

Diploma Thesis

Experimental analysis of shear transfer by aggregate interlock

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Experimentelle Untersuchungen zur Übertragung von Schubkräften über Rissreibung

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Matthias Bernsteiner, BSc

Matr.Nr.: 1026327

unter der Anleitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann Kollegger**

Univ. Ass. Dipl.-Ing. **Tobias Huber, BSc**

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

Wien, im Dezember 2018

Kurzfassung

Obwohl Stahlbeton als Konstruktionsbaustoff in der heutigen Zeit nicht mehr wegzudenken ist, konnte insbesondere das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen ohne ausreichender Querkraftbewehrung bis heute noch nicht restlos geklärt werden. Auch wenn die für die Abtragung vorherrschenden Tragmechanismen allgemein bekannt sind, ist deren jeweiliger Anteil an der Gesamttragfähigkeit unter Forschenden umstritten. Grund dafür ist das komplexe Zusammenwirken dieser Traganteile, welche von vielen verschiedenen Parametern abhängen und sich mit dem fortschreitenden Rissverlauf im Beton durchgehend ändern. Deswegen basieren die zur Zeit vorhandenen Modellvorstellungen auf rein empirischen Formelapparaten mit nur teilweise mechanisch begründetem Hintergrund. Wünschenswert wäre die Erarbeitung eines weltweit anerkannten, mechanisch begründetem Modell zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung.

Nach einer einleitenden Problemstellung, infolgedessen auch die Ziele dieser Diplomarbeit abgehandelt werden, sind im zweiten Kapitel die Erkenntnisse einer Literaturrecherche dargestellt. Dabei wird auf die verschiedenen Tragmechanismen und zu deren Beschreibung entwickelter Ansätze eingegangen. Des Weiteren werden vorhandene Modelle zur Berechnung der Gesamtquerkrafttragfähigkeit vorgestellt und darauf aufbauende Bemessungsmodelle verschiedener gängiger Normen diskutiert.

Unter Anleitung von T. HUBER wurden im Herbst 2015 insgesamt 15 „Push-Off“-Versuche und sieben Querkraftversuche am institutseigenen Labor durchgeführt und anschließend von HACKL in [2] beschrieben und ausgewertet. Dabei wurden neben der Rissreibung auch die Auswirkungen verschiedener Betonsorten und -güten untersucht und miteinander verglichen. Auch die Betondruckfestigkeit wurde variiert (40 N/mm^2 bzw. 60 N/mm^2). Diese Versuchsreihe wurde anschließend im Zuge dieser Arbeit um weitere sechs „Push-Off“- sowie drei Querkraftversuche erweitert und um die darin noch fehlenden Betonsorten DNC40 (Normalbeton aus kantkörnigem Zuschlag mit gebrochenem Dolomit) und QSCC40 (Selbst verdichtender Beton mit quarzitischem Sand als Zuschlag) ergänzt. Die Versuchsdurchführung, den Aufbau und das Messkonzept sind dabei in Kapitel drei beschrieben.

Abschließend werden in Kapitel vier und fünf die erhaltenen Messergebnisse ausgewertet und mit vorhandenen Modellen verglichen. Dazu sind die Risskinematik und Schubspannungsverläufe der untersuchten „Push-Off“- Versuche einander gegenübergestellt und hinsichtlich etwaiger Einflüsse der variierten Parameter untersucht worden. Des Weiteren werden die erhaltenen Spannungsverläufe mit vorhandenen Rissreibungsmodellen nachgerechnet, um deren Unterschiede herauszuarbeiten und auf Plausibilität zu überprüfen. Zur Untersuchung der Querkraftversuche werden in einem ersten Schritt die erhaltenen Querkrafttragfähigkeiten mit vorhandenen Querkrafttragmodellen und Bemessungskonzepten verschiedener Normen verglichen. Anschließend werden für jeden Traglastmechanismus - bestehend aus Rissreibung, Dübelwirkung und den Schubspannungen der Rissprozesszone bzw. der Betondruckzone - eingangs in Kapitel zwei beschriebene Modelle einander gegenübergestellt. Daraus abgeleitet wird eine Modellkombination gefunden, welche die durchgeführten Querkraftversuche bestmöglich beschreibt, um die darin

herrschenden Traglastanteile zu untersuchen. Dabei stellt sich heraus, dass der Hauptanteil der Querkraft entweder von der Betondruckzone oder über die Rissreibung abgetragen wird.

Im Verlauf dieser Arbeit hat sich herausgestellt, dass sich das photogrammetrische Messsystem sehr gut zur Versuchserfassung eignet, da dadurch die Veränderung des Rissbildes mit fortschreitender Lasteinleitung aufgenommen und ausgewertet werden kann. Es hat sich gezeigt, dass die Rissöffnung und Rissgleitung von der Rissneigung abhängt, welche wiederum einen positiven Einfluss auf die Größe der mittels Rissreibung über die Rissufer übertragbaren Schubspannungen hat. So konnten bei kleinen Rissneigungen verhältnismäßig große Rissöffnungen gemessen werden, während große Rissufersteigungen zu hohen Rissgleitungen und damit einhergehenden großen Schubspannungen führten. Des Weiteren hat sich das lineare Rissreibungsmodell des Model Code 2010 als gute Berechnungsmethode zur Abschätzung der über Rissreibung übertragbaren Schubspannungen herauskristallisiert, wodurch in Kombination mit dem Betondruckzonenmodell von ZINK eine gute Übereinstimmung der berechneten Querkraftwiderstände mit den experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten erzielt werden konnte.

Es werden jedoch in Zukunft weitere Versuche und darauf aufbauende Analysen nötig sein, da durch die deutliche Streuung der gemessenen Querkrafttragfähigkeiten keine allgemein gültigen Aussagen getroffen werden konnten. Außerdem könnten dadurch beobachtete Tendenzen bestätigt und ein Zusammenhang zwischen Betongüte und Querkrafttragverhalten deutlicher herausgearbeitet werden.

Abstract

Although reinforced concrete is the most commonly used construction material worldwide, there are still ongoing discussions about the shear behaviour of reinforced concrete beams without stirrups. While there is a general consensus about the existing mechanisms transferring shear forces, their ultimate bearing capacity is highly controversial. Complex interactions between these mechanisms and their tendencies to change with alternating crack patterns hinder the development of a worldwide approved mechanical model. Nowadays only empirical approaches with a partial analytical background have been developed, which lead to different results depending on the used model and its variation of the transferring shear forces.

The first chapter introduces the problem, with the objective to find a generally acknowledged shear model based on a mechanical background. Relying on literature research, the second chapter presents existing models for the calculation of the total lateral force bearing capacity, and design models based on different common standards will be discussed.

Under the guidance of T. HUBER, a total of fifteen „Push-Off“ experiments and seven shear tests on beams were performed at the institute’s own laboratory in November 2015 and afterwards described and evaluated by HACKL. In addition to the friction of cracks, different types and grades of concrete were examined and compared with each other. The compressive strength was also varied between 40 and 60 N/mm². Supplementing these tests, through the course of this work, the series of experiments was extended by six more „Push-Off“- and three shear tests on beams, including still missing concrete grades DNC40 (normal concrete with granular aggregate from crushed dolomite) and QSCC40 (self-compacting concrete with quartzitic sand). In order to measure the crack kinematics continuously, a three-dimensional digital image correlation system was used. The experimental design, the structure and measuring concept are described in chapter three.

Finally, in chapters four and five, the obtained measurement results are evaluated and compared to existing models. Therefore, the crack kinematics and shear stress curves, obtained by evaluating the „Push-Off“ experiments, were compared with each other and investigated with respect to possible influences from various parameters. Furthermore, the obtained distributions of stress are compared with predictions of existing friction models to evaluate their differences and determine their accuracy in calculating existing stresses. Subsequently the shear force carrying capacities obtained by investigating the shear force tests are compared with available design concepts and different models for shear. Also, diverse approaches to describe the shear transverse actions such as aggregate interlock, dowel action and the shear stresses of the fracture process zone and the concrete compression zone are compared. Based on results derived from these comparisons, a combination of models was found which suites the shear resistance in order to investigate the load components prevailing therein. A conclusion transpires, in which the majority of the shear force is either transferred from the concrete compression zone or by the aggregate interlock.

Through the course of this master’s thesis, the image correlation system proved to be a viable measuring tool to record and analyse „Push-Off“ experiments and shear tests, since the behaviour of the crack patterns with increasing load applications could be measured and evaluated. Due to

those measurements, a relation between crack opening, sliding and tilting was found. Furthermore, the linear model for aggregate interlock released by Model Code 2010 proved to be a good calculation method to estimate the quantity of shear force transferred with aggregate interlock. In combination with the concrete compression zone model by ZINK a satisfactory consensus could be achieved with the experimentally obtained shear resistances.

Apparently, additional tests containing similar experimental procedures and analyses will be necessary, since no general statements could be made due to the variance of the measured shear resistances. Moreover, previously observed tendencies could be confirmed and a connection between concrete quality and shear force bearing behaviour could be identified through additional tests.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	10
1.1	Problemstellung	11
1.2	Abgrenzung und Zielsetzung	13
2	Tragmechanismen querkraftbeanspruchter Balken ohne Schubbewehrung	15
2.1	Dübelwirkung	16
2.1.1	T. Baumann und H. Rüsç	17
2.1.2	H.P.J. Taylor	18
2.1.3	Reineck (1991)	18
2.1.4	E. N. Vintzēleou und T. P. Tassios	18
2.2	Rissreibung	19
2.2.1	Lineares Rissreibungsmodell nach J. C. Walraven	19
2.2.2	Model Code 2010	20
2.2.3	Walraven 2 Phasen Modell	20
2.2.4	„Rough-Crack“-Modell nach Bažant und Gambarova	21
2.2.5	Modifiziertes „Rough-Crack“-Modell nach Gambarova und Karakoç	22
2.2.6	„Contact-Density“-Modell nach LI ET AL.	23
2.3	Spannungen in der Rissprozesszone	24
2.3.1	„Fictitious Crack“-Modell nach A. Hillerborg	24
2.3.2	Zugspannungs-Verformungsverhalten nach H. W. Reinhardt	25
2.3.3	Exponentieller Ansatz nach D. A. Hordijk	26
2.3.4	Bilinearer Ansatz nach fib Model Code 2010	26
2.4	Schubspannungen in der Betondruckzone	27
2.4.1	Mörsch	28
2.4.2	Zink	29
2.4.3	Tureyen und Frosch	30
2.5	Sprengwerkwirkung	31
2.5.1	Einfluss der Schubslankheit	31
2.6	Modelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung und Entwicklung der Normen	32
2.6.1	Zink	33
2.6.2	Modified Compression Field Theory – MCFT	34
2.6.3	Critical Shear Crack Theory – CSCT	35
2.6.4	Eurocode 2 und nationales Anwendungsdokument für Österreich (2011)	38
2.6.5	ACI 318	38
3	Experimentelle Untersuchungen	39
3.1	Allgemeines	39
3.1.1	Versuchsprogramm	39
3.1.2	Betonzusammensetzung	40

3.2	Bestimmung der Materialeigenschaften	41
3.2.1	Druckfestigkeitsversuche	41
3.2.2	Spaltzugversuche	42
3.2.3	Rauheitsbestimmung	42
3.2.4	gemessene Materialkennwerte	44
3.3	„Push-Off“-Versuche	45
3.3.1	Versuchskörper	45
3.3.2	Versuchsdurchführung	48
3.3.3	Messkonzept	53
3.4	Querkraftversuche	55
3.4.1	Versuchskörper	55
3.4.2	Versuchsdurchführung	56
3.4.3	Messkonzept	58
4	Ergebnisse	59
4.1	„Push-Off“-Versuche	59
4.1.1	Risskinematik	59
4.1.2	Kontaktspannungen in Abhängigkeit von der Risskinematik	61
4.2	Querkraftversuche	65
4.2.1	Versuchslast	66
4.2.2	Last-Verformungs-Beziehungen	66
4.2.3	Versagensmechanismus	68
4.2.4	Risskinematik	69
4.2.5	Betondruckzone	72
5	Nachrechnung und Interpretation	77
5.1	„Push-Off“-Versuche	77
5.1.1	Vergleich der Rissreibungsmodelle	77
5.2	Querkraftversuche	81
5.2.1	Vergleich mit vorhandenen Querkraftmodellen	81
5.2.2	Querkrafttraganteilanteil zufolge Rissreibung	83
5.2.3	Querkrafttraganteil zufolge Dübelwirkung	86
5.2.4	Querkrafttraganteil zufolge der Rissprozesszone	87
5.2.5	Querkrafttraganteilanteil zufolge Schubspannungen in der Betondruckzone	91
5.3	Zusammenführen der Modelle	93
6	Schlussfolgerung	97
A	„Push-Off“-Versuche	105
A.1	Vergleich der Kontaktspannungen mit verschiedenen Rissreibungsmodellen	105
A.1.1	PoDNC40C	105
A.1.2	PoDNC40E	106
A.1.3	PoDNC40D	107
A.1.4	PoDSCC40A	108
A.1.5	PoDSCC40B	109
A.1.6	PoDSCC40C	110
A.1.7	PoDSCC60A	111
A.1.8	PoDSCC60B	112
A.1.9	PoDSCC60C	113

A.1.10 PoQNC40A	114
A.1.11 PoQNC40B	115
A.1.12 PoQNC40C	116
A.1.13 PoQSCC40C	117
A.1.14 PoQSCC40D	118
A.1.15 PoQSCC40F	119
A.1.16 PoQSCC60A	120
A.1.17 PoQSCC60B	121
A.1.18 PoQSCC60C	122
B Querkraftversuche	123
B.1 Vergleich vorhandener Querkraftmodelle	123
B.2 Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung	124
B.2.1 Vergleich zum Zeitpunkt der maximalen Querlast V_{Exp}	124
B.2.2 Vergleich zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch mit der Bruchlast V_{lp}	125
B.3 Querkrafttraganteil zufolge Schubspannungen in der Betondruckzone	126
B.3.1 Vergleich zum Zeitpunkt der maximalen Querlast V_{Exp}	126
B.3.2 Vergleich zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch mit der Bruchlast V_{lp}	127
B.4 Querkrafttraganteil zufolge Dübelwirkung	128
B.4.1 Vergleich zum Zeitpunkt der maximalen Querlast V_{Exp}	128
B.4.2 Vergleich zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch mit der Bruchlast V_{lp}	129
B.5 Querkrafttraganteil zufolge der Rissprozesszone	130
B.5.1 Vergleich zum Zeitpunkt der maximalen Querlast V_{Exp}	130
B.5.2 Vergleich zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch mit der Bruchlast V_{lp}	131
C Zusammenfügen der Modelle	132
C.0.1 Vergleich zum Zeitpunkt der maximalen Querlast V_{Exp}	132
C.0.2 Vergleich zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch mit der Bruchlast V_{lp}	134

Kapitel 1

Einleitung

Beton als Baustoff wurde bereits in der Antike von den Römern zur Errichtung vieler spektakulärer Bauten wie etwa dem Kolosseum oder der Kuppel des Pantheon in Rom verwendet. Aufgrund seiner geringen Zugfestigkeit beschränkte sich das Einsatzgebiet des damals als Opus Caementitium bekannten, aus Zement, Betonzuschlag und Wasser hergestellten künstlichen Steines hauptsächlich auf druckfeste Bauteile wie Wände oder Stützen. Nach dem Untergang des römischen Reiches im 5. Jahrhundert sollte es bis Mitte des 19. Jahrhunderts dauern, bis weitere Fortschritte im Betonbau erzielt werden konnten. Durch die steigende Bedeutung von Eisen als Konstruktionswerkstoff wurde der Verbundwerkstoff Stahlbeton entwickelt. Angefangen von JOSEPH-LOUIS LAMBOT und seinem 1855 entwickelten Stahlbetonboot und dem Stahlbetonblumentrog von JOSEPH MONIER (1865), sei dazu noch der amerikanische Rechtsanwalt THADDEUS HYATT erwähnt, welcher in seiner Patentanmeldung erstmals klar formulierte, dass allenfalls erforderliche Bewehrung in die Zugzone zu legen sei.

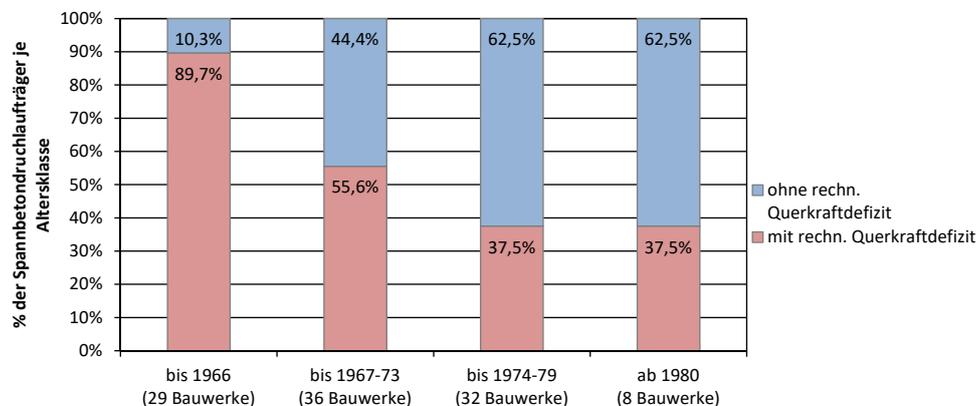


Abb. 1.1: Spannbetondurchlaufträger mit und ohne rechnerischem Querkraftdefizit je Altersklasse der untersuchten Bauwerke; aus [4]

Mit zunehmender Bedeutung des Verbundwerkstoffs Stahlbeton wurden auch die Bemessungsmethoden stetig weiterentwickelt. Im Laufe der Jahre entwickelten sich dadurch heute allgemein anerkannte Theorien wie die Bemessung mit Stabwerksmodellen nach SCHLAICH und SCHÄFER [5] oder das aus dem sogenannten Dresdener Rechenverfahren von GEHLER ET AL. [6] abgeleitete Traglastverfahren zur Abschätzung der Biegetragfähigkeit. Als problematischer stellte sich hingegen die Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit heraus: während sich für Stahlbetonträger mit Querkraftbewehrung relativ schnell die „klassische Fachwerkanalogie“ von MÖRSCH [7] etablierte, konnte für Träger ohne ausreichender Schubbewehrung bis heute kein weltweit anerkanntes, mechanisches Bemessungsmodell gefunden werden. Dieser Umstand ist auf die Komplexität der einzelnen Tragmechanismen zurückzuführen, welche wiederum von verschiedenen Parametern

abhängen und sich gegenseitig beeinflussen. Zurzeit existieren daher nur Modelltheorien auf empirisch hergeleiteten Formeln mit oder ohne teilweise mechanisch begründetem Hintergrund. Dies hat nicht zuletzt in der Normenentwicklung zu sehr unterschiedlichen Bemessungsregeln geführt. Dabei haben sich mit fortlaufendem Normenstand nicht nur die Querkraftbemessungen verändert, auch die anzusetzenden Beanspruchungen haben sich teilweise wesentlich erhöht. Beispielhaft sei an dieser Stelle ein von der deutschen Bundesanstalt für Straßenwesen initiiertes Forschungsvorhaben von FISCHER ET AL. [4] vorgestellt: darin wurden Nachrechnungen von 105 Spannbetondurchlaufträgern gesammelt und ausgewertet. In Abbildung 1.1 sind die rechnerischen Querkraftdefizite dieser Träger unter Berücksichtigung ihres Baujahres dargestellt: von den vor 1966 hergestellten Durchlaufträgern weisen darin fast 90 % rechnerische Defizite auf, bei Bauwerken darauffolgender Jahre sinkt dieser Anteil deutlich. Dies ist in der ab 1966 vorgeschriebenen Mindestbewehrung begründet. Davor war nur eine konstruktive Bewehrung erforderlich, deren Ausführung im Ermessen des Planers lag.

Auch international können zwischen aktuell gültigen Normen in manchen Fällen große Unterschiede in der Querkraftberechnung festgestellt werden. Abhängig von dem der Norm zugrunde gelegten Modell berücksichtigen diese unterschiedliche Einflussparameter und weichen deshalb teilweise stark voneinander ab. So hat beispielsweise ALLERBAUER in [8] festgestellt, dass der Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung bei kleinen Querkraften zwar gut übereinstimmt, bei größer werdenden Tragfähigkeiten diese Abweichung jedoch immer deutlicher zunimmt. Dies ist in Abbildung 1.2 gut ersichtlich, in welchem die Ergebnisse verschiedener Normen von 283 Versuchen graphisch dargestellt werden.

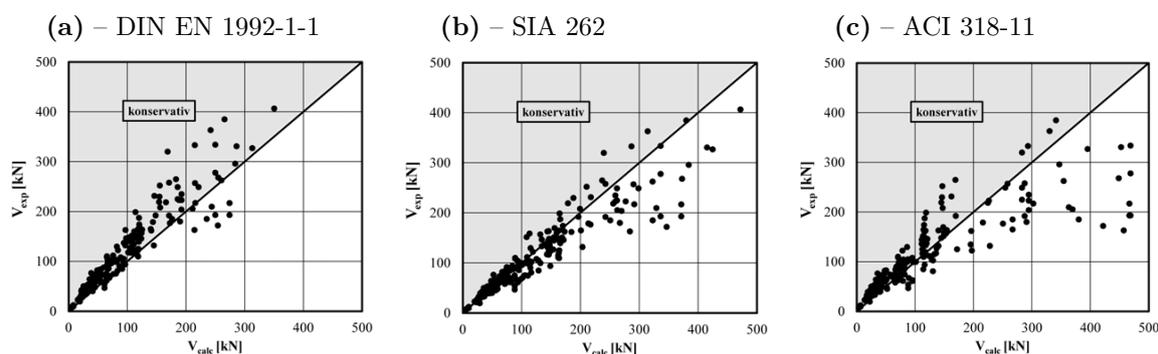


Abb. 1.2: Vergleich der in 283 Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} in Bezug auf die berechnete Tragfähigkeit V_{calc} verschiedener Normen; aus [8]

ALLERBAUER führt diese Diskrepanz der Ergebnisse auf die unterschiedliche Berücksichtigung mancher Einflussparameter wie den Maßstabseffekt oder den Längsbewehrungsgrad zurück. Nicht zuletzt deshalb ist seit Entwicklung des Verbundwerkstoffs Stahlbetons Mitte des 19. Jahrhunderts die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung Gegenstand umfassender Untersuchungen, um ein einheitliches, global anerkanntes und mechanisch begründetes Bemessungskonzept zu entwickeln.

1.1 Problemstellung

Dank reger Forschungstätigkeit im Bereich der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung sind sich die Forschenden mittlerweile weitgehend darüber einig, welche

Tragmechanismen prinzipiell an der Abtragung von Querkräften beteiligt sind [9]. Diese teilen sich in fünf Mechanismen auf und sind nachfolgend aufgelistet:

- Sprengwerk- bzw. Bogenwirkung V_{sp}
- Dübelwirkung V_{da}
- Rissreibung V_{ag}
- Spannungen in der Rissprozesszone V_{cr}
- Schubspannungen in der Betondruckzone V_{cz}

Diese Traganteile werden im nachfolgenden Kapitel ab Seite 15 genauer beschrieben und sind dort ebenfalls in Abbildung 2.1 illustriert.

Da das eigentliche Schubversagen sehr stark von der entstehenden Rissbildung abhängig ist, lässt sich die Bedeutung der verschiedenen Tragwirkungen an der Gesamttragfähigkeit schwer quantifizieren. Je nach betrachtetem Belastungszeitpunkt und vorhandenem Rissverlauf ändert sich das Gleichgewicht der inneren Kräfte und somit der Traglastanteil der maßgebenden Tragmechanismen. Auch die Lastkonfiguration und Laststellung hat sich auf Basis verschiedener experimenteller Untersuchungen von beispielsweise CAVAGNIS ET AL. [10], YANG [11] und TUE ET AL. [12] als nicht zu vernachlässigende Einflussgröße herausgestellt. Besonders auflagernahe Laststellungen weisen im Vergleich zu schubslanken Bauteilen ($2,5 \leq a/d \leq 3,0$) erhöhte Querkrafttragfähigkeiten auf, da ein Großteil der Querkraftbeanspruchung über direkte Druckstreben ins Auflager abgeleitet werden kann (siehe auch Abbildung 1.3).

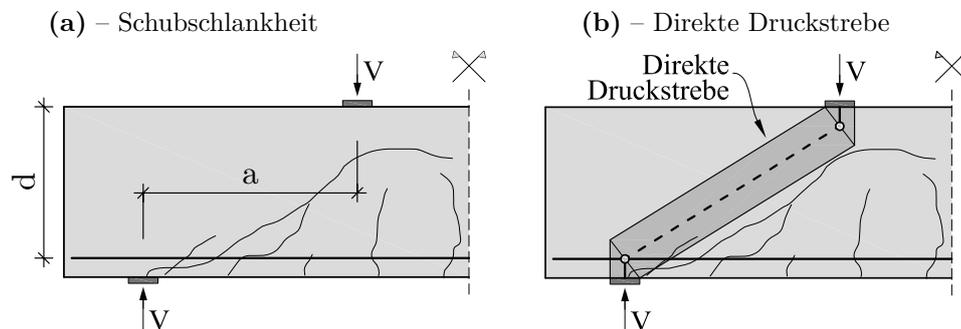


Abb. 1.3: (a) Definition der Größen a und d mit a = Abstand vom Auflager zum Lasteinleitungspunkt und d = der statischen Nutzhöhe (Abstand der Längsbewehrung zur Trägeroberseite) (b) zur Lastabtragung wirkende direkte Druckstrebe, aus [13]

Aufgrund dieser Menge an Einflussfaktoren und deren unterschiedlicher Wichtigung haben sich zahlreiche Bemessungsmodelle entwickelt, welche sich teils stark voneinander unterscheiden. Stabwerk- und Bogenmodelle gehen beispielsweise davon aus, dass zwischen den Auflagern Sprengwerke bzw. Druckbögen gebildet werden, die für die Lastabtragung und Schubtragfähigkeit maßgebend sind (z. B. Modell von SCHOLZ und SPECHT [14]). Neben diesen Modellen, welche sich laut MITCHELL und COLLINS [15] jedoch nur für Schubschlankheiten bis $a/d \leq 2,5$ zur Vorhersage der Querkrafttragfähigkeit eignen, wurde 1964 von KANI [16] das Zahnmodell entwickelt. Damit werden Stahlbetonträger im Zustand II als eine Aneinanderreihung von Betonzähnen verstanden, welche durch idealisierte Biegeschubrisse begrenzt und an der Oberseite in die Betondruckzone eingespannt sind (siehe Abbildung 1.4). Dieses Modell wurde 1990 von REINECK [17] um die bekannten Tragwirkungen der Rissreibung, Zahnbiegung, Dübelwirkung und Biegung mithilfe

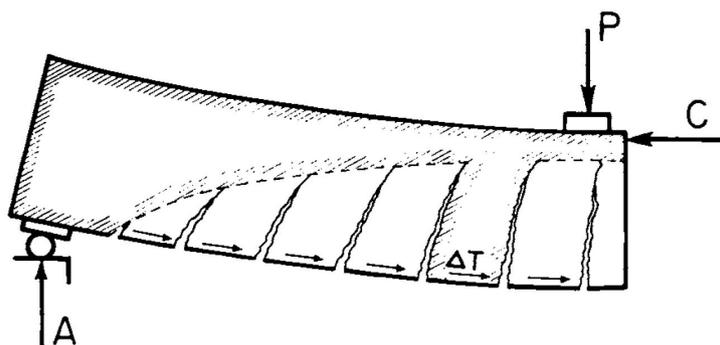


Abb. 1.4: Skizze des Zahnmodells von KANI, aus [16]

von Verformungs- und Verträglichkeitsbedingungen am Zahn erweitert. Andere Ansätze hingegen gehen wiederum von einem Überschreiten der Hauptzugspannungen in der Betondruckzone aus. Beispielhaft seien an dieser Stelle Modelle von TUREYEN und FROSCHE [18] und ZINK [3] genannt. Letztgenannter macht die in der ungerissenen Biegedruckzone induzierten Schubspannungen hauptverantwortlich für die Querkrafttragfähigkeit. RUIZ und MUTTONI haben in [19] bei der Entwicklung der Theorie des kritischen Biegeschubrisses das Versagen eines Stahlbetonbauteils auf den Ausfall der Rissreibung zurückgeführt. Diese Rissverzahnung wird auch von COLLINS und VECCHIO [20] in ihrer 1986 entwickelten „Modified Compression Field Theory“ als der maßgebliche Tragmechanismus erkannt. Auf einige dieser Modelle wird in Abschnitt 2.6 ab Seite 32 näher eingegangen.

Ein weiterer Grund für die herrschenden Unstimmigkeiten bezüglich eines mechanischen Modells könnte nach CAVAGNIS [21] auch an der verwendeten Messtechnik liegen. Diese Behauptung liegt darin begründet, dass die derzeit gängigsten Modelle aufgrund konventioneller Messtechniken nur auf Basis von Rissverläufen nach bzw. kurz vor dem Schubbruchversagen entwickelt wurden. Erst durch Verbesserung der Messsysteme bzw. Schaffung neuer Methoden wie der digitalen Bildkorrelation (DIC, für engl. *digital image correlation*) konnten Vorgänge während dem Schubversagen neu interpretiert werden. So ist es durch diese Systeme möglich, die Fortpflanzung der Risse und die Risskinematik des kritischen Biegeschubrisses stufenweise aufzunehmen und den gesamten Prozess, welcher zum Schubversagen von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung führt, verfolgen und erforschen zu können.

1.2 Abgrenzung und Zielsetzung

HACKL [2] hat unter Anleitung von T. HUBER am Institut für Tragkonstruktionen an der technischen Universität Wien im Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau 15 „Push-Off“-Versuche sowie sieben Querkraftversuche durchgeführt und dokumentiert. Dabei wurde die These verfolgt, dass die Rissreibung einen wesentlichen Anteil an der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung hat. Zusätzlich zum Einfluss der Rissverzahnung sollten dabei auch die Auswirkungen verschiedener Betonsorten und -güten untersucht und miteinander verglichen werden. HACKL konnte in seiner Arbeit [2] auf Seite 78-79 folgendes feststellen: „Der Einsatz einer quarzitischen Gesteinskörnung respektive einer kleineren Betondruckfestigkeit wirkt sich tendenziell positiv auf die rissübergreifende, reibungsinduzierte Spannungsübertragung aus“. Jedoch merkte er an, dass für eine bessere Abschätzung des Anteils der Rissreibung an der Querkrafttragfähigkeit weitere „Push-Off“- sowie Querkraftversuche notwendig sind, „[...]

da die Versuchsergebnisse auch bei gleichen Einflussfaktoren teils relativ stark streuten, und andererseits, weil bisher der Einfluss der Betonart (NC/SCC) auf das Rissreibungsverhalten nicht erfasst werden konnte.“ ([2], Seite 79). Aus diesem Grund wurde die von T. HUBER konzipierte Versuchsreihe im Zuge dieser Arbeit um weitere sechs „Push-Off“- und drei Querkraftversuche der Betonsorten DNC40 und QSCC40 erweitert. Dabei sollten insbesondere folgende Sachverhalte weiterführend untersucht werden:

- „Push-Off“-Versuche:
 - Auswirkungen der Rissufferrauheit auf die Kinematik und Spannungsübertragung
 - Zusammenhang zwischen der Rissgleitung, Rissöffnung, Schubspannung und Normalspannung
 - Unterschiede und Genauigkeit verschiedener Rissreibungsmodelle aus der Literatur
 - Einfluss der Betondruckfestigkeit und der Zuschlagsart auf die Risskinematik und die rissübergreifenden, reibungsinduzierten Spannungen.
 - Einfluss der Quersteifigkeit – eingebracht durch die externe Zwangseinspannung – auf die Versuchsergebnisse
 - Aussagekraft der Ergebnisse von „Push-Off“- Versuchen bezüglich der Spannungsübertragung über Rissreibung bei den Querkraftversuchen
- Querkraftversuche:
 - Auswirkungen unterschiedlicher Rauheiten auf die berechneten Querkraftwiderstände und Anteile der Rissreibung
 - Abschätzung der verschiedenen Traglastanteile anhand unterschiedlicher Ansätze und Kombination mehrerer Modelle zur treffendsten Vorhersage des Querkrafttragwiderstandes
 - Eigenberechnung der Schubspannungen in der Betondruckzone und Plausibilitätsüberprüfung anhand bestehender Druckzonenmodelle
 - Einfluss der Betondruckfestigkeit und Zuschlagsart auf die Schubtragfähigkeit und Kinematik des kritischen Biegeschubrisses
 - Unterschied verschiedener gängiger internationaler Normen und Modelle bei der Bemessung des Querkraftwiderstandes von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Aufbauend auf diese Forschungsfragen enthält Kapitel 2 die Literaturrecherche verschiedener Ansätze und Modelle zur Beschreibung der Querkrafttraganteile von Dübelwirkung, Rissreibung, Spannungen in der Rissprozesszone und Schubspannungen in der Betondruckzone. Außerdem sind darin im letzten Abschnitt Auszüge zur Berechnung des Querkraftwiderstandes mehrerer internationaler Normen enthalten. In Kapitel 3 sind die im institutseigenen Labor zwischen November und Dezember 2016 zur experimentellen Untersuchung durchgeführten „Push-Off“- und Querkraftversuche beschrieben. Darin sind die ebenfalls zur Bestimmung der Materialeigenschaften durchgeführten Druckfestigkeits- und Spaltzugversuche sowie die zur flächendeckenden Erfassung der Verformung zum Einsatz kommende Messtechnik dargestellt. Die gewonnenen Messdaten sind anschließend in Kapitel 4 aufbereitet und werden in Kapitel 5 für weiterführende Analysen und Interpretationen herangezogen. Diese wissenschaftliche Abhandlung schließt mit den daraus gewonnenen Erkenntnissen ab, welche in zusammengefasster Form aufgelistet werden.

Kapitel 2

Tragmechanismen querkraftbeanspruchter Balken ohne Schubbewehrung

Während bei schubslanken Stahlbetonbalken¹ im ungerissenen Zustand I das gemeinsame Wirken von Biegemoment und Querkraftbeanspruchung nach der allgemeinen Biegetheorie bestimmt werden kann, verändert sich das Querkrafttragverhalten beim Übergang in den gerissenen Zustand II signifikant. Die Querkraftabtragung hängt dann vielmehr von dem komplexen Zusammenwirken mehrerer Tragmechanismen ab [9]. Diese beschränken sich nach allgemeinem Konsens auf die in Abbildung 2.1 dargestellten und nachfolgend aufgelisteten Mechanismen.

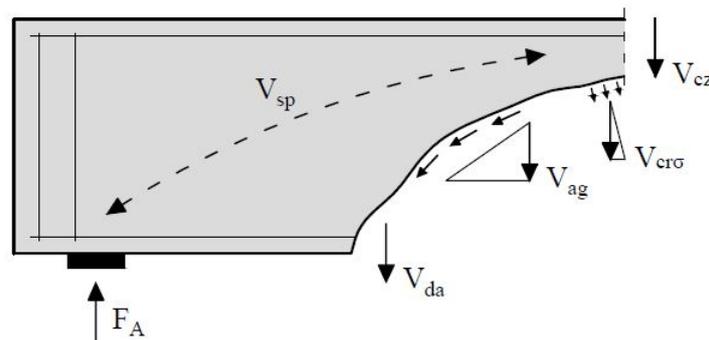


Abb. 2.1: Querkrafttragmechanismen eines Stahlbetonbalkens ohne Schubkraftbewehrung; aus [2]

- Sprengwerk- bzw. Bogenwirkung V_{sp}
- Dübelwirkung V_{da}
- Rissreibung V_{ag}
- Spannungen in der Rissprozesszone V_{cr}
- Schubspannungen in der Betondruckzone V_{cz}

Im Laufe der Jahre wurden verschiedene Modelle für diese Versagensmechanismen erstellt, welche jedem Mechanismus unterschiedlich große Einflüsse auf die Gesamtbruchlast zuordnen. Nachfolgend werden einerseits die Tragmechanismen als auch die dafür zur Verfügung stehenden Modelle erklärt. Außerdem wird auf den Maßstabeffekt eingegangen. Die in der Dissertation von HUBER P.[13] und CAVAGNIS [21] beziehungsweise den Diplomarbeiten von HACKL [2], HUBER

¹Stahlbetonträger mit einem Verhältnis $2,5 \leq \frac{a}{d} \leq 3,5$; Für eine genaue Beschreibung dieses Begriffes siehe Kapitel 2.5.1

T.[1] und ALLERBAUER [8] enthaltenen umfangreichen Zusammenfassungen wurden als wichtige Hilfestellungen und Leitbilder beim Erstellen dieses Abschnittes verwendet.

2.1 Dübelwirkung

Auch wenn die Längsbewehrung hauptsächlich zur Abtragung etwaiger Biegezugkräfte in Längsrichtung verwendet wird, kann sie auch Kräfte quer zu ihrer Verlegungsrichtung abtragen. Durch die bei einem Biegeschubriss entstehende Rotation um die Risspitze (Abb. 2.2(b)) kommt es in Höhe der Biegezugbewehrung zu einem vertikalen Versatz der beiden Rissufer. Dadurch werden die in den gegenüberliegenden Rissoberflächen eingespannten Bewehrungsstäbe aktiviert und wirken diesem Versatz entgegen. Der Betonkörper „stützt“ sich sozusagen an der Längsbewehrung ab.

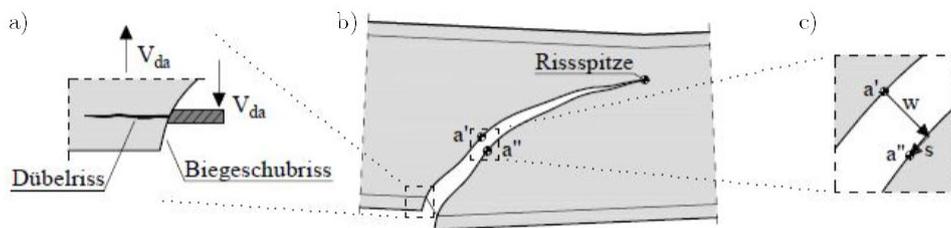


Abb. 2.2: Risskinematik eines Biegeschubrisses: (a) durch den horizontalen Versatz fortschreitender Dübelriss; (b) um die Risspitze rotierender Biegeschubriss mit Rissöffnung w und Rissleitung s (c); aus [2]

Diese Dübelwirkung belastet daraufhin ebenfalls die untere Betondeckung des auflagerseitigen Balkenbereichs und resultiert in Betonzugspannungen in der Betonfläche zwischen den Bewehrungsstäben (siehe dazu Abbildung 2.3). Bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit kommt es zu einem Dübelriss (siehe Abbildung 2.2(a)), welcher bei weiterer Laststeigerung zum Auflager wandert und zum Abplatzen der Betondeckung führt. Die Dübelwirkung ist somit von dem Durchmesser der Bewehrung, dem Bewehrungsgrad, der Betondeckung, der Betonzugfestigkeit und dem Abstand des Risses zum nächsten Bügel bei querkraftbewehrten Trägern abhängig.

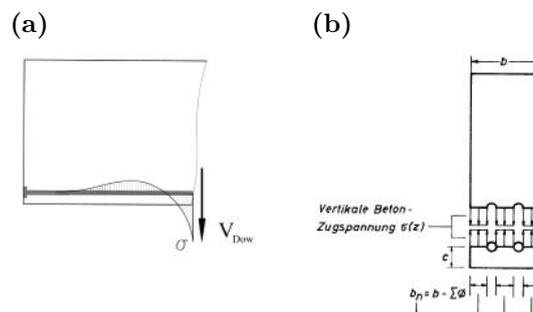


Abb. 2.3: Resultierende Spannungen durch den Höhenversatz in Höhe der Längsbewehrung: (a) Bettung der Bewehrung; (b) auf die Nettobreite des Betonkörpers wirkende Zugspannung; aus [22]

Auch wenn durch die verfügbaren experimentellen Untersuchungen die Hauptparameter der Dübelwirkung gefunden werden konnten, wird weiterhin über deren Anteil an der Gesamtabtragung diskutiert. Des Weiteren wurden im Laufe der Jahre weitere Parameter hinzugefügt, sodass es

mittlerweile viele empirische Formeln gibt, die untereinander stark streuen und teilweise sehr unterschiedliche Vorhersagen der Dübelwirkung treffen. Einige dieser Modelle zur Berechnung der maximalen Dübelkräfte werden auf den nachfolgenden Seiten kurz beschrieben.

2.1.1 T. Baumann und H. Rüscher

BAUMANN und RÜSCH [22] haben aufbauend auf den ersten Experimenten von KREFELD und THURSTON [23] die bis dato umfangreichste Versuchsreihe auf diesem Gebiet durchgeführt. Dabei kamen Versuchskörper nach Abbildung 2.4 zum Einsatz, die in zwei Abschnitten hergestellt wurden: Einem Mittelstück mit Längsbewehrung und dem anschließend betonierten restlichen Betonträger. Die Oberfläche des Mittelstücks wurde außerdem eingefettet, mit einer Folie belegt und mit einer kautschukartigen Masse bestrichen, um einerseits den Verbund mit dem restlichen Träger zu verhindern und andererseits die gewünschte Rissbreite herzustellen.

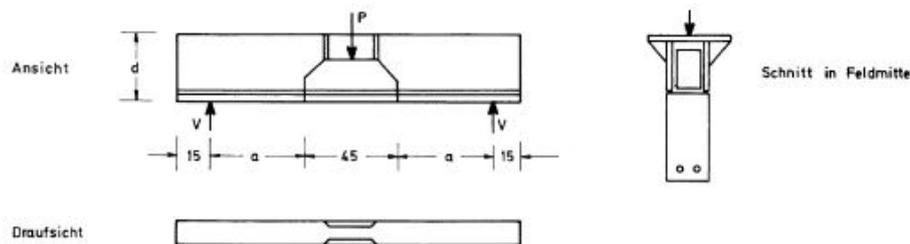


Abb. 2.4: Versuchskörper mit fehlendem Verbund zwischen Mittelstück und Betonträger, aus [22]

Bei Auswertung der Versuche wurde die in Abbildung 2.3(a) gezeigte tatsächliche Dübelspannung zu einem rechteckigen Spannungsblock nach Abbildung 2.5 idealisiert. Dadurch und mithilfe der Versuchsergebnisse konnte auf Formel 2.1 geschlossen werden (für eine genaue Herleitung wird auf [1] verwiesen). Es hat sich gezeigt, dass die Dübelwirkung mit Erhöhung des Bewehrungsdurchmessers d_b , steigender Betonzugfestigkeit f_{ct} und größer werdender Nettobreite² b_n des Betonquerschnitts steigt. Die Betonzugfestigkeit wird in Formel 2.1 durch den Parameter $f_c^{1/3}$ ausgedrückt.

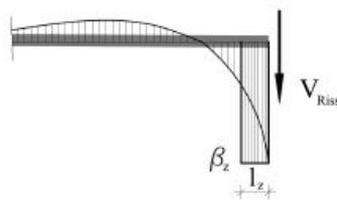


Abb. 2.5: idealisierte Dübelspannung nach BAUMANN und RÜSCH; aus [1]

$$V_{da} = 1,64 \cdot b_n \cdot d_b \cdot f_c^{1/3} \quad (2.1)$$

²Die Nettobreite umfasst die Breite des Betonkörpers abzüglich der Längsbewehrung mit $b_n = b_w - \Sigma \varnothing_s$ und gibt somit den zwischen den Bewehrungsstäben verbleibenden Betonquerschnitt an

2.1.2 H.P.J. Taylor

Auch TAYLOR hat 1974 [24] ähnliche Versuchskörper wie BAUMANN und RÜSCH [22] (Abbildung 2.4) untersucht. Im Unterschied zu den vorhergehenden Testversuchen anderer Autoren wurde diesmal das gesamte Kraft-Dehnungsverhalten inklusive Versagen des Testkörpers gemessen. Die Funktion 2.2 spiegelte anschließend das gemessene Kraft-Dehnungsverhalten am besten wider. Jedoch sollte ebenfalls angemerkt werden, dass der Bewehrungsdurchmesser nicht in die Formel eingeht, obwohl dieser nach BAUMANN und RÜSCH [22] einen positiven Einfluss auf die Dübelwirkung hat.

$$V_{da} = 9,1 + 0,0001 \cdot b_n^2 \cdot f_{ct,sp} \quad (2.2)$$

2.1.3 Reineck (1991)

REINECK hat in [17] ebenfalls eine Gleichung für die Dübelwirkung aufgestellt. Er orientiert sich dabei an den Modellen von BAUMANN und RÜSCH [22] und VINTZĒLEOU und TASSIOS [25]. Da jedoch in der Praxis der Bewehrungsdurchmesser nicht immer von vornherein bekannt ist, wurde die Dübelwirkung nur von bekannten Parametern abhängig gemacht. In Formel 2.3 kommen deshalb nur der Bewehrungsgrad ρ , die Betondruckfestigkeit f_c , die statische Nutzhöhe d und die Gesamtbreite b_w des Trägers vor. Im Versagenszustand sind diese Werte unabhängig von der zugehörigen relativen Rissverschiebung.

$$V_{da} = 1,4 \cdot \frac{\rho^{8/9}}{f_c^{2/3} \cdot d^{1/3}} \cdot b_w \cdot d \cdot f_c \quad (2.3)$$

2.1.4 E. N. Vintzēleou und T. P. Tassios

VINTZĒLEOU und TASSIOS [25] haben die Dübelwirkung auf zwei Versagensarten aufgeteilt: Formel 2.4 ist anzuwenden, wenn die Betondeckung c_b groß genug ist im Verhältnis zur Nettobreite des Trägers b_n (Beschreibung siehe 2.1.1) und deshalb der Beton seitlich der Bewehrung zu brechen beginnt (siehe auch Abbildung 2.6(a)). Diese Versagensform tritt deshalb auch dann ein, wenn die unterste Längsbewehrung in zu geringen Abständen verlegt wird, wodurch die Nettobreite verringert wird.

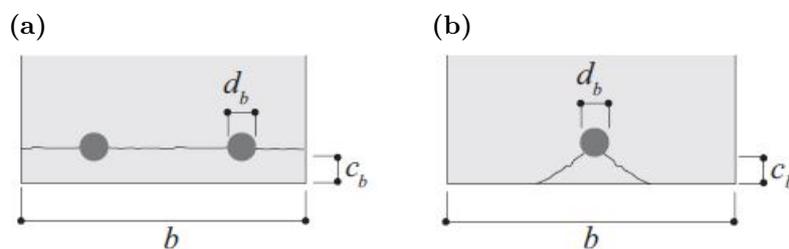


Abb. 2.6: (a) Seitliche Risse im Beton führen zum vollständigen Abplatzen der Betondeckung; (b) Teile der Betondeckung brechen nach unten ab; aus [21]

$$V_{da} = 2 \cdot b_n \cdot d_b \cdot f_{ct} \quad (2.4)$$

Formel 2.5 wiederum geht von einem Ausbrechen des Betons nach unten aus (siehe auch Abbildung 2.6(b)). Voraussetzung dafür ist eine kleine Betondeckung im Vergleich zur Nettobreite.

$$V_{da} = n \cdot 5 \cdot c_b \cdot \frac{c_b}{0,66c_b + d_b} \cdot d_b \cdot f_{ct} \quad (2.5)$$

2.2 Rissreibung

Beton kann als ein Gemisch aus zwei Komponenten beschrieben werden: aus dem Zuschlag und der Zementmatrix. Entsteht ein Riss, so verläuft dieser bei Normalbeton zwischen den Zuschlagskörnern, wodurch eher raue Rissufer entstehen (siehe Abb. 2.7(a)). Bei Ausbildung eines Biegeschubrisses rotieren diese beiden Rissufer um die Risspitze, es entsteht eine Rissgleitung s und eine Rissöffnung w . Unter der Voraussetzung kleiner Rissöffnungen verzahnen sich die beiden rauen Rissufer über deren frei gewordenen Zuschlagskörner miteinander, wodurch Spannungen normal und längs der beiden Rissufer übertragen werden können. Diese Kraftübertragung fällt mit steigender Rissöffnung ab, da sich immer weniger Zuschlagskörner miteinander verhaken können.

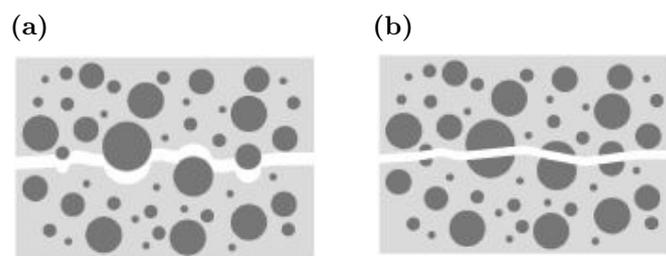


Abb. 2.7: (a) Der Beton bricht an den Kontaktflächen zwischen den Zuschlagskörnern und der Zementmatrix, es entsteht ein rauher Riss; (b) Die Zuschlagskörner werden mitgebrochen, es entsteht ein glatter Riss, aus [1]

Außerdem hängt die Höhe der aktivierten Kräfte auch von der Rissuferrauigkeit ab. Dabei spielt das Verhältnis der Festigkeit des Zuschlags zu jenem der Betonmatrix eine bedeutende Rolle: Ist die Zuschlagsfestigkeit deutlich größer als jene der Zementmatrix, führen die Risse wie bereits beschrieben um den Zuschlag herum – es entstehen raue Rissufer. Anders jedoch bei Betonzusammensetzungen ähnlicher Festigkeiten der Komponenten: die einzelnen Körner brechen ebenfalls mit der Zementmatrix, es entstehen glatte Rissufer (siehe Abb. 2.7(b)). Auch wenn ein einheitliches Modell zur Beschreibung der Rissreibung sehr schwierig herzuleiten ist, werden anschließend einige Ansätze präsentiert, welche im Zuge dieser Diplomarbeit berücksichtigt und verwendet wurden, um die durchgeführten Versuche zu verifizieren.

2.2.1 Lineares Rissreibungsmodell nach J. C. Walraven

WALRAVEN und REINHARDT haben 1980 „Push-Off“-Versuche durchgeführt, um ein Modell zur Beschreibung der Rissreibung herzuleiten. Die in Kapitel 3.3 beschriebenen Versuche wurden dabei einerseits mit interner Bewehrung als auch mit einer externen Zwangsvorrichtung durchgeführt. Dabei wurden die Betonfestigkeit, Sieblinie, Größtkorndurchmesser, Anfangsrissöffnung und die Dehnsteifigkeit der Bewehrung und der externen Zwangsvorrichtung variiert. Anschließend wurden aus den erhaltenen Messdaten mittels einer Regressionsanalyse lineare Gleichungen

hergeleitet. Die mit den Formeln 2.6 und 2.7 berechneten Kurven haben sich den experimentellen Ergebnissen am besten angenähert und hängen nur von der Rissöffnung w , der Rissgleitung s und der Betondruckfestigkeit f_c ab. Der fib Model Code 2010 [27] hat diese Gleichungen in leicht abgewandelter Form anschließend übernommen, siehe dazu Abschnitt 2.2.2.

$$\sigma_{ag} = -\frac{f_{c,cube}}{30} + \left[1,8 \cdot w^{-0,8} + \left(0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,20\right) \cdot f_{c,cube}\right] \cdot s \quad (2.6)$$

$$\tau_{ag} = -\frac{f_{c,cube}}{20} + \left[1,35 \cdot w^{-0,63} + \left(0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15\right) \cdot f_{c,cube}\right] \cdot s \quad (2.7)$$

Dabei ist:

- σ_{ag} = Normalspannung in den Kontaktflächen, in [N/mm²]
- τ_{ag} = Schubspannung in den Kontaktflächen, in [N/mm²]
- w = Rissöffnung, in [mm]
- s = Rissgleitung, in [mm]
- $f_{c,cube}$ = Würfelbetondruckfestigkeit, in [N/mm²]

2.2.2 Model Code 2010

Die im Model Code 2010 [27] angeführten Formeln 2.8 und 2.9 zur Berechnung der Rissreibung basieren auf dem von WALRAVEN und REINHARDT 1980 aufgestelltem linearen Rissreibungsmodell [26]. Der einzige große Unterschied besteht in der Einführung des Faktors C_f [28]. Dieser berücksichtigt die Rauigkeit der Rissufer und gibt an, ob die Risse entlang der Ränder der Zuschlagskörner verlaufen (raues Rissufer, $C_f = 1,0$) oder diese durchtrennen (glatter Riss, $C_f = 0,35$).

$$\sigma_{ag} = C_f \cdot \left\{-0,06 \cdot f_c + \left[1,35 \cdot w^{-0,63} + \left(0,242 \cdot w^{-0,55} - 0,19\right) \cdot f_c\right] \cdot s\right\} \quad (2.8)$$

$$\tau_{ag} = C_f \cdot \left\{-0,04 \cdot f_c + \left[1,8 \cdot w^{-0,8} + \left(0,292 \cdot w^{-0,7} - 0,25\right) \cdot f_c\right] \cdot s\right\} \quad (2.9)$$

Dabei ist:

- σ_{ag} = Normalspannung in den Kontaktflächen, in [N/mm²]
- τ_{ag} = Schubspannung in den Kontaktflächen, in [N/mm²]
- w = Rissöffnung, in [mm]
- s = Rissgleitung, in [mm]
- f_c = Betondruckfestigkeit, in [N/mm²]

2.2.3 Walraven 2 Phasen Modell

Neben dem linearen Rissreibungsmodell, welches auf einer Regressionsanalyse der ausgewerteten Versuchskörper basiert, gelang es WALRAVEN außerdem, das bis dato wohl bekannteste Rissreibungsmodell mit einem physikalischen Hintergrund zu erstellen: Das Zwei-Phasen-Modell [26]. Dabei wird Beton als ein 2-Phasensystem bestehend aus zu Kugeln idealisierten Zuschlagskörnern

und einer diese umgebenden starr-plastischen Zementmatrix angenommen. Ein möglicher Riss verläuft entlang der Zuschlagskörner und kann diese auf allen Höhen mit gleicher Wahrscheinlichkeit schneiden. Durch Betrachtung eines einzelnen Kornes und Überführung in ein zweidimensionales Problem konnte WALRAVEN mit Bezug auf die Risskinematik drei Zustände ausmachen, die in Abbildung 2.8 aufgeführt sind. Er geht davon aus, dass sich der Riss erst öffnet und anschließend eine Kontaktspannung durch Gleitung der Rissufer entsteht. Dadurch ergeben sich die drei Phasen: Phase mit keinem Kontakt (Abb 2.8(b)), Phase mit steigender Kontaktspannung (Abb. 2.8(c)) und Phase mit maximaler Spannung (Abbildung 2.8(d)).

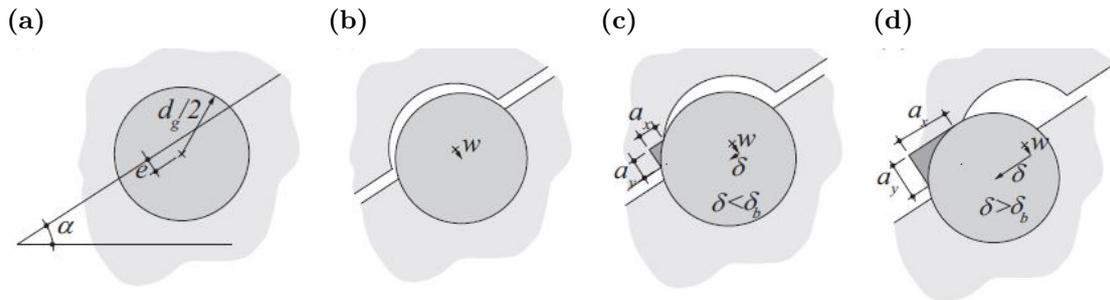


Abb. 2.8: Risskinematik von WALRAVEN [26]: (a) Anfangsstadium vor dem Riss; (b) Reine Rissöffnung, kein Kontakt; (c) Reine Gleitung, steigende Kontaktspannung; (d) Zustand maximaler Spannungsübertragung; aus [21]

Nach dieser Überlegung und Einsetzen des COULOMB'schen Reibungsgesetzes $\tau_{pu} = \mu \cdot \sigma_{pu}$ ergeben sich die Kräfte in Hauptspannungsrichtung nach den Formeln 2.10 und 2.11.

$$\sigma_{ag} = \sigma_{pu} (\Sigma a_x - \mu \cdot \Sigma a_y) \quad (2.10)$$

$$\tau_{ag} = \sigma_{pu} (\Sigma a_y + \mu \cdot \Sigma a_x) \quad (2.11)$$

Die Materialkonstanten σ_{pu} und μ wurden von WALRAVEN anhand von Versuchsergebnissen kalibriert und ergeben sich nach [26] zu $\sigma_{pu} = 6,39 \cdot f_{c,cube}^{0,56}$ und $\mu = 0,4$. Die zur vollständigen Berechnung der Kräfte fehlenden Größen Σa_x und Σa_y beschreiben die Kontaktflächen der einzelnen Körner miteinander und werden durch eine stochastische Analyse der Rissufer bestimmt. Aufgrund des großen Umfangs der dafür notwendigen Formelapparate, welche ausschließlich numerisch lösbar sind, wird zur genaueren Beschreibung an dieser Stelle auf [26] und [1] verwiesen.

2.2.4 „Rough-Crack“-Modell nach Bažant und Gambarova

P. BAZANT und GAMBAROVA [29] haben 1980 aus theoretischen Überlegungen heraus konstitutive Beziehungen aufgestellt, um das Rissreibungsverhalten zu beschreiben. Dabei haben Sie einerseits angenommen, dass die Normalspannung σ_{ag} direkt proportional zur Schubspannung τ_{ag} ist sowie diese mit größer werdender Rissöffnung w abnimmt. Andererseits wurde die Schubspannung maßgeblich vom Verhältnis der Rissgleitung s zur Rissöffnung w abhängig gemacht. Diese Überlegungen wurden anschließend an den Ergebnissen der Versuche von PAULAY und LOEBER [30] kalibriert, bei welchen die Rissweiten w konstant gehalten wurden. Dadurch erhielten P. BAZANT und GAMBAROVA die Formeln 2.12 und 2.13. Nach diesem „Rough-Crack“-Modell nähert sich die Schubspannung τ_{ag} mit steigendem Verhältnis $r = s/w$ einer Asymptote an,

während eine zunehmende Rissöffnung w eine Verkleinerung von r bewirkt und somit eine Reduktion der rissübergreifenden Spannungen verursacht.

$$\sigma_{ag} = -\frac{a_1}{w} \cdot (a_2 \cdot |\tau_{ag}|)^p \quad (2.12)$$

$$\tau_{ag} = \tau_u \cdot r \cdot \frac{a_3 + a_4 \cdot |r|^3}{1 + a_4 \cdot r^4} \quad (2.13)$$

Mit:

$$r = \frac{s}{w}; \quad \tau_u = \tau_0 \cdot \frac{a_0}{a_0 + w^2}; \quad \tau_0 = 0,245 \cdot f_c;$$

$$p = 1,30 \cdot \left(1 - \frac{0,231}{1 + 0,185 \cdot w + 5,63 \cdot w^2}\right); \quad a_0 = 0,01 \cdot d_g^2;$$

$$a_1 = 0,000534; \quad a_2 = 145; \quad a_3 = \frac{2,45}{\tau_0}; \quad a_4 = 2,44 \cdot \left(1 - \frac{4}{\tau_0}\right);$$

2.2.5 Modifiziertes „Rough-Crack“-Modell nach Gambarova und Karakoç

Mit Unterstützung von KARAKOÇ hat GAMBAROVA in [31] sein in Abschnitt 2.2.4 beschriebenes „Rough-Crack“-Modell überarbeitet. Ziel war es, den Einfluss des Größtkorndurchmessers und den Zusammenhang zwischen der Normalspannung σ_{ag} und der Risskinematik (w , s) besser abbilden zu können. Deshalb haben sie die bereits von den Versuchen von PAULAY und LOEBER [30] berücksichtigten Ergebnisse um jene von DASCHNER und KUPFER [32] erweitert. Diese Versuche zeichnen sich durch eine konstant gehaltene Normalspannung in den „Push-Off“-Versuchen aus. Das modifizierte „Rough-Crack“-Modell nach den Formeln 2.14 und 2.15 berechnet die Schub- bzw. Normalspannung σ_{ag} und τ_{ag} in der Rissfläche in Abhängigkeit der Rissgleitung s , der Rissöffnung w , der Betondruckfestigkeit f_c und des Größtkorndurchmessers d_g (alle Werte in [mm] bzw. [N/mm²]).

$$\sigma_{ag} = -a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{s}{(w^2 + s^2)^q} \cdot \tau_{ag} \quad (2.14)$$

$$\tau_{ag} = \tau_0 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2 \cdot w}{d_g}}\right) \cdot r \cdot \frac{a_3 + a_4 \cdot |r|^3}{1 + a_4 \cdot r^4} \quad (2.15)$$

Mit:

$$r = \frac{s}{w}; \quad 0,25 \cdot f_c \leq \tau_0 \leq 0,30 \cdot f_c; \quad q = 0,25;$$

$$a_1 \cdot a_2 = 0,62; \quad a_3 = \frac{2,45}{\tau_0}; \quad a_4 = 2,44 \cdot \left(1 - \frac{4}{\tau_0}\right);$$

2.2.6 „Contact-Density“-Modell nach Li et al.

LI ET AL. hat in [33] ein Modell zur Beschreibung der Rissreibung für jeden beliebigen Belastungspfad publiziert, welches die raue Rissoberfläche mit infinitesimalen Flächenelementen annähert. Die Neigung θ (Abbildung 2.9(a)) dieser Elemente ist eine Zufallsvariable und wird mit der namensgebenden Kontaktdichtefunktion $\Omega(\Theta) = 0,5 \cdot \cos(\theta)$ bestimmt, für die $\int_{-\pi/2}^{\pi/2} \Omega(\theta) d\theta = 1$ gilt (Abbildung 2.9(b)). Berühren sich die Rissufer, wird in Orthogonalrichtung der Flächenelemente die Kontaktspannung σ_{con} aktiviert. Diese hängt von der Rissöffnung w bzw. Rissgleitung s und dem Materialverhalten der Rissfläche ab, welches von den Autoren als linear elastisch-ideal plastisch angenommen wird.

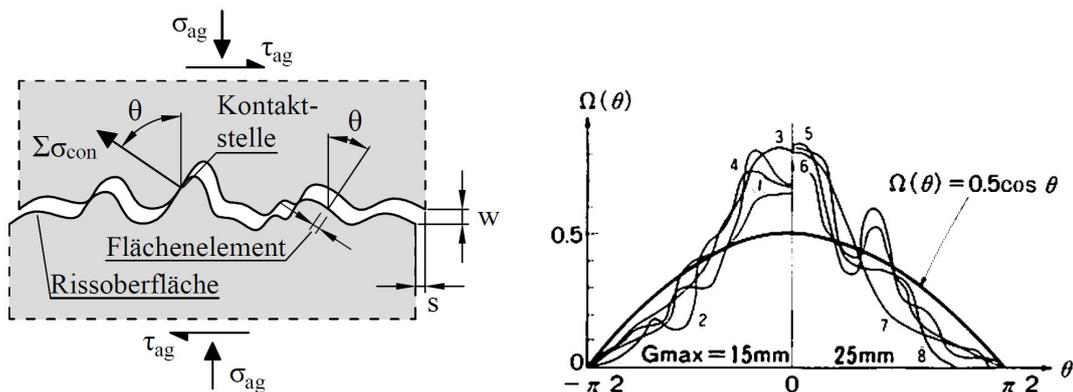


Abb. 2.9: (a) Mit infinitesimalen Flächenelementen angenäherte Rissoberfläche nach LI ET AL. [33]. Bei Kontakt der Rissufer wird in Richtung der Flächenneigung Θ die Kontaktspannung σ_{con} aktiviert. (b) Kontaktdichtefunktion nach LI ET AL.

$$\sigma_{ag} = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} A_t \cdot \sigma_{con} \cdot \cos(\theta) \cdot K \cdot \Omega d\theta \quad (2.16)$$

$$\tau_{ag} = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} A_t \cdot \sigma_{con} \cdot \sin(\theta) \cdot K \cdot \Omega d\theta \quad (2.17)$$

Mit den Gleichungen 2.16 und 2.17 kann anschließend die in der Rissfläche resultierende Schubspannung τ_{ag} bzw. Normalspannung σ_{ag} berechnet werden. Der Wert A_t bezeichnet dabei das Verhältnis der rauhen zu einer ideal ebenen Oberfläche und kann für Betondruckfestigkeiten $f_c \leq 50 \text{ N/mm}^2$ mit $A_t = 1,27$ angenommen werden. Der Faktor K berücksichtigt wiederum die Reduktion der rissübergreifenden Spannungsübertragung bei zunehmender Rissöffnung und ist

unter anderem vom Größtkorndurchmesser des Betonzuschlags abhängig. Auf die Darstellung der Formeln zur Berechnung der Faktoren wird aufgrund der Komplexität in dieser Arbeit verzichtet, jedoch wurden Vereinfachungen des Formelapparates von den Autoren in [33] für den Fall einer monoton steigenden Belastung und einem idealisiert starr-plastischen Materialverhalten durchgeführt. Dadurch hängen die Gleichungen 2.18 und 2.19 nur vom Verhältnis der Rissgleitung s bzw. Rissöffnung w und der Betondruckfestigkeit f_c ab (alle Werte in [mm] bzw. [N/mm²]).

$$\sigma_{ag} = \left[\frac{\pi}{2} - \cot^{-1}(r) - \frac{r}{1+r^2} \right] \cdot m \quad (2.18)$$

$$\tau_{ag} = \frac{r^2}{1+r^2} \cdot m \quad (2.19)$$

Dabei ist:

$$\begin{aligned} r &= \frac{s}{w} \\ m &= 3,83 \cdot f_c^{1/3} \end{aligned}$$

2.3 Spannungen in der Rissprozesszone

Wird Beton über dessen Zugfestigkeit belastet, versagt dieser nicht zwangsläufig mittels Sprödbruch, es kann stattdessen ein Nachbruchverhalten beobachtet werden. Dabei bildet sich ein Riss, welcher bei weiterer Kraftzunahme wächst und schließlich zum Versagen führt. An dessen Spitze, auch Rissprozesszone genannt, können über kleine Rissweiten hinweg noch Zugspannungen übertragen werden. Dieses Phänomen lässt sich durch das Materialverhalten von Beton erklären. So bilden sich bei Annäherung an die Betonzugfestigkeit zuerst Mikrorisse, welche an den Kontaktflächen zwischen Zement und Zuschlagskörnung entlang verlaufen. Mit Beginn dieser Mikrorissbildung wird der Beton weicher, wodurch die Spannungen auf die umgebenden Bereiche umgelagert werden. Dadurch entsteht in der Rissprozesszone keine wie bei beispielsweise Stahl übliche Spannungsspitze, sondern eine parabelförmig abgeflachte Spannungsverteilung (siehe Abbildung 2.10). Bei fortschreitender Zugbeanspruchung entstehen immer mehr Mikrorisse, welche sich mit weiterer Laststeigerung zu einem einzelnen Riss vereinigen. Ähnlich der in Kapitel 2.2 auf Seite 19 beschriebenen Rissverzahnung können bis zu einer GrenZRissweite w_{cr} von 150 bis 200 μm Spannungen über den einzelnen Riss übertragen werden [34]. Grund hierfür ist die Haftzugspannung und Reibung der einzelnen Zuschlagskörner und Zementmatrix der unterschiedlichen Rissufer.

2.3.1 „Fictitious Crack“-Modell nach A. Hillerborg

Aufbauend auf den Arbeiten von DUGDALE und BARENBLATT [36, 37] haben HILLERBORG ET AL. [38] 1976 ein erstes mathematisches Modell zur Beschreibung der übertragenen Spannungen in der Rissprozesszone entwickelt. Bei diesem „Fictitious Crack Model“ wird die vereinfachende Annahme getroffen, dass sich bei einer Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons ein einzelner Riss bildet. Die dabei übertragene Kraft bis zur maximalen Rissweite w_1 lässt sich anschließend nach Formel 2.20 berechnen. Es wird ein lineares indirektes Verhältnis zwischen Zugfestigkeit und Rissöffnung angenommen.



Abb. 2.10: Spannungsverteilung in der Rissprozesszone, im Entfestigungsbereich ist auch nach Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} eine Übertragung von Zugspannungen möglich, nach [35]

$$\int_0^{w_1} \sigma \, dw = G_f = \frac{f_{ct} \cdot w_1}{2} \quad (2.20)$$

Dabei ist:

- σ = Übertragene Spannung in der Rissprozesszone, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- G_f = Bruchenergie, in $[\text{N}/\text{mm}]$
- f_{ct} = Zugfestigkeit von Beton, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- w_1 = maximale Rissöffnung zur Spannungsübertragung, in $[\text{mm}]$

HILLERBORG ET AL. kamen zu dem Schluss, dass die Länge der Rissprozesszone von der Bauteilgröße unabhängig ist und von den Betoneigenschaften bestimmt wird. Dadurch ist der Einfluss der Rissprozesszone bei kleinen Bauteilen bedeutsam, nimmt jedoch mit zunehmender Größe der Versuchskörper ab.

2.3.2 Zugspannungs-Verformungsverhalten nach H. W. Reinhardt

REINHARDT [39] hat ein erstes nichtlineares Modell für die Bruchmechanik von Beton aufgestellt. Dabei wurde der plastizierende Rissbereich mittels einer Potenzfunktion (siehe Formel 2.21, nach [21]) beschrieben. Anschließend wurden Versuche an großen und kleinen Versuchskörpern durchgeführt, um die Funktion zu überprüfen. Es hat sich gezeigt, dass es bei großen Versuchskörpern zu einer linearen Verteilung der Deformationen in der Rissprozesszone kommt, während bei kleinen Proben nur geringe ungleichmäßige Spannungsverteilungen vorherrschen. REINHARDT vermutet außerdem, dass hochfester Beton sensibler auf Risse reagiert als Beton geringerer Festigkeit.

$$\sigma_{cr} = f_{ct} \cdot \left(1 - \left(\frac{w}{w_c} \right)^{0,31} \right) \quad (2.21)$$

Dabei ist:

- σ_{cr} = resultierende über den Riss übertragene Spannung, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- f_{ct} = Zugfestigkeit von Beton, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- $w_c = 4,226 \cdot G_f / f_{ct}$ Maximale Rissöffnung zur Spannungsübertragung, in $[\text{mm}]$
- G_f = Bruchenergie, in $[\text{N}/\text{mm}]$

Die Bruchenergie G_f wird laut Model Code 2010 [27] nach Formel 2.24 berechnet und beschreibt den Flächeninhalt des Diagramms 2.11. Siehe hierfür auch Abschnitt 2.3.4.

2.3.3 Exponentieller Ansatz nach D. A. Hordijk

HORDIJK [40] hat ausgehend von vorausgehenden Experimenten mithilfe einer Regressionsanalyse ein numerisches Modell zur Beschreibung des Nachrissverhaltens erstellt. Dabei geht er von einer exponentiellen Abnahme der Zugspannungen in Abhängigkeit der Rissöffnung w aus (siehe auch Diagramm 2.11 auf Seite 26). Außerdem konnte er anhand von Ermüdungstests zeigen, dass sich ähnlich zu monoton belasteten Zugversuchen ebenfalls eine nicht-lineare Rissöffnung einstellt.

$$\sigma_{cr} = f_{ct} \cdot \left[\left(1 + \left(c_1 + \frac{w}{w_c} \right)^3 \right) e^{-c_2(w/w_c)} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \right] \quad (2.22)$$

Dabei ist:

- σ_{cr} = resultierende über den Riss übertragene Spannung, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- f_{ct} = Zugfestigkeit von Beton, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- $w_c = 5,14 \cdot G_f / f_{ct}$ in $[\text{mm}]$
- G_f = Bruchenergie, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- $c_1 = 3$
- $c_2 = 6,93$

Während c_1 und c_2 Konstanten des Modells darstellen, ist w_c jene Rissöffnung, bis zu welcher eine Kraftübertragung gerade noch möglich ist. Wie bereits auf Seite 24 angemerkt, bewegt sich diese Öffnung im Bereich von 150 bis 200 μm .

2.3.4 Bilinearer Ansatz nach fib Model Code 2010

Der Model Code [27] geht von einem bilinearen Spannungs-Rissöffnungsverhalten nach Formel 2.23 aus. Die darin angenommene Beziehung zwischen der übertragbaren Zugspannung σ_{ct} in Abhängigkeit zur Rissöffnung ist in Diagramm 2.11 dargestellt. Darin sind die beiden Ansätze des Model Code und von HORDIJK[40] (Abschnitt 2.3.3) gegenübergestellt. Die Bruchenergie G_f stellt den grau dargestellten Flächeninhalt unter der Kurve dar und wird laut Model Code mit folgendem Zusammenhang in Abhängigkeit der Druckfestigkeit nach Formel 2.24 abgeschätzt.

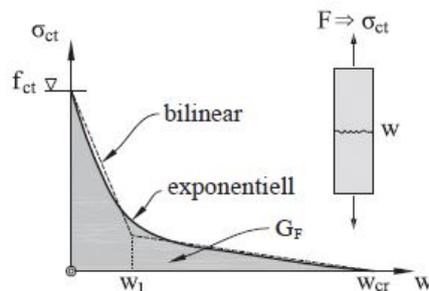


Abb. 2.11: Vergleich der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung des Model Code und dem bilinearen Ansatz nach HORDIJK, aus [13]

$$\sigma_{cr} = \begin{cases} f_{ct} \cdot \left(1 - 0.8 \cdot \frac{w}{w_1}\right) & \text{für } w \leq w_1 \\ f_{ct} \cdot \left(0.25 - 0.05 \cdot \frac{w}{w_1}\right) & \text{für } w_1 < w \leq w_c \end{cases} \quad (2.23)$$

Dabei ist:

- σ_{cr} = resultierende über den Riss übertragene Spannung, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- f_{ct} = Zugfestigkeit von Beton, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- $w_1 = G_f/f_{ct}$ in $[\text{mm}]$ when $\sigma_{res} = 0.2 \cdot f_{ct}$
- $w_c = 5 \cdot G_f/f_{ct}$ in $[\text{mm}]$ when $\sigma_{res} = 0$
- G_f = Bruchenergie, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$

Mit:

$$G_f = 73 \cdot f_{c,cyl}^{0.18} \quad (2.24)$$

2.4 Schubspannungen in der Betondruckzone

Wird ein Betonträger zentrisch belastet, entsteht zuerst ein Biegeriss, welcher bei weiterer Laststeigerung in Richtung des Lasteinleitungspunktes abbiegt und sich zu einem „Biegeschubriss“, entwickelt. Durch das Abknicken des Risses in Lastrichtung bleibt oberhalb ein ungerissener Bereich über, die sogenannte „Betondruckzone“ (Siehe Abbildung 2.12). Über diesen Bereich können ebenfalls Querkräfte übertragen werden. Diese Tragwirkung gleicht jedoch nicht der klassischen Lastabtragung über eine Druckstrebe – wie sie bei gedrungenen Bauteilen beobachtet werden kann – da diese durch Risse durchkreuzt wird und sich aus diesem Grund nicht ausbilden kann. Ausschlaggebend für die Querkraftabtragung ist laut einer Vielzahl von Modellvorstellungen vielmehr die Druckzonenhöhe und die darin herrschende Spannungsverteilung.

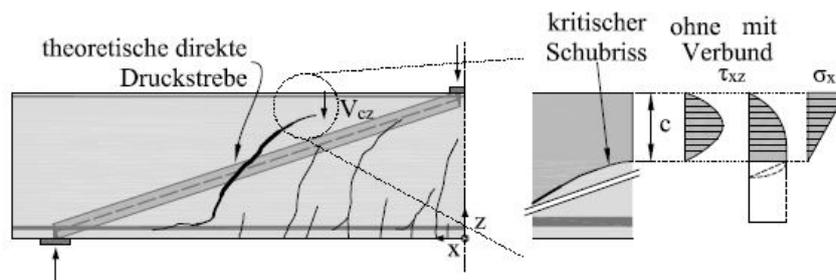


Abb. 2.12: Angenommener Schubspannungsverlauf τ_{xz} in der ungerissenen Druckzone ohne und mit Verbund der Längsbewehrung, theoretische direkte Druckstrebe, aus [13]

Für die Übertragung von Querkräften in der Betondruckzone gibt es verschiedene Theorien, welche sich hauptsächlich durch die unterschiedlichen Annahmen der Schubspannungsverläufe in der Druckzone unterscheiden (siehe Abbildung 2.12). Dabei haben sich vor allem die Modelle nach ZINK [3], TUREYEN und FROSC [18] und MÖRSCH [7] etabliert, auf welche anschließend näher eingegangen wird.

Trotz eingehender Versuche war es laut HUBER [13] bis zum jetzigen Zeitpunkt nicht möglich, den Einfluss der Betondruckzone experimentell gesondert zu quantifizieren, wodurch dessen Rolle in der Gesamttragwirkung noch nicht zufriedenstellend beschrieben werden konnte. ALBRECHT [41] hat zwar beispielsweise modifizierte Querkraftversuche mit Ausschluss der anderen Tragmechanismen durchgeführt, indem ein künstlicher vorgeformter Riss durch Einlegen einer Trennschicht erzeugt wurde. Es konnten jedoch keine zufriedenstellenden Aussagen getroffen werden, da durch diese Modifikation am Betonbalken das wahre Tragverhalten des Bauteils gestört wurde.

2.4.1 Mörsch

MÖRSCH [7] hat im Jahr 1912 die klassische Querkrafttheorie mithilfe der Bernoullischen Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte aufgestellt. Auch wenn diese Annahme bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung streng genommen nicht mehr gilt, da unmittelbar vor dem Bruch eine deutliche Schubrotation entsteht, konnte SHERWOOD [42] zeigen, dass die Dehnungsverteilung tatsächlich naheliegend ist. Dieser errechnete aus der Normalkraftdifferenz zweier benachbarter Schnitte die Schubkräfte, wodurch er wie MÖRSCH auf einen parabolischen Verlauf kam.

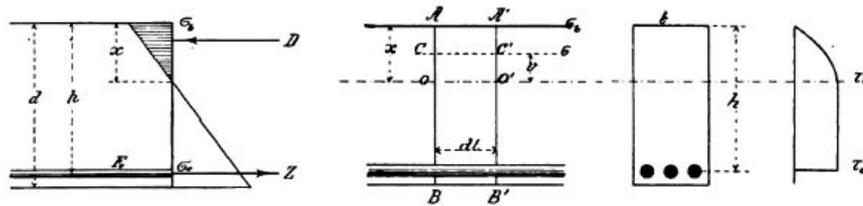


Abb. 2.13: Schubspannungsmodell nach MÖRSCH [7] durch Gleichsetzung der Normalkraftdifferenz zweier benachbarter Querschnitte mit den in dieser Fläche auftretenden Schubspannungen

Der in Abbildung 2.13 ersichtliche Spannungsverlauf nach MÖRSCH hat ein Maximum in der Nulllinie und einen konstanten Verlauf bis auf die Höhe der Längsbewehrung und lässt sich nach Formel 2.25 beschreiben.

$$\tau \cdot b \cdot dl = \int_v^x b \, dv \, d\sigma \quad (2.25)$$

Dabei ist:

b = Breite der Betondruckzone, in [mm]

v = $0 - x$, Laufvariable zwischen Nulllinie und oberem freiem Rand, in [mm]

dl = Abstand der zwei geführten Schnitte, siehe Abb. 2.13, in [mm]

Durch Vereinfachungen kann das Integral aufgelöst werden und es entsteht der Ausdruck nach Formel 2.26 (für die genauen Rechenschritte siehe [1])

$$\tau \cdot b = \frac{V \cdot (x^2 - v^2)}{x^2 \cdot (h - \frac{x}{3})} \quad (2.26)$$

2.4.2 Zink

ZINK [3] nimmt wie MÖRSCH [7] einen parabelförmigen Schubspannungsverlauf und eine lineare Biegenormalspannungsverteilung in der Druckzone an (siehe Abbildung 2.14). Dabei geht er von einer idealisierten Verbundwirkung der Längsbewehrung aus, wodurch die Schubspannungsverteilung im Zustand II bis zum Zuggurt geht und einen konstanten Hebelarm der inneren Kräfte voraussetzt. Der Maximalwert der Schubspannung τ_{xz} befindet sich auf Höhe der neutralen Faser und entspricht der Betonzugfestigkeit f_{ct} , während diese am oberen freien Rand auf 0 absinkt. Anschließend kann nach Formel 2.27 die über die Betondruckzone übertragene Querkraft V_{cz} berechnet werden.

$$V_{cz} = \int_0^{k_x d} \int_0^{b_w} \tau_{xz}(z) \cdot dy dz = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x d \cdot f_{ct} \quad (2.27)$$

Dabei ist:

- τ_{xz} = Schubspannung, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$
- $k_x d$ = auf die statische Nutzhöhe d bezogene Druckzonenhöhe, in $[\text{mm}]$
- b_w = Breite der Druckzone, in $[\text{mm}]$
- f_{ct} = Zugfestigkeit von Beton, in $[\text{N}/\text{mm}^2]$

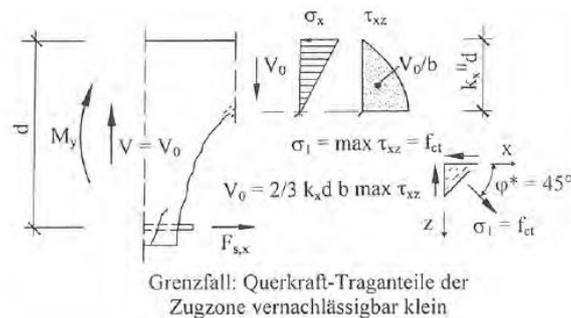


Abb. 2.14: Spannungsverteilung in der Betondruckzone nach ZINK [3] mit $V_0 = V_{cz}$

Ist die Druckzonenhöhe nicht bekannt, wird diese nach Formel 2.28 abgeschätzt. Diese wird in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe d ausgedrückt und wird im reinen Zustand II nur von der relativen Steifigkeit der Längsbewehrung im Vergleich zum Beton beeinflusst. Dabei wird eine linear-elastische Spannungsverteilung angenommen.

$$k_x = \rho \cdot n \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\rho \cdot n}} - 1 \right) = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho \cdot n}}} \quad (2.28)$$

Dabei ist:

- ρ = Bewehrungsgrad
- n = Verhältnis der E-Moduli

2.4.3 Tureyen und Frosch

TUREYEN und FROSC [18] wiederum gehen davon aus, dass im maßgebenden Querschnitt – jener Bereich, welcher durch den kritischen Schubriss definiert ist – der Verbund der Längsbewehrung ausfällt. Dadurch ergibt sich ein parabelförmiger Schubspannungsverlauf nach 2.15 mit dem Maximum mittig der Druckzonenhöhe.

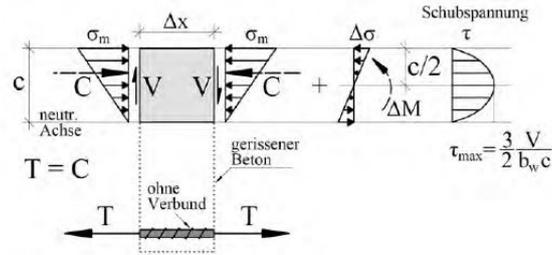


Abb. 2.15: Angenommener Spannungsverlauf in der Betondruckzone durch fehlenden Verbund der Längsbewehrung, nach [18]

Die maximale Schubspannung τ_{max} lässt sich nach Formel 2.29 berechnen, wenn von einer Völligkeit der Parabel von $\frac{2}{3}$ ausgegangen wird.

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{b_w \cdot c} \quad (2.29)$$

Darauf aufbauend und unter Berücksichtigung von $\tau_{max} = \sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \sigma}$ ergibt sich die maximal aufnehmbare Querkraft V_{cz} anschließend durch Auswertung der Formel 2.30.

$$V_{cz} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot c \cdot \sqrt{f_{ct}^2 + f_{ct} \cdot \frac{\sigma_m}{2}} \quad (2.30)$$

Dabei ist:

- b_w = Breite der Betondruckzone, in [in]
- c = Höhe der Betondruckzone, in [in]
- f_{ct} = Zugfestigkeit des Betons, in [psi]
- σ_m = zu τ_{max} zugehörige maximale Normalspannung, in [psi]

Die Höhe der Betondruckzone c in Gleichung 2.30 kann unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens nach Formel 2.31 berechnet werden.

$$c = d \cdot \rho \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (2.31)$$

Darin enthalten sind die Elastizitätsmoduli E_s und E_c für den Bewehrungsstahl bzw. Beton, die statische Nutzhöhe d und der Bewehrungsgrad ρ . Einzig die Normalspannung der Betondruckzone muss abgeschätzt werden, da diese über die Länge des Trägers variiert. Diese wird mithilfe des Rissmoments M_{cr} berechnet.

Für Bemessungszwecke wurde diese Gleichung zu Formel 2.32 vereinfacht und zusätzlich von amerikanischen Einheiten (psi, in) in SI-Einheiten (MPa, mm) umgerechnet.

$$V_{cz} = 0,4152 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot c \quad (2.32)$$

2.5 Sprengwerkwirkung

Bei Belastung eines Trägers bilden sich zwischen den Auflagern und der Last ein Druckbereich, über welchen die Kraft abgetragen wird. Der Verlauf dieser Druckbereiche über die Trägerlänge ist von der Belastung abhängig und entspricht der Stützlinie³ (siehe Abb. 2.16). Die Tragwirkung hängt wiederum vom Winkel der sich ausbildenden Druckstreben und der Rissbildung ab. Je flacher die Druckbögen werden, desto geringer ist der Vertikalanteil der übertragbaren Kräfte und desto schneller können diese von Biegeschub- bzw. Biegerissen durchtrennt werden, wodurch keine Lastabtragung über Druck mehr stattfinden kann. Um diesen Einflüssen gerecht zu werden, hat KANI [43] 1966 den Begriff des *Schubtals* eingeführt, welcher nachfolgend erklärt wird. Eine etwaige Vorspannung der Längsbewehrung wirkt sich ebenso auf die Sprengwerkwirkung aus, da ein Erstriss der überdrückten Zugzone verzögert wird und sich selbst bei größeren Spannweiten eine ungestörte Druckstrebe ausbilden kann.

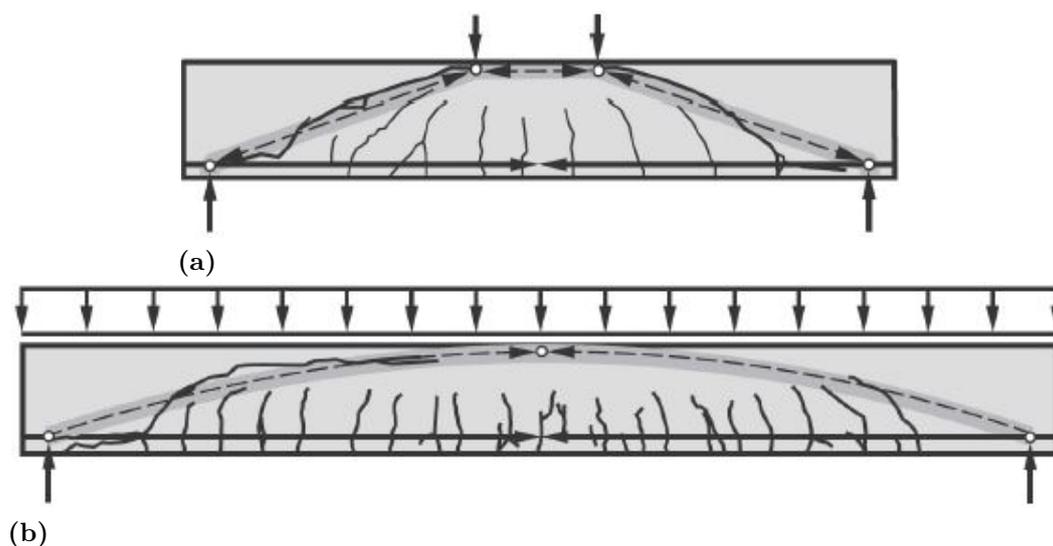


Abb. 2.16: (a) Druckstrebe bei Einzelbelastung; (a) Ausbildung eines parabelförmigen Druckbogens bei Gleichlast, entnommen aus [44]

2.5.1 Einfluss der Schubschlankheit

Bei Belastung eines Stahlbetonträgers ohne Querkraftbewehrung spielt die Lage der Last eine wichtige Rolle. Deshalb wurde zu dessen Berücksichtigung die Schubschlankheit λ eingeführt. Sie stellt das Verhältnis zwischen dem horizontalen Abstand von Last zu Auflager a und der statischen Nutzhöhe d nach Formel 2.33 dar.

$$\lambda = \frac{a}{d} \quad (2.33)$$

³Die Stützlinie beschreibt jene „Linie“, auf welcher die aus der Belastung entstehenden Normalkräfte verlaufen.

KANI erkannte in [43] erstmals, dass ein Schubversagen vor dem Erreichen der rechnerischen Momententragfähigkeit innerhalb klar definierter Grenzen der Schubslankheit λ eintritt. Diesen Bereich nannte er *Schubtal* (siehe Abb. 2.17). Anhand dieser Abbildung ist zu erkennen, dass die Schubbruchgefahr mit steigendem Längsbewehrungsgrad größer wird und zwischen $2,5 < \lambda < 3,5$ ihr Maximum aufweist. Bei Werten von $\lambda < 2,5$ werden teile der Einzellast direkt über die schräg geneigten Druckgurte ins Auflager abgetragen, wodurch die Schubtragfähigkeit stark ansteigt. Andererseits versagt bei Werten von $\lambda \geq 3,5$ der Träger auf Biegung, bevor die maximale Querkrafttragfähigkeit erreicht werden kann. Der große Einfluss des Bewehrungsgrades auf das Schubtal hat den Grund, dass durch eine zusätzliche Längsbewehrung die maximale Momententragfähigkeit vergrößert wird, diese jedoch nur einen untergeordneten Einfluss in Form der Dübelwirkung (vgl. Abschnitt 2.1) auf die Querkrafttragfähigkeit hat.

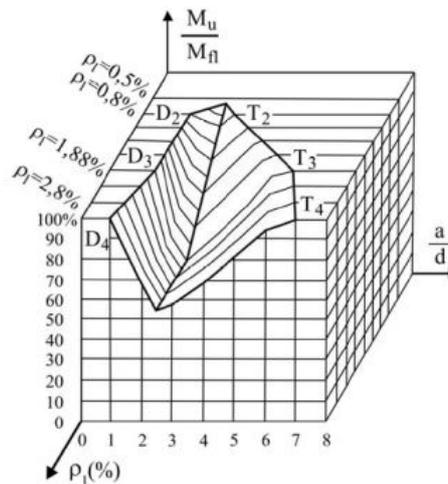


Abb. 2.17: „Schubtal nach KANI“: Unter gewissen Schubslankheiten a/d - in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades ρ - kann die rechnerische Momententragfähigkeit nicht erreicht werden, es kommt vorher zum Schubbruch; aus [43]

2.6 Modelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung und Entwicklung der Normen

Im Laufe der Untersuchungen von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung konnten neben den für die Schubübertragung relevanten Tragmechanismen auch verschiedene Modelle zur Beschreibung des Bauteilversagens aufgestellt werden. Im Zuge dieser Arbeit wird anschließend auf einen Teil der unterschiedlichen Modelle eingegangen. Dabei wurden speziell jene betrachtet, die sich in unterschiedlichen Normen finden, wie die „Modified Compression Field Theory“ (MCFT) nach COLLINS und VECCHIO [20] und die „Critical Shear Crack Theory,“ (CSCT) nach RUIZ und MUTTONI [45, 19]. Erstere ist dabei Ausgangspunkt der Berechnung nach dem fib Model Code 2010 [27], zweitere wurde zum Swiss Code SIA262:2013 [46] weiterentwickelt. Für eine Erklärung anderer Modelle, wie dem Zahn-Modell nach KANI [16, 43] oder dem Stabwerkmodell nach MITCHELL und COLLINS [15] bzw. SCHOLZ und SPECHT [14] enthalten die Arbeiten von ALLERBAUER [8], LATTE [35] und CAVAGNIS [21] gute Zusammenfassungen. Des weiteren sind ebenfalls Modelle auf Basis reiner Druckzonenbeanspruchung entwickelt worden, wie jenen von

TUREYEN und FROSCHE [18] und ZINK [3]. Das Modell von TUREYEN und FROSCHE berücksichtigt dabei jedoch nur die Schubspannungen in der Betondruckzone, und ist deshalb bereits in Abschnitt 2.4 auf Seite 27 beschrieben und wird aus diesem Grund nicht weiter ausgeführt.

Abschließend wird auch auf den Eurocode 1992-1-1 [47] und die amerikanische Norm ACI 318 [48] eingegangen, wobei erstere aus empirischen Formeln und einer statischen Analyse entwickelt wurde, während zweitere eine Vereinfachung der Modelle von TUREYEN und FROSCHE [18] darstellt.

2.6.1 Zink

Um die gesamte Schubbrisslast eines Stahlbetonträgers ohne Querkraftbewehrung zu berechnen hat ZINK seine in Kapitel 2.4 auf Seite 27 aufgestellte Gleichung zur Berechnung der aufnehmbaren Querlast über die Betondruckzone um zwei zusätzliche Faktoren erweitert.

Der erste beigefügte Term berücksichtigt den Einfluss der Schubschlankheit (siehe auch Abschnitt 2.5.1) und wird über den Faktor $k(a/d)$ nach Gleichung 2.34 beschrieben. Darin bezeichnet d die statische Nutzhöhe und a den Abstand der Lasteinleitung zum Auflager.

$$k(a/d) = \left(\frac{4 \cdot d}{a} \right)^{1/4} \quad (2.34)$$

Andererseits wird durch den Term $k(l_{ch}/d)$ der Maßstabeffekt und die Sprödigkeit des verwendeten Betons berücksichtigt. Dazu wird das Verhältnis der charakteristischen Länge nach HILLERBORG ET AL. [38] l_{ch} und der statischen Nutzhöhe d nach Gleichung 2.35 berechnet.

$$k(l_{ch}/d) = \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{1/4} \quad (2.35)$$

Mit:

$$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2}$$

Steigt die Sprödigkeit des Betons, fließen die Nebentragwirkungen im Bauteil weniger in die Gesamttraglast ein als bei einem elastischeren Materialverhalten. Dieser Umstand wird durch die materialspezifische Größe der spezifischen Bruchenergie G_f berücksichtigt, ein Maß für die zur Erzeugung eines Risses mit einer Einheitsfläche benötigte Energie. Mittlerweile gibt es verschiedene Ansätze zur Berechnung dieses Materialkennwertes, erwähnenswert sind hierbei die Gleichungen von BAŽANT und BECQ-GIRAUDON [49] oder MARÍ ET AL. [50]. Für alle im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen wird jedoch ausschließlich Gleichung 2.36 des Model Code 2010 [27] zur Berechnung der Bruchenergie G_f verwendet.

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (2.36)$$

Durch Zusammenfügen der beschriebenen Funktionen zu dem in der Druckzone abgetragenen Querkraftanteil V_{cz} ergibt sich die gesamte Formel von ZINK [3] zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung 2.37.

$$V_{sr} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x d \cdot f_{ct} \cdot \left(\frac{4 \cdot d}{a} \right)^{1/4} \cdot \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{1/4} \quad (2.37)$$

Darin enthalten ist die Bauteilbreite b_w , die von der statischen Nutzhöhe abhängige Druckzonenhöhe $k_x d$ (zur Berechnung siehe Gleichung 2.28 auf Seite 29) und die Betonzugfestigkeit f_{ct} .

2.6.2 Modified Compression Field Theory – MCFT

Die von COLLINS und VECCHIO [20] publizierte „Modified Compression Field Theory“ (MCFT) baut auf den klassischen Druckfeldmodellen auf, wie sie bereits von KUPFER [51] 1964 formuliert wurden. KUPFER hat dabei das Fachwerkmodell von MÖRSCH um eine variable Druckstreben- bzw. Rissneigung erweitert. Des Weiteren wird ein spannungsfreier Riss angenommen, deren Richtung gleich jener der Hauptdruckspannungen im Beton ist und sich senkrecht dazu öffnet. Jedoch werden jegliche Zugspannungen zwischen den Rissen vernachlässigt, wodurch das Bauteilverhalten durch diese Druckfeldmodelle allgemein als zu weich abgebildet wird.

Bei der MCFT wird die zugversteifende Wirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt, indem die Dehnungen über die Risse und das Betonvolumen gemittelt werden. Die Hauptrichtung dieser Dehnungen fallen dabei mit den mittleren Spannungen zusammen und orientieren sich an den Rissen. Durch diese Mittelung ergibt sich ein verschmiertes Rissmodell, bei dem im Vergleich zu den klassischen Druckfeldmodellen geringere Spannungen und Dehnungen in der Bewehrung ergeben. Dies führt zu einem steiferen Bauteilverhalten. Bei diesem Modell wird die Dübelwirkung der Bewehrung vernachlässigt. Auf die genaue Beschreibung der zur Berechnung notwendigen Formelapparate wird aufgrund des Umfangs in dieser Arbeit verzichtet und stattdessen auf die Arbeiten von ALLERBAUER [8] und LATTE [35] verwiesen.

Basierend auf den Rissreibungs-Versuchen von WALRAVEN und REINHARDT [26] werden die Schubspannungen im Riss abhängig von der Rissöffnung w , dem Größtkorndurchmesser d_g und der Betondruckfestigkeit f_c durch eine empirisch ermittelte Rissöffnungs- Schubspannungsbeziehung nach Formel 2.38 berechnet.

$$\tau_{ag} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_c}}{0,31 + 24 \cdot \frac{w_{cr}}{D_{max} + 16}} \quad (2.38)$$

2.6.2.1 fib Model Code 2010

Die Formel des fib Model Code 2010 [27] zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung baut auf der „Modified Compression Field Theory“ (MCFT) auf. Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ kann nach Gleichung 2.39 berechnet werden. Dieser hängt somit von dem Vorfaktor k_v nach Formel 2.40, der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} , dem Teilsicherheitsbeiwert γ_c , der minimalen Zugzonbreite b_w und dem inneren Hebelarm z ab. Der letztgenannte Faktor entspricht vereinfachend etwa 90 % der statischen Nutzhöhe d .

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \quad (2.39)$$

In den Vorfaktor k_v – berechnet in der sogenannten Näherungsstufe II (LoA II) – fließt die Längsdehnung ε_x des Bauteils auf halber Höhe des inneren Hebelarms z des betrachteten Querschnittes ein und vermindert somit die Querkrafttragfähigkeit mit zunehmender Belastung. Diese Dehnung kann nach Formel 2.41 berechnet werden und hängt neben z auch von der Querschnittsfläche A_s , dem Elastizitätsmodul E_s und den Bemessungswerten der Querkraft V_{Ed} und Biegemoment M_{Ed} ab. Außerdem wird mit dem Beiwert k_{dg} auch der Maßstabeffekt berücksichtigt, welcher mit Gleichung 2.40 berechnet wird und von dem Größtkorndurchmesser d_g abhängt. Dieser Durchmesser ist bei Leichtbetonen und jenen Betonen mit einer Betondruckfestigkeit f_c größer als 70 N/mm^2 zur Berücksichtigung der geringeren Rissuferverzahnung gleich Null zu setzen. Auch der Ausdruck $\sqrt{f_{ck}}$ ist auf maximal 8 N/mm^2 begrenzt.

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \quad (2.40)$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} \right) \quad (2.41)$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (2.42)$$

2.6.3 Critical Shear Crack Theory – CSCT

MUTTONI [45] hat in zahlreichen Versuchen festgestellt, dass die Bildung und der Verlauf von Rissen in den Stegbereichen der Stahlbetonbalken einen erheblichen Einfluss auf die erreichbare Querkrafttragfähigkeit hat. Dies führt er darauf zurück, dass bei einer Kreuzung des Risses mit einer nach der Plastizitätstheorie angenommenen Druckstrebe und bei immer größer werdenden Rissbreiten die Direktabstützung zu den Auflagern nicht mehr gegeben ist. Beim Ausfall der Rissverzahnung des kritischen Biegeschubrisses kommt es anschließend zum Versagen des Stahlbetonträgers.

Aus diesen Erkenntnissen entwickelte RUIZ und MUTTONI in [19] die „Critical Shear Crack Theory“ (CSCT). Darin führt er das Bauteilversagen ursächlich auf den Ausfall der Rissreibung zurück. Deshalb wird die Rissbreite an einer vorgeschlagenen Stelle (siehe Abbildung 2.18) $0,5d$ von der Lasteinleitungsstelle entfernt, bestimmt. Des Weiteren ist die kritische Rissbreite proportional zum Produkt der Längsdehnung ε in einer Kontrolltiefe von $0,6d$ vom Druckrand und der statischen Nutzhöhe nach Gleichung 2.43.

$$w \sim \varepsilon \cdot d \quad (2.43)$$

Gleichung 2.43 ist jedoch nur bei Rechteckquerschnitten ohne Längsbewehrung an den Seitenflächen anwendbar, da bei einer etwaigen Randbewehrung die kritische Rissbreite reduziert und damit die Querkrafttragfähigkeit erhöht würde.

Wird von einem Ebenbleiben des Querschnitts und einem linear-elastischen Verhalten des Betons ausgegangen, kann die Längsdehnung in der Kontrolltiefe unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit und ohne induzierter Längsnormalkraft mithilfe der elastischen Biegetheorie nach Formel 2.44 berechnet werden.

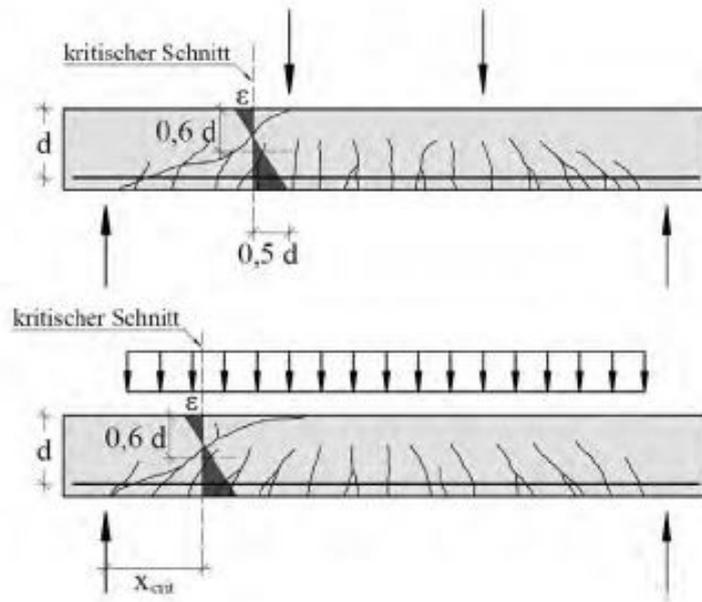


Abb. 2.18: Lage des kritischen Schnittes und der Längsdehnung nach RUIZ und MUTTONI [19], aus [8]

$$\varepsilon = \frac{M}{b \cdot d \cdot \rho \cdot E_s \cdot \left(d - \frac{c}{3}\right)} \cdot \frac{0,6 \cdot d - c}{d - c} \quad (2.44)$$

Diese Gleichung beinhaltet das Biegemoment M am kritischen Schritt, die statische Nutzhöhe d , den Bewehrungsgrad ρ , den Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls E_s und die Betondruckzonenhöhe c . Letztere wird nach Formel 2.45 berechnet, welche vom Elastizitätsmodul des Betons E_c abhängt. Alle Werte sind in [m], [Nm] bzw. [N/m²] einzusetzen.

$$c = d \cdot \rho \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (2.45)$$

Ausgehend von diesen Überlegungen und unter Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers, der Betondruckfestigkeit und der kritischen Rissbreite kann die Querkrafttragfähigkeit einer Stahlbetonplatte nach RUIZ und MUTTONI mit Formel 2.46 berechnet werden.

$$\frac{V_c}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{1}{3 \cdot \left(1 + 120 \cdot \frac{\varepsilon \cdot d}{16 + d_g} \right)} \quad (2.46)$$

Dieser Formelapparat kann für Bemessungszwecke zu Gleichung 2.47 vereinfacht werden. Darin wird die Längsdehnung ε mithilfe der Stahldehnung $\varepsilon_s = \frac{f_{yd}}{E_s}$ mit dem Bemessungswert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls f_{yd} und einer angenommenen Druckzonenhöhe von $c \cong 0,32 \cdot d$ abgeschätzt. Die Biegefestigkeit m_{Rd} wird nach der Plastizitätstheorie zu $m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{yd} \cdot (1 - \rho \cdot f_{yd} / (2 \cdot f_{cd}))$, mit dem Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} , bestimmt.

$$\frac{V_c}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{0,2}{1 + 0,0022 \cdot d \cdot \frac{m E_d}{m_{Rd}}} \quad (2.47)$$

2.6.3.1 Swiss Code SIA 262:2013

Ausgehend von der „Critical Shear Crack Theory“ (CSCT) nach MUTTONI ist die Schubtragfähigkeit v_c pro Längeneinheit laut der Schweizer Norm SIA 262:2013 [46] nach Formel 2.48 gegeben.

$$v_c = k_d \cdot \tau_c \cdot d \quad (2.48)$$

Somit hängt die Schubtragfähigkeit von der statischen Nutzhöhe d in [mm] und der Betondruckfestigkeit f_{ck} in [N/mm²] nach Formel 2.49 ab. Der Beiwert k_d wiederum ist ein aus ausgewerteten Bruchversuchen von Plattenstreifen ohne Querkraftbewehrung ermittelter Beiwert, welcher in Abhängigkeit der zu erwartenden Verformungen ε_v und der statischen Nutzhöhe d den Einfluss des Größtkorndurchmessers d_g berücksichtigt. Er wird mit Gleichung 2.50 bestimmt.

$$\tau_c = 0,3 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (2.49)$$

$$k_d = \frac{1}{1 + \varepsilon_v \cdot d \cdot \frac{48}{16 + d_g}} \quad (2.50)$$

Der Größtkorndurchmesser d_g in [mm] ist bei Leichtbeton und Betonen mit einer Betondruckfestigkeit von $f_c > 70 \text{ N/mm}^2$ gleich Null zu setzen, um die glatten Rissufer dieser Betonsorten zu berücksichtigen (siehe dazu auch Kapitel 2.2 auf Seite 19). Bleibt die Dehnung ε_v der Längsbewehrung im elastischen Bereich, so kann diese nach Formel 2.51 berechnet werden.

$$\varepsilon_v = \frac{f_s}{E_s} \cdot \frac{m_d}{m_{Rd}} \quad (2.51)$$

Darin enthalten sind die Streckgrenze der Längsbewehrung f_s , der Elastizitätsmodul der Bewehrung E_s (beide in [N/mm²]) und das Biegemoment m pro Längeneinheit [kNm/m] an dem Kontrollschnitt nach RUIZ und MUTTONI [19]. Die Momentenragfähigkeit m_R ergibt sich unter Annahme eines plastischen Verhaltens nach Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung nach Formel 2.52.

$$m_R = \rho \cdot f_s \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_s}{2 \cdot f_c}\right) \quad (2.52)$$

In Formel 2.52 fließen der Bewehrungsgrad ρ und die Breite des Stahlbetonträgers b_w (in [mm]) ein. Fängt die Bewehrung zu fließen an, kann die Längsdehnung plastisch nach Gleichung 2.53 berechnet werden.

$$\varepsilon_v = 1,5 \cdot \frac{f_s}{E_s} \quad (2.53)$$

2.6.4 Eurocode 2 und nationales Anwendungsdokument für Österreich (2011)

Die Berechnung des Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ von Stahlbetonträgern ohne Schubbewehrung nach dem Eurocode 1992-1-1 [47] wurde mit empirischen Untersuchungen kalibriert indem Ergebnisse von Experimenten statistisch ausgewertet wurden. Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes kann demnach nach Formel 2.54 berechnet werden.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (2.54)$$

Die darin vorkommenden Größen beinhalten einen empirisch gewählten Vorwert $C_{Rd,c}$, die Bauteilbreite b_w , die statische Nutzhöhe d (beide in [mm]) und die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} . Der Beiwert k zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts hängt ebenfalls von d ab. In den geometrischen Längsbewehrungsgrad ρ_l fließt neben den Bauteilabmessungen auch die Querschnittsfläche der Biegezugbewehrung A_{sl} ein. Der Term $k_1 \cdot \sigma_{cp}$ wiederum berücksichtigt den Einfluss einer etwaigen Normalkraft N_{Ed} auf die Querkrafttragfähigkeit und hängt zusätzlich von der Querschnittsfläche des Betonkörpers A_c ab und wird auf 20 % des Bemessungswertes der Betondruckfestigkeit f_{cd} begrenzt.

Da nach Gleichung 2.54 die Schubtragfähigkeit bei fehlender Normalkraftbeanspruchung mit abnehmendem Längsbewehrungsgrad ρ_l gegen Null geht, wurde eine Mindestquerkrafttragfähigkeit für Stahlbetonbalken ohne Schub- und Längsbewehrung nach Formel 2.55 eingeführt.

$$V_{Rd,c} \geq V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (2.55)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}; \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0; \quad \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

$$k_1 = 0,15; \quad \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}; \quad v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

2.6.5 ACI 318

Laut der amerikanischen Hochbaunorm ACI 318 [48] des American Concrete Institute kann die Schubtragfähigkeit nach Formel 2.56 berechnet werden. Danach hängt der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern ohne Querkraft $V_{Rd,c}$ von der Breite des Trägers b_w , der statischen Nutzhöhe d und der Betondruckfestigkeit f_c ab (Werte in [mm] bzw. [N/mm²]). Der Ausdruck $\sqrt{f_c}$ ist auf 8,3 N/mm² begrenzt.

$$V_{Rd,c} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.56)$$

Kapitel 3

Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

3.1.1 Versuchsprogramm

Die im November 2015 am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien durchgeführten und in der Diplomarbeit von HACKL [2] beschriebenen Versuche zur experimentellen Untersuchung des Rissreibungsverhaltens von Beton wurden im Zuge dieser Arbeit erweitert. Zu diesem Zweck sind insgesamt 6 „Push-Off“-Versuche durchgeführt (siehe Kapitel 3.3 auf Seite 45) und die vorhergehende Versuchsreihe um die Betonsorten DNC40 und QSCC40 ergänzt worden. In Verbindung mit der vorangehenden Projektarbeit [52] bezüglich der „Beurteilung der Rauheit von Betonrissen“ – und der daraus gewonnenen Rauheitswerte – sollen die Zusammenhänge der Größen Rissöffnung, Rissgleitung, Schubspannung und Normalspannung nochmals herausgearbeitet werden. Bei den in der Vorarbeit untersuchten „Push-Off“-Versuchen bestand der Zuschlag zu einer Hälfte aus rundkörnigen Flusssedimenten der Molassezone (quarzitischer Sand/Kies aus Nußdorf an der Traisen), während die andere Hälfte kantkörniges gebrochenes Festgestein der Kalkalpen (Dolomit aus Lienz) enthielt. Diese Zuschlagsarten sind in Österreich typisch und unterscheiden sich neben der Kornform auch hinsichtlich der Festigkeit. Diese werden nach [53] in Wertebereiche von 80 bis 240 N/mm^2 (Dolomit) und 125 bis 430 N/mm^2 (Quarzit) eingeordnet. Auch wenn die Festigkeiten bei natürlichen Zuschlägen stark streuen, kann festgestellt werden, dass Dolomit im Allgemeinen eine kleinere Festigkeit als der quarzitischer Sand aufweist. Diese Festigkeitsunterschiede des Zuschlags führen jedoch laut BERNSTEINER [52] zu keiner signifikanten Änderung der Rauheit. Es wurden jeweils zwei unterschiedliche nominelle Festigkeiten (40 N/mm^2 und 60 N/mm^2) verglichen, wobei die erste in zweifacher Ausführung, als Normalbeton (abgekürzt NC) und als selbstverdichtender Beton (abgekürzt SCC) untersucht wurde. Die Zusammensetzung der Betone ist in Abschnitt 3.1.2 aufgelistet. Dabei ist anzumerken, dass die Zuschlagskörnung des quarzitischer Sandes in dieser Diplomarbeit mit einem Q (für Quarzit, anm.) statt einem G (engl. *gravel*), wie es in der Vorarbeit von HACKL bezeichnet wurde, abgekürzt wird. Somit konnten 6 unterschiedliche Betonsorten miteinander verglichen werden. Um den Einfluss der externen Zwangsvorrichtung auf die erhaltenen Ergebnisse zu untersuchen, wurde ebenfalls die Dehnsteifigkeit der Zugstäbe mittels Tellerfedern und der Vorspanngrad variiert.

Auch die in der Diplomarbeit von HACKL [2] beschriebenen Querkraftversuche an Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung wurden erweitert (siehe Kapitel 3.4). Die dafür hergestellten Versuchsträger hatten eine Länge von 310 cm und waren nur bis zu einer Hälfte bewehrt, um das Versuchsfeld eingrenzen zu können. Die Stahlbetonträger wurden anschließend an beiden Enden auf Rollen gelagert, um einen Einfeldträger zu simulieren. Durch mittige Krafteinleitung konnte dadurch ein konstanter Querkraftverlauf im Versuchsfeld hergestellt werden (siehe Abb. 3.1).

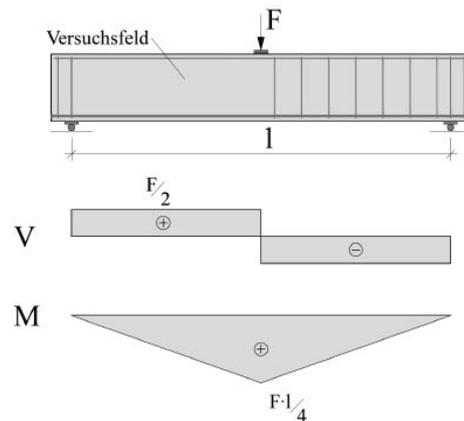


Abb. 3.1: statisches System und Belastung des Versuchsträgers mit Momenten- und Querkraftlinie, aus [1].

Um neben der Bruchlast auch die Risskinematik aufzeichnen zu können, wurden die Verschiebungen des Trägers mittels induktiver Wegaufnehmer und einem photogrammetrischen Messsystem dokumentiert. Mithilfe dieser Messwerte und der Ergebnisse aus den vorhergehenden „Push-Off“-Versuchen soll anschließend auf die prozentuale Verteilung der Querkrafttraganteile geschlossen werden. Da auch die Versuchsträger aus den in Tabelle 3.1 beschriebenen Betonsorten hergestellt wurden, ist eine Übertragung der Ergebnisse ohne Probleme möglich.

3.1.2 Betonzusammensetzung

In Tabelle 3.1 sind die für diese Versuchsreihe verwendeten Betonsorten mit ihren Bestandteilen je 1000 kg Frischbeton angegeben. Es wurde der Zuschlagstoff variiert, unterschiedliche Betonfestigkeiten und Normalbeton bzw. selbstverdichtender Beton¹ hergestellt. Die Betonkurzbezeichnung gibt den Zuschlagsstoff an. Die Sorten mit vorangestelltem Q (*Quarzit*; aus Nußdorf an der Traisen) beinhalten rundkörnigen quarzitisches Sand und wurden von der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp hergestellt. Das vorangestellte D bezeichnet eine kantkörnige Gesteinsmischung aus gebrochenem Dolomit (Herstellung bei der Firma SW Umwelttechnik Österreich GmbH in Lienz). Davon ausgenommen sind die Betonsorten QSCC40 und DNC40, welche die gleichen Zuschlagsstoffe aufweisen (Q für *Quarzit* bzw. D für *Dolomit*), jedoch in Ober-Grafendorf von der Firma Alfred Trepka GmbH hergestellt wurden. Die nachfolgende Zahl gibt die nominelle Druckfestigkeit in N/mm^2 an. SCC bezeichnet selbstverdichtenden Beton, NC bedeutet Normalbeton, der Größtkorndurchmesser d_g beträgt bei jeder Betonmischung 16 mm. Die durch Druckversuche tatsächlich gemessenen Festigkeitskennwerte, die Dichte und das Alter der untersuchten Betone sind in Kapitel 3.2 auf Seite 41 aufgelistet.

¹Beton, der aufgrund seines eigenen Gewichts fließt und sich selbst verdichtet sowie die Schalung mit Bewehrung, Kanälen, Aussparungskästen usw. ausfüllt und dabei seine Homogenität beibehält [54]

Kurzbezeichnung			D40	D40	D60	Q40	Q40	Q60
Betonart			NC	SCC	SCC	NC	SCC	SCC
Feine Gesteinskörnung	0/1(*2)	[kg]	0,00	72,96*	70,42*	0,00	58,95	53,74
	0/4	[kg]	413,70	385,64	373,82	405,83	389,95	370,55
Grobe Gesteinskörnung	4/8	[kg]	382,20	348,21	332,94	118,29	196,03	120,54
	8/16	[kg]				268,90	147,28	215,99
Zement		[kg]	127,69	110,63	141,50	125,15	126,92	160,09
Fließmittel		[kg]	0,2	0,3	0,70	0,55	1,02	1,70
Wasser		[kg]	75,69	82,24	80,62	81,28	79,85	77,38
W/B		[-]	0,59	0,74	0,57	0,65	0,63	0,48

Tab. 3.1: Betonzusammensetzung je 1000 kg Frischbeton. Die selbstverdichtenden Betone sind gut durch den hohen Mehlkornanteil zu erkennen

3.2 Bestimmung der Materialeigenschaften

Zusätzlich zu den bereits bestimmten Festigkeitskennwerten der Betonsorten QNC40, QSCC60, DSCC40 und DSCC60 wurden Zylinderdruck-, Würfeldruck- und Spaltzugversuche für die hinzugefügten Sorten QSCC40 und DNC40 nach ONR23303 [55] durchgeführt. Zu diesem Zweck sind insgesamt 12 Prüfzylinder mit einer Höhe von 300 mm und einem Durchmesser von 150 mm und 6 Prüfwürfel ($a/b/h = 150/150/150 \text{ mm}$) gemeinsam mit den Versuchskörpern hergestellt worden. Während an den Würfeln und der Hälfte der Zylinder Druckfestigkeitsversuche durchgeführt wurden, um die in Tabelle 3.2 auf Seite 44 aufgelisteten Werte für die Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ und Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ zu berechnen, wurde an den restlichen 6 Prüfzylindern ein Spaltzugversuch durchgeführt. Daraus konnte einerseits die Spaltzugkraft $f_{ct,sp}$ (siehe Tab. 3.2) abgeleitet werden, andererseits wurden die gespaltenen Betonhälften auf ihre Oberflächenbeschaffenheit untersucht, und mithilfe geeigneter Messverfahren der S_{dr} -Wert nach EN ISO 25178-2 [56] bestimmt. Dieser Wert stellt das Verhältnis der wahren zur projizierten Oberfläche dar und dient zur Beschreibung der Oberflächenrauheit der Betonoberfläche (für eine genauere Erklärung dieses Wertes siehe Kapitel 3.2.3 auf Seite 42).

3.2.1 Druckfestigkeitsversuche

Vor der Prüfung der Würfel- bzw. Zylinderdruckfestigkeit wurden die jeweiligen Deckelflächen der Prüfkörper geschliffen und von Schmutz und Verunreinigungen gesäubert. Dadurch konnten planparallele Lasteinleitungsflächen erzeugt und ein resultierender einaxialer Spannungszustand gewährleistet werden. Bei jeder Probe wurden die 3 Kantenlängen (a , b und h) bzw. die Höhe und der Durchmesser gemessen und deren Gewicht protokolliert, um daraus deren Dichte berechnen zu können, welche in Tabelle 3.2 aufgelistet ist. Anschließend wurde die jeweilige Probe zentriert in die Prüfmaschine eingebracht. Diese, im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen der TU Wien stehende „Mohr“-Prüfmaschine, kann eine Druckkraft von bis zu 2000 kN erzeugen. Bei gleichzeitiger Überwachung der Kraft und des zurückgelegten Pressweges wurde der Prüfkörper so lange belastet, bis die Bruchlast erreicht wurde. Die Geschwindigkeit ist dabei so zu wählen, dass der Bruch aufgrund der abgeschätzten Druckfestigkeit nach 30 – 60 s eintritt. Letztendlich kann

aus der Bruchlast nach Formel 3.1 die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ bzw. die Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ berechnet werden. Die in Tabelle 3.2 aufgezählten Werte ergeben sich als Mittelwert von jeweils 3 Prüfungen. Der Versuchsaufbau und der Prüfkörper vor und nach der Belastung bis zum Bruch sind in Abb. 3.2 (aus [52]) dargestellt.

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (3.1)$$

f_c = Druckfestigkeit, in MPa (N/mm^2)

F = Höchstlast beim Bruch

A_c = Fläche des Probenquerschnitts, auf den die Druckbeanspruchung wirkt

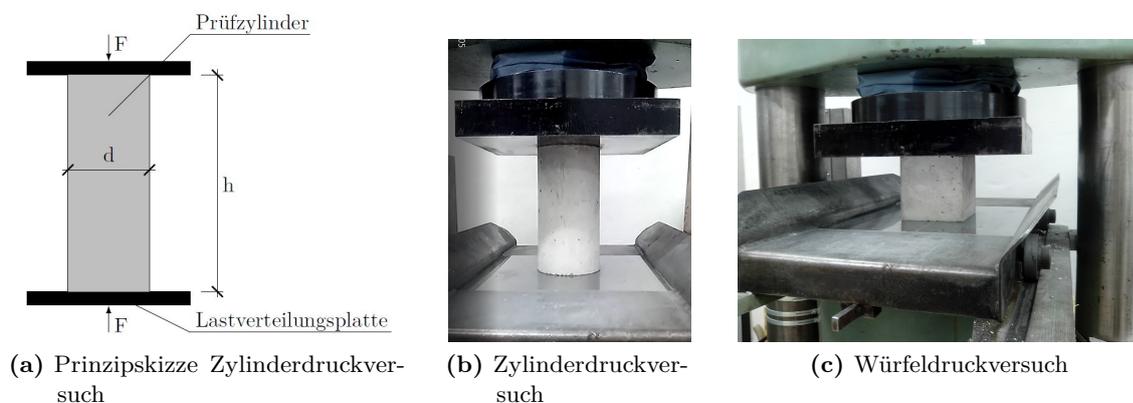


Abb. 3.2: Die zwei Arten an durchgeführten Druckversuchen, aus [52]

3.2.2 Spaltzugversuche

Die restlichen Prüfzylinder wurden mit zwei ca. 1 cm breiten und 5 mm dicken Hartfaserstreifen entlang zweier gegenüberliegender Mantellinien beklebt. Diese dienen als linienförmige Lasteinleitungsstellen und müssen laut ONR 23303 [55] länger als die Kontaktlinie zum Probekörper sein. Anschließend wurden die Prüfzylinder in die „Mohr“-Prüfmaschine eingebaut und die Platten der hydraulischen Presse auf Kontakt mit den Hartfaserstreifen gefahren. Unter gleichzeitiger Kontrolle der Kraft und des von der Prüfmaschine zurückgelegten Weges mittels Wegaufnehmer wurde die Probe so lange belastet, bis es zu einer Spaltung des Prüfkörpers kam (siehe Abb. 3.3) Mithilfe der gemessenen Bruchkraft und Formel 3.2 konnte anschließend die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ berechnet werden. Diese ist in Tabelle 3.2 als Mittelwert von jeweils 3 Prüfkörpern aufgelistet. Die durch die Spaltung entstandenen Bruchflächen konnten daraufhin bezüglich ihrer Rauheit untersucht werden (siehe Abschnitt 3.2.3 auf Seite 42).

3.2.3 Rauheitsbestimmung

Die Rauheit ist ein Begriff aus der Oberflächenphysik und bezeichnet die Unebenheit einer Oberfläche. Um diese Oberflächeneigenschaft einer Fläche beschreiben zu können, stehen laut EN ISO 4287 und EN ISO 25178-2 [56, 57] eine Vielzahl an Kenngrößen zur Verfügung. Dabei beschreibt jede Kenngröße eine strukturelle, funktionelle oder optische Eigenschaft der untersuchten

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot h} \quad (3.2)$$

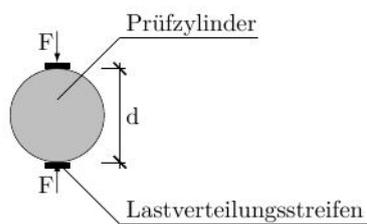
Dabei sind:

F = Druckkraft beim Bruch

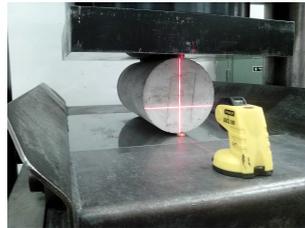
$\frac{\pi \cdot d \cdot h}{2}$ = die halbe Zylindermantelfläche

d = Durchmesser des Zylinders

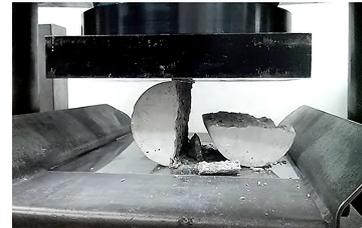
h = Höhe des Zylinders



(a) Prinzipskizze Spaltzugversuch



(b) Zylinderprobe auf Kontakt angefahren



(c) Bruch durch Spaltzugkräfte

Abb. 3.3: Spaltzugversuch

Oberfläche, wodurch die richtige Wahl der Kenngröße von entscheidender Bedeutung ist. In einer vorhergehenden Projektarbeit [52] wurden deshalb verschiedene Kenngrößen untersucht. Das nicht genormte Verhältnis von wahrer zur projizierten Oberfläche hat sich dabei als ein guter Wert zur Beschreibung der Rauheit erwiesen. Dieser Kennwert wurde in der Projektarbeit als S_{lr} -Wert bezeichnet und wird in dieser Form übernommen. Er wird nach Formel 3.3 berechnet und hat bei 1 sein Minimum (ideal glatte Oberfläche). Auch wenn ein einzelner Parameter allgemein zu wenig ist, um eine Oberfläche eindeutig zu beschreiben, ist mithilfe dieses Kennwertes ein qualitativer Vergleich der Rauheiten bereits möglich und für diese Diplomarbeit ausreichend.

$$S_{lr} = \frac{1}{A} \iint_L \sqrt{1 + \left(\frac{dA}{dx \cdot dy}\right)^2} dx dy \quad (3.3)$$

Mit dem FRT MicroProf[®] Multisensor – einem Weißlichtsensor, zur Verfügung gestellt vom Institut für Verkehrswissenschaften der Technischen Universität Wien – wurden die durch den Spaltzugversuch gespaltenen Prüfkörperhälften untersucht (siehe Abb. 3.4). Dabei ist ein weißer Lichtstrahl schrittweise über die Oberfläche geführt und eine Punktwolke aufgenommen worden, durch welches das mitgelieferte Programm Acquire anschließend ein Oberflächenmodell berechnen kann (für eine genauere Beschreibung der Funktionsweise des Weißlichtsensors wird auf [52] verwiesen). Aus diesem Modell kann unter Anwendung der Formel 3.3 das Verhältnis der wahren zur projizierten Oberfläche berechnet werden. Die S_{lr} -Werte der verschiedenen untersuchten Betonsorten sind in Tabelle 3.2 aufgelistet und stellen den Mittelwert von jeweils 6 vermessenen Probenhälften dar.



Abb. 3.4: Weißlichtsensor mit eingespannter Probe und verfahrbarem Tisch. Der Sensor ist auf dem robusten Querbalken angebracht und unverschieblich.

3.2.4 gemessene Materialkennwerte

In Tabelle 3.2 sind die in dieser Diplomarbeit verwendeten Betonsorten mit ihren jeweiligen Zylinderdruckfestigkeiten $f_{c,cyl}$, Spaltzugfestigkeiten $f_{ct,sp}$, dem Flächenverhältnis wahrer zu projizierter Betonoberfläche S_{lr} , Dichte ρ und Alter in Tagen angegeben. Gut zu erkennen ist die allgemein etwas geringere Dichte der Zuschlagskörnung Q (quarzitischer Sand) im Vergleich zum Zuschlagsstoff D (Dolomit aus Lienz). Es ist anzumerken, dass bei dem Beton der Sorte QSCC40 und DNC40 weit höhere Festigkeiten gemessen wurden als die nominelle Festigkeit angibt.

Betonsorte	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	S_{lr} [-]	ρ [g/cm ³]	Alter [d]
DNC40	47,2 ±2,3	3,3 ±0,2	1,2417 ±2,2 · 10 ⁻²	2,4 ±0,0	36
DSCC40	42,5 ±1,8	3,0 ±0,4	1,2333 ±7,37 · 10 ⁻³	2,4 ±0,0	69
DSCC60	51,0 ±0,6	3,2 ±0,3	1,2097 ±2,27 · 10 ⁻²	2,4 ±0,0	67
QNC40	38,4 ±0,6	3,0 ±0,4	1,2363 ±2,5 · 10 ⁻²	2,3 ±0,0	36
QSCC40	56,6 ±1,0	3,7 ±0,4	1,2123 ±6,51 · 10 ⁻³	2,3 ±0,0	36
QSCC60	63,5 ±3,0	3,3 ±0,1	1,1840 ±1,39 · 10 ⁻²	2,3 ±0,0	29

Tab. 3.2: Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$, Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$, Flächenverhältnis wahrer zu projizierter Oberfläche S_{lr} , Dichte ρ und Alter der getesteten Betonsorten, teilweise übernommen aus [2]. Mittelwerte und Standardabweichungen aus Stichproben zu je 3 Prüfungen.

3.3 „Push-Off“-Versuche

Um die bereits durchgeführten „Push-Off“-Versuche der Diplomarbeit von HACKL aus den Betonen QNC40, QSCC60, DSCC40 und DSCC60 zu vervollständigen, wurden jeweils 3 Prüfkörper der Betonsorten DNC40 und QSCC40 hergestellt. Die Abmessungen und Bewehrung der Testkörper sind jeweils identisch und orientieren sich an [2, 26]. Der Versuchsaufbau und -ablauf sind in Kapitel 3.3.2 auf Seite 48 näher beschrieben und sind für alle Versuchskörper nahezu gleich. Während die anfängliche Vorspannung der Rissfläche zwischen den Versuchskörpern konstant bei etwa $0,42 \text{ N/mm}^2$ gehalten wurde, ist die Steifigkeit der Zwangsvorrichtung innerhalb der Betonsorten variiert worden. Dazu sind unterschiedliche Mengen von Tellerfedern zum Einsatz gekommen, um die Steifigkeit der Gewindestangen zu verändern und dadurch deren Einfluss auf die Ergebnisse abschätzen zu können.

3.3.1 Versuchskörper

3.3.1.1 Abmessungen und Bewehrung

Die Geometrie und Bewehrung sind in Abbildung 3.8 dargestellt und orientieren sich an [2, 26]. Die „Push-Off“-Versuchskörper sind monolithisch hergestellt und bestehen aus 2 um 180° verdrehten L-förmigen Hälften, die durch einen unbewehrten Bereich miteinander verbunden sind. Diese Hälften haben eine Tiefe von 15 cm, sind 20 bis 40 cm breit und 45 cm hoch. Durch einen Höhenversatz der beiden Objekte um 15 cm entsteht ergibt sich eine Versuchskörperhöhe von insgesamt 60 cm. Der ungestörte Verbindungsbereich der beiden Hälften ist auf eine Breite von 12 cm reduziert, wodurch sich eine Schubfläche von $12 \cdot 30 = 360 \text{ cm}^2$ ergibt. Während der Verbindungsbereich unbewehrt ist, sind die L-förmigen Hälften wie eine steife Rahmenecke mit negativem Biegemoment bewehrt. Die Positionen ① bis ③ dienen zur Abtragung der Biegezug- bzw. Biegedruckkräfte und sind entlang der Außenflächen angeordnet. Sie werden von 8 mm dicken Bügeln alle 10 cm umfasst (Positionen ④ bis ⑥). Dadurch wird die Querkraft abgetragen und ein Ausknicken der unter Druck stehenden gerippten Stahleinlagen verhindert. Durch diese großzügige Bewehrung wird sichergestellt, dass Verformungen ausschließlich innerhalb der Schubfläche stattfinden, während die L-förmigen Hälften nahezu starr bleiben.

An den langen Außenkanten parallel zur Rissreibungsfläche wurde jeweils eine vierfach-gelochte Stahlplatte mit Längs- und Quersteifen (siehe Abb. 3.6) angebracht. Um etwaige Unebenheiten der Betonoberfläche auszugleichen, wurde ein schnellhärtender Versetzmörtel zwischen Stahlplatte und Beton aufgetragen. Diese beiden gegenüberliegenden Lastverteilungsplatten sind über vier Gewindestangen mit Muttern und Beilagscheiben kraftschlüssig miteinander verbunden. Mithilfe dieser Zwangsvorrichtung werden aus der behinderten Rissöffnung entstehende Zwangskräfte gleichmäßig verteilt und aufgenommen. Durch Anziehen der Sechskantmuttern können in den Zugstäben außerdem Vorspannkräfte erzeugt werden, um auch deren Einfluss auf die Rissreibung zu untersuchen. Bei manchen Versuchskörpern wurden diese durch Pakete übereinanderliegender Tellerfedern ergänzt, um die Steifigkeit der Zwangsvorrichtung zu variieren. Dabei kamen Tellerfedern des Typs Mubea 180034 mit Abmessungen nach Skizze 3.5 zum Einsatz. Der vollständige Aufbau ist in Abbildung 3.7 ersichtlich.

Aufgrund der planmäßigen Verschiebungen beider Rissufer zueinander bei Durchführung des „Push-Off“-Versuches von $\Delta s = 2 \text{ mm}$ (Bei weiterer Gleitung wird der Versuch abgebrochen) entstehen in den Gewindestangen durch den steifen Anschluss mit der Lasteinleitungsplatte Zwangsspannungen. Mit Annahme einer vollständigen Einspannung der Stäbe in den Stahlplatten

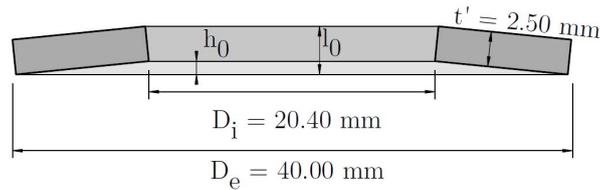


Abb. 3.5: Abmessungen der verwendeten Tellerfedern mit $h_0 = 0,95 \text{ mm}$ und $l_0 = 3,45 \text{ mm}$, Typ Mubea 180034

können diese mittels Einzelstabformeln nach den Formeln 3.4 und 3.5 berechnet werden. Dabei wird ein E-Modul der Gewindestangen ($\varnothing = 20 \text{ mm}$; $l = 40 \text{ cm}$) von $E = 205\,000 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

$$M_a = -M_b = -\frac{6 \cdot EI}{l^2} \cdot \Delta s = -0,12 \text{ kNm} \quad (3.4)$$

$$V_a = V_b = \frac{M_b - M_a}{l} = 0,60 \text{ kN} \quad (3.5)$$

Dadurch ergibt sich ein resultierender Maximalwert des Traganteils der Gewindestangen von $4 \cdot 0,60 \text{ kN} = 2,40 \text{ kN}$. Mit einer gesamten Traglast der „Push-Off“-Versuchskörper von über 200 kN ist der Einfluss des steifen Anschlusses der Gewindestangen an der Lasteinleitungsplatte somit vernachlässigbar klein.

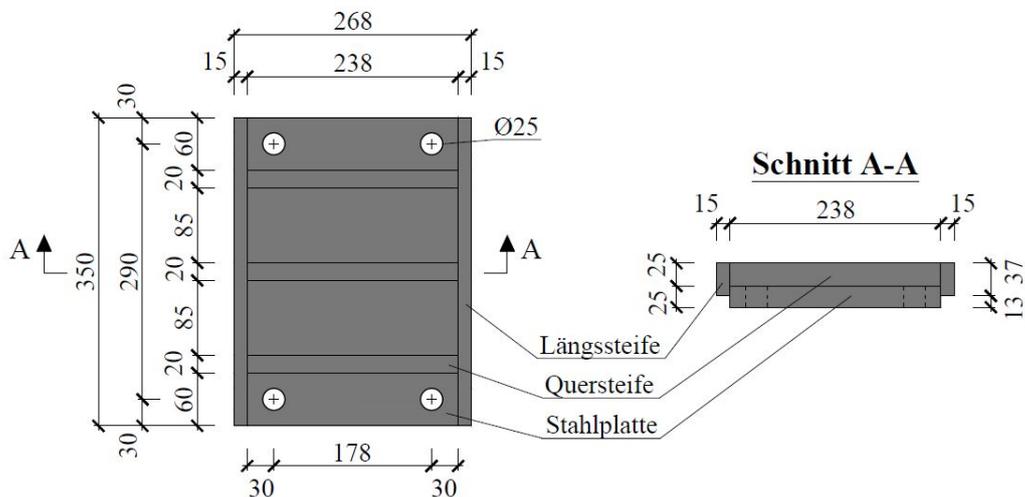


Abb. 3.6: Abmessungen der ausgesteiften Stahlplatten der externen Zwangsvorrichtung, Angaben in [mm], aus [2]

3.3.1.2 Herstellung

Die Versuchskörper der „Push-Off“-Versuche aus den Betonen QSCC40 und DNC40 wurden am 15. bzw. 16.10.2016 in einer Fertigteilhalle der Familie Trepka in Ober-Grafendorf zusammen

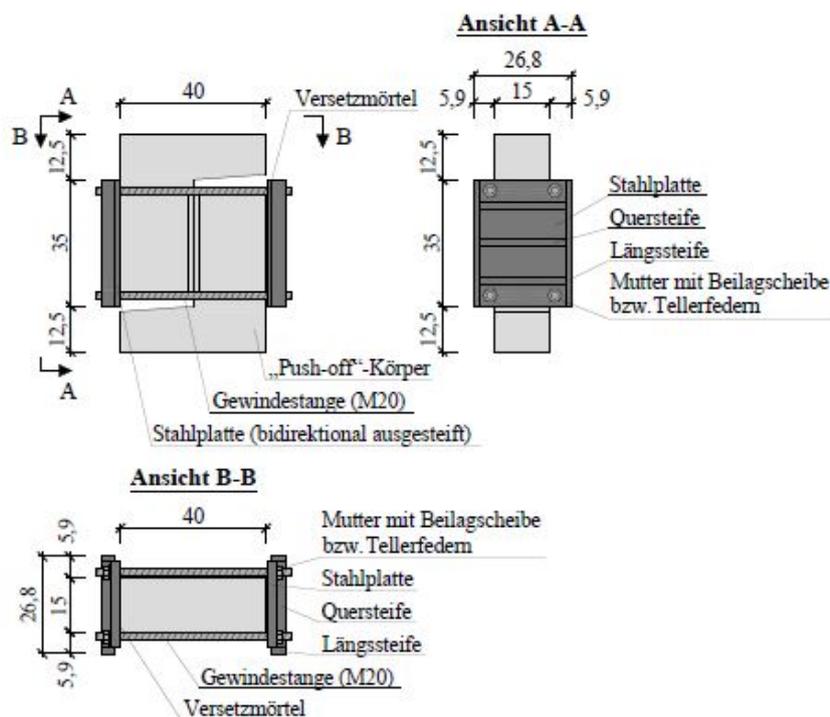


Abb. 3.7: Gesamtaufbau eines „Push-Off“-Versuchskörpers, inklusive externer Zwangsvorrichtung zur Stabilisierung der Schubfläche, aus [2], Angaben in [cm]

mit den Testkörpern für die Querkraftversuche hergestellt. Innerhalb von 2 Tagen wurden 6 Push-Off-Körper, 3 Querträger, 6 Prüfwürfel und insgesamt 12 Prüfzylinder betoniert.

Dazu wurde nach Ankunft bei Fa. Trepka mithilfe eines Mitarbeiters die optimale Betonmischung bestimmt, mit denen die Versuchsreihe von HACKL [2] sinnvoll weitergeführt werden kann. Die Bewehrung und Schalung der Versuchskörper wurde bereits von Werksmitarbeitern entsprechend der im Voraus übermittelten Pläne hergestellt und anschließend nochmals von Institutsmitarbeitern auf dessen Konformität überprüft. Dabei musste auf die möglichst vertikale und mittige Lage der Schubfuge geachtet und die ausreichende Betondeckung der Bewehrung überprüft werden. Für dessen Sicherstellung wurden 3 cm hohe Abstandhalter aus hochfestem Beton verwendet. Dabei musste sichergestellt werden, dass innerhalb der späteren Schubfläche keine Abstandhalter oder Bewehrung hineinragte, da dies zu einer Verfälschung des Ergebnisses führen kann. Einbau der Bewehrung und Schalung ist der Abbildung 3.8 zu entnehmen.

Die mithilfe eines Werkmitarbeiters festgelegten Betonkomponenten wurden mittels Mikroprozessorsteuerung miteinander vermengt und in einen Transportbehälter gefüllt. Dieser wird anschließend mit einer Kübelbahn an den Einbringungsort gebracht. Nach Einbau in die Schalung mittels eines Endschlauches wurde der Frischbeton mit Hilfe von Innenrüttlern verdichtet. Die freiliegende Oberfläche wurde abschließend abgezogen und mit einem Schutzmittel zur Verhinderung von Schwindrissen besprüht. Für den Transport wurden an jeder Außenkante ein Anker platziert und bereits in der Bewehrung berücksichtigt. Neben den Querträgern und den „Push-Off“ Prüfkörpern wurden gleichzeitig genormte Prüfzylinder und -würfel beschickt, um später die tatsächlichen Materialkennwerte zu ermitteln (siehe Tabelle 3.2 auf Seite 44). Diese wurden mit einer Vibrationsplatte verdichtet. Am nächsten Tag sind die gesamten Prüfkörper von werksinternen Mitarbeitern ausgeschalt und in das Werkslager gebracht worden. Anschließend

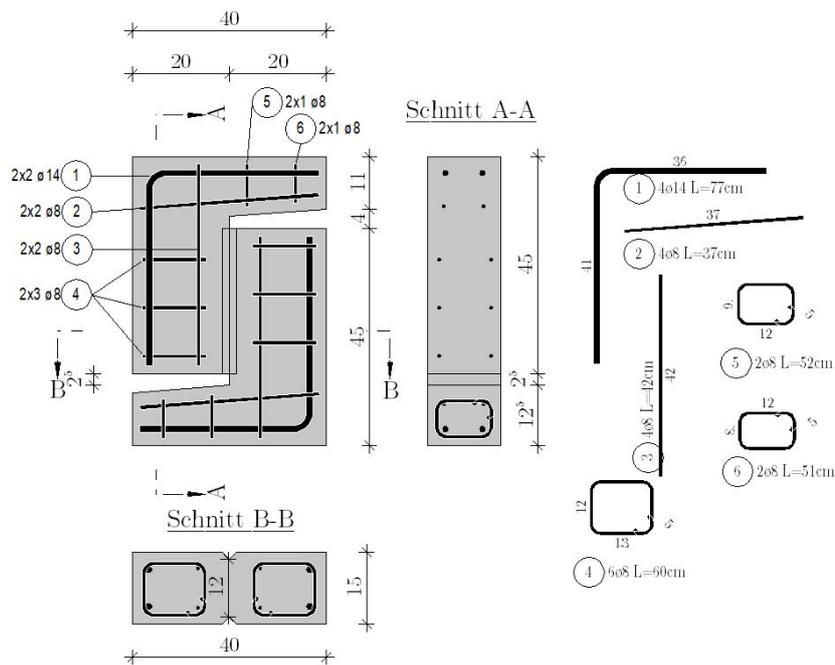


Abb. 3.8: Abmessungen und Bewehrung der „Push-Off“-Versuchskörper, Maße in cm

wurden diese zur weiteren Aufbewahrung in das institutseigene Labor in der Gusshausstraße 28, 1040 Wien, gebracht.

3.3.2 Versuchsdurchführung

Die „Push-Off“-Versuche wurden von 12-23. Dezember 2016 durchgeführt, wobei der Versuchsaufbau bei allen Versuchskörpern grundsätzlich gleich blieb. Nach den Vorbereitungsarbeiten kam es zum Spalten des Prüfkörpers in der Schubfläche („Pre-cracking“) gefolgt von dem eigentlichen Reibungsversuch. Innerhalb der beiden Testgruppen bestehend aus 3 Versuchskörpern des gleichen Betons, wurde die anfängliche Vorspannung der Schubfläche und die Steifigkeit der Zwangsvorrichtung variiert. Dazu sind die 8 Befestigungen der Zugstäbe mit Tellerfedern des Typs Mubea 180034 unter den Muttern nach Abbildung 3.9 ergänzt worden. Neben den untersuchten Varianten von HACKL wurden im Zuge dieser Arbeit weitere Konfigurationen untersucht, die aufbauend auf [2] bezeichnet werden und nachfolgend aufgelistet sind.

Bezeichnungen nach HACKL [2]

Typ A keine Vorspannung, 16 Tellerfedern je Befestigungspunkt

Typ B Vorspannung auf 1 N/mm^2 , keine Tellerfedern

Typ C keine Vorspannung, keine Tellerfedern

Weiterführende Bezeichnungen mit Anordnung der Federn nach Abbildung 3.9. Die folgenden Typen wurden alle auf $0,3 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt.

Typ D 2 Tellerfedern

Typ E 8 Tellerfedern

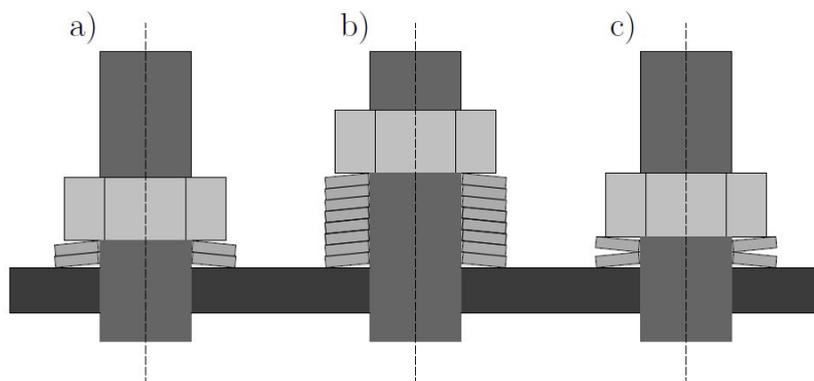
Typ F 2 Tellerfedern gegengleich angeordnet

Abb. 3.9: Verschiedene beispielhafte Kombinationen der Tellerfedern; (a) **Typ D:** 2 Tellerfedern; (b) **Typ E:** 8 Tellerfedern; (c) **Typ F:** 2 Tellerfedern gegengleich angeordnet

In Tabelle 3.3 sind die Zeitpunkte festgehalten, an denen die Proben betoniert und getestet wurden, und daraus jeweils das Alter berechnet und angegeben. Die Versuchskörperbezeichnung setzt sich wie bei [2] aus der Abkürzung „Po“ (für „Push-Off“), der Betonsorte DNC 40 oder QSCC40 (für deren Materialeigenschaften siehe Abschnitt 3.2) und dem Versuchstyp (C/D/E/F, siehe 3.3.2) zusammen.

Versuchskörper	betoniert am	getestet am	Alter [d]
PoDNC40C	16.11.2016	14.12.2016	28
PoDNC40E	16.11.2016	15.12.2016	29
PoDNC40D	16.11.2016	16.12.2016	30
PoQSCC40C	15.11.2016	19.12.2016	34
PoQSCC40D	15.11.2016	20.12.2016	35
PoQSCC40F	15.11.2016	21.12.2016	36

Tab. 3.3: Zeitplan der Versuche und des Betoniervorgangs und das daraus bestimmte Alter der jeweiligen Versuchskörper

Vorlaufarbeit

Bevor mit dem eigentlichen „Push-Off“-Versuch begonnen werden kann, muss zuerst die Zwangsvorrichtung auf den Prüfkörper montiert werden. Dazu wird eine der beiden Stahlplatten auf zwei ca. 1 m lange Kanthölzer aufgelegt. Anschließend wurde ein schnell-härtender Versetzmörtel angerührt und auf der Platte verteilt. Mithilfe eines Hallenkrans wurde die längere Schmalseite des Versuchskörpers mittig in das Mörtelbett gesetzt. Danach wurde die zweite Lastverteilungsplatte auf der gegenüberliegenden Seite des Prüfkörpers mittels Mörtel fixiert und entsprechend der untenliegenden Platte ausgerichtet. Aufgrund der kurzen Verarbeitungszeit des Mörtels musste schnell und präzise gearbeitet werden, wobei nach jedem Schritt die planparallele Ausrichtung der Stahlplatten kontrolliert werden musste. Nach wenigen Minuten Wartezeit wurden die vier Gewindestangen mit den darauf montierten Dehnmessstreifen durch die Löcher in der Stahlplatte

gesteckt und mithilfe von Muttern, Beilagscheiben und Tellerfedern (je nach Versuchstyp, siehe 3.3.2) befestigt. Die Muttern wurden dabei per Hand mit einem Drehmomentschlüssel unter ständiger Überwachung der Zugspannung angeschraubt. Dadurch kann eine etwaige Vorspannung der Schubfläche präzise erreicht werden. Dieser Vorgang wurde meistens am Ende eines Arbeitstages durchgeführt, um den Versetzmörtel über Nacht trocknen zu lassen. Am darauffolgenden Morgen wurden zwei Blechstreifen und ein Stahlstab in die beiden Kerben des Prüfkörpers geklebt. Diese dienten der anschließenden Lasteinleitung des „Pre-Cracking“. Dieser Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.10 skizziert. Danach wurde der gesamte Versuchskörper gekippt und mit einem semi-elektrischen Hochhubwagen und unter Verwendung von Hebegurten zur Druckprüfmaschine transportiert (siehe Abbildung 3.11).

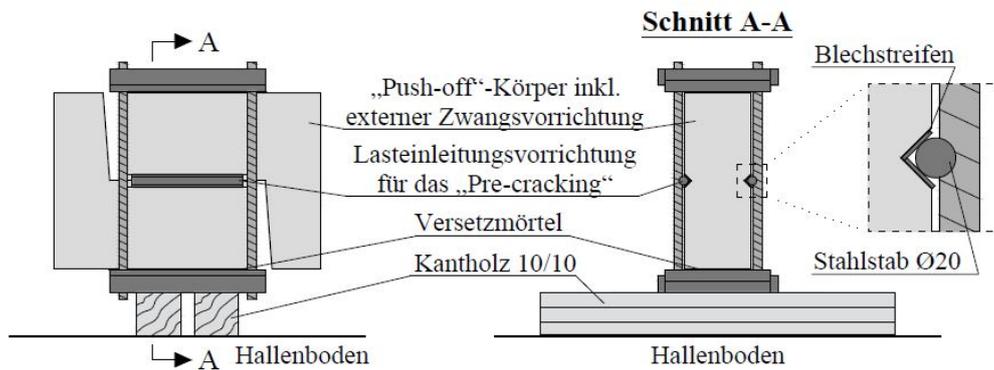


Abb. 3.10: Einkleben der Blechstreifen und des Stahlstabes in die Kerben des „Push-Off“-Versuches als Vorlaufarbeit des „Pre-cracking“, aus [2]



Abb. 3.11: Einklebte Blechstreifen und Zugstab, Transport zum Vorlaufversuch des „Pre-Cracking“

„Pre-cracking“

Ziel des „Pre-cracking“ ist es, die planmäßige Schubfläche zu spalten. Dadurch soll anschließend mit dem „Push-Off“-Versuch die Reibung in einem Riss simuliert werden. Dieser Test ähnelt im Prinzip einem Spaltzugversuch (vgl. Abschnitt 3.2.2) und ist in Abbildung 3.12 dargestellt. Dabei wird die Probe waagrecht in die Druckprüfmaschine auf mittig zentrierte Stahlplatten ($l/b = 25\text{ cm}$) gelegt. Diese dienen dem Höhenausgleich und verhindern eine Lasteinleitung über die überstehenden Platten der Zwangsvorrichtung. Um den Versuchskörper zu stabilisieren

und am Verdrehen zu hindern, wurden Styroporblöcke verwendet. Anschließend sind auch auf die Oberseite mittig zwei Stahlplatten auf den im Vorlauf befestigten Stahlstab in der Kerbe gelegt worden. Dadurch kann die von der Hydraulikpresse erzeugte Kraft über die aufgeklebten Stahlstäbe zentrisch in den „Push-Off“- Körper eingebracht und bis zum Spaltzugbruch gesteigert werden. Vor dem „Pre-cracking“ wurde die planmäßige Schubfläche auf eine Druckspannung von 1 N/mm^2 manuell vorgespannt. Anschließend wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 5 mm/min gearbeitet. Ab einer einwirkenden Kraft von 30 kN wurde diese auf 5 kN/min gedrosselt, um einen möglichst störungsfreien Bruch zu erzeugen. Während der gesamten Belastungszeit wurden die Zugkräfte in den Gewindestangen, die Rissgleitung und die zunehmende Rissöffnung mit Wegaufnehmern gemessen. Der Spaltzugbruch konnte durch eine steigende Rissöffnung und letztendlich auch akustisch wahrgenommen werden. Nach dem Spaltzugversagen wurden die Versuchskörper mit dem Hubwagen wieder ausgebaut und zum „Push-Off“ Versuchsstand transportiert.

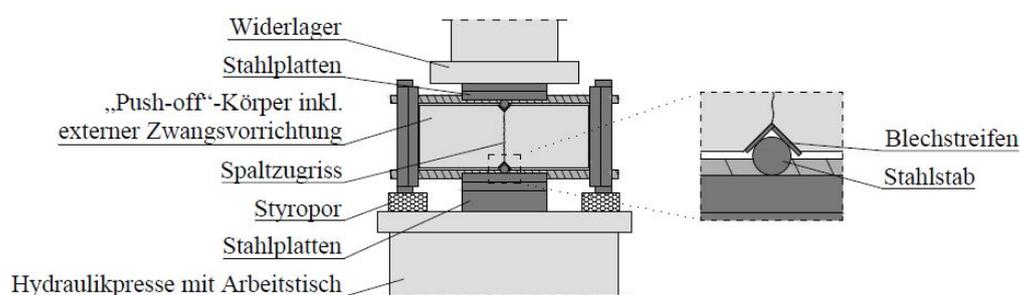


Abb. 3.12: Versuchsdurchführung des Pre-Cracking. Lasteinleitung mittels „Hainzl“-Prüfmaschine, aus [2]

„Push-Off-Versuch“

Der Aufbau der „Push-Off“-Versuche ist in Abbildung 3.13 dargestellt. Die Stahlrollen und -platten wurden dabei mithilfe eines Lasers so ausgerichtet, dass die stehenden Prüfkörper von dem „Schenck“-Prüfrahmen zentrisch belastet werden. Etwaige Schiefstellungen des Probekörpers wurden durch dünne Stahlplättchen ausgeglichen. Zu beachten war, dass sich die Stahlrollen nicht untereinander berühren durften beziehungsweise durch Schmutz die freie Bewegung nicht verhindert wurde. Ansonsten kommt es zu unerwünschten Zwangsspannungen. Die unterseitige Lastverteilung bzw. -einleitung erfolgte durch eine 10 cm breite Stahlplatte. Auf der Oberseite des Prüfkörpers wurde erst die Oberfläche mit Sand glattgestrichen und gesäubert, bevor in aufsteigender Reihenfolge erst ein Elastomerlager, eine Stahlplatte und letztendlich eine Kraftmessdose inklusive Kalotte und Unterbau zentrisch positioniert wurde. Durch die rein zentrische Belastung wurden hauptsächlich Verformungen in der Schubfläche hervorgerufen und dadurch Reibungskräfte aktiviert.

Um die „Push-Off“-Prüfkörper in den „Schenck“-Prüfrahmen einzubauen, wurde der Probekörper mit einem Hallenkran in die Grube gehoben und dort auf zusammengeschaubte Schwergewichtsrollen gestellt (siehe Abbildung 3.14). Damit wurde die Probe über bereits vorbereitete Stahlrollen und -platten gerollt und langsam heruntergehoben. Danach wurde die Vorspannung der Rissfläche manuell auf das gewünschte Maß durch Anziehen bzw. Lösen der Schraubenmutter gestellt. Danach wurden die in den Kerben angeklebten Bleche und Stahlstäbe entfernt und die für die Messung notwendigen Wegaufnehmer angebracht (siehe Abbildung 3.16). Auch die hinter dem

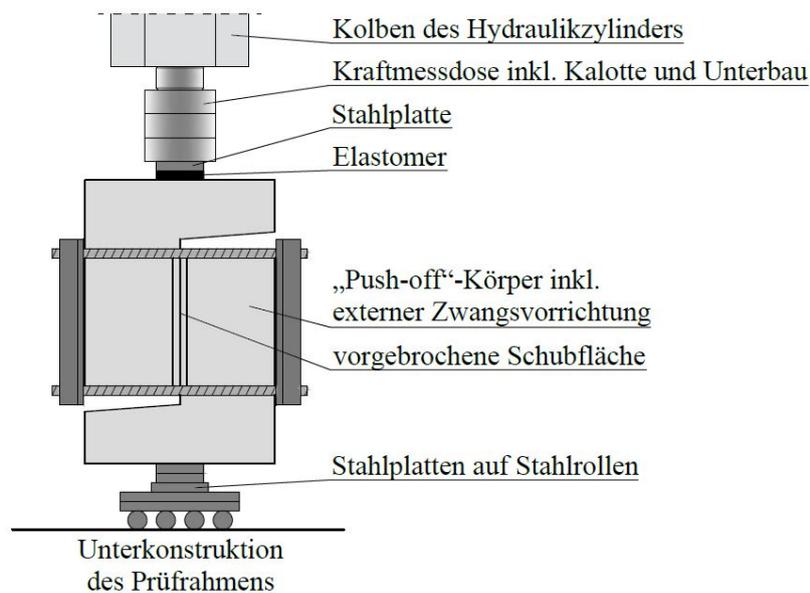


Abb. 3.13: Systemskizze des „Push-Off“ Versuches mit Darstellung der Lasteinleitung und Auflagersituation, aus [2]

Prüfkörper befindliche photogrammetrische Messeinrichtung wurde vor Belastungsbeginn wenn notwendig nachjustiert (für eine genauere Beschreibung der Messeinrichtung siehe Abschnitt 3.3.3 auf Seite 39). Die Kraft wurde weggesteuert eingeleitet, wobei die Belastungsgeschwindigkeit konstant bei ca. 0,2 mm/min gehalten wurde. Dabei ist die Risskinematik – Rissöffnung und Rissgleitung – die Zugkräfte der Gewindestangen und die aufgebrachte Kraft erfasst worden. Nach dem Erreichen einer Rissgleitung von 2 mm wurden die Versuche abgebrochen und die Versuchskörper ausgebaut und zerlegt. Die Zwangsvorrichtung wurde dabei entfernt, gereinigt und für den nächsten Versuchskörper vorbereitet.

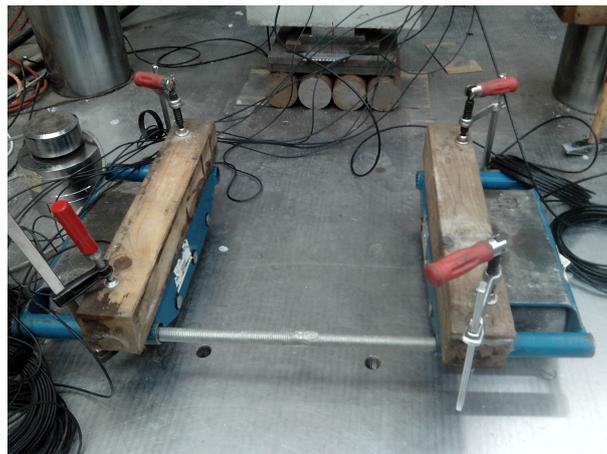


Abb. 3.14: Temporär modifizierte Schwergewichtsrollen zum Einbauen der „Push-Off“-Versuchskörper in den „Schenk“- Prüfrahm

3.3.3 Messkonzept

Um während des „Pre-Cracking“ und des „Push-Off“-Versuches den Versuchsablauf kontrollieren und aufzeichnen zu können, kamen verschiedene Messmethoden zum Einsatz. Es wurden induktive Wegaufnehmer (IWA) an relevanten Punkten gesetzt, Dehnmessstreifen angebracht, mit Ringtorsions-Kraftmessdosen gearbeitet und eine photogrammetrische Messmethode verwendet. Die gesamten Messkonzepte pro Versuch werden nachfolgend beschrieben.

„Pre-cracking“

Während der Belastung des Versuchskörpers wurde die Rissöffnung der planmäßigen Schubfläche gemessen. Dabei kamen vier induktive Wegaufnehmer (IWA 1 bis IWA 4) zum Einsatz, welche jeweils in der freien Fuge zwischen den L-förmigen Hälften befestigt wurden. Diese Sensoren bestehen aus einem beweglichen ferro-magnetischem Stab, dessen Ende durch ein Spulensystem innerhalb des Sensorkörpers führt. Wird dieses Ende durch einen äußeren Einfluss an der Spitze beeinflusst, wird durch diese Bewegung eine Wechselfeldspannung induziert, die von einem Messverstärker ausgewertet und in Verschiebungen umgewandelt werden kann. Ein weiterer Wegaufnehmer (S0) zeichnete die möglicherweise entstehende Rissgleitung auf, und wurde an der oberen kurzen Seite des L-Körpers angebracht. Die vier Gewindestangen wurden mit Dehnmessstreifen bestückt, durch welche mithilfe des Hooke'schen Gesetzes² die darin herrschenden Zugkräfte berechnet werden konnten. Dieser Aufbau ist in Abbildung 3.15 aufgezeigt. Zusätzlich wurde die aufgebrauchte Kraft über den hydraulischen Druck in der Presse aufgezeichnet.

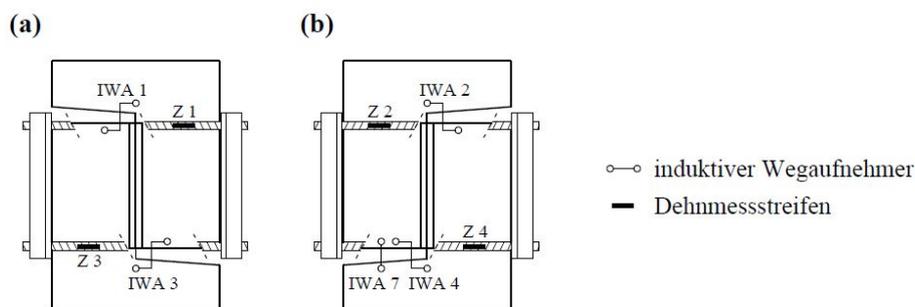


Abb. 3.15: Anordnung der Wegaufnehmer und Dehnmessstreifen beim „Pre-Cracking“ der Versuchskörper: (a) Oberseite; (b) Unterseite, aus [2]

„Push-Off“-Versuche

Zusätzlich zu den bereits beim „Pre-Cracking“ verwendeten Messinstrumenten kamen pro Seite zwei zusätzliche induktive Wegaufnehmer (IWA 5 bis IWA 8) zum Einsatz. Diese wurden zentral an der vorgebrochenen Schubfläche befestigt und nahmen die Rissöffnung (IWA 5 vorne und IWA 6 hinten) und die Rissgleitung (IWA 7 vorne und IWA 8 hinten) auf. Dadurch war es möglich, etwaige Rotationen des Prüfkörpers während der Belastung anhand der Messergebnisse zu erkennen. Der Mittelwert ergab dann jeweils die gesamte Rissgleitung und -öffnung. Die aufgebrauchte Kraft wurde über eine Ringtorsions-Kraftmessdose (für die Positionierung siehe Abb. 3.16 bzw. 3.13) und den hydraulischen Druck der Presse gemessen. Als Ergänzung kam

²Nach Robert Hooke (1635-1703), beschreibt das linear-elastische Verhalten von Festkörpern

zusätzlich das von der Gesellschaft für optische Messtechnik (GOM) entwickelte photogrammetrische Messsystem ARAMIS 4M zum Einsatz. Dieses besteht aus zwei Kameras mit einer Auflösung von jeweils vier Megapixel und einer LED-Beleuchtungsgruppe (siehe Abbildung 3.17(a)). Um mithilfe dieser Kameras Relativverschiebungen erfassen zu können, müssen die Versuchskörper ein stochastisches Muster mit ausreichendem Kontrast aufweisen. Deshalb wurden die Prüfkörper vor der Messung im Messfeld mit weißer Wandfarbe bestrichen und anschließend mit einer Musterbürste schwarz besprenkelt (siehe Abb. 3.17(b)). Die Software kann anhand dieses Musters die Oberflächenaufnahmen verschiedener Zeitpunkte miteinander vergleichen und die Relativverschiebung herausrechnen. Durch den Einsatz dieses Messsystems war es möglich, Verformungen der Schubfläche flächendeckend zu erfassen und auszuwerten.

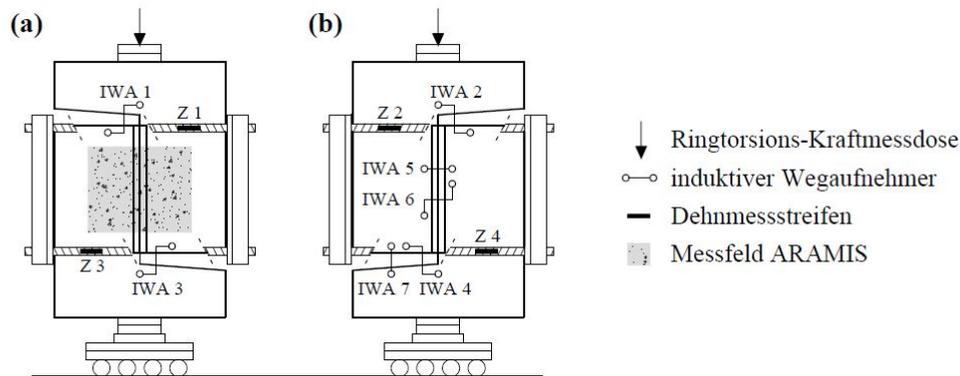


Abb. 3.16: Messkonzept der „Push-Off“-Versuche: (a) Oberseite; (b) Unterseite, aus [2]



(a) Die 2 Kameras inklusive Beleuchtungsgruppe auf einer Unterkonstruktion montiert



(b) Der vertikal eingerichtete Versuchskörper mit weiß-schwarz gepunktetem Messfeld

Abb. 3.17: Messgeräteaufbau Aramis

3.4 Querkraftversuche

Zusätzlich zu den bereits in der Vorarbeit von HACKL getesteten und beschriebenen sieben Querkraftversuchen wurden drei weitere Stahlbetonträger untersucht, um die vorhergehenden Ergebnisse zu vervollständigen. Dazu wurden zwei Träger aus dem Beton QSCC40 und ein Balken der Sorte DNC40 (für deren Materialkennwerte siehe Abschnitt 3.2.4 auf Seite 44) hergestellt. Dabei wurde die Geometrie und Bewehrung der Versuchskörper den Versuchen in der Arbeit von HACKL nachempfunden. Auch der Versuchsaufbau und -ablauf waren bei allen Trägern ident zu [2].

3.4.1 Versuchskörper

Abmessungen und Bewehrung

Die Abmessungen und das Bewehrungsprinzip sind in Abbildung 3.18 ersichtlich. Die Versuchsbalken waren 3,10 m lang, 50 cm hoch und 15 cm breit. Mit einem Trägerüberstand an den Auflagern von jeweils 15 cm und einer statischen Nutzhöhe von 46 cm wurde dadurch die kritische Schubslankheit nach KANI³ von $a/d = \frac{0,5 \cdot 310 - 15}{46} = 3,04$ erreicht. Bei diesem Verhältnis des Abstandes der Lasteinleitung a zur statischen Nutzhöhe d tritt Schubversagen ein, bevor die volle Momententragfähigkeit erreicht werden kann. Durch die vorhandene Balkenbreite konnte eine ausreichend große Betondruckzone und eine genügend große Kippsicherheit gewährleistet werden. Bewehrt wurden die Stahlbetonträger mit gerippten Stahleinlagen: vier Stäbe am unteren Balkenrand (Position ①, Ø16) dienten als Biegezugbewehrung und verhinderten ein vorzeitiges Biegeversagen (Bewehrungsgrad $\rho = 1,17\%$). Um eine ausreichende Verankerung zu gewährleisten, wurden an deren Stabenden je zwei Querstäbe angeschweißt (siehe Detail A). Während eine Balkenhälfte vollständig schubbewehrt wurde, sind auf der anderen Seite lediglich zwei Bügel angeordnet worden, um die durch das Einheben des Prüfkörpers in die Versuchsanlage verursachte Kraft am Hebeanker ableiten zu können (Position ③). Dadurch konnte der Bereich, in welchem der kritische Biegeschubriss zu erwarten war, auf das unverbügelte Versuchsfeld eingeschränkt werden. Abschließend wurden zwei Stäbe (Position ②, Ø8) entlang der Balkenoberseite in den Bügelecken angeordnet.

Herstellung

Die drei zusätzlichen Stahlbetonträger wurden wie die „Push-Off“-Körper im November 2016 von der gleichen Fertigteilfirma produziert. Der Herstellungsprozess war bei allen Versuchskörpern identisch, weshalb zur genauen Beschreibung auf Abschnitt 3.3.1 auf Seite 45 verwiesen wird. In Abbildung 3.19 ist die Bewehrung und Schalung der Balken dargestellt.

Materialeigenschaften

Auch die Materialeigenschaften sind ident zu den „Push-Off“-Prüfkörpern, da die gleichen Betonsorten verwendet wurden. Auch die Prüfung der Körper fand zeitgleich statt, wodurch auch die mithilfe der Prüfzylinder erhobenen tatsächlichen Materialkennwerte verwendet werden

³Nach KANI [16] kann bei einem a/d -Verhältnis von ca. 3,0 aufgrund vorzeitigen Schubversagens nicht die volle Momententragfähigkeit erreicht werden.

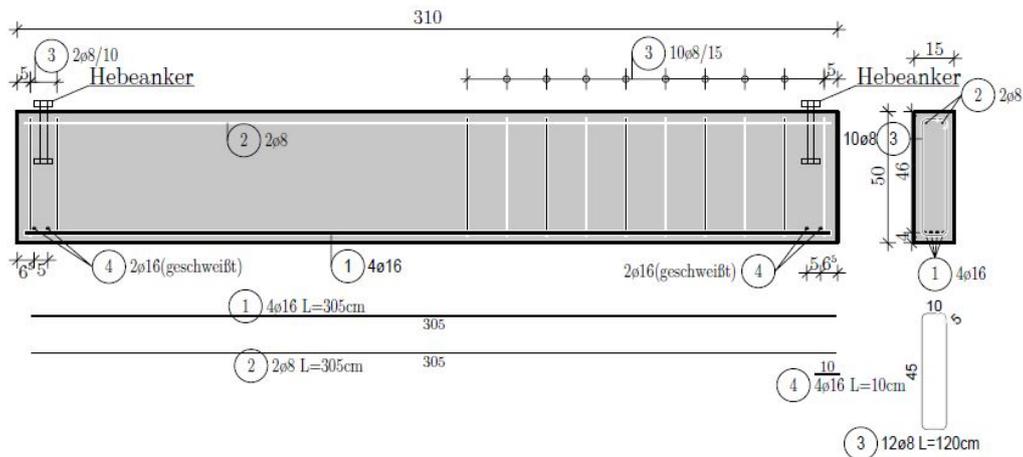


Abb. 3.18: Geometrie und Bewehrung der Versuchsbalken; Abmessungen in [cm].



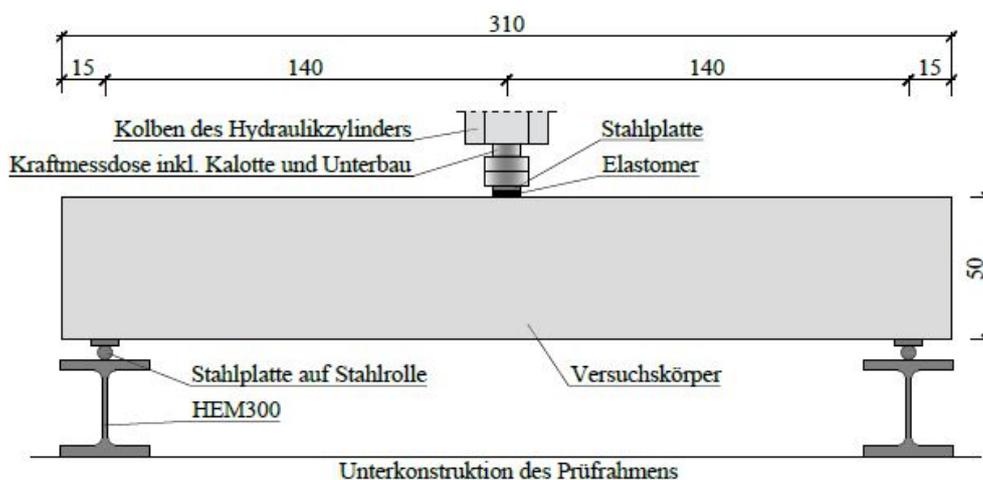
Abb. 3.19: Schalung und eingelegte Bewehrung der Stahlbetonträger

können. Aus diesem Grund wird zur Beschreibung der Vorgehensweise der Materialprüfung und -Kennwerte auf Abschnitt 3.2 auf Seite 41 verwiesen. Für die gerippten Stahleinlagen wurde gewöhnlicher Betonstahl B550B verwendet. Auf die Prüfung der Stahlkennwerte wurde im Rahmen dieser Arbeit verzichtet.

3.4.2 Versuchsdurchführung

Die Querkraftversuche wurden im Prüflabor des Instituts für Tragkonstruktionen in der Gußhausstraße 28, 1140 Wien, durchgeführt, und entsprechen jenen von [2]. Dafür wurde wie auch bei den „Push-Off“-Versuchen der „Schenck“-Prüfrahmen mit einer maximalen statischen Druckkraft von 2000 kN verwendet. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.20 dargestellt. Der jeweilige Balken wurde 15 cm vom Trägerrand auf Stahlrollen gelenkig gelagert. Diese lagen wiederum auf HEM300 Stahlprofilen, um unter dem Träger einen Arbeitsraum zu schaffen. Der Balken wurde zentrisch durch den Hydraulikzylinder des Prüfrahmens belastet. Dazu wurde die Lasteinleitungsfläche erst mit Sand geglättet, anschließend eine 10 cm breite Elastomerauflage mit einer ebenso breiten Stahlplatte exakt zentrisch ausgerichtet und abschließend darauf eine Kraftmessdose platziert.

(a)



(b)

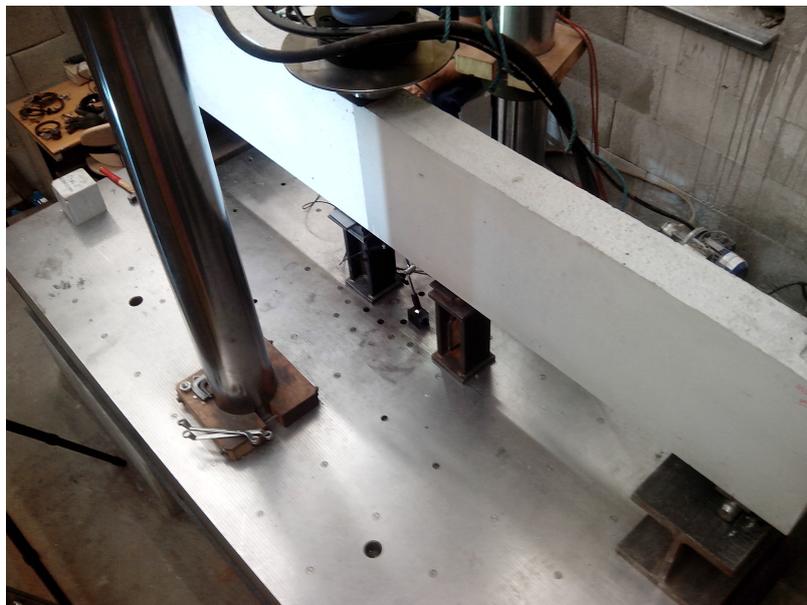


Abb. 3.20: Versuchsaufbau der Querkraftversuche: (a) Systemskizze; (b) Versuchsaufbau von der Vorderseite (mit beleuchtetem Messfeld für das photogrammetrische Messsystem); Abmessungen in [cm], aus [2]

Die Versuchsbalken wurden mit dem Hallenkran in die Grube des Prüfrahmens eingehoben und auf die vorher vorbereitete Lagerkonstruktion ausgerichtet. Anschließend wurden die Messsysteme angebracht und die Lasteinleitung wie vorher beschrieben eingerichtet. Die darauffolgende Belastung erfolgte weggesteuert und wurde mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit bis zum Biegeschubversagen gesteigert. Dabei wurde die Balkendurchbiegung, die Auflagerabsenkung und die aufgebrachte Kraft gemessen. Außerdem konnte mithilfe des Messsystems ARAMIS (Beschreibung siehe Abschnitt 3.3.3 auf Seite 53) die Verformung der unverbügelten Hälfte des Versuchskörpers – also jene Hälfte, bei welchem der kritische Biegeschubriss zu erwarten war – flächendeckend erfasst werden. Zusätzlich zu diesen Messmethoden wurde der Versuch beim

Erreichen einer Kraft von 75 kN alle weiteren 25 kN gestoppt und das Rissbild dokumentiert. Nach Bruch des Prüfkörpers wurde der jeweilige Träger wieder mit dem Hallenkran demontiert. In Tabelle 3.4 sind die Tage, an denen die Balken betoniert bzw. getestet wurden, sowie deren Alter zum Zeitpunkt der jeweiligen Versuchsdurchführung angegeben. Die Bezeichnung der Versuchskörper besteht dabei aus einem „R“ für „Rechteck“-Querschnitt, der Balkenhöhe in mm, dem Buchstaben „o“ (ohne Schubbewehrung) und der Betonsorte (siehe hierfür auch Abschnitt 3.2.4 auf Seite 44). Die nach dem Bindestrich angeführte Zahl dient der eindeutigen Zuordnung bei mehreren gleichartigen Versuchskörpern.

Tab. 3.4: Zeitplan der Versuche und des Betoniervorgangs und das daraus bestimmte Alter der jeweiligen Versuchskörper

Versuchskörper	betoniert am	getestet am	Alter [d]
R500oQSCC40-1	15.11.2016	22.12.2016	37
R500oQSCC40-2	15.11.2016	23.12.2016	38
R500oDNC40-2	16.11.2016	23.12.2016	37

3.4.3 Messkonzept

Der Aufbau und das Messkonzept sind in Abbildung 3.21 dargestellt. Neben einem Messfeld, welches speziell für das Messsystem ARAMIS vorbereitet wurde (Näheres dazu siehe Abschnitt 3.3.3) und der Kraftmessdose über der Krafteinleitung wurden insgesamt vier induktive Wegaufnehmer angebracht. Dabei erfassten die Messinstrumente IWA 1 in der Mitte der unverbügelter Trägerhälfte und IWA 2 in Trägermitte die Durchbiegung der belasteten Balken. IWA 3 und IWA 4 wiederum erfassten die vertikale Verschiebung an den beiden Auflagern. Die aufgebrachte Kraft konnte einerseits durch die unter der Presse positionierte Ringtorsions-Kraftmessdose gemessen oder aus dem hydraulischen Druck in der Presse berechnet werden. Nach jeder Laststufe wurden die Rissverläufe mit Ölkreiden markiert und mit einer Kamera aufgenommen.

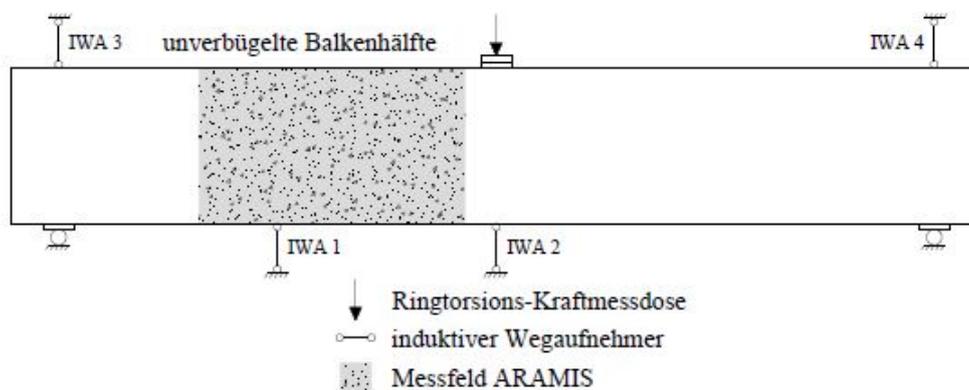


Abb. 3.21: Positionen der Wegaufnehmer und des Messfeldes für das photogrammetrische Messverfahren; Abmessungen in [cm], aus [2]

Kapitel 4

Ergebnisse

In diesem Kapitel sind nachfolgend die erhaltenen Ergebnisse der Versuche beschrieben und dargestellt. Dazu wird zuerst auf die zwischen 14.-16. und 19.-21.12.2016 durchgeführten „Push-Off“-Versuche eingegangen. Diese werden auf ihre Risskinematik und die davon abhängigen Kontaktspannungen untersucht und mit den Ergebnissen von [2] verglichen. Darauffolgend werden die Querkraftversuche beschrieben und im Detail auf deren Last-Verformungs-Beziehungen, den Versagensmechanismus der einzelnen Stahlbetonbalken und die Risskinematik eingegangen. Auch diese Ergebnisse werden anschließend jenen von [2] gegenübergestellt. Das Kapitel endet mit den Ergebnissen einer Untersuchung der Betondruckzone, bei welcher die übertragenen Schubspannungen τ_c und Normalspannungen σ_c mithilfe von Dehnungsmessungen ausgewertet und auf die jeweilige Betondruckzonenhöhe aufgetragen werden.

4.1 „Push-Off“-Versuche

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der ausgewerteten „Push-Off“-Versuche beschrieben und miteinander verglichen. Dabei wird zuerst auf die im Versuch festgestellte Risskinematik und initiale Rissöffnung während des „Pre-Cracking“ eingegangen, anschließend werden die durch Gleitung und Öffnung des Risses entstehenden Kontaktspannungen beschrieben. Es werden jeweils zwei der Größen Rissgleitung s , Rissöffnung w , Schubspannung τ_{ag} und Normalspannung σ_{ag} in Versuchskurven gegenübergestellt. Die Bezeichnung der einzelnen Versuchskörper ist dabei bereits in Kapitel 3.3.2 auf Seite 48 aufgelistet und richtet sich nach der Betonsorte, Steifigkeitsveränderungen der Zwangsvorrichtung durch Tellerfedern (A-E) und der vorangestellten Bezeichnung „Po“ für „Push-Off“. Im letzten Abschnitt dieses Kapitels werden die durchgeführten Versuche von Typ C noch mit jenen von HACKL [2] verglichen.

4.1.1 Risskinematik

Die Risskinematik (Beschreibung vgl. Abschnitt 3.3 auf Seite 3.3) der untersuchten „Push-Off“-Versuche wurde mithilfe der Software GOM Correlate 2016 ausgewertet. Dazu wurden die aus der photogrammetrischen Messung erhaltenen Daten in das Programm eingespielt. Anschließend wurden horizontale Punktepaare definiert, die durch den zuvor gebrochenen (vordefinierten) Riss voneinander getrennt waren (für eine beispielhafte Skizze siehe Abb. 4.1). Durch Auswertung der Relativverschiebung zweier benachbarter Punkte in Belastungsrichtung bzw. normal dazu konnte auf die Rissgleitung s und Rissöffnung w geschlossen werden. Da das photogrammetrische Messsystem den Versuchskörper in Abständen von einer Sekunde aufnimmt, kann dieses Verfahren für jeden dieser Zeitpunkte durchgeführt werden, wodurch ein zeitlicher Verlauf der Rissgleitung- und Öffnung erzeugt werden kann. In Abbildung 4.2 ist diese Risskinematik aller im Laufe

dieser Arbeit untersuchten Versuchskörper dargestellt. Bei einer konstanten Belastung von 2 mm/min entstand bei allen Testkörpern ein konkaver $w - s$ -Verlauf. Diese weisen zu Beginn die größte Steigung $\frac{dw}{ds}$ auf, welche mit zunehmender Rissgleitung stetig kleiner wird, wobei die Rissöffnung auf einen konstanten Wert zuzusteuern scheint. Da die Versuche nach einer maximalen Rissgleitung von $s = 2,5\text{ mm}$ abgebrochen wurden, konnte dieser Wert jedoch von keinem „Push-Off“-Körper erreicht werden. Allgemein weisen die Versuchskörper des Typs C (keine Tellerfedern) die geringsten Rissöffnungen auf, ein Umstand, welcher durch die höhere Steifigkeit der Zwangsvorrichtung erklärt werden kann (siehe hierfür auch nachfolgendes Kapitel 4.1.2). In gleichem Sinne kann argumentiert werden, dass die Versuchskörper der Typen D und F aufgrund geringer Steifigkeit höhere Rissöffnungen haben. Es kann auch ein erster Trend ausgemacht werden, wonach die Betonsorte DNC40 etwas höhere Rissöffnungen erfährt als Betone der Sorte QSCC40.

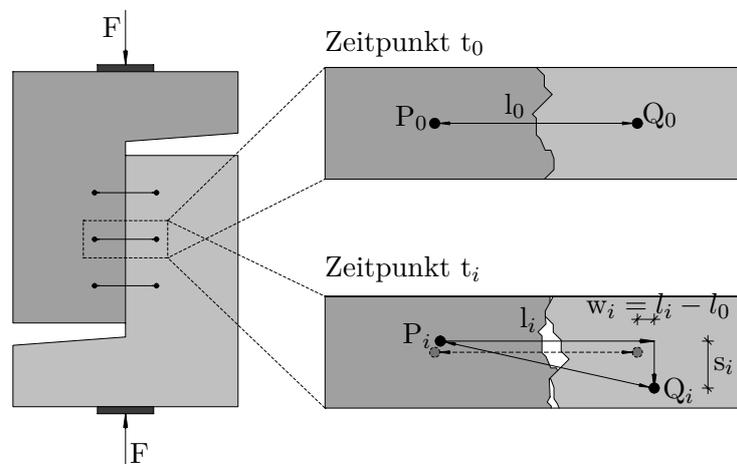


Abb. 4.1: Skizze der in GOM Correlate 2016 definierten Punktepaare im oberen und unteren Drittel sowie auf halber Höhe des Messfeldes und die ausgewerteten Relativverschiebungen s_i und w_i des mittleren Messabstandes

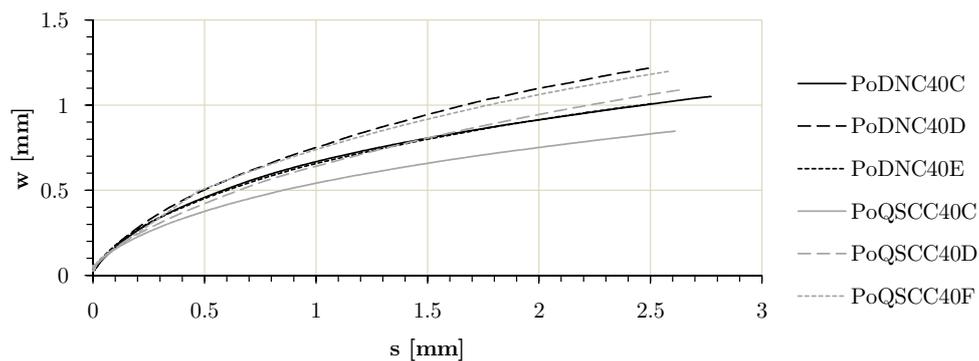


Abb. 4.2: Risskinematik aller Versuchskörper

Initiale Rissöffnung durch das „Pre-Cracking“

Durch das „Pre-cracking“ (für eine Beschreibung des Versuchsaufbaus siehe Kapitel 3.3.2) und das anschließende Vorspannen der Schubfläche entstand bereits vor dem eigentlichen Versuchsbeginn eine initiale Rissöffnung w_0 , Rissgleitung s_0 sowie eine Normalspannung $\sigma_{ag,0}$. Diese

Anfangsrissverschiebungen sind in der Abbildung 4.2 bereits ersichtlich und zusammen mit den zugehörigen Anfangsnormalspannungen in Tabelle 4.1 nochmals explizit aufgelistet. Es ist zu erkennen, dass die Rissöffnungen w_0 kaum streuen und sich um den Wert $0,04\text{ mm}$ mit einer maximalen Abweichung von $\pm 0,01\text{ mm}$ bewegen. Die Anfangsrissgleitung s_0 war bei allen „Pre-Cracking“-Versuchen vernachlässigbar klein und wurde deshalb vor jedem „Push-Off“-Versuch manuell auf Null gesetzt.

Tab. 4.1: Initiale Rissöffnung w_0 und Normalspannung $\sigma_{ag,0}$ der neu durchgeführten „Push-Off“-Versuchskörper mit den Bezeichnungen laut Kapitel 3.3.2 auf Seite 48

Versuchskörper	w_0 [mm]	$\sigma_{ag,0}$ [N/mm ²]
PoDNC40C	0,03	0,42
PoDNC40E	0,04	0,42
PoDNC40D	0,04	0,42
PoQSCC40C	0,03	0,42
PoQSCC40D	0,05	0,43
PoQSCC40F	0,04	0,43

4.1.2 Kontaktspannungen in Abhängigkeit von der Rissskinematik

Durch die Rissgleitung s und die Rissöffnung w entstehen Kontaktspannungen, namentlich eine Normalspannung σ_{ag} sowie eine Schubspannung τ_{ag} . Bei der Auswertung dieser Größen bei den „Push-Off“-Versuchen wurde angenommen, dass die einwirkenden Kräfte gleichmäßig auf die Rissfläche verteilt werden und dadurch die Spannungen pro Flächenpunkt gleich groß sind. Außerdem wird die Verkleinerung der Schubfläche bei steigender Rissgleitung s nicht berücksichtigt, wodurch die Gesamtfläche unabhängig der Rissgleitung gleich der Anfangsschubfläche $A_{ag,0} = 360\text{ cm}^2$ gesetzt wird. Dadurch konnte die Schubspannung τ_{ag} einfach durch Division der vom „Schenck“-Prüfrahmen aufgebrachten Kraft F_{\parallel} durch die Schubfläche $A_{ag,0}$ nach Formel 4.1 berechnet werden. Um die Normalspannung zu berechnen, wurden die an den Gewindestangen der externen Zwangsvorrichtung befestigten Dehnmessstreifen ausgewertet. Mithilfe des Hook’schen Gesetzes¹ kann aus der aufgenommenen Längsdehnung $\varepsilon_{GS,i}$ pro Stab i , der Querschnittsfläche A_{GS} und einem angenommenen Elastizitätsmodul von $E_{GS} = 205\,000\text{ N/mm}^2$ die resultierende Vorspannkraft F_{\perp} berechnet werden. Analog zur Schubspannung ergibt sich durch Division dieser Kraft mit der Anfangsschubfläche $A_{ag,0}$ die Normalspannung σ_{ag} (siehe auch Formel 4.2).

$$\tau_{ag} = \frac{F_{\parallel}}{A_{ag,0}} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{ag} = \frac{F_{\perp}}{A_{ag,0}} = \frac{\sum_{i=1}^4 F_{GS,i}}{A_{ag,0}} = \frac{\sum_{i=1}^4 A_{GS} \cdot E_{GS} \cdot \varepsilon_{GS,i}}{A_{ag,0}} \quad (4.2)$$

¹von **Robert Hooke, 1678**: das Hook’sche Gesetz beschreibt die elastische Verformung von Festkörpern als proportional zu deren Belastung und lautet im eindimensionalen Fall: $F_x = E \cdot A \cdot \varepsilon_x$

Schubspannungsverläufe

Abbildung 4.3(a) zeigt die Schubspannungsverläufe τ_{ag} aller in dieser Arbeit untersuchten Proben in Bezug auf die Rissgleitung s . Dabei ist gut zu erkennen, dass es bei Beginn der Belastung zu keiner nennenswerten Gleitung kam. Erst ab einer Schubspannung τ_{ag} von etwa $3,2 \text{ N/mm}^2$ bei dem selbstverdichtenden Beton QSCC40 bzw. des $4,3 \text{ N/mm}^2$ des Normalbetons DNC40 kommt es zu einer nennenswerten Rissgleitung s . Nach diesen Grenzwerten ist der Einfluss der unterschiedlichen Steifigkeiten der Zwangsvorrichtung gut ablesbar: während die Schubspannung der Versuchskörper Typ C (keine Tellerfedern, daher keine Steifigkeitsreduktion) nach der ersten Gleitung weiter erhöht werden kann und im weiteren Verlauf annähernd linear mit der Rissgleitung steigt, ist dies bei den Probekörpern der anderen Typen nicht der Fall. Bei den Versuchskörpern des Typs D (2 Tellerfedern) sinkt die Schubspannung nach der ersten Rissgleitung um etwa $0,6 \text{ N/mm}^2$ ab, bevor diese bei einer Rissgleitung von etwa $0,3 \text{ mm}$ langsam wieder zu steigen beginnt. Danach kann auch deren Schubspannung linear mit der Rissgleitung gesteigert werden, wobei der Anstieg $\frac{d\tau_{ag}}{ds}$ jedoch geringer ist als bei jenen des Typs C. Typ E (8 Tellerfedern) verhält sich wiederum deutlich steifer und weist kein deutliches Absinken der Schubspannung auf, maximal um $0,1 \text{ N/mm}^2$, und beginnt anschließend wieder mit einem Ansteigen bei gleichzeitiger Erhöhung der Rissgleitung. Die Steigung ähnelt dabei jedoch mehr den Versuchskörpern des Typs D als jenen ohne Tellerfedern (Typ C). Der Spezialfall mit zwei gegengleich angeordneten Tellerfedern weist die geringste Steifigkeit aller Versuchskörper auf. Dies lässt sich dadurch erkennen, dass die Schubspannung nach der ersten Rissgleitung linear um etwa $1,2 \text{ N/mm}^2$ bei einer Gleitung von $s = 0,5 \text{ mm}$ sinkt, bevor sich diese wieder einfängt und anschließend konstant auf $\tau_{ag} = 2 \text{ N/mm}^2$ bis zum Versuchsabbruch bleibt. Somit kann grundsätzlich festgehalten werden, dass bei steigender Steifigkeit der Zwangsvorrichtung größere Schubkräfte übertragen werden können, und diese auch mit fortschreitender Rissgleitung stärker steigen. Außerdem lässt sich der allgemeine Trend erkennen, dass Versuchskörper der Betonsorte DNC40 größere Schubkräfte übertragen können als Probekörper der Sorte QSCC40. Dieser Umstand kann durch die größere Rauigkeit des kantkörnigen Dolomits im Vergleich zum rundkörnigen quarzitäen Sand der Molassezone erklärt werden, da dadurch größere Kontaktflächen zwischen den Rissflächen entstehen, die zu einer Steigerung der Kraftübertragung führen.

In Abbildung 4.3(b) wird die Schubspannung τ_{ag} über die Rissöffnung w aufgetragen. Dabei sind ähnliche Merkmale bezüglich der Steifigkeit der Versuchskörpertypen und die allgemeine Tendenz einer höheren Schubspannungsübertragung bei Betonen der Sorte DNC40 wie in Abbildung 4.3(a) zu erkennen.

Normalspannungsverläufe

Die anfängliche Normalspannung $\sigma_{ag,0}$ (siehe Tabelle 4.1) lag bei allen Versuchskörpern dieser Arbeit bei etwa $0,42 - 0,43 \text{ N/mm}^2$ und dadurch etwas höher als gedacht. Diese Diskrepanz lässt sich durch das „Pre-Cracking“ erklären, bei welchem durch die initiale Rissöffnung auch Normalspannungen in der Schubfläche aktiviert wurden. In Abbildung 4.4(a) wird die Beziehung zwischen Normalspannung σ_{ag} und der Rissgleitung s dargestellt und zeigt einen deutlich konkaven Verlauf. So nimmt die Normalspannung mit steigender Rissgleitung im Allgemeinen zu, jedoch wird dieser Anstieg immer geringer und scheint sich einem konstanten Wert anzunähern. Durch den Abbruch der Versuche bei einer Gleitung von $s = 2,5 \text{ mm}$ konnte dieser Wert jedoch bei keinem der „Push-Off“-Testkörper erreicht werden. Außerdem lässt sich ein weiterer Einfluss der Steifigkeit der Zwangsvorrichtung feststellen, so weisen die Testkörper Typ C ohne Tellerfedern

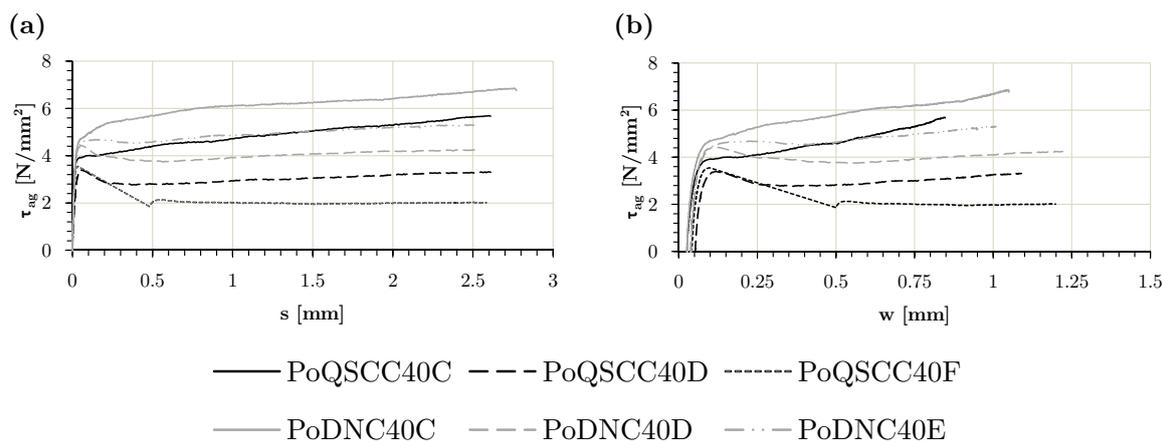


Abb. 4.3: Verlauf der Schubspannungen bezogen auf (a) die Rissgleitung und (b) die Rissöffnung. Gut zu erkennen sind die allgemein höheren Schubspannungen bei den Versuchskörpern der Betonsorte DNC40

eine größere Normalspannung auf als Versuchskörper des Typs C, D, E und F. Wie in Abschnitt 4.1.2 bereits festgestellt, lässt sich auch in Abbildung 4.4(a) gut erkennen, dass die Probekörper der Betonsorte DNC40 allgemein größere Spannungen übertragen können, ein weiteres Indiz einer höheren Rissreibung im Vergleich zur Sorte QSCC40.

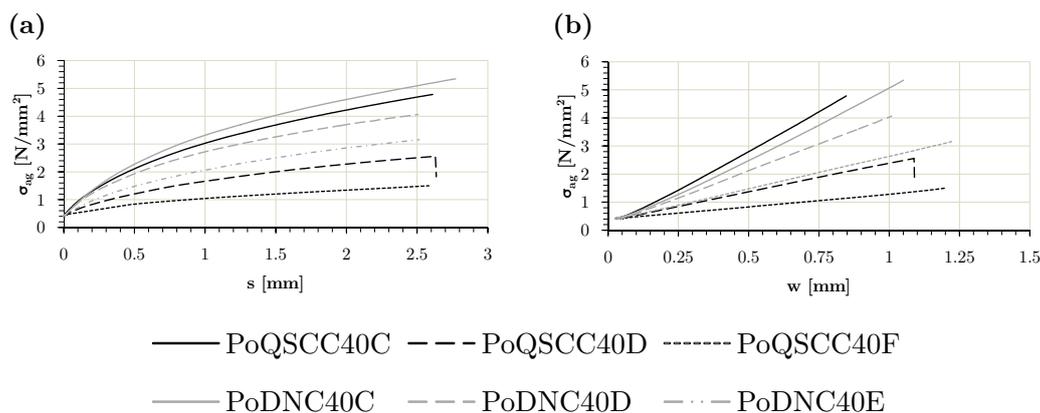


Abb. 4.4: Verlauf der Normalspannungen über (a) die Rissgleitung und (b) die Rissöffnung.

In Abbildung 4.4(b) ist die Normalspannung σ_{ag} über die Rissöffnung w aufgetragen. Dabei zeigt sich, dass die Spannung σ_{ag} mit steigender Rissöffnung linear zunimmt. Der Versuchskörper PoQSCC40C weist die größte Steigung und Normalspannungsübertragung auf, während beim Testkörper PoDNC40C die größten Schubspannungen gemessen wurden (vgl. Abb. 4.3(b)). Die Steigung des $\sigma_{ag} - w$ -Verlaufs kann als Quersteifigkeit der Versuchskörper interpretiert werden. Durch Annäherung der einzelnen $\sigma_{ag} - w$ -Verläufe mit einer Geraden konnten deren Steifigkeiten nach Formel 4.3 berechnet werden und sind in Tabelle 4.2 aufgelistet. Dabei zeigt sich der deutliche Einfluss der Tellerfedern auf die Versuchskörper: die „Push-Off“-Körper des Typs C (ohne Tellerfedern) weisen die höchste Steifigkeit auf, welche bei Einsatz von zwei Tellerfedern pro Gewindestange um 50 – 60 % abnimmt und bei zwei gegengleich angeordneten Tellerfedern sein Minimum mit einer Steifigkeit von $0,90 \text{ N/mm}^3$ (Steifigkeitsreduktion um $1 - \frac{0,9}{5,24} = 83\%$) erreicht. Bei Einsatz von 8 Tellerfedern kann eine Steigung des $\sigma - w$ -Verlaufs erreicht werden, welcher zwischen jener des Typs C (keine Federn) und Typ D liegt.

$$\text{Quersteifigkeit} = \frac{\sigma_{ag,max} - \sigma_{ag,0}}{w - w_0} \quad (4.3)$$

Bei beiden Abbildungen 4.4(a) und (b) ist ebenfalls die in Tabelle 4.1 aufgelistete Anfangsnormalspannung $\sigma_{ag,0} = 0,42 - 0,43 \text{ N/mm}^2$ und Anfangsrissöffnung $w_0 = 0,03 - 0,05 \text{ mm}$ zu erkennen.

Tab. 4.2: Vergleich der Steifigkeiten der einzelnen Versuchskörper mit Bezug auf die Befestigung der Gewindestäbe an der Zwangsvorrichtung mit Anzahl und Anordnung der Tellerfedern (siehe hierfür auch Kapitel 3.3.2 auf Seite 48 bzw. Abbildung 3.9)

Versuchskörper	Tellerfedern pro Gewindestab	Steifigkeit [N/mm ³]
PoDNC40C	keine	4,71
PoDNC40E	8	3,76
PoDNC40D	2	2,31
PoQSCC40C	0	5,24
PoQSCC40D	2	2,06
PoQSCC40F	2 gegengleich	0,90

Vergleich der Auswertungen mit Ergebnissen von Hackl [2]

In diesem Abschnitt werden die im Zuge dieser Arbeit untersuchten „Push-Off“-Körper mit jenen von HACKL [2] verglichen. Dazu sind in Abbildung 4.5 die Risskinematik und die Schubspannungs- bzw. Normalspannungsverläufe über die Rissöffnung w und Rissgleitung s aller Versuchskörper des Typs C (ohne Vorspannung, keine Tellerfedern) dargestellt. Die „Push-Off“- Versuche vom Typ A, B, D, E und F (für deren genaue Beschreibung siehe Abschnitt 3.3.2 auf Seite 48) sind jeweils nur in einer der beiden Diplomarbeiten durchgeführt worden und deshalb nicht direkt miteinander vergleichbar.

In Abbildung 4.5(a) ist die Risskinematik der Versuchskörper dargestellt. Es zeigt sich, dass die Probekörper mit rundkörnigem quarzitischem Sand (Q) eine allgemein geringere Rissöffnung w bei gleicher Rissgleitung s aufweisen. Als mögliche Erklärung kann die in Abbildung 4.5(d) und (e) ersichtliche höhere Normalspannung im Vergleich zu den Versuchskörpern mit kantkörnigem Dolomit (D) herangezogen werden: durch das Aktivieren von Normalkräften in den Rissufern werden die Versuchshälften an der Rissöffnung bei Q gehindert. Durch den Vergleich der Schubspannungsverläufe in den Abbildungen 4.5(b) und (c) lässt sich ein tendenziell schnellerer Anstieg der Schubspannungen bei steigender Rissöffnung w bzw. Rissgleitung s der Versuchskörper PoDSCC40C und PoDSCC60C gegenüber deren Pendanten mit quarzitischem Zuschlag feststellen. Diese Versuchskörper beginnen ebenfalls bereits bei geringeren Schubspannungen zu gleiten, ein Umstand, welcher durch die anfangs größere Anfangsrissöffnung erklärt werden kann. Die Probekörper PoDNC40C und PoQNC40C weisen einen sehr ähnlichen Verlauf mit nahezu identer Anfangsschubspannung auf, wobei bei Letzterem die Schubspannung im Verlauf der Versuchsdurchführung etwas stärker ansteigt.

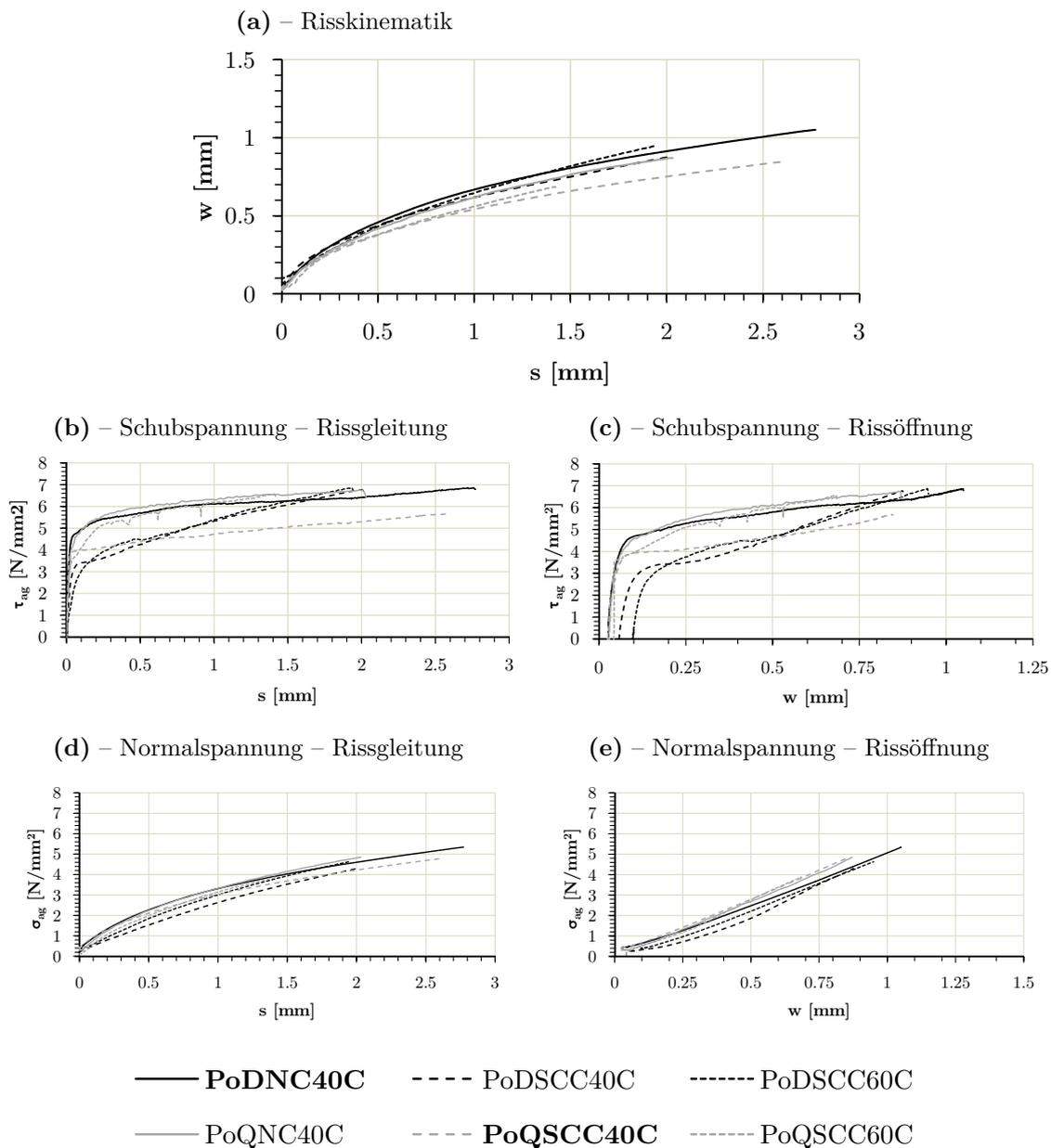


Abb. 4.5: Vergleich der Rissskinematik und der Schubspannungs- bzw. Normalspannungsverläufe über die Rissöffnung w und Rissgleitung s aller Versuchskörper des Typs C. Die **fett** gedruckten „Push-Off“-Körper sind im Zuge dieser Arbeit untersucht worden

4.2 Querkraftversuche

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der drei im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Querkraftversuche R500oQSCC40-1, R500oQSCC40-2 und R500oDNC40-1 dargestellt und mit jenen von HACKL [2] verglichen. Die Abmessungen und Bewehrung dieser Träger sind in Kapitel 3.4.1 auf Seite 55 beschrieben. Die Versuchskörper werden bezüglich ihrer Versuchslast, Last-Verformungsbeziehungen, dem Versagensmechanismus und der Kinematik des jeweiligen Biegeschubbrisses einander gegenübergestellt. Zuletzt werden auch die in der Betondruckzone übertragenen Spannungen aller Versuchskörper ausgewertet. Dazu wird neben den Daten der

Kraftmessdose auch das Analyseprogramm GOM Correlate 2016 verwendet, um die Aufnahmen mit dem photogrammetrischen Messsystem ARAMIS 4M zu untersuchen.

4.2.1 Versuchslast

In diesem Abschnitt sind die Versuchslasten angeführt, die während der Versuchsdurchführung mithilfe einer Kraftmessdose unter der Presse gemessen und aufgezeichnet wurden. Außerdem sind anhand dieser gemessenen Lasten und unter Berücksichtigung des Eigengewichtes die maßgebenden Schnittgrößen zu den Zeitpunkten $t_{Exp.}$ (siehe Tabelle 4.3) bzw. t_{lp} (Tabelle 4.4) aller Versuchskörper (inklusive jenen von HACKL [2]) berechnet worden. Für den Testkörper R500oDSCC60-1 sind in Tabelle 4.3 zwei Querkrafttragfähigkeiten mit den zugehörigen Verschiebungen aufgelistet, da dieser Stahlbetonträger nach einer Erstschrubrisbildung anschließend weiterhin belastet werden konnte.

Tab. 4.3: Auflistung der maximalen Versuchslast $F_{Exp.}$ mit der zugehörigen Durchbiegung $\delta_{Exp.}$ in Feldmitte sowie den maßgeblichen Schnittgrößen $V_{Exp.}$ und $M_{Exp.}$ aller Versuchskörper. Zur besseren Unterscheidung sind die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Versuche **fett** dargestellt.

Versuchskörper	$F_{Exp.}$ [kN]	$\delta_{Exp.}$ [mm]	$V_{Exp.}$ [kN]	$M_{Exp.}$ [kNm]
R500oQNC40-1	146.99	5.119	76.40	104.71
R500oDNC40-1	160.21	4.602	83.01	113.96
R500oDSCC40-1	157.75	6.356	81.78	112.24
R500oDSCC40-2	136.43	4.688	71.12	97.32
R500oQSCC40-1	136.97	4.253	71.39	97.70
R500oQSCC40-2	159.87	5.078	82.84	113.73
R500oDSCC60-1	145.3/133.94*	7.629/4.71*	75.56/69.88*	103.53
R500oDSCC60-2	107.93	3.696	56.87	77.37
R500oQSCC60-1	139.41	4.478	72.61	99.40
R500oQSCC60-2	165.93	5.573	85.87	117.97

* Werte zum Zeitpunkt der Schrubrisslast

Generell ist die Streuung zwischen den gemessenen Versuchslasten der gleichartigen Träger vergleichsweise hoch und erreicht bei den beiden ähnlichen Trägern der Reihe R500oQSCC60 ein Maximum von bis zu 20 %. Jedoch kann festgestellt werden, dass die Maximallasten und Bruchlasten innerhalb der einzelnen Träger sehr nah beieinander liegen und sich um maximal 8 %, die Verschiebungen gar nur um bis zu 5 % voneinander unterscheiden. Allgemein sind die Verschiebungen beim Bruchversagen wie zu erwarten größer als zum Zeitpunkt der maximalen Last.

4.2.2 Last-Verformungs-Beziehungen

Während der Beanspruchung des Versuchskörpers bis zum Biegeschubversagen wurden kontinuierliche Messungen der Versuchslast F über Kraftmessdosen (für deren Positionierung siehe

Tab. 4.4: Gemessene Kraft kurz vor dem Versagen F_{lp} mit der zugehörigen Durchbiegung δ_{lp} in Feldmitte sowie den maßgeblichen Schnittgrößen V_{lp} und M_{lp} aller Versuchskörper inklusive der Verhältnisse der Querkräfte $V_{lp}/V_{Exp.}$ bzw. der Durchbiegungen δ in Feldmitte zum Zeitpunkt t_{lp} und $t_{Exp.}$.

Versuchskörper	F_{lp} [kN]	δ_{lp} [mm]	V_{lp} [kN]	M_{lp} [kNm]	$V_{lp}/V_{Exp.}$ [-]	$\delta_{lp}/\delta_{Exp.}$ [-]
R500oQNC40-1	144.24	5.175	75.03	102.79	0.98	1.01
R500oDNC40-1	148.77	4.812	77.29	105.95	0.93	1.05
R500oDSCC40-1	154.62	6.387	80.22	110.05	0.98	1.00
R500oDSCC40-2	135.06	4.740	70.43	96.36	0.99	1.01
R500oQSCC40-1	133.99	4.307	69.90	95.61	0.98	1.01
R500oQSCC40-2	158.04	5.126	81.93	112.44	0.99	1.01
R500oDSCC60-1	143.94	7.661	74.87	102.57	0.99/1.07*	1.00/(1.63*)
R500oDSCC60-2	104.27	3.761	55.04	74.80	0.97	1.02
R500oQSCC60-1	130.79	4.589	68.30	93.37	0.94	1.02
R500oQSCC60-2	160.89	5.613	83.35	114.44	0.97	1.01

*Werte zum Zeitpunkt der Schubbrisslast

Abbildung 3.21 in Kapitel 3.4.3 auf Seite 58) und der zugehörigen Durchbiegungen δ in Feldmitte mittels induktiven Wegaufnehmern durchgeführt. Diese Last-Verformungsbeziehungen sind für die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Querkraftversuche nach ihrer Zuschlagsart getrennt in den Abbildungen 4.6(a), (b) dargestellt und wurden mit den Ergebnissen von [2] erweitert. Die neu hinzugefügten Messwerte sind dabei mit einem Stern (*) markiert. Gut zu erkennen ist die deutlich höhere Anfangssteifigkeit aller Versuchskörper im Zustand I bis zu einer Verformung δ von ca. 0,4 mm. Nach dem Übergang in den gerissenen Zustand II steigt die Kraft F unter Vernachlässigung der kurzzeitigen Lastabfälle zwischen zwei Laststufen monoton bis zur Maximallast F_{Exp} an. In den meisten Fällen entsprach diese der Schubbrisslast F_{scr} , womit die Querkrafttragfähigkeit des Versuchskörpers erreicht wurde und das Bauteil anschließend versagte (in Abbildung 4.6 an dem rapiden Abfall der Kraft F bei gleichzeitig steigender Verformung δ zu erkennen). Zwei Versuchskörper – R500oQSCC40-2 und R500oDSCC60-1 – weichen von diesem generellen Schema ab: bei einer Belastung von ungefähr 100 bzw. 120 kN und einer zugehörigen Durchbiegung δ von ca. 2,6 bzw. 3,75 mm wurde der Versuch unterbrochen und die Versuchskörper vollständig entlastet. Bei der darauffolgenden Wiederbelastung konnte der vorher zurückgelegte Pfad wieder aufgenommen werden. Während beim Träger R500sQSCC40-2 anschließend die Maximallast wie auch bei den anderen Trägern mit der Schubbrisslast zusammenfällt, ist dies beim Versuchskörper R500oDSCC60-1 nicht der Fall. Dort wurde die Schubbrisslast F_{scr} bei einer Durchbiegung von 4,7 mm erreicht, wonach es zu einem Abfall der Kraft um etwa 20 kN kam. Unter großen Verformungen stieg diese anschließend bis zum Erreichen der Maximallast F_{Exp} wieder kontinuierlich an (siehe Abbildung 4.6(b), bzw. vgl [2]).

Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Versuche stimmen gut mit jenen von HACKL [2] überein und verdeutlichen den Zusammenhang zwischen Zuschlagskörnung und Festigkeit auf die Steifigkeit der Versuchsträger. Nur Träger R500oDNC40-1 weist eine uncharakteristisch hohe Schubbrisslast auf, die nicht in das allgemeine Schema der anderen Versuchsträger zu passen scheint (siehe Abbildung 4.6(b)). Auch wenn die Versuchsergebnisse in der Abbildung 4.6 zwischen den

Versuchskörpern gleicher Betonmischung stark schwanken, lässt sich bereits gut erkennen, dass die Festigkeit einen eher untergeordneten Einfluss auf die Steifigkeit der Versuchskörper hat. So weisen die Last-Verformungskurven der Querkraftbalken gleicher Zuschlagskörnung unabhängig ihrer Festigkeiten sehr ähnliche Steigungen auf. Anders verhält es sich, wenn die verschiedenen Zuschlagsstoffe miteinander verglichen werden: so weisen die Querkraftbalken der Serie R500oDxx eine etwas geringere Steifigkeit auf als jene der Reihe R500oQxx auf. Allgemein verstärken jedoch auch die hinzugefügten Versuchsergebnisse der Träger R500oDNC40-1, R500oQSCC40-1 und R500oQSCC40-2 den Eindruck, dass die Zuschlagsstoffe und Festigkeiten des Betons einen eher untergeordneten Einfluss auf das Steifigkeitsverhalten aufweisen.

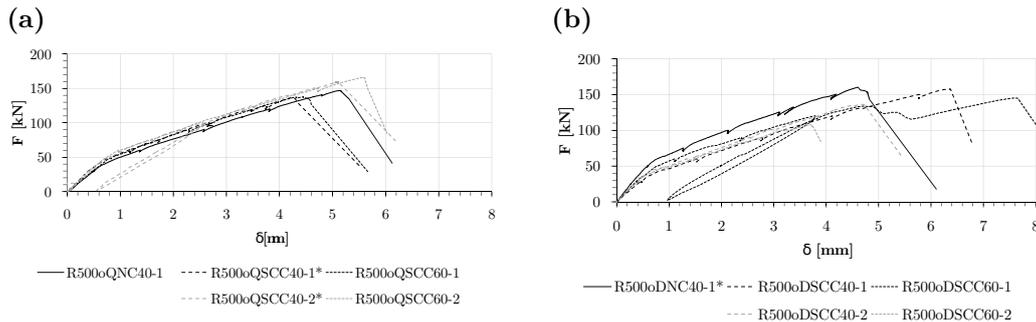


Abb. 4.6: Last-Verformungsverhalten der untersuchten Träger mit (a) rundkörnigem, quarzitischem Zuschlag und (b) kantkörnigem, dolomitischen Zuschlagsstoffen. Die mit einem Stern (*) markierten Versuchskörper wurden im Zuge dieser Arbeit hergestellt, während die anderen von HACKL aus [2] übernommen wurden, um dessen Ergebnisse miteinander vergleichen zu können.

4.2.3 Versagensmechanismus

Bei jedem der im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Versuchskörper konnte ein klassisches Biegeschubversagen beobachtet werden. Dieses ist in Abbildung 4.7 dargestellt: Zu Beginn der Belastung befinden sich die Träger im Zustand I, welcher sich durch geringe Verformungen und ein rein elastisches Verhalten der Träger auszeichnet. Mit Bildung der ersten Biegerisse an der Trägerunterseite gehen die Versuchskörper in den gerissenen Zustand II über, wodurch deren Steifigkeit markant reduziert wird (gut erkennbar auch an dem Knick der Last-Verformungskurven in Abbildung 4.6). Bei weiterer Laststeigerung werden einerseits diese Risse größer und pflanzen sich in Richtung der Druckzone auf der Trägeroberseite fort, andererseits entstehen neue Biegerisse auch in auflagernahen Bereichen. Zum Zeitpunkt der maximalen Versuchslast t_{Exp} haben sich einige Risse bereits in Richtung der Lasteinleitungsstelle geneigt und entwickeln sich somit langsam zu Biegeschubrissen. Auch die jeweiligen kritischen Biegeschubriss, welche zum späteren Versagen der Versuchskörper führen, sind schon in Form von leicht geneigten Biegerissen zu erkennen. Unmittelbar vor dem Bauteilversagen (Zeitpunkt t_{lp}) ist bei Versuchskörper R500oDNC40-1 (Abbildung 4.7(a)) der kritische Schubriss schon deutlich zu erkennen und schnürt die Druckzone beträchtlich ein. Bei den anderen beiden Versuchskörpern R500oQSCC40-1 und R500oQSCC40-2 zeichnet sich jedoch noch kein Versagen ab: es haben sich vielmehr jeweils zwei markante Biegeschubriss gebildet, welche beim Träger R500oQSCC40-1 kurz vor dem Versagen zusammenwachsen (Abbildung 4.7(b)), während beim Probekörper R500oQSCC40-2 zwei gleichartige Risse entstanden sind, und nur aufgrund der geneigteren Form des auflagernahen Biegeschubrisses vermutet werden kann, dass sich dieser letztendlich zum kritischen Biegeschubriss entwickeln

wird (Abbildung 4.7(c)). Der zum endgültigen Versagen führende Riss entstand somit bei diesen beiden Versuchskörpern erst unmittelbar vor dem Erreichen der Querkrafttragfähigkeit aus mehreren Rissen und ohne Vorankündigung, wodurch diese infolge des instabilen Risswachstums weit in Richtung des Lasteinleitungspunktes wanderten. Bei Versuchskörper R500oDNC40-1 führt der bereits zum Zeitpunkt t_{lp} deutlich ersichtliche Biegeschubriss zum anschließenden Versagen. Infolge einer weiteren Laststeigerung zum Zeitpunkt $t_{lp} + 1$ konnten die zusätzlichen Druckspannungen nicht mehr von der Druckzone aufgenommen werden, wodurch es zu einem instabilen Risswachstum und einem explosionsartigen Versagen bei deutlicher Verformung des Versuchskörpers kam. Während die linke Hälfte des Stahlbetonträgers dabei leicht nach oben sprang, sank die durch den Biegeschubriss abgetrennte rechte Körperhälfte ab und wurde nur durch die Dübelwirkung und das Verzahnen der Risshälften ineinander am kompletten Abfallen gehindert.

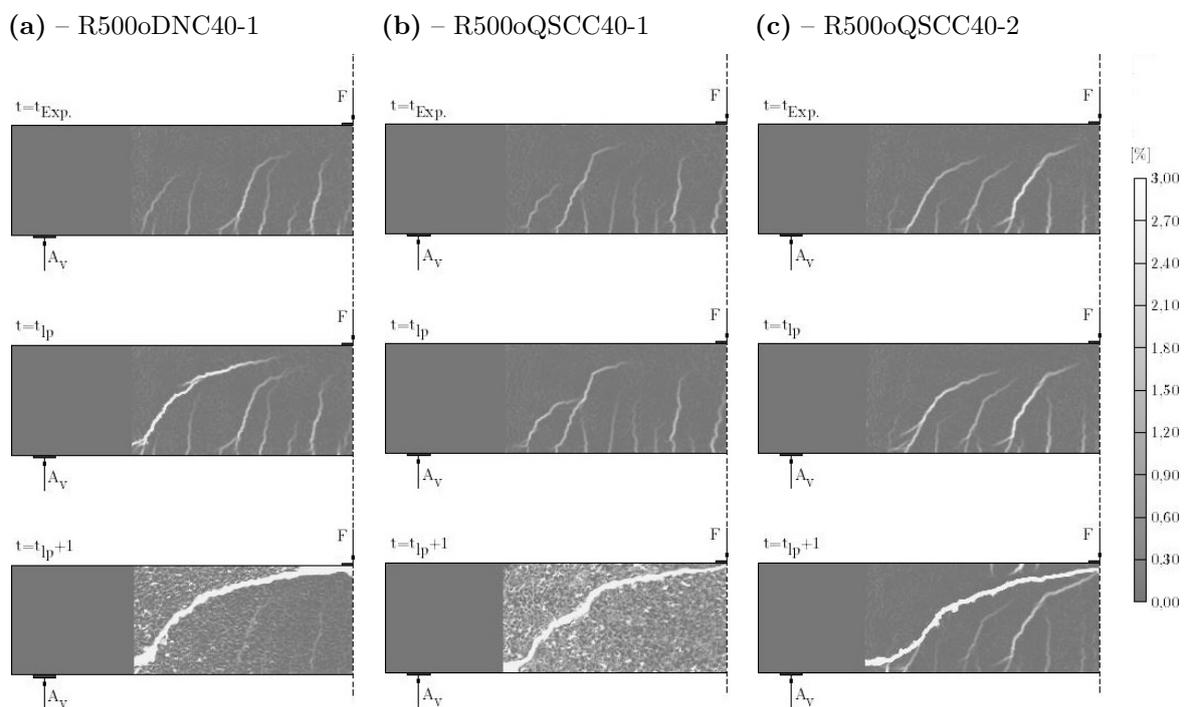


Abb. 4.7: Versagensmechanismus der Versuchskörper R500oDNC40-1, R500oQSCCC40-1 und R500oQSCCC40-2: Hauptformänderungszustand der Versuchsfelder im Zustand $t_{Exp.}$ (maximale Versuchslast); t_{lp} und $t_{lp} + 1$ (lp = last picture; unmittelbar vor bzw. nach dem Bauteilversagen); ausgewertet mit der Software GOM Correlate 2016

4.2.4 Risskinematik

Zusätzlich zu den Hauptverformungszuständen (siehe Abbildung 4.7) konnte mit Hilfe des Analyseprogramms GOM Correlate 2016 auch die Risskinematik ausgewertet werden. Dazu wurde der kritische Biegeschubriss mit einem Polygonzug bestehend aus etwa 2 cm langen Geraden idealisiert (siehe Abbildung 4.8, links). Anschließend wurde auf halber Höhe jedes dieser Abschnitte i eine orthogonal zum Riss ausgerichtete Messstrecke definiert. Diese verband die beiden am jeweils gegenüberliegenden Rissufer positionierten Punkte P_i und Q_i (siehe Abbildung 4.8, rechts). Bei Belastung des Versuchskörpers verdrehten sich die Rissufer zueinander, wodurch Relativverschiebungen der jeweiligen Punkte in Belastungsrichtung Δz_i bzw. orthogonal dazu

(Δx_i) einer Messstrecke entstanden. Diese Verschiebungen konnten von GOM Correlate 2016 zu jedem Zeitpunkt für jeden Punkt ausgewertet und anschließend in Microsoft Excel importiert werden. Um diese Punkte gegenüber der Starrkörperbewegung des Stahlbetonträgers robust zu machen, wurde eine Starrkörperbewegungskorrektur (SKBK) durchgeführt: Dazu wird eine Referenzkomponente (im vorliegenden Fall die linke Hälfte des Stahlbetonträgers, siehe 4.9(b)) definiert, die als fester Bezug im dreidimensionalen Raum dient. Alle gemessenen Bewegungen werden anschließend relativ zu der Versuchskörperhälfte berechnet, wodurch die Absenkung und Verdrehung der Stahlbetonhälften im Zuge der Lasteinleitung nicht berücksichtigt wird (vgl. Abbildung 4.9). Aus den Relativbewegungen der Endpunkte einer Messstrecke und der Neigung des Rissabschnittes konnten daraufhin die Rissöffnung w_i (Formel 4.4) und die Rissgleitung s_i (Gleichung 4.5) an dieser Stelle berechnet werden.

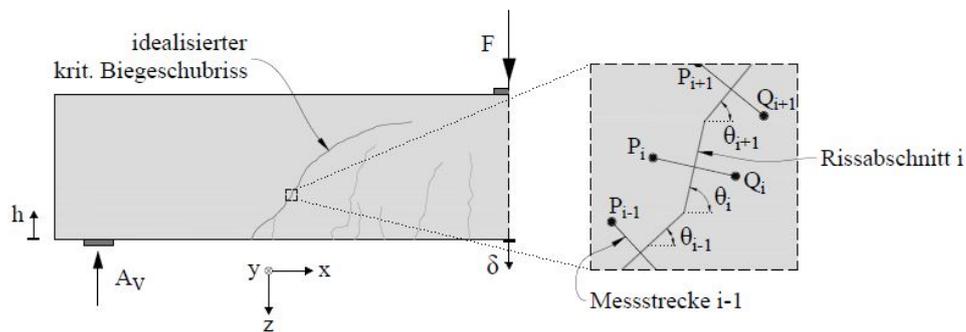
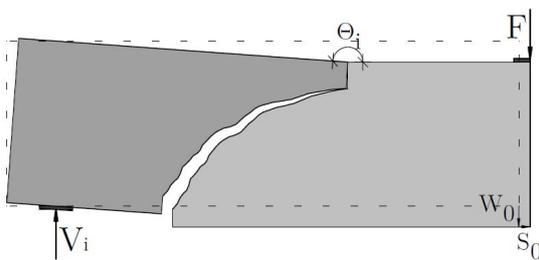


Abb. 4.8: Beispielhafte Ermittlung der Rissuferverschiebung: der kritische Biegeschubriss wird mit einzelnen Messstrecken idealisiert, aus [2]

(a) – ohne SKBK



(b) – mit SKBK

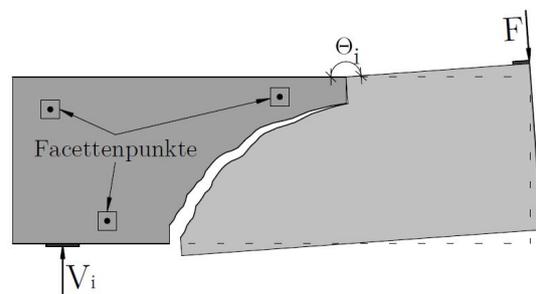


Abb. 4.9: „Festhalten“ der linken Betonhälfte in (b) mit definierten Facettenpunkten führt zu keiner Starrkörperverschiebung W_0 und S_0 der rechten Betonhälfte (vgl. (a)). Dadurch kann bei den Ergebnissen nur die Relativverschiebung beider Betonhälften (ausgelöst durch die Verdrehung Θ_i) zueinander berücksichtigt werden.

$$w_i = \Delta x_i \cdot \sin\theta_i + \Delta z_i \cdot \cos\theta_i \quad (4.4)$$

$$s_i = \Delta z_i \cdot \sin\theta_i - \Delta x_i \cdot \cos\theta_i \quad (4.5)$$

Abbildung 4.10 zeigt die Kinematik des kritischen Biegeschubrisses der Versuchskörper R500oDNC40-1, R500oQSCC40-1 und R500oQSCC40-2. Dabei sind die mithilfe der Formeln 4.4 und 4.5 berechneten kinematischen Größen w_i und s_i im Maßstab 300:1 direkt an den entsprechenden

Rissufer aufgetragen. Es lässt sich erkennen, dass beim Träger R500oDNC40-1 die größten Verschiebungen zwischen der Laststufe der maximalen Querkraft V_{max} und dem endgültigen Versagen V_{lp} dieser drei Versuchskörper entstanden. Dieses duktile Verhalten deutet darauf hin, dass selbst nach Erreichen der Maximallast über einen deutlich längeren Zeitraum, als es bei den anderen Versuchskörpern der Fall war, Kräfte mit gleichzeitig einhergehenden großen Verformungen übertragen werden konnten. Versuchskörper R500oQSCC40-1 hingegen lässt im Schnittpunkt des kritischen Biegeschubrisses mit einem zweiten Biegeriss eine zweite Rissprozesszone erkennen, da dort die Rissöffnung bzw. Rissgleitung vor dem Schnittpunkt sehr gering ist und danach sprunghaft ansteigt. Der Stahlbetonträger R500oQSCC40-2 weist einen Rückgang der Rissöffnung auf der Trägerunterseite beim Übergang der Laststufe V_{max} zu V_{lp} auf.

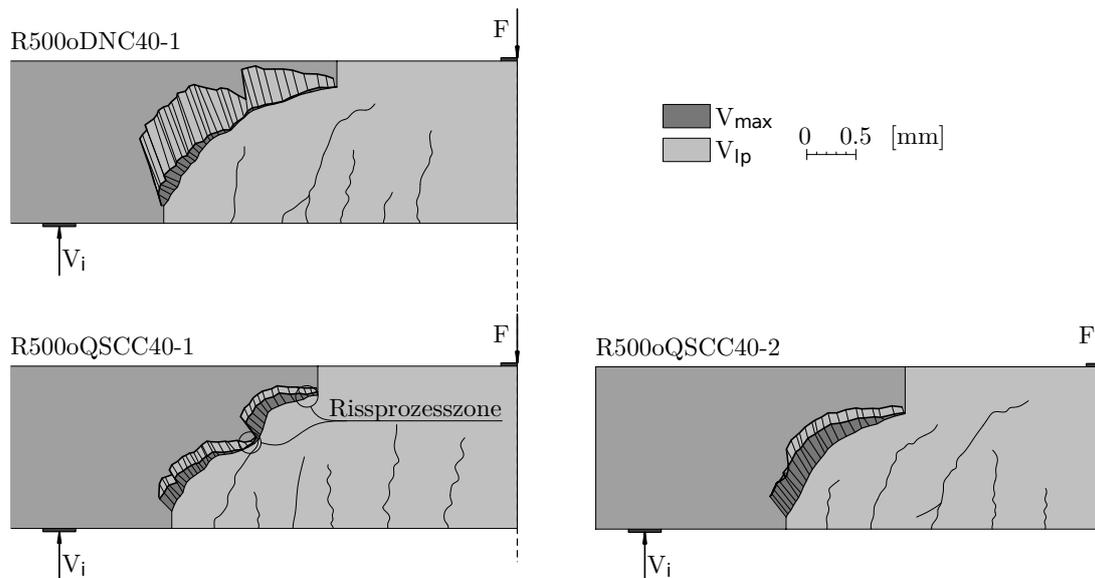


Abb. 4.10: Kinematik des kritischen Biegeschubrisses bei den Laststufen $V_{Exp.}$ und V_{lp} der Träger R500oDNC40-1, R500oQSCC40-1 und R500oQSCC40-2

In den Diagrammen in Abbildung 4.11 sind die kinematischen Größen jedes der im Zuge dieser Arbeit untersuchten Träger R500oDNC40-1, R500oQSCC40-1 und R500oQSCC40-2 und die Rissneigung über die Trägerhöhe aufgetragen. Darin sind die bereits für Abbildung 4.10 erläuterten Sachverhalte ersichtlich: die großen Verformungen des Trägers R500oDNC40-1 bei der Laststufe V_{lp} , die zwei Rissprozesszonen von R500oQSCC40-1 und der Rückgang der Rissöffnung von R500oQSCC40-2. Ausßerdem ist jedoch durch Hinzufügen der Rissneigung Θ dessen Zusammenhang mit der Rissgleitung s zu erkennen: Steile Rissufer haben größere Relativverschiebungen parallel zur Rissoberfläche. Dies lässt sich gut an den näherungsweise parallelen Verläufen der Rissgleitung und der Rissneigung in den Diagrammen erkennen. Die Rissöffnung ist in der Regel größer als die Rissgleitung, wobei sich diese bei großer Rissneigung aneinander annähern (gutes Beispiel Träger R500oQSCC40-1, 4.11(b)). Bei Versuchskörper R500oQSCC40-2 übersteigt diese die Rissöffnung in manchen Bereichen sogar (Abbildung 4.11(c)).

In Abbildung 4.12 sind jeweils die Größen Rissgleitung s , Rissöffnung w bei den Laststufen V_{exp} und V_{lp} sowie die Rissneigung Θ über die Trägerhöhe aller Versuchskörper einschließlich jener von HACKL [2] miteinander verglichen worden. Durch diese Diagramme konnte kein Einfluss der Zuschlagsart und Betondruckfestigkeit auf den Rissverlauf festgestellt werden. Auch Versuchskörper desselben Betons weisen teils markante Unterschiede auf. Grundsätzlich weist der Träger R500oDSCC40-1 bei der Laststufe V_{exp} die größte Rissöffnung w und Rissgleitung s

im Vergleich zu den anderen Trägern auf. Die restlichen Betonkörper verhalten sich zu diesem Zeitpunkt sehr ähnlich, wodurch der Trend zu erkennen ist, dass die Rissöffnung w sowie die Rissneigung Θ mit zunehmender Trägerhöhe abnimmt. Auch die Rissgleitung weist im unteren Trägerbereich tendenziell höhere Werte auf. Bei der Laststufe V_{lp} kurz vor dem Versagen der Prüfkörper streuen die Ergebnisse deutlich. Vor allem Träger R500oDNC40-1 weist im Vergleich zur vorigen Laststufe weit erhöhte Rissuferverschiebungen und -gleitungen auf, die jene von R500oDSCC40-2 teilweise übertreffen. Allgemein lässt sich auch in diesen Diagrammen ein Verringern der Rissöffnung und Rissgleitung mit zunehmender Trägerhöhe feststellen.

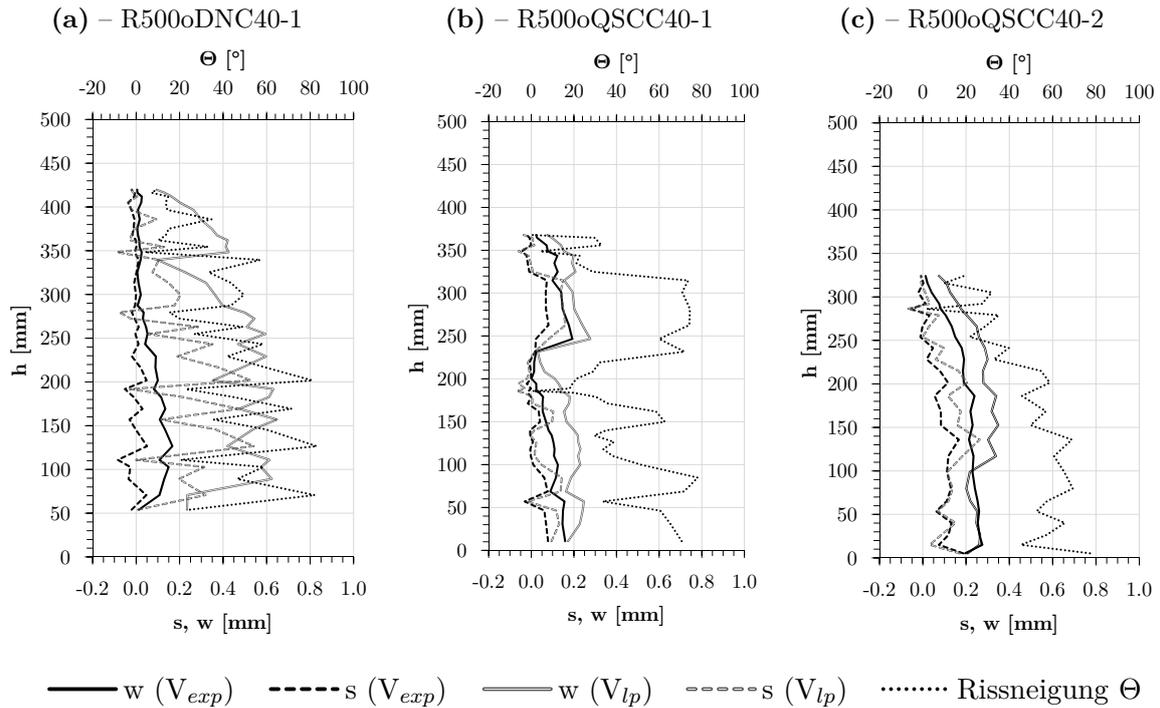


Abb. 4.11: Risskinematik des kritischen Biegeschubrisses bei den Laststufen $V_{Exp.}$ und V_{lp} inklusive Rissneigung über die Trägerhöhe.

4.2.5 Betondruckzone

Die flächendeckende Aufnahme der einzelnen Versuche mit dem photogrammetrischen Messverfahren ARAMIS 4M (siehe Kapitel 3.4.3 auf Seite 58) ermöglichte neben der Rekonstruktion der Risskinematik ebenfalls die Auswertung der in der Betondruckzone übertragenen Spannungen. Dazu wurde mit Hilfe des Analyseprogramms GOM Correlate 2016 über die zu untersuchende Fläche ein Netz bestehend aus triangulären finiten Elementen mit einer Größe von 47 bis 50 mm gelegt. Für die Eckpunkte dieser Elemente können die Dehnungen und Dehnungsrichtungen zu den Zeitpunkten V_{lp} und $V_{Exp.}$ berechnet und in Form eines Vektorfeldes ausgegeben werden. Anschließend wurde die Betondruckzone definiert, indem die über der Risspitze des kritischen Biegeschubrisses normal zur Achse des Stahlbetonträgers liegenden Elemente miteinander verbunden wurden (siehe Abbildung 4.13). Um die Rechenzeit gering zu halten, wurden die Nebenformänderungen mit einer geringen Genauigkeit berechnet und die Software somit noch nicht ganz ausgereizt.

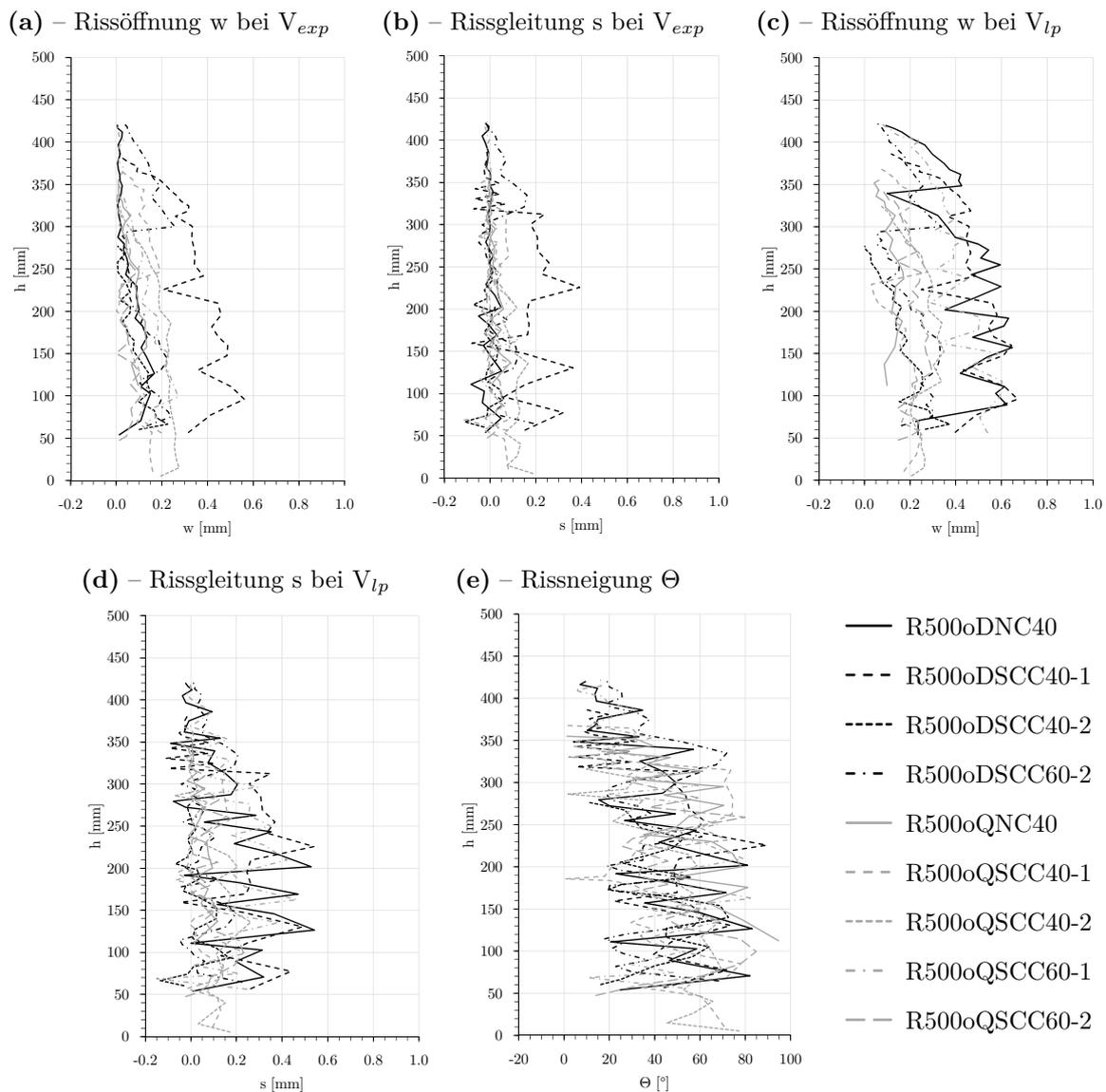


Abb. 4.12: Vergleich aller Versuchskörper im Bezug auf deren Rissgleitung s , Rissöffnung w zu den Laststufen V_{exp} , V_{lp} und der Rissneigung bezogen auf die Trägerhöhe. Der Stahlbetonträger R500oDSCC60-1 wurde aufgrund seines ungewöhnlichen Bruchverhaltens ausgeklammert (siehe auch Abschnitt 4.2.3)

Aufbauend auf dem Hook'schen Gesetz konnten mithilfe des Eurocode 1992-1-1 [47] aus den Dehnungen der Elementeckpunkte die übertragenen Spannungen σ_{ges} mit Formel 4.6 berechnet werden. Daraus ergibt sich die Schubspannung τ_c und Normalspannung σ_c innerhalb der Betondruckzone zu $\tau_c = \sigma_{ges} \cdot \sin(\psi_i)$ bzw. $\sigma_c = \sigma_{ges} \cdot \cos(\psi_i)$. Der Winkel ψ_i in diesen Gleichungen beschreibt die mit GOM Correlate 2016 gemessenen Dehnungsrichtungen. Der Elastizitätsmodul des Betons E_{cm} wurde ebenfalls nach Eurocode 1992-1-1 über die mittlere Betondruckfestigkeit zu $E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$ für jede untersuchte Betongüte bestimmt. Diese Spannungen sind für alle Versuchskörper ausgewertet worden und sind in Abbildung 4.14 über die Betondruckzonenhöhe aufgetragen.

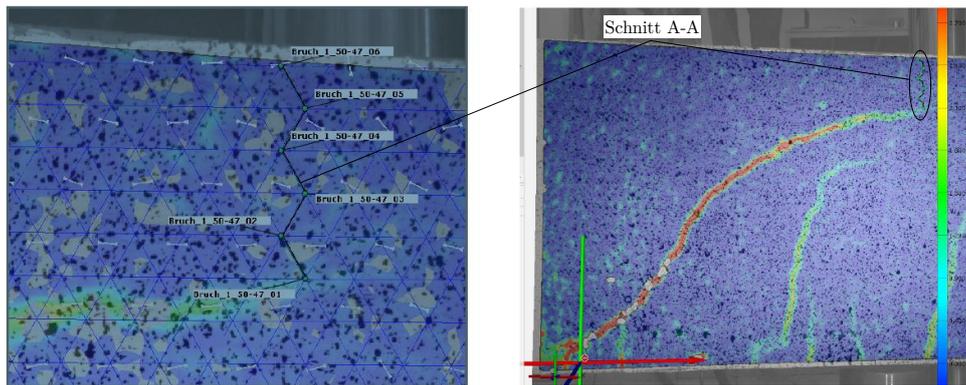


Abb. 4.13: Position und Ausrichtung des untersuchten Schnittes A-A am Beispiel von Träger R500oQSCC60-1. Die roten Pfeile geben die Dehnungsrichtung an, die grünen Linien verbinden die Eckpunkte der Dreieckselemente und stellen den Schnitt der Betondruckzone über dem kritischen Biegeschubriss dar.

$$\sigma_{ges} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (4.6)$$

Dabei ist:

$$\begin{aligned} k &= 1,05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \\ f_{cm} &= \text{die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen, in [N/mm}^2\text{]} \\ \eta &= \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \\ \varepsilon &= \text{Dehnung an den jeweiligen Eckpunkten der Elemente, in [\%]} \\ \varepsilon_{c1} &= 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 28, \text{ in [\%]} \end{aligned}$$

Auch wenn die Schubspannungen τ_c selbst unter Stahlbetonträgern gleicher Betonsorte sehr stark streuen, kann doch festgestellt werden, dass die Spannungen an der Riss Spitze und dem oberen Trägerrand im Vergleich eher gering sind und das Maximum im Mittelfeld der Betondruckzone liegt. Dies legt einen Schubspannungsverlauf nach TUREYEN und FROSCHE [18] nahe. Bei Betrachtung der Normalspannungsverläufe kann festgestellt werden, dass bei steigender Druckzonenhöhe auch die Normalspannung steigt. Dies passt gut mit den in Kapitel 2.4 auf Seite 27 allgemein vorgeschlagenen linearen Normalspannungsverlauf der Betondruckzone zusammen. Die Schubspannungen wurden anschließend aufsummiert und sind in Tabelle 4.5 zu den Zeitpunkten der Bruchlast $V_{c,lp}$ und der Maximallast $V_{c,Exp.}$ dargestellt und um die Verhältnisse $\frac{V_{c,lp}}{V_{lp}}$ bzw. $\frac{V_{c,Exp.}}{V_{Exp.}}$ ergänzt worden.

Die gemessenen Kräfte in Tabelle 4.5 schwanken selbst innerhalb der Stahlbetonträger gleicher Betonsorten sehr stark. Es zeigt sich, dass im Allgemeinen die übertragenen Schubspannungen zum Zeitpunkt der maximalen Querkraft $V_{c,Exp}$ größer als jene der Bruchlast $V_{c,lp}$ sind und beim Bruch auch negative Werte annehmen können, wodurch sich auch ein möglicher negativer Einfluss der Betondruckzone auf die Querkrafttragfähigkeit bemerkbar macht. Einzig beim Stahlbetonträger R500oDNC40-1 ist auch eine negative Querkraftübertragung zum Zeitpunkt der Maximallast erkennbar. Bei diesem Versuchskörper war jedoch bei der Laststufe V_{lp} die Betondruckzone noch nicht eindeutig ausgeprägt und sehr hoch (siehe auch Abbildung 4.15), wodurch sehr starke Schwankungen der Spannungstrajektorien und den daraus resultierenden

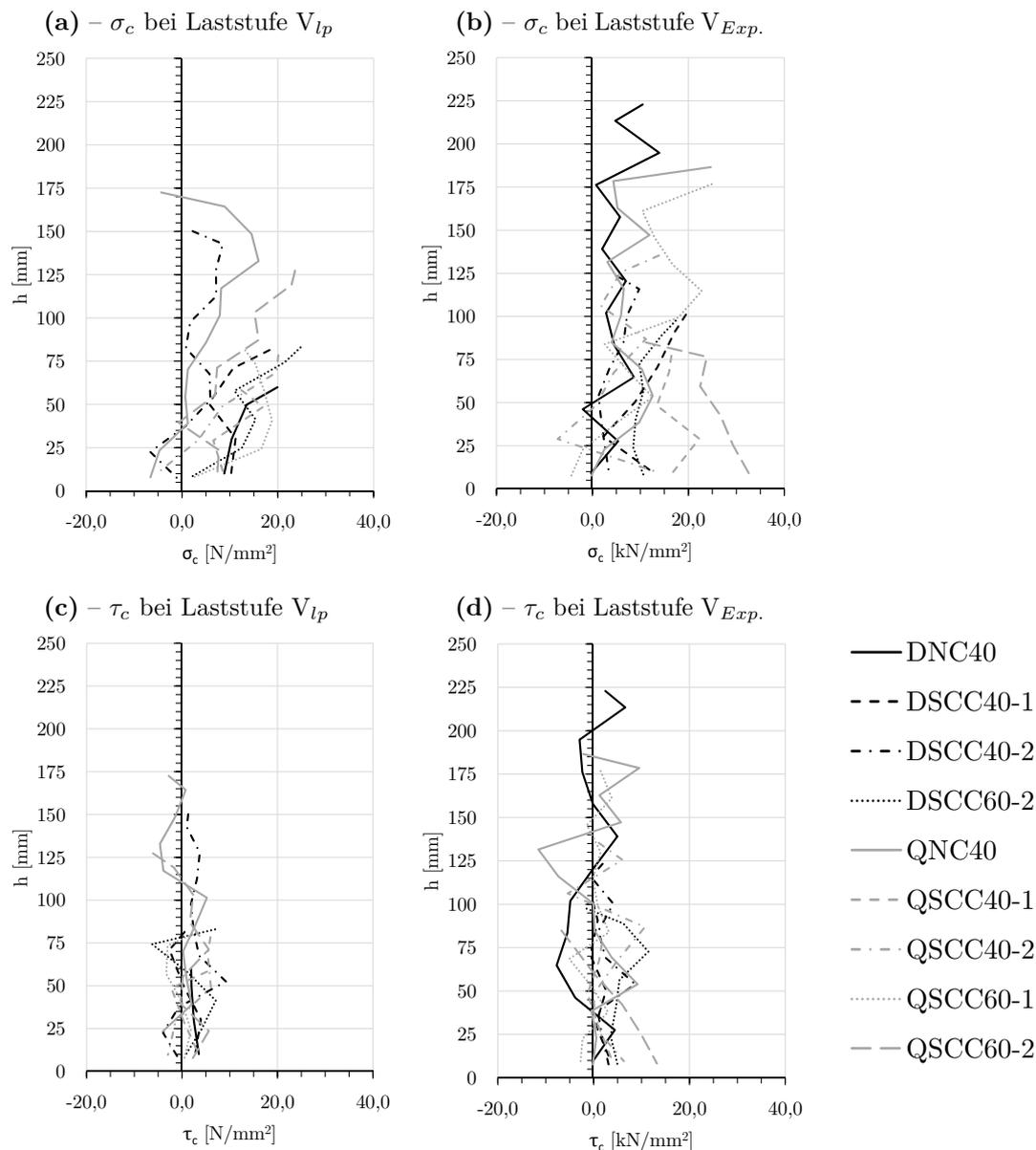


Abb. 4.14: Schubspannung τ_c und Normalspannung σ_c in der Betondruckzone aller Versuchskörper zu den Zeitpunkten V_{lp} und V_{Exp} .

Spannungen gemessen wurden. Deshalb wird dieses Ergebnis bei weiteren Untersuchungen ausgeklammert.

Der Anteil an übertragener Spannung im Verhältnis zur Belastung schwankt bei der Laststufe V_{lp} von -22% bis zu 68 %, bei V_{Exp} von 10% bis 74 %. Einzig der Träger R500oDSCC60-2 weist eine unrealistisch hohe Spannungsübertragung von 148 % auf, die nicht berücksichtigt wird. In Abbildung 4.15 sind abschließend die Betondruckzonenhöhe aller Versuchskörper aufgetragen und um die Bruchlasten V_{lp} und Maximallasten V_{Exp} ergänzt. Bis auf die Versuchskörper R500oDSCC40-2 und R500oQSCC60-2 war bei allen Stahlbetonträgern wie zu erwarten die Betondruckzone zum Zeitpunkt der Maximallast V_{exp} größer als beim Bruch. Bei diesen beiden Trägern war bei der Maximallast noch kein eindeutiger kritischer Biegeschubriss vorhanden,

Tab. 4.5: Auflistung der vertikalen Gesamtkräfte in der Betondruckzone zum Zeitpunkt des Versagens $V_{c,lp}$ und der maximalen Querkraft $V_{c,Exp.}$, Bruchlast V_{lp} , Maximallast $V_{Exp.}$ und den Verhältnissen $\frac{V_{c,lp}}{V_{lp}}$ bzw. $\frac{V_{c,Exp.}}{V_{Exp.}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	$V_{c,lp}$ [kN]	V_{lp} [kN]	$\frac{V_{c,lp}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{c,Exp.}$ [kN]	$V_{Exp.}$ [kN]	$\frac{V_{c,Exp.}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oQNC40-1	-15.54	75.03	-0.21	22.52	76.40	0.29
R500oDNC40-1	21.42	77.29	0.28	-28.91	83.01	-0.35
R500oDSCC40-1	9.62	80.22	0.12	15.01	81.78	0.18
R500oDSCC40-2	46.14	70.43	0.66	48.26	71.12	0.68
R500oQSCC40-1	7.06	69.90	0.10	11.06	71.39	0.15
R500oQSCC40-2	34.19	81.93	0.42	58.94	82.84	0.71
R500oDSCC60-1	21.03	74.87	0.28	-32.58	69.88	-0.47
R500oDSCC60-2	24.50	55.04	0.45	80.01	56.87	1.41
R500oQSCC60-1	-7.15	68.30	-0.10	6.81	72.61	0.09
R500oQSCC60-2	26.93	83.35	0.32	37.67	85.87	0.44

wodurch die Kraftübertragung über eine andere Betondruckzone stattfand als zum Zeitpunkt der letzten Bruchlast.

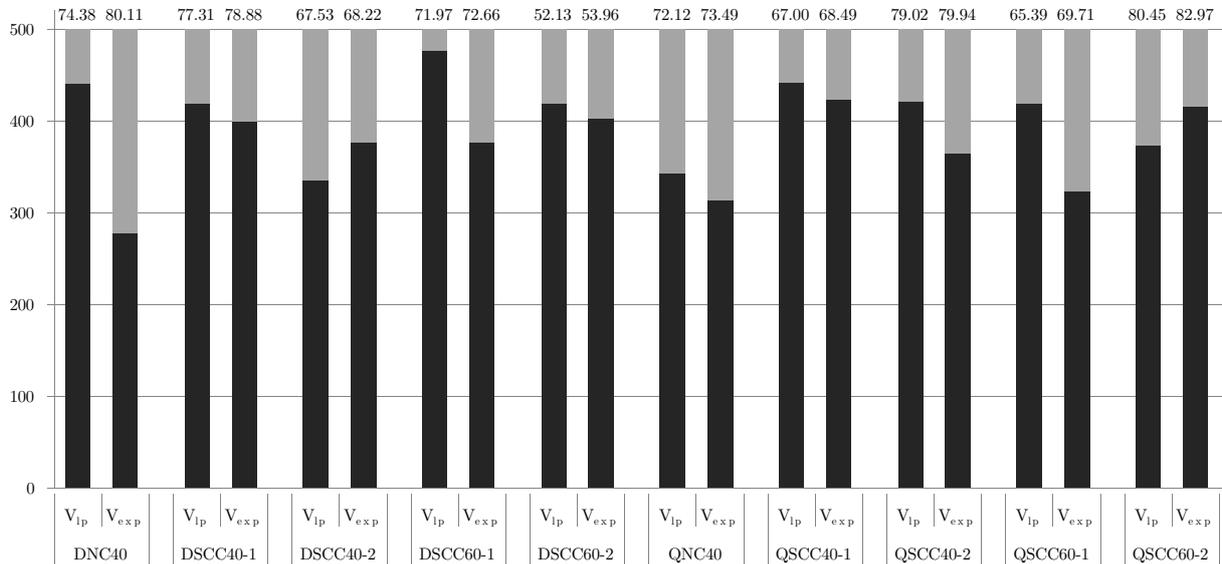


Abb. 4.15: Betondruckzonenhöhe aller Versuchskörper zu den Zeitpunkten der Bruchlast V_{lp} und der Maximallast $V_{Exp.}$.

Kapitel 5

Nachrechnung und Interpretation

Die im vorhergehenden Kapitel aufbereiteten Ergebnisse und Messdaten aus den „Push-Off“- und Querkraftversuchen werden nachfolgend für weitere Analysen herangezogen. Dabei sind die Messergebnisse beider Versuchsreihen mit verschiedenen Modellen bzw. Normen nachgerechnet und verglichen worden. Im ersten Abschnitt werden die experimentell ermittelten Normalspannungs- und Schubspannungsverläufe der „Push-Off“-Versuchskörper mit jenen von verschiedenen Modellen verglichen und deren Unterschiede ausgearbeitet. Der zweite Abschnitt beschäftigt sich mit dem Vergleich der experimentell ermittelten Traglasten der Querkraftversuche mit jenen ausgewählter Normen und Modelle. Dazu werden einerseits die Gesamttragfähigkeit wie auch die einzelnen Traganteile wie Rissreibung und Schubspannung in der Betondruckzone mit gängigen Formelapparaten nachgerechnet und dem Messergebnis gegenübergestellt. Abschließend wird auf den Einfluss jedes einzelnen Querkrafttraganteils auf die Gesamtlast eingegangen.

5.1 „Push-Off“-Versuche

5.1.1 Vergleich der Rissreibungsmodelle

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der durchgeführten „Push-off“- Versuche mit den in Abschnitt 2.2 ab Seite 19 vorgestellten Rissreibungsmodellen verglichen. Dabei wurden die aktivierten Kontaktspannungen in der Rissfläche ausgehend von deren Kinematik und den jeweiligen konstitutiven Beziehungen folgender Modelle berechnet:

- Das Zwei-Phasen Modell nach WALRAVEN und REINHARDT [26]
- Modifiziertes „Rough-Crack“-Modell nach GAMBAROVA und KARAKOC [31]
- Lineares Rissreibungsmodell nach dem fib- Model Code 2010 [27]
- vereinfachtes „Contact-Density“-Modell nach LI ET AL. [33]

Einflussfaktoren

Wie bereits von HACKL [2] angemerkt, ist bei den letztgenannten drei Modellen („Rough-Crack“-, „Contact-Density“- bzw. dem linearen Rissreibungsmodell des Model Code 2010) die rissübergreifende reibungsinduzierte Spannungsübertragung von der Risskinematik (siehe Unterkapitel 4.1.1 auf Seite 59) abhängig. Dabei scheint die Rissöffnung w und Rissgleitung s entweder explizit und unabhängig wie beim linearen Rissreibungsmodell des Model Code 2010 oder als Verhältnis $r = \frac{s}{w}$ im „Contact-Density“-Modell auf. Das „Rough-Crack“-Modell beinhaltet beide Varianten

und berücksichtigt als einziges explizit den Größtkorndurchmesser d_g des Zuschlags. Außerdem enthalten alle verwendeten Formeln die Betondruckfestigkeit f_c des jeweiligen Betons, welcher im Zuge dieser Arbeit und jener von HACKL [2] mit der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} gleichgesetzt wurde. Die Grenzschubspannung τ_0 wurde im Falle des Modells nach GAMBAROVA und KARAKOC gleich dem unteren Grenzwert des empfohlenen Wertebereichs mit $\tau_0 = 0,25 \cdot f_c$ gesetzt. Das lineare Rissreibungsmodell nach dem fib- Model Code 2010 berücksichtigt über den Vorfaktor C_f die Rauheit der gespaltenen Rissfläche. Dieser Beiwert wurde durch visuelle Anpassung zu den Versuchskurven der „Push-Off“-Versuche aus Abschnitt 4.1.2 abgeschätzt bzw. anhand von Nachrechnungen kalibriert und ist nachfolgend in Tabelle 5.1 zusammen mit der Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ und der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ der untersuchten Betonsorten aufgelistet.

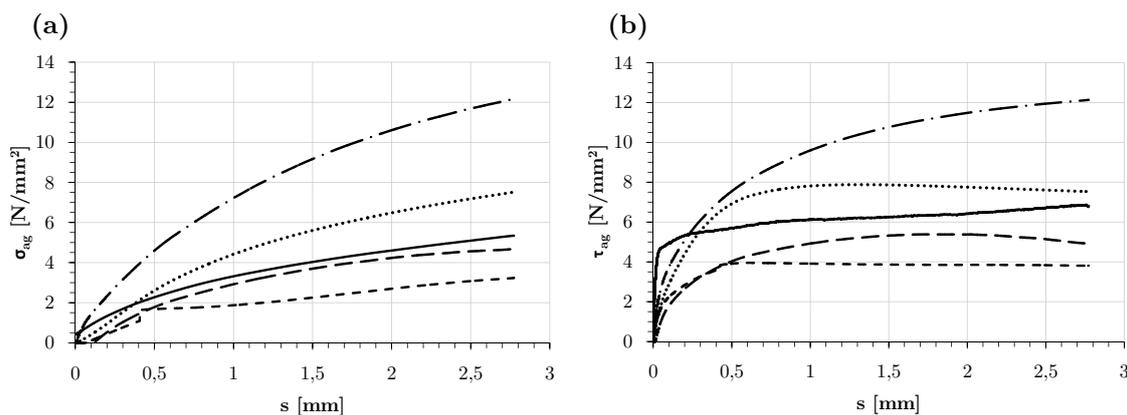
Tab. 5.1: Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$, Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ und abgeschätzte C_f – Werte der getesteten Betonsorten.

Betonsorte	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	C_f [-]
DNC40	47,2	3,3	0,691
DSCC40	42,5	3,0	0,562
DSCC60	51,0	3,2	0,500
QNC40	38,4	3,0	0,812
QSCC40	56,6	3,7	0,382
QSCC60	63,5	3,3	0,419

Zusätzlich zu den von HACKL [2] verwendeten Modellen zum Vergleich der Spannungsübertragung in der Rissfläche wurde ebenfalls das von WALRAVEN und REINHARDT [26] 1981 aufgestellte Zwei-Phasen-Modell mitberücksichtigt. Darin werden die Grenzschub- und Grenznormalspannungen mit den statistischen Kontaktflächen der Rissufer multipliziert, um die übertragenen Schub- und Normalspannungen zu erhalten. Die dazu erforderlichen Kontaktflächen wurden mit den Gleichungen 13 – 17 aus [26] schrittweise aufintegriert, mit einem Intervall von ein Zehntel des Integrationsbereiches. Auch in dieses Modell gehen die Rissöffnung w , Rissgleitung s sowie der Größtkorndurchmesser d_g explizit ein. Die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} wiederum wird für die Berechnung der Grenznormalspannung σ_{pu} verwendet.

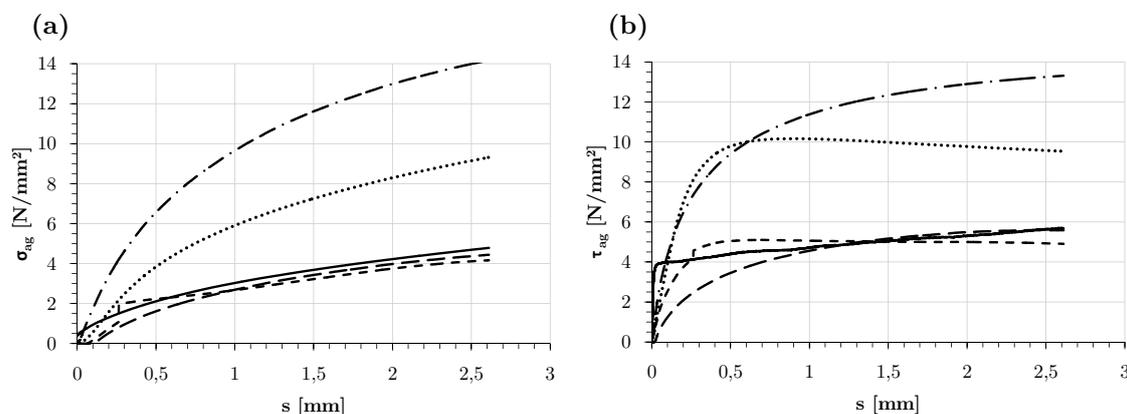
Spannungsverläufe

Für jeden Versuch wurden die Verläufe der gemessenen Kontaktspannungen mit den anfangs beschriebenen ausgewählten Rissreibungsmodellen nachgerechnet. Diese Spannungsverläufe wurden anschließend über der Rissgleitung s aufgetragen und sind einerseits beispielhaft in den Abbildungen 5.1 bzw. 5.2 dargestellt oder im Anhang A angehängt. Abgesehen von dem Zwei-Phasen-Modell von WALRAVEN und REINHARDT [26] – welches neu hinzugefügt wurde und aus diesem Grund für alle Versuchskörper untersucht wird – sind die Zusammenhänge der anderen Modelle und den experimentell ermittelten Spannungsverläufen bereits in der Arbeit von HACKL [2] ausgearbeitet worden und werden an dieser Stelle nur mehr zusammengefasst. Einzig die Versuchskörper der Reihe PoDNC40 und PoQSCC40 (Abbildung 5.1 bzw. 5.2) sind im Zuge dieser Arbeit hinzugefügt worden und werden deshalb für alle Modelle näher betrachtet.



— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - · - - Walraven - · - - Li et al.

Abb. 5.1: Von PoDNC40C experimentell ermittelte und modellierte (a) $\sigma_{ag} - s$ -Verläufe bzw. (b) $\tau_{ag} - s$ -Verläufe



— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - · - - Walraven - · - - Li et al.

Abb. 5.2: Von PoQSCC40C experimentell ermittelte und modellierte (a) $\sigma_{ag} - s$ -Verläufe bzw. (b) $\tau_{ag} - s$ -Verläufe

Das Zwei-Phasen Modell nach Walraven und Reinhardt Dieses Modell unterschätzt die experimentell gemessenen Kontaktspannungen der beiden Rissufer aller Versuchskörper am meisten. Auffallend sind die Unstetigkeitsstellen der $\sigma_{ag} - s$ bzw. der $\tau_{ag} - s$ -Verläufe bei geringen Rissgleitungen bis $s = 1,00 \text{ mm}$. Dabei wird die Schub- bzw. Normalspannung bei geringer zusätzlicher Gleitung sprunghaft größer. Die großen Anfangssteifigkeiten der Versuchskörper werden etwas besser erfasst als beispielsweise bei dem linearen Rissreibungsmo-
 dell des fib Model Code 2010. Grundsätzlich werden Betone größerer Festigkeiten ebenfalls tendenziell besser abgebildet. Der Prüfkörper PoQSCC40C wird sehr gut abgeschätzt, auch wenn der Schubspannungsverlauf bis zu einer Gleitung von $s = 1,5 \text{ mm}$ etwas überschätzt wird, anschließend jedoch etwas geringere Spannungen voraussagt als gemessen wurden. Beim Versuchskörper PoDNC40C hingegen sagt das 2-Phasen-Modell die geringsten Kontaktspannungen aller Modelle voraus. Außerdem sinken die berechneten Spannungen im Bereich von $s \sim 0,50 - 1,00 \text{ mm}$ etwas ab, bevor diese wieder allmählich ansteigen.

Modifiziertes „Rough-Crack“- Modell nach Gambarova und Karakoc Wie bereits von HACKL beschrieben, wird die große Anfangssteifigkeit der Versuchskörper mit diesem Modell sehr gut abgebildet. Des Weiteren weisen die $\tau_{ag} - s$ -Verläufe ebenfalls ein globales Maximum im Bereich von $s = 0,50 - 1,00 \text{ mm}$ auf, wonach die Schubspannung bei großer Rissgleitung wieder allmählich abnimmt. Während das Modell den weiteren Normal- bzw. Schubspannungsverlauf beim Versuchskörper PoDNC40C jedoch relativ gut vorhersagt, weicht dieser beim Probekörper PoQSCC40C nach der Erstgleitung deutlich ab. So wird die Spannungsübertragung vor allem bei großer Rissgleitung um das bis zu Zweifache überschätzt. Dies kann auf die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} zurückgeführt werden: diese stellt neben der Risskinematik und dem Größtkorndurchmesser d_g – welcher bei allen Versuchskörpern gleich gehalten wurde – die einzige weitere relevante Einflussgröße auf das „Rough-Crack“- Modell dar und führt bei höheren Festigkeiten zu einer größeren Schubspannungsübertragung. Dieser direkte Zusammenhang kann jedoch von den Versuchsergebnissen nicht bestätigt werden. Denn obwohl der Beton der Versuchskörper PoQSCC40C mit $f_{cm} = 56,7 \text{ N/mm}^2$ eine höhere Betondruckfestigkeit als der Probekörper PoDNC40C ($f_{cm} = 47,5 \text{ N/mm}^2$) aufweist, zeigen die Spannungsverläufe eine geringere Normal- und Schubspannungsübertragung als beim PoDNC40C. Dieser Umstand wird bereits bei der Erstrissgleitung ersichtlich und verdeutlicht die fehlende Berücksichtigung der Oberflächenrauheit der beiden Rissufer. Dadurch eignet sich dieses Modell wie bereits von HACKL angemerkt am besten zur Beschreibung der Kontaktspannungen von Normalbeton: Es werden zwar die Anfangssteifigkeiten der Versuchskörper in Belastungsrichtung unterschätzt, gesamtheitlich betrachtet gelingt mithilfe des „Rough-Crack“- Modells jedoch eine gute Annäherung.

Lineares Rissreibungsmodell nach dem fib Model Code 2010 Dieses Modell unterschätzt die Anfangssteifigkeit aller Versuchskörper in Belastungsrichtung am meisten. Abgesehen von einigen Ausnahmen steigen die Schub- und Normalspannungsverläufe mit steigender Rissgleitung s monoton an. Davon ausgenommen ist neben den von HACKL erwähnten Versuchskörpern PoQSCC60A/PoQSCC60C und PoDSCC60C/PoDSCC40C auch der Schubspannungsverlauf der Versuchskörper PoDNC40C/E/D bzw. QSCC40D/F: dieser nähert sich bei den genannten Probekörpern einem globalen Maximum im Bereich von $s = 1,00 - 1,50 \text{ mm}$ an, nach dem die Schubspannung langsam wieder abnimmt. Grundsätzlich befinden sich die mit dem Formelapparat des Model Code 2010 modellierten Graphen mehrheitlich unter den gemessenen Kontaktspannungsverläufen und befinden sich somit auf der sicheren Seite. Im Allgemeinen sagt das lineare Rissreibungsmodell nach dem fib Model Code 2010 bei allen Versuchskörpern im untersuchten Bereich die Spannungen in der Rissfläche am besten voraus. Wie von HACKL bereits beschrieben, unterschätzt dieses Modell die Kontaktspannungen bei kleinen Rissuferverschiebungen teils signifikant, nähert sich im Verlauf der Rissgleitung jedoch dem tatsächlichen Spannungsverlauf erstaunlich gut an.

vereinfachtes „Contact-Density“- Modell nach Li et al. Auch wenn die große Anfangssteifigkeit der Versuchskörper bei kleinen Rissuferverschiebungen in Belastungsrichtung durch dieses Modell am besten angenähert werden kann, überschätzt es die experimentellen Spannungen bei zunehmender Rissuferverschiebung jedoch deutlich. So liegen die berechneten Schub- und Normalspannungen bei einer Rissgleitung von $s = 2,00 \text{ mm}$ bereits in etwa doppelt so hoch wie die tatsächlich gemessenen Kontaktspannungen. Da dadurch die erhaltenen Ergebnisse auf der unsicheren Seite liegen, wird von einer Verwendung dieses Modells zur Berechnung der übertragenen Spannungen zufolge Rissreibung abgeraten.

5.2 Querkraftversuche

5.2.1 Vergleich mit vorhandenen Querkraftmodellen

Nachfolgend werden die experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten V_{Exp} , der in dieser Arbeit und von HACKL [2] untersuchten Stahlbetonträger mit den rechnerischen Querschnittswiderständen $V_{r, Norm}$ zufolge der nachstehenden Normen bzw. Modelle verglichen:

- Eurocode 2 (EC2): ÖNORM EN 1992-1-1 [47]; nationales Anwendungsdokument (NAD) für Österreich: ÖNORM B 1992-1-1 [58]
- Model Code 2010 [27]
- SIA CODE 262:2013 [46]
- ACI COMMITTEE 318:2011 [48]
- ZINK [3]
- TUREYEN und FROSCHE [18]

Die Modelle und darauf aufbauende Normen beziehungsweise deren Formelapparate sind in Kapitel 2.6 auf Seite 32 aufgelistet und beschrieben. In Tabelle 5.2 beziehungsweise Abbildung 5.3 wird die experimentell ermittelte Querkrafttragfähigkeit mit den berechneten Werten gegenübergestellt. Dabei werden aus Platzgründen jedoch nur die jeweiligen Verhältnisse aufgelistet. Für die exakten Werte wird an dieser Stelle auf den Anhang B verwiesen. Zur Berechnung der dargestellten Ergebnisse wurden einige Anpassungen vorgenommen, welche anschließend beschrieben werden. Allgemein sind die Materialkenngrößen ohne etwaiger Teilsicherheitsbeiwerte eingesetzt und die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} durch die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} ersetzt worden. Ebenfalls wurde bei Stahlbetonträgern gleicher Betongüte auch die selbe Betondruckfestigkeit nach Kapitel 3.2.4 auf Seite 44 verwendet.

Eurocode 2 (EC2): der enthaltene Teilsicherheitsbeiwert γ_c wurde 1,0 gesetzt, um das Ergebnis vergleichbar zu machen.

Model Code 2010: die in der Längsdehnung ε_x vorkommende Bemessungswert von Biegemoment M_{Ed} und Querkraft V_{Ed} wurde iterativ bestimmt, bis die Bedingung $V_{Ed} = v_c$ erfüllt wird. Der innere Hebelarm z wurde mit 90% der statischen Nutzhöhe abgeschätzt. Das Biegemoment M_{Ed} wurde an der Stelle z von der Lasteinleitung entfernt berechnet.

SIA Code 262:2013: Die Lage des Kontrollschnittes zur Berechnung von m_d befindet sich nach MUTTONI [45] $0,5 \cdot d$ von der Lasteinleitung entfernt.

ACI Committee 318:2011: Es wurden keine Anpassungen vorgenommen

Zink: Der Elastizitätsmodul E_c der verschiedenen Betonsorten wurde nach dem Eurocode 2 [47] mit $E_c = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$ berechnet. Die Berechnung der Bruchenergie G_f orientiert sich wiederum an der Formel des Model Code 2010 [27] (siehe Gleichung 2.24 in Unterkapitel 2.3.4 auf Seite 26)

Tureyen und Frosch: Es wurde die vereinfachte Berechnung nach Gleichung 2.32 auf Seite 31 zur Vorbemessung verwendet.

Tab. 5.2: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit den rechnerischen Tragfähigkeiten $V_{R, Norm}$ zufolge Eurocode 2 (inkl. NAD für Österreich) [47, 58], fib- Model Code 2010 [27], SIA CODE 262:2013 [46], ACI COMMITTEE 318:2011 [48] und den Modellen nach ZINK [3] und TUREYEN und FROSC [18], inklusive dem Mittelwert, der Standardabweichung und dem Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{R, Norm}}{V_{Exp.}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	$V_{Exp.}$ [kN]	$\frac{V_{R, EC2}}{V_{Exp.}}$ [-]	$\frac{V_{R, MC10}}{V_{Exp.}}$ [-]	$\frac{V_{R, SIA}}{V_{Exp.}}$ [-]	$\frac{V_{R, ACI}}{V_{Exp.}}$ [-]	$\frac{V_{R, Zink}}{V_{Exp.}}$ [-]	$\frac{V_{R, Tureyen}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oQNC40-1	76,40	0,97	0,91	0,92	0,94	0,94	0,75
R500oDNC40-1	83,01	0,95	0,89	0,90	0,95	0,91	0,74
R500oDSCC40-1	81,78	0,93	0,87	0,87	0,92	0,89	0,72
R500oDSCC40-2	71,12	1,06	1,00	1,07	1,05	1,02	0,83
R500oQSCC40-1	71,39	1,17	1,10	1,24	1,21	1,12	0,92
R500oQSCC40-2	82,84	1,01	0,95	0,99	1,05	0,97	0,79
R500oDSCC60-1	69,88	1,15	1,08	1,16	1,17	1,07	0,90
R500oDSCC60-2	56,87	1,41	1,33	1,61	1,44	1,32	1,11
R500oQSCC60-1	72,61	1,19	1,12	1,28	1,27	1,09	0,94
R500oQSCC60-2	85,87	1,01	0,95	1,00	1,07	0,92	0,80
Mittelwert		1,08	1,02	1,10	1,11	1,02	0,85
Standardabweichung		0,15	0,14	0,23	0,17	0,13	0,12
Variationskoeffizient		13,84%	13,82%	20,59%	15,00%	12,88%	14,11%

Allgemein werden die tatsächlich gemessenen Querkraftwiderstände relativ gut vorhergesagt. Der EC2 überschätzt die durchschnittliche Tragfähigkeit um 8 %, SIA 262 10 %, ACI318 11 % Zink 2 % und der Model Code 2010 2 %. Einzig das Modell nach TUREYEN und FROSC [18] sagt die Tragfähigkeit der Querkraftbalken mit im Mittel 15 % schon deutlich geringer als gemessen voraus. Die schweizer Hochbaunorm SIA 262 weist im Vergleich der Verhältnisse außerdem die höchste Streuung mit einem Wert von 0,23 auf. Dies spiegelt sich auch in dem Variationskoeffizienten wider, welcher mit 20.59 % deutlich höher liegt als jene der anderen Normen und ein Indiz für eine sehr große unerwünschte Streuung der Ergebnisse darstellt. Vor allem die Querkrafttragfähigkeit des Versuchskörpers R500oDSCC60-2 wird beispielsweise vom SIA 262 weitaus stärker überschätzt als von den anderen Normen. Am besten schneidet das Modell von ZINK [3] mit einer durchschnittlichen Überschätzung der Ergebnisse von 2 % und der zweitniedrigsten Standardabweichung von 0,13 ab. Letztlich sei noch anzumerken, dass einzig der Versuchsträger R500oDSCC60-2 von allen Normen teilweise deutlich überschätzt (bis zu +61 % von SIA 262) wurde, bei den restlichen Trägern streuten die Ergebnisse weniger, so wurde der Versuchskörper R500QSCC60-1 vom SIA 262 mit +28 % am zweithöchsten überbewertet. Einzig das Modell nach TUREYEN und FROSC [18] unterschätzte die experimentell ermittelte Querkrafttragfähigkeit im Durchschnitt und lag damit im Mittel auf der sicheren Seite.

In Abbildung 5.3 lässt sich erkennen, dass die berechneten Querkrafttragfähigkeiten des Model Code 2010 und des Modells von TUREYEN und FROSC (mit Ausnahme des Trägers DSCC40-1, bei welchem die schweizer Hochbaunorm SIA 262 eine geringere Querkrafttragfähigkeit voraussagt als der Model Code 2010) immer unter den Werten der anderen Normen liegen. Außerdem wird der bereits erwähnte Umstand verdeutlicht, wonach der Träger R500oDSCC60-2 von allen Normen und Modellen deutlich überschätzt wird. Ansonsten ist kein Unterschied zwischen den

verschiedenen Betonsorten und deren Einschätzung durch die untersuchten Regelwerke zu beobachten, so wird zumindest einer der beiden gleichartigen Versuchskörper von den untersuchten Formelapparaten relativ wirklichkeitsnah nachgerechnet, während der zweite Testkörper anschließend etwas überschätzt wird. Dies kann auf die große Streuung der Versuchsergebnisse und gemessenen Querkrafttragfähigkeiten von Stahlbetonträgern gleicher Betonsorte zurückgeführt werden.

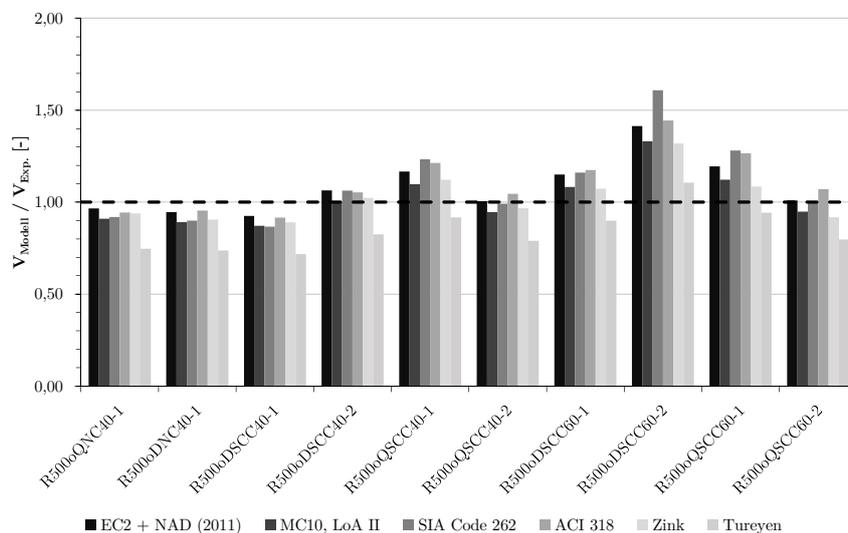


Abb. 5.3: Verhältnis zwischen den berechneten Querkrafttragfähigkeiten $V_{R,Modell}$ zu den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten V_{Exp} .

5.2.2 Querkrafttraganteilanteile zufolge Rissreibung

Aufbauend auf den Berechnungen von HACKL [2] wurden auch im Zuge dieser Arbeit der Anteil der Rissreibung an der Querkrafttragfähigkeit auf Basis der Kinematik des kritischen Biegeschubrisses ermittelt. Neben den vier Modellen, welche auch zur Untersuchung der „Push-Off“-Versuchskörper (siehe Abschnitt 5.1.1) herangezogen wurden, kam auch das lineare Rissreibungsmodell von WALRAVEN und REINHARDT [26] (siehe Kapitel 2.2.1 auf Seite 19) zum Einsatz. Dieses Berechnungsmodell unterscheidet sich vom Verfahren des Model Code 2010 [27] nur durch die fehlende Berücksichtigung der Rauheit durch den Vorfaktor C_f . Durch den Vergleich dieser beiden Modelle wird sich deshalb ein besseres Verständnis des Einflusses der Rauheit in den Berechnungsmodellen erhofft. Die Berechnung der verschiedenen Querkraftanteile wurde analog zu HACKL [2] durchgeführt: nachdem der kritische Biegeschubriss zu einem Polygonzug idealisiert wurde, konnte für jeden Abschnitt dieses Polygons die Rissgleitung s_i und die Rissöffnung w_i bei den Laststufen V_{Exp} und V_{lp} gemessen werden (siehe auch Abschnitt 4.2.4 auf Seite 69). Mithilfe dieser kinematischen Größen und den in Kapitel 2.2 beschriebenen Formelapparaten der verschiedenen Rissreibungsmodelle konnte die Schubspannung τ_{ag}^{Modell} und die Normalspannung σ_{ag}^{Modell} in allen Rissabschnitten zu den betrachteten Zeitpunkten berechnet werden. Der Faktor C_f zur Berücksichtigung der Rissuferrauheit im linearen Rissreibungsmodell des Model Code 2010 wurde dabei wie in Kapitel 5.1.1 beschrieben anhand von Versuchskurven abgeschätzt. Der im „Rough-Crack“-Modell von [31] aufscheinende und festzulegende Parameter τ_0 wurde wie bei den „Push-Off“-Versuchen gleich 25 % der Zylinderdruckfestigkeit gesetzt. Anschließend wurden die berechneten Spannungen jedes Modells nach Gleichung 5.1 zum Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung für die beiden charakteristischen Laststufen aufsummiert. Aus Gründen der

Plausibilität wurden Rissabschnitte mit negativen Normalspannungen und deren zugehörigen Schubspannungen nicht berücksichtigt bzw. Null gesetzt, da diese ansonsten als Zugspannungen interpretiert werden müssten, welche nicht über einen Riss übertragbar sind. Bei den restlichen Rissabschnitten wurde mithilfe deren Neigung Θ_i die Vertikalkomponente der beiden Kontaktspannungen τ_{ag}^{Modell} und σ_{ag}^{Modell} ermittelt und aufgrund entgegengesetzter Wirkungsrichtungen voneinander subtrahiert (siehe auch Abbildung 5.4). Diese Differenz wurde bei allen n Risstteilen durchgeführt, mit der jeweiligen Abschnittslänge l_i und Balkenbreite b_w multipliziert und abschließend zum gesuchten Querkrafttraganteil V_{ag}^{Modell} aufsummiert.

$$V_{ag}^{Modell} = \sum_{i=1}^n V_{ag,i}^{Modell} = \sum_{i=1}^n \left(\tau_{ag,i}^{Modell} \cdot \sin \Theta_i - \sigma_{ag,i}^{Modell} \cdot \cos \Theta_i \right) \cdot l_i \cdot b_w \quad (5.1)$$

Die Abschnittsmenge und -länge variiert je nach Biegeschubriss bzw. Versuchskörper und liegt im Mittel bei 32 Abschnitten mit einer jeweiligen Länge von durchschnittlich 19 mm. In Tabelle 5.3 und 5.4 sind aus Platzgründen nur die Verhältnisse der Rissreibungsanteile zur experimentell ermittelten Querkraft zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$ bzw. t_{lp} zusammengefasst. Für die genauen Werte wird an dieser Stelle auf den Anhang B verwiesen. Außerdem sind die Verhältnisse $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{Exp.}}$ bzw. $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{lp}}$ in Abbildung 5.5 bzw. 5.6 dargestellt.

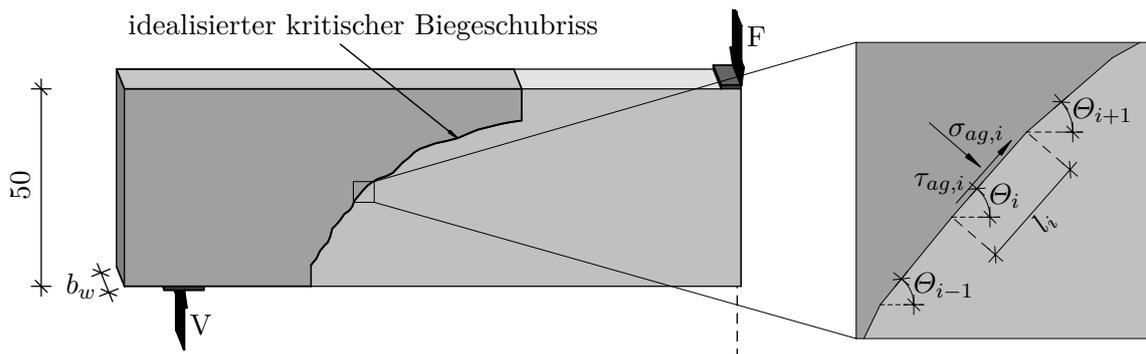


Abb. 5.4: Darstellung des idealisierten kritischen Biegeschubrisses inklusive der Längen l_i und Orientierungen Θ_i der einzelnen Rissabschnitte und den darauf wirkenden Kontaktspannungen $\sigma_{ag,i}$ und $\tau_{ag,i}$

Es zeigt sich, dass das Modell von GAMBAROVA und KARAKOC und jenes von LI ET AL. einen sehr großen Anteil der Rissreibung an der Gesamtlast mit im Mittel 95 % bzw. 102 % angibt, während WALRAVEN mit seinem linearen Rissreibungsmodell und dem Zwei-Phasen-Modell einen Anteil von durchschnittlich 44 % bzw. 43 % vorhersagt. Allgemein wird beim Versuchskörper R500oDSCC60-1 der Anteil der Rissreibung von allen Modellen überschätzt mit dem bis zu 2.55-fachen der Gesamtlast („Contact-Density“-Modell von LI ET AL.). Das lineare Rissreibungsmodell des Model Code 2010 mit dem Vorfaktor C_f gibt den geringsten Anteil der Rissreibung an der Gesamtlast V_{Exp} mit im Schnitt 24 % an. Neben dem deutlich höheren Variationskoeffizienten der beiden linearen Modelle im Vergleich zu den anderen geben diese bei drei Versuchskörpern (R500oDNC40-1, R500oDSCC40-2 und R500oQSCC60-2) überhaupt keinen Beitrag der Rissreibung an der Lastabtragung an. Des Weiteren ist der Einfluss des Vorfaktors C_f im Vergleich der beiden ähnlichen linearen Rissreibungsmodelle – wie bereits im Formelapparat ersichtlich – anhand der Ergebnisse deutlich zu erkennen. So ergibt die Multiplikation von $V_{ag}^{W.lin.}$ mit C_f in guter Näherung den Rissreibungsanteil laut Model Code 2010 V_{ag}^{MC10} . Als einzige Ausnahme

dieser Regel scheint der Träger R500oQSCC60-1 auf, bei welchem der Model Code 2010 eine größere Rissreibung angibt als das lineare Rissreibungsmodell von [26]. Allgemein streuen die Ergebnisse aller Rissreibungsmodelle sehr stark, so liegt kein Variationskoeffizient unter 50 %. Obwohl beide Verfahren von WALRAVEN im Mittel den gleichen prozentualen Anteil an der Rissreibung angeben, weist das Zwei-Phasen-Modell eine geringere Streuung der Ergebnisse mit einer Standardabweichung von 0.32 auf, während diese bei seinem linearen Rissreibungsmodell mit 0.63 fast doppelt so hoch liegt. Werden nur die Versuchskörper gleicher Betonmischung miteinander verglichen, streut das Verhältnis $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{Exp.}}$ ebenfalls beim Zwei-Phasen-Modell am wenigsten.

In Abbildung 5.5 lässt sich neben der beim Versuchskörper R500oDSCC60-1 bemerkbaren deutlichen Überschätzung des Rissreibungsanteils an der Gesamtquerkrafttragfähigkeit von allen Modellen auch die allgemein höheren Werte des „Rough-Crack“- und des „Contact-Density“-Modelles von GAMBAROVA und KARAKOC bzw. LI ET AL. erkennen. Die anderen drei Modelle deuten bei den Versuchskörpern mit rundkörnigem, quarzitischem Sand (Probekörper der Reihe R500oQXXXX-X) eine Abnahme der Rissreibung mit steigender Betondruckfestigkeit bzw. geringerer Rauigkeit an. Dieser Trend kann bei den Versuchskörpern mit kantkörnigem dolomitischen Zuschlagstoff (R500oDXXXX-X) jedoch nicht beobachtet werden. Unmittelbar vor dem vollständigen Bauteilversagen ($t = t_{lp}$) wird, wie in Tabelle 5.4 bzw. Abbildung 5.6 ersichtlich, der Rissreibungsanteil des Versuchskörpers R500oDNC40-1 von allen Modellen deutlich überschätzt, so liegt keines der Verhältnisse $\frac{V_{ag}^{Modelle}}{V_{lp}}$ unter 1,00. Allgemein liegen alle Werte – abgesehen von jenen des Versuchskörpers R500oDSCC60-1 – über jenen zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$ der maximalen Querlast. Auch der Trend, dass der Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung bei den Versuchskörpern mit rundkörnigem quarzitischem Sand (R500oQXXXX-X) mit steigender Betondruckfestigkeit bzw. Rauigkeit abnimmt, kann in abgeschwächter Form beobachtet werden. Außerdem hat sich der Variationskoeffizient der beiden linearen Rissreibungsmodelle deutlich verringert und liegt nur mehr geringfügig über jenen der anderen drei Modelle. Lediglich beim linearen Rissreibungsmodell des Model Code 2010 [27] ist das Verhältnis $\frac{V_{ag}^{Modelle}}{V_{lp}}$ bei jedem Versuchskörper mit Ausnahme von R500oDNC40-1 kleiner als 1,00.

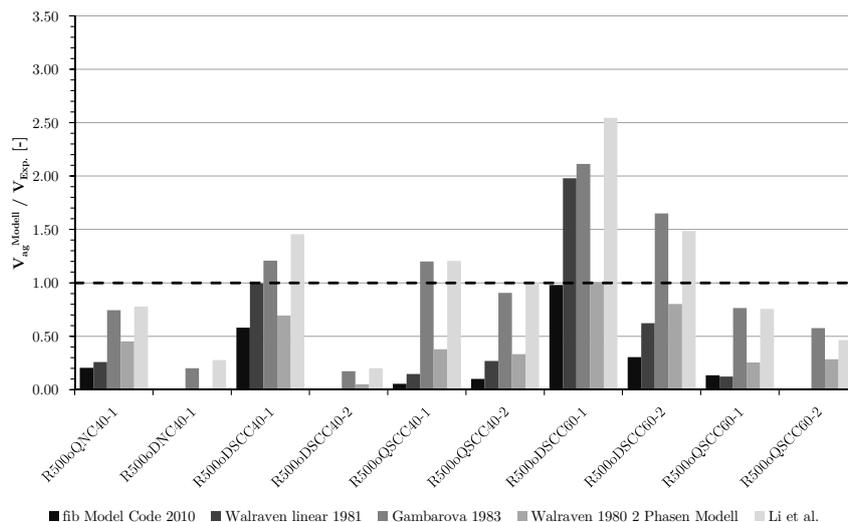


Abb. 5.5: Verhältnis zwischen den berechneten Querkraftanteilen der Rissreibung V_{ag}^{Modell} zu den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten $V_{Exp.}$

Tab. 5.3: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Rissreibung V_{ag}^{Modell} zufolge verschiedener Modelle, inklusive dem Vorfaktor C_f , dem Mittelwert, der Standardabweichung und dem Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{Exp.}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	C_f [-]	$V_{Exp.}$ [kN]	$\frac{V_{ag}^{MC10}}{V_{Exp.}}$ [-]	$\frac{V_{ag}^{W.lin.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$\frac{V_{ag}^{Gamb.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$\frac{V_{ag}^{2Ph.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$\frac{V_{ag}^{Li}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oQNC40-1	0.812	76.40	0.20	0.26	0.74	0.45	0.78
R500oDNC40-1	0.691	83.01	0.00	0.00	0.20	0.00	0.28
R500oDSCC40-1	0.562	81.78	0.58	0.99	1.21	0.69	1.46
R500oDSCC40-2	0.562	71.12	0.00	0.00	0.17	0.05	0.20
R500oQSCC40-1	0.382	71.39	0.06	0.15	1.20	0.38	1.21
R500oQSCC40-2	0.382	82.84	0.10	0.27	0.91	0.33	1.00
R500oDSCC60-1	0.500	69.88	0.98	1.98	2.11	1.01	2.55
R500oDSCC60-2	0.500	56.87	0.31	0.62	1.65	0.80	1.49
R500oQSCC60-1	0.419	72.61	0.14	0.12	0.76	0.26	0.76
R500oQSCC60-2	0.419	85.87	0.00	0.00	0.58	0.28	0.46
Mittelwert			0.24	0.44	0.95	0.43	1.02
Standardabweichung			0.32	0.63	0.61	0.32	0.70
Variationskoeffizient			134%	143%	64%	76%	69%

5.2.3 Querkrafttraganteil zufolge Dübelwirkung

In Tabelle 5.5 sind die mit den Formelapparaten der in Abschnitt 2.1 beschriebenen Modelle berechneten Querkraftanteile zufolge Dübelwirkung und deren Verhältnis zur experimentell ermittelten maximalen Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ aufgelistet, welches ebenfalls in Abbildung 5.7 ersichtlich ist. Außerdem sind die Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Verhältnisse $\frac{V_{da}^{Modell}}{V_{Exp.}}$ dargestellt. Da alle Modelle im wesentlichen nur die Bauteilabmessungen, Bewehrungsgrade bzw. Bewehrungsdurchmesser und die Betondruckfestigkeit berücksichtigen, ergeben sich bei Versuchskörpern mit gleicher Betongüte die selben Querkrafttraganteile zufolge Dübelwirkung. Auch der Lastzeitpunkt ist für die Modelle irrelevant, weshalb an dieser Stelle auf die Darstellung der Ergebnisse der Laststufe V_{lp} verzichtet und stattdessen auf Anhang B verwiesen wird.

Grundsätzlich liegen die berechneten Dübelspannungen von TAYLOR [24] und REINECK [17] mit um die 15 % der gemessenen Gesamtquerkrafttragfähigkeit höher als jene von BAUMANN und RÜSCH [22] bzw. VINTZĒLEOU und TASSIOS [25] mit einem Anteil von jeweils 11 %. Der Variationskoeffizient unterscheidet sich kaum und liegt bei 13 – 14 % und auch die Standardabweichung liegt bei allen Modellen bei 0,02. Außerdem werden die höchsten Spannungen beim Versuchskörper R500oDSCC60-2 mit bis zu 20 % berechnet, die geringsten Dübelspannungen liegen laut den untersuchten Modellen beim Probekörper R500oDSCC40-1 mit einem Minimum von 9 % vor.

Tab. 5.4: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{lp} mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Rissreibung V_{ag}^{Modell} verschiedener Modelle, inklusive dem Vorfaktor C_f , dem Mittelwert, der Standardabweichung und dem Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{lp}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	C_f [-]	V_{lp} [kN]	$\frac{V_{ag}^{MC10}}{V_{lp}}$ [-]	$\frac{V_{ag}^{W.lin.}}{V_{lp}}$ [-]	$\frac{V_{ag}^{Gamb.}}{V_{lp}}$ [-]	$\frac{V_{ag}^{2Ph.}}{V_{lp}}$ [-]	$\frac{V_{ag}^{Li}}{V_{lp}}$ [-]
R500oQNC40-1	0.812	75.03	0.31	0.39	0.87	0.50	0.98
R500oDNC40-1	0.691	77.29	1.17	1.46	1.91	1.10	2.00
R500oDSCC40-1	0.562	80.22	0.69	1.25	1.38	0.80	1.70
R500oDSCC40-2	0.562	70.43	0.11	0.21	0.42	0.20	0.42
R500oQSCC40-1	0.382	69.90	0.33	0.89	1.67	0.91	1.62
R500oQSCC40-2	0.382	81.93	0.18	0.49	1.15	0.60	1.21
R500oDSCC60-1	0.500	74.87	0.29	0.58	1.23	0.25	3.06
R500oDSCC60-2	0.500	55.04	0.41	0.84	1.72	0.86	1.55
R500oQSCC60-1	0.419	68.30	0.68	1.66	2.36	1.13	2.13
R500oQSCC60-2	0.419	83.35	0.40	0.96	1.48	0.72	1.23
Mittelwert			0.46	0.87	1.42	0.71	1.59
Standardabweichung			0.31	0.48	0.55	0.32	0.72
Variationskoeffizient			68%	55%	39%	45%	45%

5.2.4 Querkrafttraganteil zufolge der Rissprozesszone

In den Tabellen 5.6 und 5.7 sind die nach drei verschiedenen Modellen berechneten Querkrafttraganteile zufolge der Rissprozesszone mit den gemessenen Gesamtquerkrafttragfähigkeiten zu den Zeitpunkten $t_{Exp.}$ und t_{lp} (mit den Querkrafttragfähigkeiten $V_{Exp.}$ und V_{lp}) dargestellt. Dabei wurden der bilineare Ansatz des Model Code 2010 [27] mit dem exponentiellen Ansatz nach HORDIJK [40] und dem Zugspannungs-Verformungsverhalten nach REINHARDT [39] miteinander verglichen. Die unter Berücksichtigung aller Versuchskörper erhaltenen Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten sind ebenfalls in den Tabellen 5.6 und 5.7 aufgeführt. Außerdem sind in den Abbildungen 5.8 bzw. 5.9 die jeweiligen Verhältnisse $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{Exp.}}$ bzw. $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{lp}}$ dargestellt.

Die Querkraftanteile zufolge der Rissprozesszone wurden ähnlich wie jene Anteile der Rissreibung anhand der Kinematik des kritischen Biegeschubrisses berechnet. Dazu wurden aus den Rissgleitungen s_i und Rissöffnungen w_i mithilfe der konstitutiven Beziehungen der verwendeten Modelle die Schubspannungen τ_i und Normalspannungen σ_i berechnet. Diese Spannungsanteile wurden anschließend gemäß Formel 5.1 (auf Seite 84) zu dem gesuchten Querkraftanteil V_{cz}^{Modell} aufsummiert. Alle Modelle wurden bis zu einer Grenzrissöffnung $w_1 = \frac{G_f}{f_{ct}}$ berechnet. Ab der vom Model Code 2010 [27] definierten Grenze wurde im Zuge dieser Arbeit angenommen, dass keine weiteren Spannungen über die Rissprozesszone übertragen werden. Die dadurch vernachlässigten Schubspannungen im Bereich der Rissöffnungen $w_1 - w_c$ wurden bewusst vernachlässigt, da diese ansonsten bei einigen Versuchskörpern zu unrealistisch hohen Querkrafttraganteilen von bis zu 86 % führten.

Grundsätzlich ist kein großer Unterschied zwischen den Modellen feststellbar, so wird von allen ein Anteil der Rissprozesszone am Querkrafttraganteil von im Mittel 2 – 4 % angegeben.

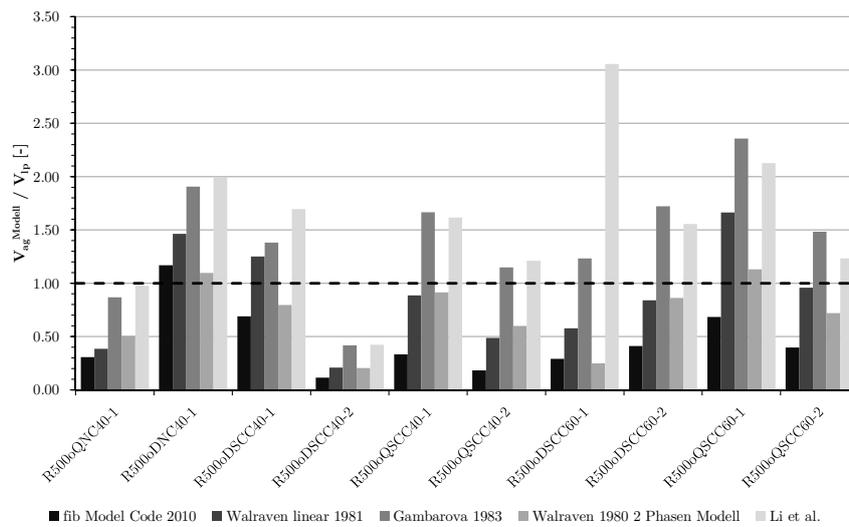


Abb. 5.6: Verhältnis zwischen den berechneten Querkraftanteilen der Rissreibung V_{ag}^{Modell} zu den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten V_{lp}

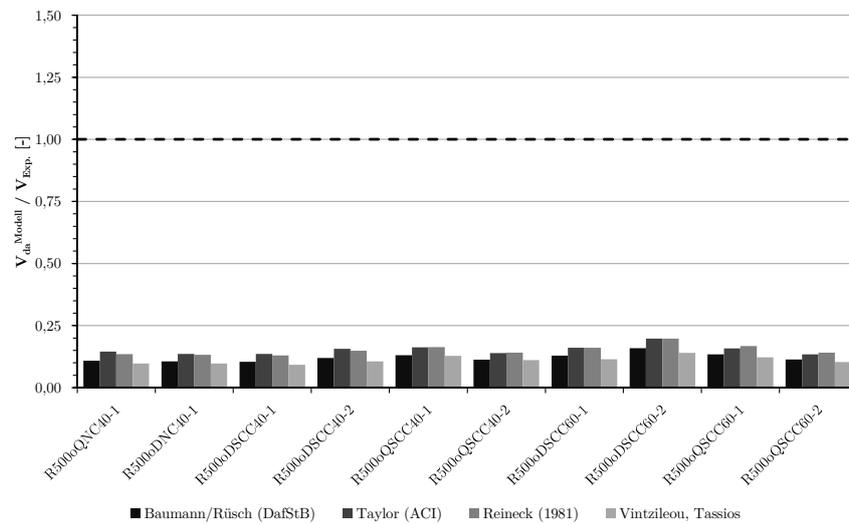


Abb. 5.7: Verhältnis zwischen den berechneten Querkraftanteilen zufolge Dübelwirkung V_{da}^{Modell} zu den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten V_{Exp}

Außerdem sagt der bilineare Ansatz bei allen Versuchskörpern mit Ausnahme des Testkörpers R500oQNC40-1 zum Zeitpunkt t_{Exp} , die geringsten Schubspannungen in der Rissprozesszone voraus. Der exponentielle Ansatz nach HORDIJK liegt immer zwischen den anderen beiden Modellen. Die größten Schubspannungen werden beim bereits erwähnten Versuchskörper R500oQNC40-1 errechnet, mit einem Anteil von bis zu 6% an der Gesamttragfähigkeit. Einzig beim Träger R500DSCC60-1 werden keine Schubspannungen vorhergesagt, da bei diesem Träger zum Zeitpunkt t_{lp} bereits sehr große Rissöffnungen vorherrschen, über welche keine Spannungen zufolge der Rissprozesszone nach den untersuchten Modellen übertragen werden können.

Tab. 5.5: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Dübelwirkung V_{ad}^{Modell} zufolge der Modelle von BAUMANN und RÜSCH [22], TAYLOR [24], REINECK [17] und VINTZĚLEOU und TASIOS [25] inklusive Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{ad}^{Modell}}{V_{Exp.}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	$V_{Exp.}$ [kN]	$V_{da}^{Bau.}$ [kN]	$\frac{V_{da}^{Bau.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{da}^{Tay.}$ [kN]	$\frac{V_{da}^{Tay.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{da}^{Rei.}$ [kN]	$\frac{V_{da}^{Rei.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{da}^{Vintz.}$ [kN]	$\frac{V_{da}^{Vintz.}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oQNC40-1	76.40	8.27	0.11	11.10	0.15	10.32	0.14	7.43	0.10
R500oDNC40-1	83.01	8.80	0.11	11.27	0.14	10.99	0.13	8.06	0.10
R500oDSCC40-1	81.78	8.48	0.10	11.13	0.14	10.59	0.13	7.54	0.09
R500oDSCC40-2	71.12	8.48	0.12	11.13	0.16	10.59	0.15	7.54	0.11
R500oQSCC40-1	71.39	9.34	0.13	11.56	0.16	11.66	0.16	9.16	0.13
R500oQSCC40-2	82.84	9.34	0.11	11.56	0.14	11.66	0.14	9.16	0.11
R500oDSCC60-1	69.88	9.01	0.13	11.24	0.16	11.25	0.16	7.98	0.11
R500oDSCC60-2	56.87	9.01	0.16	11.24	0.20	11.25	0.20	7.98	0.14
R500oQSCC60-1	72.61	9.72	0.13	11.47	0.16	12.13	0.17	8.83	0.12
R500oQSCC60-2	85.87	9.72	0.11	11.47	0.13	12.13	0.14	8.83	0.10
Mittelwert			0.12		0.15		0.15		0.11
Standardabweichung			0.02		0.02		0.02		0.02
Variationskoeffizient			14%		13%		14%		14%

Tab. 5.6: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Rissprozesszone V_{cr}^{Modell} zufolge des bilinearen Ansatzes des Model Code 2010 [27], dem exponentiellen Ansatz von HORDIJK [40] und dem nichtlinearen Modell von REINHARDT [39] inklusive Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{cr}^{Modell}}{V_{Exp.}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	$V_{Exp.}$ [kN]	V_{cr}^{Bil} [kN]	$\frac{V_{cr}^{Bil}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{cr}^{Hord.}$ [kN]	$\frac{V_{cr}^{Hord.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{cr}^{Reinh.}$ [kN]	$\frac{V_{cr}^{Reinh.}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oQNC40-1	76.40	4.27	0.06	3.97	0.05	3.98	0.05
R500oDNC40-1	83.01	2.06	0.02	2.79	0.03	3.27	0.04
R500oDSCC40-1	81.78	1.47	0.02	2.17	0.03	2.60	0.03
R500oDSCC40-2	71.12	2.08	0.03	2.44	0.03	2.81	0.04
R500oQSCC40-1	71.39	1.48	0.02	1.76	0.02	2.27	0.03
R500oQSCC40-2	82.84	1.76	0.02	2.05	0.02	2.64	0.03
R500oDSCC60-1	69.88	2.34	0.03	2.61	0.04	3.34	0.05
R500oDSCC60-2	56.87	1.03	0.02	1.26	0.02	1.62	0.03
R500oQSCC60-1	72.61	1.51	0.02	1.90	0.03	2.44	0.03
R500oQSCC60-2	85.87	1.05	0.01	1.39	0.02	1.75	0.02
Mittelwert			0.03		0.03		0.04
Standardabweichung			0.01		0.01		0.01
Variationskoeffizient			48%		34%		26%

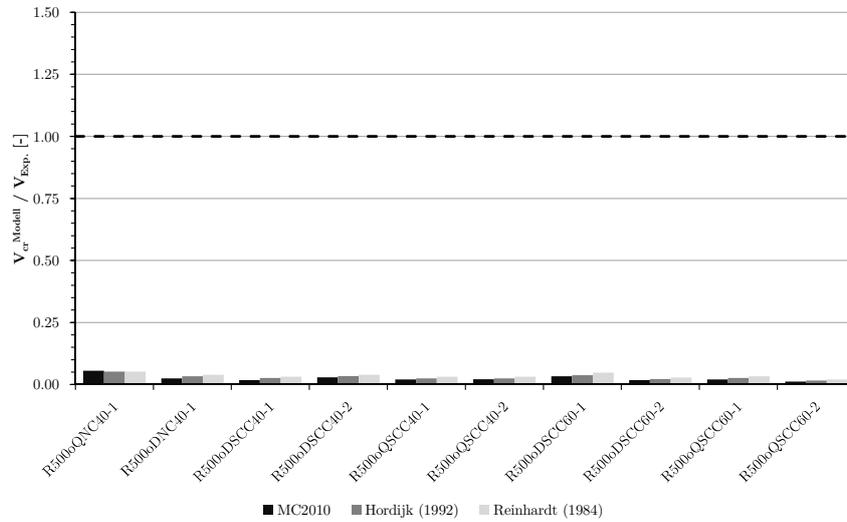


Abb. 5.8: Verhältnis zwischen den berechneten Querkraftanteilen zufolge der Rissprozesszone V_{cr}^{Modell} zu den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten V_{Exp}

Tab. 5.7: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{lp} mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Rissprozesszone V_{cr}^{Modell} zufolge des bilinearen Ansatzes des Model Code 2010 [27], dem exponentiellen Ansatz von HORDIJK [40] und dem nichtlinearen Modell von REINHARDT [39] inklusive Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{cr}^{Modell}}{V_{lp}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	V_{lp} [kN]	V_{cr}^{Bil} [kN]	$\frac{V_{cr}^{Bil}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{cr}^{Hord.}$ [kN]	$\frac{V_{cr}^{Hord.}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{cr}^{Reinh.}$ [kN]	$\frac{V_{cr}^{Reinh.}}{V_{lp}}$ [-]
R500oQNC40-1	75.03	1.62	0.02	2.23	0.03	2.77	0.04
R500oDNC40-1	77.29	1.42	0.02	1.59	0.02	2.02	0.03
R500oDSCC40-1	80.22	2.43	0.03	3.46	0.04	4.22	0.05
R500oDSCC40-2	70.43	1.41	0.02	1.97	0.03	2.43	0.03
R500oQSCC40-1	69.90	1.96	0.03	2.28	0.03	2.95	0.04
R500oQSCC40-2	81.93	2.38	0.03	2.78	0.03	3.59	0.04
R500oDSCC60-1	74.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R500oDSCC60-2	55.04	1.22	0.02	1.83	0.03	2.18	0.04
R500oQSCC60-1	68.30	2.97	0.04	3.80	0.06	4.84	0.07
R500oQSCC60-2	83.35	1.35	0.02	1.82	0.02	2.28	0.03
Mittelwert			0.02		0.03		0.04
Standardabweichung			0.01		0.01		0.02
Variationskoeffizient			49%		49%		49%

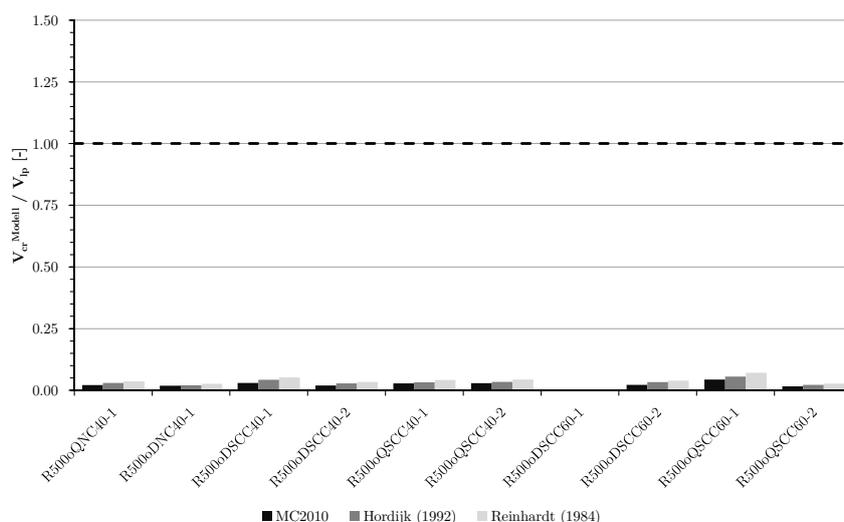


Abb. 5.9: Verhältnis zwischen den berechneten Querkraftanteilen zufolge der Rissprozesszone V_{cr}^{Modell} zu den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten V_{lp}

5.2.5 Querkrafttraganteilanteil zufolge Schubspannungen in der Betondruckzone

Zusätzlich zu den in Kapitel 4.2.5 auf Seite 72 über die Dehnungsrichtungen berechneten Querkraftanteilen in der Betondruckzone wurden zwei weitere Modelle zur Bestimmung der übertragenen Kräfte hinzugefügt. Diese beiden Ansätze, das Betondruckzonenmodell von ZINK [18] bzw. von TUREYEN und FROSC [18] sind in Abschnitt 2.4 beschrieben und unterscheiden sich in dem angenommenen Schubspannungsverlauf in der Druckzone. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in den Tabellen 5.8 bzw. 5.9 einander gegenübergestellt und um die Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Verhältnisse $\frac{V_{cz}^{Modelle}}{V_{Exp.}}$ bzw. $\frac{V_{cz}^{Modelle}}{V_{lp}}$ erweitert worden. Diese sind zusätzlich in den Abbildungen 5.10 und 5.11 dargestellt.

Zur Berechnung der beiden Modelle von ZINK bzw. TUREYEN und FROSC wurde die tatsächlich gemessene Betondruckzonenhöhe verwendet, welche die Höhe zwischen der Risspitze des kritischen Biegeschubrisses zu den Zeitpunkten $t_{Exp.}$ bzw. t_{lp} und der Bauteiloberkante darstellt. Zur Bestimmung der mittleren auf die Druckzone wirkende Normalspannung $\frac{\sigma_m}{2}$ zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach [18] wurde die in Abschnitt 4.2.5 gemessene Normalspannung gemittelt.

Da ZINK von einem parabelförmigen Verlauf mit einem Spannungsmaximum an der Risspitze ausgeht, liegen die berechneten Querkraftanteile bei jedem Versuchskörper über jenen von TUREYEN und FROSC (Abbildung 5.10), welcher ein Maximum der Schubspannungen τ_{cz} in Betondruckzonenmitte annimmt. Dabei gibt erstgenanntes Modell im Schnitt die zweifachen Querkrafttraganteile wie jenes von [18] an. Beide Ansätze streuen mit einem Variationskoeffizienten von etwa 39 – 40 % zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$ und in gleichen Verhältnissen zum Lastzeitpunkt t_{lp} . Der Querkrafttraganteil V_{cz} des Versuchskörpers R500oDSCC40-2 wird von ZINK zu beiden Zeitpunkten $t_{Exp.}$ und t_{lp} mit 1.03 respektive 0.99 am Höchsten eingeschätzt. TUREYEN und FROSC hingegen schätzt den Probekörper R500oDNC40-1 mit 0,44 zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$ am höchsten ein, während bei t_{lp} ebenfalls der Träger R500oDSCC40-2 den maximalen Querkrafttraganteil der Betondruckzone von 0.86 aufweist.

Die aus photogrammetrischen Dehnungsmessungen abgeleiteten Querkräfte liegen bei den meisten Versuchskörpern zwischen oder unter den Werten der beiden untersuchten Modelle. Einzig beim Versuchskörper R500oDSCC60-2 wurden unrealistisch hohe Spannungen von dem 1.41-fachen der Gesamtquerkraft $V_{Exp.}$ berechnet. Die bei manchen Versuchskörpern errechneten negativen Querkrafttraganteile bewirken eine Verringerung der Querkrafttragfähigkeit und können verschiedene Gründe haben: Bei den Versuchskörpern R500oQNC40-1 bzw. R500oDNC40-1 war bei den betrachteten Zeitpunkten noch kein deutlicher kritischer Biegeschubriss zu beobachten, wodurch auch die Betondruckzone noch nicht vollständig ausgebildet war. Beim Probekörper R500oQSCC60-1 war der kritische Biegeschubriss zum Zeitpunkt der Bruchlast V_{lp} bereits voll ausgebildet und auch eine Betondruckzone war feststellbar. Vielmehr konnte in diesem Fall ein Abheben der Druckzone beim Versagen beobachtet werden, welches durch eine negative und somit nach oben gerichtete Querkraft erklärt werden kann. Die größten negativen Schubspannungen in der Betondruckzone konnten im Versuchskörper R500oDSCC60-1 beobachtet werden: Dieser konnte selbst nach Erreichen seiner Schubrisslast unter großen kinematischen Verschiebungen weiter belastet werden. Dabei ist der kritische Biegeschubriss zum Zeitpunkt der maximalen Querkraft $V_{Exp.}$ bereits bis zum Lasteinleitungspunkt gewandert. Dadurch können keine Spannungen mehr über die Betondruckzone übertragen werden.

Im Allgemeinen sind die über die Betondruckzone übertragenen Querkräfte zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$ höher als zum Lastzeitpunkt t_{lp} . Dies kann durch das Einschnüren der Betondruckzone durch den kritischen Biegeschubriss erklärt werden, wodurch die Druckzone an Höhe verliert und weniger Spannungen übertragen werden können.

Tab. 5.8: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Betondruckzone V_{cz}^{Modell} verschiedener Modelle, inklusive dem Mittelwert, der Standardabweichung und dem Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{cz}^{Modell}}{V_{Exp.}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	$V_{Exp.}$ [kN]	V_{cz}^{Zink} [kN]	$\frac{V_{cz}^{Zink}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{cz}^{Tur.}$ [kN]	$\frac{V_{cz}^{Tur.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{cz}^{Exp.}$ [kN]	$\frac{V_{cz}^{Exp.}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oQNC40-1	76.40	44.23	0.58	17.29	0.23	22.52	0.29
R500oDNC40-1	83.01	69.47	0.84	36.59	0.44	-28.91	-0.35
R500oDSCC40-1	81.78	34.06	0.42	17.27	0.21	15.01	0.18
R500oDSCC40-2	71.12	72.91	1.03	23.57	0.33	48.26	0.68
R500oQSCC40-1	71.39	48.02	0.67	22.51	0.32	11.06	0.15
R500oQSCC40-2	82.84	69.23	0.84	30.27	0.37	58.94	0.71
R500oDSCC60-1	69.88	10.12	0.14	3.47	0.05	-32.58	-0.47
R500oDSCC60-2	56.87	28.79	0.51	15.87	0.28	80.01	1.41
R500oQSCC60-1	72.61	61.56	0.85	31.98	0.44	6.81	0.09
R500oQSCC60-2	85.87	73.59	0.86	35.77	0.42	37.67	0.44
Mittelwert			0.67		0.31		0.31
Standardabweichung			0.26		0.12		0.54
Variationskoeffizient			39%		40%		172%

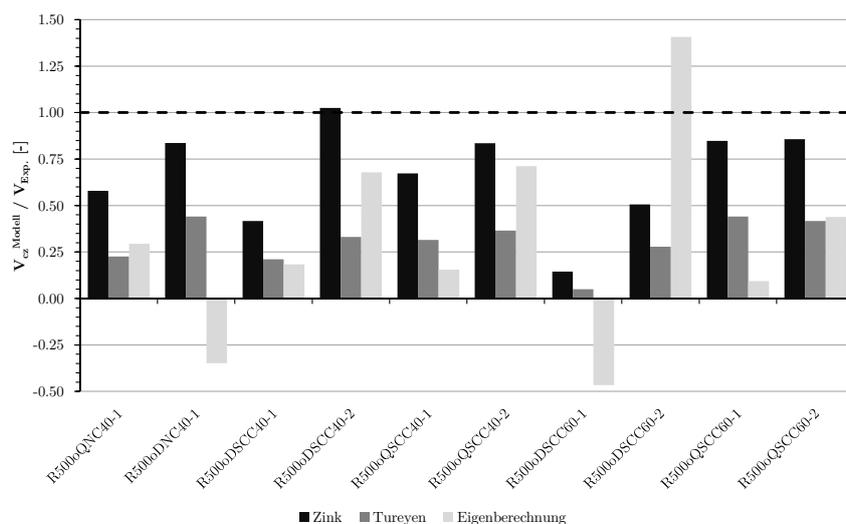


Abb. 5.10: Verhältnis zwischen den berechneten Querkraftanteilen der Betondruckzone V_{cz}^{Modell} zu den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten V_{Exp} .

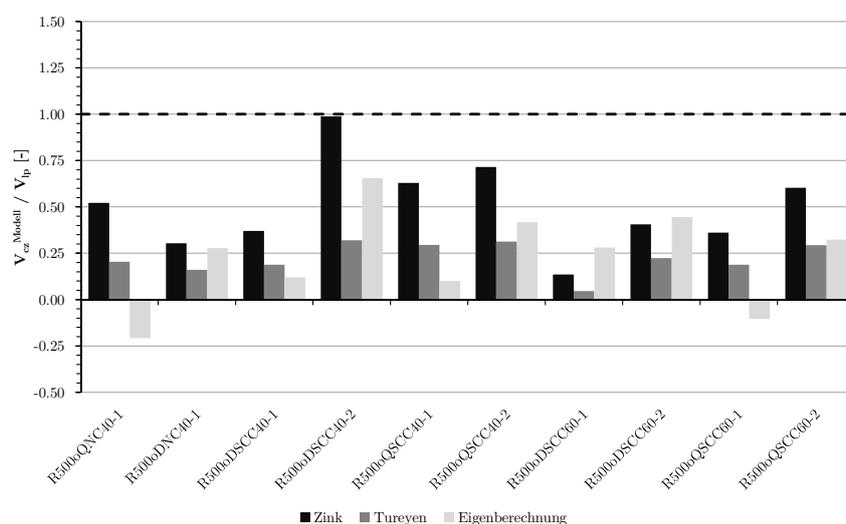


Abb. 5.11: Verhältnis zwischen den berechneten Querkraftanteilen der Betondruckzone V_{cz}^{Modell} zu den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten V_{lp} .

5.3 Zusammenführen der Modelle

Nachdem in den vorhergehenden Abschnitten die verschiedenen Modelle der einzelnen Querkrafttraganteile berechnet, untersucht und interpretiert wurden, werden diese anschließend miteinander kombiniert. Dazu sind jeweils die Ergebnisse verschiedener Ansätze der Rissreibung, der Dübelwirkung und der Schubspannungen in der Betondruckzone und der Rissprozesszone aufsummiert und den experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten V_{Exp} bzw. V_{lp} gegenübergestellt worden. Um die Datenmenge überschaubar zu halten, wurden jedoch nur bestimmte Modelle miteinander verglichen: Aufgrund der deutlichen Überschätzung vieler Versuchskörper wurden die Rissreibungsmodelle von LI ET AL. [33] und GAMBAROVA und KARAKOC [31] (siehe dazu auch Abschnitt 5.2.2) nicht berücksichtigt. Auch das lineare Rissreibungsmodell von WALRAVEN und REINHARDT [26] wurde aufgrund seiner Ähnlichkeit und den allgemein schlechteren

Tab. 5.9: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{lp} mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Rissreibung V_{cz}^{Modell} verschiedener Modelle, inklusive dem Mittelwert, der Standardabweichung und dem Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{cz}^{Modell}}{V_{lp}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	V_{lp} [kN]	V_{cz}^{Zink} [kN]	$\frac{V_{cz}^{Zink}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{cz}^{Tur.}$ [kN]	$\frac{V_{cz}^{Tur.}}{V_{lp}}$ [-]	V_{cz}^{ip} [kN]	$\frac{V_{cz}^{ip}}{V_{lp}}$ [-]
R500oQNC40-1	75.03	39.16	0.52	15.31	0.20	-15.54	-0.21
R500oDNC40-1	77.29	23.49	0.30	12.37	0.16	21.42	0.28
R500oDSCC40-1	80.22	29.75	0.37	15.09	0.19	9.62	0.12
R500oDSCC40-2	70.43	69.61	0.99	22.51	0.32	46.14	0.66
R500oQSCC40-1	69.90	44.00	0.63	20.63	0.30	7.06	0.10
R500oQSCC40-2	81.93	58.60	0.72	25.62	0.31	34.19	0.42
R500oDSCC60-1	74.87	10.12	0.14	3.47	0.05	21.03	0.28
R500oDSCC60-2	55.04	22.34	0.41	12.31	0.22	24.50	0.45
R500oQSCC60-1	68.30	24.67	0.36	12.81	0.19	-7.15	-0.10
R500oQSCC60-2	83.35	50.29	0.60	24.44	0.29	26.93	0.32
Mittelwert			0.50		0.22		0.23
Standardabweichung			0.24		0.09		0.26
Variationskoeffizient			48%		38%		113%

Zwischenergebnissen im Vergleich zum Ansatz des Model Code 2010 [27] vernachlässigt. Da die Rissprozesszone nur einen geringen Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit der Versuchskörper hatte und sich die untersuchten Modelle voneinander nur geringfügig unterscheiden, wurde auch hier nur das Modell vom Model Code 2010 [27] berücksichtigt. Zur Beschreibung der Dübelwirkung wurden zwei Ansätze untersucht: jenes von VINTZĒLEOU und TASSIOS [25] und das Modell nach TAYLOR [18]. Während ersteres ähnlich niedrige Anteile der Dübelwirkung wie der Ansatz von BAUMANN und RÜSCH [22] voraussagt, berücksichtigt letzteres die größten Kraftanteile der untersuchten Dübelwirkungsmodelle. Bei der Betondruckzone wurden alle in Abschnitt 5.2.5 beschriebenen Modelle berücksichtigt, da sich diese drei Ansätze teilweise deutlich voneinander unterscheiden. Die Verhältnisse $\frac{\sum V_{Modelle}}{V_{Exp.}}$ bzw. $\frac{\sum V_{Modelle}}{V_{lp}}$ der Modellkombinationen inklusive deren Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten sind in tabellarischer Form im Anhang C aufgelistet. Da sich der Ergebnisverlauf nur geringfügig ändert, wenn statt dem Dübelwirkungsmodell von VINTZĒLEOU und TASSIOS [25] jenes von TAYLOR [24] verwendet wird, und ersteres allgemein bessere Ergebnisse liefert, sind in Abbildung 5.12 nur die Kombinationen mit dem Modell von VINTZĒLEOU und TASSIOS zu den Zeitpunkten $t_{Exp.}$ und t_{lp} dargestellt. Die verschiedenen untersuchten Modellkombinationen sind in Form von Modellabkürzungen der summierten Querkrafttraganteile in der Reihenfolge *Rissreibung-Dübelwirkung-Rissprozesszone-Betondruckzone* bezeichnet.

Allgemein lässt sich feststellen, dass die Modellkombination MC-Vintz-MC-Zink die untersuchten Versuchskörper am besten abbildet, mit einer im Mittel 104 %-igen Übereinstimmung mit der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ und einer 110 %-igen mit der Bruchlast V_{lp} . Auch die Streuung der Ergebnisse liegt mit 12 % bzw. 27 % niedriger als bei den anderen untersuchten Modellkombinationen. Die größten Abweichungen zur experimentell ermittelten Querkraft der Modellkombination MC-Vintz-MC-Zink herrschen zum Zeitpunkt $t_{Exp.}$ beim

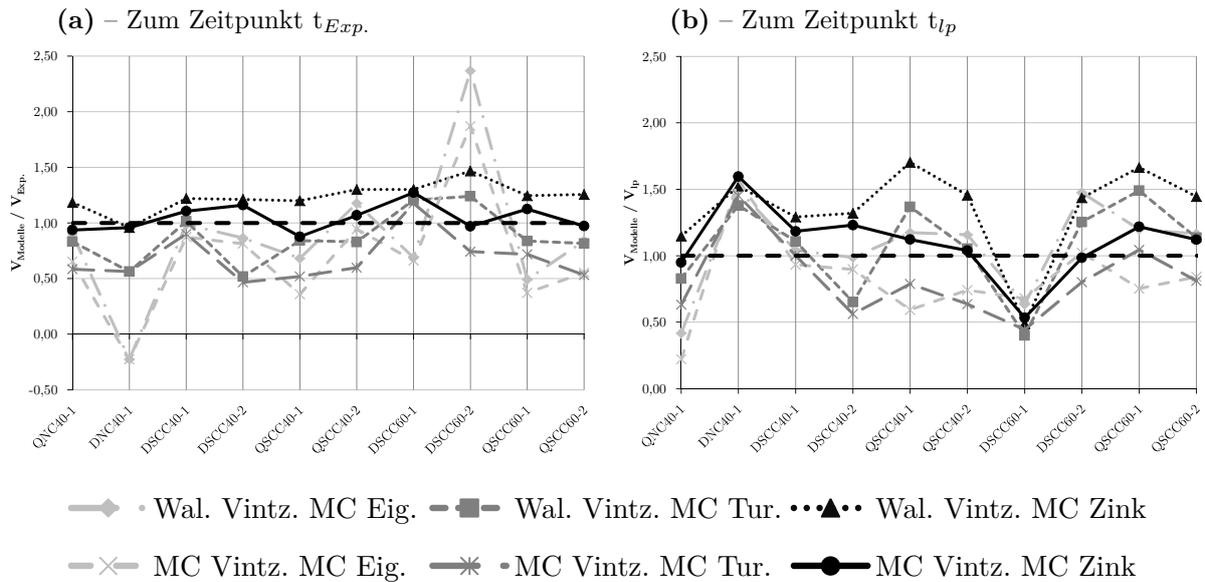


Abb. 5.12: Vergleich von Kombinationen verschiedener Modelle und deren Anteile an der Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} . bzw. V_{lp} bei allen Versuchskörpern

Versuchskörper R500oDSCC60-1 mit 27 % vor, zum Zeitpunkt t_{lp} liegen die größten Abweichungen bei 60 % und 47 % (Versuchskörper R500oDNC40-1 und R500oDSCC60-1). Bei diesen beiden Stahlbetonträgern wird die Querkraft V_{lp} jedoch von allen Modellkombinationen deutlich über- bzw. unterschätzt mit im Mittel 50 % bzw. 47 %. Die größten Standardabweichungen liegen zum Zeitpunkt t_{Exp} . vor, mit einer Streuung von 60 % beim Versuchskörper R500oDSCC60-2 und 54 % bei R500oDNC40-1. Dies liegt zu einem Großteil an der Eigenberechnung der Betondruckzone, welche bei diesen beiden Versuchskörpern sehr stark von den anderen Ergebnissen abweichen (siehe auch Abschnitt 5.2.5).

Der Probekörper R500oDSCC40-1 wird von allen Modellkombinationen am besten beschrieben, mit einer maximalen Überschätzung von 26 % und 34 % der Kombination Wal.-Tay.-MC-Zink zu den Zeitpunkten t_{Exp} . bzw. t_{lp} . Mit Ausnahme des Versuchskörpers R500oDSCC60-1 zum Zeitpunkt t_{lp} und R500oDNC40-1 zum Lastzeitpunkt t_{Exp} . ergibt diese Modellzusammenstellung bei jedem Versuchskörper und zu beiden betrachteten Zeitpunkten deutlich größere berechnete als gemessene Querkräfte.

Zum Zeitpunkt der maximalen Querkraft V_{Exp} . weist die Modellkombination mit der eigenen Berechnung der Betondruckzone (X-X-X-Eig.) die größten Streuungen der Ergebnisse auf. Auch das globale Maximum und Minimum der Verläufe in Abbildung 5.12(a) werden von diesen Kombinationen berechnet, wobei der Versuchskörper R500oDSCC60-2 um max. 143 % und R500oDNC40-1 mit einer Unterschätzung von 119 % nach dieser Modellkombination sogar eine unrealistische negative Querkrafttragfähigkeit aufweisen würde. Die Ergebnisse des Versuchskörpers R550oDSCC60-2 streuen zu diesem Zeitpunkt am meisten mit einer Standardabweichung von 60 %.

Zum Zeitpunkt der Bruchlast V_{lp} sind in Abbildung 5.12(b) die ähnlichen Ergebnisse der Kombinationen bei den Versuchskörpern R500oDNC40-1 bzw. R500oDSCC60-1 erkennbar. So weichen die unterschiedlichen berechneten Querkrafttragfähigkeiten um nur 8 % voneinander ab. Die Ergebnisse des Versuchskörpers R550oQSCC40-1 streuen zu diesem Zeitpunkt am meisten mit einer Standardabweichung von 40 %. Außerdem wird der geringe Unterschied der beiden untersuchten

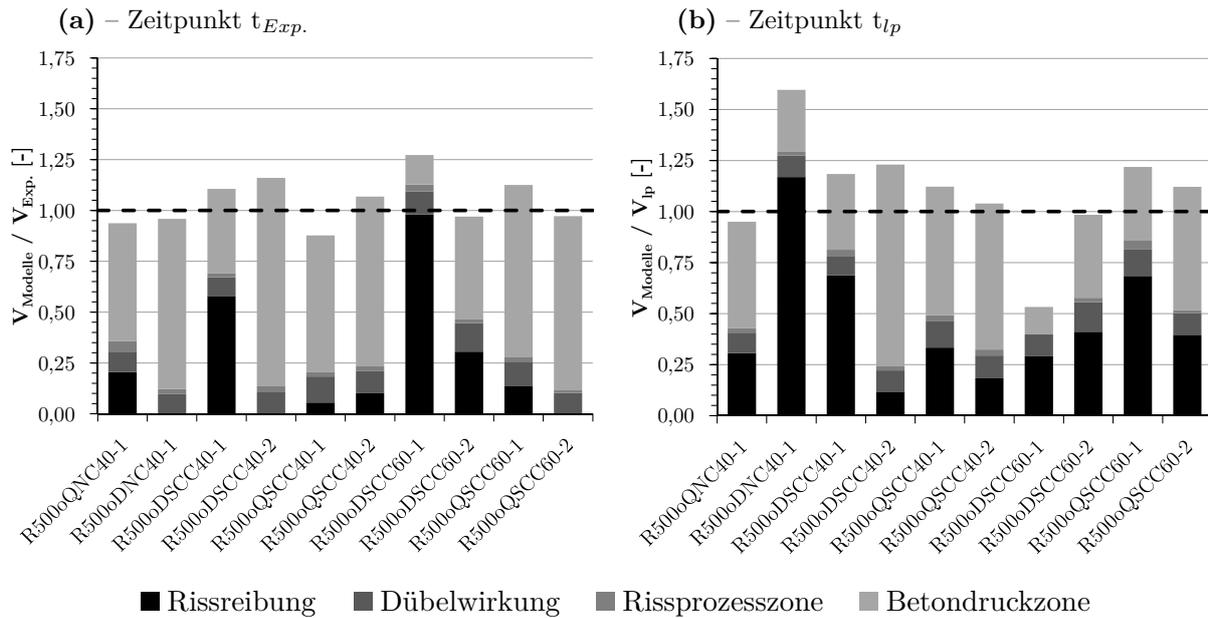


Abb. 5.13: Aufsummierung und Gegenüberstellung der Anteile an der Querkrafttragfähigkeit (a) V_{Exp} bzw. (b) V_{lp} des Rissreibungsmodells vom Model Code 2010 [27], der Dübelwirkung nach VINTZĒLEOU und TASSIOS [25], den Schubspannungen in der Rissprozesszone nach Model Code 2010 [27] und dem Anteil der Betondruckzone nach ZINK [3] für alle Versuchskörper

Dübelwirkungsmodelle ersichtlich: so weisen alle Versuchskörper trotz unterschiedlicher Mittelwerte identische Standardabweichungen auf, wenn das Modell von VINTZĒLEOU und TASSIOS [25] bei der Modellkombination mit jenem von TAYLOR [24] ersetzt wird. Aus diesem Grund sind abschließend in der Abbildung 5.13 nur die aufsummierten Querkrafttraganteile der Modellkombination MC-Vintz-MC-Zink zu den Zeitpunkten t_{Exp} und t_{lp} dargestellt. Diese Modellzusammenstellung lieferte mit Ausnahme der Versuchskörper R500oDNC40-1 und R500oDSCC60-1 die besten Ergebnisse.

Es zeigt sich, dass die Rissreibung und die über die Betondruckzone übertragenen Schubspannungen den Großteil der Lastabtragung ausmachen. Dabei kann auch ein Zusammenhang festgestellt werden: einer großen Rissreibung stehen tendenziell geringe Schubspannungen in der Betondruckzone gegenüber, und umgekehrt. Dies lässt sich mit der Druckzonenhöhe erklären, welche mit länger werdenden Biegeschubbrissen immer mehr abnimmt. Dadurch können aufgrund der abnehmenden Fläche geringere Spannungen über die Betondruckzone übertragen werden, während die Kontaktspannungen der Rissufer mit Länge des Risses zunehmen. Beim Ausfall der Rissreibung wird die Lastabtragung fast vollständig von der Betondruckzone übernommen (R500DNC40-1, R500oDSCC40-2 und R500oQSCC60-2), bei langen Rissen nimmt die Betondruckzone hingegen eine untergeordnete Rolle ein (R500oDSCC60-1). Die Rissprozesszone und Dübelwirkung haben nur geringe Auswirkungen auf die Gesamttragfähigkeit und weisen bei allen Versuchskörpern ähnliche Traganteile auf. Beim Vergleich der Lastabtragung zu den Zeitpunkten V_{Exp} und V_{lp} zeigt sich, dass beim Erreichen der Bruchlast V_{lp} größere Rissreibungen bei gleichzeitig geringeren Betondruckspannungen aktiviert werden als zum Zeitpunkt t_{Exp} .

Kapitel 6

Schlussfolgerung

Trotz jahrelanger und vielfältiger Untersuchungen des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung konnte bis heute kein allgemein anerkanntes mechanisches Modell aufgestellt werden. Dies liegt hauptsächlich an der Komplexität der für die Kraftableitung zuständigen Tragmechanismen. Dank reger Forschungstätigkeit sind sich die Forschenden einig, welche Traganteile grundsätzlich für die Abtragung bei Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung zuständig sind. Diese gliedern sich in die Spreng- bzw. Bogenwirkung, Dübelwirkung, Rissreibung und Schubspannungen in der Rissprozesszone und der Betondruckzone. Jedoch lässt sich die Bedeutung dieser Tragwirkungen an der Gesamttragfähigkeit schwer quantifizieren, da das eigentliche Schubversagen sehr stark von der entstehenden Rissbildung abhängt. Je nach betrachtetem Belastungszeitpunkt und daraus resultierendem Rissverlauf ändert sich auch das Gleichgewicht der inneren Kräfte und somit der Traglastanteil der maßgebenden Tragmechanismen. Auch die Lastkonfiguration, Laststellung und der Maßstabeffekt sind bei einem etwaigen Modell zu berücksichtigen. Aufgrund dieser Menge an Einflussfaktoren haben sich im Laufe der Jahre unterschiedliche Bemessungsmodelle entwickelt, welche sich großteils durch verschiedene Gewichtungen der Traglastanteile unterscheiden. Viele dieser Ansätze beruhen auf rein empirisch hergeleiteten Modellen mit nur teilweise mechanisch begründetem Hintergrund und werden auch nicht zuletzt deshalb von der Forschergemeinschaft kritisch betrachtet.

Um einem allgemein anerkannten Rechenmodell einen Schritt näher zu kommen, wurden am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien unter Anleitung von HUBER Versuche zur Bestimmung des Rissreibungsverhaltens und der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung durchgeführt. Dabei wurden im November 2015 in einem ersten Anlauf 15 „Push-Off“-Körper untersucht, welche in [2] von HACKL beschrieben und analysiert wurden. Diese Versuchsreihe wurde anschließend im Zuge dieser Arbeit im November 2016 um weitere sechs „Push-Off“-Versuche erweitert. Dabei wurden bei allen Versuchskörpern folgende Parameter variiert: die Zuschlagsart (rundkörnige quarzitisches Flusssedimente oder kantkörniger gebrochener Dolomit), die Betondruckfestigkeit (40 N/mm^2 bzw. 60 N/mm^2), die Betongüte (Normalbeton NC oder selbstverdichtender Beton SCC) und die Steifigkeit der Zwangsvorrichtung. Mithilfe des photogrammetrischen Messsystems Aramis 4M wurden während der Versuchsdurchführung die Rissgleitung und Rissöffnung sowie die Schub- und Normalspannungen in der Rissfuge gemessen. Die Verläufe dieser beiden Kontaktspannungen sind anschließend mit vier Rissreibungsmodellen verglichen worden. Die zur Nachrechnung verwendeten Modelle waren das lineare Rissreibungsmodell aus dem fib Model Code 2010 [27], das modifizierte „Rough-Crack“-Modell nach GAMBAROVA und KARAKOC [31], das vereinfachte „Contact-Density“-Modell nach LI ET AL. [33] und das Zwei-Phasen-Modell von WALRAVEN und REINHARDT. Dadurch konnten folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Bei allen Versuchskörpern stellte sich einen konkaver Verlauf der Rissöffnung w im Bezug auf die Rissgleitung s ein. So scheint die Rissöffnung nach einem anfänglichen starken Anstieg auf einen konstanten Wert zuzusteuern, während die Rissgleitung anfangs gering bleibt und erst im späteren Verlauf stetig zu steigen beginnt.
- Die Normalspannung steigt annähernd linear mit steigender Rissöffnung, während der Normalspannungszuwachs mit größer werdender Gleitung stetig abnimmt und gegen Null konvergiert. Auch die Schubspannung scheint ab einer Rissöffnung- bzw. -gleitung von 0,5 mm nur mehr geringfügig größer zu werden.
- Die Steifigkeitsvariation der externen Zwangsvorrichtung durch Tellerfedern spiegelte sich deutlich in den gemessenen Spannungsverläufen und der Risskinematik wider. Je höher die Steifigkeit der Gewindestangen der externen Zwangsvorrichtung, desto größer waren auch die über die Rissfläche übertragenen Schub- und Normalspannungen.
- Die Versuchskörper mit rundkörnigem quarzitischem Sand weisen eine geringere Rissöffnung bei gleicher Rissgleitung als jene mit kantkörnigem Zuschlag aus gebrochenen Dolomit auf. Dieser Umstand spiegelt sich auch in allgemein höheren Schub- und Normalspannungen der „Push-Off“- Körper mit kantkörnigen Zuschlagsstoffen wider.
- Die übertragbaren Spannungen des Normalbetons lagen bis zu einer Rissgleitung von 1,0 mm deutlich über jenen des SCC-Betons. Außerdem konnten bei Betonen geringerer Festigkeiten höhere Anfangssteifigkeiten gemessen werden, welche sich durch größere Schubspannungen im Bereich von Rissgleitungen bis 0,5 mm ausdrückten. Erst im späteren Spannungsverlauf wurden diese Kontaktspannungen von den selbstverdichtenden Betonen höherer Festigkeit übertroffen. Dies könnte ein Indiz dafür sein, dass sich die Rissufer durch die höhere Rauheit der Betone geringer Festigkeit besser ineinander verhaken, bei weiterer Belastung und damit einhergehender steigender Rissgleitung diese jedoch schneller abgeschert und damit geglättet werden.
- Das „Contact-Density“-Modell von LI ET AL. [33] und das modifizierte „Rough-Crack“-Modell von GAMBAROVA und KARAKOC [31] sagten die große Anfangssteifigkeit der Versuchskörper von allen untersuchten Ansätzen am Besten voraus, überschätzten die Spannungen bei weiterer Rissöffnung- bzw. Gleitung jedoch deutlich. Das Zwei-Phasen-Modell von WALRAVEN und REINHARDT wiederum unterschätzte die übertragbaren Spannungen und die Anfangssteifigkeit am deutlichsten und wies bei geringen Rissgleitungen Unstetigkeitsstellen auf. Das lineare Rissreibungsmodell vom fib Model Code 2010 [27] nähert sich den gemessenen Spannungsverläufen am besten an, unterschätzt jedoch ebenfalls die übertragbaren Spannungen vor allem bei geringen Rissgleitungen.

Auch die von HACKL in [2] beschriebenen und ausgewerteten Querkraftversuche an sieben Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung wurden im Zuge dieser Arbeit um weitere drei Stahlbetonbalken erweitert. Alle Versuchskörper waren nur halbseitig schubbewehrt und wiesen eine Schubschlankeit (a/d) von ca. 3,0 auf. Dadurch sollte in Kombination mit einer ausreichenden Biegezugbewehrung ein Schubversagen im bügelfreien Versuchsfeld herbeigeführt werden. Bei allen Querkraftversuchen kamen die bereits bei den „Push-Off“-Versuchen verwendeten Betonsorten zum Einsatz. Die Kinematik des entstehenden kritischen Biegeschubrisses wurde während der Versuchsdurchführung mit dem gleichen photogrammetrischen Messsystem aufgenommen, welches bereits bei den „Push-Off“-Versuchen verwendet wurde. Die mittels Kraftmessdose gemessenen Tragfähigkeiten wurden anschließend mit rechnerischen Querkrafttragwiderständen gängiger Normenwerke und Modelle nachgerechnet. Dabei wurden der Eurocode 2 inklusive dem nationalen

Anwendungsdokument für Österreich [47, 58], der fib Model Code 2010 [27], die schweizer Norm SIA CODE 262:2013 [46], das vereinfachte Bemessungsverfahren der amerikanischen Hochbaunorm ACI COMMITTEE 318:2011 [48] und die Modelle von ZINK [3] und TUREYEN und FROSC [18] einander gegenübergestellt. Abschließend wurden verschiedene Ansätze der Rissreibung, der Dübelwirkung und der Schubspannungen in der Rissprozesszone bzw. der Betondruckzone miteinander verglichen. Daraus konnte eine Modellkombination gefunden werden, welche die gemessenen Querkrafttragfähigkeiten am Besten voraussagt. Folgende Erkenntnisse konnten daraus gefunden werden:

- auch die drei zusätzlich hinzugefügten Querkraftversuche wiesen wie die bereits von HACKL [2] untersuchten Stahlbetonbalken ein schwach ausgeprägtes Nachbruchverhalten auf. So war nach Erreichen der maximalen Querkrafttragfähigkeit nur eine geringe zusätzliche Durchbiegung in Feldmitte möglich, ehe der Bauteil vollständig versagte. Einzig beim Versuchskörper R500oDSCC60-1 konnten zusätzliche große Verformungen bis zum Bauteilversagen aktiviert werden.
- Grundsätzlich konnten zwei verschiedene Versagensmechanismen beobachtet werden: Meistens trat ein klassisches Biegeschubversagen auf, bei welchem sich der kritische Biegeschubriss aus einem Biegeriss entwickelte. Dessen Risspitze wanderte mit zunehmender Belastung schräg in Richtung des Lasteinleitungspunktes, bis der Stahlbetonträger durch Einschnüren der Betondruckzone plötzlich versagte. Bei einigen Versuchskörpern entwickelte sich der kritische Biegeschubriss jedoch erst kurz vor Versagen des Bauteils aus mehreren zuvor voneinander unabhängigen Rissen, ohne das ein vorhergehendes Abbiegen eines Biegerisses beobachtet werden konnte.
- Grundsätzlich konnten die gemessenen Querkraftwiderstände von den untersuchten Normen und Modellen relativ gut vorhergesagt werden. Einzig das Modell nach TUREYEN und FROSC unterschätzte die Querkrafttragfähigkeiten teilweise deutlich. Jedoch sagten abgesehen von TUREYEN und FROSC und des fib Model Code alle Ansätze etwas höhere Querkrafttragwiderstände voraus als tatsächlich gemessen wurden. Allgemein am Besten wurden die Tragfähigkeiten vom Modell von ZINK vorhergesagt. Des weiteren sei hervorzuheben, dass der Versuchskörper R500oDSCC60-2 von allen Modellen deutlich überschätzt wird.
- Da die gemessenen Tragfähigkeiten allgemein sehr stark streuten, konnte kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Zuschlagsart, der Betondruckfestigkeit und der Rauheit der Rissufer an dem Anteil der Rissreibung gefunden werden. Jedoch deutete die Berechnung der Rissspannungen an den Versuchskörpern mit rundkörnigem, quarzitischem Sand mit drei der vorgestellten Modellen an, dass die Rissreibung mit steigender Betondruckfestigkeit bzw. geringerer Rauheit abnimmt. Dieser Trend konnte weder von den Modellen von LI ET AL. [33] und GAMBAROVA und KARAKOC [31] bzw. bei den Versuchskörpern mit kantkörnigem, gebrochenem Dolomit beobachtet werden.
- Die in dieser Arbeit vorgestellten und berechneten Modelle zur Beschreibung der Dübelwirkung sagen sehr ähnliche Traganteile voraus. Dieser liegt im Bereich von 11-15 % der Gesamttragfähigkeit.
- Auch die Schubspannungen in der Rissprozesszone werden von allen untersuchten Modellen in einer ähnlichen Größenordnung berechnet und liegen im Bereich von 3 % der Gesamttragfähigkeit.

- Beim Vergleich der berechneten Schubspannungen in der Betondruckzone errechnete der Ansatz von ZINK durchgehend höhere Anteile an der Gesamttragfähigkeit als TUREYEN und FROSC. Die Abschätzung der Betondruckspannungen durch die gemessenen Dehnungsrichtungen an der Bauteiloberfläche lieferten hingegen keine plausiblen Ergebnisse. Jedoch wurden diese Dehnungen mit geringen Genauigkeiten der Flächenkomponenten berechnet und die Software damit noch nicht vollständig ausgereizt.
- Durch Kombination des linearen Rissreibungsmodells vom Model Code 2010 [27] zur Beschreibung der Rissreibung, des Dübelwirkungsmodells von VINTZĒLEOU und TASSIOS, den Schubspannungen in der Rissprozesszone nach dem Model Code 2010 und den Betondruckspannungen nach ZINK konnte die beste Annäherung der berechneten Gesamttragfähigkeit an die experimentell ermittelte Querkrafttragfähigkeit erreicht werden. Dadurch konnte ein Zusammenhang zwischen der Rissreibung und der Betondruckzone festgestellt werden: so übernahm bei fehlender Rissreibung die Druckzone den Hauptanteil an der Lastabtragung, während großen Rissreibungen wiederum geringe Betondruckspannungen gegenüberstanden. Des weiteren nahmen die Rissspannungen zum Zeitpunkt des Erreichens der Gesamttragfähigkeit $t_{Exp.}$ bis zum Lastzeitpunkt des endgültigen Versagens stetig zu, während die Betondruckspannungen im gleichen Zeitraum abnahmen. Abschließend zeigte sich ebenfalls, dass diese beiden Tragmechanismen den Hauptanteil an der gesamten Lastabtragung leisten.

Grundsätzlich zeigte sich, dass sich das photogrammetrische Messsystem ARAMIS 4M, wie auch zuvor von CAVAGNIS [21], HACKL [2] u.a. festgestellt, sehr gut zur Aufzeichnung der „Push-Off“- und Querkraftversuche eignete. Durch die bildhafte Aufnahme des gesamten Versuchsablaufs in geringen zeitlichen Intervallen konnten durch die Software GOM Correlate 2016 anschließend einzelne Zeitintervalle gesondert untersucht werden, wodurch es möglich wurde, detaillierte Nachrechnungen durchzuführen. Wie bereits in [59] festgestellt, gibt es eine große Abhängigkeit von Rissbild und Rissfortschritt, welche durch das Messsystem ausreichend genau erfasst werden kann. Während geringe Rissneigungen zu verhältnismäßig großen Rissöffnungen führen, können bei steilen Rissufer und damit einhergehenden ausgeprägten Rissgleitungen größere Schubspannungen durch Rissreibung übertragen werden. Letztlich stellte sich ebenfalls heraus, dass das lineare Rissreibungsmodell des Model Code 2010 die Rissreibung der „Push-Off“- sowie der Querkraftversuche am Besten voraussagte und in Kombination mit dem Betondruckzonenmodell von ZINK [3] die ermittelten Querkrafttragfähigkeiten der untersuchten Querkraftversuche ohne Querkraftbewehrung ausreichend genau voraussagte, auch wenn durch die großen Streuungen der Ergebnisse weitere Experimente nötig sein werden, um diese Erkenntnisse zu verifizieren.

Literaturverzeichnis

- [1] T. HUBER. *Versuche zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonträgern mit und ohne Schubbewehrung*. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, Juni 2014.
- [2] S. HACKL. *Zum Einfluss der Rissreibung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen*. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, Feb. 2017.
- [3] M. ZINK. *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*. Forschung für die Praxis. Vieweg & Teubner Verlag, Jän. 2000.
- [4] O. FISCHER, A. MÜLLER, T. LECHNER, M. WILD und K. KESSNER. *Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland*. Beton- und Stahlbetonbau 109, 2 Feb. 2014, S. 107–127.
- [5] G. SCHLAICH und K. SCHÄFER. *Konstruieren im Stahlbetonbau*. Beton-Kalender Teil II. Ernst & Sohn Verlag, 2001, S. 327–486.
- [6] W. GEHLER, H. AMOS und E. FRIEDRICH. *Versuche an Stahlbetonbalken zur Bestimmung der Bewehrungsgrenze*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Bd. 100. 2. Aufl. Ernst & Sohn Verlag, 1949.
- [7] E. MÖRSCH. *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung*. K. Wittwer Verlag, 1912.
- [8] S. ALLERBAUER. *Auswertung von Datenbanken zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von schlanken Stahlbetonbauteilen*. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, März 2014.
- [9] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. *Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements*. fib Bulletin No. 57. International Federation for Structural Concrete, Okt. 2010.
- [10] F. CAVAGNIS, M. F. RUIZ und A. MUTTONI. *Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results*. Engineering Structures 103, Nov. 2015, S. 157–173.
- [11] Y. YANG. *Shear Behaviour of Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement*. Dissertation. Technische Universität Delft, Apr. 2014.
- [12] N. V. TUE, R. EHMANN und N. D. TUNG. *Schubversuche an Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V-Kombinationen*. Beton- und Stahlbetonbau 110, 7 Juli 2015, S. 446–457.
- [13] P. HUBER. *Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken*. Dissertation. Technische Universität Wien, Jän. 2016.
- [14] H. SCHOLZ und M. SPECHT. *Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C12 bis C115*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Bd. 453. Beuth Verlag, Sep. 1995.
- [15] D. MITCHELL und M. COLLINS. *Prestressed Concrete Structures*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.Y., 1991.
- [16] G. KANI. *The Riddle of Shear Failure and its Solution*. ACI Journal Proceedings 61, 4 Apr. 1964, S. 441–468.

- [17] K. H. REINECK. *Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen*. Dissertation. Universität Stuttgart, 1990.
- [18] A. K. TUREYEN und R. J. FROSC. *Concrete Shear Strength: Another Perspective*. ACI Structural Journal 100, 5 Sep. 2003, S. 609–615.
- [19] M. F. RUIZ und A. MUTTONI. *Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width*. ACI Structural Journal 105, 2 März 2008, S. 163–172.
- [20] M. P. COLLINS und F. J. VECCHIO. *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*. ACI Journal Proceedings 83, März 1986, S. 219–231.
- [21] F. CAVAGNIS. *Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models*. Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne, ETHL, Dez. 2017.
- [22] T. BAUMANN und H. RÜSCH. *Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung: Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Bd. 210. Ernst & Sohn Verlag, 1970.
- [23] W. J. KREFELD und C. W. THURSTON. *Contribution of Longitudinal Steel to Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams*. ACI Journal 63, 3 März 1966, S. 325–344.
- [24] H. TAYLOR. *The Fundamental Behavior of Reinforced Concrete Beams in Bending and Shear*. ACI Special Publication 42, Jän. 1974, S. 43–78.
- [25] E. N. VINTZĒLEOU und T. P. TASSIOS. *Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions*. Magazine of Concrete Research 38, 134 März 1986, S. 13–22.
- [26] J. C. WALRAVEN und H. W. REINHARDT. *Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading*. Heron, Vol. 26(1A), 1981,
- [27] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. *fib model code for concrete structures 2010*. Ernst & Sohn Verlag, Okt. 2013.
- [28] J. WALRAVEN und J. STROBAND. *Shear Friction in High-Strength Concrete*. ACI Special Publication 149, Okt. 1994, S. 311–330.
- [29] Z. P. BAZANT und P. GAMBAROVA. *Rough Cracks in Reinforced Concrete*. ASCE Journal of the Structural Division 106, 4 Apr. 1980, S. 819–842.
- [30] T. PAULAY und P. LOEBER. *Shear Transfer by Aggregate Interlock*. ACI Special Publication 42, Jän. 1974, S. 1–16.
- [31] P. GAMBAROVA und C. KARAKOC. *A new approach to the analysis of the confinement role in regularly cracked concrete elements*. In Transactions of the 7. International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology Band H, Aug. 1983, S. 251–261.
- [32] F. DASCHNER und H. KUPFER. *Versuche zur Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton*. Bauingenieur 57, 2 1982, S. 57–60.
- [33] B. LI, K. MAEKAWA und H. OKAMURA. *Contact density model for stress transfer across cracks in concrete*. Journal of the Faculty of Engineering 40, University of Tokyo, Feb. 1989, S. 9–52.
- [34] G. REMMEL. *Zum Tragverhalten hochfester Betone und seinem Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von schlanken Bauteilen ohne Schubbewehrung*. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt, 1993.

- [35] S. LATTE. *Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung*. Dissertation. Technische Universität Hamburg-Harburg, 2010.
- [36] D. S. DUGDALE. *Yielding of steel sheets containing slits*. Journal of Mechanics and Physics of Solids 8, 2 Mai 1960, S. 100–104.
- [37] G. I. BARENBLATT. *The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture*. Advances in Applied Mechanics 7, 1962, S. 55–129.
- [38] A. HILLERBORG, M. MODÉER und P.-E. PETERSSON. *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*. Cement and Concrete Research 6, 6 1976, S. 773–781.
- [39] H. W. REINHARDT. *Fracture Mechanics of an Elastic Softening Material like Concrete*. Heron, Vol. 29(2), 1984,
- [40] D. HORDIJK. *Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses*. Heron, Vol. 37(1), Jän. 1992, S. 1–79.
- [41] C. ALBRECHT. *Bemessung von Stahlbetondecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern und ein Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit*. Dissertation. Technische Universität Kaiserslautern, März 2014.
- [42] E. SHERWOOD. *One-way Shear Behaviour of Large, Lightly-reinforced Concrete Beams and Slabs*. Dissertation. University of Toronto, 2008.
- [43] G. KANI. *Basic facts concerning shear failure*. ACI Journal Proceedings 63, 6 Juni 1966, S. 675–692.
- [44] K. ZILCH und G. ZEHETMAIER. *Bemessung im konstruktiven Betonbau – nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2. Aufl. Springer Verlag, 2010.
- [45] A. MUTTONI. *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*. Birkhäuser Verlag, 1990.
- [46] SIA CODE 262:2013. *concrete structures*. Swiss Society of Engineers und Architects, 2013.
- [47] ÖNORM EN 1992-1-1. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Österreichisches Normungsinstitut, Dez. 2011.
- [48] ACI COMMITTEE 318:2011. *Building code requirements for structural concrete and commentary*. American Concrete Institute, 2011.
- [49] Z. BAŽANT und E. BECQ-GIRAUDON. *Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard*. Cement and Concrete Research 32, 4 Apr. 2002, S. 529–556.
- [50] A. MARÍ, A. CLADERA, J. BAI RÁN, E. OLLER und C. RIBAS. *Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams subjected to point or distributed loads*. Frontiers of Structural and Civil Engineering 8, 4 Dez. 2014, S. 337–353.
- [51] H. KUPFER. *Erweiterung der Mörsch’schen Fachwerkanalogie mithilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit*. CEB - Bulletin 40, Jän. 1964,
- [52] M. BERNSTEINER. *Beurteilung der Rauheit von Betonrissen*. Projektarbeit. Technische Universität Wien, Nov. 2017.

- [53] U. SCHNEIDER, H. BRUCKNER und J. KIRNBAUER. *Frischbeton*. 19. Auflage, Wiener Baustofflehre Blätter - Schriftenreihe des Instituts für Hochbau und Technologie. Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnologie und Brandsicherheit, Technische Universität Wien, 2010.
- [54] ÖNORM EN 206. *Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. Österreichisches Normungsinstitut, Mai 2017.
- [55] ONR 23303. *Prüfverfahren Beton (PVB) – nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe*. Österreichisches Normungsinstitut, Sep. 2010.
- [56] EN ISO 25178-2. *Geometrische Produktspezifikation (GPS) – Oberflächenbeschaffenheit: Flächenhaft. Teil 2: Begriffe und Oberflächen-Kenngrößen*. Österreichisches Normungsinstitut, Sep. 2012.
- [57] EN ISO 4287. *Geometrische Produktspezifikationen (GPS) – Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren – Benennungen, Definitionen und Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit*. Österreichisches Normungsinstitut, Feb. 2012.
- [58] ÖNORM B 1992-1-1. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut, Dez. 2011.
- [59] P. HUBER, T. HUBER und J. KOLLEGGER. *Investigation of the shear behaviour of RC beams on the basis of measured crack kinematics*. Engineering Structures 113, Apr. 2016, S. 41–58.
- [60] J. WEILHARTNER. *Experimentelle Untersuchungen zur Schubtragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonträgern*. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, Sep. 2015.
- [61] Y. M. MIGUEL FERNANDEZ RUIZ und A. MUTTONI. *Post-Punching Behavior of Flat Slabs*. ACI Structural Journal 110, 5 Sep. 2013, S. 801–812.

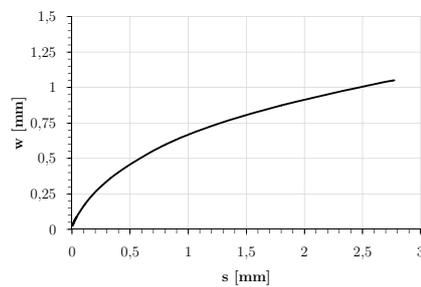
Anhang A

„Push-Off“-Versuche

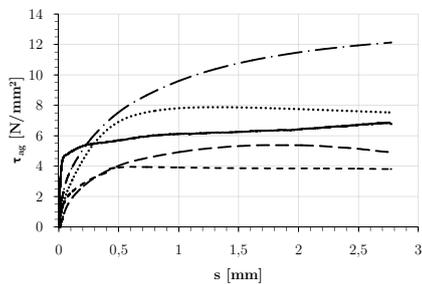
A.1 Vergleich der Kontaktspannungen mit verschiedenen Rissreibungsmodellen

A.1.1 PoDNC40C

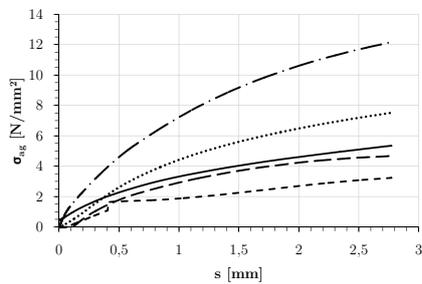
(a) – $w - s$ - Verlauf



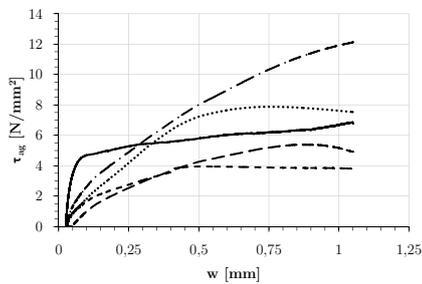
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



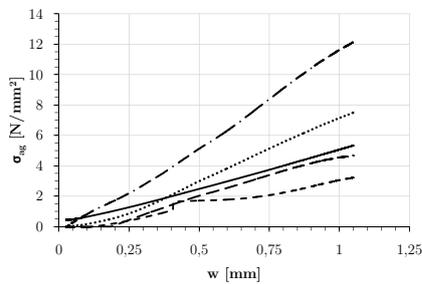
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

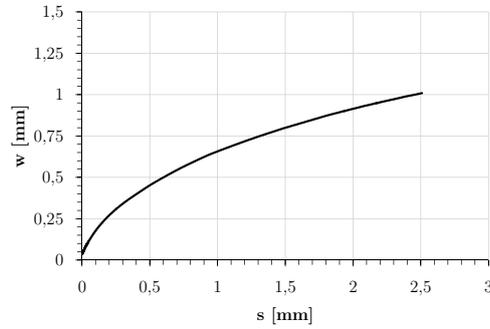


— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - · Li et al.

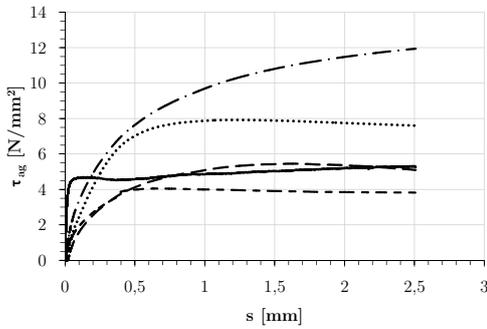
Abb. A.1: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.2 PoDNC40E

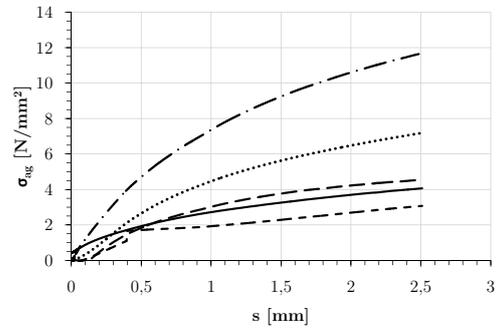
(a) – $w - s$ - Verlauf



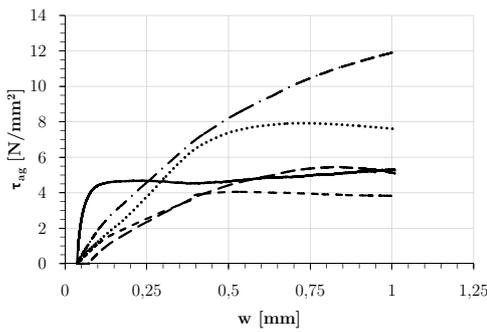
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



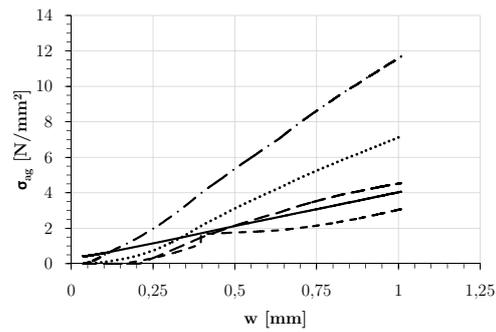
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

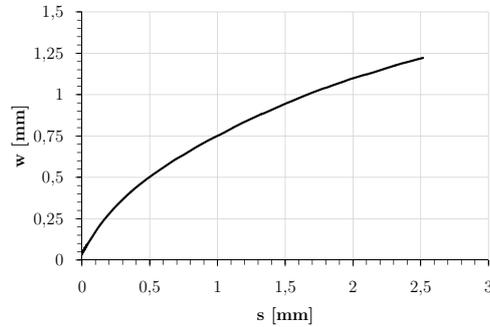


— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - · - Walraven - · - Li et al.

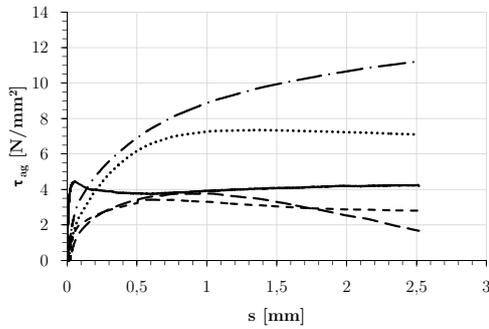
Abb. A.2: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.3 PoDNC40D

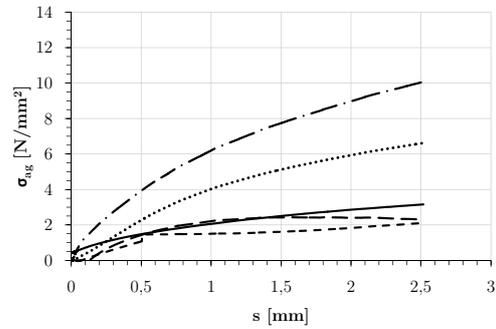
(a) – $w - s$ - Verlauf



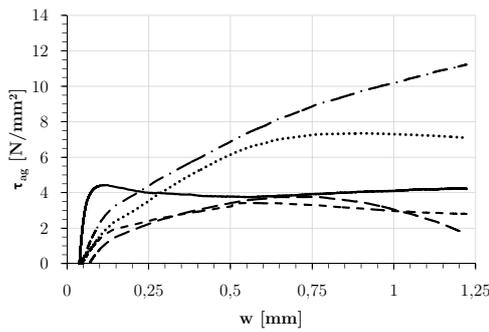
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



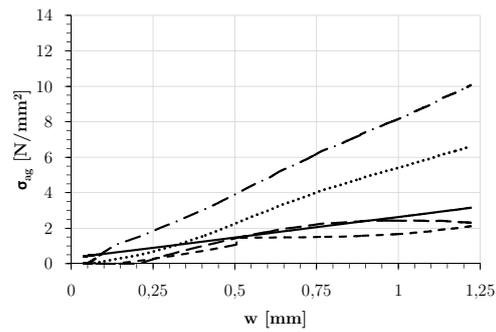
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



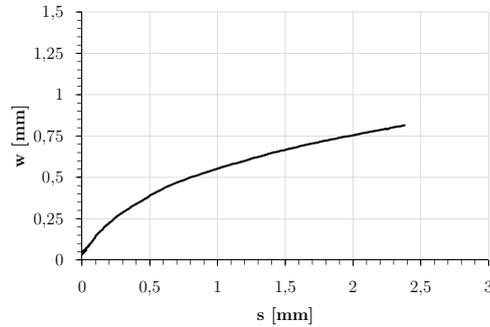
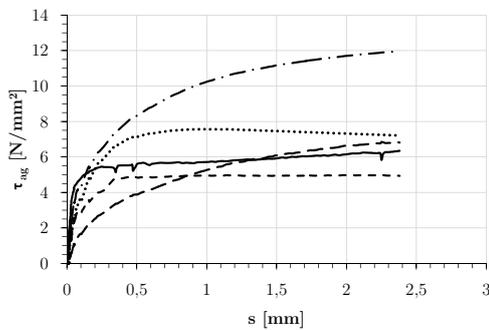
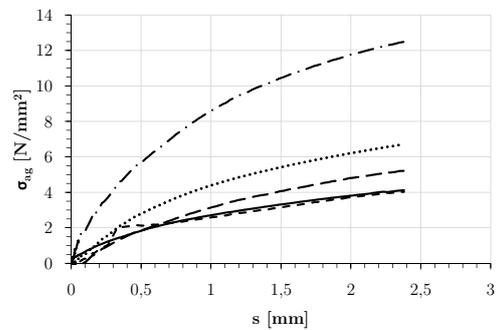
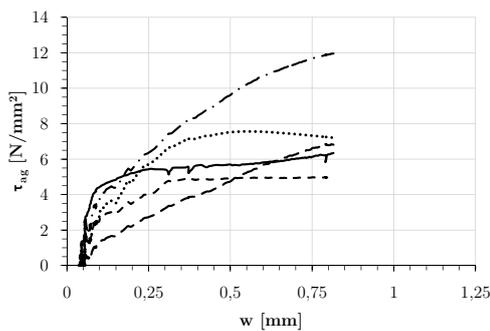
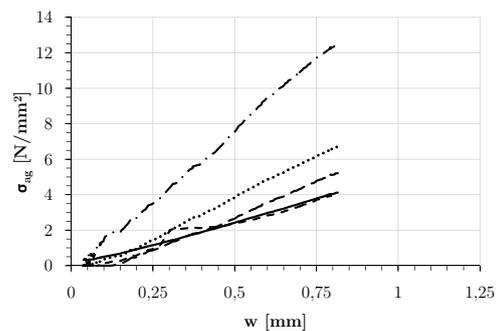
(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf



— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

Abb. A.3: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.4 PoDSCC40A

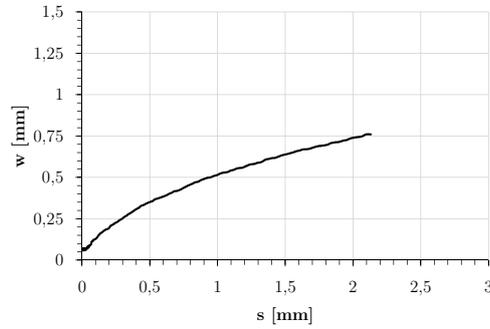
(a) – $w - s$ - Verlauf(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - · - - Walraven - · - · - Li et al.

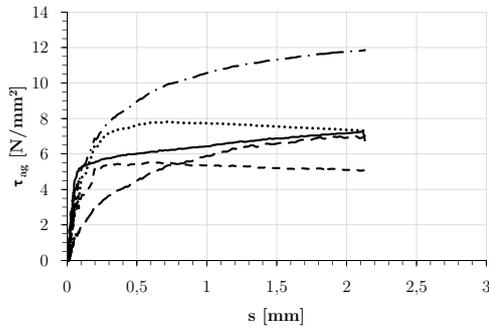
Abb. A.4: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.5 PoDSCC40B

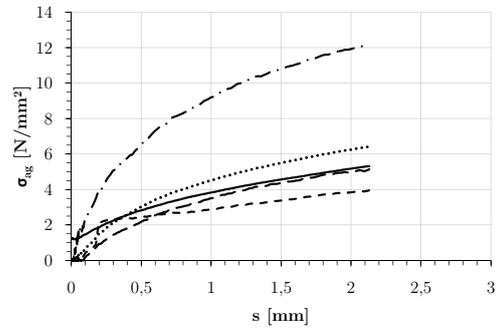
(a) – $w - s$ - Verlauf



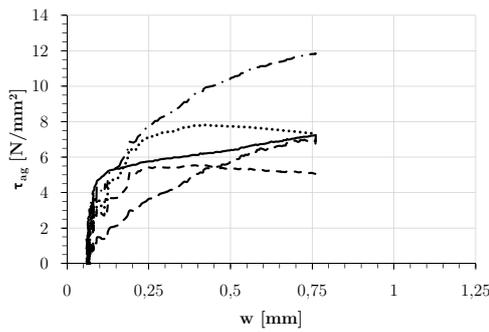
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



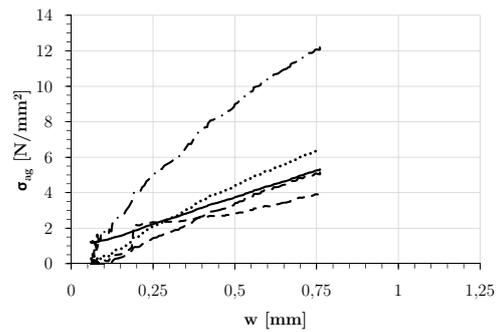
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

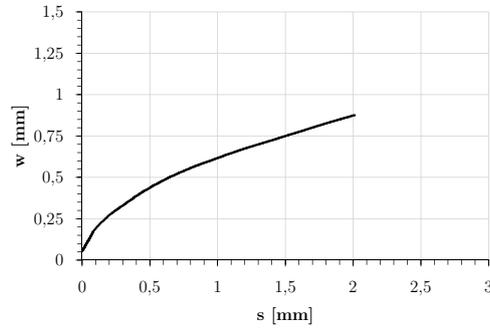


— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

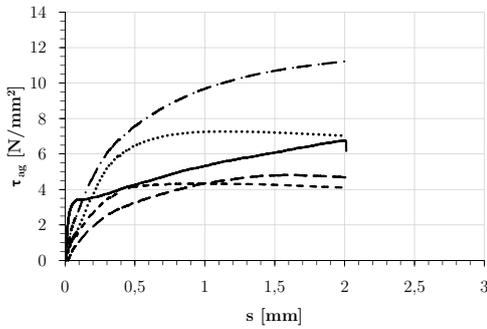
Abb. A.5: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.6 PoDSCC40C

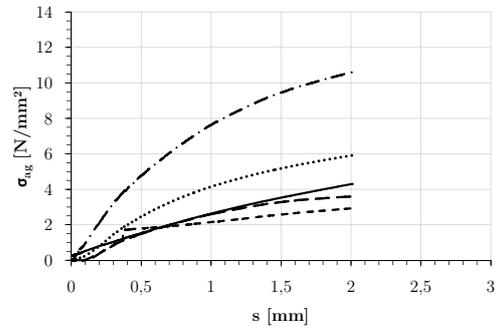
(a) – $w - s$ - Verlauf



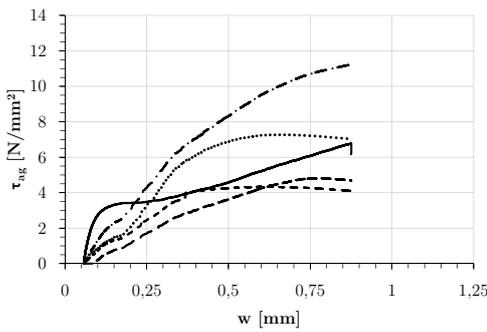
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



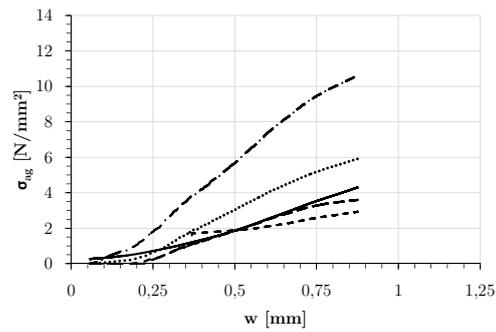
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

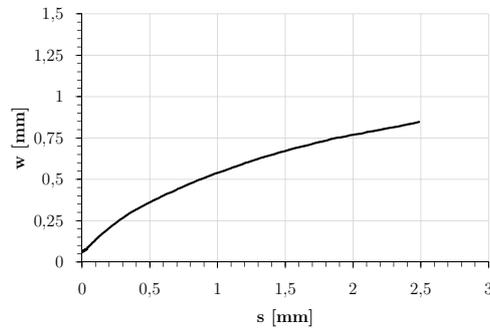


— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - · - - Walraven - · - · - Li et al.

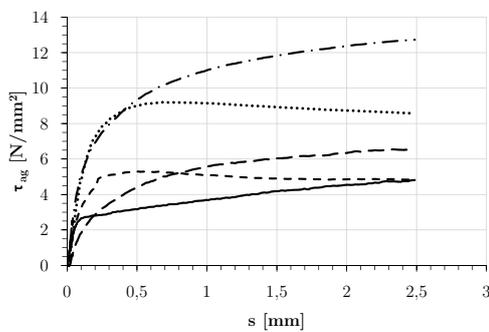
Abb. A.6: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.7 PoDSCC60A

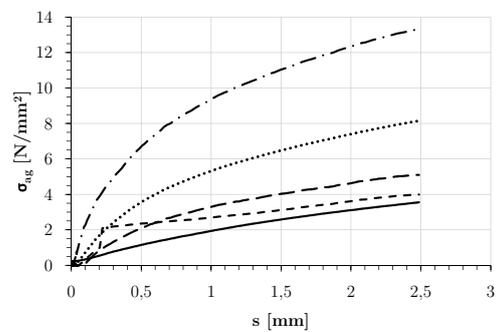
(a) – $w - s$ - Verlauf



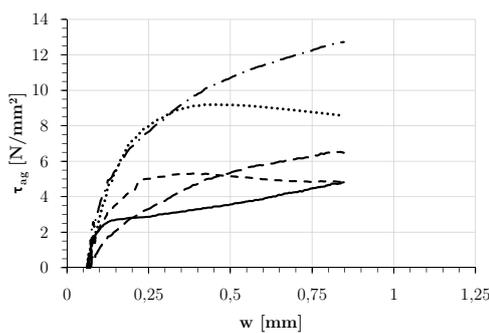
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



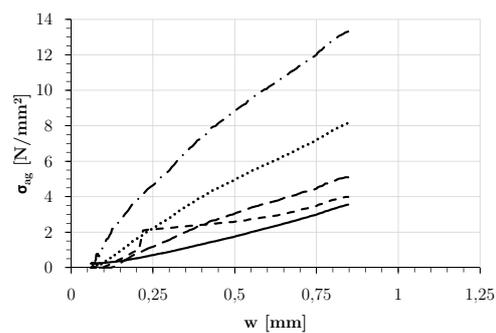
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



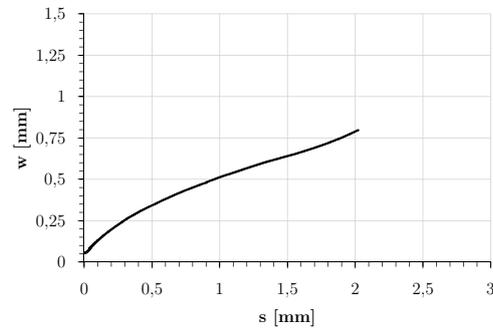
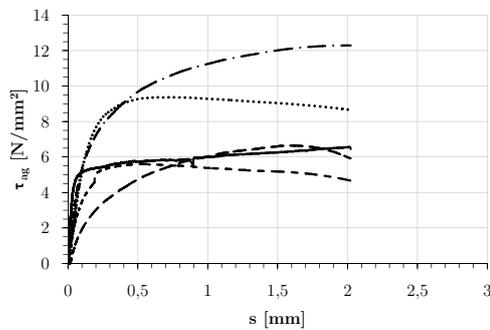
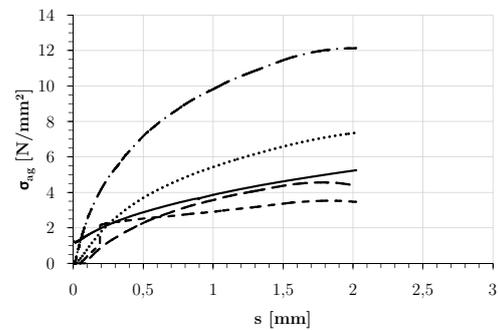
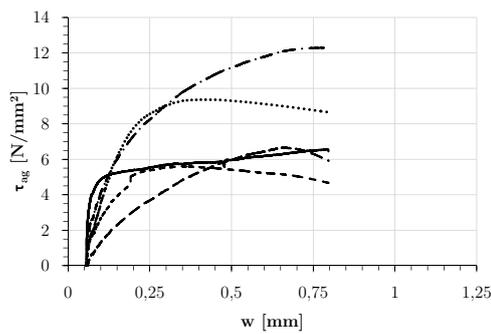
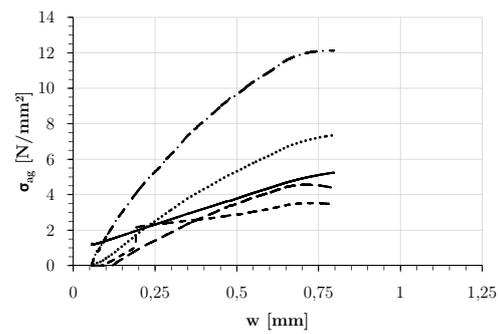
(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf



— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

Abb. A.7: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.8 PoDSCC60B

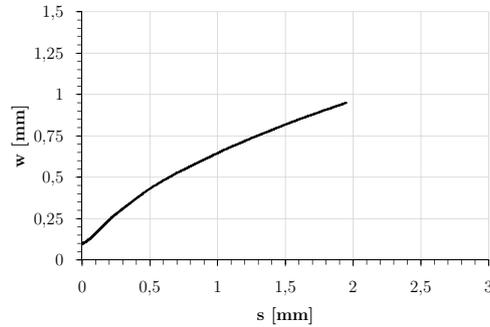
(a) – $w - s$ - Verlauf(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

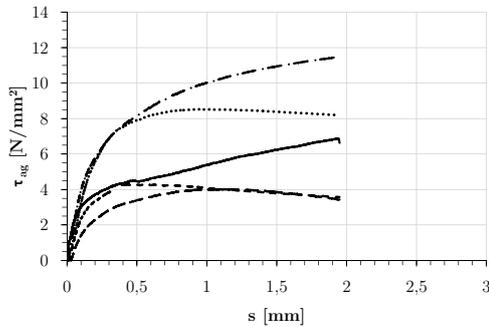
Abb. A.8: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.9 PoDSCC60C

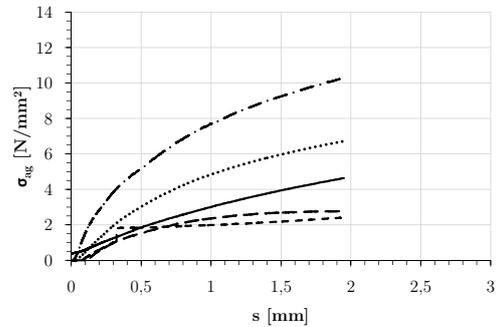
(a) – $w - s$ - Verlauf



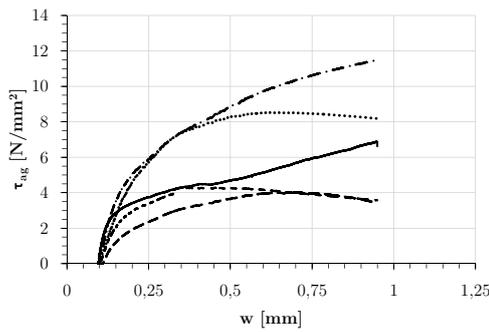
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



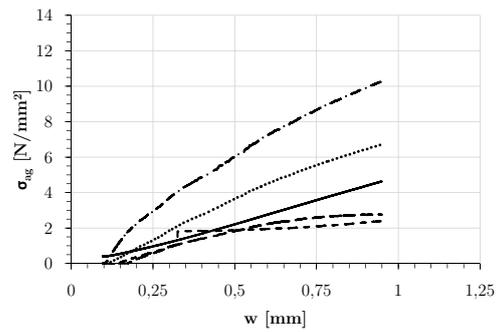
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

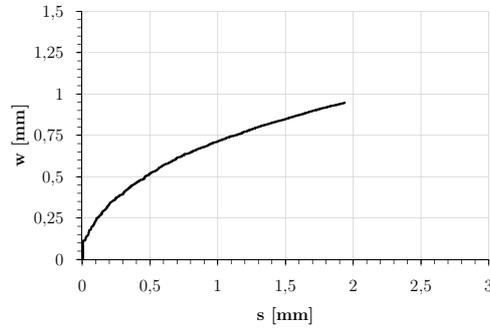


— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

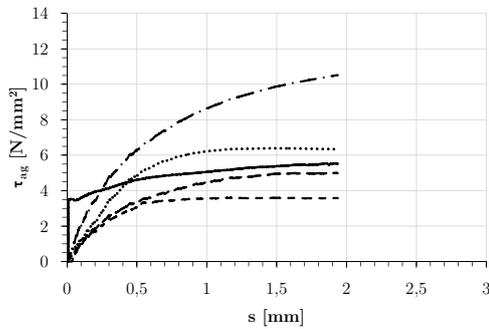
Abb. A.9: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.10 PoQNC40A

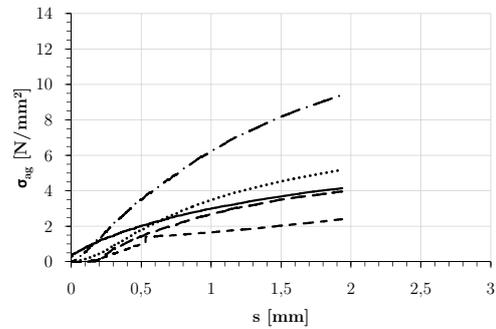
(a) – $w - s$ - Verlauf



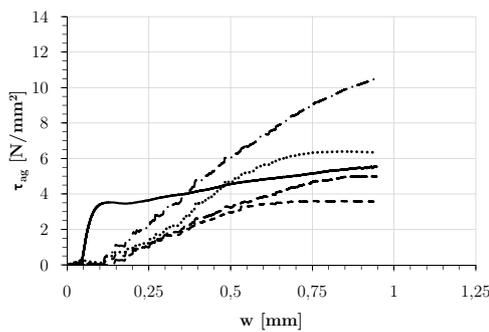
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



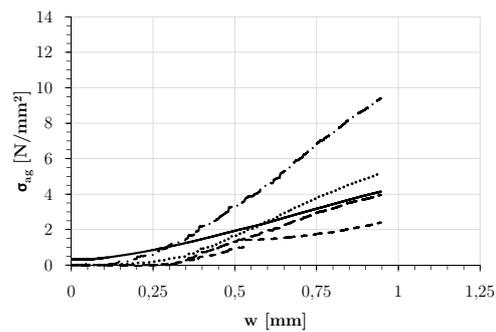
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

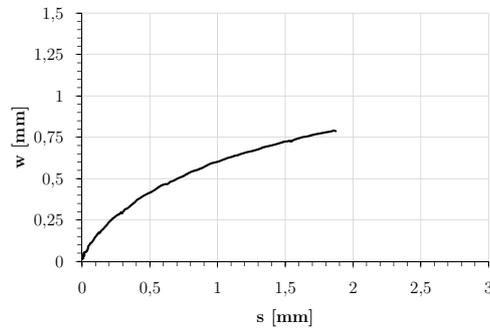


— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

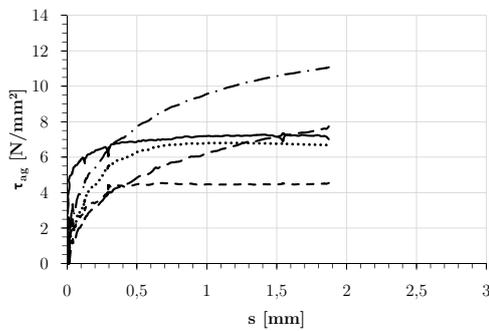
Abb. A.10: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.11 PoQNC40B

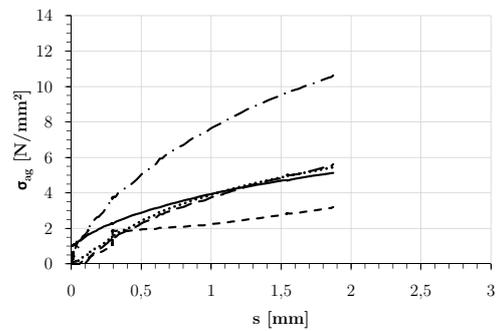
(a) – $w - s$ - Verlauf



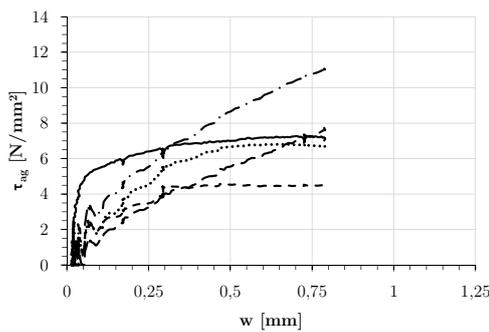
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



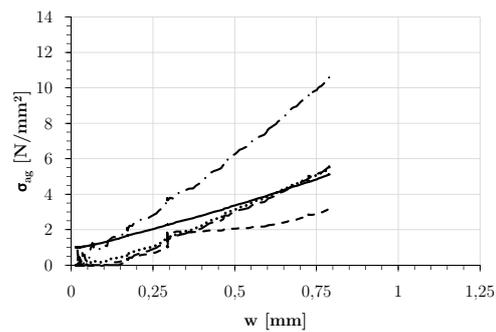
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



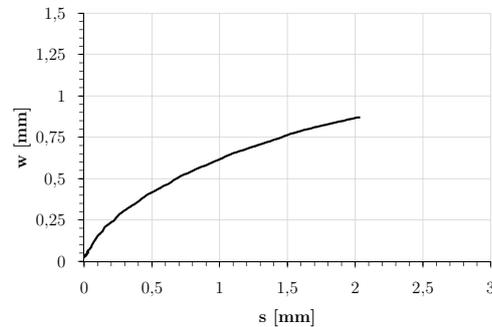
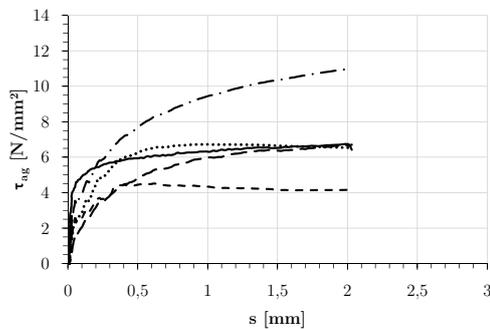
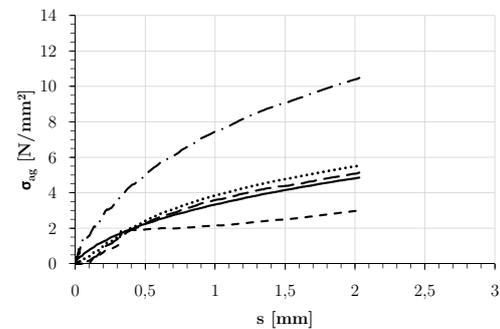
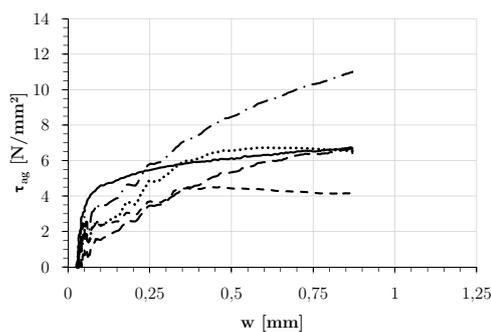
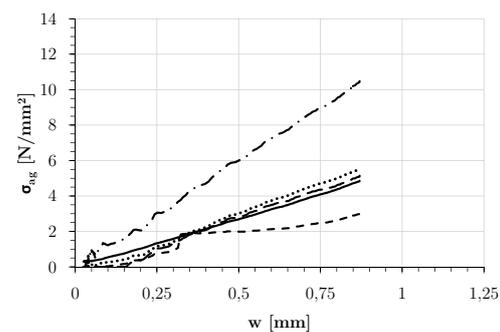
(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf



— Versuch - - - Model Code 2010 ····· Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

Abb. A.11: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.12 PoQNC40C

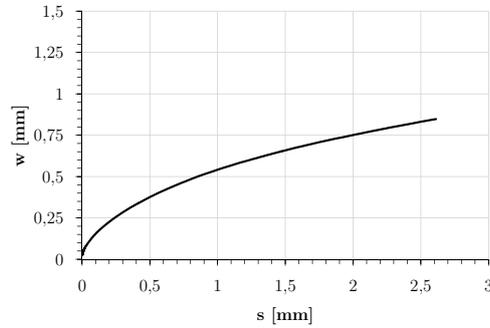
(a) – $w - s$ - Verlauf(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

— Versuch — — Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

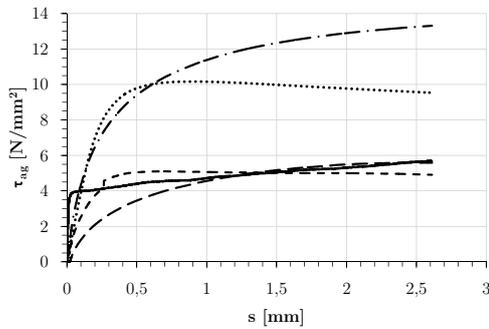
Abb. A.12: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.13 PoQSCC40C

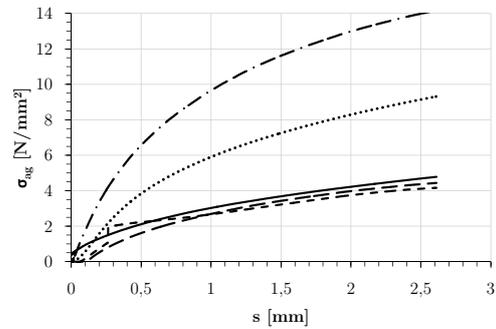
(a) – $w - s$ - Verlauf



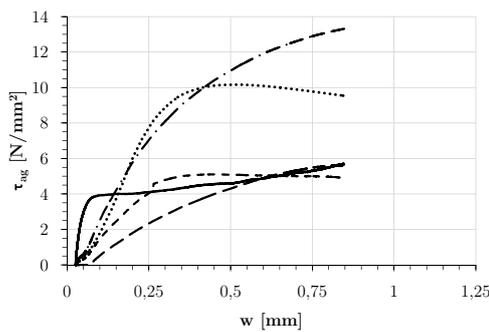
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



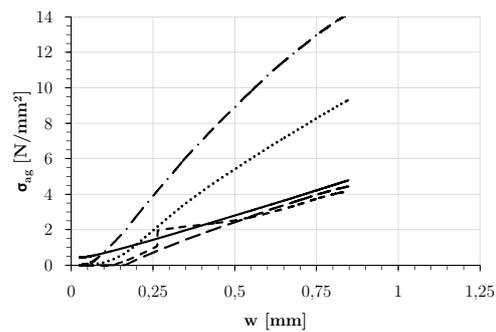
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



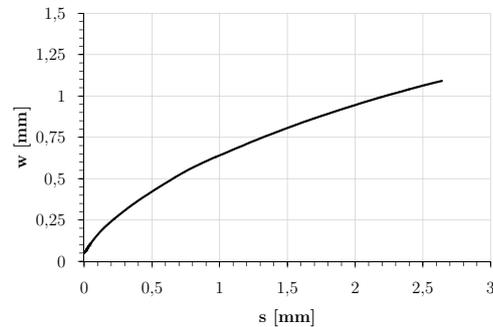
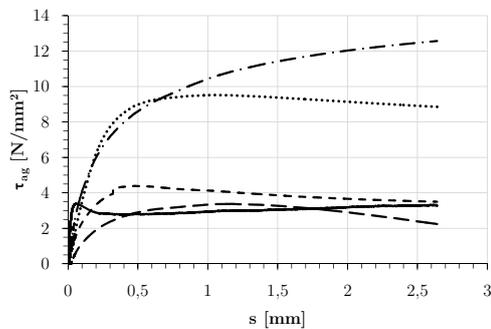
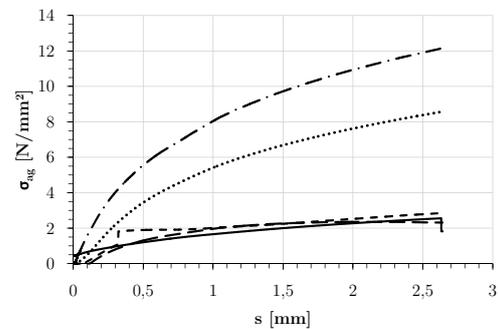
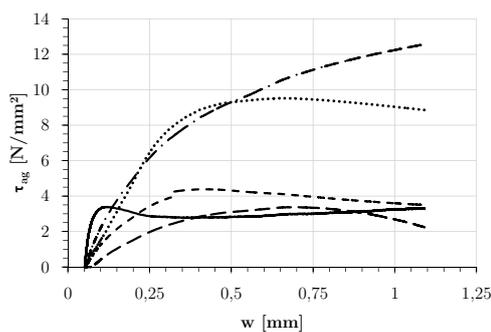
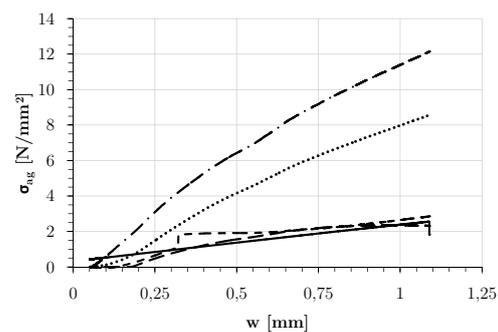
(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf



— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

Abb. A.13: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.14 PoQSCC40D

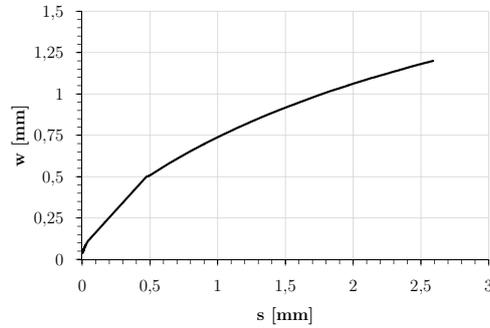
(a) – $w - s$ - Verlauf(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

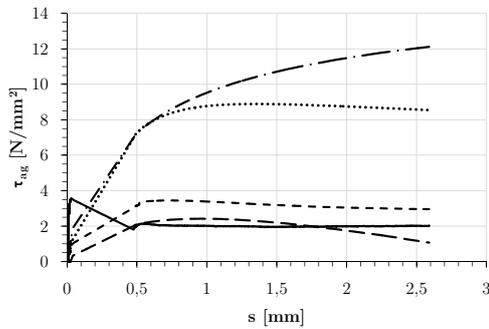
Abb. A.14: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.15 PoQSCC40F

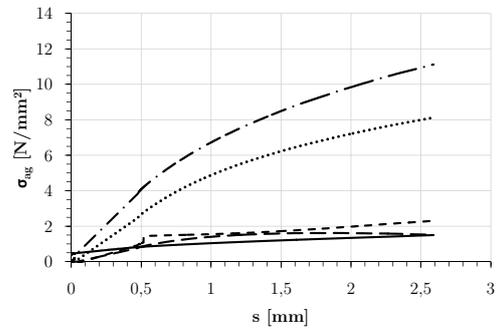
(a) – $w - s$ - Verlauf



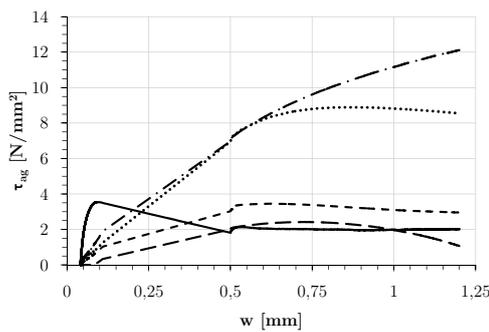
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



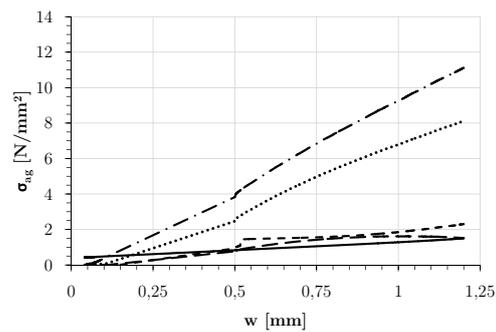
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



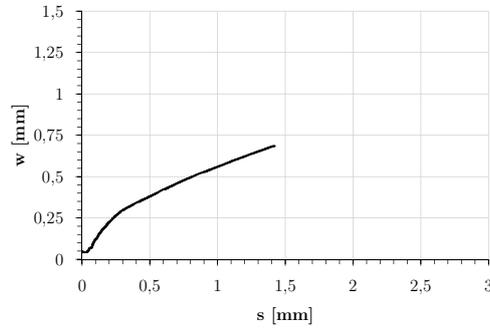
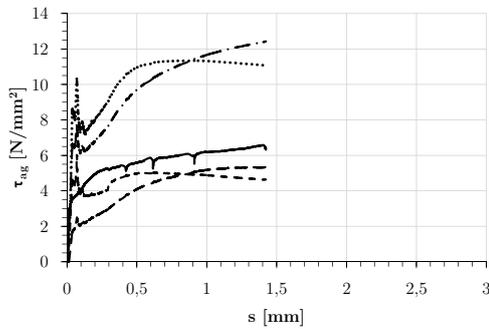
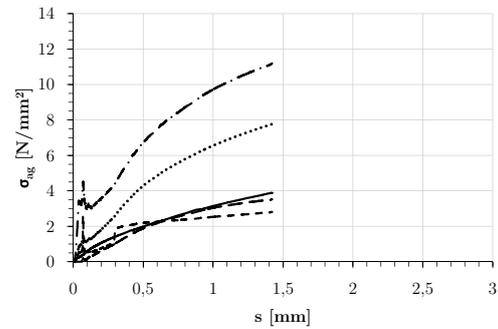
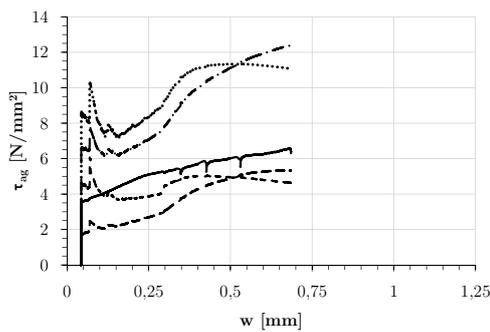
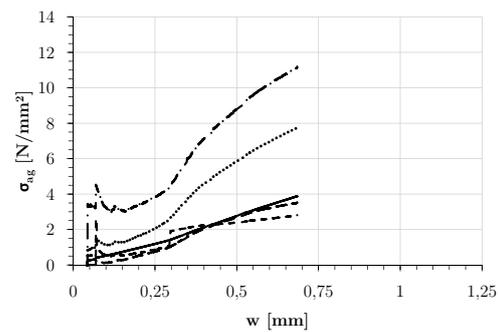
(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf



— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

Abb. A.15: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.16 PoQSCC60A

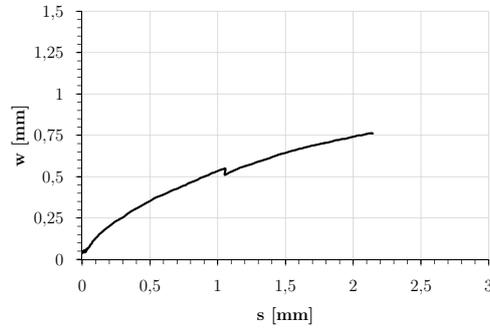
(a) – $w - s$ - Verlauf(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

— Versuch — — Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

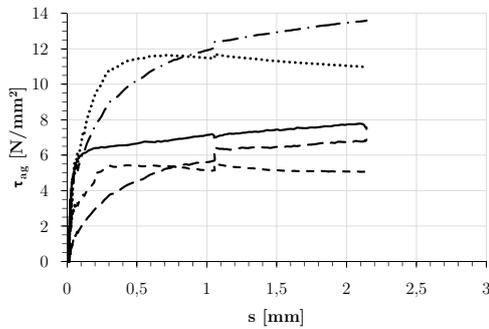
Abb. A.16: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.17 PoQSCC60B

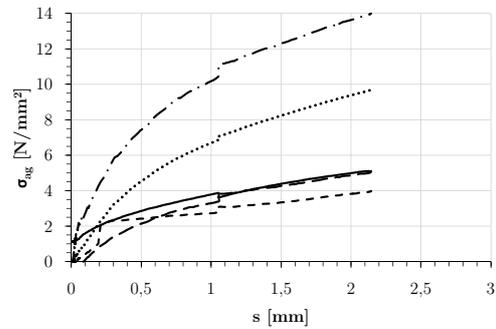
(a) – $w - s$ - Verlauf



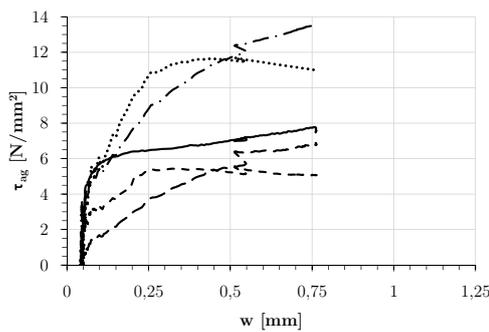
(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf



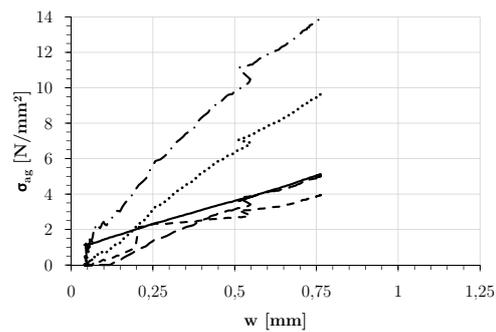
(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf



(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf



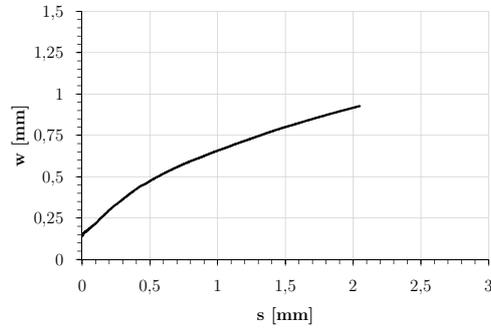
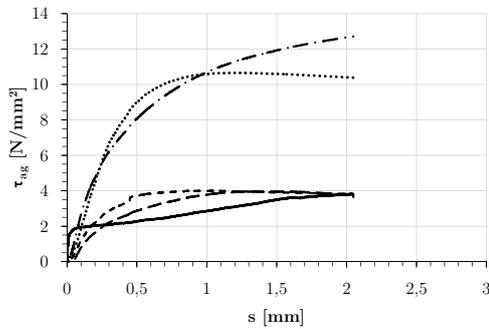
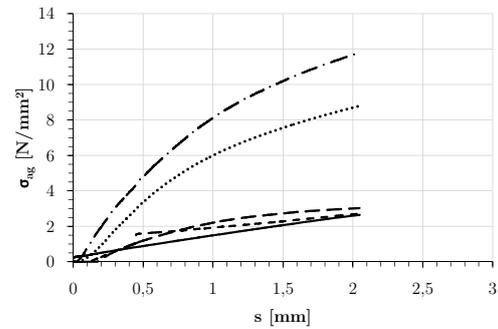
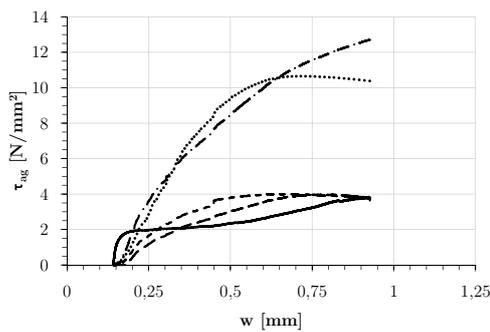
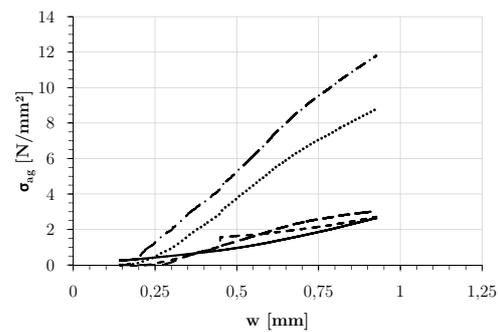
(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf



— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

Abb. A.17: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

A.1.18 PoQSCC60C

(a) – $w - s$ - Verlauf(b) – $\tau_{ag} - s$ - Verlauf(c) – $\sigma_{ag} - s$ - Verlauf(d) – $\tau_{ag} - w$ - Verlauf(e) – $\sigma_{ag} - w$ - Verlauf

— Versuch - - - Model Code 2010 Gambarova und Karakoç - - - Walraven - · - Li et al.

Abb. A.18: Experimentell ermittelte und modellierte Spannungsverläufe gegenübergestellt

Querkraftversuche

B.1 Vergleich vorhandener Querkraftmodelle

Tab. B.1: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit den rechnerischen Tragfähigkeiten $V_{R, Norm}$ zufolge Eurocode 2 (inkl. NAD für Österreich) [47, 58], *fib*- Model Code 2010 [27], SIA CODE 262:2013 [46], ACI COMMITTEE 318:2011 [48] und den Modellen nach ZINK [3] und TUREYEN und FROSCHE [18], inklusive Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{Exp.}}{V_{R, Norm}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	$V_{Exp.}$ [kN]	$V_{R, EC2}$ [kN]	$\frac{V_{R, EC2}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{R, MC}$ [kN]	$\frac{V_{R, MC}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{R, SIA}$ [kN]	$\frac{V_{R, SIA}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{R, ACI}$ [kN]	$\frac{V_{R, ACI}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{R, Zink}$ [kN]	$\frac{V_{R, Zink}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{R, Tur}$ [kN]	$\frac{V_{R, Tur}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oQNC40-1	76,4	73,8	0,97	69,5	0,91	70,39	0,92	72,15	0,94	71,74	0,94	57,04	0,75
R500oDNC40-1	83,0	78,5	0,95	73,95	0,89	74,85	0,90	79,26	0,95	75,15	0,91	61,24	0,74
R500oDSCC40-1	81,8	75,7	0,93	71,28	0,87	71,00	0,87	74,94	0,92	72,82	0,89	58,70	0,72
R500oDSCC40-2	71,1	75,7	1,06	71,28	1,00	75,78	1,07	74,94	1,05	72,82	1,02	58,70	0,83
R500oQSCC40-1	71,4	83,3	1,17	78,36	1,10	88,19	1,24	86,59	1,21	80,16	1,12	65,47	0,92
R500oQSCC40-2	82,8	83,3	1,01	78,36	0,95	82,31	0,99	86,59	1,05	80,16	0,97	65,47	0,79
R500oDSCC60-1	69,9	80,4	1,15	75,69	1,08	81,24	1,16	82,09	1,17	75,02	1,07	62,88	0,90
R500oDSCC60-2	56,9	80,4	1,41	75,69	1,33	91,72	1,61	82,13	1,44	75,02	1,32	62,90	1,11
R500oQSCC60-1	72,6	86,7	1,19	81,46	1,12	93,19	1,28	91,93	1,27	78,82	1,09	68,48	0,94
R500oQSCC60-2	85,9	86,7	1,01	81,46	0,95	86,15	1,00	91,93	1,07	78,82	0,92	68,48	0,80
Mittelwert			1,08		1,02		1,10		1,11		1,02		0,85
Standarabweichung			0,15		0,14		0,23		0,17		0,13		0,12
Variationskoeffizient			13,84%		13,82%		20,59%		15,00%		12,88%		14,11%

B.2 Querkrafttraganteil zufolge Rissreibung

B.2.1 Vergleich zum Zeitpunkt der maximalen Querlast $V_{Exp.}$

Tab. B.2: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Rissreibung V_{ag}^{Modell} zufolge dem linearen Rissreibungsmodell des *fib*- Model Code 2010 [27] und WALRAVEN und REINHARDT [26], dem 2-Phasen-Modell nach WALRAVEN und REINHARDT [26], modifizierten „Rough-Crack“-Modell nach GAMBAROVA und KARAKOC [31] und dem vereinfachten „Contact-Density“-Modell nach LI ET AL. [33], inklusive dem Vorfaktor C_f aller Versuchskörper zur Berücksichtigung der Rauheit der Rissufer im linearen Rissreibungsmodell des Model Code 2010 [27] und dem Mittelwert, der Standardabweichung und dem Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{Exp.}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	C_f [-]	$V_{Exp.}$ [kN]	V_{ag}^{MC10} [kN]	$\frac{V_{ag}^{MC10}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{ag}^{W.lin.}$ [kN]	$\frac{V_{ag}^{W.lin.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{ag}^{Gamb.}$ [kN]	$\frac{V_{ag}^{Gamb.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{ag}^{2Ph.}$ [kN]	$\frac{V_{ag}^{2Ph.}}{V_{Exp.}}$ [-]	V_{ag}^{Li} [kN]	$\frac{V_{ag}^{Li}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oQNC40-1	0.812	76.40	15.65	0.20	19.68	0.26	56.82	0.74	34.60	0.45	59.43	0.78
R500oDNC40-1	0.691	83.01	0.00	0.00	0.00	0.00	16.67	0.20	0.00	0.00	22.91	0.28
R500oDSCC40-1	0.562	81.78	47.38	0.58	81.36	0.99	98.70	1.21	56.72	0.69	118.99	1.46
R500oDSCC40-2	0.562	71.12	0.00	0.00	0.00	0.00	12.24	0.17	3.65	0.05	14.24	0.20
R500oQSCC40-1	0.382	71.39	3.93	0.06	10.51	0.15	85.64	1.20	26.96	0.38	86.11	1.21
R500oQSCC40-2	0.382	82.84	8.37	0.10	22.25	0.27	75.00	0.91	27.58	0.33	82.99	1.00
R500oDSCC60-1	0.500	69.88	68.48	0.98	138.34	1.98	147.72	2.11	70.44	1.01	177.88	2.55
R500oDSCC60-2	0.500	56.87	17.37	0.31	35.44	0.62	93.82	1.65	45.63	0.80	84.50	1.49
R500oQSCC60-1	0.419	72.61	9.81	0.14	8.92	0.12	55.41	0.76	18.54	0.26	54.87	0.76
R500oQSCC60-2	0.419	85.87	0.00	0.00	0.00	0.00	49.43	0.58	24.43	0.28	39.81	0.46
Mittelwert				0.24		0.44		0.95		0.43		1.02
Standardabweichung				0.32		0.63		0.61		0.32		0.70
Variationskoeffizient				134%		143%		64%		76%		69%

B.2.2 Vergleich zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch mit der Bruchlast V_{lp}

Tab. B.3: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{lp} mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Rissreibung V_{lp}^{Modell} zufolge dem linearen Rissreibungsmodell des *fib*- Model Code 2010 [27] und WALRAVEN und REINHARDT [26], dem 2-Phasen-Modell nach WALRAVEN und REINHARDT [26], modifizierten „Rough-Crack“-Modell nach GAMBAROVA und KARAKOC [31] und dem vereinfachten „Contact-Density“-Modell nach LI ET AL. [33], inklusive dem Vorfaktor C_f aller Versuchskörper zur Berücksichtigung der Rauheit der Rissufer im linearen Rissreibungsmodell des Model Code 2010 [27] und dem Mittelwert, der Standardabweichung und dem Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{ag}^{Modell}}{V_{lp}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	C_f [-]	V_{lp} [kN]	V_{ag}^{MC10} [kN]	$\frac{V_{ag}^{MC10}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{ag}^{W.lin.}$ [kN]	$\frac{V_{ag}^{W.lin.}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{ag}^{Gamb.}$ [kN]	$\frac{V_{ag}^{Gamb.}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{ag}^{2Ph.}$ [kN]	$\frac{V_{ag}^{2Ph.}}{V_{lp}}$ [-]	V_{ag}^{Li} [kN]	$\frac{V_{ag}^{Li}}{V_{lp}}$ [-]
R500oQNC40-1	0.812	75.03	23.06	0.31	28.93	0.39	65.18	0.87	37.85	0.50	73.19	0.98
R500oDNC40-1	0.691	77.29	90.37	1.17	113.16	1.46	147.27	1.91	84.69	1.10	154.40	2.00
R500oDSCC40-1	0.562	80.22	55.24	0.69	100.32	1.25	110.82	1.38	63.86	0.80	136.09	1.70
R500oDSCC40-2	0.562	70.43	8.08	0.11	14.73	0.21	29.39	0.42	14.40	0.20	29.80	0.42
R500oQSCC40-1	0.382	69.90	23.32	0.33	61.89	0.89	116.47	1.67	63.87	0.91	113.00	1.62
R500oQSCC40-2	0.382	81.93	15.00	0.18	39.95	0.49	94.09	1.15	49.13	0.60	99.18	1.21
R500oDSCC60-1	0.500	74.87	21.80	0.29	43.21	0.58	92.23	1.23	18.55	0.25	228.82	3.06
R500oDSCC60-2	0.500	55.04	22.62	0.41	46.19	0.84	94.82	1.72	47.49	0.86	85.58	1.55
R500oQSCC60-1	0.419	68.30	46.75	0.68	113.59	1.66	160.99	2.36	77.15	1.13	145.23	2.13
R500oQSCC60-2	0.419	83.35	33.01	0.40	79.80	0.96	123.62	1.48	60.00	0.72	102.79	1.23
Mittelwert				0.46		0.87		1.42		0.71		1.59
Standardabweichung				0.31		0.48		0.55		0.32		0.72
Variationskoeffizient				68%		55%		39%		45%		45%

B.3 Querkrafttraganteil zufolge Schubspannungen in der Betondruckzone

B.3.1 Vergleich zum Zeitpunkt der maximalen Querlast $V_{Exp.}$

Tab. B.4: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Betondruckzone V_{cz}^{Modell} zufolge der Modelle von ZINK [3], TUREYEN und FROSCHE [18] und auf Grundlage einer Eigenberechnung, inklusive dem Mittelwert, der Standardabweichung und dem Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{cz}^{Modell}}{V_{Exp.}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	$V_{Exp.}$ [kN]	V_{cz}^{Zink} [kN]	$\frac{V_{cz}^{Zink}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{cz}^{Tur.}$ [kN]	$\frac{V_{cz}^{Tur.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{cz}^{Exp.}$ [kN]	$\frac{V_{cz}^{Exp.}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oQNC40-1	76.40	44.23	0.58	17.29	0.23	22.52	0.29
R500oDNC40-1	83.01	69.47	0.84	36.59	0.44	-28.91	-0.35
R500oDSCC40-1	81.78	34.06	0.42	17.27	0.21	15.01	0.18
R500oDSCC40-2	71.12	72.91	1.03	23.57	0.33	48.26	0.68
R500oQSCC40-1	71.39	48.02	0.67	22.51	0.32	11.06	0.15
R500oQSCC40-2	82.84	69.23	0.84	30.27	0.37	58.94	0.71
R500oDSCC60-1	69.88	10.12	0.14	3.47	0.05	-32.58	-0.47
R500oDSCC60-2	56.87	28.79	0.51	15.87	0.28	80.01	1.41
R500oQSCC60-1	72.61	61.56	0.85	31.98	0.44	6.81	0.09
R500oQSCC60-2	85.87	73.59	0.86	35.77	0.42	37.67	0.44
Mittelwert			0.67		0.31		0.31
Standardabweichung			0.26		0.12		0.54
Variationskoeffizient			39%		40%		172%

B.3.2 Vergleich zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch mit der Bruchlast V_{lp}

Tab. B.5: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{lp} mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Betondruckzone V_{cz}^{Modell} zufolge der Modelle von ZINK [3], TUREYEN und FROSCHE [18] und auf Grundlage einer Eigenberechnung, inklusive dem Mittelwert, der Standardabweichung und dem Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{cz}^{Modell}}{V_{lp}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	V_{lp} [kN]	V_{cz}^{Zink} [kN]	$\frac{V_{cz}^{Zink}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{cz}^{Tur.}$ [kN]	$\frac{V_{cz}^{Tur.}}{V_{lp}}$ [-]	V_{lp}^{cz} [kN]	$\frac{V_{lp}^{cz}}{V_{lp}}$ [-]
R500oQNC40-1	75.03	39.16	0.52	15.31	0.20	-15.54	-0.21
R500oDNC40-1	77.29	23.49	0.30	12.37	0.16	21.42	0.28
R500oDSCC40-1	80.22	29.75	0.37	15.09	0.19	9.62	0.12
R500oDSCC40-2	70.43	19.65	0.28	60.79	0.86	46.14	0.66
R500oQSCC40-1	69.90	44.00	0.63	20.63	0.30	7.06	0.10
R500oQSCC40-2	81.93	58.60	0.72	25.62	0.31	34.19	0.42
R500oDSCC60-1	74.87	10.12	0.14	3.47	0.05	21.03	0.28
R500oDSCC60-2	55.04	22.34	0.41	12.31	0.22	24.50	0.45
R500oQSCC60-1	68.30	24.67	0.36	12.81	0.19	-7.15	-0.10
R500oQSCC60-2	83.35	50.29	0.60	24.44	0.29	26.93	0.32
Mittelwert			0.43		0.28		0.23
Standardabweichung			0.18		0.22		0.26
Variationskoeffizient			42%		79%		113%

B.4 Querkrafttraganteil zufolge Dübelwirkung

B.4.1 Vergleich zum Zeitpunkt der maximalen Querlast $V_{Exp.}$

Tab. B.6: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Dübelwirkung V_{ad}^{Modell} zufolge der Modelle von BAUMANN und RÜSCH [22], TAYLOR [24], REINECK [17] und VINTZĚLEOU und TASSIOS [25] inklusive Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{ad}^{Modell}}{V_{Exp.}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	$V_{Exp.}$ [kN]	$V_{da}^{Baum.}$ [kN]	$\frac{V_{da}^{Baum.}}{V_{Exp.}}$ [-]	V_{da}^{Taylor} [kN]	$\frac{V_{da}^{Taylor}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{da}^{Rein.}$ [kN]	$\frac{V_{da}^{Rein.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{da}^{Vintz.}$ [kN]	$\frac{V_{da}^{Vintz.}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oQNC40-1	76.40	8.27	0.11	11.10	0.15	10.32	0.14	7.43	0.10
R500oDNC40-1	83.01	8.80	0.11	11.27	0.14	10.99	0.13	8.06	0.10
R500oDSCC40-1	81.78	8.48	0.10	11.13	0.14	10.59	0.13	7.54	0.09
R500oDSCC40-2	71.12	8.48	0.12	11.13	0.16	10.59	0.15	7.54	0.11
R500oQSCC40-1	71.39	9.34	0.13	11.56	0.16	11.66	0.16	9.16	0.13
R500oQSCC40-2	82.84	9.34	0.11	11.56	0.14	11.66	0.14	9.16	0.11
R500oDSCC60-1	69.88	9.01	0.13	11.24	0.16	11.25	0.16	7.98	0.11
R500oDSCC60-2	56.87	9.01	0.16	11.24	0.20	11.25	0.20	7.98	0.14
R500oQSCC60-1	72.61	9.72	0.13	11.47	0.16	12.13	0.17	8.83	0.12
R500oQSCC60-2	85.87	9.72	0.11	11.47	0.13	12.13	0.14	8.83	0.10
Mittelwert			0.12		0.15		0.15		0.11
Standardabweichung			0.02		0.02		0.02		0.02
Variationskoeffizient			14%		13%		14%		14%

B.4.2 Vergleich zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch mit der Bruchlast V_{lp}

Tab. B.7: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{lp} mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Dübelwirkung V_{ad}^{Modell} zufolge der Modelle von BAUMANN und RÜSCH [22], TAYLOR [24], REINECK [17] und VINTZÉLEOU und TASSIOS [25] inklusive Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{ad}^{Modell}}{V_{lp}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	V_{lp} [kN]	$V_{da}^{Baum.}$ [kN]	$\frac{V_{da}^{Baum.}}{V_{lp}}$ [-]	V_{da}^{Taylor} [kN]	$\frac{V_{da}^{Taylor}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{da}^{Rein.}$ [kN]	$\frac{V_{da}^{Rein.}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{da}^{Vintz.}$ [kN]	$\frac{V_{da}^{Vintz.}}{V_{lp}}$ [-]
R500oQNC40-1	75.03	8.27	0.11	11.10	0.15	10.32	0.14	7.43	0.10
R500oDNC40-1	77.29	8.80	0.11	11.27	0.15	10.99	0.14	8.06	0.10
R500oDSCC40-1	80.22	8.48	0.11	11.13	0.14	10.59	0.13	7.54	0.09
R500oDSCC40-2	70.43	8.48	0.12	11.13	0.16	10.59	0.15	7.54	0.11
R500oQSCC40-1	69.90	9.34	0.13	11.56	0.17	11.66	0.17	9.16	0.13
R500oQSCC40-2	81.93	9.34	0.11	11.56	0.14	11.66	0.14	9.16	0.11
R500oDSCC60-1	74.87	9.01	0.12	11.24	0.15	11.25	0.15	7.98	0.11
R500oDSCC60-2	55.04	9.01	0.16	11.24	0.20	11.25	0.20	7.98	0.15
R500oQSCC60-1	68.30	9.72	0.14	11.47	0.17	12.13	0.18	8.83	0.13
R500oQSCC60-2	83.35	9.72	0.12	11.47	0.14	12.13	0.15	8.83	0.11
Mittelwert			0.12		0.16		0.15		0.11
Standardabweichung			0.02		0.02		0.02		0.02
Variationskoeffizient			14%		13%		14%		14%

B.5 Querkrafttraganteil zufolge der Rissprozesszone

B.5.1 Vergleich zum Zeitpunkt der maximalen Querlast $V_{Exp.}$

Tab. B.8: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Rissprozesszone V_{cr}^{Modell} zufolge des bilinearen Ansatzes des Model Code 2010 [27], dem exponentiellen Ansatz von HORDIJK [40] und dem nichtlinearen Modell von REINHARDT [39] inklusive Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{cr}^{Modell}}{V_{Exp.}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	$V_{Exp.}$ [kN]	V_{cr}^{Bil} [kN]	$\frac{V_{cr}^{Bil}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{cr}^{Hord.}$ [kN]	$\frac{V_{cr}^{Hord.}}{V_{Exp.}}$ [-]	$V_{cr}^{Reinh.}$ [kN]	$\frac{V_{cr}^{Reinh.}}{V_{Exp.}}$ [-]
R500oQNC40-1	76.40	4.27	0.06	3.97	0.05	3.98	0.05
R500oDNC40-1	83.01	2.06	0.02	2.79	0.03	3.27	0.04
R500oDSCC40-1	81.78	1.47	0.02	2.17	0.03	2.60	0.03
R500oDSCC40-2	71.12	2.08	0.03	2.44	0.03	2.81	0.04
R500oQSCC40-1	71.39	1.48	0.02	1.76	0.02	2.27	0.03
R500oQSCC40-2	82.84	1.76	0.02	2.05	0.02	2.64	0.03
R500oDSCC60-1	69.88	2.34	0.03	2.61	0.04	3.34	0.05
R500oDSCC60-2	56.87	1.03	0.02	1.26	0.02	1.62	0.03
R500oQSCC60-1	72.61	1.51	0.02	1.90	0.03	2.44	0.03
R500oQSCC60-2	85.87	1.05	0.01	1.39	0.02	1.75	0.02
Mittelwert			0.03		0.03		0.04
Standardabweichung			0.01		0.01		0.01
Variationskoeffizient			48%		34%		26%

B.5.2 Vergleich zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch mit der Bruchlast V_{lp}

Tab. B.9: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{lp} mit dem rechnerischen Querkrafttraganteil der Rissprozesszone V_{cr}^{Modell} zufolge des bilinearen Ansatzes des Model Code 2010 [27], dem exponentiellen Ansatz von HORDIJK [40] und dem nichtlinearen Modell von REINHARDT [39] inklusive Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient der Verhältnisse $\frac{V_{cr}^{Modell}}{V_{lp}}$. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Versuchskörper	V_{lp} [kN]	V_{cr}^{Bil} [kN]	$\frac{V_{cr}^{Bil}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{cr}^{Hord.}$ [kN]	$\frac{V_{cr}^{Hord.}}{V_{lp}}$ [-]	$V_{cr}^{Reinh.}$ [kN]	$\frac{V_{cr}^{Reinh.}}{V_{lp}}$ [-]
R500oQNC40-1	75.03	1.62	0.02	2.23	0.03	2.77	0.04
R500oDNC40-1	77.29	1.42	0.02	1.59	0.02	2.02	0.03
R500oDSCC40-1	80.22	2.43	0.03	3.46	0.04	4.22	0.05
R500oDSCC40-2	70.43	1.41	0.02	1.97	0.03	2.43	0.03
R500oQSCC40-1	69.90	1.96	0.03	2.28	0.03	2.95	0.04
R500oQSCC40-2	81.93	2.38	0.03	2.78	0.03	3.59	0.04
R500oDSCC60-1	74.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R500oDSCC60-2	55.04	1.22	0.02	1.83	0.03	2.18	0.04
R500oQSCC60-1	68.30	2.97	0.04	3.80	0.06	4.84	0.07
R500oQSCC60-2	83.35	1.35	0.02	1.82	0.02	2.28	0.03
Mittelwert			0.02		0.03		0.04
Standardabweichung			0.01		0.01		0.02
Variationskoeffizient			49%		49%		49%

Anhang C

Zusammenfügen der Modelle

C.0.1 Vergleich zum Zeitpunkt der maximalen Querlast $V_{Exp.}$

Tab. C.1: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit verschiedenen Modellkombinationen inklusive Mittelwert (MW), Standardabweichung (STABW) und Variationskoeffizient (COV) der Verhältnisse $\frac{V_{Modell}}{V_{Exp.}}$. Darin bezeichnet *Wal.* das 2-Phasen-Modell von WALRAVEN und REINHARDT [26], *MC* den Model Code 2010 [27], *Vintz.* das Modell von VINTZĒLEOU und TASSIOS [25], *Tur.* das Modell von TUREYEN und FROSCH [18], *Zink* jenes von ZINK [3] und *Eig.* die Eigenberechnung mit ARAMIS 4D. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

	Wal.	Wal.	Wal.	MC	MC	MC			
Rissreibung	Vintz.	Vintz.	Vintz.	Vintz.	Vintz.	Vintz.	MW	STABW	COV
Dübelwirkung	MC	MC	MC	MC	MC	MC			
Rissprozesszone	Eig.	Tur.	Zink	Eig.	Tur.	Zink			
Betondruckzone	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
R500oQNC40-1	90%	83%	118%	65%	58%	94%	85%	22%	25%
R500oDNC40-1	-23%	56%	96%	-23%	56%	96%	43%	54%	125%
R500oDSCC40-1	99%	102%	122%	87%	90%	111%	102%	13%	13%
R500oDSCC40-2	87%	52%	121%	81%	47%	116%	84%	31%	37%
R500oQSCC40-1	68%	84%	120%	36%	52%	88%	75%	30%	40%
R500oQSCC40-2	118%	83%	130%	94%	60%	107%	99%	25%	26%
R500oDSCC60-1	69%	121%	130%	66%	118%	127%	105%	29%	28%
R500oDSCC60-2	237%	124%	147%	187%	74%	97%	144%	60%	42%
R500oQSCC60-1	49%	84%	125%	37%	72%	113%	80%	34%	43%
R500oQSCC60-2	84%	82%	126%	55%	53%	97%	83%	27%	33%
MW	88%	87%	123%	69%	68%	104%			
STABW	65%	23%	13%	54%	22%	12%			
COV	74%	27%	10%	78%	32%	12%			

Tab. C.2: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp.}$ mit verschiedenen Modellkombinationen inklusive Mittelwert (MW), Standardabweichung (STABW) und Variationskoeffizient (COV) der Verhältnisse $\frac{V_{Modell}}{V_{Exp.}}$. Darin bezeichnet *Wal.* das 2-Phasen-Modell von WALRAVEN und REINHARDT [26], *MC* den Model Code 2010 [27], *Tay.* das Modell von TAYLOR [24], *Tur.* das Modell von TUREYEN und FROSCH [18], *Zink* jenes von ZINK [3] und *Eig.* die Eigenberechnung mit ARAMIS 4D. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Rissreibung Dübelwirkung Rissprozesszone Betondruckzone	Wal. Tay. MC Eig. [%]	Wal. Tay. MC Tur. [%]	Wal. Tay. MC Zink [%]	MC Tay. MC Eig. [%]	MC Tay. MC Tur. [%]	MC Tay. MC Zink [%]	MW [%]	STABW [%]	COV [%]
R500oQNC40-1	95%	88%	123%	70%	63%	98%	90%	22%	24%
R500oDNC40-1	-19%	60%	100%	-19%	60%	100%	47%	54%	115%
R500oDSCC40-1	103%	106%	126%	92%	94%	115%	106%	13%	12%
R500oDSCC40-2	92%	57%	126%	86%	52%	121%	89%	31%	35%
R500oQSCC40-1	72%	88%	123%	39%	55%	91%	78%	30%	38%
R500oQSCC40-2	121%	86%	133%	97%	63%	110%	102%	25%	25%
R500oDSCC60-1	74%	125%	135%	71%	122%	132%	110%	29%	27%
R500oDSCC60-2	243%	130%	152%	193%	80%	103%	150%	60%	40%
R500oQSCC60-1	53%	87%	128%	41%	75%	116%	83%	34%	41%
R500oQSCC60-2	87%	85%	129%	58%	56%	100%	86%	27%	32%
	92%	91%	128%	73%	72%	109%			
	65%	24%	13%	54%	22%	12%			
	71%	26%	10%	74%	31%	11%			

C.0.2 Vergleich zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch mit der Bruchlast V_{lp}

Tab. C.3: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{lp} mit verschiedenen Modellkombinationen inklusive Mittelwert (MW), Standardabweichung (STABW) und Variationskoeffizient (COV) der Verhältnisse $\frac{V_{Modell}}{V_{lp}}$. Darin bezeichnet *Wal.* das 2-Phasen-Modell von WALRAVEN und REINHARDT [26], *MC* den Model Code 2010 [27], *Vintz.* das Modell von VINTZĒLEOU und TASSIOS [25], *Tur.* das Modell von TUREYEN und FROSCH [18], *Zink* jenes von ZINK [3] und *Eig.* die Eigenberechnung mit ARAMIS 4D. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Rissreibung	Wal.	Wal.	Wal.	MC	MC	MC			
Dübelwirkung	Vintz.	Vintz.	Vintz.	Vintz.	Vintz.	Vintz.	MW	STABW	COV
Rissprozesszone	MC	MC	MC	MC	MC	MC			
Betondruckzone	Eig.	Tur.	Zink	Eig.	Tur.	Zink			
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
R500oQNC40-1	42%	83%	115%	22%	63%	95%	70%	34%	49%
R500oDNC40-1	150%	138%	152%	157%	145%	160%	150%	8%	5%
R500oDSCC40-1	104%	111%	129%	93%	100%	118%	109%	13%	12%
R500oDSCC40-2	99%	65%	132%	90%	56%	123%	94%	30%	32%
R500oQSCC40-1	117%	137%	170%	59%	79%	112%	112%	40%	35%
R500oQSCC40-2	116%	105%	146%	74%	64%	104%	101%	29%	29%
R500oDSCC60-1	64%	40%	49%	68%	44%	53%	53%	11%	20%
R500oDSCC60-2	148%	125%	144%	102%	80%	98%	116%	27%	23%
R500oQSCC60-1	120%	149%	166%	75%	104%	122%	123%	32%	26%
R500oQSCC60-2	117%	114%	145%	84%	81%	112%	109%	23%	22%
MW	107%	107%	135%	83%	82%	110%			
STABW	34%	35%	34%	34%	29%	27%			
COV	31%	32%	26%	42%	36%	24%			

Tab. C.4: Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{lp} mit verschiedenen Modellkombinationen inklusive Mittelwert (MW), Standardabweichung (STABW) und Variationskoeffizient (COV) der Verhältnisse $\frac{V_{Modell}}{V_{lp}}$. Darin bezeichnet *Wal.* das 2-Phasen-Modell von WALRAVEN und REINHARDT [26], *MC* den Model Code 2010 [27], *Tay.* das Modell von TAYLOR [24], *Tur.* das Modell von TUREYEN und FROSCH [18], *Zink* jenes von ZINK [3] und *Eig.* die Eigenberechnung mit ARAMIS 4D. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten und ausgewerteten Versuche sind **fett** dargestellt.

Rissreibung Dübelwirkung Rissprozesszone Betondruckzone	Wal. Tay. MC Eig. [%]	Wal. Tay. MC Tur. [%]	Wal. Tay. MC Zink [%]	MC Tay. MC Eig. [%]	MC Tay. MC Tur. [%]	MC Tay. MC Zink [%]	MW [%]	STABW [%]	COV [%]
R500oQNC40-1	47%	88%	120%	27%	68%	100%	75%	34%	46%
R500oDNC40-1	154%	142%	156%	161%	149%	164%	154%	8%	5%
R500oDSCC40-1	109%	115%	134%	98%	105%	123%	114%	13%	11%
R500oDSCC40-2	104%	70%	137%	95%	61%	128%	99%	30%	31%
R500oQSCC40-1	121%	140%	174%	63%	82%	116%	116%	40%	34%
R500oQSCC40-2	119%	108%	149%	77%	67%	107%	104%	29%	28%
R500oDSCC60-1	68%	44%	53%	72%	49%	58%	57%	11%	19%
R500oDSCC60-2	153%	131%	150%	108%	86%	104%	122%	27%	22%
R500oQSCC60-1	124%	153%	170%	79%	108%	126%	127%	32%	25%
R500oQSCC60-2	120%	117%	148%	87%	84%	115%	112%	23%	21%
	112%	111%	139%	87%	86%	114%			
	33%	34%	34%	34%	29%	27%			
	30%	31%	25%	40%	34%	23%			