Stahlversagen der Rückhängebewehrung	(5.20)	$V_{Rk,s,re}^{i} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re}$	$V_{Rd,s,re}^{i} = \frac{V_{Rk,s,re}^{i}}{\gamma_{Ms,re}}$	*DIN EN 1992-4* Abs. 7.2.2.6
Verbundversagen der Rückhängebewehrung	(5.19)	$V_{Rd,b,re}^{i} = \sum_{n_{re}} \left(\frac{l_1^i \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,d}}{\alpha} \right)$		*DIN EN 1992-4* Abs. 7.2.2.6
Betonversagen mit gemeinsamer Tragwirkung von Bewehrungsstahl und Beton	(5.21)	$V_{Rk,re}^{i} = \min\left[V_{u,s,re}^{i}; V_{u,b,re}^{i}\right] + V_{u,c}^{i} + \delta_{f,v} \cdot k_{c,v}$	$V_{Rd,re}^{i} = \frac{V_{Rk,re}^{i}}{\gamma_{Mc}}$	Vgl. Kapitel 5.2.3.7
Betonkantenbruch auf der lastabgewandten Seite	(5.22)	$V_{Rk,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c}$	$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$	*DIN EN 1992-4* Abs. 7.2.2.4

Tabelle 5.14: Teilsicherheitsbeiwerte der Versagensmechanismen nach *DIN EN 1992-4*

Stahlversagen des Befestigungsmittels nach *DIN EN 1992-4*		
Zug	γ_{Ms}	$= 1{,}2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1{,}4$
Querlast		$= 1{,}0 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1{,}25$, wenn $f_{uk} \leq 800 \frac{N}{mm^2}$ und $\frac{f_{yk}}{f_{uk}} \leq 0{,}8$ $= 1{,}5$ wenn $f_{uk} > 800 \frac{N}{mm^2}$ oder $\frac{f_{yk}}{f_{uk}} > 0{,}8$
Stahlversagen der Rückhängebewehrung nach *DIN EN 1992-4*		
Zug- und Querlasten	$\gamma_{Ms,re}$	$= 1{,}15$
Grundkomponenten eines Anschlusses nach *DIN EN 1993-1-1 Abs. 6.1* und nach *DIN EN 1993-1-8* z.B.:		
Ankerplatte mit Biegebeanspruchung infolge Zug und Druck Beton/ Mörtel mit Druckbeanspruchung Ankerschraube mit Zug-, Abscher- und Lochleibungsbeanspruchung Schweißnähte	γ_{M0}	$= 1{,}0$
	γ_{M2}	$= 1{,}25$
Betonversagensmechanismen nach *DIN EN 1992-4*		
Kegelförmiger Betonausbruch Betonkantenbruch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung Verbundversagen der Bewehrung	γ_{Mc}	$= \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$
	γ_c	= 1,5
	γ_{inst}	= 1,0 für Kopfbolzen vgl. Europäisch Technische Produktspezifikation
Spalten	γ_{Msp}	$= \gamma_{Mc}$
Versagen durch Herausziehen	γ_{Mp}	$= \gamma_{Mc}$

5.4 Bemessungsbeispiel - Nachweis eines Anschlusses mit konzentrierter Lasteinleitung unter Druck und Querlast

Im Folgenden wird der Nachweis für ein einseitig bewegliches Kalottenlager für den Anschlussbereich zwischen unterer Lagerplatte und dem Lagersockel exemplarisch ausgeführt (vgl. Bild 5.38). Der Nachweis des Lagers und der Schraubengarnituren ist zusätzlich zu führen und wird in diesem Bemessungsbeispiel nicht im Detail ausgeführt. Die Berechnung erfolgt unter Annahme einer starren Ankerplatte.

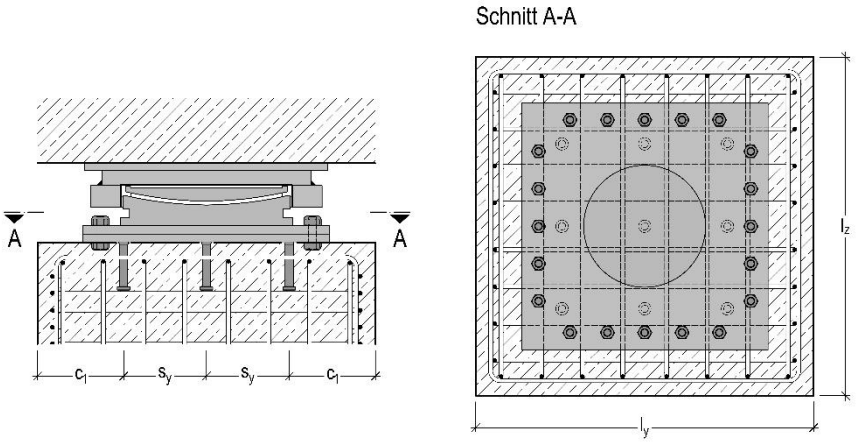


Bild 5.38: Praxisbeispiel für einen Lageranschluss

Übersicht zur Befestigungssituation:

Anzahl Kopfbolzen	n	9
Dübeltyp	[-]	SD 22/150
Bolzenwerkstoff	[-]	S235J2+C470
Zugfestigkeit	f_{uk}	470 N/mm²
Länge SD	h_n	150 mm
Achsabstand	s_y	245 mm
	s_z	245 mm
Randabstand	c_1	255 mm
Belastung:		
Normalkraft	max $N_{S,d}$	5000 kN
	min $N_{S,d}$	1400 kN
Querkraft	$V_{y,d}$	1400 kN
Moment	M_{Ed}	0 kNm

Betongrund	[-]	ungerissen
Betongüte	[-]	C30/37
Betondeckung	c_{nom}	35 mm
Ankerplatte	[-]	S355J2
Dicke Ankerplatte	t_{ap}	25 mm
Länge Ankerplatte	l_y	730 mm
Breite Ankerplatte	l_z	730 mm
Bewehrung	[-]	B500B
Rückhängebewehrung	d_{re}	14 mm
Bewehrungsbügel in Y-Richtung	n_y	8
Bewehrungsbügel in X-Richtung	n_x	8

Nachweis der Druckbeanspruchung des Lagersockels:

$$\max N_{sd} = 5000\ \text{kN} \leq A_{c,0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c,1}}{A_{c,0}}} = 5168\ \text{kN} \leq 3{,}0 \cdot A_{c,0} \cdot f_{cd} = 9937\ \text{kN}$$

Nachweis der Teilflächenpressung nach *DIN EN 1992-1-1*

$$A_{c,0} = \left(1 - 0{,}75 \cdot \pi \cdot \frac{e}{D_L}\right) \cdot \frac{D_L^2 \cdot \pi}{4} = 194844\ \text{mm}^2$$

Lagerfläche bei einer außermittig belasteten kreisförmigen Lagerplatte nach *Block u.a. (2013)*

Exzentrizität der Druckkraft $e = 10$ mm

Durchmesser Lagerplatte $D_L = 510$ mm

Ersatzfläche unter Annahme einer Lastausbreitung von 1:2,5:

$$D_{ers} = \sqrt{\frac{B_x \cdot B_x}{\pi/4}} = 890\ \text{mm}^2$$

Durchmesser der Betonersatzfläche ausgehend von einer rechteckigen Querschnittsfläche

$$B_x = (D_L - 2 \cdot e) + 2 \cdot H \cdot \tan(26{,}5) = 789\ \text{mm}$$

Höhe Lagersockel $H = 300$ mm

$$A_{c,1} = \left(1 - 0{,}75 \cdot \pi \cdot \frac{e}{D_{ers}}\right) \cdot \frac{D_{ers}^2 \cdot \pi}{4} = 474326\ \text{mm}^2$$

Betondruckfestigkeit:

$$f_{cd} = \alpha \cdot \frac{f_{c,k}}{\gamma_c} = 17\ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis der Horizontalkraftbeanspruchung des Lagersockels:

Tragfähigkeit der Einzelkomponenten bei Querbelastung:

Versagensart Stahlversagen:

$V_{u,s}^{I,h} = n_z \cdot 0{,}6 \cdot N_{Rk,s} = 321\ \text{kN}$

$\gamma_{Ms} = 1{,}25$

$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{1{,}25} = 257\ \text{kN}$

$\gamma_{Ms} = 1{,}0 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1{,}25$ für $f_{uk} \leq 800\ \text{N/mm}^2$ und $\frac{f_{yk}}{f_{uk}} \leq 0{,}8$ nach Tabelle 4.1 *DIN EN 1992-4*

Versagensart Betonkantenbruch ohne Rückhängebewehrung:

Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe im Zustand I:

$V_{Rk,c}^{I,1} = V_{u,c}^{0} \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^{0}} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{f,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{re,V} = 126{,}3\ \text{kN}$

$V_{Rd,c}^{I,1} = \frac{V_{Rk,c}^{I,1}}{\gamma_{Mc}} = 82{,}7\text{kN}$

$\gamma_{Mc} = 1{,}5$ nach *DIN EN 1992-4*

$V_{Rk,c}^{0} = k_5 \cdot d_{nom}^{\alpha} \cdot h_{ef}^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c`_1^{1{,}5} = 65322\ \text{kN}$

Widerstand eines Kopfbolzens bei Betonkantenbruch nach Gleichung

Mit:

Vorfaktor: $k_5 = 2{,}4$

Nach *DIN EN 1992-4* für ungerissenen Beton

Randabstand: $c`_1 = \max\left\{\frac{c_{2,max}}{1{,}5}; \frac{h}{1{,}5}; \frac{s_{2,max}}{3}\right\} = 200\ \text{mm}$

Randabstand unter Berücksichtigung des Einflusses eines fiktiven Randes

Durchmesser des Kopfbolzens: $d_{nom} = 22\ \text{mm}$

Faktor, für Verhältnis von Einbindelänge zu Randabstand:

Nach *DIN EN 1992-4*

$\alpha = 0{,}1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{c`_1}\right)^{0{,}5} = 0{,}08$

Faktor, für Verhältnis von Durchmesser zu Randabstand:

Nach *DIN EN 1992-4*

$\beta = 0{,}1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c`_1}\right)^{0{,}2} = 0{,}064$

$A_{c,V}^{0} = 4{,}5 \cdot c`_1^{2} = 180000\ \text{mm}^2$

$A_{c,V} = (1{,}5 \cdot c`_1) \cdot (2 \cdot c`_1 + 2 \cdot s_2) = 300000\ \text{mm}^2$

$\psi_{s,V} = 0{,}7 + 0{,}3\frac{c_2}{1{,}5 \cdot c`_1} = 0{,}95 \leq 1{,}0$

Faktor, der den Einfluss der Störung des Spannungszustandes im Beton durch die Bauteilränder erfasst

$\psi_{f,V} = 1{,}2$

Faktor nach *Hofmann (2004)*, zur Berücksichtigung der Einspannwirkung am Dübelkopf

$\psi_{h,V} = \left(\frac{1{,}5 \cdot c`_1}{h}\right)^{0{,}5} = 1{,}0 \geq 1$

Faktor, der berücksichtigt, dass der Widerstand gegen Betonkantenbruch nicht – wie beim Verhältnis $A_{c,V}/A_{c,V}^{0}$ angenommen – proportional zur Bauteildicke abnimmt.

$\psi_{re,V} = 1{,}0$

Faktor, zur Berücksichtigung der Bewehrung, wird hier zu 1,0 angenommen, da Bewehrung im analytischen Modell berücksichtigt ist.

Betonkantenbruch ausgehend von mittleren Reihe im Zustand II:

$V_{Rk,c}^{II,2} = 126{,}3\ \text{kN};\ V_{Rd,c}^{II,2} = 827{,}4\ \text{kN}$

Berechnungsansätze wie bei Nachweis für Betonkantenbruch im Zustand I.

Betonkantenbruch ausgehend von hinteren Reihe im Zustand III:

$V_{Rk,c}^{III,3} = 126{,}3\ \text{kN};\ V_{Rd,c}^{III,3} = 82{,}7\ \text{kN}$

Berechnungsansätze wie bei Nachweis für Betonkantenbruch im Zustand I.

Versagensart Verbundversagen der Bewehrung:

Verbundversagen ausgehend von der randnahen Reihe im Zustand I:

$\min l_1 = 4 \cdot d_s = 48\ \text{mm} \rightarrow \text{vorhanden: } 225\ \text{mm}$ ✓

Überprüfen der erforderlichen Verankerungslänge nach *DIN EN 1992-4*

$V_{Rd,b,re}^{I,1} = \sum_{n_{re}} \left(\frac{l_1^{I,1} \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,d}}{\alpha}\right) = 519{,}3\ \text{kN}$

$l_1^{I,1} = 1968\ \text{mm}$

Berechnung der Verankerungslänge unter Annahme eines Ausbruchwinkels von 35°

$d_{s,re} = 14\ \text{mm}$

$f_{b,d} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3{,}0\frac{N}{mm^2}$

Verbundfestigkeit nach *DIN EN 1992-1-1*

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_{Mc}} = 1{,}3 \frac{N}{mm^2}$$

$\alpha = 0{,}7 \cdot 0{,}7 \approx 0{,}5$ — Faktor zur Berücksichtigung der Hakentragwirkung und einer großen Betondeckung auf den Verbund

Verbundversagen ausgehend von der zweiten Reihe im Zustand II:

$\min l_1 = 4 \cdot d_s = 48\ mm \rightarrow$ vorhanden: $245\ mm$ ✓

$$V_{Rd,b,re}^{II,2} = \sum_{n_{re}} \left(\frac{l_1^{II,2} \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,d}}{\alpha} \right) = 388\ kN$$

$l_1^{II,2} = 2964\ mm$ — Verankerungslänge der Bewehrungsstäbe zwischen Betonausbruchkegel im Zustand I und im Zustand II

$\alpha = 1{,}0$

Verbundversagen ausgehend von der dritten Reihe im Zustand III:

$\min l_1 = 4 \cdot d_s = 48\ mm \rightarrow$ vorhanden: $245\ mm$ ✓

$$V_{Rd,b,re}^{III,3} = \sum_{n_{re}} \left(\frac{l_1^{III,3} \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{b,d}}{\alpha} \right) = 386\ kN$$

$l_1^{I,1} = 2928\ mm$

$\alpha = 1{,}0$

<u>Versagensart Stahlversagen der Bewehrung:</u>

Stahlversagen ausgehend von der ersten Reihe im Zustand I:

$$V_{Rk,s,re}^{I,1} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} = 615\ kN$$

$$V_{Rd,s,re}^{I,1} = \frac{V_{Rk,s,re}^{I,1}}{\gamma_M} = 535\ kN$$

$n_{re} = 8$

$A_{s,re} = 153\ mm^2$

$f_{y,re} = 500 \frac{N}{mm^2}$

Stahlversagen ausgehend von der zweiten Reihe im Zustand II:

$$V_{Rk,s,re}^{II,2} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} = 1224\ kN$$

$$V_{Rd,s,re}^{II,2} = \frac{V_{Rk,s,re}^{II,2}}{\gamma_M} = 1064\ kN$$

$n_{re} = 16$

Stahlversagen ausgehend von der zweiten Reihe im Zustand III:

$$V_{Rk,s,re}^{III,3} = n_{re} \cdot A_{s,re} \cdot f_{y,re} = 1224\ kN$$

$$V_{Rd,s,re}^{III,2} = \frac{V_{Rk,s,re}^{III,3}}{\gamma_M} = 1064\ kN$$

$n_{re} = 16$

<u>Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite:</u>

Widerstand bei Gruppenversagen im Zustand I: — Berücksichtigung der Zugtragfähigkeit aller Reihen

$$N_{Rk,c}^{0} = k_9 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 115{,}2\ kN$$ — Widerstand eines Kopfbolzens bei Herausziehen

$$N_{Rk,c}^{I,g} = N_{u,c}^{0} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^{0}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 540{,}8\ kN$$

$$V_{Rd,cp,c}^{I,g} = \frac{k_3 \cdot N_{u,c}}{\gamma_{Mc}} = 721{,}1\ kN$$ — $\gamma_{Mc} = 1{,}5$ nach *DIN EN 1992-4*

Mit:

$k_3 = 2$ — Vorfaktor für den Widerstand bei Betonversagen auf der lastabgewandten Seite nach *DIN EN 1992-4*

$k_9 = 12{,}7$ — Vorfaktor für den Widerstand bei Betonversagen nach *DIN EN 1992-4*

$$h`_{ef} = \max \left\{ \frac{c_{max}}{c_{cr,N}} \cdot h_{ef}; \frac{s_{2,max}}{s_{cr,N}} \cdot h_{ef} \right\} = 140\ mm$$ — Berücksichtigung mehrere Bauteilränder über fitkiven Rand nach *DIN EN 1992-4*

$A_{c,N}^{0} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 176400\ mm^2$

$A_{c,N} = \left(2 \cdot 1{,}5 \cdot h_{ef} + 2 \cdot s_y\right) \cdot \left(2 \cdot 1{,}5 \cdot h_{ef} + 2 \cdot s_z\right) = 828100\ mm^2$

$\psi_{s,N} = \psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{c,N}} = 1{,}06 \leq 1 \rightarrow 1{,}0$

Beiwert zur Berücksichtigung der Störung des Spannungszustandes im Beton durch Bauteilränder nach *DIN EN 1992-4*

$\psi_{re,N} = 0{,}5 + \frac{h_{ef}}{200} = 1{,}25 \leq 1 \rightarrow 1{,}0$

Schalenabplatzbeiwert zur Berücksichtigung einer dichten Bewehrungslage nach *DIN EN 1992-4*

$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N / s_{cr,Np}} = 1{,}0$

Beiwert zur Berücksichtigung der Lastexzentrizität nach *DIN EN 1992-4*, wird hier nicht angesetzt, da keine exzentr. Zuglast

$\psi_{M,N} = 1{,}0$ da Randeinfluss

Beiwert zur Berücksichtigung einer Druckkraft nach *DIN EN 1992-4*

Einwirkende Querlasten auf die Kopfbolzenreihen in den verschiedenen Zuständen:

Annahme der Lastverteilung im Zustand I:

Einwirkungen:

$V_{Ei}^{I,1} = \frac{V_{y,d} - V_f}{n_y} = 233 \text{ kN}$

Gleichmäßige Verteilung der Querbeanspruchung zwischen den Kopfbolzenreihen

Reibungsanteil:

$V_f = \frac{\mu_k}{\gamma_M} \cdot \min N_{S,d} = 0{,}5 \cdot \min N_{S,d} = 700 \text{ kN}$

Aktivierter Reibunganateil mit Reibungskoeffizient nach *DIN EN 1337*

Anzahl an mitwirkenden Kopfbolzenreihen in y-Richtung: $n_y = 3$

Annahme der Lastverteilung im Zustand II:

$V_{Ei}^{II,2} = \frac{V_{y,d} - V_f}{n_y} = 350 \text{ kN}$

Umlagerung der Kräfte auf die hinteren beiden Kopfbolzenreihen

Anzahl an mitwirkenden Kopfbolzenreihen in y-Richtung: $n_y = 2$

Annahme der Lastverteilung im Zustand III:

$V_{Ei}^{III,3} = \frac{V_{y,d} - V_f}{n_y} = 700 \text{ kN}$

Umlagerung der Kräfte auf die hintere Kopfbolzenreihe

Anzahl an mitwirkenden Kopfbolzenreihen in y-Richtung: $n_y = 1$

Überprüfen der Ausnutzungsgrade:

Schrittweises Vorgehen: Zunächst wird überprüft, ob im Zustand I die Ausnutzungsgrade eingehalten sind. Wenn die Nachweise nicht eingehalten sind, werden die Zustände I und II weiter nachgewiesen

Zustand I:

Versagensart	Einwirkung	Nachweis Gruppe/Einzeldübel	Widerstand	Ausnutzungs-grad
	[kN]		[kN]	[%]
Stahlversagen	$V_{Ei}^{I,h} = 233 \text{ kN}$	Einzeldübel/Reihe	$V_{Rd,s}^{I,h} = 257$	$\eta_{V,Rd,s}^{I,h} = 0{,}90$
Betonversagen	Betonkantenbruch muss nicht überprüft werden, da ausreichnende Verankerungslänge der Bewehrung vorhanden ist und die Rückhängebewehrung rechnerisch angesetzt werden kann.			
Verbundversagen der Rückhängebeweh-rung	$V_{Ei}^{I,1} = 233 \text{ kN}$	Gruppenversagen der Reihe	$V_{Rd,b,re}^{I,1} = 513 \text{ kN}$	$\eta_{V,Rd,b,re}^{I,1} = 0{,}45$
Stahlversagen der Rückhängebewehrung	$V_{Ei}^{I,1} = 233 \text{ kN}$	Gruppenversagen der Reihe	$V_{Rd,s,re}^{I,1} = 535 \text{ kN}$	$\eta_{V,Rd,s,re}^{I,1} = 0{,}43$
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	$V_{Ei}^{I,g} = 700 \text{ kN}$	Gruppenversagen	$V_{Rd,cp,c}^{I,g} = 721{,}1 \text{ kN}$	$\eta_{V,Rd,cp}^{I,g} = 0{,}97$

Die Nachweise der Ausnutzungsgrade sind für die möglichen Versagensmechanismen im Zustand I eingehalten. Ein Verbund- oder Stahlversagen ausgehend von der randnahen Reihe wird nicht maßgebend, so dass von einer gleichmäßigen Verteilung der Querlast zwischen den Kopfbolzenreihen ausgegangen werden kann.

5.5 Zusammenfassung

Für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung konnte in Kapitel 5 ein analytisches Modell hergeleitet werden, mit dem die experimentellen Höchstlasten nach Kapitel 3 ausreichend genau abgeschätzt werden können. Der rechnerische Nachweis des Betonversagens der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung über ein Stabwerkmodell hat sich dabei als nicht zweckmäßig herausgestellt, da mit diesem Modell keine Aussage über die tatsächlich vorhandene Lastverteilung im Anschluss getroffen werden kann, die Zugtragfähigkeit des Betons insbesondere bei einem Betonkantenbruch unterschätzt wird und die Tragfähigkeit der Knoten des Modells auf Grund der räumlichen Begrenzung des konzentrierten Lasteinleitungsbereich gering ist.

Das vorgeschlagene analytische Modell basiert auf dem vereinfachten Modell eines gelenkigen Anschlusses nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012),* in das die einzelnen Versagensmechanismen der Befestigungstechnik nach *DIN EN 1992-4* integriert werden. Neben den Betonversagensmechanismen nach *DIN EN 1992-4* werden für die Anschlüsse mit 2-seitigem Randeinfluss neuere Komponenten integriert, mit denen die gemeinsame Tragwirkung von Bewehrung und Beton abgeschätzt werden kann. Dieser Ansatz des gemeinsamen Abtrags hat sich für die Versuche mit 4-seitigem Randeinfluss als nicht zweckmäßig herausgestellt, da mit der Aktivierung der Bewehrung der Betonquerschnitt vollständig gerissen ist und sich keine gemeinsame Tragwirkung ausbildet.

Für den Nachweis der Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung unter Querbelastung zum Bauteilrand ist der Versagensmechanismus des Betonkantenbruchs ausschlaggebend, da sich mit der Rissbildung ausgehend von der randnahen Reihe eine Lastumlagerung auf die hintere(n), randferne(n) Kopfbolzenreihe(n) einstellt. Mit der Umlagerung entzieht sich die randnahe Reihe dem Lastabtrag, und die Einwirkungen müssen auf die die randfernen Reihen umgelagert werden. Während nach *DIN EN 1992-4* die Tragfähigkeit bei Betonversagen konservativ über den Widerstand der randnahen Kopfbolzenreihe abgeschätzt wird, wird im vorliegenden analytischen Modell mit Kopfbolzen eine schrittweise Betrachtung vorgeschlagen. Unter Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Querlasten zwischen den Kopfbolzenreihen wird ein Betonkantenbruch ausgehend von der randnahen Reihe überprüft. Wird dabei der maximal mögliche Ausnutzungsgrad erreicht, wird die Lastumlagerung angesetzt und der Nachweis erfolgt von der (den) randferne(n) Reihe(n).

Mit dem vorgeschlagenen analytischen Modell können die Versuchslasten ausreichend genau abgeschätzt werden. Vorteilhaft müssen dabei die Betonkomponenten nach *DIN EN 1992-4* nur gering modifiziert werden. Über die Einführung eines fiktiven Randes kann z.B. der Widerstand bei Betonkantenbruch unter Querlast und Betonversagen unter Zug bei einem 4-seitigem Randeinfluss ausreichend genau abgeschätzt werden. Im Rahmen der Validierung des analytischen Modells an den Versuchsergebnissen nach Kapitel 5.3.2 ergeben sich allerdings Modifikationen für einzelne Widerstände sowie der Interaktionsbeziehungen. Für das analytische Modell ergibt sich unter Berücksichtigung der mittleren Widerstände der Einzelkomponenten und der experimentellen Materialkennwerte eine ausreichende Übereinstimmung mit den Versuchslasten und der beobachteten Versagensmechanismen. Auf Grundlage der Validierung kann ein Bemessungsmodell für die Praxis hergeleitet werden. In einem Bemessungsbeispiel wird ein Anschluss unter konzentrierter Lasteinleitung exemplarisch nachgewiesen.

6 ZUSAMMENFASSUNG

6.1 Zusammenfassung

Eine wirtschaftliche Alternative zum Massivbau stellen Mischkonstruktionen dar, bei denen Stahl- bzw. Verbundelemente mit Stahlbetonbauteilen kombiniert werden. Diese Bauweise ist aber nur konkurrenzfähig, wenn bei Anschlusskonstruktionen einfach montierbare, sowie ausreichend tragfähige Anschlüsse zwischen Stahl- oder Verbundelementen an Stahlbetonbauteile ermöglicht werden. Anschlüsse zwischen Stahl und Beton können auf der Seite des Anbauteils in Stahl- und Verbundbauweise nach EC 3 und EC 4, hinsichtlich eines Versagen auf der Seite des Betons nach EC 2 nachgewiesen werden. In der Praxis müssen bei Anschlüssen zwischen Stahl und Beton häufig hohe Lasten konzentriert in Massivbauteile eingeleitet werden, für die sich auf Grund der räumlichen Begrenzung des Massivbauteils offene Fragestellungen beispielsweise zur Berechnung der Widerstände der möglichen Versagensmechanismen ergeben.

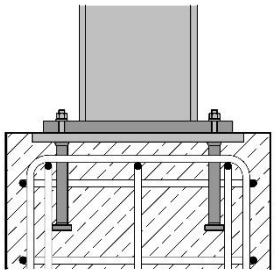


Bild 6.1: Lasteinleitung im Bereich eines Stützenfußes nach *Kuhlmann, Hofmann, Ruopp (2018)*

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden Anschlüsse zwischen Stahl und Beton untersucht und ein analytisches Bemessungsmodell auf Grundlage der Befestigungstechnik hergeleitet. Für die Anwendung des Anschlusses zwischen Stahl und Beton an einer Stütze oder einem Streifenfundament wurden Untersuchungen mit 2-seitigem Randeinfluss und für Lasteinleitungen im Bereich eines Pfeilerkopfes oder eines Lagersockels erfolgten Untersuchungen mit 4-seitigem Randeinfluss. Das analytische Bemessungsmodell wurde aufbauend auf einer Untersuchung der Modellparameter auf Grundlage der experimentellen und numerischen Untersuchungen entwickelt.

In einem ersten Schritt wurden auf Grundlage einer Literaturrecherche der Stand der Technik zu konzentrierten Lasteinleitungen untersucht (vgl. Kapitel 2) und vorhandene Modelle erfasst. Bei einer Querbelastung zum Bauteilrand wird bei konzentrierten Lasteinleitungen bei einem geringen Randabstand ein Versagen durch Betonkantenbruch maßgebend. Im Bereich von Lagersockeln wird nach *DIN EN 1337* und den zugehörigen Ausstattungszulassungen der Lager daher ein ausreichend großer Randabstand gefordert, der allerdings für die Anwendung nicht praktikabel ist. Wird der Anschlussbereich mit geringeren Randabständen ausgeführt, wird der Nachweis über ein Stabwerkmodell empfohlen.

Auf Grundlage von neueren Ansätzen nach der Befestigungstechnik für Anschlüsse können bei randnahen Ankerplatten Lastumlagerungen im Bereich der Ankerplatte rechnerisch berücksichtigt werden. Nach *DIN EN 1992-4* wird bei einer Querbelastung zum Bauteilrand mit Betonkantenbruch der Widerstand konservativ über den Ausbruch ohne Umlagerung ausgehend von der randnahen Reihe abgeschätzt. Mit neueren Ansätzen nach der Befestigungstechnik können Lastumlagerungen im Bereich der Ankerplatte rechnerisch berücksichtigt werden und zusätzlich die Bewehrung wirksam zur Traglaststeigerung angesetzt werden. Die Anwendung dieser neueren Ansätze auf die Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung wurde in experimentellen und numerischen Untersuchungen überprüft, für die in Rücksprache mit dem projektbegleitenden Ausschuss die Modellparameter festgelegt wurden.

Insgesamt wurden im Forschungsvorhaben 25 Versuche durchgeführt (vgl. Kapitel 3). Neben der Variation der Anzahl an Bauteilrändern, des Bewehrungsgrades und des Randabstandes wurde die Festigkeit der Kopfbolzen und des Betons variiert. Es wurden Versuche mit normalfesten und höherfesten Kopfbolzen sowie normalfestem und höherfestem Beton durchgeführt. Mit der Variation der Versuchsparameter stellten sich im Bereich des Anschlusses unterschiedliche Versagensmechanismen ein, die in Übereinstimmung mit der Beschreibung möglicher Versagensmechanismen der Befestigungstechnik sind. In der Praxis sind Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung häufig durch eine Auflast belastet, so dass in den Versuchen zusätzlich durch eine Fixierung der Ankerplatte eine reine Querbeanspruchung ohne Exzentrizität und auf Grund der sich einstellenden Reaktionskräfte ein Überdrücken des Anschlusses untersucht wurde. Mit der Parametervariation für die Versuche mit 2-seitigem Randeinfluss (vgl. Kapitel 3.2) und 4-seitigem Randeinfluss (vgl. Kapitel 3.3) konnten unterschiedliche Einflüsse untersucht werden. Mit der Erhöhung des Bewehrungsgrades waren allgemein Traglaststeigerungen möglich. Zudem wurde mit dem Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung bei der Verwendung von kurzen Kopfbolzen das typische Tragverhalten von Betonversagensmechanismen unter Berücksichtigung einer Rückhängebewehrung bei nicht ausreichender Verankerungslänge der Verbindungsmittel nach *Kuhlmann, Hofmann, Ruopp (2018)* beobachtet.

Neben den Versuchen mit normalfesten Kopfbolzen wurden höherfeste Kopfbolzen eingesetzt, die auf Grund eines hohen Kaltverformungsgrades eine Festigkeit von f_{uk} >800 N/mm² erreichen können. Mit der Steigerung des Bewehrungsgrades konnte in den Versuchen ein Stahlversagen der höherfesten Kopfbolzen erzielt werden, allerdings war das Tragverhalten der höherfesten Kopfbolzen nicht duktil. Zusätzlich konnte im Bereich der Verschweißung einiger höherfesten Kopfbolzen eine ausgeprägte Porenbildung nach der Versuchsdurchführung beobachtet werden. Auf Grund der Beobachtungen in den experimentellen Untersuchungen wurde weitere Untersuchungen zum Materialverhalten und zur Ausbildung der Schweißnähte durchgeführt (vgl. Kapitel 3.4). Für eine Anwendung von höherfesten Kopfbolzen für querbelastete Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung sind weiterführende Untersuchungen erforderlich.

Neben den Versuchen wurden numerische Untersuchungen durchgeführt (vgl. Kapitel 4). Die numerischen Modelle für die Versuche mit 2-seitigem und 4-seitigem Randeinfluss wurden an den experimentellen Untersuchungen bzgl. Traglasten und Versagensmechanismen validiert. Mit Hilfe der Untersuchungen mit dem FE-Programm MASA konnte das Schädigungsverhalten der randnahen Ankerplatten untersucht werden und Lastumlagerungen zwischen den Kopfbolzenreihen erfasst werden. Zusätzlich wurden für die Validierung des Bemessungsmodells weiterführende Parameterstudien durchgeführt, mit denen die experimentelle Datenbasis erweitert werden konnte.

Ziel des Forschungsvorhabens war die Entwicklung eines Bemessungsmodells für die Anschlüsse mit konzentrierter Lasteinleitung unter Querbelastung. Ein möglicher Nachweis über ein Stabwerkmodell (vgl. Kapitel 5.2) stellte sich dabei als nicht zielführend heraus, da auf Grund der mangelnden Berücksichtigung von Lastumlagerungen und einem Ansatz für den Widerstand des Betons unter Zug- oder Querbelastung die Tragfähigkeiten nur konservativ abgeschätzt werden können.

Für den Nachweis des Anschlusses wird daher ein analytisches Bemessungsmodell auf Grundlage der Komponentenmethode vorgeschlagen. In diesem Modell werden die Widerstände der möglichen Versagensmechanismen unter Normalkraft- und Querkraftbeanspruchung im Bereich des Betons und des Stahls berücksichtigt. Die Berechnung der Einwirkungen erfolgt über ein vereinfachtes Modell nach *Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012),* bei dem auf Grund der exzentrischen Querkrafteinleitung zusätzlich Interaktionsbedingungen durch eine Zug- und Querkraftbeanspruchung in der lastabgewandten Kopfbolzenreihe berücksichtigt werden. Mit dem entwickelten analytischen Modell können Anschlüsse bei einer konzentrierten Lasteinleitung mit 2-seitigem sowie 4-seitigem Randeinfluss unter reiner Querkraftbeanspruchung ebenso wie unter Querkraftbeanspruchung mit Biegebeanspruchung nachgewiesen werden.

6.2 Ausblick

In diesem Forschungsvorhaben konnte ein analytisches Modell entwickelt werden, mit dem die Traglasten von Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung abgeschätzt werden können. Im Rahmen des Forschungsvorhabens ergaben sich zudem weiterführende Fragestellungen, deren Einfluss auf das analytische Modell zukünftig untersucht werden sollten.

Über die Fixierung konnte in den Versuchen eine deutliche Traglaststeigerung erzielt werden (vgl. Bild 3.31 und Bild 6.2). Mit der Fixierung entstehen im Bereich des Anschlusses Druckkräfte, durch die Reibungskräfte aktiviert werden. Zusätzlich werden die Tragfähigkeiten bei Betonversagen durch die Ausbildung eines 3-dimensionalen Beanspruchungszustands erhöht. Ergebnis weiterführender numerischer Untersuchungen war, dass mit einer zusätzlichen Auflast die Tragfähigkeit des Anschlusses noch weiter gesteigert werden kann. Auf Grundlage dieser Untersuchungen kann davon ausgegangen werden, dass durch eine Auflast gegenüber der reinen Fixierung noch eine weitere Steigerung der Tragfähigkeit möglich ist. In weiterführenden Untersuchungen sollten daher folgende zusätzlich folgende Fragestellungen berücksichtigt werden:

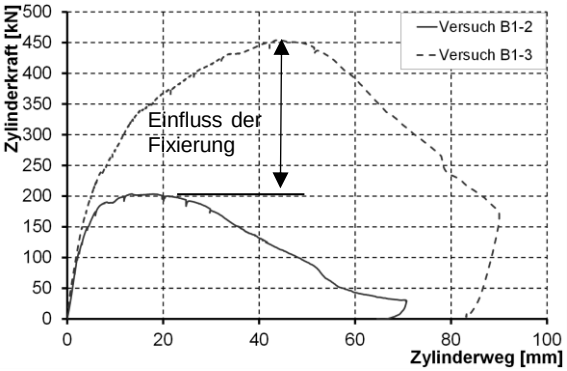


Bild 6.2: Einfluss der Fixierung der Ankerplatte: Versuch B1-2 ohne Fixierung, Versuch B1-3 mit Fixierung

- Einfluss der Auflast auf den Traglastanteil durch Reibung
- Traglaststeigernde Wirkung durch den 3-dimensionalen Beanspruchungszustand des Betons
- Berücksichtigung der traglaststeigernden Wirkung der Bewehrung
- Berücksichtigung des Bauteilrandes bei Querbeanspruchung mit den möglichen Lastverteilungszuständen im ungerissenen (Zustand I) und gerissenen Beton (Zustand II)

Mit der genauen Berücksichtigung einer möglichen Auflast, zusammen mit gezielter Bewehrungsführung, können innovative Lösungen entwickelt werden, bei denen hohe Lasten aus Stahl- und Verbundkonstruktionen in kleinen, lokal begrenzten Betonbauteile eingeleitet werden. Dies wird die Anwendungsbereiche der Mischbauweise erweitern.

Im Forschungsvorhaben wurden Versuche mit höherfesten Kopfbolzen durchgeführt, die aufgrund der geringeren Duktilität teilweise eine geringere Tragfähigkeit als normalfeste Kopfbolzen hatten. Höherfeste Kopfbolzen können im Bereich von hochbewehrten Betonbauteilen interessant sein, allerdings ist für die Anwendung dieses Bauprodukts bzgl. der Verschweißung und der Duktilität des Materials noch weiterer Forschungs- und Entwicklungsbedarf erforderlich.

Für das analytische Modell ergeben sich zudem interessante Erweiterungsmöglichkeiten, für die eine Übertragung auf weitere Anwendungsfälle im Rahmen der *DIN EN 1992-4* im Detail zu überprüfen ist und ggf. durch weitere Untersuchungen abgesichert werden muss. Dies betrifft:

- Anschlüsse mit anderen Befestigungsmitteln als Kopfbolzen
- Anschlüsse mit mehr als drei Verbindungsmittelreihen
- Eine zum Bauteilrand geneigte Einwirkung der Querkraftresultierenden
- Torsionsbeanspruchte Anschlüsse

Weiterhin ist zu erwähnen, dass hier ausschließlich statische Beanspruchungen betrachtet. Fragen ergeben sich bezüglich Ermüdung z.B.: im Bereich des Brückenbaus. Auch sind in Anwendungen, bei denen Erdbeben eine Rolle spielt zusätzliche Überlegungen bezüglich dynamischer Beanspruchbarkeiten von großem Interesse.

7 LITERATUR

7.1 Forschungs- und Versuchsberichte

Block u.a. (2013) Block, T.; Eggert, H.; Kauschke, W.: *Lager im Bauwesen*. Ernst & Sohn Verlag, 2013.

Bode (1987) Bode, H: Gutachterliche Stellungnahme vom November 1987. Betr.: Bemessungsgrundlagen für die Verankerung von Lagerplatten mit Hilfe von angeschweißten Kopfbolzen, Kaiserslautern, 1987.

Cook u.a. (1989) Cook, A.; Klingner, R.: *Behavior and Design of ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections*, Research Report CTR 1126-3, University of Texas at Austin, 1989.

Furche u.a. (1991) Furche, J.; Eligehausen, R.: Lateral Blowout Failure of Headed Studs Near the Free Edge, In: Anchors in Concrete, Design and Behavour, Senkiw, G.A.; Lancelot, H.B. (Hrsg.), American Concrete Institute, Detroit, 1991.

Kuhlmann, Eligehausen u.a. (2008) Kuhlmann, U.; Eligehausen, R.; Rybinski, M.; Fichtner, S.: *Modellierung biegeweicher Stützenfüße im Stahl – und Verbundbau als integriertes System von Tragwerk und Fundament*, Schlussbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf und Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2008.

Kuhlmann, Imminger (2003) Kuhlmann, U.; Imminger, T.: *Ankerplatten und Einbaudetails zur Kraftüberleitung im Stahlbau*, Forschungsbericht, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, 2003.

Kuhlmann, Rybinski (2007) Kuhlmann, U.; Rybinski, M.: *Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln in stabförmigen Stahlbetonbauteilen*, Forschungsbericht FOSTA P722, 2007.

Kuhlmann, Hofmann, Wald u.a. (2012) Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Wald, F.; da Sliva, L., Krimpmann, M.; Sauerborn, N.; et al: *New market chances for steel structures by innovative fastening solutions between steel and concrete (INFASO)*. Final report, Report EUR 25100 EN, European Commission, 2012.

Kuhlmann, Ožbolt (2013) Kuhlmann, U.; Ožbolt, A.: *Verbesserung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen in stabförmigen Stahlbetonbauteilen*, Schlussbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 17028 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), 2013.

Kuhlmann, Ruopp (2018) Kuhlmann, U.; Ruopp, J.: *Konzentrierte Lasteinleitung im Stahl- und Stahlverbundbau unter Verwendung von hochfesten Kopfbolzen*, Versuchsbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 19179 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), 2018 (nicht veröffentlicht).

Kuhlmann, Kudla (2015) Kuhlmann, U.; Kudla, K.: *Schweißen in kaltumgeformten Bereichen - Ganzheitliche Kriterien für die Werkstoffwahl*, Schlussbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 16518N über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), 2015.

Kuhlmann u.a. (2016-1) Kuhlmann, U.; Ruopp, J.: *Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau unter Querkraftbeanspruchung*, Versuchsbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 17654 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), 2016.

Kurz, Kuhlmann u.a. (2016) Kurz, W.; Kuhlmann, U.; Scholz, J. Ruopp, J.: *Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau*, Schlussbericht, Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 17654 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), 2016.

Rau (2018) Rau, C.: Untersuchung an Kopfbolzen aus Material Saarform 800, Versuchsbericht, Saarstahl Werk Neunkirchen, 2018 (nicht veröffentlicht).

Ungermann u.a. (2014) Ungermann, D.; Schneider S.: *Aufgeschweißte Gewindebolzen der Festigkeitsklasse 800 MPa,* Schlussbericht FOSTA Forschungsvorhaben P787, 2014.

7.2 Fachbücher, Zeitschriften und Aufsätze in Tagungsbänden

Asmus u.a. (2001) Asmus, J.; Schneider, J.; Eligehausen, R.; Oelhafen, U.: *Design of Shear Load Connectors with Supplementary Reinforcment*, in: Connections between Steel and Concrete, Volume 1, Edited by Eligehausen, R.; Fuchs, W.; Genesio, G.; Grosser, P., Stuttgart, 2001.

Braun u.a. (2009) Braun, C.; Hanswille, G.; Porsch, M.; Schürmann, C.: *Lager im Bauwesen nach DIN EN 1337*, Stahlbau 78, S.849–868, 2009.

Block u.a. (2013) Block, T.; Eggert, H.; Kauschke, W.: Lager im Bauwesen. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2013.

Eligehausen u.a. (2006)	Eligehausen, R.; Mallée , R.: *Befestigungstechnik im Beton und Mauerwerksbau*, Ernst & Sohn Verlag, 2000.
Eligehausen u.a. (2016-1)	Eligehausen, R.; Asmus, J.; Sharma, A., 2016. *Experimental investigations on concrete edge failure of multiple row anchorages with supplementary reinforcement*; Institute for construction materials, Universität Stuttgart.
Eligehausen u.a. (2016-2)	Eligehausen, R.; Asmus, J.; Sharma, A., 2016. Analytical model for concrete edge failure of multiple row anchorages with supplementary reinforcement; Institute of construction materials, Universität Stuttgart.
Fromknecht u.a. (2010)	Formknecht, S.; Odenbreit, C.; Dorka, U.: Versuche zur Tragfähigkeit von Ankerplatten mit einbetonierten Kopfbolzendübeln in schmalen Stahlbetonstützen, Beton und Stahlbetonbau 105, Heft 6, 2010.
Fuchs u.a. (1995)	Fuchs, W.; Eligehausen, R.: *Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen*, Beton- und Stahlbetonbau 90, Heft 1, S. 6-9, Heft 2, S. 38-44, Heft 3, S.73-76, 1995.
Kuhlmann u.a. (2016-2)	Kuhlmann, U., Ruopp, J.: *Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit großen Ankerplatten unter Querkraftbeanspruchung*. Stahlbau 85 (2016).
Kuhlmann, Hofmann, Ruopp (2018)	Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Ruopp, J.: *Anschlüsse zwischen Stahl und Beton* in: Kuhlmann, U. (Hrsg.): Stahlbau-Kalender 2018, Ernst&Sohn, 2018.
Ožbolt u.a. (1999)	Ožbolt, J.; Mayer, U.; Vocke, H.; Eligehausen, R.: *Verschmierte Rißmethode – Theorie und Anwendung,* Beton- und Stahlbetonbau 94, 1999.
Rahlwes u.a. (1995)	Rahlwes, U.; Maurer, R.: *Lagerung und Lager von Bauwerken* in Eibl, J. (Hrsg.): Beton-Kalender 1995, Ernst&Sohn, 1995.
Schlaich u.a. (2001)	Schlaich, J.; Schäfer, K.: *Theoretische Grundlagen – Bemessen und Konstruieren mittels Stabwerkmodellen* in Eibl, J. (Hrsg.): Beton-Kalender 2001, Ernst&Sohn, 2001.
Spaethe (1992)	Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2. Neubearbeitete Auflage, Springer Verlag, Wien, 1992.
Trillmich u.a. (2014)	Trillmich, R.; Welz, W.: Bolzenschweißen – Grundlagen und Anwendung, Fachbuchreihe Schweißtechnik, Band 133, DVS Media GmbH, Düsseldorf, 2014.

7.3 Normen, Literatur und sonstige Regelwerke

ACI 318M-05	ACI 318M-05: *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute, 2005.
CEN/TR 17081	CEN/TR 17081 (Entwurf): *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton – Berechnung und Bemessung von Befestigungen mit Kopfbolzen und Dübeln nach der Plastizitätstheorie*, Mai 2017.
DAfStb-Heft 615	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): *Erläuterungen zur DIN EN 1992-4 – Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton*, Beuth Verlag, Berlin, 2018 (noch nicht veröffentlicht).
DIN EN 12390-2:2009	*Prüfung von Festbeton* – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen. August 2009.
DIN 50125	Prüfung metallischer Werkstoffe – *Zugproben*. Juli 2007.
DIN EN 1337-1	Lager im Bauwesen – Teil 1: Allgemeine Regelungen, 2018 (Vornorm).
DIN EN 1990	Eurocode 0: *Grundlagen der Tragwerksplanung*, Dezember 2010.
DIN EN 1991-2	Eurocode 1: *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, Dezember 2012.
DIN EN 1992-1-1 mit nationalem Anhang DIN EN 1992-1-1/NA	Eurocode 2 – *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken* – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Januar 2011.
DIN EN 1992-4 mit nationalem Anhang DIN EN 1992-4/NA	Eurocode 2 – *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken* – Teil 4: Bemessung der Verankerungen von Befestigungen in Beton. Oktober 2013.
DIN EN 1993-1-8 mit nationalem Anhang DIN EN 1993-1-8/NA	Eurocode 3 – *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten* – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen. Dezember 2010.
DIN EN 1994-1-1 mit nationalem Anhang DIN EN 1994-1-1/NA	Eurocode 4 – *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton* – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Dezember 2010.
DIN EN 1994-2 mit nationalem Anhang DIN EN 1994-1-1/NA	Eurocode 4 – *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton* – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken. Dezember 2010.
DIN EN ISO 6892-1	Metallische Werkstoffe – *Zugversuch* – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, Februar 2017.
DIN EN ISO 148-1	Metallische Werkstoffe - *Kerbschlagbiegeversuch nach Charpy* - Teil 1: Prüfverfahren; Mai 2015.
DIN EN ISO 13918	Schweißen - *Bolzen und Keramikringe für das Lichtbogenbolzenschweißen*, April 2018.
ETA-03/0039	Deutsches Institut für Bautechnik: *Europäische Technische Zulassung ETA-03/0039*, KÖCO-Kopfbolzen aus Stahl, Berlin, Juni 2013.

ETAG 001	Anhang A – Anhang C: *Leitlinie für die Europäische Technische Zulassung für Metalldübel zur Verankerung im Beton*, April 2013.
fib-Design Guide 2011	fib-Design Guide: Design of Anchorages in Concrete – Guide to Good Practice, fib (Fédération internationale du béton) Stuttgart, 2011.
RiZ-ING 2015	Richtzeichnungen für Ingenieurbauten: *Brückenlager*, Bundesanstalt für Straßenwesen, Dezember 2015.
Verbundträgerrichtlinien (1981)	Richtlinien für Stahlverbundträger: *Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern*, März 1981.
Z-16.7-445	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z16.7-445 der Firma Maurer Söhne GmbH und Co.KG, Frankfurter Ring 193, 80807 München – Zulassungsgestand: Ausstattung von Maurer-Brückenlagern mit CE-Kennzeichnung – Geltungsdauer bis 1. Oktober 2021.

7.4 Dissertationen und Abschlussarbeiten

Bernhart (2016)	Bernhart, A.: *Entwicklung eines FE-Modells für Ankerplatten mit mehrseitigem Randeinfluss*, Masterarbeit, Nr. 2016-43x, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2016.
Berger (2015)	Berger, W.: *Trag- und Verschiebungsverhalten sowie Bemessung von Kopfbolzenverankerungen mit und ohne Rückhängebewehrung unter Zuglast*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2015.
Fichtner (2011)	Fichtner, S.: *Untersuchungen zum Tragverhalten von Gruppenbefestigungen unter Berücksichtigung der Ankerplattendicke und einer Mörtelschicht*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2011.
Furche (1994)	Furche, J.: *Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1994.
Hofmann (2004)	Hofmann, J.: *Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton,* Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 2004.
Jähring (2008)	Jähring 2008.: *Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton,* Dissertation, TU München, 2008.
Kleiner (2018)	Kleiner, A.: *Beurteilung des Tragverhaltens von Flankenkehlnahtverbindungen aus normal- und höherfestem Baustahl unter Berücksichtigung statistischer Kriterien*. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2018-1; 2018.
Konrad (2011)	Konrad, M.: *Tragverhalten von Kopfbolzen in Verbundträgern bei sekrecht spannenden Trapezprofilblechen*. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2011-1; 2011.
Markovic (2017)	Markovic, A.: *Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung*, Masterarbeit, Nr. 2017-69x, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2017.
Messner (2017)	Messner, R.: *Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung*, Masterarbeit, Nr. 2017-28x, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2017.
Mühlbauer (2018)	Mühlbauer, F.: *Untersuchungen zum analytischen Bemessungsmodell von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton bei konzentrierter Lasteinleitung*, Masterarbeit, Nr. 2018-40x, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2018.
Ruopp (2019)	Ruopp, J.: *Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter Querkraft- und Momentenbeanspruchung mit großen Ankerplatten oder Randeinfluss* (Arbeitstitel), Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2019 (In Bearbeitung).
Rybinski (2014)	Rybinski, M.: *Komponentenmethode für Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einachsiger Beanspruchung*. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2014-1; 2014.
Schmid (2009)	Schmid, K.: *Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung unter Querlasten rechtwinklig zum Rand*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 2009.
Schmidt (2017)	Schmidt, T.: *Tragverhalten von Ankerschienen unter Querlast in Schienenlängsrichtung*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 2017.
Zhao (1993)	Zhao, G.: *Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch*, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1993.

Ziwes (2018) Ziwes, M.: *Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Anschlüssen mit konzentrierter Lasteinleitung mit und ohne Auflast*, Masterarbeit, Nr. 2018-47x, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2018.

7.5 Sonstiges

Ožbolt (2016) Ožbolt J.: *MASA – Microplane Analysis Program*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Version 12/2016

MASA Programmversion MASA (Microplane Analysis Program). MASA Version 3, Institut für Werkstoffe im Bauwesen. v. 07/2014.

FEMAP v11.1.0 FEMAP - Finite Element Modeling And Postprocessing. FEMAP Version 11.1.0, Siemens Product Lifecycle Management Software Inc., 2013.

The Bosten Globe (2006) Zugegriffen 27.07.2018 auf: *http://archive.boston.com/news/local/massachusetts/gallery/ntsb_tunnel_collapse?pg=3*

Big Dig ceiling collapse (2006) Zugegriffen auf: *https://en.wikipedia.org/wiki/Big_Dig_ceiling_collapse*

8 ANHANG – DOKUMENTATION DER NUMERISCHEN UNTERSUCHUNGEN

Im Folgenden ist die Dokumentation der numerischen Berechnungen zu den Anschlüssen zwischen Stahl und Beton mit konzentrierter Lasteinleitung dokumentiert. Der Dokumentation können Informationen zur Parametereinstellung, Lastverteilung und dem Schädigungsverhalten wie z.B. der Rissentwicklung der Anschlüsse unter Querbelastung entnommen werden.

Validierung Seite

Bild 8.1: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch B1-1 160
Bild 8.2: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch B1-2 161
Bild 8.3: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch B1-3 162
Bild 8.4: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R2-1 163
Bild 8.5: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R2-2 164
Bild 8.6: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R2-3 165
Bild 8.7: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R3-1(1) 166
Bild 8.8: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R3-1(2) 167
Bild 8.9: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R3-2(1) 168
Bild 8.10: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R3-2(2) 169
Bild 8.11: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R4-1 170
Bild 8.12: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R4-2 171
Bild 8.13: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R4-1-3 172
Bild 8.14: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R4-2-3 173
Bild 8.15: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R5-1 174
Bild 8.16: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R5-2 175
Bild 8.17: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R5-3 176
Bild 8.18: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-1-1 177
Bild 8.19: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-1-2 178
Bild 8.20: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-1-3 179
Bild 8.21: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-2-1 180
Bild 8.22: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-2-2 181
Bild 8.23: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-2-3 182
Bild 8.24: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-3-3 183
Bild 8.25: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-4-3 184

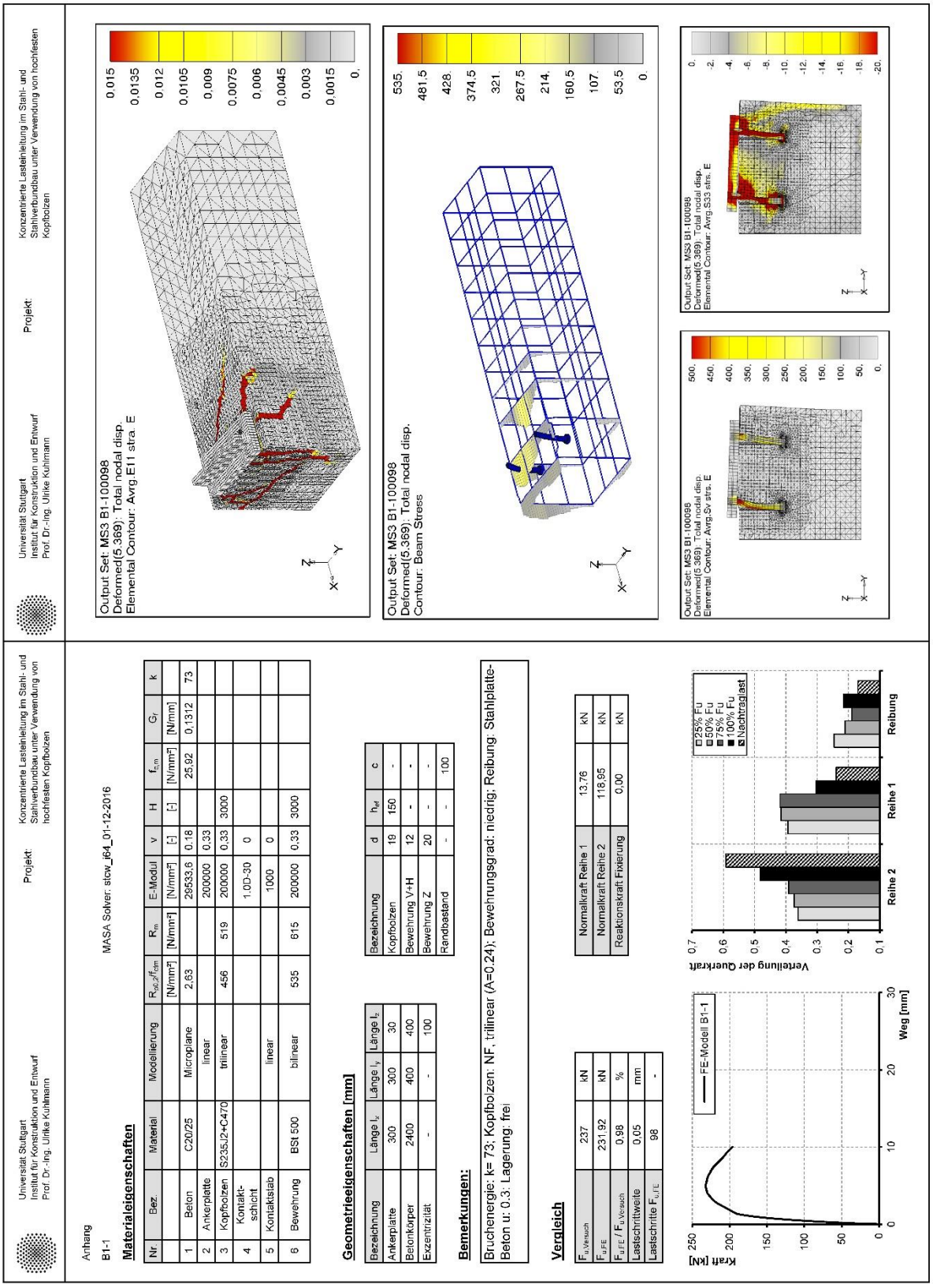


Bild 8.1: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch B1-1

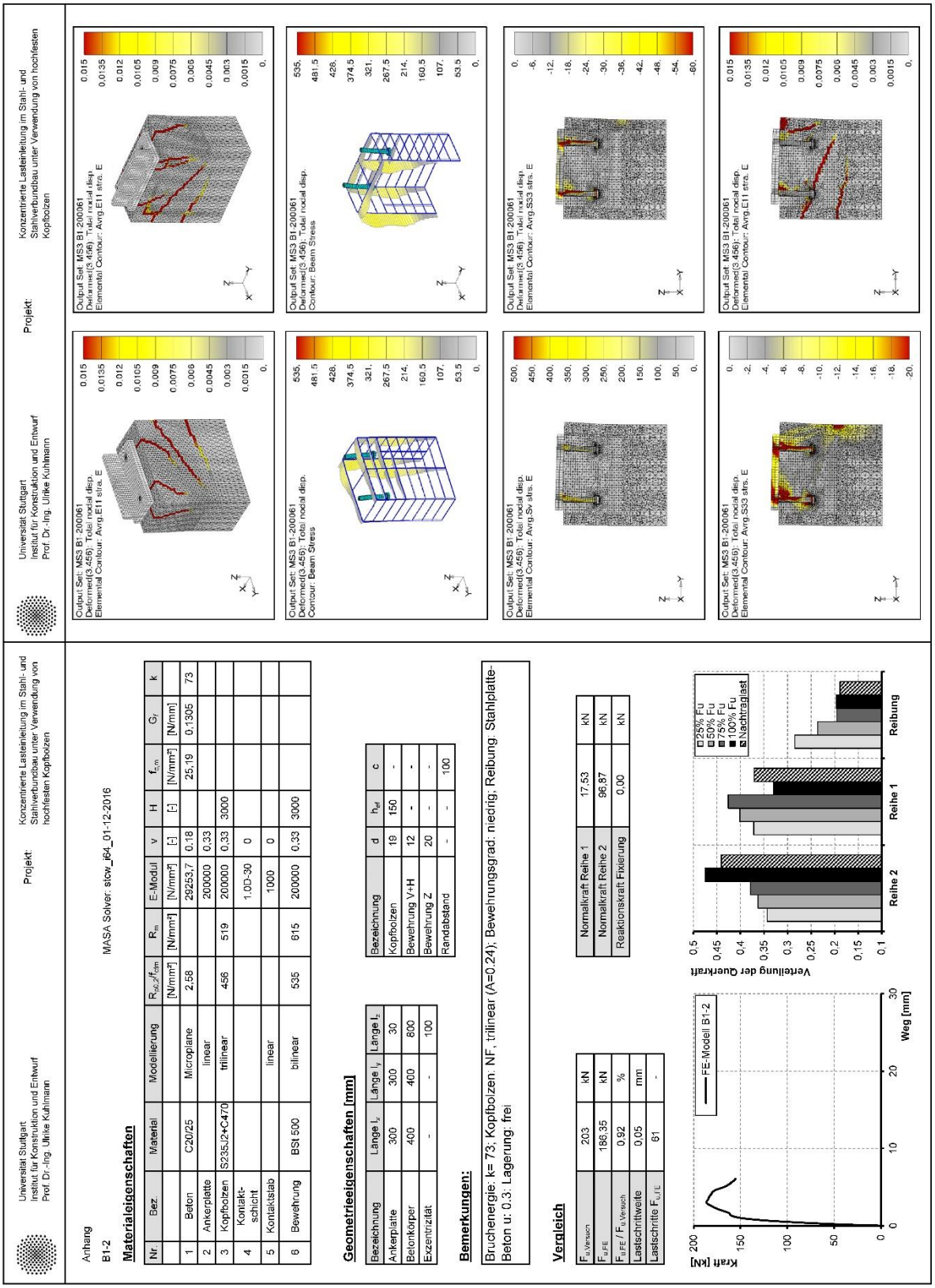


Bild 8.2: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch B1-2

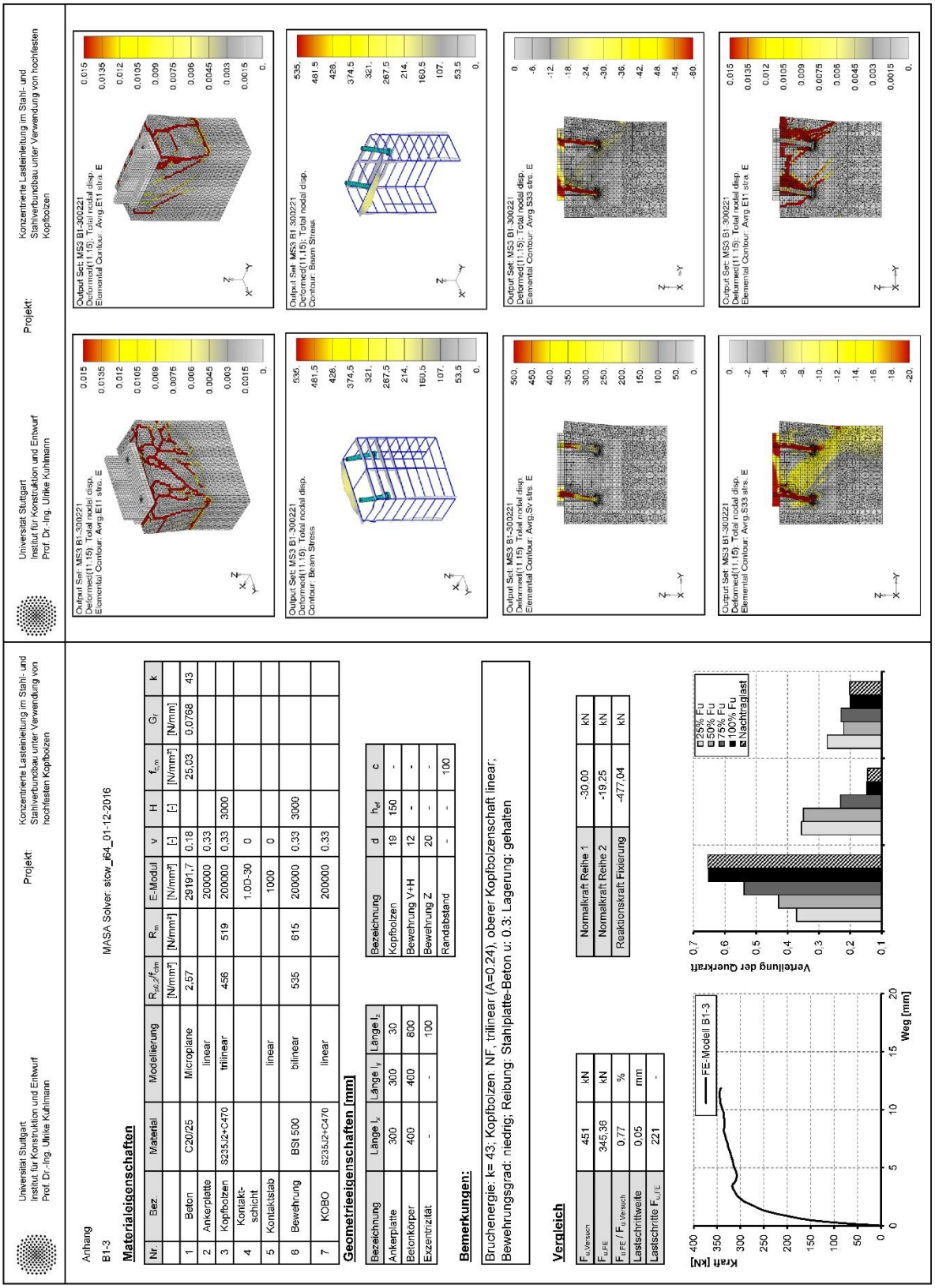
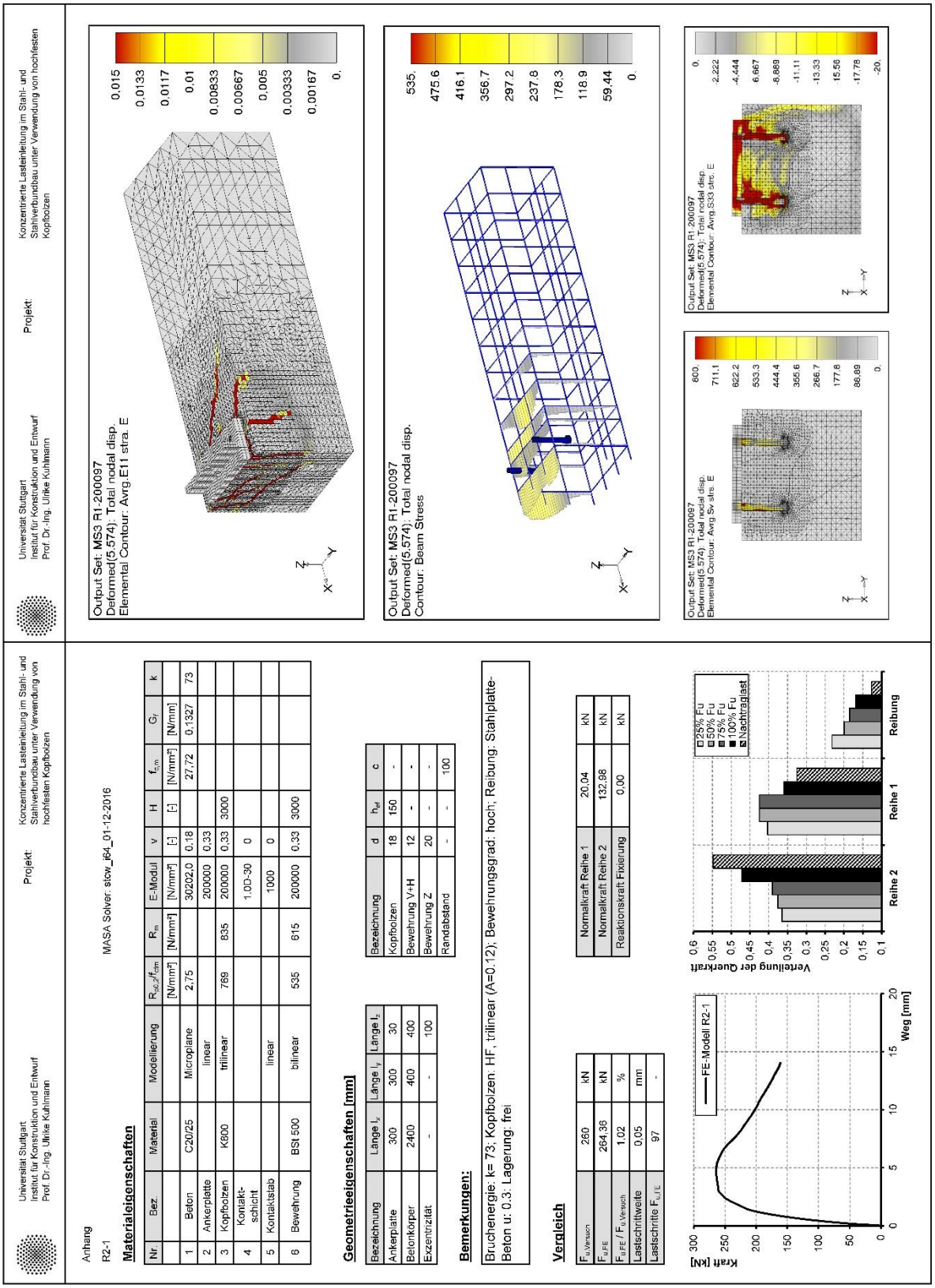


Bild 8.3: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch B1-3



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eS,0.2}/f_{cm}$	R_m	E-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_F	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C20/25	Microplane	2.75		30202,0	0.18		27,72	0,1327	73
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	K600	trilinear	769	835	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1.0D-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			

Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	2400	400	400
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_w	c
Kopfbolzen	18	150	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Randabstand	-	-	100

Normalkraft Reihe 1	20,04	kN
Normalkraft Reihe 2	132,98	kN
Reaktionskraft Fixierung	0,00	kN

$F_{u,Versuch}$	260	kN
$F_{u,FE}$	264,36	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	1,02	%
Lastschrittweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,FE}$	97	-

Bild 8.4: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R2-1

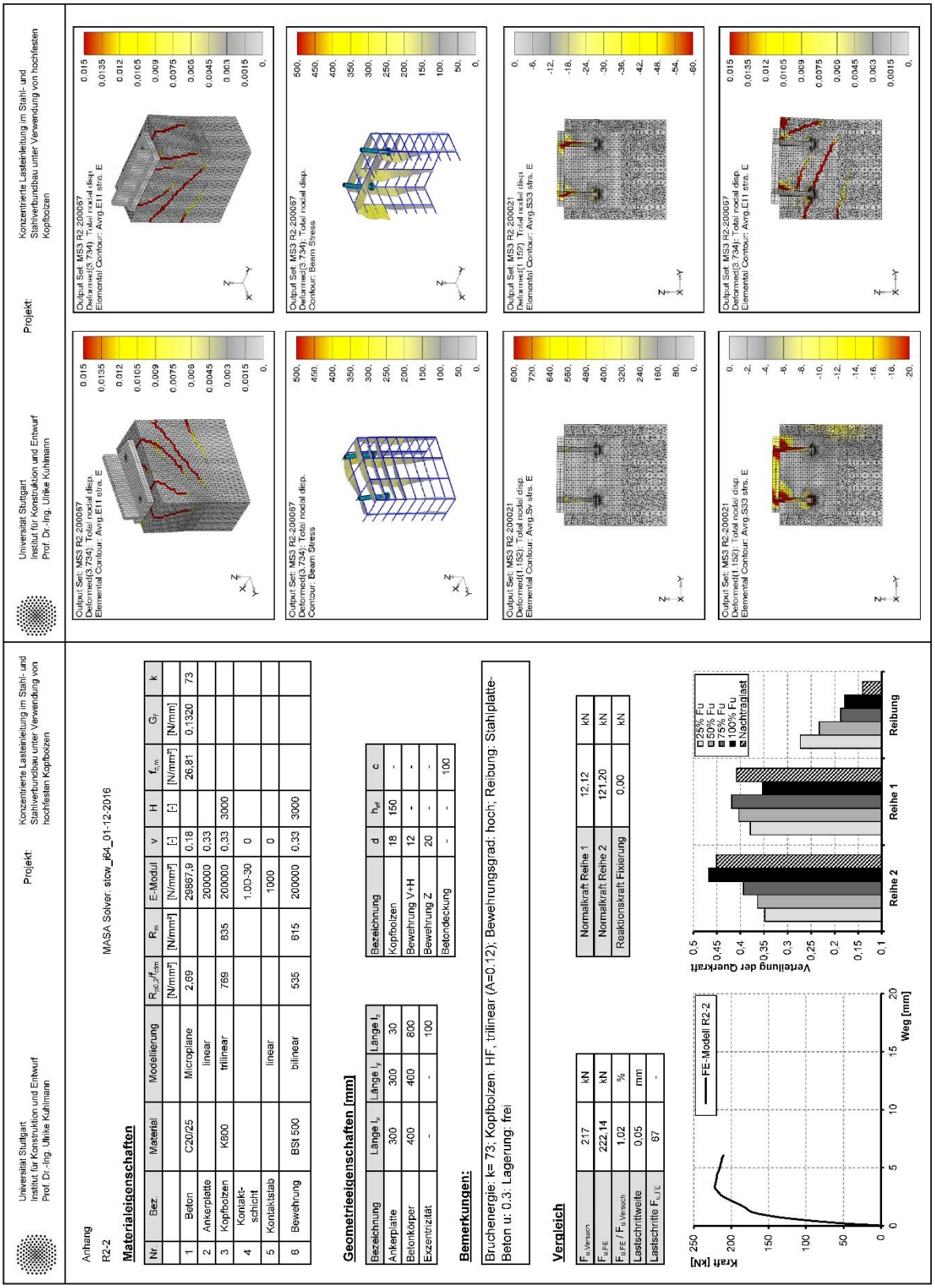


Bild 8.5: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R2-2

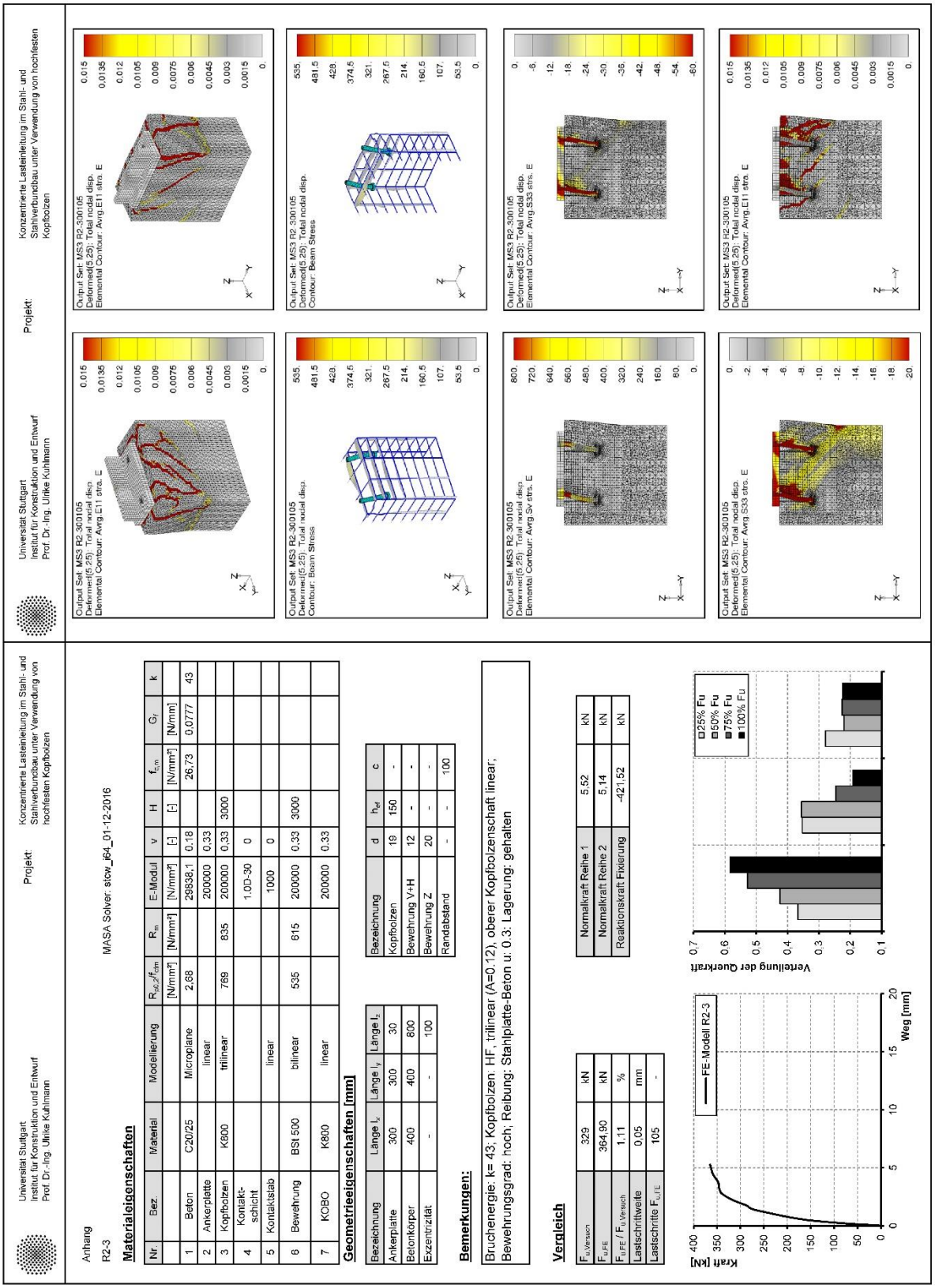
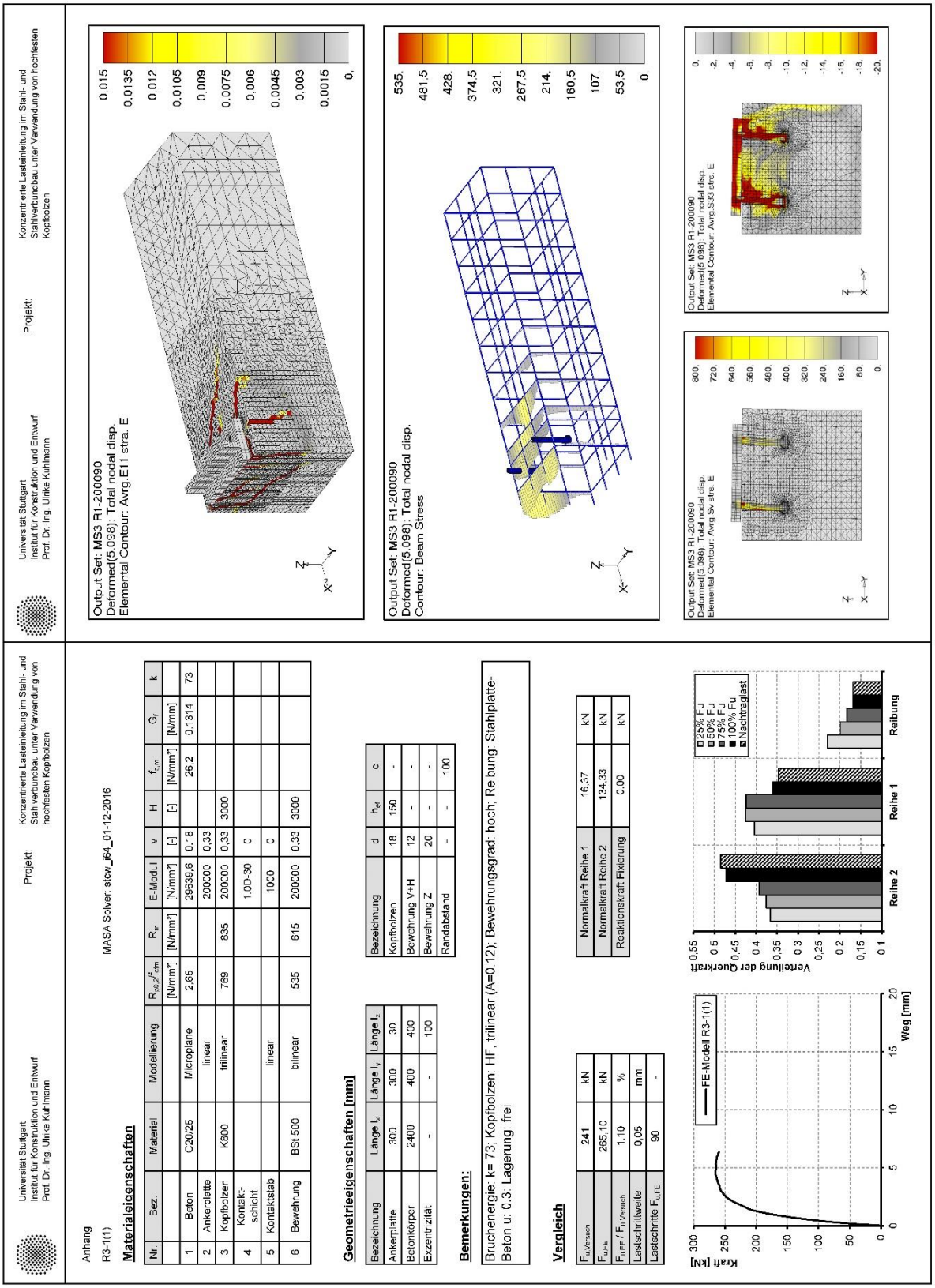


Bild 8.6: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R2-3



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eb,0}/f_{cm}$	R_m	E-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_f	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C20/25	Microplane	2,65		29639,6	0,18		25,2	0,1314	73
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	K600	trilinear	769	835	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1,0D-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			

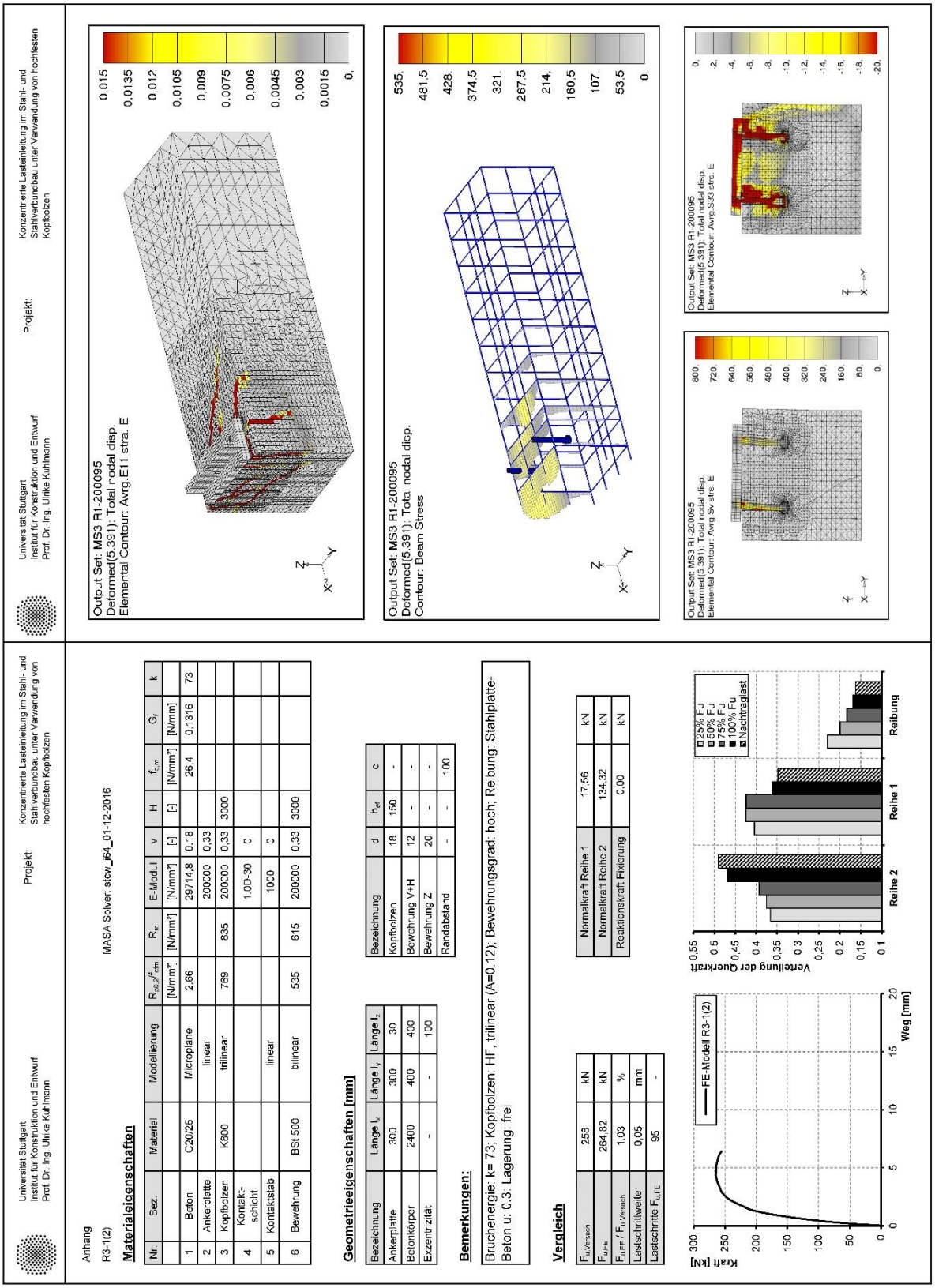
Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	2400	400	400
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_w	c
Kopfbolzen	18	150	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Randabstand	-	-	100

Normalkraft Reihe 1	16,37	kN
Normalkraft Reihe 2	134,33	kN
Reaktionskraft Fixierung	0,00	kN

$F_{u,Versuch}$	241	kN
$F_{u,FE}$	265,10	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	1,10	%
Lastschrittweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,ITL}$	90	-

Bild 8.7: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R3-1(1)



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eL,0.2}/f_{c,m}$	R_m	E-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_F	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C20/25	Microplane	2,66		29714,8	0,18		26,4	0,1316	73
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	K600	trilinear	769	835	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1,0D-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			

Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	2400	400	400
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_M	c
Kopfbolzen	18	150	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Randabstand	-	-	100

$F_{u,Versuch}$	258	kN
$F_{u,FE}$	264,82	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	1,03	%
Lastschrittweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,FE}$	95	-

Normalkraft Reihe 1	17,56	kN
Normalkraft Reihe 2	134,32	kN
Reaktionskraft Fixierung	0,00	kN

Bild 8.8: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R3-1(2)

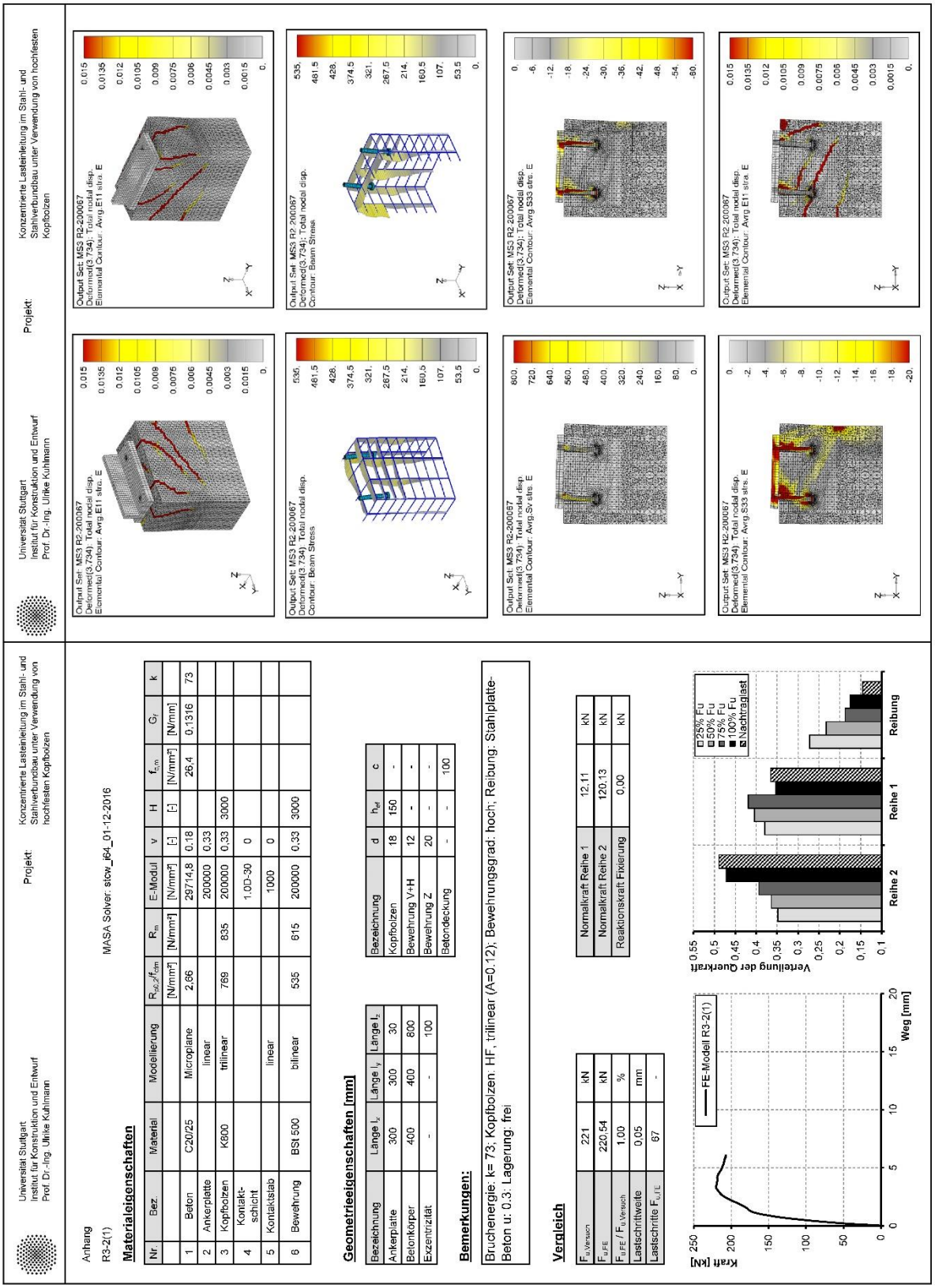
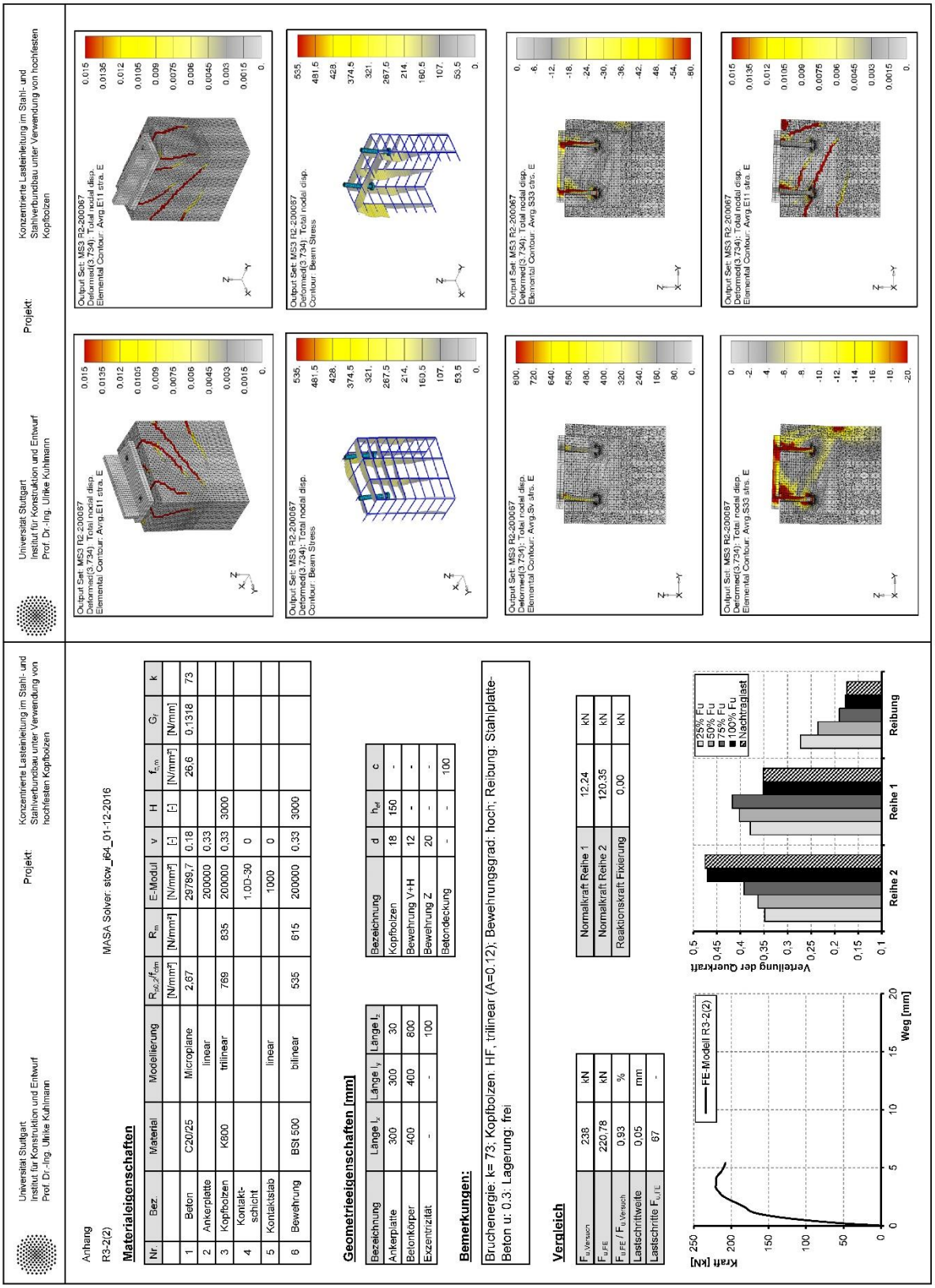


Bild 8.9: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R3-2(1)



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eh,0.2}/f_{sm}$	R_m	E-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_F	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C20/25	Microplane	2,67		29789,7	0,18		25,6	0,1318	73
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	K600	trilinear	769	835	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1,0E-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			

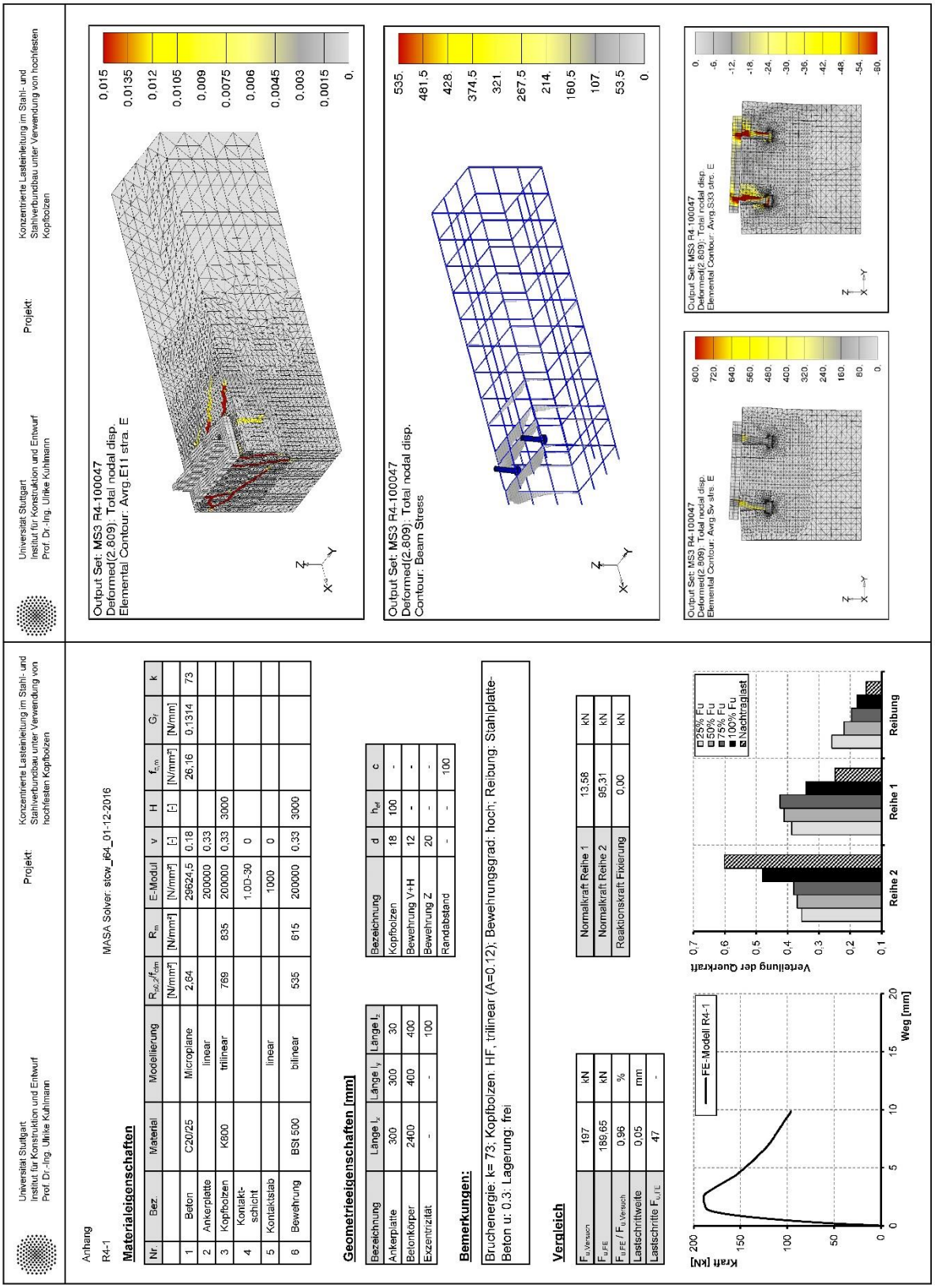
Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	400	400	800
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_w	c
Kopfbolzen	18	150	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Betondeckung	-	-	100

Normalkraft Reihe 1	12,24	kN
Normalkraft Reihe 2	120,35	kN
Reaktionskraft Fixierung	0,00	kN

$F_{u,Versuch}$	238	kN
$F_{u,FE}$	220,78	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	0,93	%
Lastschrittweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,ITL}$	67	-

Bild 8.10: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R3-2(2)



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eL,0.2}/f_{com}$	R_m	E-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_F	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C20/25	Microplane	2,64		29624,5	0,18		26,16	0,1314	73
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	K600	trilinear	769	835	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1,0D-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			

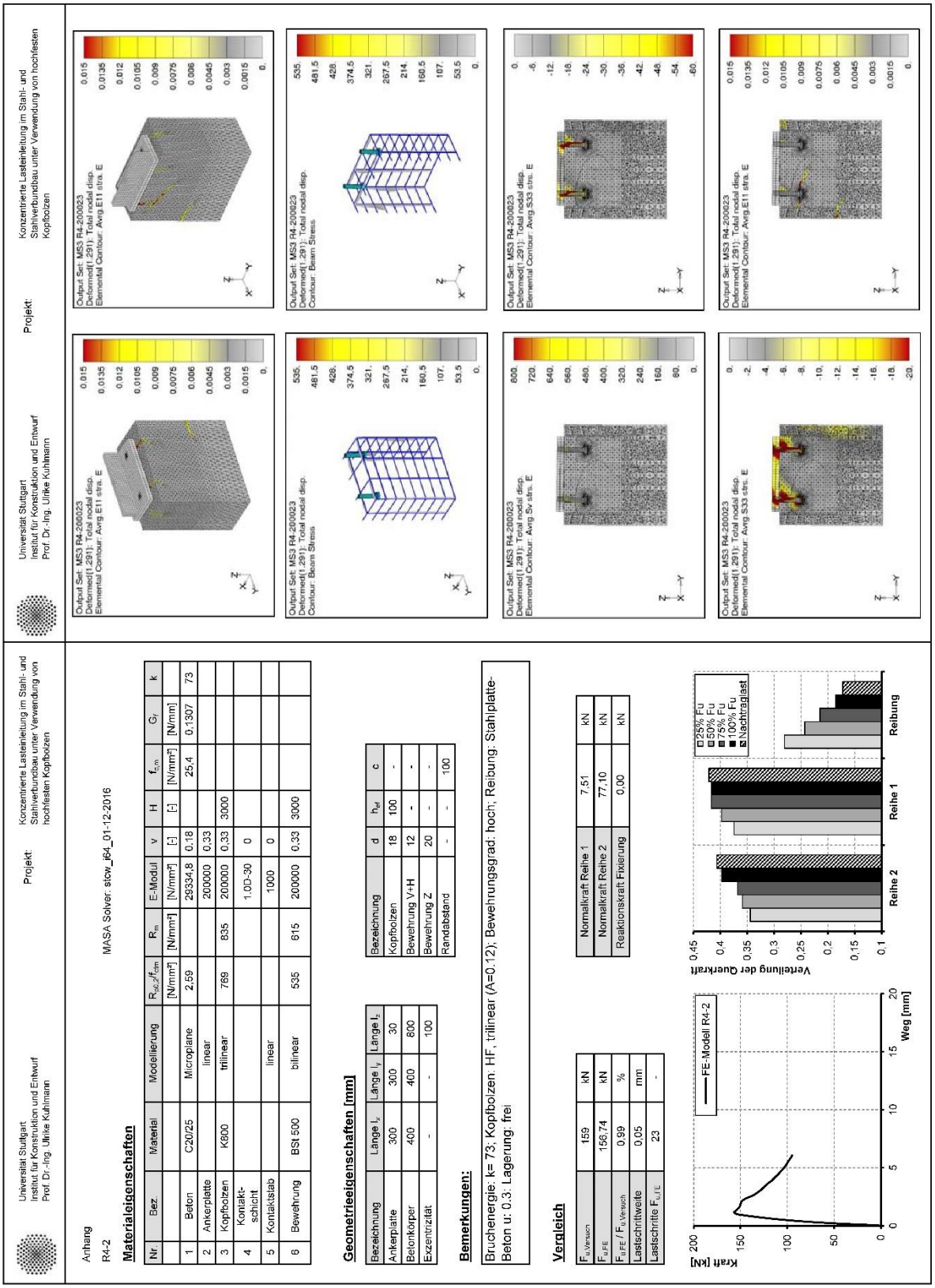
Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	2400	400	400
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_M	c
Kopfbolzen	18	100	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Randabstand	-	-	100

Normalkraft Reihe 1	13,58	kN
Normalkraft Reihe 2	95,31	kN
Reaktionskraft Fixierung	0,00	kN

$F_{u,Versuch}$	197	kN
$F_{u,FE}$	199,65	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	0,96	%
Lastschrittweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,FE}$	47	-

Bild 8.11: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R4-1



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eL,0.2}/f_{c,cm}$	R_m	E-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_F	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C20/25	Microplane	2,59		29334,8	0,18		25,4	0,1307	73
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	K600	trilinear	769	835	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1,00-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			

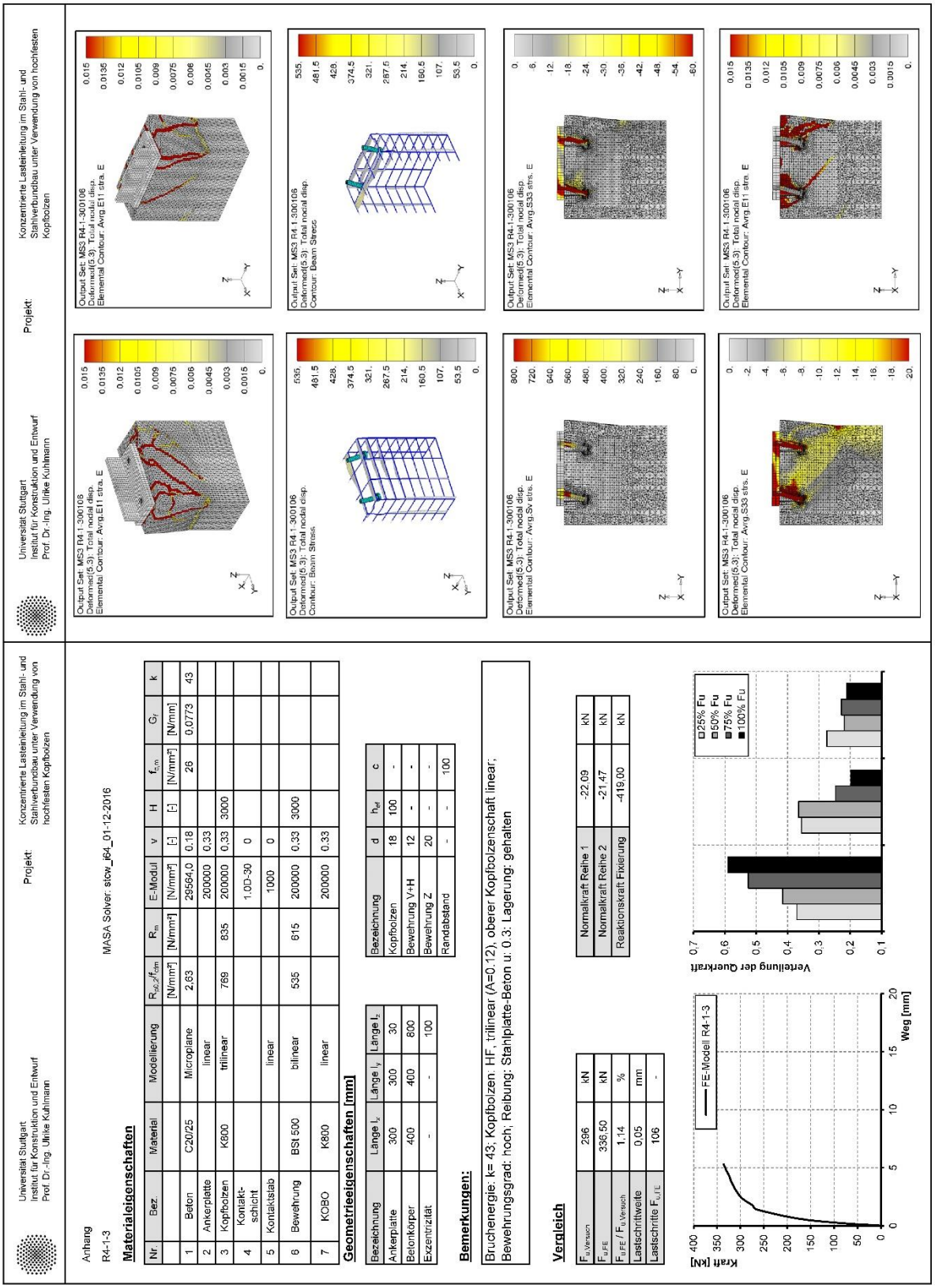
Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	400	400	800
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_w	c
Kopfbolzen	18	100	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Randabstand	-	-	100

$F_{u,Versuch}$	159	kN
$F_{u,FE}$	156,74	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	0,99	%
Lastschrittweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,ITL}$	23	-

Normalkraft Reihe 1	7,51	kN
Normalkraft Reihe 2	77,10	kN
Reaktionskraft Fixierung	0,00	kN

Bild 8.12: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R4-2



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eh,0.2}/f_{sm}$	R_m	E-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_F	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C20/25	Microplane	2,63		29564,0	0,18		26	0,0773	43
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	K800	trilinear	769	835	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1,0E-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			
7	KOBO	K800	linear			200000	0,33				

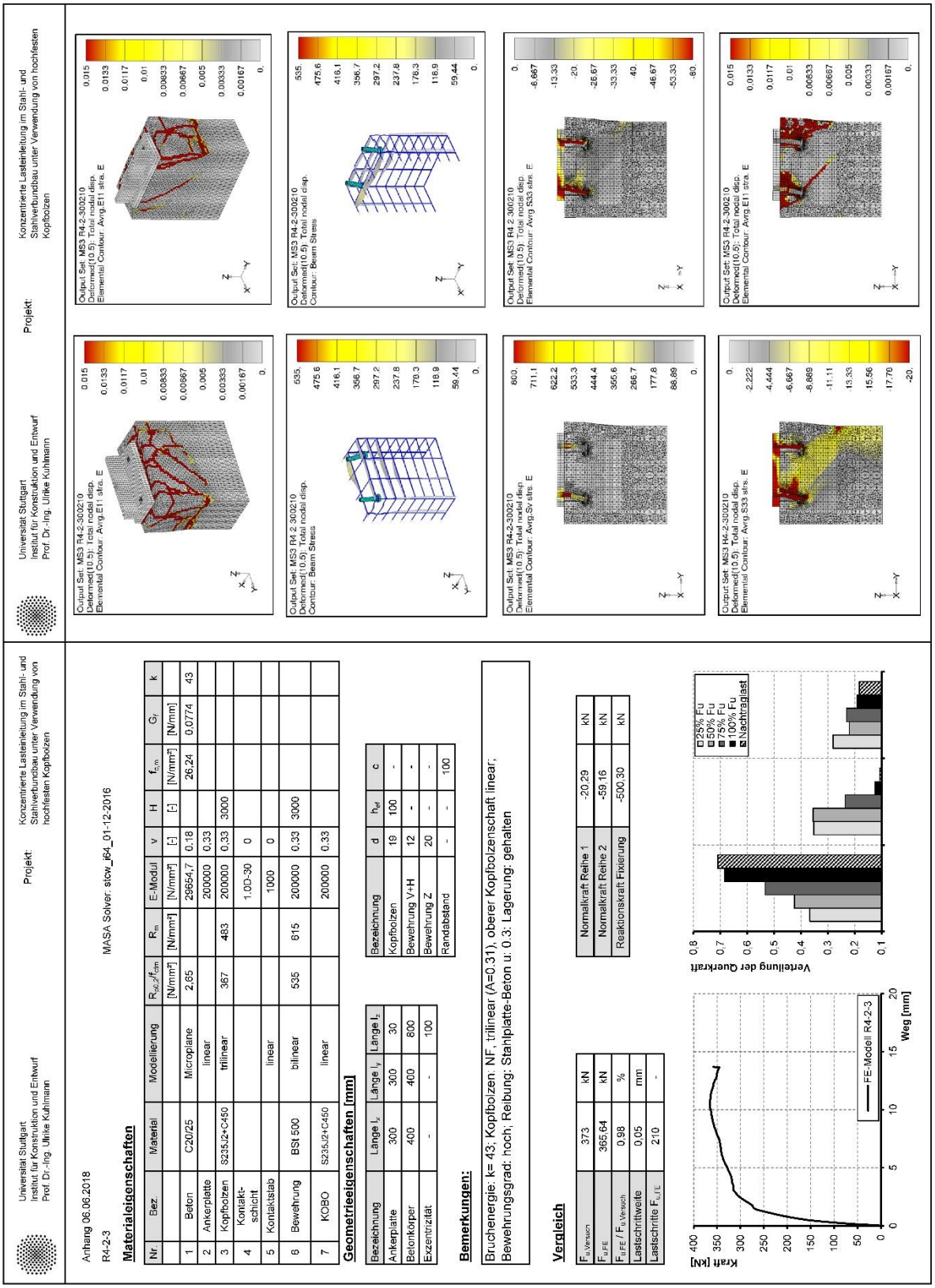
Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	400	400	800
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_w	c
Kopfbolzen	18	100	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Randabstand	-	-	100

Normalkraft Reihe 1	-22,09	kN
Normalkraft Reihe 2	-21,47	kN
Reaktionskraft Fixierung	-419,00	kN

$F_{u,Versuch}$	296	kN
$F_{u,FE}$	336,50	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	1,14	%
Lastschrittweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,ITL}$	106	-

Bild 8.13: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R4-1-3



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eL,d}/f_{dem}$	R_m	E-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_F	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C20/25	Microplane	2,65		29654,7	0,18		26,24	0,0774	43
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	S235J2+C450	trilinear	367	483	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1,0D-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			
7	KOBO	S235J2+C450	linear			200000	0,33				

Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	400	400	800
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_w	c
Kopfbolzen	19	100	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Randabstand	-	-	100

$F_{u,Versuch}$	373	kN
$F_{u,FE}$	365,64	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	0,98	%
Lastschrittweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,ITL}$	210	-

Normalkraft Reihe 1	-20,29	kN
Normalkraft Reihe 2	-59,16	kN
Reaktionskraft Fixierung	-500,30	kN

Bild 8.14: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R4-2-3

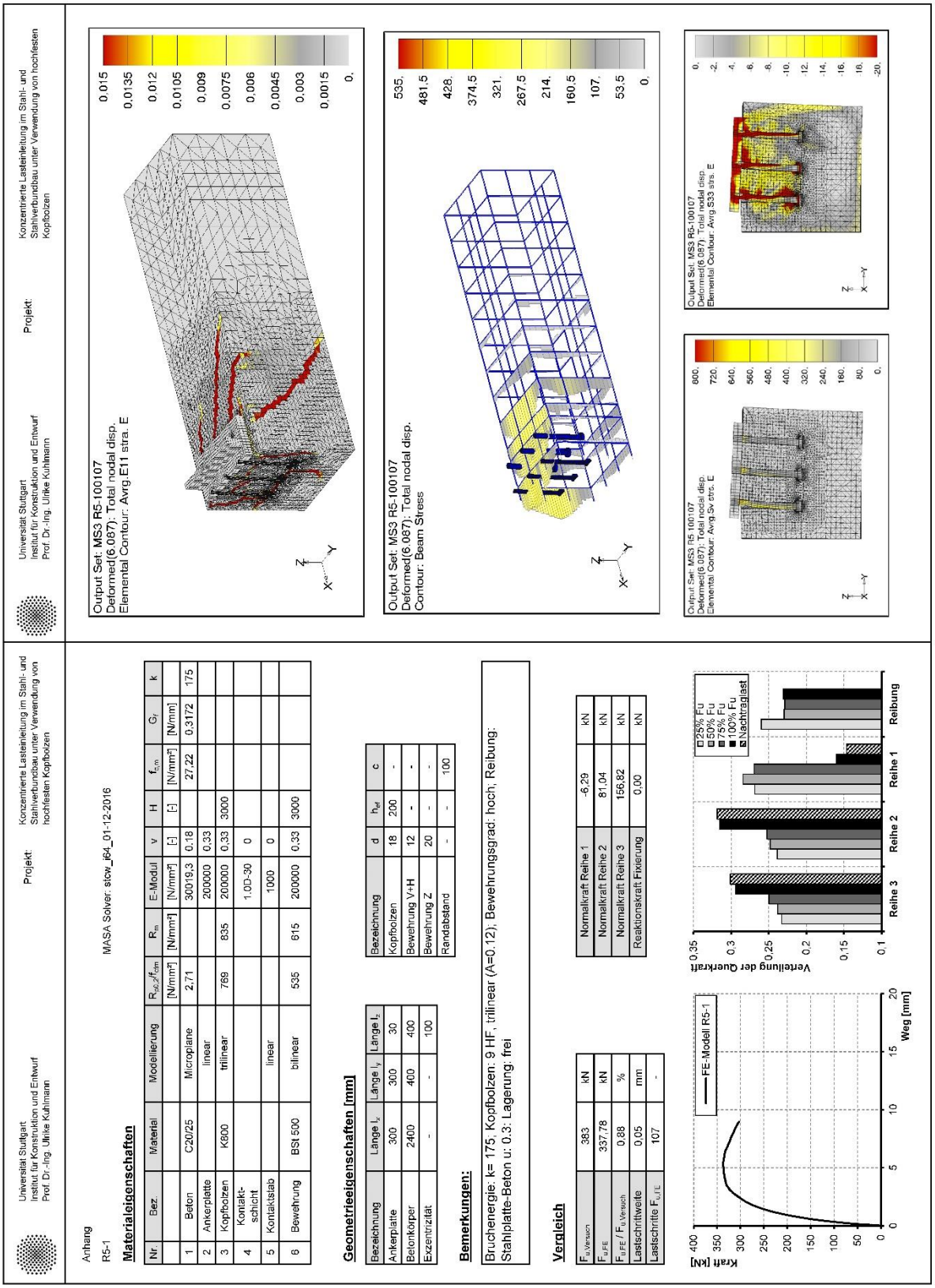


Bild 8.15: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R5-1

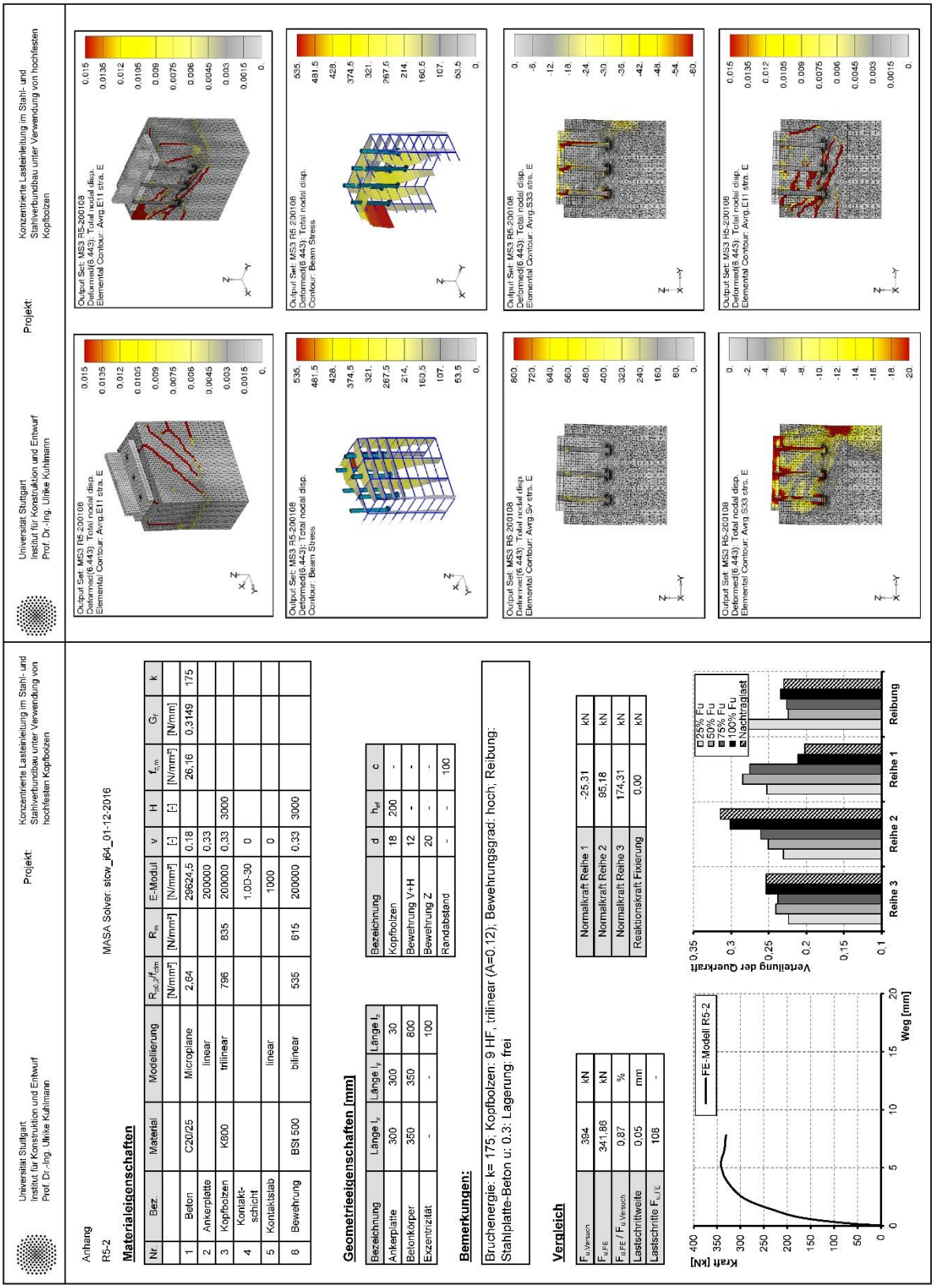


Bild 8.16: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R5-2

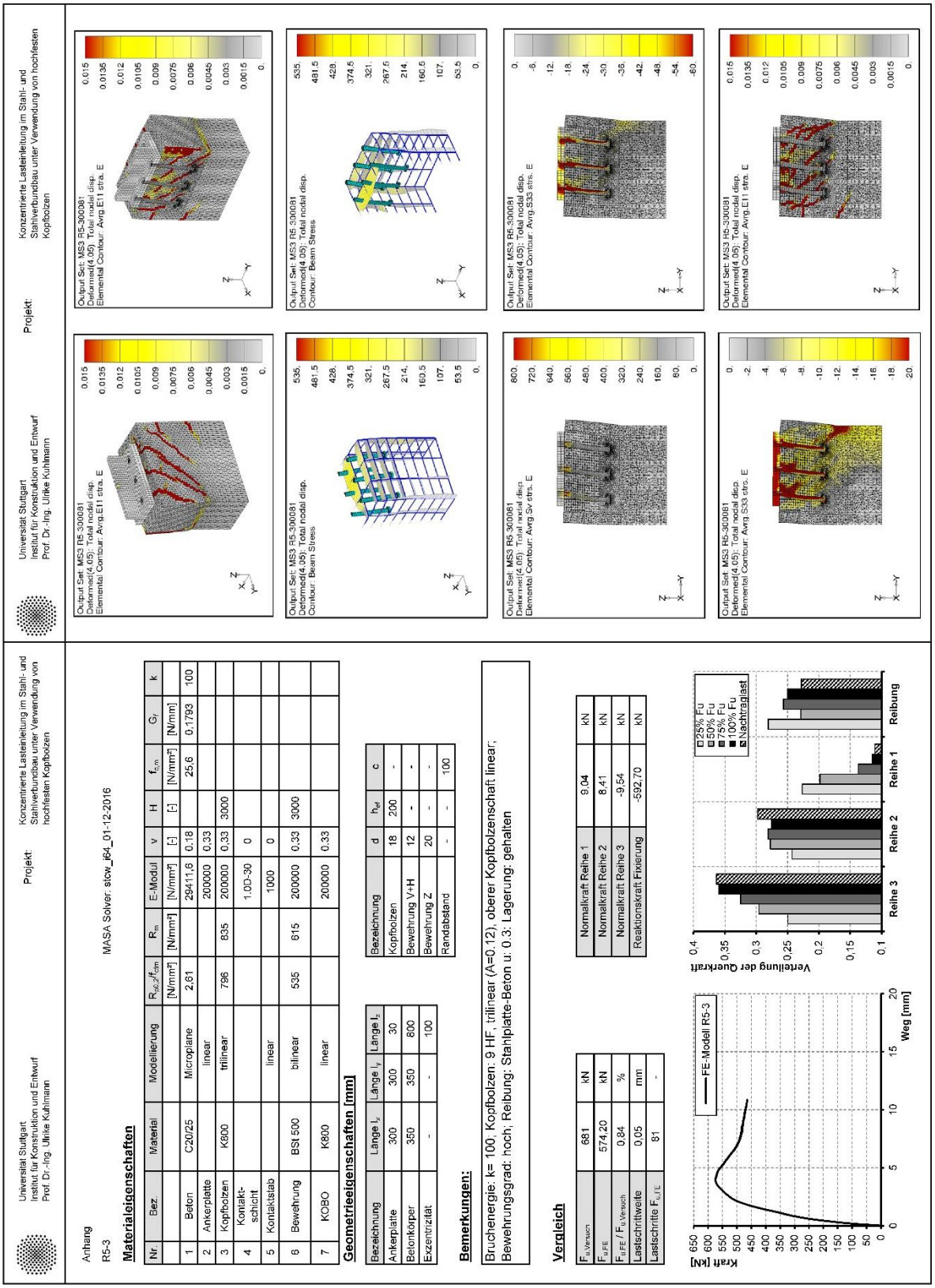
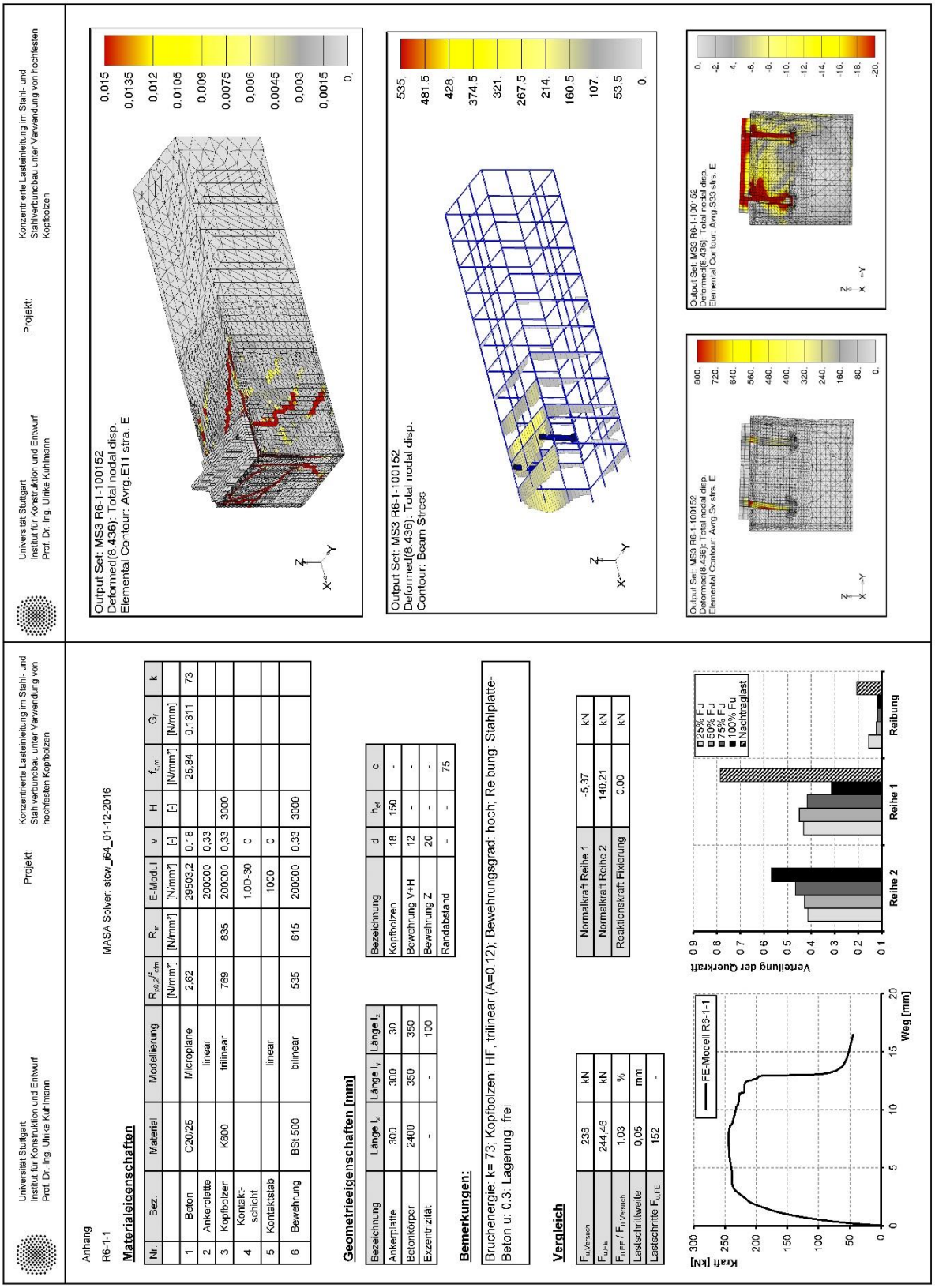


Bild 8.17: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R5-3



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eL,0.2}/f_{cm}$	R_m	E-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_F	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C20/25	Microplane	2,62		29503,2	0,18		25,84	0,1311	73
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	K600	trilinear	769	835	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1,0D-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			

Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	2400	350	350
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_w	c
Kopfbolzen	18	150	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Randabstand	-	-	75

Normalkraft Reihe 1	-5,37	kN
Normalkraft Reihe 2	140,21	kN
Reaktionskraft Fixierung	0,00	kN

$F_{u,Versuch}$	238	kN
$F_{u,FE}$	244,46	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	1,03	%
Lastschrittweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,FE}$	152	-

Bild 8.18: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-1-1

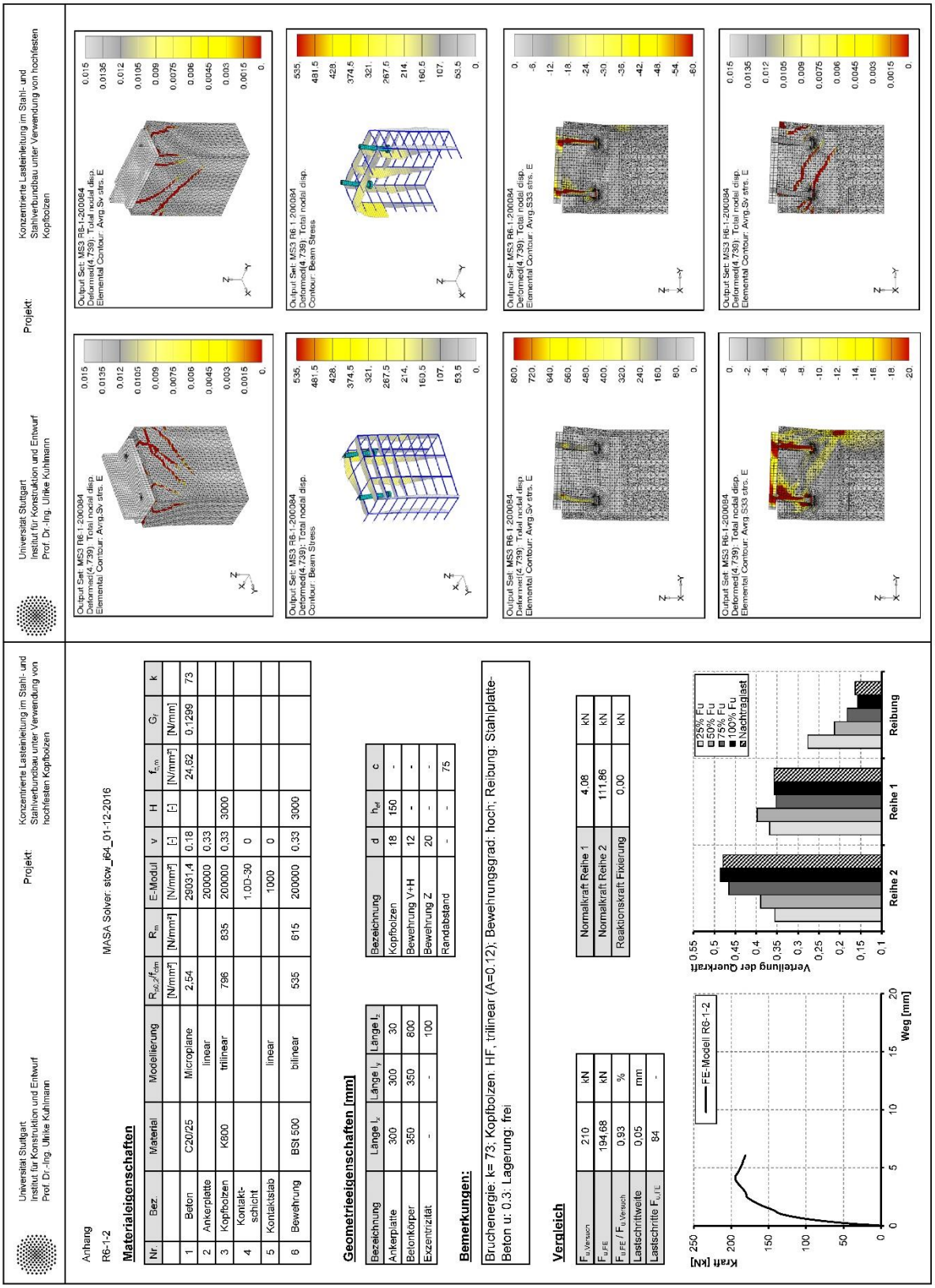


Bild 8.19: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-1-2

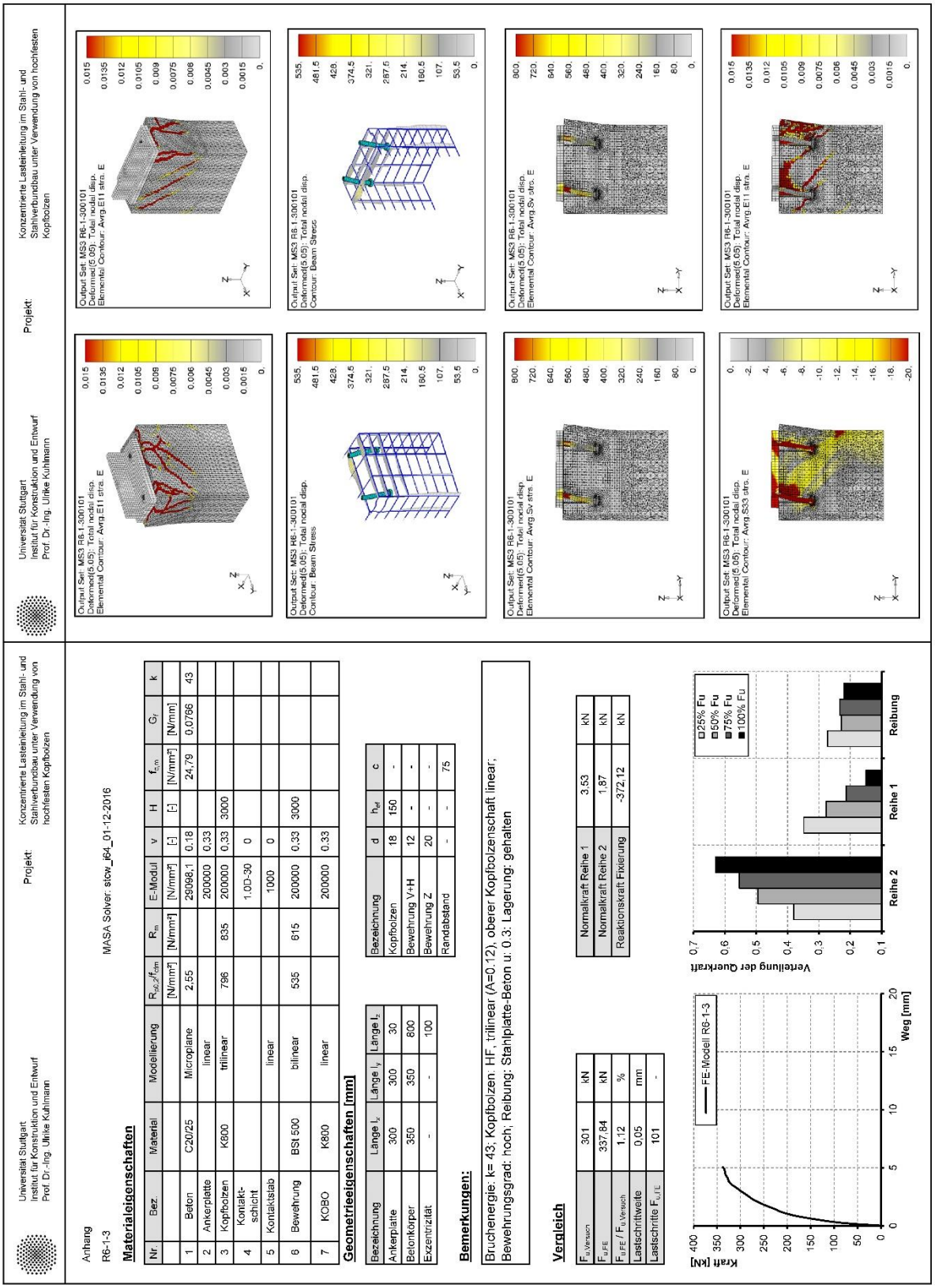
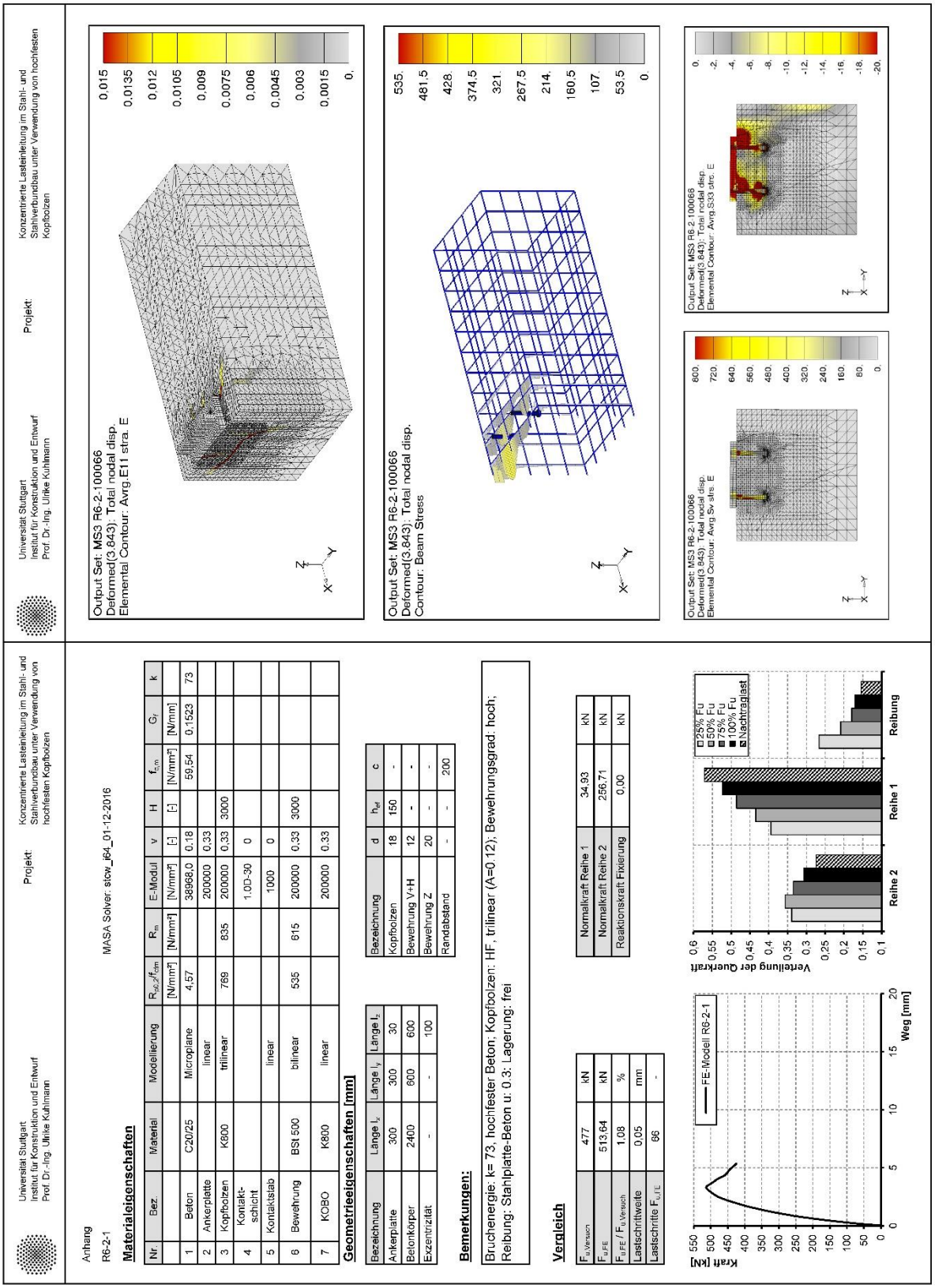


Bild 8.20: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-1-3



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eL,2}/f_{sm}$	R_m	E-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_f	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C20/25	Microplane	4,57		38968,0	0,18		59,54	0,1523	73
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	K600	trilinear	769	835	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1,0D-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			
7	KOBO	K600	linear			200000	0,33				

Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	2400	600	600
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_w	c
Kopfbolzen	18	150	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Randabstand	-	-	200

$F_{u,Versuch}$	477	kN
$F_{u,FE}$	513,64	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	1,08	%
Lastschriftweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,ITL}$	66	-

Normalkraft Reihe 1	34,93	kN
Normalkraft Reihe 2	256,71	kN
Reaktionskraft Fixierung	0,00	kN

Bild 8.21: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-2-1

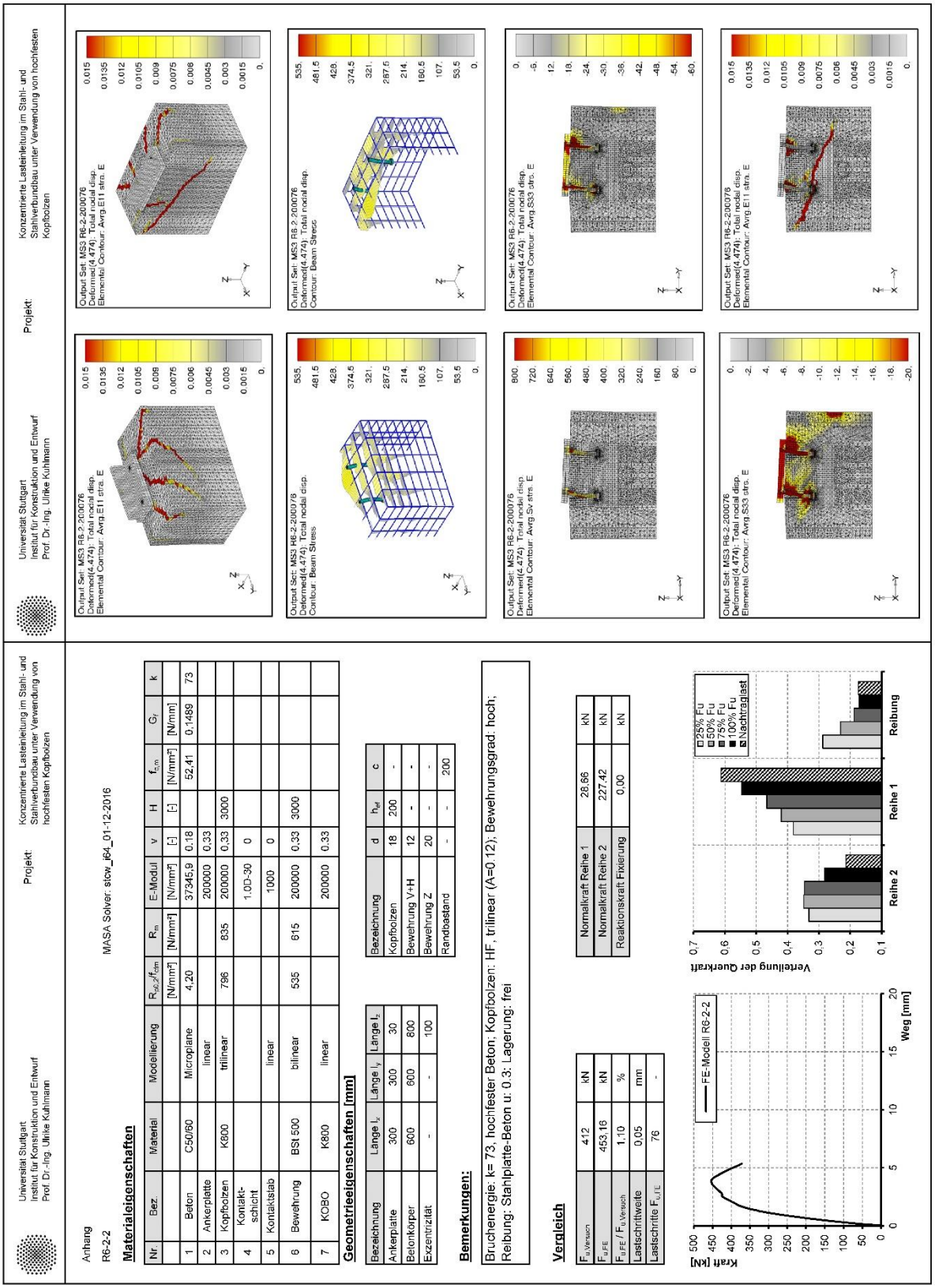


Bild 8.22: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-2-2

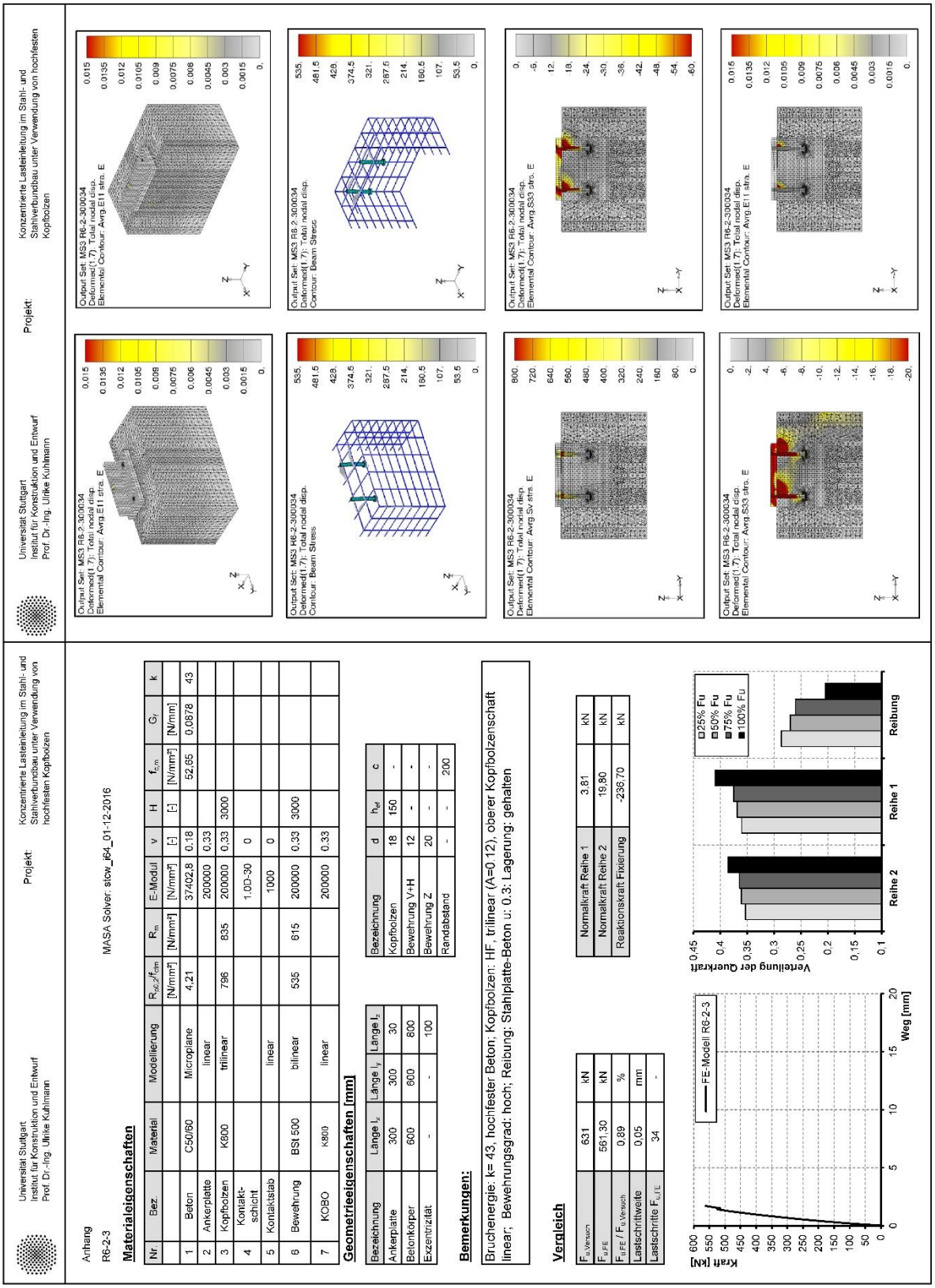
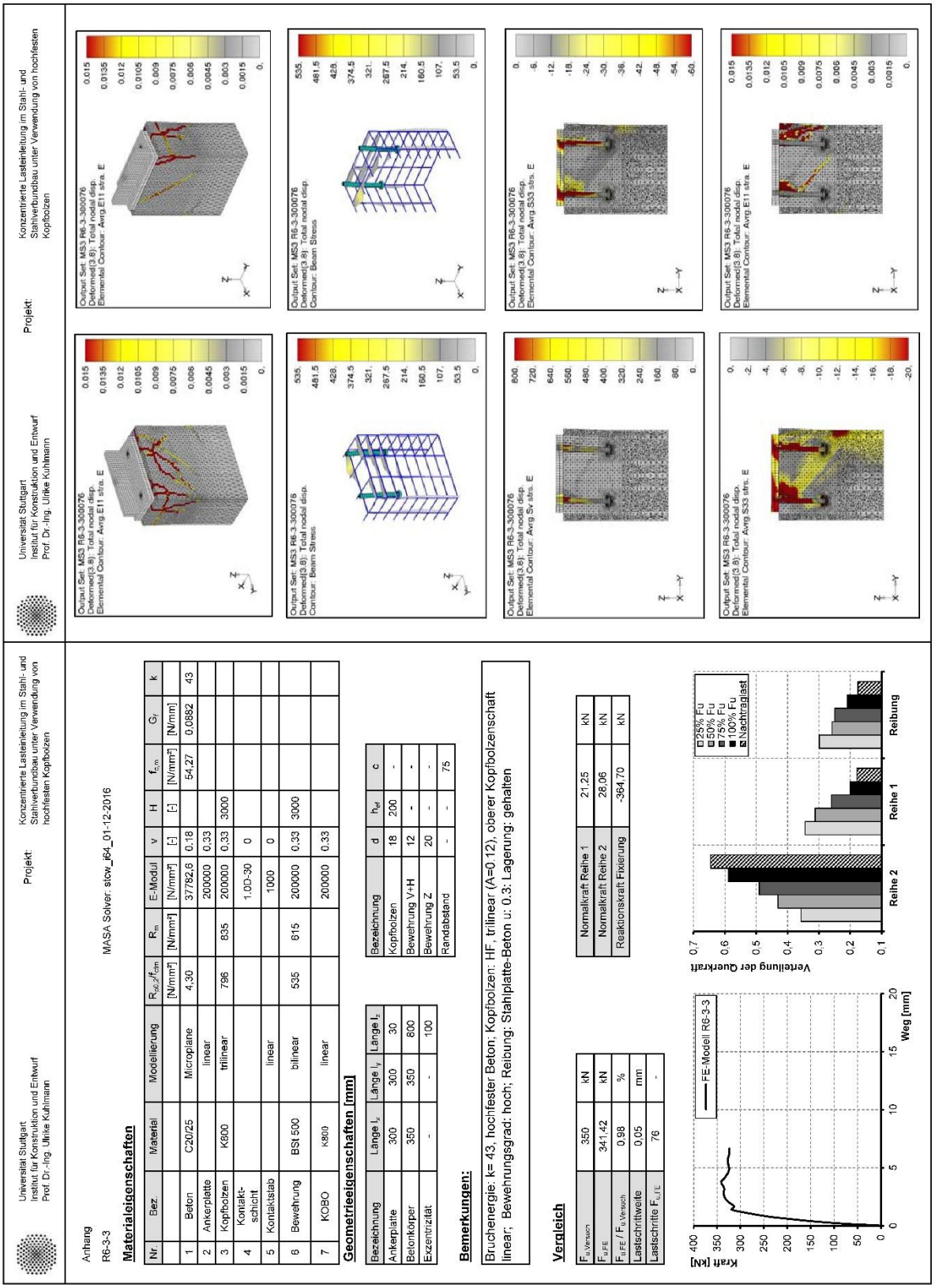


Bild 8.23: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-2-3



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eL,2}/f_{stm}$	R_m	E-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_F	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C20/25	Microplane	4,30		37782,6	0,18		54,27	0,0882	43
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	K600	trilinear	796	835	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1,0E-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			
7	KOBO	K800	linear			200000	0,33				

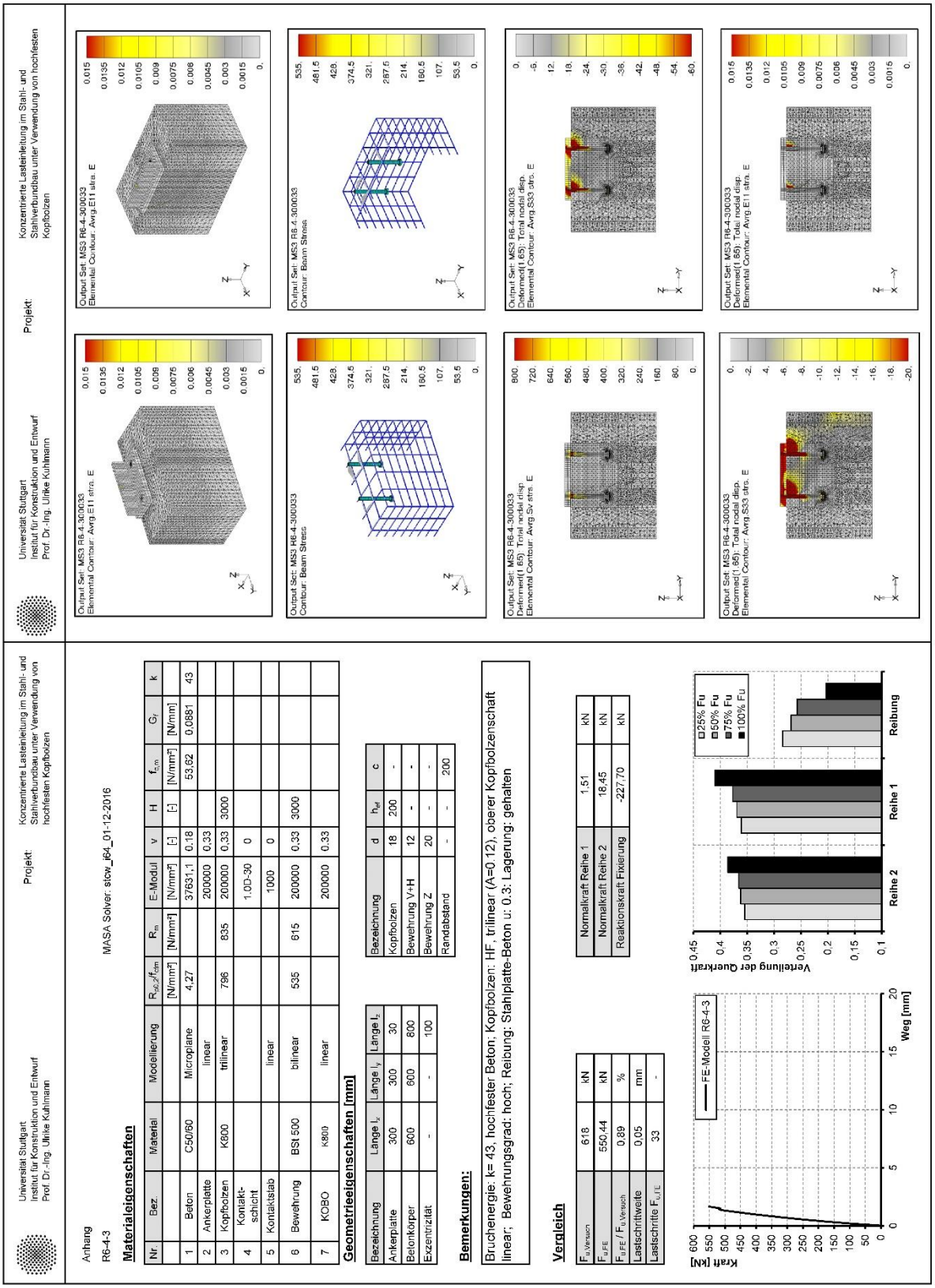
Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	350	350	800
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_w	c
Kopfbolzen	18	200	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Randabstand	-	-	75

$F_{u,Versuch}$	350	kN
$F_{u,FE}$	341,42	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	0,98	%
Lastschrittweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,ITL}$	76	-

Normalkraft Reihe 1	21,25	kN
Normalkraft Reihe 2	28,06	kN
Reaktionskraft Fixierung	-364,70	kN

Bild 8.24: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-3-3



Nr.	Bez.	Material	Modellierung	$R_{eL,0.2}/f_{cm}$	R_m	E_c-Modul	v	H	$f_{c,m}$	G_F	k
				[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm]	
1	Beton	C50/60	Microplane	4,27		37631,1	0,18		53,62	0,0881	43
2	Ankerplatte		linear			200000	0,33				
3	Kopfbolzen	K600	trilinear	796	835	200000	0,33	3000			
4	Kontakt-schicht					1,0D-30	0				
5	Kontaktslab		linear			1000	0				
6	Bewehrung	BSt 500	bilinear	535	615	200000	0,33	3000			
7	KOBO	K800	linear			200000	0,33				

Bezeichnung	Länge l_x	Länge l_y	Länge l_z
Ankerplatte	300	300	30
Betonkörper	600	600	800
Exzentrizität	-	-	100

Bezeichnung	d	h_w	c
Kopfbolzen	18	200	-
Bewehrung V+H	12	-	-
Bewehrung Z	20	-	-
Randabstand	-	-	200

Normalkraft Reihe 1	1,51	kN
Normalkraft Reihe 2	18,45	kN
Reaktionskraft Fixierung	-227,70	kN

$F_{u,Versuch}$	618	kN
$F_{u,FE}$	550,44	kN
$F_{u,FE}$ / $F_{u,Versuch}$	0,89	%
Lastschrittweite	0,05	mm
Lastschritte $F_{u,TL}$	33	-

Bild 8.25: Dokumentation der Validierung der numerischen Berechnung zu Versuch R6-4-3

DASt-Richtlinien (deutscherstahlbau.de)

Forschungsberichte (deutscherstahlbau.de)