

Zum Einfluss hochdynamischer Einwirkungen  
auf das Verbundverhalten  
von Stahlbeton

Richard Wensauer





**Universität der Bundeswehr München**

Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Professur für Massivbau

---

Thema der Dissertation

**Zum Einfluss hochdynamischer Einwirkungen  
auf das Verbundverhalten von Stahlbeton**

Von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität der Bundeswehr München genehmigte Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

Verfasser:

Dipl.-Ing. Richard Wensauer  
Ziegelstraße 37  
85276 Pfaffenhofen an der Ilm

Promotionsausschuss:

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Norbert Gebbeken  
1. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser  
2. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach

Tag der mündlichen Prüfung: 05.11.2013

---

Neubiberg im November 2013



## Zusammenfassung

Das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen wird neben den Materialeigenschaften der Baustoffe Beton und Bewehrungsstahl durch das Zusammenwirken der Einzelkomponenten, das als Verbundwirkung bezeichnet wird, charakterisiert. Dieser Sachverhalt gilt sowohl bei statischen, wie auch dynamischen und hochdynamischen Einwirkungen.

Eine durchgeführte Literaturstudie belegt, dass nur wenige aussagekräftige Untersuchungen zum Verbund bei hochdynamischen Belastungen existieren, grundsätzliche Schlussfolgerungen sind aber möglich. In dieser Arbeit werden diese Erkenntnisse herangezogen, um eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zu entwickeln, die die verzerrungsratenabhängige Verbundzunahme bei hochdynamischen Einwirkungen berücksichtigt. Des Weiteren wird ein Versuchskonzept zur Bestimmung von  $\tau - \delta$ -Beziehungen in Abhängigkeit von  $\dot{\epsilon}$ , basierend auf ersten Tastversuchen vorgestellt. Dadurch wird die Grundlage für umfangreiche, versuchstechnische Untersuchungen der verschiedenen verbundbeeinflussenden Parameter bei variierender Verzerrungsrate geschaffen.

Nach einer hochdynamischen Einwirkung, wie Detonation oder Impakt stellt sich häufig die Frage nach der Resttragfähigkeit von geschädigten Strukturen. Der komplette Umfang der Schädigung kann unter anderem aufgrund der komplexen Wellenfortpflanzungsphänomene im Material in der Regel nicht anhand des äußeren Eindrucks abgeschätzt werden. Vor allem der Verbund, maßgebend bestimmt durch den sensiblen Kontaktbereich der Bewehrung zum Beton, wird großflächiger reduziert, als es die sichtbaren Schädigungsabmessungen an der Oberfläche andeuten. Anhand von Versuchen an angesprengten Stahlbetonplatten, wird eine empirische Gleichung entwickelt die eine quantitative Abschätzung der Größe des betroffenen Bereichs und die Ermittlung des Grades der Verbundreduzierung erlaubt.

## Abstract

The load carrying behaviour of reinforced concrete structures is not only characterised by the material properties of the concrete and reinforcing steel, but also by the interaction of the individual components, which is the composite action. This applies to static as well as dynamic and highly dynamic loadings.

A literature review shows that there are only few significant studies dealing with composite action under highly dynamic loadings; however, basic conclusions can be drawn anyways. This thesis draws on these findings to develop a bond stress-slip relationship taking into account the strain-rate dependent increase in composite action under highly dynamic loadings. Furthermore it presents an experimental concept to determine  $\tau - \delta$ -relationships versus  $\dot{\epsilon}$ , based on first trials. Thus a basis is established for comprehensive experimental research on the different parameters influencing composites at varying strain rates.

The residual load carrying capacity of damaged structures after highly dynamic loadings such as a detonation or impact events is a much discussed issue. On account of complex wave propagation phenomena, inter alia, it is not possible to estimate the complete extent of the damage by appearance.

In particular composite action, which is significantly determined by the sensitive contact area between reinforcement and concrete, is more extensively reduced than suggested by the visible damage dimensions. On the basis of experiments with shock tested reinforced concrete slabs an empirical equation is developed, which makes it possible to estimate the size of the affected area and to determine the degree of reduction of composite action.

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München.

Allen voran möchte ich mich bei Herrn Professor Dr.-Ing. MANFRED KEUSER herzlich bedanken, der mir die Möglichkeit gegeben hat an seinem Lehrstuhl in der Forschung tätig zu sein. Seine fachliche und persönliche Förderung, gepaart mit der Anleitung zum wissenschaftlichen Arbeiten waren der Garant für den Erfolg der Arbeit, die er mit großem Interesse verfolgte. In seiner Eigenschaft als Betreuer und 1. Berichterstatter konnte ich im Rahmen der gemeinsamen Zusammenarbeit stets von den fachlichen Diskussionen und seiner konstruktiven Kritik profitieren.

Mein weiterer Dank gilt Herrn Professor Dr.-Ing. MANFRED CURBACH, Institut für Massivbau an der Technischen Universität in Dresden für das Interesse an der Arbeit und der Übernahme des Koreferats als 2. Berichterstatter. Es freut mich außerordentlich, dass er sich dazu bereit erklärt hat, diese Aufgabe zu übernehmen und mit seinem fachlichen Rat zum Gelingen der Arbeit beigetragen hat. Für die Übernahme des Vorsitzes im Rahmen des Promotionsausschusses danke ich Herrn Professor Dr.-Ing. habil. NORBERT GEBBEKEN. Ganz besonders deshalb, da er mir an seiner Professur für Baustatik bereits als Student die ersten Schritte zum wissenschaftlichen Arbeiten ermöglicht hat.

Besonderer Dank gilt meinen Kollegen und Freunden sowie den Professoren Dr.-Ing. INGBERT MANGERIG und Dr.-Ing. GERALT SIEBERT am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau für die vielen fachlichen Diskussionen und Anregungen. Durch die kollegiale und herzliche Zusammenarbeit war es Tag für Tag eine Freude den Aufgaben am Institut nachzugehen.

Nicht zuletzt ist es den unermüdlichen Mitarbeitern des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau, insbesondere Herrn Dipl.-Ing. ROBERT NOTHAFT, zu verdanken, dass der Umfang der praktischen Versuche bewältigt werden konnte. In diesem Zusammenhang möchte ich mich auch bei Herrn MSC PASCAL VOLLMER bedanken, der mich im Rahmen seiner Bachelor- und Masterarbeit am Lehrstuhl, gerade bei der Laborarbeit, weit über das normale Maß hinaus unterstützte.

Meiner Mutter MARTHA, meinem Vater ERICH sowie meinem Bruder MARKUS WENSAUER mit Familie danke ich für die liebevolle Unterstützung und die immerwährende Möglichkeit zum Schöpfen von neuer Energie im Kreise der Familie.

Schließlich bedanke ich mich ganz besonders und von Herzen bei meiner Freundin SABRINA FISCHER, die mir in den zurückliegenden Jahren mit ihrem hohen Maß an Verständnis und Geduld stets zur Seite stand. Ihr bedingungsloses Vertrauen, ihre Aufmunterungen und ihr nie endender Optimismus waren das Fundament für meinen Erfolg.

Pfaffenhofen an der Ilm, im November 2013

Richard Wensauer





# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Motivation und Problemstellung . . . . .	1
1.2	Zielsetzung . . . . .	3
1.3	Aufbau der Arbeit und Vorgehensweise . . . . .	4
<b>2</b>	<b>Einwirkungen auf Stahlbetonbauteile</b>	<b>7</b>
2.1	Allgemeines . . . . .	7
2.2	Einwirkungen mit hohen Belastungsgeschwindigkeiten . . . . .	9
2.2.1	Wellenfortpflanzung in Stahlbetonbauteilen . . . . .	11
2.2.2	Detonationseinwirkungen . . . . .	14
2.2.3	Impakteinwirkungen . . . . .	17
<b>3</b>	<b>Der Werkstoff Stahlbeton</b>	<b>21</b>
3.1	Beton . . . . .	21
3.1.1	einachsiales statisches Werkstoffverhalten . . . . .	22
3.1.2	mehrachsiales statisches Werkstoffverhalten . . . . .	28
3.1.3	dynamisches Werkstoffverhalten . . . . .	31
3.2	Betonstahl . . . . .	38
3.2.1	statisches Werkstoffverhalten . . . . .	41
3.2.2	dynamisches Werkstoffverhalten . . . . .	43
3.3	Ursachen für die Festigkeitszunahme bei hohen Verzerrungsraten . . . . .	54
<b>4</b>	<b>Der Verbund in Stahlbetonbauteilen</b>	<b>59</b>
4.1	Charakterisierung der Verbundwirkung . . . . .	59
4.1.1	Scherverbund bei profilierten Bewehrungsstählen . . . . .	62
4.1.2	Herleitung der Verbundspannung am Stabdifferential . . . . .	63
4.2	Untersuchungen zum Verbund bei einer statischen Belastung . . . . .	66
4.2.1	Durchmesser der Betonstahlbewehrung . . . . .	67
4.2.2	Geometrie der Bewehrungsstahlrippen . . . . .	69
4.2.3	Betondeckung des Bewehrungsstahls . . . . .	72

4.2.4	Betonierrichtung und Lage der Bewehrung im Bauteil . . . . .	74
4.2.5	Einfluss der Betondruckfestigkeit . . . . .	76
4.2.6	Einfluss der Verbundlänge im Versuch . . . . .	79
4.2.7	Spannungen quer zur Bewehrungsachse . . . . .	81
4.2.8	Längsrisse im Beton parallel zur Bewehrung . . . . .	85
4.2.9	Zusammenfassung der Auswirkungen von verschiedenen Einflussfaktoren auf den Verbund bei statischen Belastungen . . . . .	93
4.3	Der Verbund bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten . . . . .	96
4.3.1	Allgemeines . . . . .	96
4.3.2	Stand der Forschung . . . . .	97
4.3.3	Zusammenfassung . . . . .	120
<b>5</b>	<b>Risse in Stahlbetonbauteilen</b>	<b>123</b>
5.1	Rissursachen und Tragverhalten . . . . .	123
5.2	Verbundrisse im Stahlbeton . . . . .	126
5.3	Bewehrungsparallele Längsrisse . . . . .	128
5.4	Rissbildung und Rissgeschwindigkeit . . . . .	131
<b>6</b>	<b>Theoretische Betrachtungen zum Verbundverhalten bei und nach hochdynamischen Einwirkungen</b>	<b>135</b>
6.1	Zum Verbund bei hochdynamischen Einwirkungen . . . . .	135
6.2	Zum Verbund nach einer hochdynamischen Einwirkung . . . . .	143
<b>7</b>	<b>Voruntersuchungen zum statischen Verbundverhalten</b>	<b>149</b>
7.1	Zielsetzung . . . . .	149
7.2	Referenzversuche - statische Pull-Out Versuche . . . . .	150
7.2.1	Probekörpereigenschaften und Versuchsaufbau . . . . .	150
7.2.2	Versuchsdurchführung und Darstellung der Ergebnisse . . . . .	153
7.3	statische Push-In Versuche . . . . .	156
7.3.1	Der Einfluss von Kernbohrungen auf den Verbund . . . . .	157
7.3.1.1	Probekörpereigenschaften und Versuchsaufbau . . . . .	157
7.3.1.2	Versuchsdurchführung und Darstellung der Ergebnisse . . . . .	159
7.3.2	Der Einfluss des Sägens von Probekörpern auf den Verbund . . . . .	160
7.4	Zusammenfassung der Ergebnisse . . . . .	164
<b>8</b>	<b>Untersuchungen zur Auswirkung hochdynamischer Belastungen auf den Verbund</b>	<b>167</b>
8.1	Zielsetzung . . . . .	167
8.2	Tastversuche zum Verbund bei hochdynamischen Einwirkungen . . . . .	168

---

8.2.1	Probekörpergeometrie, Versuchsaufbau und Messtechnik . . . . .	170
8.2.2	Konzeptionelle Überlegungen zur Auswertung der Versuchsergebnisse . .	175
8.2.3	Diskussion der Versuchsergebnisse . . . . .	177
8.2.4	Weiterentwicklung und Optimierung des Versuchskonzepts . . . . .	182
8.3	Verbundschädigung durch hochdynamische Einwirkungen . . . . .	187
8.3.1	Probenvorbereitung, Versuchsdurchführung und Nomenklatur . . . . .	188
8.3.2	Darstellung und Auswertung der Ergebnisse . . . . .	191
8.3.2.1	Betonfestigkeiten . . . . .	191
8.3.2.2	Verbundfestigkeiten . . . . .	194
8.4	Zusammenfassung und Bewertung der Untersuchungen . . . . .	200
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>203</b>
9.1	Zusammenfassung der Arbeit . . . . .	203
9.2	Ausblick . . . . .	206
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>i</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>I</b>
	<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>VII</b>
	<b>Symbolverzeichnis</b>	<b>IX</b>
<b>A</b>	<b>verwendete Betonrezepte</b>	<b>1</b>
<b>B</b>	<b>Ergänzende Informationen zu den Versuchen an angesprengten Platten</b>	<b>5</b>
B.1	Schädigung der Versuchskörper . . . . .	6
B.2	Ermittelte maximale Verbundspannungen . . . . .	8
B.3	Versuchsergebnisse und Modellkurven . . . . .	10
B.4	Systematik der Trennschnittberücksichtigung . . . . .	11
B.5	Mittelwertbestimmung . . . . .	12



# Kapitel 1

## Einleitung

### 1.1 Motivation und Problemstellung

Der Verbundwerkstoff Stahlbeton kann aufgrund seiner mannigfaltigen Vorteile auf eine Erfolgshistorie zurückblicken, die kein anderer Werkstoff im Bauwesen aufzuweisen hat.

Das Einsatzspektrum, beginnend bei einfachen Anwendungen bis hin zu beeindruckenden Ingenieurbauwerken und Hochbauprojekten, weist bedingt durch die nahezu unbegrenzte Formbarkeit des Betons und die optimalen Ausnutzung der Vorteile beider Einzelkomponenten eine große Bandbreite auf. Das Zusammenwirken von Bewehrungsstahl und Beton wird über die Verbundwirkung sichergestellt, wodurch der charakteristische Tragmechanismus im Stahlbetonbau, die überwiegende Abtragung von Druckspannungen durch den Beton und die der Zugspannungen durch die eingelegte Bewehrung ermöglicht wird.

Dementsprechend ist die Verbundqualität eines der wichtigsten Kriterien für ein optimales Tragverhalten und damit für die schadfreie Abtragung von Belastungen einhergehend mit der geforderten Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetontragwerken.

Bereits bei der Tragwerksplanung müssen die zu erwartenden Einwirkungen möglichst realistisch abgeschätzt werden, um neben den statischen Anforderungen auch die wirtschaftlichen Aspekte nicht zu vernachlässigen. Durch die normativen Vorgaben von Lastmodellen ist dieser Anspruch für statische und ausgewählte dynamische Einwirkungen erfüllt. Hochdynamische Einwirkungen sind in der Regel nicht planbare Belastungen die bei der ursprünglichen Bemessung keine Berücksichtigung finden und durch keinen standardisierten normativen Ansatz abgedeckt werden können.

Terroristische Anschläge wie am 11. September 2001 in New York, am 11. Juli 2006 in Mumbai und am 22. Juli 2011 in Oslo oder Szenarien zu Gefahren durch Flugzeugabstürze auf Kernkraftwerke in Deutschland rückten derlei hochdynamische Belastungen in den Fokus der Bevölkerung. Sie sind damit nicht länger nur von militärischer Relevanz, etwa bei der Dimensionierung von Schutzbauten für Soldaten im Auslandseinsatz.

Die Einwirkungen können durch die im Material hervorgerufene zeitliche Änderung der Verzerrung, der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  charakterisiert werden.

Durch die verzerrungsratenabhängige Festigkeitssteigerung des Betons bieten Stahlbetonbauteile unter Detonations- oder Impaktbelastungen einen weiteren wesentlichen Vorteil gegenüber vielen anderen Baustoffen. Zur wirklichkeitsnahen Abschätzung der Widerstandsseite wurden eine Vielzahl von Forschungsvorhaben zur experimentellen Bestimmung der Betonparameter bei hohen Verzerrungsraten (z.B. LOHRMANN 1998 [136] und SCHULER 2004 [202]) realisiert. Ein Werkzeug zur Berechnung von Strukturen unter hochdynamischen Belastungen sind Hydrocodes wie AUTODYN oder LS-DYNA (nähere Erläuterungen zu Hydrocodes sind z.B. in MEYERS 1994 [154] zusammengefasst). Darin implementierte verzerrungsratenabhängige Materialmodelle für Beton, deren Entwicklung in den letzten Jahren, nicht zuletzt bedingt durch steigende Rechner- bzw. Serverkapazitäten, forciert wurde (z.B. RIEDEL 2000 [187] und HARTMANN 2009 [99]) ermöglichen bereits realitätsnahe Ergebnisse bei der numerischen Simulation.

Die Schädigung und die Tragfähigkeit der betrachteten Stahlbetonstruktur ist aber, wie bereits beschrieben, nicht nur vom Verhalten der einzelnen Werkstoffe, sondern auch vom Zusammenwirken der Komponenten durch den Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl abhängig.

Die numerische Berücksichtigung der Verbundfestigkeit und -steifigkeit in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate wird unter anderem durch die Tatsache erschwert, dass nur einige wenige experimentelle Ergebnisse vorliegen die zur Entwicklung von geeigneten Modellen herangezogen werden können. Unterschiedliche Versuchskonfigurationen und Messmethoden erschweren oder verhindern zudem die vergleichende Bewertung von vorhandenen Daten.

Neben der realitätsnahen Ermittlung von Bauteilantworten bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten ist oft die Frage nach der Resttragfähigkeit von Bauteilen und Bauwerken nach einer solchen Einwirkung von großer Bedeutung.

Die Beurteilung der Standsicherheit und des damit verbundenen Gefährdungspotentials oder des notwendigen Sanierungsaufwandes wird durch die oft nicht vollständig sichtbare Schädigung der tragenden Elemente erschwert. Sowohl Realversuche (z.B. LANDMANN 2001 [126]) wie auch numerische Simulationen (z.B. GREULICH 2004 [94]) belegen, dass beispielsweise nach einer Explosionseinwirkung, neben dem sichtbaren Krater und der Abplatzung, großflächige Gefügeschädigungen durch die Degradation des Materials und Mikrorisse im Stahlbeton auftreten. Bei einer alleinigen visuellen Begutachtung des schadhaften Bauteils ist die Gefahr der Überschätzung von Tragwerksreserven unvermeidlich. Quantitative Bewertungskriterien existieren derzeit nicht. Besonders bei zug- oder biegezugbeanspruchten Tragwerkselementen ist ein intakter Verbund zur Einleitung der Zugspannungen in die Betonstahlbewehrung wichtig.

Aber genau die dafür verantwortliche Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton ist das schwächste Glied im Gesamtgefüge und damit sehr anfällig, gerade für Schockwellen in Festkörpern als

Resultat einer Detonation oder eines Impakts.

## 1.2 Zielsetzung

Die vorangehende Problemstellung zeigt die Defizite bzw. den nach wie vor vorhandenen Forschungsbedarf zur Verbundthematik auf. Ausgehend von einer Vielzahl von Antworten zum Verbund in Stahlbetonbauteilen unter einer statischen Belastung, die im Laufe der letzten Jahrzehnte von Forschern wie z.B. REHM 1961 [179], MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149] und SCHMIDT-THRÖ, STÖCKL & KUPFER 1986 [199] erarbeitet wurden, lassen sich daraus Erkenntnisse zum Einfluss von hochdynamischen Beanspruchungen auf den Verbund ableiten. Dies schließt sowohl das Tragverhalten bei, als auch nach einer solchen Belastung mit ein. Daraus definiert sich ein erstes Ziel, das mit der vorliegenden Arbeit verfolgt wird. Eine ausführliche Literaturstudie zum statischen Verbund bildet die Voraussetzung für einen Wissenstransfer hin zu Fragestellungen bei der Hochdynamik. Neben theoretischen Grundlagen liegt der Fokus vor allem auf der Zusammenstellung und Auswertung von Versuchsergebnissen, um die maßgebenden Einflussparameter auf das Verbundverhalten zu lokalisieren und um deren Auswirkungen quantitativ zu bewerten. Die Studie dient damit als Ausgangsbasis für weiterführende Überlegungen zum Verbund bei dynamischen Einwirkungen.

Diese theoretischen Modelle müssen durch Versuchsergebnisse verifiziert und validiert werden. Eine Literaturstudie belegt, dass die Vergleichbarkeit der wenigen Verbundversuche bei dynamischen Belastungen durch den Einsatz von verschiedensten Versuchskonfigurationen, der Aufzeichnung von verschiedenen Messwerten und deren Auswertung häufig nur bedingt möglich ist. Deshalb soll ein Versuchs- und Messkonzept entwickelt werden, das eine systematische Untersuchung des Einflusses von maßgebenden Parametern auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei unterschiedlichen Verzerrungsraten erlaubt und eine einheitliche Auswertung der Messergebnisse sicherstellt.

Die Frage nach der Resttragfähigkeit von geschädigten Stahlbetonbauteilen ist eng mit der Verbundwirkung verknüpft, da diese das Zusammenspiel der beiden Werkstoffe und damit das Tragverhalten maßgebend mitbestimmt. Hochdynamische Einwirkungen führen zu einer ungleich komplexeren Schädigung des betroffenen Bauteils als statische oder zyklische Belastungen, was eine fundierte Bewertung des Schadensausmaßes erschwert. FUCHS 2008 [81] stellt in seiner Arbeit ein Ingenieurmodell zur qualitativen Abschätzung des Verbunds in angesprengten Stahlbetonplatten mittels zerstörungsfreier Untersuchungen vor. Dieses Modell soll anhand von experimentellen Versuchsergebnissen verifiziert werden. Gleichzeitig bietet sich dadurch die Möglichkeit für eine quantitative Bestimmung der Verbundspannungsreduzierung in und um den geschädigten Bereich, sowie die Abschätzung des tatsächlich beeinflussten Plattenabschnitts. Mit dieser Information kann ein Beitrag zur Abschätzung der Resttragfähigkeit eines geschädigten

Einzelbauteils und damit zur Gesamttragfähigkeit eines Bauwerks geleistet werden.

Aus dieser finalen Zielsetzung leitet sich die Notwendigkeit zur Entwicklung eines Versuchskonzepts ab, mit dem es möglich ist, die lokalen Verbundverhältnisse von großflächigen Bauteilen zu untersuchen ohne diese bereits bei der Probenvorbereitung zu verfälschen.

### 1.3 Aufbau der Arbeit und Vorgehensweise

Im Folgenden wird der Aufbau der Arbeit beschrieben. Die aus der Zielsetzung abgeleitete Vorgehensweise wird beim Inhalt der einzelnen Kapitel ergänzt. Beginnend mit Kapitel 2 werden die relevanten Grundlagen zusammengestellt. Neben der Einordnung von verschiedenen Belastungen anhand der im Material hervorgerufenen Verzerrungsraten, werden exemplarisch für hochdynamische Belastungen Detonations- und Impakteinwirkungen auf Stahlbetonbauteile näher erläutert. Speziell die im Abschnitt dargestellte Theorie zur Fortpflanzung und zum Verhalten der ins Material eingeleiteten Welle an Grenzschichten wird im weiteren Verlauf der Arbeit wieder aufgegriffen.

Kapitel 3 befasst sich mit dem statischen und dem dynamischen Verhalten der Werkstoffe Beton und Bewehrungsstahl. Hierzu werden im Schwerpunkt die aus der Literatur bekannten theoretischen Grundlagen, die experimentellen Ergebnisse sowie die relevanten genormten Werkstoffparameter zusammengefasst. Besonderes Augenmerk wird dabei auf die verzerrungsratenabhängigen Materialeigenschaften, ergänzt durch deren Ursachen, gelegt.

Eine ausführliche Literaturstudie zum Verbund in Stahlbetonbauteilen ist Bestandteil des Kapitels 4. Ausgehend von theoretischen Aspekten, wie z.B. der Verbundspannung am Stabdifferential und der Charakterisierung der Verbundwirkung wird eine Vielzahl von verbundbeeinflussenden Größen bei statischen Belastungen erläutert. Der Fokus liegt dabei auf der Darstellung von experimentellen Untersuchungen zu den jeweiligen Einflussgrößen, um eine quantitative Abschätzung von deren Auswirkungen auf die Ergebnisse zu ermöglichen. Zum Verbund bei dynamischen bzw. hochdynamischen Belastungen werden die aus der Literatur bekannten experimentellen Untersuchungen zusammengestellt. Die dargestellten Ergebnisse dienen als Basis für die angestellten theoretischen Überlegungen in Kapitel 6 und die unterschiedlichen Versuchsaufbauten der jeweiligen Autoren zeigen die Optionen für eigene Versuche zur Bestimmung von  $\tau - \delta$ -Beziehungen in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  auf. Die Ausführlichkeit der Erläuterungen zur Thematik ist in der Absicht begründet, dass das Kapitel als umfangreiche Grundlage für Folgearbeiten zu verschiedenen Aspekten der Verbundproblematik in Stahlbetonbauteilen dienen soll.

Im Kapitel 5 werden einige wesentliche Aspekte zu Rissen in Stahlbetonbauteilen diskutiert. Schadensbilder von Bauteilen nach hochdynamischen Beanspruchungen (z.B. in LANDMANN 2001 [126]) weisen eine vermehrte Anzahl von Rissen verteilt über einen großen Bauteilbereich



auf. Daraus resultieren negative Auswirkungen auf den Verbund und damit sind Kenntnisse zur Rissbildung, zu den Rissursachen und zum Tragverhalten im gerissenen Zustand für die Beurteilung der Verbundfestigkeit nach hochdynamischen Einwirkungen mit entscheidend. Abschließend wird die Rissgeschwindigkeit anhand von Versuchsergebnissen aus der Literatur diskutiert und daraus resultierende Folgerungen vorgestellt.

Inhalt von Kapitel 6 sind theoretische Überlegungen zum Verbund in Stahlbetonbauteilen bei und nach hochdynamischen Belastungen abgeleitet aus den Erläuterungen der vorangehenden Abschnitte. Hierbei erfolgt die Verknüpfung des verzerrungsratenabhängigen Werkstoffverhalten von Beton mit mathematischen Formulierungen zur Beschreibung von  $\tau - \delta$ -Beziehungen bei statischen Belastungen. Bei den Überlegungen zur Verbundfestigkeit in geschädigten Bauteilen werden die Grundlagen zum Verhalten von Druck- und Zugwellen in Festkörpern aus Kapitel 2 nochmals aufgegriffen, vertieft und speziell auf den Verbundwerkstoff Stahlbeton angewendet. Für die fehlerfreie Umsetzung des Versuchskonzepts zur Untersuchung der Verbundfestigkeit von Probekörpern aus angesprengten Stahlbetonplatten waren eine Reihe von Voruntersuchungen notwendig. Die Ergebnisse werden in Kapitel 7 erläutert. Neben einer Gegenüberstellung von Pull-Out und Push-In Versuchen wird der Einfluss von einer Kernbohrung zur Herstellung einer verbundfreien Vorlänge und von Trennschnitten auf die maximal übertragbare Verbundspannung erforscht. Als Ergebnis dieser Studien wird eine empirische Gleichung vorgestellt, die den Zusammenhang zwischen  $\tau_{max}$ , der Anzahl der Trennschnitte und der Betondruckfestigkeit quantifiziert.

Aufbauend auf den theoretischen Betrachtungen aus Kapitel 6 und den statischen Vorversuchen aus Kapitel 7 werden in Abschnitt 8 die Entwicklung eines Versuchskonzepts zur Bestimmung des Verbundes bei hochdynamischen Einwirkungen und experimentelle Untersuchungen zur Verbundfestigkeit an, durch eine Detonation geschädigten Probekörpern beschrieben. Die Ergebnisse aus ersten Tastversuchen in einer Split Hopkinson Pressure Bar Anlage dienen dabei zur Weiterentwicklung der gewählten Versuchskonfiguration und als Grundlage für eine Parameterstudie zur Abschätzung des notwendigen Belastungsimpulses, um im Versuch ein Ausziehversagen zu erzeugen. Der Verbund nach einer hochdynamischen Belastung wird exemplarisch anhand von angesprengten Stahlbetonplatten erforscht. Durch die Ergebnisse konnten Gleichungen zur quantitativen Abschätzung der Verbundfestigkeitsreduzierung unter Berücksichtigung des Abstands zum Detonationspunkt und der Sprengstoffmasse entwickelt werden.

Das Kapitel 9 der Arbeit schließt mit einer zusammenfassenden Diskussion der Gesamtergebnisse und zeigt weiteren Forschungsbedarf zur Thematik auf.



---

## Kapitel 2

# Einwirkungen auf Stahlbetonbauteile

---

*Im Laufe seiner Nutzung erfahren eine Konstruktion und deren Einzelbauteile eine Vielzahl von unterschiedlichen Einwirkungen und Belastungen. Schon bei der Tragwerksplanung müssen die zu erwartenden Lasten realistisch abgeschätzt werden, um zum Einen die Standsicherheit und zum Anderen die Gebrauchstauglichkeit über den gesamten Nutzungszeitraum mit einer ausreichenden Sicherheit und unter Beachtung von wirtschaftlichen Aspekten gewährleisten zu können. Eine hundertprozentige Sicherheit unter Berücksichtigung aller erdenklichen äußeren Einwirkungen und aller sonstigen Eventualitäten gibt es nicht.*

*Unabhängig von der Belastungsart und der Belastungsdauer ist ein möglichst realitätsnahes Lastmodell für eine wirtschaftliche Dimensionierung von Bauwerken unabdingbar. In Verbindung mit dem Sicherheitskonzept nach deutschen oder internationalen Normenwerken stehen dem Bauingenieur für eine Vielzahl von Einwirkungen realistische Abschätzungen zur Verfügung, die sowohl dem Sicherheitsaspekt, als auch dem Faktor der Wirtschaftlichkeit Rechnung tragen. Während die Lastmodelle für statische und viele dynamische Lasten einfach zu handhaben sind, stellen hochdynamische Lasten immer noch eine Herausforderung dar, die sich nur bedingt mit einem allgemeingültigen normativen Ansatz bewältigen lassen.*

---

### 2.1 Allgemeines

Äußere Belastungen erzeugen innere Schnittgrößen bzw. Spannungen, die durch die einzelnen Bauteile aufgenommen werden müssen. Neben direkten Einwirkungen können auch Zwangseinwirkungen, so genannte indirekte Einwirkungen, Spannungen in Bauteilen verursachen. Diese werden hauptsächlich durch aufgezwungene Verformungen, die sich nicht frei einstellen können hervorgerufen. Indirekte Einwirkungen sollen an dieser Stelle aufgrund der fehlenden Relevanz für die Arbeit ausgeklammert werden. Im weiteren Verlauf werden ausschließlich äußere, also direkte Belastungen behandelt. Prinzipiell kann jede Einwirkung durch vier Faktoren beschrieben werden:

- die Belastungsintensität,

- der Angriffspunkt und Wirkrichtung der Belastung,
- die Dauer und Wiederkehrhäufigkeit der Einwirkung und
- die Geschwindigkeit mit der die Belastung auftritt.

Bei der betragsmäßigen Höhe der Belastung ist häufig hauptsächlich das zu erwartende Maximum von Bedeutung für die Bemessung. Zur eindeutigen Lokalisierung der Last am Tragwerk muss der Angriffspunkt bekannt sein. Hierbei kann es sich sowohl um ortsfeste Lasten aber auch um ortsfreie Wanderlasten handeln, je nach Belastungssituation. Ähnliches trifft für die Wirkrichtung der Last zu. Statische Lasten wirken in der Regel in eine fest definierte Richtung, aber bei dynamischen Lasten ist häufig ein Vorzeichen- und damit ein Richtungswechsel zu verzeichnen. Als Beispiel sei hierfür die Last aus Maschinenfundamenten oder eine Windlast genannt.

Die Einwirkungsdauer von Lasten und deren Auftretenshäufigkeit wird in der Normung durch die Begrifflichkeiten „ständig“, „veränderlich“ und „außergewöhnlich“ charakterisiert. Ständige Einwirkungen, wie das Eigengewicht oder die Ausbaulasten von Konstruktionen wirken konstant über die gesamte Lebensdauer des Tragwerks und sind damit relativ genau abschätzbar. Nutzungsbedingte Verkehrslasten werden durch eine obere maximal mögliche Schranke definiert, wobei die Wiederkehrhäufigkeit und die betragsmäßige Höhe von der Nutzungsintensität des Bauwerks abhängig sind. Außergewöhnliche Einwirkungen stellen in der Regel Sonderfälle dar, die unter Umständen über den gesamten Nutzungszeitraum nicht zwingend auftreten, aber auf Grund ihrer Intensität teilweise verheerende Folgen für die Standsicherheit des Gebäudes haben können. Beispiele hierfür sind Erdbeben, Anpralllasten oder Detonationslasten, resultierend aus produktionsbedingten Störfällen (z.B. Innenraumexplosionen bei Reaktorzwischenfällen, Gasexplosionen und in der chemischen Industrie) oder durch terroristische Anschläge (auf sicherheitsrelevante Einrichtungen oder Großveranstaltungen).

Die Einwirkungsdauer und die Wiederkehrhäufigkeit haben einen wesentlichen Einfluss auf das Werkstoffverhalten, vor allem von Beton (Abschnitt 3). Unter Dauerlasten müssen die Schwind- und Kriecheigenschaften berücksichtigt werden und bei der Wiederkehrhäufigkeit stellt sich sowohl für den Beton, als auch für den Bewehrungsstahl die Frage nach der Ermüdungsfestigkeit des Materials. Die sich daraus ergebenden Fragestellungen zum Langzeitverhalten der Werkstoffe können in der einschlägigen Literatur, wie zum Beispiel bei HOHBERG 2004 [103] oder PFISTER 2007 [170] nachgelesen werden und sind hier nicht Gegenstand der Betrachtung. Sowohl bei statischen als auch bei dynamischen Belastungen sollen nur kurzzeitig wirkende Kräfte behandelt werden.

Während statische Einwirkungen überwiegend ruhende oder nahezu ruhende Lasten beschreiben, wirken dynamische und vor allem hochdynamische Lasten mit einer sehr viel höheren Ge-

schwindigkeit auf ein Bauteil ein. Im folgenden Abschnitt der Arbeit sollen ausgewählte hochdynamische Belastungen auf Stahlbetonbauteile näher erläutert werden. Aufgrund der hohen Belastungsgeschwindigkeit stellt sich im Beton keine konstante Spannung ein, sondern es werden Wellen eingeleitet, die das Bauteil durchlaufen. Da das Phänomen der Wellenfortpflanzung im Vergleich zu einer statischen Belastung zu gänzlich unterschiedlichen Spannungs- bzw. Verzerrungszuständen und zu einem grundverschiedenen Versagensmechanismus führen, wird auf die dazugehörigen theoretischen Grundlagen im weiteren Verlauf des Kapitels im Detail eingegangen.

## 2.2 Einwirkungen mit hohen Belastungsgeschwindigkeiten

Statische Belastungen wirken je nach Art mit einer Geschwindigkeit von  $v = 10^{-7}$  bis  $v = 10^{-5}$  m/s auf ein Bauteil ein. Im Gegensatz dazu liegt die Beanspruchungsgeschwindigkeit von hochdynamischen Belastungen um mehrere Zehnerpotenzen höher. Zur eindeutigen Beschreibung der Belastungsgeschwindigkeit hat sich in der Literatur die Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  als zeitliche Veränderung der Materialverzerrung bzw. als Ableitung der Verzerrung nach der Zeit oder die Spannungsrate  $\dot{\sigma}$  als Ableitung der wirkenden Spannung nach der Zeit etabliert. Abbildung 2.1 ordnet verschiedene Belastungsszenarien den zu erwartenden Verzerrungsraten und den Spannungsraten im Beton zu. Die angegebenen Spannungsraten sind materialspezifisch und sollen in erster Linie zur Orientierung dienen. Unter der Annahme, dass der Elastizitätsmodul unabhängig von der Verzerrungsrate ist (Kapitel 3.1.3), kann eine Umrechnung der Verzerrungsrate in die Spannungsrate mit Hilfe des HOOKEschen Gesetzes erfolgen. Bei der Gegenüberstellung wurde ein fiktiver Elastizitätsmodul von  $30000 \text{ N/mm}^2$  gewählt. Dieser liegt im Bereich des E-Moduls von normalfesten Betonen. Parallel sind einige praxisrelevante Beispiele aufgeführt und den jeweiligen Belastungsgeschwindigkeiten zugeordnet.

Hochdynamische Belastungen zählen zu den außergewöhnlichen Einwirkungen und im Gegensatz zu den statischen, planmäßig auftretenden Lasten wird eine Struktur in der Regel nur für ein einmaliges Auftreten dimensioniert, sofern sie überhaupt Berücksichtigung beim Planungsprozess finden. Dementsprechend müssen Bauwerke die Belastung nicht schadensfrei aufnehmen können, sondern es soll häufig nur die Standsicherheit über einen gewissen Zeitraum gegeben bleiben, um eine Evakuierung zu ermöglichen. Diese Einwirkungen sind vor allem durch sehr hohe maximale Belastungsspitzen geprägt, die aber nur eine relativ geringe Einwirkungsdauer aufweisen. Neben den Auswirkungen, die sich dadurch für das Gesamtbauwerk ergeben, weisen viele Baustoffe eine explizite Abhängigkeit des Materialverhaltens von der einwirkenden Geschwindigkeit auf (Abschnitt 3.1.3 und 3.2.2).

Parallel zu den statischen Lasten können hochdynamische Lasten anhand des Lastangriffsorts charakterisiert werden. Während Impaktvorgänge und Kontaktdetonationen örtlich auf einem

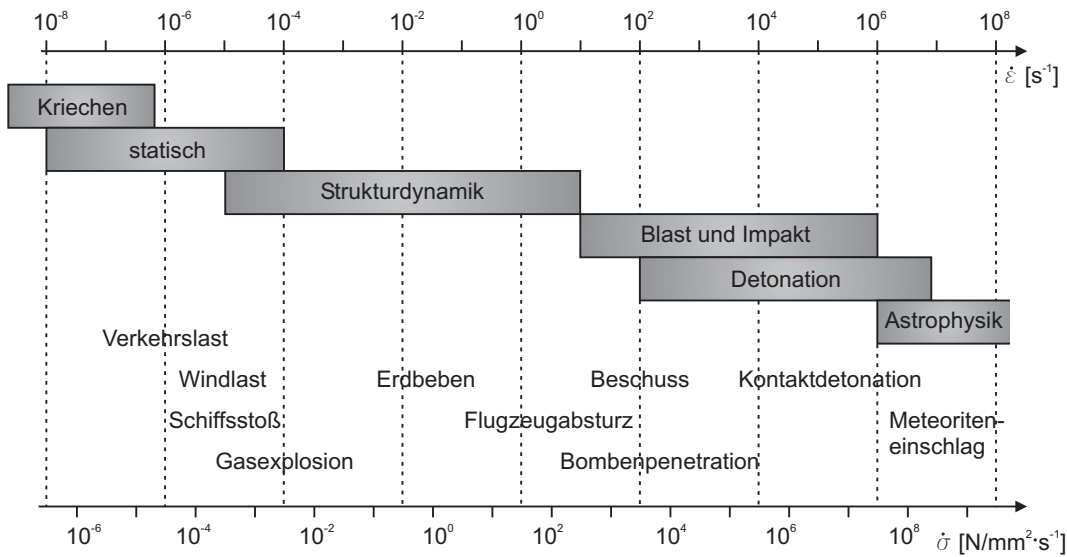


Abb. 2.1: Einordnung von Einwirkungen anhand der Belastungsgeschwindigkeit

sehr begrenzten Bereich eines Bauteils wirken und in der Regel nur zu lokalen Schädigungen führen, wird bei Nah- oder Ferndetonationen die gesamte Struktur durch die entstehende Druckwelle beaufschlagt und dementsprechend müssen sowohl die globale Strukturantwort, als auch lokale Überbeanspruchungen berücksichtigt werden. Neben terroristischen Szenarien können auch störfallbedingte, unplanmäßige Explosionen zu einer Gefährdung der Bausubstanz und der dadurch betroffenen Personen führen.

Normative Regelungen für hochdynamische Belastungen existieren nicht oder nur rudimentär. Zur Vereinfachung werden dynamische Einwirkungen meist durch statische Ersatzlasten abgebildet, wodurch das komplexe Materialverhalten und dynamische Strukturantworten rechnerisch nicht erfasst werden können. Häufig führen diese Lastmodelle zu einer Überdimensionierung der Strukturen, da sie deutlich auf der sicheren Seite liegen. Einige dynamische Anwendungsfälle, wie Anpralllasten von Fahrzeugen, Schiffen oder Hubschraubern sind zwar in der DIN 1055-9 [49] geregelt, aber die Angaben zu hochdynamischen Belastungen aus Detonation und Explosion haben nur einen informativen Charakter. Für den speziellen Anwendungsfall von Staub- und Flüssigkeitsexplosionen in Silos und Flüssigkeitsbehälter gibt die DIN 1055-6 [48] einige Hinweise, wobei sich diese größtenteils auf konstruktive Maßnahmen beziehen. Eine Ausführliche Behandlung der Thematik ist im DIN Fachbericht 140 [64] enthalten.

Der FIB MODEL CODE 2010 [75] als Grundlage zur Fortentwicklung nationaler Normen beschreibt erstmals ein Bemessungskonzept für Stahlbetonkonstruktionen gegen hochdynamische Einwirkungen. Mit aufsteigender Komplexität werden drei Bemessungslevel beschrieben. Im einfachsten Fall wird auf statische Ersatzlasten zurückgegriffen, auf Level 2 kommen idealisierte Druck-Zeit-Verläufe zur Abbildung der hochdynamischen Last zur Anwendung und Level 3

bietet abschließend die Möglichkeit problemspezifische, komplexe nichtlineare Berechnungen mit Hydrocodes oder FEM durchzuführen. Für detailliertere Informationen wird auf den FIB MODEL CODE 2010 [75] und auf KEUSER & WENSAUER 2010 [115] verwiesen.

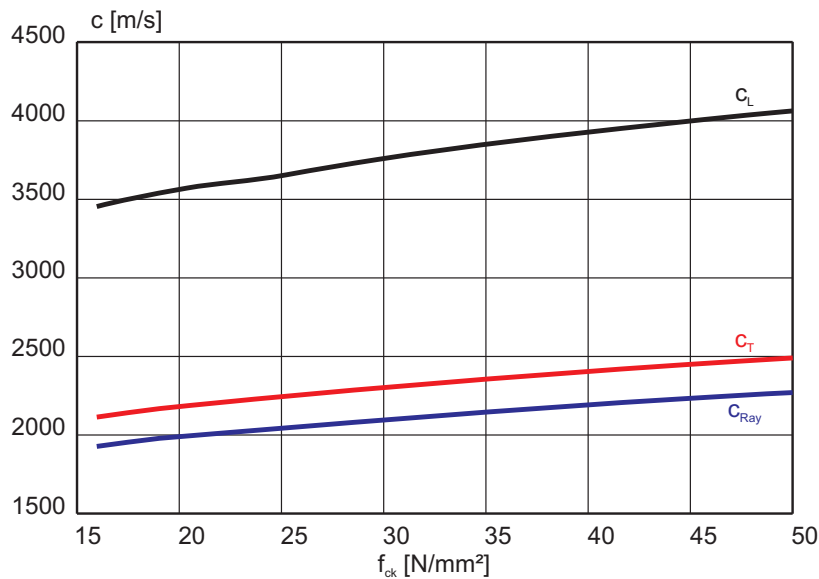
### 2.2.1 Wellenfortpflanzung in Stahlbetonbauteilen

Die Belastung von Stahlbetonbauteilen durch hochdynamische Einwirkungen lässt sich als impulsartiger Stoßvorgang beschreiben. Sowohl bei Impakt, als auch bei Explosionen werden Spannungswellen in das Bauteil eingetragen, die dieses durchlaufen und kinetische und potentielle Energie transportieren. In Festkörpern werden verschiedene Wellenformen anhand ihrer Ausbreitungsrichtung unterschieden. Bei Impaktbelastungen oder Kontaktdetonationen entstehen sowohl Oberflächenwellen, sogenannte RAYLEIGH-Wellen, als auch Raumwellen. Bei diesen muss nochmals zwischen Longitudinalwellen und Transversalwellen differenziert werden, die eine Struktur durchlaufen. Längswellen können sich in allen Medien ausbreiten, die eine Volumenelastizität besitzen (Festkörper, flüssige und gasförmige Stoffe). Die Moleküle schwingen parallel zur Ausbreitungsrichtung der Welle. Bei Transversalwellen werden Scher- bzw. Schubkräfte impliziert, dementsprechend breiten sie sich nur in festen Körpern aus und die Moleküle schwingen senkrecht zur Wellenrichtung.

Eine detaillierte Darstellung der Theorie zu den beschriebenen und weiteren Wellenarten und zum Sachverhalt der Wellenfortpflanzung in Festkörpern findet sich z.B. in ZUKAS 1990 [245] und MEYERS 1994 [154]. Da die theoretischen Hintergründe für die vorliegende Arbeit nicht von primärem Interesse sind wird auf eine Darstellung verzichtet. Die einzelnen Wellengeschwindigkeiten sind abhängig von der Dichte  $\rho$ , vom Elastizitätsmodul  $E$  und von der Querkontraktionszahl  $\nu$  des Materials. Die folgende Abbildung 2.2 fasst auszugsweise die verschiedenen, auftretenden Wellengeschwindigkeiten in Normalbeton in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse mit einer angenommenen konstanten Dichte  $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$  und der mittleren Querkontraktionszahl  $\nu = 0.2$  zusammen. Die als konstant angenommene Dichte über alle Festigkeitsklassen ist zwar nur annähernd korrekt, aber durch Abbildung 2.2 soll hauptsächlich der Unterschied zwischen den einzelnen Wellengeschwindigkeiten verdeutlicht werden.

Während die Geschwindigkeit der Raumwellen mit mechanisch begründeten Formeln unter Berücksichtigung der Erhaltungsgleichungen von Masse und Impuls berechnet werden kann, wird die RAYLEIGH-Wellengeschwindigkeit mit Hilfe der empirisch bestimmten Gleichung (2.1) nach GRAFF 1991 [92] ermittelt.

$$c_{Ray} = \frac{0.87 + 1.12 \cdot \nu}{1 + \nu} \cdot \sqrt{\frac{E}{2(1 + \nu)} \cdot \frac{1}{\rho}} \quad (2.1)$$



**Abb. 2.2:** verschiedene elastische Wellengeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit

Die Geschwindigkeit der Transversalwellen  $c_T$  ist, unabhängig vom Material, immer geringer als die Longitudinalwellengeschwindigkeit  $c_L$ . Die Oberflächenwelle pflanzt sich im Vergleich zu den Raumwellen am langsamsten fort, aber die Wellenamplitude und damit die transportierte Energie nimmt mit fortschreitendem Weg in einem wesentlich geringeren Maß ab.

In Abhängigkeit von der Höhe der Spannung, die durch die Welle ins Bauteil eingetragen wird, und dem Verzerrungsverhalten des Materials muss zwischen elastischen und plastischen Wellen differenziert werden. Die in Abbildung 2.2 dargestellten Geschwindigkeiten beziehen sich auf elastische Wellen im Material. Resultierende Verzerrungen liegen also im elastischen Bereich der Spannungs-Verzerrungs-Linie. Plastische Wellen verursachen hingegen irreversible Verformungen des Materials und durchlaufen das Bauteil in der Regel mit einer wellenintensitätsabhängigen Geschwindigkeit. Bei steigenden Drücken und in Abhängigkeit vom Kompressionsverhalten des Materials nimmt die plastische Wellengeschwindigkeit zu und erreicht letztendlich höhere Werte, als bei elastische Wellen. Dadurch kommt es im Bauteil zur Bildung einer Schockwelle, vergleichbar mit der in Abbildung 2.4 dargestellten Ausbildung einer Schockfront nach einer Detonation. Die Schockwelle erreicht im Bauteil wesentlich höhere Geschwindigkeiten als die dargestellten elastischen Wellengeschwindigkeiten in Abbildung 2.2.

Zum Verständnis der Schädigungsmechanismen bei Stahlbetonbauteilen unter hochdynamischen Lasten ist das Phänomen der Wellenfortpflanzung und vor allem der Wellenreflexion im Werkstoff von entscheidender Bedeutung. Das Verhalten einer Welle an einer Grenzschicht wird durch den Auftreffwinkel und durch den Wellenwiderstand (Impedanz) der zwei beteiligten Medien bestimmt. Im Folgenden sollen nur Wellen betrachtet werden, die senkrecht auf eine Grenzfläche auftreffen. Anschaulich kann die Impedanz  $I_m$  als die Steifigkeit betrachtet werden, die das



Medium der sich ausbreitenden Welle entgegengesetzt. Der Wellenwiderstand eines Materials ist abhängig von der Steifigkeit und von der Dichte. Eine Berechnung ist nach Gleichung (2.2) möglich.

$$I_m = \sqrt{E \cdot \rho} = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \cdot \rho = c_{el} \cdot \rho \quad (2.2)$$

Unter Verwendung der elastischen Längswellengeschwindigkeit im einachsialen Fall ( $\nu = 0$ ) kann die Impedanz auch als Produkt der elastischen Wellengeschwindigkeit  $c_{el}$  und der Dichte  $\rho$  des jeweiligen Materials formuliert werden. Beim Auftreffen der Welle auf eine Grenzschicht wird je nach Impedanzverhältnis der zwei Medien ein Teil der transportierten Spannung reflektiert und der andere Teil transmittiert. Zur Verdeutlichung sind in Tabelle 2.1 die reflektierten  $\sigma_r$  und die transmittierten Spannungen  $\sigma_t$  jeweils als Verhältnis zur initiierten Spannung  $\sigma_i$  für verschiedene Impedanzverhältnisse zwischen Medium A und B zusammengestellt (GREULICH 2004 [94]).

**Tab. 2.1:** relative transmittierte und reflektierte Spannungen bei variierendem Impedanzverhältnis

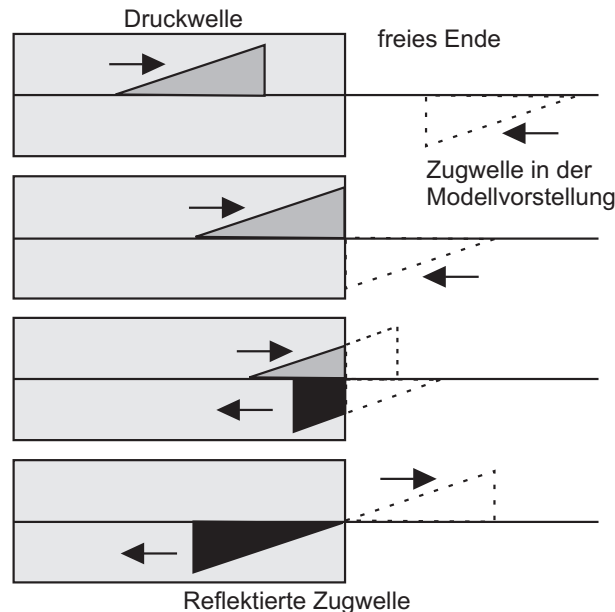
$\frac{I_{m,A}}{I_{m,B}}$	$I_{m,A} \gg I_{m,B}$	$I_{m,A} > I_{m,B}$	$I_{m,A} = I_{m,B}$	$I_{m,A} < I_{m,B}$	$I_{m,A} \ll I_{m,B}$
	$\infty$	2.0	1.0	0.5	0
$\frac{\sigma_r}{\sigma_i}$	-1.0	$-\frac{1}{3}$	0	$\frac{1}{3}$	$\simeq 1.0$
$\frac{\sigma_t}{\sigma_i}$	0	$\frac{2}{3}$	1	$\frac{4}{3}$	$\simeq 2.0$

Ergänzend zur Tabelle sollen nochmals die beiden Extremfälle und ein identisches Impedanzverhältnis näher erläutert werden. Im Fall, dass eine Welle auf eine Grenzfläche von zwei identischen Materialien trifft (z.B. Beton - Beton) pflanzt sich die Welle ohne Beeinträchtigung weiter fort. Es entstehen keine Reflexionen und die implizierte Spannung im zweiten Segment entspricht der Spannung im ersten Segment ( $\sigma_t = \sigma_i$  und  $\sigma_r = 0$ ).

Die Impedanz von Luft ist näherungsweise Null. Dementsprechend wird beim Auftreffen einer Druckwelle, die sich resultierend aus einer Detonation in der Luft ausbreitet auf Beton ( $I_{m,A} \ll I_{m,B}$ ) eine identische Druckwelle reflektiert und eine doppelt so spannungsintensive Welle in den Beton eingeleitet. Eine zusätzliche Erhöhung durch die Staudruckbildung wird in Abschnitt 2.2.2 nochmals aufgegriffen und an dieser Stelle nicht weiter diskutiert.

Sobald eine Druckwelle im Beton auf eine luftseitige Grenze trifft ( $I_{m,A} \gg I_{m,B}$ ), wird eine Zugwelle mit gleicher Intensität reflektiert. In der Luft ist nahezu keine transmittierte Welle feststellbar und die Zugwelle führt je nach Stärke zu intensiven Schädigungen auf der lastabgewandten Seite (Abbildung 2.6, Kraterbildung und Abplatzung) aufgrund der vergleichsweise

niedrigen Zugfestigkeit des Werkstoffs. Der Reflexionsprozess an einem freien Ende ist in Abbildung 2.3 anschaulich dargestellt.



**Abb. 2.3:** Druckwellenreflexion im Beton an einer freien Fläche nach EIBL 1995 [69]

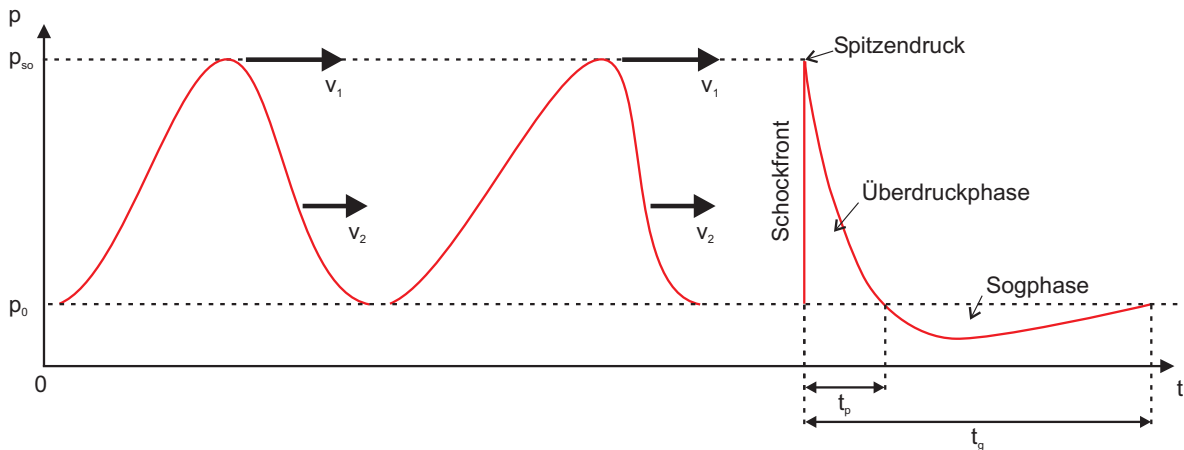
Dieser Sachverhalt soll bei eigenen Versuchen bzw. beim Entwurf eines Versuchskonzepts mit einem Split Hopkinson Pressure Bar zur Untersuchung der Verbundeigenschaften bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten genutzt werden. Auf die Thematik der Wellenreflexion und -transmission wird in den Abschnitten 6.2 und 8 der vorliegenden Arbeit nochmals problemspezifischer eingegangen.

### 2.2.2 Detonationseinwirkungen

Bei Detonationen wird durch eine chemische Reaktion des Sprengstoffs innerhalb von wenigen Mikrosekunden Energie in Form von hohem Druck und Temperatur frei, LEE 2008 [130]. Im Gegensatz zu Deflagrationen, bei denen sich der Druck mit relativ niedrigen Geschwindigkeiten ausbreitet, setzt der Sprengstoff bei der Detonation in einer exothermen Reaktion mit einer Geschwindigkeit von über 8000 m/s je nach Sprengstoffart (z.B. TNT  $v = 6900$  m/s und PETN  $v = 8400$  m/s) um. Dabei werden komprimierte Gase frei, welche die umgebende Luft schlagartig beschleunigen und dadurch eine Druckwelle freisetzen, die sich radial um den Sprengstoff bzw. Detonationspunkt ausbreitet bei einem parallelen Anstieg der Temperatur auf bis zu 5000 Grad Celsius. Der gebräuchliche Begriff Explosion wird häufig als zusammenfassender Ausdruck für Detonation bzw. Deflagration verwendet.

Bei der Beschleunigung der Luftmoleküle erfahren diese, je nach Abstand zum Detonationsmittelpunkt, unterschiedliche Beschleunigungen. Die entstehende Druckwelle pflanzt sich demnach

mit variierenden Geschwindigkeiten fort. Dadurch wird die wandernde Blastwelle immer steiler. Wenn der schnellere Wellenteil mit der Geschwindigkeit  $v_1$  den langsameren Anteil mit der Geschwindigkeit  $v_2$  einholt oder gar überholt entsteht eine Schock- bzw. Stoßfront. Beim Auftreffen dieser Front zum Zeitpunkt  $t_s$  auf eine Struktur mit einem Spitzendruck  $p_{so}$  der mit steigendem Abstand zwischen Detonation und Bauwerk kleiner wird, folgt nach der Überdruckphase eine Sogphase an der Bauteiloberfläche. Die Entstehung einer Schockfront mit dem idealisierten Druck-Zeit-Verlauf an der Bauteiloberfläche ist in Abbildung 2.4 anschaulich zusammengefasst.



**Abb. 2.4:** Entstehung einer Schockwelle mit dem idealisierten Druck-Zeit-Verlauf an einer Bauteiloberfläche

Bei der Beschreibung der Auswirkungen von Detonationen auf Strukturen ist neben der Sprengstoffmenge der Abstand zwischen Detonationspunkt und Bauteiloberfläche von entscheidender Bedeutung. Bei der vorangegangenen Beschreibung wurde davon ausgegangen, dass dieser Abstand ausreichend groß ist, damit sich die Druckwelle so ausbreiten kann, dass sie als mehr oder weniger ebene Schockfront auf die Struktur trifft. Daraus entsteht für das Gebäude bzw. für die einzelnen Tragelemente prinzipiell eine Biegebeanspruchung durch eine Gleichstreckenlast resultierend aus der Detonationsdruckwelle und Schubbeanspruchungen die aufgenommen werden müssen.

Bei sehr geringen Abständen zwischen Sprengstoff und Gebäude, also bei Kontakt- bzw. Nahdetonationen kommt es zu einer großen aber lokal begrenzten Schädigungen der Struktur. Bemessungen mit Hilfe von idealisierten Druck-Zeit-Verläufen wie in Abbildung 2.4 dargestellt, sind nicht mehr möglich und sowohl die eigentliche Detonation als auch die Bauteilantwort muss mit geeigneten numerischen Hilfsmitteln wie Hydrocodes (GREULICH 2004 [94]) unter Berücksichtigung von geeigneten, verzerrungsratenabhängigen Materialmodellen abgebildet werden.

Eine Differenzierung zwischen Nah- und Fernfelddetonationen ist mit Gleichung (2.3) nach MAYRHOFER 2006 [151] möglich, wobei  $r$  den radialen Abstand zwischen dem Explosionsmittelpunkt

und der Struktur in Metern und  $W$  das Sprengstoffgewicht als TNT-äquivalent in Kilogramm beschreibt.

$$z = \frac{r}{W^{1/3}} \quad (2.3)$$

Bei  $z \leq 0.5$  können Detonationen dem Nahbereich zugeordnet werden. In der DIN 1055-9 [49] werden Detonationsbelastungen anhand des Verhältnisses zwischen positiver Druckdauer  $t_p$  (siehe Abbildung 2.4) und der Eigenschwingdauer der betrachteten Struktur  $t_e$  in verschiedene Kategorien eingeordnet. Demnach liegt bei einem Verhältnis von  $t_p/t_e > 10$  eine quasistatische Belastung vor, bei  $t_p/t_e < 10$  handelt es sich um eine stoßartige Belastung und bei einem Verhältnis von  $t_p/t_e < 1$  wird von einer impulsartigen Belastung gesprochen. Die Sogphase und damit die Gesamteinwirkungsdauer  $t_g$  kann bei Strukturbewertungen in der Regel vernachlässigt werden. Falls die Unterdruckphase maßgebend wird (z.B. bei spröden Baustoffen wie Glas), muss die positive Druckdauer  $t_p$  durch  $t_g$  ersetzt werden. Beispiele zur Einordnung verschiedener Szenarien sind in MAYRHOFER 2006 [151] angegeben. In der DIN EN 1991-1-7 [61], die die nationale DIN 1055-9 ersetzen soll ist der informative Anhang C zur Beschreibung von Explosionen und Detonationen nicht mehr enthalten.

Zur Beschreibung einer Blastwelle als Ergebnis einer Detonation sind demnach vor allem die Kenntnis des zu erwartenden Spitzendrucks  $p_{so}$  und die Dauer der Überdruckphase  $t_p$  notwendig. KINNEY & GRAHAM 1985 [116] schlagen für die Berechnung des Spitzendrucks bei chemischen Explosionen Gleichung (2.4) vor. Diese berücksichtigt den Abstand zum Detonationspunkt über den skalierten Abstand  $z$  nach Gleichung (2.3) der von MAYRHOFER 2006 [151] zur Differenzierung zwischen Nah- und Fernfelddetonation vorgeschlagen wird.

$$p_{so} = p_0 \frac{808[1 + (z/4.5)^2]}{\sqrt{1 + (z/0.048)^2} \cdot \sqrt{1 + (z/0.32)^2} \cdot \sqrt{1 + (z/1.35)^2}} \quad (2.4)$$

Der Faktor  $p_0$  beschreibt den Umgebungsluftdruck. Die Dauer der Überdruckphase  $t_p$  kann nach Gleichung (2.5) ermittelt werden, wobei wiederum der skalierte Abstand  $z$  und das Sprengstoffgewicht  $W$  berücksichtigt werden

$$t_p = W^{1/3} \frac{980[1 + (z/0.54)^{10}]}{[1 + (z/0.02^3)] \cdot [1 + (z/0.74)^6] \cdot \sqrt{1 + (z/6.9)^2}} \quad (2.5)$$

Abbildung 2.5 stellt die Ergebnisse der Gleichungen (2.4) und (2.5) in Abhängigkeit vom skalierten Abstand  $z$  im doppellogarithmischen Maßstab grafisch dar.

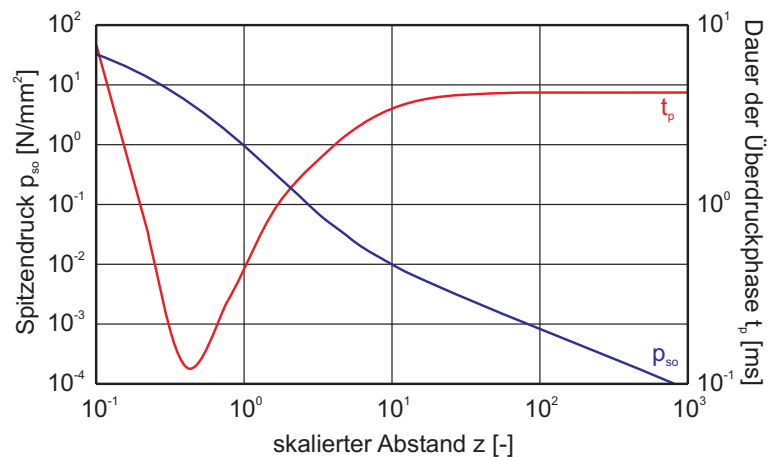


Abb. 2.5: Spitzendruck  $p_{so}$  und Dauer der Überdruckphase  $t_p$  in Abhängigkeit vom skalierten Abstand  $z$

Die berechneten Werte gelten für 1 kg TNT und einem Umgebungsdruck von 1 bar. Es wird deutlich, dass der Spitzendruck mit steigendem  $z$  im logarithmischen Maßstab nahezu linear abnimmt. Die Dauer der Überdruckphase nimmt anfangs mit steigendem  $z$  ab, steigt dann wieder an und konvergiert gegen einen Wert von ca. 4.2 ms. Bei einem identischen skalierten Abstand ist die Höhe des Spitzendrucks unabhängig von der Sprengstoffmenge, wogegen die Dauer der Überdruckphase mit steigender Sprengstoffmenge größer wird, da die Druckwelle eine breitere Front ausbildet und mehr beschleunigte Luftmoleküle nachströmen.

Die ermittelten Spitzendruckwerte bei Detonationen nach Gleichung (2.4) setzen eine Druckwelle voraus, die sich frei im Raum ausbreiten kann. Trifft die Blastwelle auf eine Oberfläche bildet sich ein Staudruck aus. Die Luftpartikel können nicht frei reflektiert werden, da weiter beschleunigte Teilchen von hinten nachströmen. Dieser Staudruck liefert die Belastung, die auf eine Struktur einwirkt und kann nach GEBBEKEN & DÖGE 2006 [87] in Abhängigkeit von der Sprengstoffmasse und dem Abstand um den Faktor 2 bis 8 höher sein als der einfallende Spitzendruck nach Gleichung (2.4). Dies gilt allerdings nur für ideale Gase mit einem konstanten Isotropenkomponenten. In Abhängigkeit vom Druck und der Temperatur kann der Staudruck bis zum 20-fachen des einfallenden Spitzendrucks zunehmen, MAYS & SMITH 1995 [152].

Zusätzliche Einflüsse, wie Druckreflexionen im bebauten Gelände, der Winkel zwischen einfallender Blastwelle und Strukturoberfläche, sowie die Bauteilabmessungen und die -materialien werden ausführlich in den Veröffentlichungen von KINNEY & GRAHAM 1985 [116] und GEBBEKEN & DÖGE 2006 [87] behandelt und sollen an dieser Stelle nicht weiter erläutert werden.

### 2.2.3 Impakteinwirkungen

Als Impakt wird die Kollision von zwei oder mehreren Körpern in Raum bezeichnet. Bei baupraxisrelevanten Impaktvorgängen ist eine bauliche Struktur in der Regel das ruhende Ziel auf das

der Impaktor bzw. das Projektil mit einer definierten Geschwindigkeit auftrifft. Impaktvorgänge, geordnet nach steigender Geschwindigkeit, sind beispielsweise der Anprall von Schiffen und Fahrzeugen, Flugzeugabstürze, oder der militärisch relevante Beschuss mit konventionellen Waffen und die Sekundärwirkung von Detonationen in Form von Trümmerflug bis hin zu Meteoriteneinschlägen, bei denen es aufgrund der hohen Geschwindigkeit zu Phasenübergängen der beteiligten Materialien kommt (Abbildung 2.1). Beanspruchungen aus Impaktvorgängen bewirken eine punktuelle, aber ausgeprägte Belastung auf ein Bauwerk. In Abhängigkeit von der Auftreffgeschwindigkeit und dem Steifigkeitsverhältnis zwischen Projektil und Ziel muss zwischen einem so genannten „weichen Stoß“ oder einem „harten Stoß“ unterschieden werden. Mechanische Formulierungen zu den verschiedenen Stoßarten sind z.B. im CEB BULLETIN D'INFORMATION NO. 187, 1988 [32] aufgeführt.

Beispiele für weiche Stöße sind ein Fahrzeuganprall an einen Brückenpfeiler oder der Beschuss einer Betonstruktur mit einem Weichkerngeschoss. Durch die hohe Steifigkeit des Bauteils und der weichen Struktur des Impaktors wird die kinetische Energie hauptsächlich über die Deformation des Penetrators abgebaut. Ähnlich wie beim beschriebenen Detonationsvorgang werden Druckwellen in das Bauteil eingeleitet, die zu lokalen Schädigungen führen können.

Im Gegensatz dazu verursachen harte Stöße mit einem steifen Penetrator größere lokale Schädigungen. Diese führen zu großen Bauteilverformungen und spiegeln sich in einer Kraterbildung und Abplatzungen, bis hin zu einer Perforation oder einem lokalen Durchstanzen wider. In Abhängigkeit von der Anprallmasse, der Auftreffgeschwindigkeit und der Auftrefffläche, um nur einige Parameter zu nennen, durchschlägt der Penetrator das Ziel ohne das sich aufgrund der Massenträgheit globale Auswirkungen auf das für das Bauteil ergeben, oder es müssen die Strukturantwort und die daraus resultierenden Reaktionskräfte mitberücksichtigt werden. Abbildung 2.6 fasst die charakteristischen lokalen Schädigungsmechanismen von Stahlbetonbauteilen unter Impakteinwirkungen zusammen.

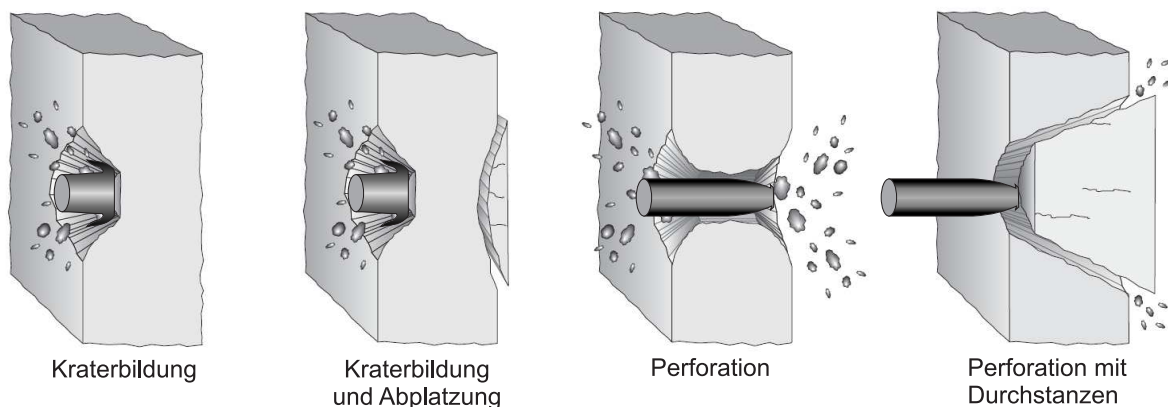


Abb. 2.6: lokale Schädigungen bei Impakteinwirkungen in Anlehnung an HERRMANN 2002 [100]

Die Intensität der Schädigung steigt in den einzelnen Grafiken in Abbildung 2.6 von links nach rechts an. In Abhängigkeit von der Höhe der Energie des Penetrators und der Festigkeit der Betonstruktur kommt es auf der lastzugewandten Seite zu einer Kraterbildung und gegebenenfalls zu Abplatzungen auf der lastabgewandten Seite durch Zugspannungen, die die maximal aufnehmbare Zugfestigkeit des Betons (Abschnitt 2.2.1) überschreiten. Im ungünstigsten Fall sind der Einschlagkrater und die Abplatzung so groß, dass es zu einer vollständigen Perforation des Bauteils kommt. Bedingt durch ein Schubversagen des angrenzenden Betons kann sich, bei entsprechend hohen Impaktgeschwindigkeiten, auch ein Durchstanzkegel auf der lastabgewandten Seite ausbilden.

Neben Impaktorgewicht und Geschwindigkeit sind der Auftreffwinkel, die Form und das Material des Penetrators von entscheidender Bedeutung. Im Gegensatz zu hochdynamischen Belastungen durch Detonationen, bei denen in erster Linie eine Druckwelle in das Bauteil eingeleitet wird, kommt es bei Impakteinwirkungen zu einer Durchdringung von verschiedenen Materialien bei denen die Reibung eine entscheidende Rolle spielt. Eingehende Untersuchungen zur Reibung zwischen verschiedenen Materialien bei hohen Geschwindigkeiten sind aus der Literatur nicht bekannt. Aber die in Abschnitt 4.3 der Arbeit vorgestellten Untersuchungen zum Verbund bei hohen Verzerrungsraten sind ein Indiz dafür, dass die Reibung durch hohe Belastungsgeschwindigkeiten nicht beeinträchtigt wird.

Zur Beschreibung des Widerstands von Beton bei Impaktbelastungen existieren eine Reihe verschiedener Ansätze und empirischer Formeln. BANGASH 2009 [13] fasst einen Großteil davon zusammen. In den einzelnen Formulierungen werden jeweils unterschiedliche Parameter auf der Widerstands- wie auch auf der Einwirkungsseite berücksichtigt. Neben der Form der Projektilspitze haben vor allem die Auftreffgeschwindigkeit, die Masse, der Projektildurchmesser und die Verformung (starr oder weich) einen wesentlichen Einfluss auf die Eindringtiefe und das Schadensbild des Betons. Die Widerstandsseite wird hauptsächlich durch die Betondruckfestigkeit und die Dicke des Bauteils beschrieben, wobei in einigen wenigen Gleichungen auch die Dichte und der E-Modul des Betons ihre Berücksichtigung finden (GEBBEKEN et al. 2012 [86]).

Alle Ansätze basieren auf mehr oder minder großen Versuchsstudien und deren empirische Auswertung. Dementsprechend ist ihre Gültigkeit auch nur in teilweise sehr begrenzten Spektren gewährleistet. Die Gleichungen können zwar zu einer ersten Abschätzung herangezogen werden, die Ergebnisse sollten aber gegebenenfalls quergeprüft und kritisch betrachtet werden, da es schwierig ist, den komplexen Vorgang der Penetration unter Berücksichtigung aller Rahmenbedingungen mit einem allgemeingültigen Ansatz zu beschreiben.





---

## Kapitel 3

# Der Werkstoff Stahlbeton

---

*Stahlbeton ist ein Verbundwerkstoff. Um die Tragwirkung von Stahlbetonbauteilen wissenschaftlich beurteilen zu können, muss ein dezidiertes Verständnis der Einzelbestandteile Beton und Betonstahl zu Grunde liegen. Bei der Kombination der beiden Werkstoffe werden die jeweiligen Vorteile der Einzelmaterialien genutzt, um eine hohe Tragfähigkeit der Gesamtkonstruktion zu gewährleisten. Während der Stahl eine hohe Zugfestigkeit aufweist, kann der Beton nur hohe Druckkräfte aufnehmen. Eine parallele Nutzung der beiden Werkstoffe in einem Konstruktions-element wird durch einen ähnlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten entscheidend begünstigt, da dadurch keine Zwangsspannungen durch Temperatureinwirkungen zwischen den Materialien entstehen. Während der Stahl ein weitestgehend homogenes Werkstoffverhalten zeigt, ist der Beton sowohl in seiner Zusammensetzung wie auch bezüglich seiner Materialparameter im höchsten Maße inhomogen.*

*Ein weiterer wesentlicher Punkt, der das Werkstoffverhalten beider Komponenten charakterisiert, ist die jeweilige Werkstoffparameterabhängigkeit von der aufgetragenen Belastungsgeschwindigkeit. Bei steigenden Verzerrungs- bzw. Spannungsrate nimmt sowohl beim Bewehrungsstahl, als auch beim Beton die Druck- und die Zugfestigkeit zu. Diese Materialeigenschaft begünstigt demzufolge die Widerstandsfähigkeit von Stahlbetonkonstruktionen unter hochdynamischen Belastungen, wie Explosion oder Impakt. Im folgenden Abschnitt werden die einzelnen Werkstoffparameter von Beton und Bewehrungsstahl beschrieben, um als Grundlage für das Verständnis der weiteren Arbeit zu dienen. Der Schwerpunkt liegt hierbei auf der Beschreibung des Materialverhaltens unter hochdynamischen Einwirkungen.*

---

### 3.1 Beton

Der Werkstoff Beton setzt sich aus verschiedenen Einzelkomponenten zusammen. Neben dem Zementgel, welches die Mörtelmatrix bildet, beinhaltet er Zuschlagsstoffe, die aus verschiedenen Materialien bestehen können und in unterschiedlichen Korngrößen, beginnend von feinen Sanden bis hin zu grobkörnigen Kiesen oder Splitten, vorliegen. Die Kornzusammensetzung im Beton wird durch die Sieblinie definiert. Diese ist derart gestaltet, dass die Bestandteile des Zuschlags zu einer optimalen Verteilung und Füllung von Hohlräumen führen. Bei der Herstellung des

Betons können zudem verschiedenen Betonzusatzstoffe und -zusatzmittel zugesetzt werden um durch ihre physikalische oder chemische Wirkung die Eigenschaften des Betons für den jeweiligen Anwendungsfall zu optimieren.

Der letzte Hauptbestandteil im Beton ist Wasser. Durch das Wasser reagiert das hydraulische Bindemittel Zement (Hydratation) und es bildet sich der Zementleim, der die einzelnen Zuschlagskörner verklebt. Mit fortschreitender Hydratation entwickelt das Zementgel hohe Festigkeiten und durch das Erstarren und Erhärten entsteht das starre Gefüge des Betons, bestehend aus den Hydratationsprodukten und den in die Mörtelmatrix eingebundenen Zuschlägen. Auf die detaillierte Darstellung der Zusammensetzung von Betonen und auf die Beschreibung des Herstellungsverfahrens wird verzichtet und auf ausführlicher Erläuterungen zur Thematik beispielsweise in GRÜBL, WEIGLER & SIEGHART 2001 [93] und KRASS, RUPP & MITRANSKY 2009 [120] verwiesen.

Der ausgehärtete Beton enthält zudem eine große Anzahl von Poren und schon vor der Erstbelastung Mikrorisse, die sich vor allem in der Grenzschicht zwischen den Zuschlagskörnern und der Zementmatrix ausbilden. Dadurch und resultierend aus der beschriebenen Zusammensetzung ist Beton ein inhomogener Werkstoff mit einem heterogenen und in hohem Maße nichtlinearen Werkstoffverhalten. Dies spiegelt sich hauptsächlich in einer ausgeprägten Abhängigkeit der Festigkeiten von der Belastungsrichtung, der Anzahl der Belastungsachsen und der Belastungsgeschwindigkeit wieder.

Im Folgenden wird auf das Werkstoffverhalten von Normalbeton für ein- und mehrachsiale Belastungen, sowie auf den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit eingegangen. Das zeitabhängige Materialverhalten von Beton (Kriechen und Schwinden), sowie das Werkstoffverhalten von Leichtbeton und weiteren Sonderbetonen ist für die Themenstellung der Arbeit ohne Relevanz und es wird nicht weiter darauf eingegangen. Hierzu sei auf die Grundlagenliteratur z.B. von ZILCH & ZEHETMAIER 2006 [244] oder von LOHMEYER, EBELING & BERGMANN 2010 [135] verwiesen. Des Weiteren werden die sicherheitstheoretischen, probabilistischen Grundlagen zur Einordnung der Betone in praxisrelevante Festigkeitsklassen nur rudimentär behandelt. Auch hierzu kann im Detail auf die oben genannte Literatur oder auf die Arbeit von BRAML 2010 [19] zurückgegriffen werden.

### 3.1.1 einachsiges statisches Werkstoffverhalten

Das einachsiale statische Werkstoffverhalten von Beton liefert die gängigen Materialparameter, auf denen die Bemessungsregeln und -konzepte der DIN 1045-1 [46] oder der DIN EN 1992 [62] beruhen. Die einachsiale Betondruckfestigkeit liefert zudem die Kenngröße mit Hilfe derer der jeweilige Beton in eine Festigkeitsklasse eingeordnet wird. Tabelle 3.1 fasst die einzelnen Betonfestigkeitsklassen gemäß der DIN 1045-1 [46] auszugsweise zusammen.

**Tab. 3.1:** Materialkennwerte für Normalbeton nach DIN 1045-1 [46]

Festigkeitsklassen									
$f_{ck}$	$[N/mm^2]$	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck,cube}$	$[N/mm^2]$	20	25	30	37	45	45	55	60
$f_{ctm}$	$[N/mm^2]$	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$E_{c0m}$	$[N/mm^2]$	27400	28800	30500	31900	33300	34500	35700	36800
$E_{cm}$	$[N/mm^2]$	23400	24900	26700	28300	29900	31400	32800	34300
$\varepsilon_{c1}$	$[\%]$	-1.9	-2.1	-2.2	-2.3	-2.4	-2.5	-2.55	-2.6
$\varepsilon_{c1u}$	$[\%]$	-3.5							

Neben der charakteristischen Zylinder-  $f_{ck}$  und der Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  beinhaltet die Tabelle die mittlere, zentrische, einachsiale Zugfestigkeit  $f_{ctm}$ , die Stauchung des Betons bei Erreichen der maximal aufnehmbaren Druckspannung  $\varepsilon_{c1}$ , die rechnerisch maximal zulässige Stauchung des Betons  $\varepsilon_{c1u}$ , den mittleren Elastizitätsmodul  $E_{c0m}$ , häufig auch als Tangentenmodul bezeichnet, und den Sekantenmodul  $E_{cm}$ . Dieser kann gemäß der DIN 1045-1 [46] in Abhängigkeit von der charakteristischen Druckfestigkeit für Normalbeton mit Hilfe von Gleichung (3.1) ermittelt werden.

$$E_{cm} = \alpha_i \cdot E_{c0m} = \left( 0.8 + 0.2 \cdot \frac{f_{ck} + 8}{88} \right) \cdot 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (3.1)$$

Im Gegensatz zum konservativen Ansatz der DIN wird der Sekantenmodul im neuen Eurocode 2 [62] nach Gleichung (3.2) berechnet.

$$E_{cm} = 22 \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} \quad (3.2)$$

Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass der E-Modul in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung, speziell vom verwendeten Zuschlag um bis zu 20 % höher bzw. 30 % niedriger sein kann (die Angaben in Tabelle 3.1 gelten für quarzitisches Zuschlag), begründen sich beide Gleichungen aus den zwei unterschiedlichen Regelwerken.

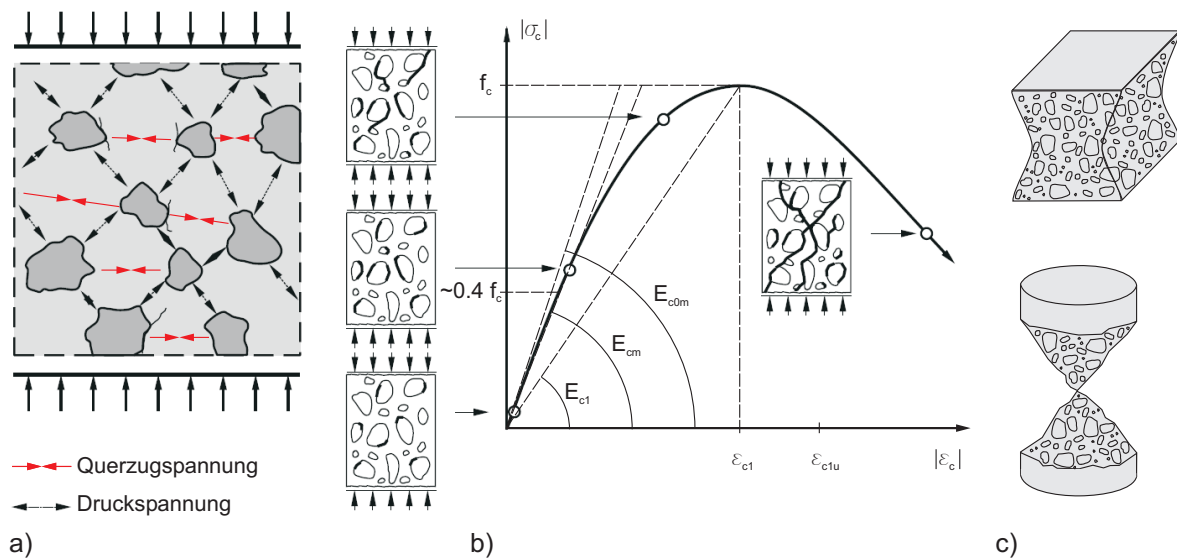
Die Druckfestigkeit von Beton wird in einachsialen Druckversuchen anhand von nach DIN EN 12390-3 [58] genormten Probekörpern ermittelt. Zur Sicherstellung einer einheitlichen Klassifizierung des Betons werden entweder Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm ( $f_{ck}$ ) oder Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm ( $f_{ck,cube}$ ) im Versuch verwendet. Unter Berücksichtigung von Gleichung (3.3) nach DIN 1045-2 [47] kann die Würfeldruckfestigkeit auch anhand von Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm ermittelt werden.

$$f_{c,dry} (150 \text{ mm}) = 0.97 \cdot f_{c,dry} (100 \text{ mm}) \quad (3.3)$$

Aufgrund der Inhomogenität des Materials und der dadurch bedingten großen Streuung der Werkstoffparameter werden Betone nicht anhand der gemessenen Mittelwerte der Druckfestigkeit  $f_{cm}$  in eine Festigkeitsklasse eingeordnet, sondern unter Berücksichtigung der 5% Quantile der Grundgesamtheit. Diese charakteristischen Werte können aus der mittleren Druckfestigkeit mit Hilfe von Gleichung (3.4) bestimmt werden, wobei  $\sigma$  die Standardabweichung der Grundgesamtheit beschreibt.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1.64 \cdot \sigma \approx f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2 \quad (3.4)$$

Durch eine Vielzahl von Versuchen konnte belegt werden, dass die Standardabweichung nahezu unabhängig von der im Versuch gemessenen Betondruckfestigkeit ist, und im Mittel ca. 5  $\text{N/mm}^2$  beträgt. Als Ergebnis einer weggesteuerten Betondruckfestigkeitsprüfung ergibt sich ein wie in Abbildung 3.1 b) dargestelltes Spannungs-Verzerrungs-Diagramm mit den jeweils charakteristischen Kenngrößen.



**Abb. 3.1:** Druckfestigkeitsversuch an Betonproben: a) Kraftverlauf im Beton auf Meso-Ebene, b) exemplarische Spannungs-Verzerrungs-Beziehung und c) Bruchbilder beim Betonversagen nach ZILCH & ZEHETMAIER 2006 [244]

Bei Normalbetonen hat der Zuschlag eine höhere Festigkeit als die umliegende Zementmatrix. Dementsprechend werden die von Außen aufgebrachtene Druckspannungen durch die steiferen Zuschlagkörner abgetragen und weitergeleitet. Die in Abbildung 3.1 a) eingetragene Druckkräfte

implizieren Querkzugspannungen zwischen den Zuschlägen, damit lokal an den Knoten jeweils ein Kräftegleichgewicht entsteht. Bereits vor Beginn der Belastung ziehen sich feine Mikrorisse durch den Betonprobekörper. Bei steigender Belastung wachsen die Risse an der Grenze zwischen Zementgel und Zuschlagskorn durch die wirkenden Querkzugspannungen an, da die Grenzschicht eine geringere Zugfestigkeit aufweist als der „ungestörte“ Probekörper. Bei Beginn der Belastung kann das Verhalten des Betons als nahezu linear betrachtet werden, aber bereits bei ca. 40 % der maximal aufnehmbaren Zugfestigkeit beginnt das Risswachstum bzw. es kommt zu vermehrten Mikrorissbildung. Dadurch fällt, wie im Diagramm in Abbildung 3.1 b) zu erkennen ist, die Steifigkeit des Probekörpers stetig weiter ab und der Verlauf der Spannungs-Verzerrungs-Kurve wird flacher bis schließlich die maximal aufnehmbare Druckfestigkeit  $f_c$  erreicht ist. In dieser Phase der Druckfestigkeitsprüfung wachsen die Mikrorisse weiter an, bis sie sich schließlich zu Makrorissen vereinigen. Durch die Wegsteuerung des Versuchs kann das Nachbruchverhalten nach dem Überschreiten des Spannungsmaximums beobachtet werden. Durch die großen Verformungen wachsen die Risse weiter an, das Betongefüge lockert sich auf, und es kommt schließlich zum Bruch durch ein endgültiges Probenversagen aufgrund der zu hohen Querkzugkräfte. Letztendlich versagt der Beton also nicht auf Druck sondern auf Zug.

Die charakteristischen Bruchbilder bei Druckfestigkeitsuntersuchungen an Würfeln und Prismen sind in Abbildung 3.1 c) dargestellt. Durch die Behinderung des Querkzugs an den Auflagerflächen der Prüfmaschine versagen die Betonkörper in Probenmitte und es bildet sich eine typische „Sanduhrenform“ aus. Während die Risse, die letztendlich zum Versagen führen, bei hochfesten Betonen durch die Zuschlagskörner verlaufen, bilden sich bei Normalbetonen fast ausschließlich Risse die um die Zuschläge wandern. Unabhängig von der Druckfestigkeit haben die Spannungs-Verzerrungs-Beziehungen von unterschiedlichen Betonen bis zu ihrem Spannungsmaximum einen annähernd kongruenten Verlauf. Lediglich das Nachbruchverhalten unterscheidet sich in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse. Grundsätzlich gilt, je höher die Festigkeitsklasse desto spröder das Nachbruchverhalten des Betons.

Im FIB MODEL CODE 2010 [75] und in der DIN 1045-1 [46] finden sich identische Formulierungen zur mathematischen Beschreibung der Spannung in Abhängigkeit von der Verzerrung des Betons gemäß der folgenden Gleichung (3.5).

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = -\frac{\frac{E_{c0m}}{E_{c1}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{c0m}}{E_{c1}} - 2\right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} = -\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (3.5)$$

Im rechten Ausdruck der Gleichung werden zu vereinfachten Darstellung die Verzerrungen und die Elastizitätsmoduln gemäß den Gleichungen (3.6) und (3.7) zusammengefasst.

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (3.6)$$

$$k = -E_{c0} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_c} = -E_{c0} \cdot \left( -\frac{1}{E_{c1}} \right) \approx \frac{E_{c0m}}{E_{c1}} \quad (3.7)$$

Laut der DIN 1045-1 [46] kann zur Vereinfachung  $E_{c0} = E_{c0m}$  gemäß Tabelle 3.1 angesetzt werden. Die Formulierung der Spannungs-Verzerrungs-Beziehung gemäß Gleichung (3.5) geht auf den Ansatz von SARGIN 1971 [195] zurück. Im Gegensatz zu anderen Beschreibungen aus der Literatur kann mit diesem Ansatz die höhere Verzerrung  $\varepsilon_{c1}$  (Tabelle 3.1) bei Erreichen der maximal aufnehmbaren Druckspannung  $f_c$  mit steigender Betondruckfestigkeitsklasse berücksichtigt werden.

In Tabelle 3.1 sind ebenfalls die maximal aufnehmbaren mittleren Zugspannungen  $f_{ctm}$  für die verschiedenen Festigkeitsklassen angegeben. Die Zugfestigkeit des Betons hängt hauptsächlich von der „Klebewirkung“ zwischen Zementstein und Zuschlag ab, da sich Risse, resultierend aus einer äußeren Belastung wieder, wie schon bei der Druckfestigkeit beschrieben, an der Grenzfläche bilden. Versuchsergebnisse von Betonzugfestigkeitsprüfungen sind in der Regel mit größeren Streuungen behaftet als bei Druckversuchen. Grundsätzlich gibt es drei verschiedene Möglichkeiten zur experimentellen Untersuchung der Zugfestigkeit des Betons. Hierbei werden entweder die zentrische Zugfestigkeit  $f_{ct}$  mit Hilfe von Betonzugproben, die Biegezugfestigkeit  $f_{ct,fl}$  mit Drei- oder Vier-Punkt-Biegeversuchen, geregelt in der DIN EN 12390-5 [59] oder die Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  gemäß DIN EN 12390-6 [60] bestimmt.

Die zentrische Zugfestigkeit des Betons wird allgemein als Rechenwert bei den Bemessungsregeln nach DIN 1045-1 [46] berücksichtigt. Aufgrund der notwendigen Probekörperform (vergleiche hierzu beispielsweise RÜDIGER 2008 [177]) und der Schwierigkeit einer exzentrizitätsfreien Einleitung von Zugkräften in die Probe, gestaltet sich die Bestimmung von  $f_{ct}$  in der Regel als schwierig. Deswegen wird häufig auf die Ergebnisse aus Biegeversuchen oder Spaltzugversuchen zurückgegriffen und diese in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet.

Der FIB MODEL CODE 2010 [75] gibt Gleichung (3.8) zur Umrechnung der Biegezugfestigkeit in eine mittlere zentrische Zugfestigkeit vor, wobei  $d$  der Höhe des Versuchskörpers in Millimetern entspricht.

$$f_{ctm} = f_{ct,fl} \cdot \frac{1.5 \left( \frac{d}{100} \right)^{0.7}}{1 + 1.5 \left( \frac{d}{100} \right)^{0.7}} \quad (3.8)$$

Gemäß DIN 1045-1 ist eine Umrechnung nicht vorgesehen. Hier wird ausschließlich die Spaltzugfestigkeit zur näherungsweise Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit nach Gleichung (3.9)

herangezogen.

$$f_{ct} = 0.9 \cdot f_{ct,sp} \quad (3.9)$$

Im FIB MODEL CODE 2010 [75] wird diese Vorgehensweise als zu konservativ beschrieben und aufgezeigt, dass die Spaltzugfestigkeit mit der zentrischen Zugfestigkeit gleichgesetzt werden kann. Diese Festlegung beruht unter Anderem auf Untersuchungsergebnissen von NEVILLE 1996 [160] und MALÁRICS 2010 [142]. Darüber hinaus besteht auch die Möglichkeit, die zentrische Zugfestigkeit direkt aus der charakteristischen Druckfestigkeit abzuleiten. Hierfür existieren eine Reihe von Ansätzen in der Literatur. KÖNIG & GRIMM 1996 [117] formulierten Gleichung (3.10) die auch in den FIB MODEL CODE 2010 [75] Eingang gefunden hat. Nach der DIN 1045-1 wird der Ansatz nach Gleichung (3.11) verwendet.

$$f_{ctm} = 2.12 \text{ N/mm}^2 \cdot \ln \left( 1 + \left( \frac{f_{cm}}{10 \text{ N/mm}^2} \right) \right) \quad (3.10)$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (3.11)$$

In der folgenden Abbildung 3.2 sind die beiden Umrechnungsmöglichkeiten in einem Diagramm gegenübergestellt. Auf der Ordinate wurde die mit Hilfe von Gleichung (3.10) und (3.11) berechnete mittlere zentrische Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  und auf der Abszisse die Betondruckfestigkeit angetragen.

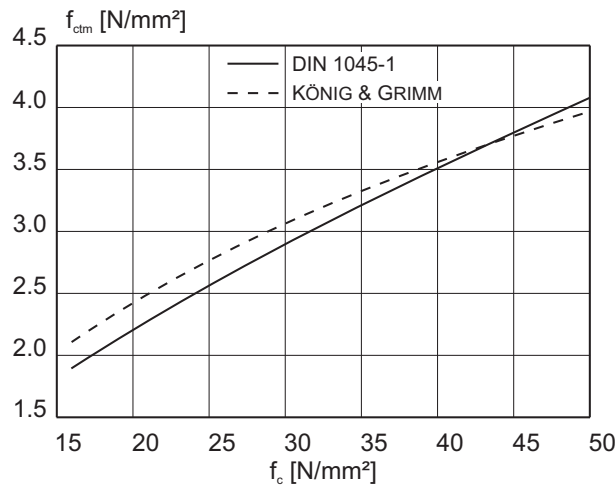


Abb. 3.2: Zusammenhang zwischen Betonzug- und Druckfestigkeit

Bei geringen Druckfestigkeiten ist die Abschätzung nach DIN etwas konservativer als die zweite vorgestellte Berechnungsmethode. Während die Kurve nach KÖNIG & GRIMM 1996 [117] bei höheren Festigkeiten stärker abnimmt, wird die nichtlineare Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Zugfestigkeit bei Gleichung (3.11) weniger stark berücksichtigt. Diesem Sachverhalt wird durch den eingeschränkten Geltungsbereich der Gleichung bis zur Festigkeitsklasse C50/60 Rechnung getragen. Bei den Ergebnissen die zur Aufstellung von Gleichung (3.10) führten, wurden auch Versuche an hochfesten Betonen berücksichtigt, wodurch diese uneingeschränkt gültig ist. Eine ausführliche Darstellung zur Zugfestigkeit von Betonen mit einer Vielzahl von Versuchsergebnissen findet sich beispielsweise in REMMEL 1994 [184].

### 3.1.2 mehrachsiales statisches Werkstoffverhalten

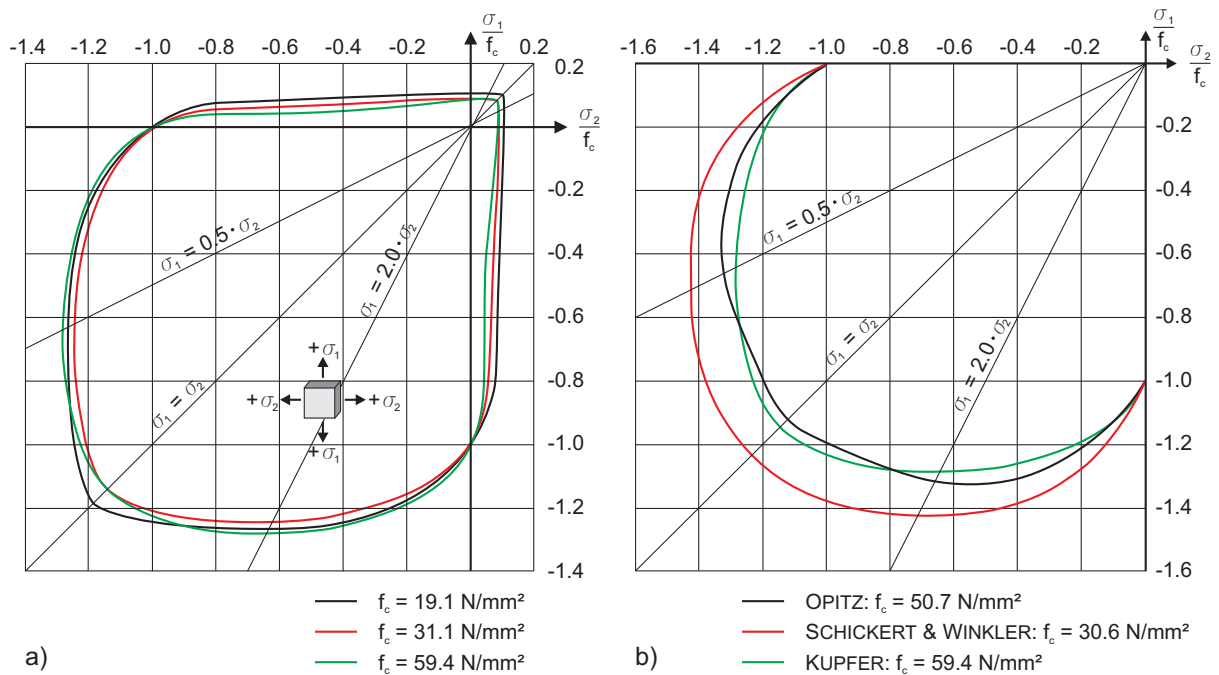
Die Einordnung der Betonfestigkeitsklasse anhand der beschriebenen einachsialen Betondruckfestigkeit ist für viele Anwendungen sinnvoll, da diese in der Regel für die Bemessungskonzepte in den nationalen und internationalen Normen zur Anwendung kommt. In der Realität ist eine rein einachsiale Belastungen häufig nur eine Näherung und sie entspricht nur bedingt den tatsächlichen Spannungsverhältnissen in Bauteilen. Beispiele hierfür sind Platten, Scheiben, massive Betonkonstruktionen, etwa im Reaktorbau oder sogar der Stahlbetonbalken in dem Biege- und Schubspannungen parallel auftreten. Im Nachweiskonzept zur Querkrafttragfähigkeit nach DIN 1045-1 [46] wird z.B. die mehrachsiale Beanspruchung durch die Reduzierung der zulässigen Kraft in der Druckstrebe um den Faktor 0.75 berücksichtigt.

Das mehrachsiale Werkstoffverhalten des Betons wird vor allem durch das Verhältnis der Spannungen in den zwei bzw. drei Hauptebenen charakterisiert. Wie bereits beschrieben, versagt der Beton im einachsialen Versuch durch die Überschreitung der maximal aufnehmbaren Zugspannungen resultierend aus dem auftretenden Querzug. In Abhängigkeit von der Belastungsrichtung werden diese Querzugspannungen entweder durch einen mehrachsialen Spannungszustand bis zu einem gewissen Grad überdrückt oder verstärkt, was wiederum zu einem Anstieg oder Absinken der maximal aufnehmbaren Spannungen führt.

Aus der Literatur sind eine Vielzahl von Versuchsergebnissen zum zwei- und dreiachsialen Werkstoffverhalten von Beton bekannt. Eine ausführliche Zusammenfassung zum Verhalten von Normalbeton bei zweiachsialer Belastung kann beispielsweise SPECK 2007 [216] entnommen werden. Für mehrachsiale Spannungszustände wird in der Regel eine Versagensfläche definiert. Diese wird durch die Hauptspannungen  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  im zweidimensionalen und zusätzlich durch  $\sigma_3$  im dreidimensionalen Raum aufgespannt. Die einzelnen Spannungen resultieren aus den äußeren Belastungen in den jeweiligen Betrachtungsebenen. Der Werkstoff kann alle Spannungszustände innerhalb dieser Versagensfläche aufnehmen. Spannungscombinationen auf den Grenzflächen führen zum Versagen des Betons. Abbildung 3.3 a) zeigt die Versagenskurven für den ebenen, zweiachsialen



Spannungszustand von Betonen mit drei verschiedenen einachsialen Betondruckfestigkeiten nach KUPFER 1973 [123] bzw. KUPFER & HILSDORF 1996 [124]. Diese auf der Grundlage von vielen Versuchen basierende Darstellung der zweiachsialen Versagensfläche ist wohl die Bekannteste in der Literatur und wird ebenfalls im FIB MODEL CODE 2010 [75] behandelt. Auf der Ordinate und auf der Abszisse sind jeweils die zwei Hauptspannungen normiert durch die einachsiale Betondruckfestigkeit  $f_c$  aufgetragen.

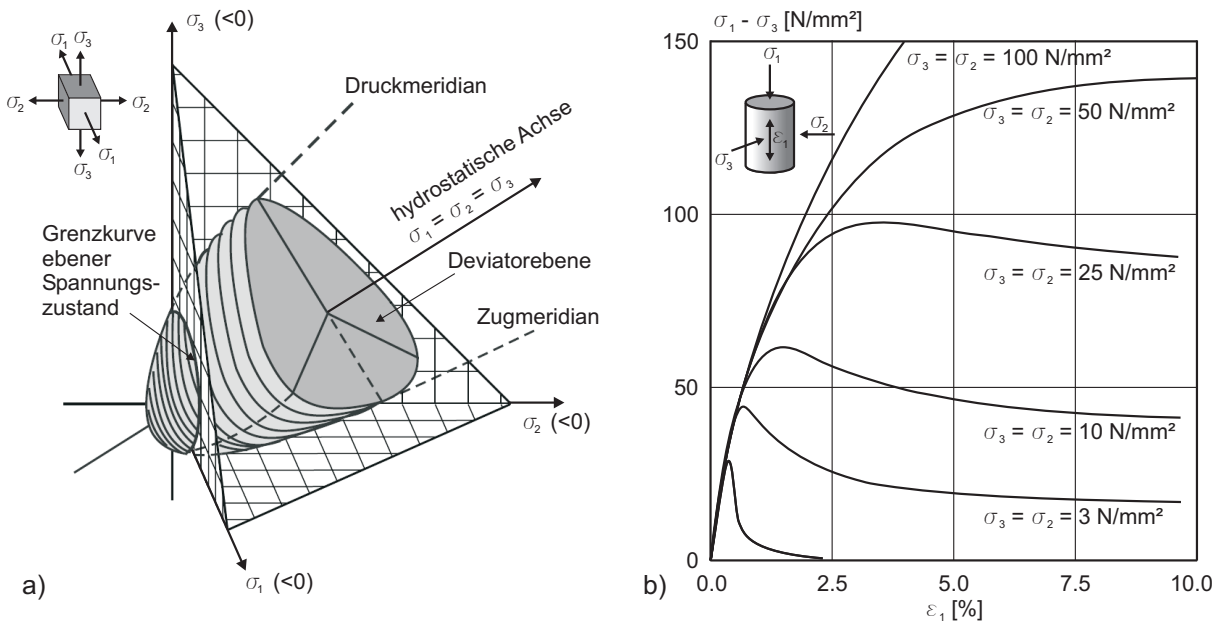


**Abb. 3.3:** ebene Versagensfläche von Beton nach a) KUPFER 1973 [123] und b) OPITZ 1969 [165], SCHICKERT & WINKLER 1977 [197] und KUPFER 1973 [123]

Es wird deutlich, dass sich die Fläche bei beidseitigem Druck (Quadrant III) aufweitet und die aufnehmbaren Spannungen zunehmen. Bei einachsigem Zug (Quadrant II und IV) nimmt die senkrecht dazu aufnehmbare Druckfestigkeit deutlich ab. Beidseitiger Zug (Quadrant I) führt zu keiner nennenswerten Reduzierung der einachsigen Zugfestigkeit des Betons. Zudem ist eine unwesentliche Abhängigkeit der Versagensfläche von  $f_c$  feststellbar. Zusätzlich sei angemerkt, dass das Maximum nicht auf der Diagonalen ( $\sigma_1 = \sigma_2$ ) liegt, sondern etwa bei einem Spannungsverhältnis von 2:1. In Abbildung 3.3 b) sind neben den Resultaten von KUPFER 1973 [123] weitere repräsentative Versuchsergebnisse von OPITZ 1969 [165] und SCHICKERT & WINKLER 1977 [197] zusammengestellt, wobei hier nur der zweiachsiale Druckzustand dargestellt wird. Die Form der Versagensfläche ist immer nahezu identisch. Aber in den Versuchen von SCHICKERT & WINKLER 1977 [197] konnte eine maximale Zunahme der Druckfestigkeit um den Faktor 1.42 im Gegensatz zu rund 1.3 bei den anderen Forschern festgestellt werden.

Untersuchungen aus der Literatur zum dreiachsialen Werkstoffverhalten liefern ähnliche Ergeb-

nisse. Die Festigkeit wird ebenfalls wieder durch eine Versagensfläche beschrieben, die durch die drei Hauptspannungen im Raum definiert wird (Abbildung 3.4 a)). Senkrecht zur hydrostatischen Achse ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) liegen die Deviatorebenen. Die Schnittfläche des nicht rotationssymmetrischen Körpers mit der Ebene die durch  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  aufgespannt wird, beschreibt den ebenen Spannungszustand gemäß Abbildung 3.3. Aufgrund des dreiaxialen Spannungszustands wird die Querdehnung und damit die Rissbildung die zum Versagen führt in alle drei Hauptrichtungen behindert. Dadurch kann der Beton um ein mehrfaches höhere Spannungen als im ein- bzw. zweiachsialen Spannungszustand aufnehmen.



**Abb. 3.4:** Mehrachsiges Werkstoffverhalten von Beton: a) dreidimensionale Versagensfläche nach ZILCH & ZEHETMAIER 2006 [244] und b) dreiachsiale Versuchsergebnisse nach CHEN & SALLEEB 1994 [29]

Im Extremfall, bei konstanter Steigerung der Spannungen auf der hydrostatischen Achse, würde es zu einem Phasenübergang des Materials kommen, EIBL, KLEIN & KOBLER 1994 [68].

Bei versuchstechnischen Untersuchungen des dreiaxialen Materialverhaltens wird in der Regel zweiseitig ein Flüssigkeitsdruck aufgebracht. Dadurch sind zwei Hauptspannungen während des Versuchs identisch und die dritte Hauptspannung kann über die Prüfeinrichtung variiert werden. Bei konstantem Flüssigkeitsdruck und einer Steigerung der dritten Spannung bis zum Bruch (Variante I) liegen die gemessenen Werte auf dem Druckmeridian. Bei einer Steigerung des beidseitigen Flüssigkeitsdruck bis zum Versagen bei einer parallel wirkenden konstanten Spannung in der dritten Ebene (Variante II) finden sich die Messwerte auf dem Zugmeridian wieder. Versuchsergebnisse sich beispielsweise bei RICHART, BRANDTZAEG & BROWN 1928 [186] und REIMANN 1965 [183] aufgeführt.

Die Versagensformen bei beiden Versuchsvarianten können wiederum durch das mesomechanische Modell in Abbildung 3.1 a) erklärt werden. Bei Variante I entstehen Risse senkrecht zum Flüssigkeitsdruck, da mit steigender Last die Querkzugspannungen nicht mehr kompensiert werden können. Die Risse verteilen sich radial in beide Richtungen der Flüssigkeit bis zum finalen Versagen der Probe. Das Schädigungsbild bei Variante II weist Risse parallel zum Flüssigkeitsdruck auf, da bei steigender Belastung die Querkzugspannungen in die dritte Richtung wirken. Die entstehende Längenänderung des Probekörpers kann sich dadurch nur konzentriert in eine Richtung ausbreiten, und unter ansonsten gleichen Spannungsverhältnissen versagt die Probe früher als bei Variante I. Dementsprechend ist die dreidimensionale Versagensfläche des Betons nicht rotationssymmetrisch und der Zugmeridian liegt näher an der hydrostatischen Achse als der Druckmeridian. Bei ein- oder mehrseitigem Zug ist parallel zum ebenen Spannungszustand ein dramatischer Abfall der Gesamtfestigkeit zu verzeichnen.

Ergänzend dazu sind in Abbildung 3.4 b) Versuchsergebnisse aus CHEN & SALEEB 1994 [29] dargestellt. Bei den weggesteuerten Versuchen wurden die Probekörper zu Beginn mit einem hydrostatischen Druck beaufschlagt. Nach Erreichen des Zieldrucks  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$  bis  $100 \text{ N/mm}^2$  erfolgt eine kontinuierliche Erhöhung der Achsialspannung  $\sigma_1$  bis zum Probenversagen bei gleichzeitiger Messung der Betonstauchung  $\varepsilon_1$ . Auf der Ordinate des Diagramms ist die Spannungsdifferenz  $\sigma_1 - \sigma_2 = \sigma_1 - \sigma_3$  in Abhängigkeit von  $\varepsilon_1$  aufgetragen. Der Versuch liefert also Ergebnisse, die auf dem Druckmeridian der Versagensfläche liegen. Neben der deutlichen Zunahme der Bruchspannung  $\sigma_1$  bei steigender, voreingestellter Umschließungsspannung ändert sich das Nachbruchverhalten des Betons. Während bei kleineren Spannungen  $\sigma_2 = \sigma_3$  die Spannungs-Verzerrungs-Kurve bis zum Bruch nach Überschreiten des Maximums abfällt, stellt sich mit steigender „Stützspannung“ ein immer deutlicher werdendes horizontales Plateau ein.

Aus der Literatur sind eine Vielzahl von Bruchkriterien bekannt, die das dreiachsiale Werkstoffverhalten von Beton mathematisch beschreiben. Beispiele hierfür sind die Modelle von BRESLER & PISTER 1958 [23], von WILLAM & WARNKE 1975 [235], OTTOSEN 1977 [168] und GUO & WANG 1990 [95]. Eine detaillierte Darstellung der einzelnen Bruchhypothesen würde an dieser Stelle zu weit führen, und es wird deshalb auf die jeweilige Literatur verwiesen. Eine ausführliche Zusammenfassung kann ZHOU 1995 [240] entnommen werden.

### 3.1.3 dynamisches Werkstoffverhalten

Das Festigkeitsverhalten von Beton wird, neben den in den vorhergehenden Abschnitten bereits beschriebenen Faktoren, zusätzlich durch die Art der von außen wirkenden Belastung bestimmt. Neben der Größe wird eine Belastung durch ihre wirksame Dauer und durch die Geschwindigkeit mit der sie wirkt definiert (Kapitel 2). Die Auswirkungen von Dauerlasten auf das Materialverhalten von Beton sollen im Rahmen der vorliegenden Arbeit ausgeklammert werden.

Ausführliche Zusammenfassungen zu diesem Thema finden sich beispielsweise in PROBST & STÖCKL 1978 [172]. Die wesentliche Rolle der Belastungsgeschwindigkeit auf die Druck- und die Zugfestigkeit wird in diesem Abschnitt ausführlich diskutiert. Zur Charakterisierung und eindeutigen Definition der Belastungsgeschwindigkeit wird häufig die Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  als Ableitung der Materialverzerrung nach der Zeit oder die Spannungsrate  $\dot{\sigma}$  als zeitliche Ableitung der Spannung genutzt.

Mit steigender Verzerrungsrate weist der Beton eine deutliche Zunahme der Festigkeit auf. In der Vergangenheit wurden eine ganze Reihe von Versuchsreihen bezüglich dieser Festigkeitszunahme durchgeführt. Im Rahmen einer Veröffentlichung wurde ein Großteil dieser Versuchsergebnisse zur einachsigen Druckfestigkeit von reinem Beton durch BISCHOFF & PERRY 1991 [17] zusammengefasst. Neben der Zusammenfassung der Versuchsergebnisse sind in BISCHOFF & PERRY 1991 [17] verschiedene Versuchstechniken beschrieben, die bei dynamischen und hochdynamischen Untersuchungen zur Anwendung kamen. Zur experimentellen Erforschung des Werkstoffverhaltens von Betons bei sehr hohen Belastungsgeschwindigkeiten hat sich die Verwendung einer Split Hopkinson Pressure Bar Anlage als besonders zielführend herauskristallisiert, wobei auch Ergebnisse mit hydraulischen Prüfmaschinen (bis ca.  $\dot{\epsilon} = 1 \cdot s^{-1}$ ) oder Fallanlagen (bis ca.  $\dot{\epsilon} = 10 \cdot s^{-1}$ ) dokumentiert sind.

In Abbildung 3.5 sind die gesammelten Versuchsergebnisse dargestellt. Das Diagramm beschreibt die relative Betondruckfestigkeitssteigerung als Quotient zwischen dynamischer und statischer Festigkeit, in Abhängigkeit von der logarithmisch aufgetragenen Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$ . Die Verzerrungsratenbereich für statische Belastungen um einen Wert von  $10^{-5} \cdot s^{-1}$  ist zur Orientierung eingetragen. Anhand der Versuchswerte ist ein deutlicher Anstieg der Druckfestigkeit bei steigender Belastungsgeschwindigkeit zu verzeichnen. Die übliche Streuung bei Versuchen mit Beton ist auf die Heterogenität des Werkstoffs zurückzuführen. Bei den dokumentierten Versuchen bis zu einer maximal erreichten Verzerrungsrate von  $\dot{\epsilon} = 10^2 \cdot s^{-1}$  konnten Festigkeitssteigerungen bis zu einem Faktor von etwa 2.25 festgestellt werden. Höhere Verzerrungsraten bis zu  $\dot{\epsilon} = 10^7 \cdot s^{-1}$ , die bei Belastungen wie Blast, Impakt oder Detonation auftreten (Abbildung 2.1), können versuchstechnisch nur schwierig erfasst werden, da bei Verzerrungsraten in dieser Größenordnung nicht mehr von einem gleichmäßigen Spannungszustand im Material ausgegangen werden kann LARCHER 2006 [128]. Für das Verhalten von Beton bei Verzerrungsraten  $> 10^2 \cdot s^{-1}$  existieren eine Reihe von Annahmen. Da eine empirische Hinterlegung mit Versuchswerten nicht möglich ist, handelt es sich hierbei um Postulate. Grundsätzlich steigt die Betondruckfestigkeit bis  $\dot{\epsilon} = 10^{-1} \cdot s^{-1}$  nahezu linear, während für höhere Verzerrungsraten anhand der Versuchsergebnisse aus Abbildung 3.5 ein exponentieller Anstieg unterstellt werden kann.

An dieser Stelle werden die Ansätze von HARTMANN 2009 [99] und aus dem FIB MODEL CODE

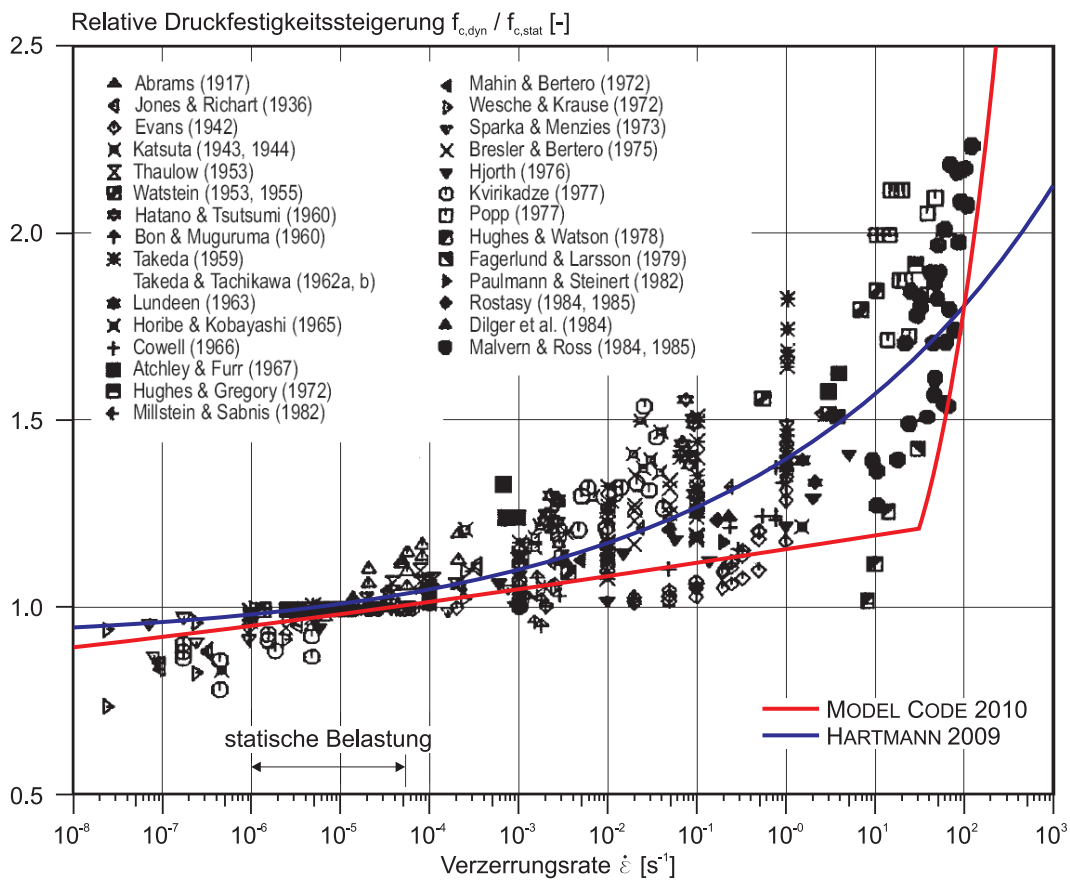


Abb. 3.5: Versuchsergebnisse zur Druckfestigkeitssteigerung von Beton in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  nach BISCHOFF & PERRY 1991 [17]

2010 [75] im Detail vorgestellt. In der ersten genannten Arbeit fasst der Autor die verschiedenen existierenden Formulierungen aus der Literatur ausführlich zusammen und stellt eine weitere Gleichung zur Beschreibung der Betondruckfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate auf. Die Exponentialfunktion (3.12) nach HARTMANN wurde auf der Grundlage der Mittelwerte der Versuchsdaten in Abbildung 3.5 als beste Näherung bestimmt. Die Gleichung spiegelt somit das Betonverhalten resultierend aus einer Vielzahl von Versuchen als beste Näherung wider.

$$\frac{f_{c,dyn}}{f_{c,stat}} = 0.5 \cdot \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{0.13} + 0.90 \quad \text{mit} \quad \dot{\epsilon}_0 = 1 \cdot s^{-1} \quad (3.12)$$

Die mathematische Formulierung des dynamischen Werkstoffverhaltens von Beton, die der FIB MODEL CODE 2010 [75] beinhaltet, lässt eine Beschreibung in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate (Gleichung (3.13) und (3.14)) und von der Spannungsrate (Gleichung (3.15) und (3.16)) zu. In beiden Fällen handelt es sich um eine abschnittsweise definierte Funktion mit einem anfänglich moderaten, gefolgt von einem sehr steilen Anstieg der dynamischen Druckfestigkeit.

$$\frac{f_{c,dyn}}{f_{c,stat}} = \left( \frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right)^{0.014} \quad \text{für} \quad \dot{\epsilon}_c \leq 30 \cdot s^{-1} \quad (3.13)$$

$$\frac{f_{c,dyn}}{f_{c,stat}} = 0.012 \cdot \left( \frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right)^{1/3} \quad \text{für} \quad \dot{\epsilon}_c > 30 \cdot s^{-1} \quad (3.14)$$

$$\text{mit} \quad \dot{\epsilon}_{c0} = 30 \cdot 10^{-6} \cdot s^{-1}$$

$$\frac{f_{c,dyn}}{f_{c,stat}} = \left( \frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c0}} \right)^{0.014} \quad \text{für} \quad \dot{\sigma}_c \leq 10^6 N/mm^2 \cdot s^{-1} \quad (3.15)$$

$$\frac{f_{c,dyn}}{f_{c,stat}} = 0.012 \cdot \left( \frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c0}} \right)^{1/3} \quad \text{für} \quad \dot{\sigma}_c > 10^6 N/mm^2 \cdot s^{-1} \quad (3.16)$$

$$\text{mit} \quad \dot{\sigma}_{c0} = 1 N/mm^2 \cdot s^{-1}$$

Die Verläufe nach Gleichung (3.12) und den Gleichungen (3.13) und (3.14) werden in Abbildung 3.5 den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Beim Vergleich der beiden Ansätze wird deutlich, dass die Gleichung von HARTMANN 2009 [99] die Messdaten wesentlich besser reproduziert als die zweite Kurve. Der grafische Verlauf aus dem FIB MODEL CODE 2010 orientiert sich im ersten Abschnitt bis  $\dot{\epsilon} = 30 \cdot s^{-1}$  eher an den unteren Messergebnissen. Der zweiten Teil der Funktion bildet zwar immer noch die untere Grenze der Versuchsergebnisse ab, doch vor allem bei hohen Verzerrungsraten wird die Steigerung der Betondruckfestigkeit unter Umständen überschätzt. Aufgrund der fehlenden Versuchsdaten ist eine endgültige Bewertung der Ansätze ab  $\dot{\epsilon} > 10^2 \cdot s^{-1}$  nicht möglich.

Zur Beschreibung des Elastizitätsmoduls und der Verzerrungen bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten finden sich ebenfalls Gleichungen im FIB MODEL CODE 2010 auf deren Formulierung aber nicht näher eingegangen wird. Grundsätzlich konnte in Versuchen eine Steigerung des E-Moduls in einer ähnlichen Größenordnung, wie bei der Druckfestigkeit festgestellt werden, wobei auch gegensätzliche Aussagen in der Literatur beschrieben sind, nach denen die Verzerrungsrate keinen nennenswerten Einfluss auf den Elastizitätsmodul hat. Abbildung 3.6 fasst einige Versuchsergebnisse und daraus abgeleitete mathematische Formulierungen zur Beschreibung des E-Moduls in in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate zusammen.

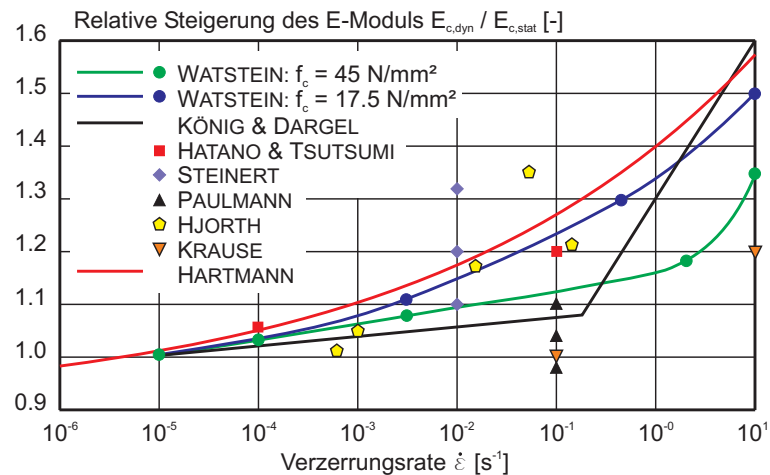
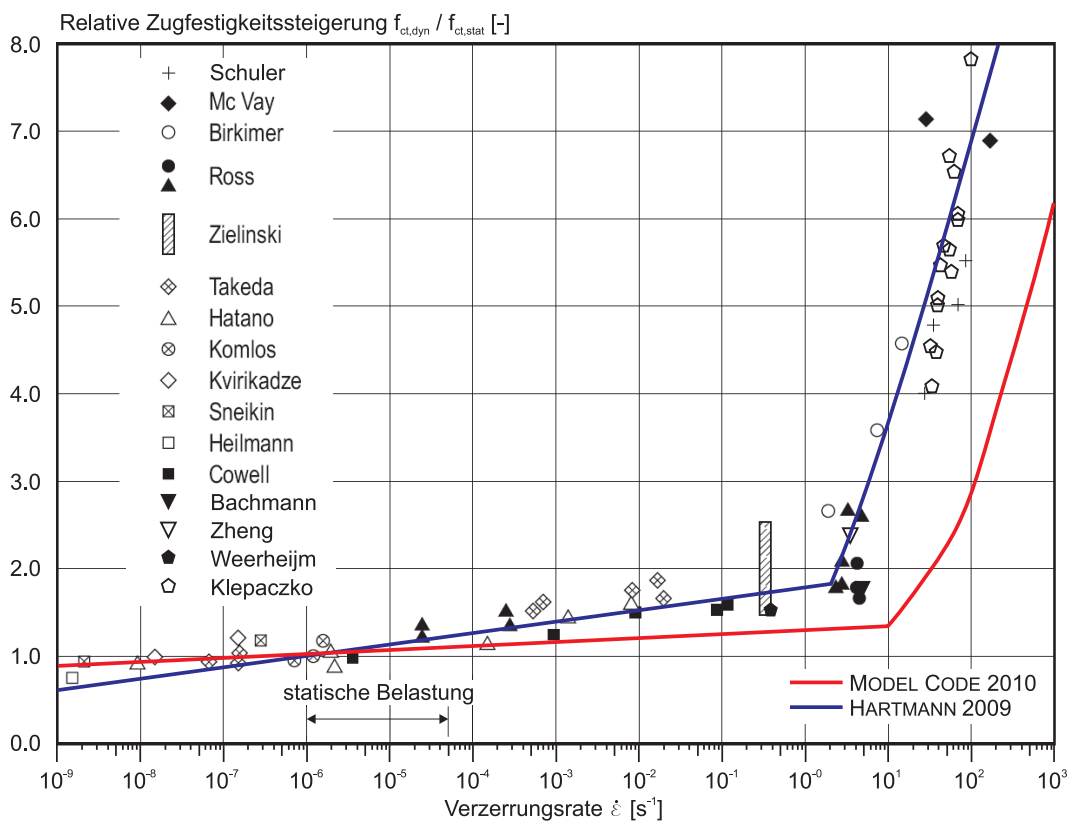


Abb. 3.6: Versuchsergebnisse zur Steigerung des E-Moduls von Beton in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$

WATSTEIN 1953 [232] konnte beispielsweise bei seinen Versuchen mit zwei unterschiedlichen Betonen feststellen, dass die relative Steigerung des E-Moduls bei zunehmender Verzerrungsrate auch von der Betondruckfestigkeit abhängt. Der E-Modul von Beton mit geringeren Druckfestigkeiten reagierte im Versuch sensibler auf hohe Verzerrungsraten als höherfester Beton. Zur Stützung der These, dass sich der E-Modul ähnlich wie die Druckfestigkeit verhält, ist in der Grafik die Formulierung von HARTMANN 2009 [99] zur Beschreibung der Druckfestigkeitssteigerung aufgetragen. Der Vergleich zeigt, dass der Verlauf der Funktion zumindest die in der Abbildung enthaltenen Versuchsergebnisse akzeptabel widerspiegelt. Demgegenüber stehen beispielsweise die Ergebnisse von SCHULER 2004 [202], der keinen nennenswerten Einfluss der Verzerrungsrate auf den E-Modul festgestellt hat. Der tatsächliche Zusammenhang zwischen E-Modul und Verzerrungsrate kann auf Basis der Literaturstudie nicht geklärt werden.

Zum Stauchungsverhalten von Betonen bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten existieren ebenfalls widersprüchliche Meinungen in der Literatur. Während einige Forscher (vergleiche KRAUSE 1973 [121] und HJORTH 1976 [101]) bei ihren Versuchen eine zunehmende Versprödung des Betons mit steigender Verzerrungsrate festgestellt haben, konnte z.B. STEINERT et al. 1978 [217] eine zunehmende Bruchdehnung mit ansteigender Belastungsgeschwindigkeit verzeichnen. Eine Zusammenfassung verschiedener Versuchsergebnisse zur Bruchstauchung des Betons in Abhängigkeit von  $\dot{\epsilon}$  findet sich in BISCHOFF & PERRY 1991 [17]. Der festgestellte, steilerer Anstieg der Spannungs-Verzerrungs-Beziehung ist wiederum ein Indiz für eine Zunahme des E-Moduls und einer damit einhergehenden Steifigkeitszunahme mit steigender Verzerrungsrate. Unter Zugbelastungen kann der Beton hingegen größere Dehnungen vor dem Versagen aufnehmen. Diese Feststellung wird durch diverse Versuchsergebnisse gestützt (SPECHT & GÖRICKE 1996 [215]) und widersprüchliche Meinungen aus der Literatur sind nicht bekannt.

Die Zugfestigkeit von Beton bei hohen Verzerrungsraten verhält sich ähnlich wie die Druckfestigkeit. Auch hier kann eine Festigkeitszunahme in Abhängigkeit von  $\dot{\epsilon}$  beobachtet werden, wobei die relative Steigerung noch deutlicher ausfällt. Analog zur Betondruckfestigkeit studierten eine Reihe von Forschern die Zugfestigkeit bei großen Verzerrungsraten und die Literatur bietet dementsprechend eine breite Datenbasis. In Abbildung 3.7 sind eine Vielzahl dieser Ergebnisse in einem Diagramm zusammengestellt. Hierbei ist die relative Zunahme der Druckfestigkeit als Verhältnis zwischen dynamischer und statischer Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der logarithmischen Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  aufgetragen. Bis zu einer Verzerrungsrate von etwa  $\dot{\epsilon} = 5 \cdot s^{-1}$  nimmt die Zugfestigkeit scheinbar nahezu linear mit einer relativ geringen Steigung zu, und im weiteren Verlauf erfolgt ein wesentlich stärkeres Anwachsen der relativen Zugfestigkeit.



**Abb. 3.7:** Zusammenfassung der Versuchsergebnisse zur Zugfestigkeitssteigerung von Beton in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  von verschiedenen Autoren

Zur mathematischen Beschreibung werden wiederum die Formulierungen von HARTMANN 2009 [99] und aus dem FIB MODEL CODE 2010 [75] näher erläutert. Die grafischen Verläufe der jeweiligen Formeln sind zum Vergleich in Abbildung 3.7 den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Auf der Basis dieser Daten formulierte HARTMANN eine abschnittsweise definierte Funktion, die die Resultate bestmöglich widerspiegeln soll. Es wird sowohl die anfänglich geringere Zunahme (Gleichung (3.17)), wie auch ab einem festgelegten Wert von  $\dot{\epsilon} = 2 \cdot s^{-1}$  der wesentlich steilere



Verlauf der Kurve (Gleichung (3.17)) berücksichtigt.

$$\frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} = 0.13 \cdot \log\left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right) + 1.78 \quad \text{für} \quad \dot{\epsilon} \leq 2 \cdot s^{-1} \quad (3.17)$$

$$\frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} = 1.45 \cdot \ln\left[1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right)\right] + 0.23 \quad \text{für} \quad \dot{\epsilon} > 2 \cdot s^{-1} \quad (3.18)$$

$$\text{mit} \quad \dot{\epsilon}_0 = 1 \cdot s^{-1}$$

Im MODEL CODE 2010 wurde ein ähnlicher ebenfalls zweigeteilter Ansatz zur Beschreibung der Zugfestigkeitssteigerung gewählt. Auch hier wird zunächst der flache, und ab  $\dot{\epsilon} = 10 \cdot s^{-1}$  ein wesentlich steilerer Anstieg berücksichtigt. Auch für die Zugfestigkeit ist eine Formulierung in Abhängigkeit von der Verzerrungs- (Gleichung (3.19) und (3.20)) und von der Spannungsrate (Gleichung (3.21) und (3.22)) gegeben.

$$\frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{ct0}}\right)^{0.018} \quad \text{für} \quad \dot{\epsilon}_{ct} \leq 10 \cdot s^{-1} \quad (3.19)$$

$$\frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} = 0.0062 \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{ct0}}\right)^{1/3} \quad \text{für} \quad \dot{\epsilon}_{ct} > 10 \cdot s^{-1} \quad (3.20)$$

$$\text{mit} \quad \dot{\epsilon}_{ct0} = 1 \cdot 10^{-6} \cdot s^{-1}$$

$$\frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_{ct}}{\dot{\sigma}_{ct0}}\right)^{0.018} \quad \text{für} \quad \dot{\sigma}_{ct} \leq 0.3 \cdot 10^6 N/mm^2 \cdot s^{-1} \quad (3.21)$$

$$\frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} = 0.0062 \cdot \left(\frac{\dot{\sigma}_{ct}}{\dot{\sigma}_{ct0}}\right)^{1/3} \quad \text{für} \quad \dot{\sigma}_{ct} > 0.3 \cdot 10^6 N/mm^2 \cdot s^{-1} \quad (3.22)$$

$$\text{mit} \quad \dot{\sigma}_{ct0} = 0.03 N/mm^2 \cdot s^{-1}$$

Beim Vergleich der verschiedenen Ansätze fällt auf, dass der FIB MODEL CODE die Versuchsergebnisse bei sehr geringen Verzerrungsraten besser abbildet. Für dynamische und hochdynamische Belastungen ist das Modell von HARTMANN 2009 [99] genauer, da es an den Versuchsergebnissen „geeicht“ wurde. Vor allem ab Verzerrungsraten von  $0.1 \cdot s^{-1}$  liegt der Graph nach

den Gleichungen (3.19) und (3.20) deutlich unter den Versuchsergebnissen. Der exponentielle Anstieg vom zweiten Teil der Formulierung ist aber so steil, dass die Zugfestigkeitssteigerung des Betons ab einer Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon} = 10^4 \cdot s^{-1}$  (nicht mehr dargestellt) wesentlich deutlicher ausfällt, als beim nahezu linearen Anstieg nach Gleichung (3.18) von HARTMANN.

Ähnlich wie bei der Druckfestigkeit kann das Verhalten des Betons unter Zugbeanspruchungen bei sehr hohen Verzerrungsraten nicht abschließend geklärt werden, da keine Versuchsergebnisse zur Verifikation der verschiedenen Postulate aus der Literatur vorliegen. Zumeist wird ein mehr oder minder steiler Anstieg der Zugfestigkeit unterstellt, der keinem festen Wert entgegen strebt. GREULICH 2004 [94] wählte in seiner Arbeit hingegen einen hyperbolischen Ansatz, der gegen einen festen Wert konvergiert.

Forschungsergebnisse zum Festigkeitsverhalten von Beton bei hohen Verzerrungsraten und einer mehrachsialen Belastung beschränken sich auf einige wenige Versuchsdaten. Grundsätzlich ist eine experimentelle Untersuchung schwierig, da die dynamischen oder hochdynamischen Belastungen mehrachsial miteinander synchronisiert werden müssten. Deshalb beschränken sich die Resultate aus der Literatur auf eine einachsiale dynamische Belastung unter parallelem statischen Querdruck. Versuchsergebnisse und die daraus resultierenden Folgerungen von ZIELINSKI 1982 [241] und WEERHEIJM 1992 [234] stehen zueinander im Widerspruch. Während Ersterer aus seinen Ergebnissen den Schluss zieht, dass der Verzerrungsrateneffekt unabhängig vom aufgebrachten Querdruck ist, leitet WEERHEIJM aus seiner Forschungsarbeit eine Reduzierung des Verzerrungsrateneffekts bei steigenden Querdruckspannungen ab.

## 3.2 Betonstahl

Der Bewehrungsstahl hat im Stahlbetonbauteil überwiegend die Aufgabe auftretende Zugkräfte aufzunehmen. Diese können durch äußere Belastungen aber auch durch innere Spannungen hervorgerufen werden. Die hohe Zugfestigkeit und die hohe Duktilität des Stahls liefert einen wesentlichen Beitrag zum Tragverhalten und schließen in der Regel ein plötzliches sprödes Bauteilver-sagen ohne Vorankündigung aus. Wie bei Beton sind verschiedene Materialparameter des Stahls ebenfalls von den auftretenden Belastungsgeschwindigkeiten und damit von den Verzerrungsraten abhängig. In den folgenden Abschnitten werden die wesentlichen Werkstoffeigenschaften des Bewehrungsstahls sowohl unter statischen, wie auch unter dynamischen Gesichtspunkten beschrieben, wobei im Schwerpunkt auf die verzerrungsratenabhängige Festigkeitssteigerung eingegangen wird.

Die in Deutschland zulässigen Bewehrungsstähle sind in der DIN 488 Teil 1 [50] - 7 [55] gelistet und genormt. Bei der Herstellung von Stahlbetonbauteilen kommen Bewehrungsstähle in Form von

- Betonstabstahl [51],
- Betonstahl in Ringen [52],
- Bewehrungsdraht [52],
- Betonstahlmatten [53] und
- Gitterträgern [54]

zur Anwendung. Diese lassen sich wiederum anhand ihrer verschiedenen Herstellungsverfahren unterscheiden. Während Betonstabstähle in der Regel aus naturharten (warmverformt und nicht nachbehandelt) oder aus wärmebehandelten Stählen hergestellt werden, sind die Betonstahlmatten aus kaltverformtem Stahl. In Ringform und als Bewehrungsdraht wird der Betonstahl sowohl warm- als auch kaltverformt ausgeliefert und verbaut. Die Festigkeit der naturharten Stähle hängt alleine von der chemischen Zusammensetzung des Metalls ab. Bei kaltverformten Stählen wird die mikrokristalline Struktur durch mechanische Einwirkungen wie Ziehen oder Walzen verändert, wodurch sich die Materialfestigkeit erhöhen lässt. Bei wärmebehandelten Stählen wird diese Festigkeitserhöhung durch das abwechselnde Härten (in kaltem Wasser abschrecken) und Anlassen (wiedererwärmen) des Metalls im Anschluss an den Walzvorgang erreicht.

Neben der Festigkeit variieren auch einige andere Materialkennwerte des Bewehrungsstahls in Abhängigkeit von der Herstellungsart. Auf die einzelnen Unterschiede z.B. hinsichtlich der Verformungseigenschaften wird noch detailliert eingegangen. In der Baupraxis finden am häufigsten Bewehrungsstähle in Form von Matten und Stabstählen ihre Anwendung. In der folgenden Tabelle 3.2 sind die gemäß DIN 488-2 [51] lieferbaren Stabstähle mit ihren entsprechenden technischen Daten zusammengestellt.

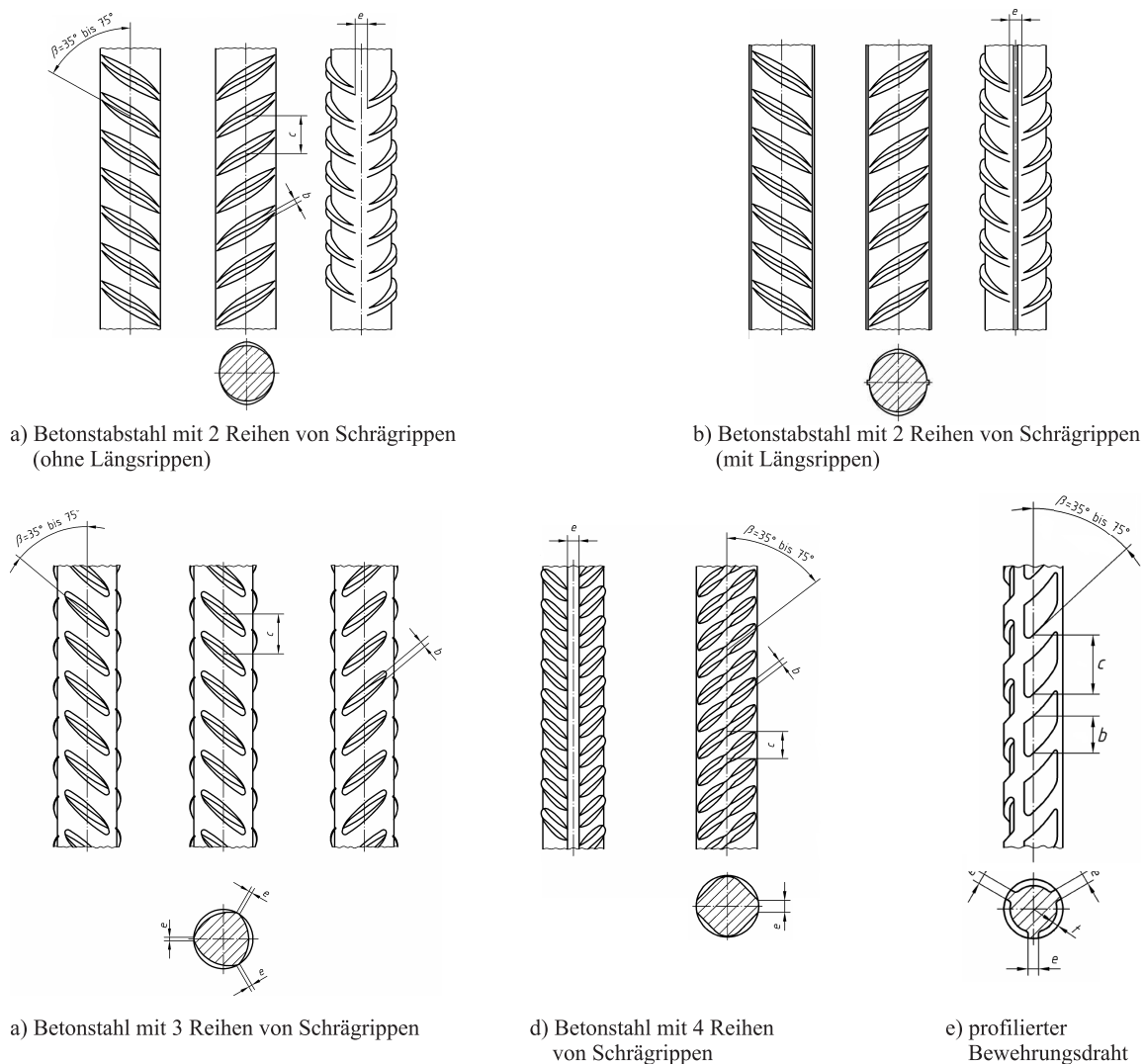
**Tab. 3.2:** lieferbare Stabstähle nach DIN 488-2 [51]

Nenndurchm. [mm]	Nennquerschn. [mm <sup>2</sup> ]	Nennmasse [kg/m]	Nenndurchm. [mm]	Nennquerschn. [mm <sup>2</sup> ]	Nennmasse [kg/m]
6	28.3	0.222	20	314	2.47
8	50.3	0.395	25	491	3.85
10	78.5	0.617	28	616	4.83
12	113	0.888	32	804	6.31
14	154	1.21	40	1257	9.86
16	201	1.58			

Die eigenen Versuche in den Kapiteln 7 und 8 der vorliegenden Arbeit beschränken sich auf die Verwendung von Betonstabstählen. Deshalb wird auf die restlichen Herstellungsformen im Wesentlichen nicht weiter eingegangen. Informationen hierzu können beispielsweise in den entsprechenden DIN Normen nachgelesen werden.

Die Übertragung der Spannungen zwischen dem Werkstoff Beton und Stahl wird durch den Verbund sichergestellt. Zur Aktivierung der Verbundspannungen und zur Verbesserung der Verbundwirkung ist die Oberfläche des Betonstahls durch Rippen gekennzeichnet. In der Vergangenheit wurden auch Bewehrungsstäbe mit einer glatten Oberfläche eingebaut. Wegen ihrer schlechten Verbundwirkung (Kapitel 4) werden diese Stähle heutzutage nicht mehr verwendet. Eine Zusammenstellung von historischen Bewehrungsstäben findet sich in FINGERLOOS 2008 [76]. Besonders beim Bauen im Bestand ist diese umfassende Zusammenstellung hilfreich.

Abbildung 3.8 zeigt eine Zusammenfassung verschiedener Oberflächenprofilierungen von Bewehrungsstäben. Im wesentlichen unterscheiden sich die verschiedenen Oberflächen durch ihre Form, die Ausrichtung der Stahlrippen und die Anzahl der Rippen.



**Abb. 3.8:** Rippengeometrie und -anordnung von verschiedenen Betonstählen nach DIN 488 [56]

Die Rippen liefern zusätzlich Anhand ihrer Anordnung die Information über das Land und

das Herstellungswerk des Bewehrungsstahls. Im Rahmen der Beschreibung des Verbunds wird nochmals detailliert auf die Rippengeometrie und deren Wirkungsweise eingegangen. Für tiefer gehende Informationen zum Bewehrungsstahl wird auf einschlägige Literatur, wie zum Beispiel RUSSWURM & MARTIN 1993 [194] oder BINDSEIL & SCHMITT 2002 [16] verwiesen.

### 3.2.1 statisches Werkstoffverhalten

Der Betonstahl weist als nahezu homogener Werkstoff ein richtungsunabhängiges Materialverhalten auf. Im Stahlbetonbau liegt das Hauptaugenmerk vor allem auf der hohen Zugfestigkeit des Werkstoffs, da diese das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen maßgeblich beeinflusst bzw. erst ermöglicht. Typischerweise wird das Werkstoffverhalten des Stahls durch ein Spannungs-Verzerrungs-Diagramm beschrieben. Hierbei muss zwischen naturharten, beziehungsweise wärmebehandelten und kaltverformten Stählen unterschieden werden. Typische Spannungs-Verzerrungs-Diagramme in Abhängigkeit von der Herstellungsart sind in Abbildung 3.9 nach ULAGA 2003 [223] dargestellt.

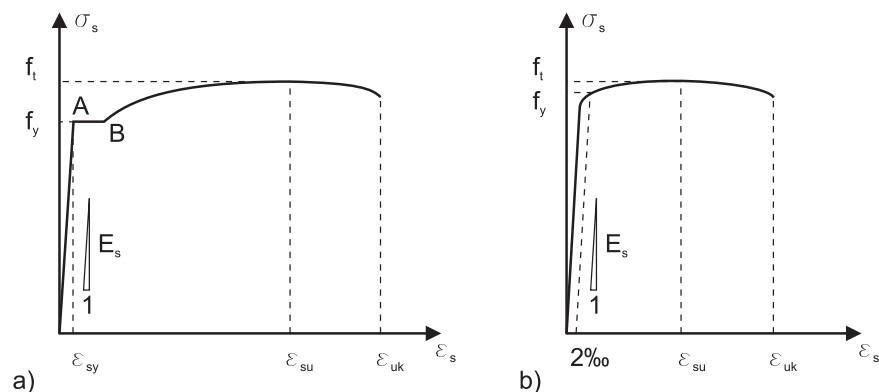


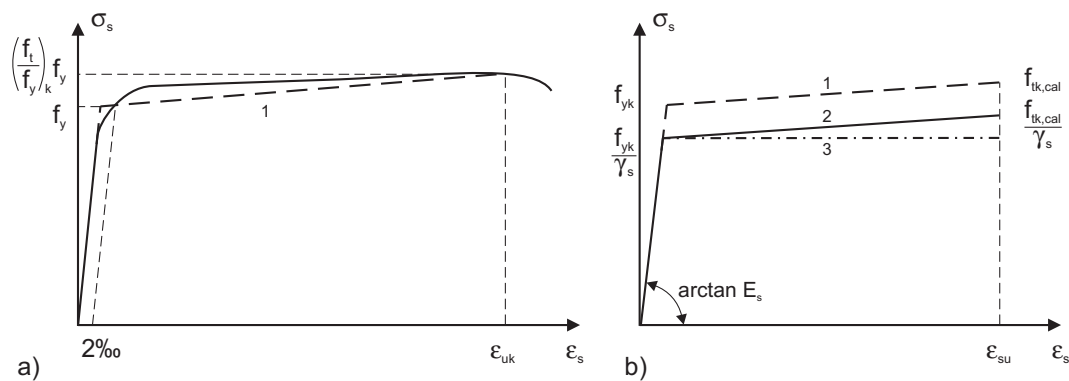
Abb. 3.9: Spannungs-Verzerrungs-Diagramm von Betonstahl nach ULAGA 2003 [223]: a) naturharter Stahl, b) kaltverformter Stahl

Die Spannungs-Verzerrungs-Diagramme in den Abbildungen 3.9 und 3.10 werden durch die wesentlichen Werkstoffparameter des Betonstahls definiert. Diese sind,

- der Elastizitätsmodul  $E_s$ , als Steigung des Graphen im elastischen Bereich,
- die Fließgrenze  $f_y$ , als Übergang vom elastischen zum plastischen Werkstoffverhalten,
- die Zugfestigkeit  $f_t$ , als maximal aufnehmbare Spannung,
- die Dehnung  $\varepsilon_{su}$  bei Erreichen der Zugfestigkeit  $f_t$  und
- davon abgeleitet, die Werkstoffduktilität, beschrieben durch das Verhältnis  $(f_t/f_y)_k$ .

Die zwei idealisierten Spannungs-Verzerrungs-Verläufe in Abbildung 3.9 sind das Ergebnis von einachsigen, weggesteuerten Zugversuchen an Bewehrungsstahlproben mit unterschiedlicher Herstellungsgeschichte. Der Verlauf in Grafik 3.9 a) zeigt das  $\sigma - \varepsilon$ -Diagramm eines naturharten Stahls mit einem ausgeprägten Fließbereich und 3.9 b) den Verlauf eines kaltverformten Stahls, dessen Materialverhalten durch ein weniger großes Verformungsvermögen und das Fehlen eines definierten Fließbereiches charakterisiert wird. Der Elastizitätsmodul  $E_s$  als Kennwert für die Steifigkeit des Materials beschreibt hierbei die Steigung des Spannungs-Verzerrungs-Diagramms im elastischen Bereich der Materialverformung (Punkt 0 bis A in Abbildung 3.9 a)). Zwischen A und B bildet sich das Fließplateau aus, welches durch die Fließgrenze  $f_y$  beschrieben wird. Bei kaltverformten Stählen wird eine fiktive Streckgrenze  $f_y = R_{0,2}$  bei  $\varepsilon = 0,2 \%$  definiert. Während die Fließgrenze  $f_y$  im Diagramm a) idealisiert als konstant dargestellt wird, oszilliert der Verlauf in der Realität um  $f_y$  bei steigender Verzerrung. Nach Überschreiten von Punkt B nimmt der Betonstahl wieder zusätzliche Zugkräfte auf und erreicht unter Zunahme der Verformungen die Zugfestigkeit  $f_t$  mit der dazugehörigen Dehnung  $\varepsilon_{su}$ . Im weiteren Verlauf kommt es zur Einschnürung der Stahlprobe, zum Abfall der aufnehmbaren Spannung, einer Vergrößerung der Verformung und schließlich zum Bruch der Probe.

Zur Beschreibung des Werkstoffverhaltens von Betonstahl kommen in der DIN 1045-1 [46] vereinfachte und idealisierte Spannungs-Verzerrungs-Beziehung für Betonstahl, gemäß den Verläufen in Abbildung 3.10 zur Anwendung.



**Abb. 3.10:** Spannungs-Verzerrungs-Linie nach DIN 1045-1 [46]: a) zur Schnittgrößenermittlung, b) zur Querschnittsbemessung

Während der Verlauf in Abbildung 3.10 a) bei nichtlinearen Verfahren zur Schnittgrößenermittlung angesetzt werden kann, um eine wirklichkeitsnahe Materialbeschreibung zu gewährleisten, kommen die Verläufe 2 und 3 in Abbildung 3.10 b) bei der Querschnittsbemessung von Stahlbetonbauteilen zum Einsatz. Verlauf 1 in Abbildung 3.10 a) und in b) gibt eine Idealisierung der Zugversuchsergebnisse aus Abbildung 3.9 wieder. Die Bemessungskurven 2 und 3 sind durch den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_s$  zur Berücksichtigung des Sicherheitskonzepts

(z.B. BRAML 2010 [19]) reduziert. Das linear elastisch-plastische Materialverhalten nach Verlauf 2 entspricht den Werten nach Verlauf 1 dividiert durch  $\gamma_s = 1.15$ . Der linear elastisch - ideal plastische Verlauf zeigt eine nochmals vereinfachte Annahme als Bemessungsgrundlage, bei der die Verfestigung des Stahls nach Überschreiten der Fließgrenze bis zur Spannung  $f_t$  keine Berücksichtigung findet. In Tabelle 3.3 sind für die in Deutschland handelsübliche Stahlgüte BSt 500 die wichtigsten Werkstoffparameter für Betonstahl (S) und Betonstahlmatten (M) zusammengestellt.

**Tab. 3.3:** Materialparameter von Bewehrungsstahl BSt 500

Parameter	BSt 500S(A)	BSt 500M(A)	BSt 500S(B)	BSt 500M(B)	Einheit
Elastizitätsmodul $E_s$	200 000				[N/mm <sup>2</sup> ]
Fließgrenze $f_y$	500				[N/mm <sup>2</sup> ]
Zugfestigkeit $f_t$	525		550		[N/mm <sup>2</sup> ]
Dehnung $\varepsilon_{uk}$ bei $f_t$	25		50		[%]
Duktilität $(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.05$		$\geq 1.08$		[-]

Gemäß der DIN 1045-1 [46] wird der Betonstahl in zwei Duktilitätsklassen eingeteilt, in normalduktilen Stahl (A, siehe Tabelle 3.3) und hochduktilen Stahl (B). Die DIN liefert zur Einordnung folgende Grenzwerte:

- normale Duktilität:  $(f_t/f_y)_k \geq 1.05$  und  $\varepsilon_{uk} \geq 25$  [%],
- hohe Duktilität:  $(f_t/f_y)_k \geq 1.08$  und  $\varepsilon_{uk} \geq 50$  [%]

Die Duktilität des Betonstahls ist hauptverantwortlich für das „gutmütige Versagen“ von Stahlbetonbauteilen. Durch eine hohe Duktilität wird sichergestellt, dass sich das Bauteilversagen durch eine Vergrößerung der Verformungen ankündigt. Zudem sind dadurch in Konstruktionen zusätzliche Sicherheitsreserven vorhanden, die speziell bei unvorhergesehenen hochdynamischen Belastungen wie Stößen und Explosionen aktiviert werden, da Energie durch plastische Verformungen dissipiert werden kann.

### 3.2.2 dynamisches Werkstoffverhalten

Auch der Werkstoff Stahl zeigt bei dynamischen Belastungen Steigerungen der Festigkeit. Je höher die auftretenden Belastungsgeschwindigkeiten bzw. je größer die Verzerrungsraten, desto höher wird die Festigkeit des Bewehrungsstahls. In Kapitel 2 dieser Arbeit wurden bereits verschiedene mögliche Belastungen in Abhängigkeit ihrer Verzerrungsrate gemäß Abbildung 2.1 diskutiert. Für realitätsnahe und wirtschaftliche Bemessungen von Stahlbetonstrukturen unter hochdynamischen Lasten, sind detaillierte Kenntnisse des Werkstoffverhaltens bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten absolut notwendig. Häufige Verwendung finden diese bei FE Programmen und Hydrocodes in denen Werkstoffmodelle für Stahl und Beton implementiert sind,

die diese Festigkeitssteigerungen in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate berücksichtigen und somit exaktere Problemlösungen liefern.

Parallel zu einer Belastung von Stahlbetonbauteilen durch statische Einwirkungen, kommt dem Stahl im Bauteil bei Einwirkungen mit höheren Geschwindigkeiten wiederum die Aufgabe zu, die auftretenden Zugkräfte, zumeist auf der lastabgewandten Seite aufzunehmen und abzutragen. Das dynamische Werkstoffverhalten von Metallen wurde in der Vergangenheit vor allem im Maschinen- und Fahrzeugbau eingehend erforscht. Hier spielen beispielsweise bei Crashesimulationen Festigkeitssteigerungen und das Verformungsvermögen unter hohen Verzerrungsraten eine maßgebende Rolle bei der Beantwortung von diversen Fragestellungen (z.B. WOOD & SCHLEY 2009 [238]).

Zwischen den dabei verwendeten Metallen und einem kalt- oder warmverformter Bewehrungsstahl, der in Stahlbetonbauteilen verwendet wird, lassen sich Parallelen ziehen, die bei der Bewertung von Stahlbetonkonstruktionen herangezogen werden können. Hierbei sollte allerdings beachtet werden, dass sich verschiedene Metalle unter höheren Belastungsgeschwindigkeiten zwar qualitativ ähnlich verhalten, aber quantitativ haben sich bei Versuchen in der Vergangenheit zum Beispiel bei MAINSTONE 1975 [140] doch erhebliche Unterschiede bei verschiedenen Metallen und Legierungen gezeigt. Stähle erhalten ihre Festigkeit durch verschiedene metallurgische Mechanismen, z.B. durch den Kohlenstoffanteil, durch Legierungsbestandteile, durch Kaltverformung oder durch spezielle Wärmebehandlungen. Unterschiede in der Sensibilität hinsichtlich der Verzerrungsrate sind je nach Herstellungsprozess des Stahls nicht auszuschließen. Ein Indiz dafür liefern Versuche an Bewehrungsstählen mit unterschiedlichem Herstellungsprozess, die im folgenden Verlauf noch vorgestellt werden. Neben dem Anstieg der Festigkeit von Bewehrungsstahl, verändert sich auch das Verformungsvermögen und somit die Duktilität des Werkstoffs. Für diese beiden maßgebenden Werkstoffeigenschaften werden im folgenden Verlauf die wesentlichen Erkenntnisse aus der Literatur zusammengestellt.

Für eine Bemessung von Stahlbetonbauteilen sind im Bezug auf den Bewehrungsstahl vor allem die festigkeitsspezifischen Parameter Fließgrenze  $f_y$  und Zugfestigkeit  $f_t$  von Bedeutung. Beide Parameter sind abhängig von der, durch eine Belastung hervorgerufenen Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  im Material. Bei hohen Verzerrungsraten (über  $1000 \text{ s}^{-1}$ ), die bei Explosionen oder Impact Belastungen zu erwarten sind (Abbildung 2.1) können sich die Werte um über 100 % erhöhen. In der Literatur wird für den Grad der Erhöhung häufig der *dynamic increase factor* (DIF) verwendet. Dieser beschreibt das Verhältnis zwischen den dynamischen und den statischen Festigkeiten und ist abhängig von  $\dot{\epsilon}$ .

Die Erhöhung der Fließgrenze, beziehungsweise die Steigerung der Zugfestigkeit von Bewehrungsstählen in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit, war in der Vergangenheit oft Gegenstand der Forschung. In der Literatur existieren verschiedenste Untersuchungsergebnisse



zu dieser Fragestellung. MALVAR & CRAWFORD 1998 [145] fassen diverse Ergebnisse von verschiedensten amerikanischen Instituten, wie der DEFENSE SPECIAL WEAPON AGENCY 1997 [40], der AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS 1995 [6] und [7] und dem DEPARTMENT OF ENERGY [44] 1992 in ihrem Artikel zusammen. Des weiteren liefert der Aufsatz einen guten Überblick über verschiedenste Literaturstudien und Versuche, die sich in der Vergangenheit mit der Thematik auseinander gesetzt haben. Beispiele hierfür sind die Forschungsergebnisse von ALLEN 1972 [5], MIRZA & MACGREGOR 1979 [156], WANG, SHAH & NAAMAN 1978 [231], WOOD 1956 [237], SEABOLD 1970 [204], COWELL 1962 [33], COWELL 1965 [34], SIESS 1962 [208], FU, ERKI & SECKIN 1991 [82], TREJO & MONTEIRO 1997 [220] und CRUM 1959 [35] um nur einige zu nennen. Durch den Vergleich der verschiedenen Versuchsergebnisse konnten folgende allgemeingültige Aussagen abgeleitet werden:

- sowohl die Fließgrenze  $f_y$  wie auch die Zugfestigkeit  $f_t$  von Bewehrungsstahl sind abhängig von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$ ,
- die Fließgrenze  $f_y$  wird stärker von der Verzerrungsrate beeinflusst als die Zugfestigkeit  $f_t$  und
- je höher die Stahlgüte der untersuchten Bewehrung desto geringer fällt die Festigkeitszunahme in Abhängigkeit von  $\dot{\epsilon}$  aus.

Auf der Grundlage von verschiedenen Versuchsergebnissen von KEENAN & FELDMAN 1960 [112] und des Postulats, dass die relative Festigkeitszunahme von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  im logarithmischen Maßstab linear abhängig ist, wurden durch MALVAR & CRAWFORD 1998 [145] bzw. MALVAR 1998 [144] die folgenden Gleichungen (3.23) bis (3.25) aufgestellt:

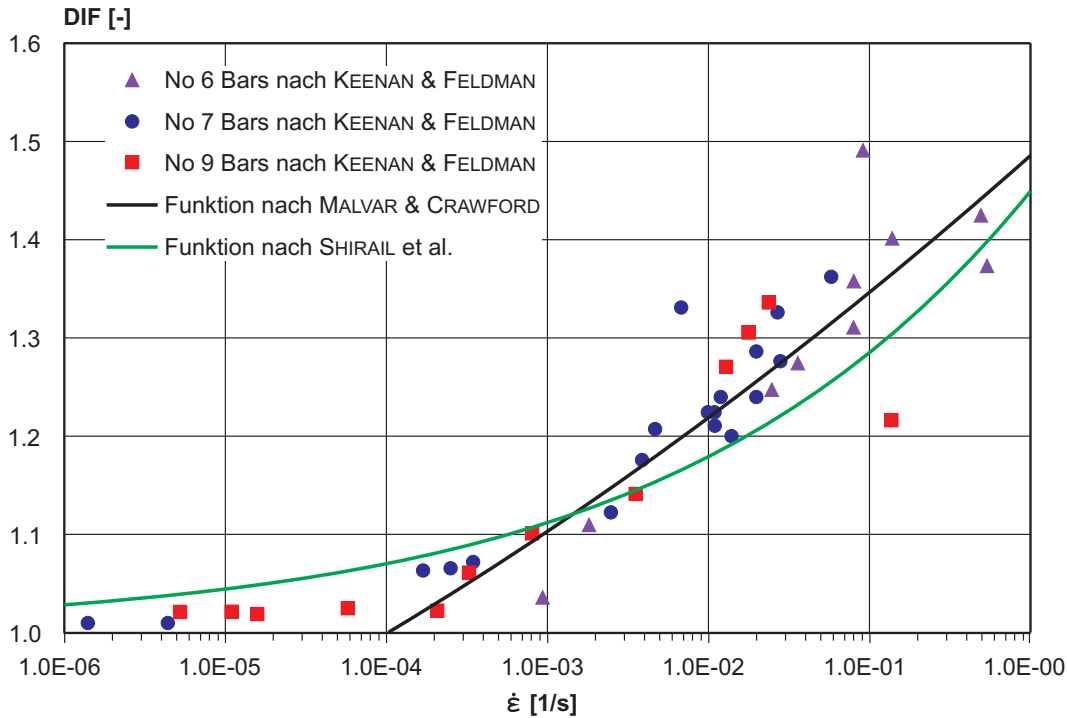
$$DIF = \left( \frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}} \right)^\alpha, \quad (3.23)$$

$$\alpha_{f_y} = 0.074 - 0.040 \frac{f_y}{414} \quad \text{und} \quad (3.24)$$

$$\alpha_{f_t} = 0.019 - 0.009 \frac{f_y}{414}. \quad (3.25)$$

Die Festigkeitszunahme wird nach Gleichung (3.23) in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  [ $s^{-1}$ ] und des Faktors  $\alpha$  berechnet, mit  $\alpha = \alpha_{f_y}$  nach Gleichung (3.24) zur Ermittlung des Steigerungsfaktors für die Fließgrenze und mit  $\alpha = \alpha_{f_t}$  nach Gleichung (3.25) für die Zugfestigkeit  $f_t$ . Hierbei ist zu beachten, dass sowohl  $\alpha_{f_y}$  wie auch  $\alpha_{f_t}$  nur von der Fließgrenze  $f_y$  abhängig

sind. Der Wert im Nenner der Gleichungen (3.24) und (3.25) resultiert aus der Normierung der Gleichung für einen Stahl mit einer Fließgrenze von  $414 \frac{N}{mm^2}$  (60 ksi). Gemäß MALVAR & CRAWFORD 1998 [145] wurden diese Gleichungen für Betonstähle mit einer Fließgrenze zwischen 290 und  $710 \frac{N}{mm^2}$  beziehungsweise für Verzerrungsraten von  $10^{-4}$  bis  $10 \text{ s}^{-1}$  validiert.



**Abb. 3.11:** *Dynamic increase factor (DIF) für die Fließgrenze  $f_y$  in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  nach KEENAN & FELDMAN 1960 [112]*

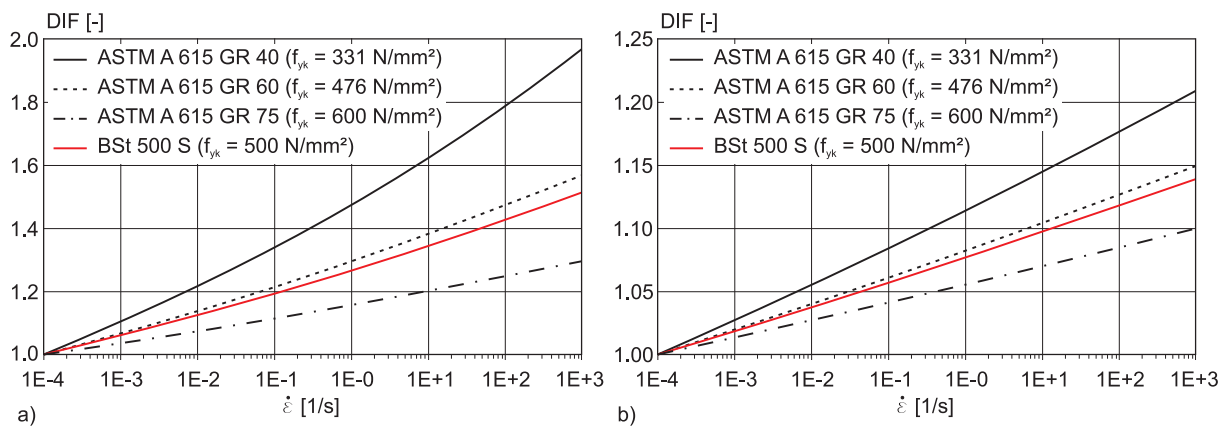
In Abbildung 3.11 sind die zur Herleitung der Gleichung verwendeten Versuchsergebnisse aus KEENAN & FELDMAN 1960 [112] für Bewehrungsstähle mit verschiedenen Durchmessern von 19,05 (#6), 22,225 (#7) und 28,65 (#9) mm dargestellt. Auf der Abszisse sind die Verzerrungsraten  $\dot{\epsilon}$  und auf der Ordinate das Verhältnis zwischen der dynamischen und der statischen Fließgrenze abgebildet. Die eingetragene Kurve nach Gleichung (3.23) und (3.24) wurde mit einer über alle Versuchsdaten gemittelten Fließgrenze von  $321 \frac{N}{mm^2}$  (46,5 ksi) bestimmt, und weist eine gute Übereinstimmung mit den Wertepaaren aus den Versuchen auf.

Ein weiterer empirischer Ansatz von SHIRAI, ITO & ONUMA 1994 [207] zur Abschätzung der Fließgrenze  $f_y$  bei steigender Verzerrungsrate nach Gleichung (3.26) wurde mit Hilfe der Versuchsergebnisse von LINDHOLM & BESSEY 1969 [131] kalibriert und ist zum Vergleich ebenfalls in Abbildung 3.11 dargestellt.

$$DIF = 1 + \left( \frac{\dot{\epsilon}}{D} \right)^{1/P}, \quad (3.26)$$

Die Formparameter  $D$  und  $P$  der Gleichung wurden von den Autoren zu 53.9 bzw. 5.0 bestimmt. Für Verzerrungsraten bis  $\dot{\epsilon} = 1 \text{ s}^{-1}$  zeigt die Funktion ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen von KEENAN & FELDMAN 1960 [112]. Bei höheren Verzerrungsraten steigt die Funktion sehr steil an und es liegt die Vermutung nahe, dass die Zunahme der Fließgrenze stark überschätzt wird. Des Weiteren ist Gleichung (3.26) lediglich abhängig von der Verzerrungsrate. Unterschiedliche Stahlgüten können nicht berücksichtigt werden. Der von MALVAR & CRAWFORD festgestellte Zusammenhang zwischen den statischen Ausgangsfestigkeiten von Stählen und der Sensibilität der Werkstoffparameter hinsichtlich der Verzerrungsrate wird damit nach Gleichung (3.26) nicht erfasst. Die Funktion nach SHIRAI, ITO & ONUMA 1994 [207] ist deshalb nur in einem sehr begrenzten Bereich der Verzerrungsraten und nur für eine bestimmte Stahlsorte verwendbar, wobei die Gültigkeit von empirischen Ansätzen naturgemäß von der Qualität und der Quantität der zur Verfügung stehenden Datenbasis abhängig ist.

Für den aktuell in Deutschland verwendeten Betonstahl BSt 500 sind keine Versuchsstudien bekannt in denen die Fließgrenze oder die Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate bestimmt wurde. Unter Beachtung des validierten Bereichs können die Gleichungen (3.23) bis (3.25) aber auch zur Abschätzung der Festigkeitsparameter einen BSt 500 mit  $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$  angewendet werden. In der Abbildung 3.12 a) und b) sind die Steigerungsfaktoren für  $f_y$  bzw.  $f_t$  in Abhängigkeit von  $\dot{\epsilon}$  für die gängigen amerikanischen Stähle nach den Gleichungen von MALVAR & CRAWFORD 1998 [145] ergänzt durch die jeweilige Kurve des BSt 500 aufgetragen.



**Abb. 3.12:** Steigerungsfaktor für a) die Fließgrenze  $f_y$  und b) die Zugfestigkeit  $f_t$  in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  nach den Gleichungen (3.23) bis (3.25)

Die empirischen Gleichungen von MALVAR & CRAWFORD 1998 [145] werden beispielsweise in der US-amerikanischen Bemessungsvorschrift „Structures to Resist the Effects of Accidental Explosion“ vom DEPARTMENT OF DEFENCE 2008 [43] zur Abschätzung der Bewehrungsstahlfestigkeiten in Abhängigkeit von  $\dot{\epsilon}$  bei der Bemessung von Stahlbetontragwerken unter hochdynamischen Belastungen angewendet.

Eine weitere Versuchsstudie zum verzerrungsratenabhängigen Festigkeitsverhalten von Bewehrungsstählen wurde von BRANDES & LIMBERGER 1985 [21] und [22] an älteren auch in Deutschland verbauten Stählen durchgeführt. In den Versuchen wurde die Herstellungsart, die statische Ausgangsfestigkeit und der Durchmesser variiert. Die jeweils relevanten Materialparameter stellen sich wie folgt dar:

- BSt 420/500 RU (IIIa), naturhart,  $f_y = 420 \frac{N}{mm^2}$ ,  $f_t = 500 \frac{N}{mm^2}$ ,  $\min \varepsilon_{su} = 18\%$ ,  $d_s = 22$  mm,
- BSt 420/500 RK (IIIb), kaltgereckt,  $f_y = 400 \frac{N}{mm^2}$ ,  $f_t = 500 \frac{N}{mm^2}$ ,  $\min \varepsilon_{su} = 8\%$ ,  $d_s = 22$  mm und
- BSt 1100 RU, Betonformstahl, (BSt 1080/1320),  $d_s = 20$  mm.

Detailliertere Informationen zu diesen Betonstählen können entweder in der ursprünglichen Veröffentlichung oder in FINGERLOOS 2008 [76] nachgelesen werden. Auf die Versuchsergebnisse mit dem BSt 1100 RU wird nicht näher eingegangen, da aufgrund der sehr hohen Festigkeit keine Vergleichbarkeit mit einem BSt 500 gegeben ist. In den Untersuchungen zum BSt 420/500 wurden die Proben in einem Verzerrungsratenbereich von  $0.5 \cdot 10^{-4}$  (statisch gemäß DIN 50145 [57]) bis  $8.5 s^{-1}$  in Zugversuchen getestet. Neben einer Zunahme der Fließgrenze  $f_y$  und der Zugfestigkeit  $f_t$  wurde zusätzlich ein Anstieg der Bruchverformung bei steigender Verzerrungsrate beobachtet. Auf eine ausführliche Darstellung der Einzelergebnisse und aller weiteren variierten Parameter wird verzichtet und ebenfalls auf die Veröffentlichung verwiesen. Ergänzend zu den bereits vorgestellten Erkenntnissen von MALVAR & CRAWFORD konnten BRANDES & LIMBERGER die folgenden Zusammenhänge aus ihren Versuchen ableiten:

- Neben der Fließgrenze  $f_y$  und der Zugfestigkeit  $f_t$  steigt die Bruchverzerrung ebenfalls mit zunehmender Verzerrungsrate,
- der Grad des Anstiegs der Bruchverzerrung ist zudem abhängig vom Durchmesser der Betonstahlbewehrung,
- das Alter der Zugproben spielt keine oder nur eine vernachlässigbar geringe Rolle und führt zu keinen Änderungen bei den Versuchsergebnissen und
- die Belastungsgeschichte hat ebenfalls einen Einfluss auf die Höhe der maximalen Verformungen des Bewehrungsstahls in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse lieferte folgende Gleichungen zur Bestimmung der Steigerungsfaktoren für die Fließgrenze bzw. für die Zugfestigkeit der Stähle:

- BSt 420/500 RK,

$$DIF = 1 + \left( \frac{6.2}{f_{t,stat}} \right) \cdot \ln \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right), \quad (3.27)$$

- BSt 420/500 RU,

$$DIF = 1 + \left( \frac{4.7}{f_{y,stat}} \right) \cdot \ln \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right) \quad \text{und} \quad (3.28)$$

$$DIF = 1 + \left( \frac{6.3}{f_{t,stat}} \right) \cdot \ln \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right) \quad (3.29)$$

In die empirischen Gleichungen gehen  $f_{y,stat}$ ,  $f_{t,stat}$  und  $\dot{\epsilon}_0 = 0.5 \cdot 10^{-4} s^{-1}$  als Referenzwerte aus den statischen Zugversuchen ein. Für den kaltverformten Bewehrungsstahl 420/500 RK wurde nur die Zugfestigkeit betrachtet da sich erwartungsgemäß kein explizites Fließplateau ausgebildet hat (Gleichung (3.27)). Während Gleichung (3.28) die Zunahme der Fließgrenze des Bewehrungsstahls BSt 420/500 RU beschreibt, liefert Gleichung (3.29) den Steigerungsfaktor der Zugfestigkeit. Ein Vergleich der beiden Gleichungen zeigt, dass die Herstellungsart des Stahls (kaltgereckt oder naturhart) nur einen geringen Einfluss auf die Zugfestigkeitszunahme bei steigender Verzerrungsrate hat.

Nach BRANDES & LIMBERGER muss Gleichung (3.28) mit Vorsicht betrachtet werden, da keine versuchstechnisch einwandfreie Messung der Verzerrungsgeschwindigkeiten bei der Bestimmung der Fließgrenze gewährleistet werden konnte. Die vergleichende Gegenüberstellung zwischen der prognostizierten Fließgrenzenzunahme nach Gleichung (3.28) und der Funktion nach MALVAR & CRAWFORD belegt diese Aussage, da die Werte für  $f_y$  tatsächlich wesentlich niedriger liegen, auch im Vergleich zu weiteren Autoren. Zudem nimmt die Fließgrenze des BSt 420/500 RU mit steigender Verzerrungsrate langsamer zu, als die Zugfestigkeit. In der einschlägigen Literatur und in anderen Versuchsreihen wird aber ein umgekehrtes Materialverhalten konstatiert.

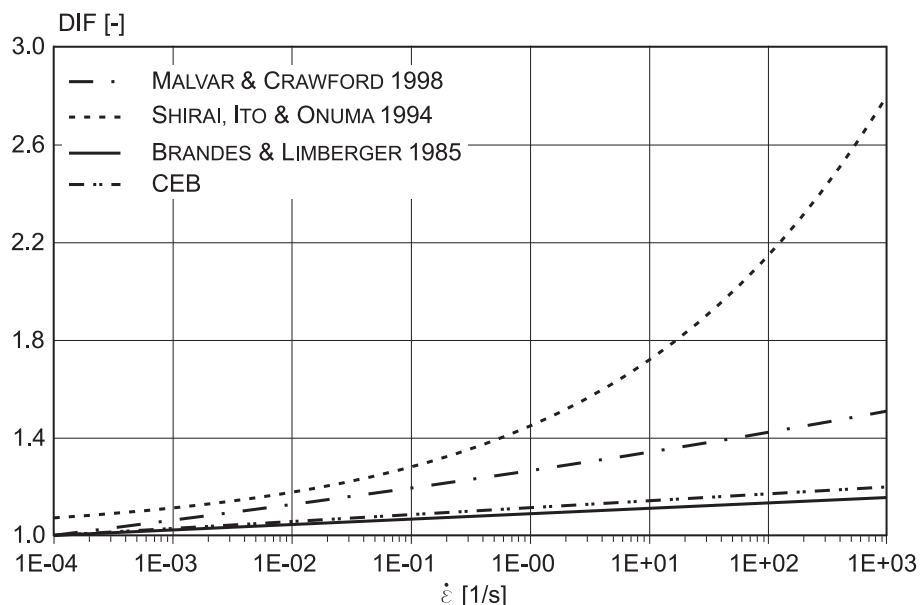
Im CEB INFORMATION BULLETIN NO. 187 [32] wird die Festigkeitszunahme von Bewehrungsstahl mit nahezu identischen empirischen Gleichungen wie bei BRANDES & LIMBERGER beschrieben. Nur die festen Faktoren im Zähler der Funktionen weichen voneinander ab. Auch hier wurde gemäß den Gleichungen (3.30) und (3.31) ein schnellerer Anstieg der Zugfestigkeit gegenüber der Fließgrenze für Bewehrungsstähle prognostiziert. Die Gegenüberstellung von Gleichung (3.28) und (3.30) verdeutlicht nochmals, dass die Vorbehalte von BRANDES & LIMBERGER

gegenüber der von ihnen ermittelten Gleichung für die Fließgrenze begründet war, da diese einen zu geringen Anstieg unterstellt.

$$DIF = 1 + \left( \frac{6.0}{f_{y,stat}} \right) \cdot \ln \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right) \quad \text{und} \quad (3.30)$$

$$DIF = 1 + \left( \frac{7.0}{f_{t,stat}} \right) \cdot \ln \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right) \quad (3.31)$$

Als Eingangswerte für die Gleichungen dienen wiederum die statischen Materialparameter  $f_{y,stat}$  beziehungsweise  $f_{t,stat}$  mit  $\dot{\epsilon}_0 = 5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ . Abbildung 3.13 fasst die vorgestellten Ansätze der verschiedenen Autoren zur Beschreibung der Fließgrenzenzunahme bei Bewehrungsstählen grafisch zusammen. Wo benötigt, diente die Fließgrenze  $f_y = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$  des Bewehrungsstahls BSt 500 als Eingangswert in die entsprechende Gleichung.



**Abb. 3.13:** Vergleich der Ansätze verschiedener Autoren zur Beschreibung der Fließgrenze  $f_y$  von Bewehrungsstahl in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$

Die teilweise erheblichen Unterschiede, die die verschiedenen Formulierungen für den Steigerungsfaktor von  $f_y$  in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate gemäß Abbildung 3.13 aufweisen, können mit Hilfe der folgenden Anmerkungen zumindest ansatzweise begründet oder relativiert werden:

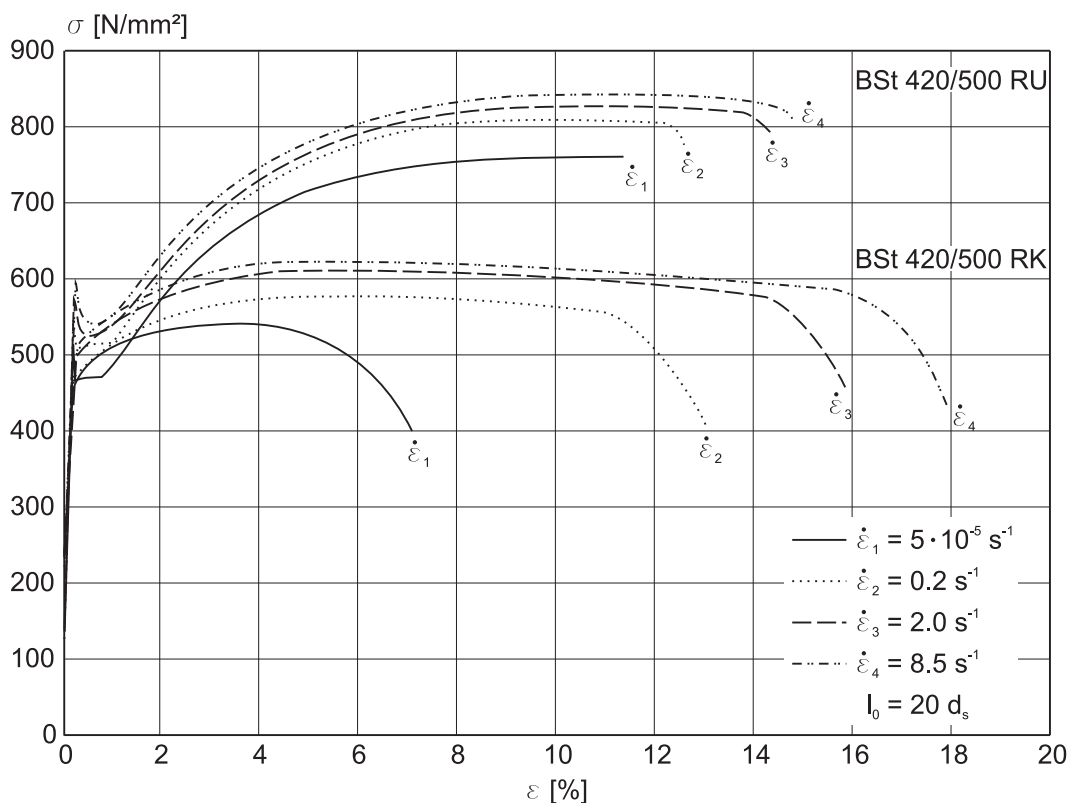
- bei der Bestimmung der empirischen Gleichungen lagen jedem Autor unterschiedliche Versuchsdaten vor,

- die zugrunde gelegten Versuche wurden jeweils mit anderen Versuchskonfiguration durchgeführt,
- die eingesetzten Messinstrumente zur Bestimmung der Datenpaare  $f_y$  bzw.  $f_t$  und  $\dot{\epsilon}$  wurden unterschiedlich gewählt,
- vor allem die Messungen der Fließgrenze unterliegen größeren Ungenauigkeiten, da es gemäß BRANDES & LIMBERGER 1985 [21] problematisch ist, bei Versuchen mit großen Gesamtdehnungen und hohen Verzerrungsgeschwindigkeiten diese exakt zu bestimmen.
- Die verwendeten Probekörper, deren Ergebnisse zur Erstellung der Gleichungen geführt haben, entsprachen nie einem BSt 500. Der Transfer von empirischen Gleichungen auf Stähle mit anderen Festigkeitsparametern sollte, wie eingangs erwähnt, kritisch betrachtet werden.
- Die Eingangsparameter der Gleichungen variieren ebenfalls. Gleichung (3.26) nach SHIRAI, ITO & ONUMA 1994 [207] wurde nur für einen Stahl verifiziert. In die Gleichung gehen keine statischen Materialparameter ein. Diese Formulierung scheidet somit für eine Betrachtung des Betonstahls BSt 500 aus.
- Der Nullpunkt bzw. die Eingangsverzerrungsrate  $\dot{\epsilon}_0$  (statischer Versuch) ist bei MALVAR & CRAWFORD im Gegensatz zu den anderen Gleichungen mit  $10^{-4} s^{-1}$  vorgegeben.
- Bei kleinen Verzerrungsraten fällt der Unterschied zwischen den einzelnen Ansätzen deutlich geringer aus. Die Gleichung wurden aber meist nur auf der Basis von Versuchsergebnissen mit  $\dot{\epsilon} \leq 10 s^{-1}$  entwickelt. Für höhere Verzerrungsraten kann der Verlauf nur postuliert und nicht durch Versuchsdaten verifiziert werden.
- Ein Vergleich mit eigenen Versuchen von ASPRONE, CADONI & PROTA 2009 [10] bestätigte die Formulierung nach MALVAR & CRAWFORD als obere und die Funktion aus dem CEB INFORMATION BULLETIN NO. 187 [32] als untere Schranke für die Zunahme von  $f_y$  bei steigender Verzerrungsrate.

Um für ein Stahlbetonbauteil eine möglichst hohe Widerstandsfähigkeit gegenüber dynamischen beziehungsweise hochdynamischen Belastungen zu gewährleisten, ist es also zwingend erforderlich, eine hohe Gesamtduktilität der Konstruktion, also ein möglichst hohes Verformungsvermögen sicherzustellen. Neben der konstruktiven Durchbildung (z.B. GEBBEKEN et al. 2012 [86]), die an dieser Stelle nicht weiter verfolgt werden soll, kann dies in erster Linie durch die Duktilität der eingebauten Bewehrung, ähnlich wie bei der Auslegung von Bauwerken bei Erdbelastungen (z.B. DIN EN 1998-1 [63] oder ÖTES 2006 [167]) sichergestellt werden.

Durch ein ausreichend hohes Verformungsvermögen kann die einwirkende Energie aus einer hochdynamischen Belastung in Form von plastischen Deformationen abgebaut werden. Diverse Autoren wie ROMANI & RICHTER 2006 [189], MAYRHOFER 2006 [151], DITTRICH et al. 2006 [65], LANDMANN et al. 2006 [127], MANGERIG ZAPFE & ROMEN 2006 [147] und RAMM et al. 2005 [175], der beispielsweise den Einfluss der Duktilität bei Brückenfeilern infolge Erdbebeneinwirkungen untersuchte, stellen in ihren Arbeiten die Wichtigkeit der Duktilität und des Verformungsvermögens von Stahlbetonkonstruktionen unter Einwirkungen mit hoher Geschwindigkeit heraus.

Bei verschiedenen Werkstoffversuchen wurde in der Vergangenheit immer eine Erhöhung des plastischen Verformungsvermögens von Metallen (REGAZZONI & MONTHEILLET 1985 [178]) und speziell bei Bewehrungsstahl festgestellt. Exemplarisch hierfür seien die Versuchsergebnisse von BRANDES & LIMBERGER 1985 [21] aufgeführt. In Abbildung 3.14 sind für die Betonstähle BSt 420/500 RK und BSt 420/500 RU Spannungs-Verzerrungs-Diagramme in Abhängigkeit von verschiedenen Verzerrungsraten ( $\dot{\varepsilon} = 5 \cdot 10^{-5}$  (statisch),  $= 0.2$ ,  $= 2.0$  und  $= 8.5 \text{ s}^{-1}$ ) dargestellt. Die Stahldehnungen wurden auf eine Stablänge von  $l_0 = 20 d_s$  bezogen.



**Abb. 3.14:** Spannungs-Verzerrungs-Diagramm für BSt 420/500 RK und RU bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten nach BRANDES & LIMBERGER 1985 [21]

Grundsätzlich lassen sich folgende Punkte aus dem Diagrammen ableiten:



- unabhängig von der Stahlgüte/Stahlart nimmt die gemessene Maximalverformung der Probe bei steigender Verzerrungsrate zu,
- Die Zugproben des BSt 420/500 RK (kaltverformt) erfahren eine wesentlich höhere Zunahme der Verzerrungen trotz der Tatsache, dass kaltverformte Stähle aufgrund ihrer Herstellungsart bei einer statischen Belastung ein geringeres Verformungsvermögen als warmverformte/naturharte Stähle aufweisen,
- erwartungsgemäß stellt sich, unabhängig von  $\dot{\epsilon}$ , bei den Versuchen mit BSt 420/500 RU im Gegensatz zum kaltverformten Stahl eine ausgeprägte Fließgrenze ein,
- der Bruch der Zugprobe erfolgte im untersuchten Bereich der Verzerrungsraten immer duktil und
- die Verzerrungsrate im Versuch hat keinen Einfluss auf den Elastizitätsmodul, da sich die Steigung im Anfangsbereich der Spannungs-Verzerrungs-Beziehung nicht ändert.

Basierend auf diesen Versuchsergebnissen leitete BRANDES et al. 1986 [20] folgende 2 Gleichungen für den BSt 420/500 RU (Gleichung (3.32)) respektive den BSt 420/500 RK (Gleichung (3.33)) zur rechnerischen Ermittlung der Erhöhung der Gleichmaßdehnung unter Berücksichtigung der Verzerrungsraten her:

$$\frac{A_{g,d}}{A_{g,st}} = 1 + \frac{0.22}{A_{g,st}} \cdot \ln \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right) \quad \text{und} \quad (3.32)$$

$$\frac{A_{g,d}}{A_{g,st}} = 1 + \frac{0.73}{A_{g,st}} \cdot \ln \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right) \quad \text{und} \quad (3.33)$$

Insgesamt konnte eine Steigerung der maximalen Dehnungen der Proben bei RU-Stahl von ca. 11 auf 15 % und bei RK-Stahl von etwa 6 auf knapp 18 % gemessen werden. Ähnliche Ergebnisse konnten beispielsweise AMMANN, MÜHLEMATTER & BACHMANN 1982 [9] und ASPRONE, CADONI & PROTA 2009 [10] bei ihren Versuchen beobachten.

Als Zusammenfassung kann postuliert werden, dass der Bewehrungsstahl bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten größere Verformungen bis zum Versagen ertragen kann. Diese Eigenschaft wirkt sich positiv auf die anfangs gestellte Forderung aus, dass Bauteile unter hochdynamischen Lasten eine hohe Duktilität und ein großes Verformungsvermögen aufweisen sollen, um ein sprödes und damit schlagartiges Versagen der Konstruktion zu verhindern. Durch das größere Verformungsvermögen wird zudem die Fääh

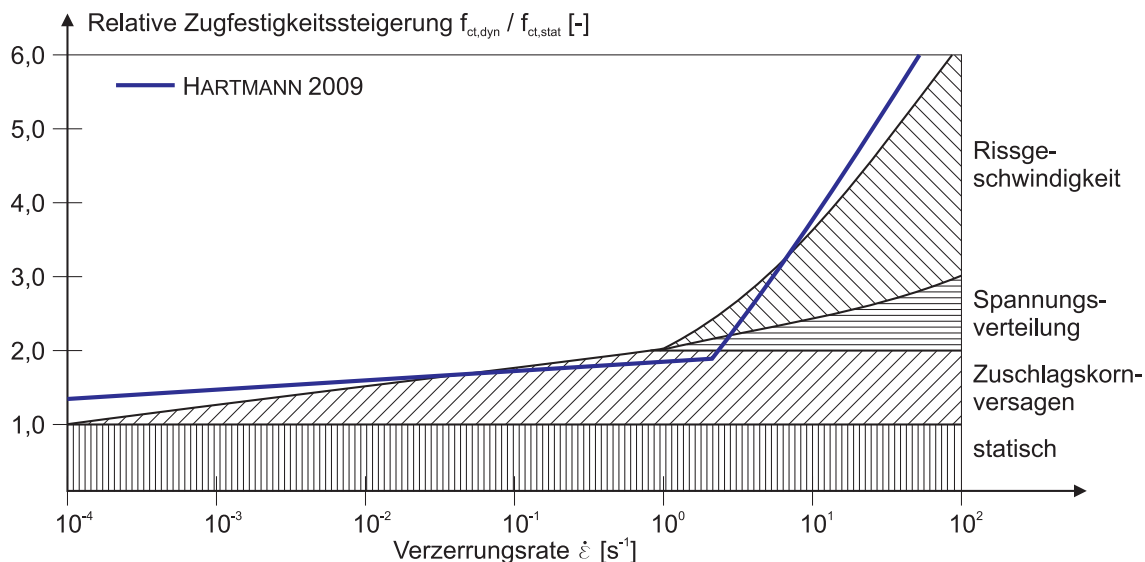
### 3.3 Ursachen für die Festigkeitszunahme bei hohen Verzerrungsraten

Eine quantitative, durch Experimente verifizierte Aussage zur Ursache der dynamischen Materialphänomene, die bei Werkstoffen und speziell bei Beton auftreten und zu teilweise extremen Festigkeitssteigerungen führen, kann beim jetzigen Stand der Forschung nicht endgültig getroffen werden. Es existieren jedoch eine Reihe von Ansätzen, die durch physikalische bzw. werkstofftechnische Überlegungen die Verzerrungsratenabhängigkeit des Materials Beton qualitativ begründen.

CURBACH 1987 [36] lokalisierte in seiner Arbeit drei mögliche Ursachen, die eine Zunahme der Zugfestigkeit bei steigender Verzerrungsrate bedingen und versuchte deren Auswirkungen auch quantitativ zu erfassen. Als Einflussfaktoren wurden

- das Versagen der Zuschlagskörner,
- die Veränderung des Kerbspannungsverlaufs und
- die nach oben begrenzte Rissgeschwindigkeit

ausgemacht. In Abbildung 3.15 sind die angestellten Überlegungen mit ihrem abgeschätzten quantitativen Einfluss auf die Betonzugfestigkeit unter Berücksichtigung der Verzerrungsrate zusammengefasst.



**Abb. 3.15:** Ursachen der Festigkeitssteigerung bei hohen Verzerrungsraten für Normalbeton nach CURBACH 1987 [36]

Auf einen Vergleich aller in Abschnitt 3.1.3 aufgeführter Ansätze zur Zugfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate wurde der Übersichtlichkeit halber verzichtet. Die

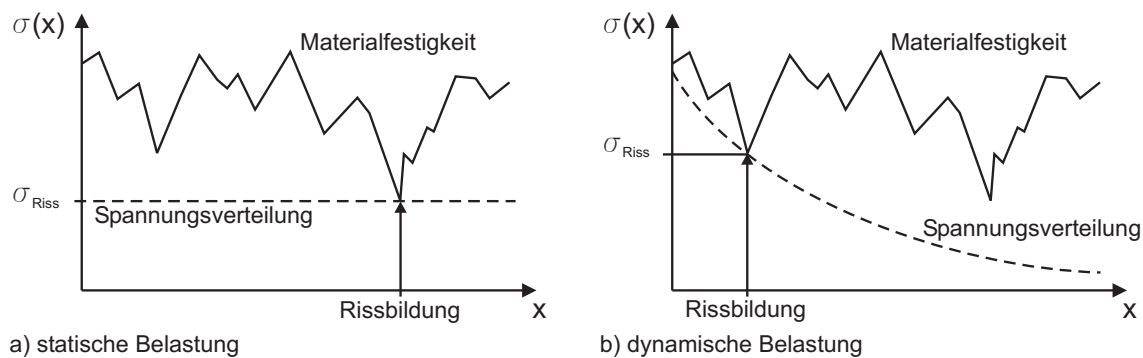
Formulierung nach HARTMANN 2009 [99] wird exemplarisch in Abbildung 3.7 mit aufgeführt, da sie zum Einen bei eigenen Überlegungen wieder aufgegriffen wird und zum Anderen die Resultate von CURBACH 1987 [36] augenscheinlich gut widerspiegelt.

In Abschnitt 3.1.1 bzw. Abbildung 3.1 wird der Versagensmechanismus von Beton unter einer Druckbelastung näher erläutert. Der Beton versagt grundsätzlich durch die Überschreitung der maximal aufnehmbaren Zugspannung. Bei einer Druckbelastung treten die Risse, resultierend aus dem Querkzug parallel zur Belastungsrichtung auf und bei einer reinen Zugbelastung reißt der Beton senkrecht zur Lastrichtung. In beiden Belastungsfällen ist das Versagen durch eine Überschreitung der Zugfestigkeit charakterisiert. Demzufolge kann davon ausgegangen werden, dass die Festigkeitssteigerung bei Druck und Zug voneinander abhängig sind. Die Überlegungen von CURBACH 1987 [36] zur Zugfestigkeitssteigerung von Beton sollten also auch sinngemäß auf die Druckfestigkeitssteigerung übertragbar sein.

Die Risse im Normalbeton beim Versagen unter statischen Lasten entstehen zum größten Teil entlang der geschwächten Kontaktfläche zwischen Zuschlagskorn und Zementmatrix. Bei Versuchen mit höheren Belastungsgeschwindigkeiten konnten verschiedene Forscher wie NILSSON 1979 [161] und KÖRMELING, ZIELINSKI & REINHARDT 1980 [122] beobachten, dass sich vermehrt Risse bilden, die durch ein Zuschlagskorn verlaufen. Die Zuschlagskörner haben zumindest bei Normalbeton eine höhere Festigkeit als die Zementmatrix und dementsprechend einen höheren E-Modul und zudem eine höhere Wellengeschwindigkeit, die vor allem mit steigender Belastungsgeschwindigkeit relevant wird. Dadurch entsteht im Zuschlagskorn eine Spannungskonzentration und diese wird schneller in die umliegenden Bereiche weitergeleitet. Mit steigender Verzerrungsrate wachsen diese Spannungskonzentrationen an und führen letztendlich zum Kornversagen. Durch die höhere Kornfestigkeit können dadurch größere Gesamtfestigkeiten im Versuch verzeichnet werden. Aufgrund der begrenzten Kornanzahl pro Rissfläche und einem geschätzten Festigkeitsunterschied zwischen Zuschlag und Mörtel um den Faktor 3 bis 4 beurteilt CURBACH den Einfluss des Zuschlagkornversagens als nach oben begrenzt mit einem Steigerungsfaktor von maximal 2.0.

Die Inhomogenität des Betons führt zu einer willkürlichen Festigkeitsverteilung über die gesamte Versuchskörperlänge. Bei einer statischen Belastung stellt sich im Betonquerschnitt eine nahezu konstante Spannung ein. Sobald diese Spannung bei steigender Belastung die Festigkeit an der schwächsten Stelle des Probekörpers überschreitet, wird ein Riss injiziert, der stetig weiter wächst bis es zu einem vollständigen Versagen des Betons kommt. Bei einer dynamischen Belastung durchwandert eine Druck- bzw. Zugwelle den Betonkörper (Abschnitt 2.2.1). Durch das räumlich begrenzte Maximum dieser Welle und die dadurch verursachte Verteilung der Spannungen, kommt es nicht zwingend an der schwächsten Stelle der Probe zu einer Überschreitung der Festigkeit. In Abbildung 3.16 ist dieser Sachverhalt für den statischen und den dynamischen

Belastungsfall anschaulich dargestellt.



**Abb. 3.16:** Darstellung der Spannungsverteilung die bei statischer bzw. dynamischer Belastung zum Probenversagen führt

Durch die skizzierte Spannungsverteilung in Abbildung 3.16 b) wird die Rissbildung zwar immer noch durch eine Festigkeitsüberschreitung an einer Kerbe ausgelöst, aber das Spannungsniveau ist bei gleich bleibender Festigkeitsverteilung insgesamt höher, als bei der statischen Einwirkung. Neben dem anfänglichen Spannungszuwachs vor Beginn der Rissbildung postuliert CURBACH 1987 [36] zudem eine weitere mögliche Erhöhung der aufnehmbaren Spannung während der fortschreitenden Rissbildung bis zum endgültigen Bruch. Unter der Berücksichtigung von Ergebnissen aus FE-Berechnungen ordnete CURBACH den beschriebenen Effekt Belastungsgeschwindigkeiten mit einer Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon} > 10^{-1} \cdot s^{-1}$  zu.

Der wesentliche Anteil der Festigkeitssteigerung bei höheren Verzerrungsraten ist der lokalen Massenträgheit des Betons geschuldet. Neben CURBACH 1987 [36] begründet auch BACHMANN 1993 [11] den Festigkeitszuwachs bei Beton durch die nach oben beschränkte Geschwindigkeit des Risswachstums im Werkstoff. Die maximal mögliche Rissgeschwindigkeit wird durch die Rayleigh-Wellengeschwindigkeit nach Gleichung (2.1) definiert, da sich ein Riss nicht schneller als die Rissursache, also die Versagensspannung in einem Material, ausbreiten kann. Diese liegt für Beton bei ca. 2000 bis 2400 m/s je nach Zusammensetzung (z.B. GRAFF 1991 [92] oder Abbildung 2.2).

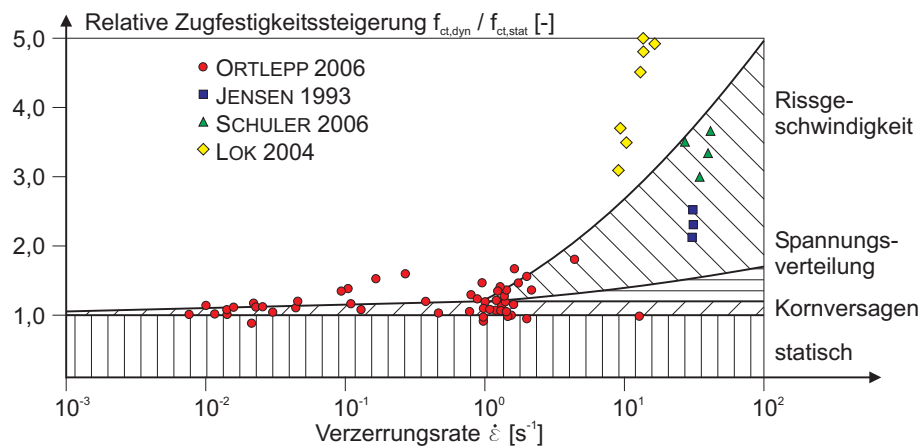
Durch Versuche und numerische Simulationen wurde die obere Grenze der Rissgeschwindigkeit im Beton durch CURBACH zu ca. 500 m/s bestimmt. Die Schockwelle, und damit der Grund für die Rissbildung pflanzt sich im Beton, je nach Zusammensetzung, mit bis zu 4000 m/s fort. Dementsprechend reagiert das Material zu langsam auf die Belastung und ein Versagen stellt sich verzögert ein. Eine ähnliche Diskrepanz zwischen der Rayleigh-Wellengeschwindigkeit und der tatsächlichen Rissgeschwindigkeit ist auch bei anderen relativ homogenen und isotropen Materialien wie Glas oder Stahl zu verzeichnen. Für eine detailliertere Zusammenfassung zur Thematik der Rissgeschwindigkeiten im Beton wird auf Abschnitt 5.4 der Arbeit verwiesen.

Ein Grund für das langsamere Fortschreiten eines Risses ist die Entstehung von zusätzlichen Mikrorissen, die sich an der Spitze des Hauptrisses verzweigen. Deshalb wird nicht die ganze Energie für das Anwachsen des Hauptrisses aufgewendet, sondern auch in den Mikrorissen abgebaut. Die Festigkeitszunahme von Beton durch die eingeschränkte Rissgeschwindigkeit wird nach CURBACH ab einer Verzerrungsrate von  $1 \cdot s^{-1}$  relevant. Zudem weisen zerstörte Betonproben bei Belastungen mit hohen Geschwindigkeiten zwar eine wesentlich größere Anzahl an Rissen auf, diese sind aber kleiner als nach dem Versagen unter einer statischen Last. Dadurch kann das Material eine höhere Spannung aufnehmen bevor die Risse die Probe komplett durchlaufen und zum Versagen führen.

Neben den bereits beschriebenen Phänomenen die zur Druckfestigkeitssteigerung beitragen, ist der Feuchtigkeitsgehalt des Betons und damit das enthaltene Porenwasser von Relevanz. Untersuchungen von ROSSI 1991 [192] und ROSS et al. 1996 [190] zeigen, dass feuchte Proben eine wesentlich höhere Festigkeitsentwicklung bei steigenden Verzerrungsraten aufweisen als trockene Versuchskörper. Durch die Belastung vergrößert sich das Porenvolumen im Beton. Wenn Wasser in der Pore eingelagert ist wird durch die Volumenvergrößerung ein Unterdruck erzeugt, das Wasser beteiligt sich an der Lastabtragung und es kommt zu einer Einschnürung der Pore senkrecht zur wirkenden Zugspannung. Aus der parallel entstehenden Kapillarwirkung resultiert eine verzerrungsratenabhängige Viskositätskraft, die ebenfalls zu einer Festigkeitszunahme führt (HAN 1996 [96]).

Die von CURBACH 1987 [36] beschriebene quantitative Erfassung der einzelnen Faktoren die zur Steigerung der Festigkeit beitragen, kann anhand eines Vergleiches mit Messergebnissen bei hochfestem Beton überprüft werden. Im Gegensatz zu Normalbeton verlaufen die Risse bei höherfesten Betonen vorzugsweise durch die Zuschlagskörner. Dadurch sollte der Effekt der Festigkeitssteigerung durch das Kornversagen in einem wesentlich geringeren Umfang beobachtbar sein. Durch die herstellungsbedingt höheren Anforderungen, aufgrund der Zuschlagswahl und wegen der Zugabe von Betonzusatzmitteln und -stoffen ergibt sich bei hochfesten Betonen ein homogenerer Gesamtaufbau als bei Normalbetonen. Die lokalen Festigkeitsschwankungen in einem Probekörper sind dadurch weniger stark ausgeprägt, und damit sollte sich der Anteil aus der Spannungsverteilung an der Festigkeitssteigerung bei hochdynamischen Belastungen reduzieren. Abbildung 3.17 enthält einen modifizierten Ansatz zur Zugfestigkeitssteigerung von hochfesten Betonen bei hohen Verzerrungsraten.

Der Einfluss des Kornversagens und der Spannungsverteilung wurde willkürlich auf 20 bzw. 50% Prozent reduziert während der Einfluss der Rissgeschwindigkeit unverändert übernommen wurde. Zum Vergleich beinhaltet die Grafik Versuchsergebnisse von JENSEN 1993 [109], LOK & ZHAO 2004 [137], ORTLEPP 2006 [166] und SCHULER & HANSSON 2006 [203] an Betonen mit Druckfestigkeiten  $> 70N/mm^2$ . Für ein erstes Gedankenmodell stimmen die Versuchsergebnis-



**Abb. 3.17:** Ansatz zur Beschreibung der Einflussfaktoren auf die Zugfestigkeitssteigerung bei hochfesten Betonen

se mit dem Ansatz relativ gut überein, wobei die große Streuung der Versuchsergebnisse bei höheren Verzerrungsraten einen relativ großen Interpretationsspielraum lässt. An dieser Stelle sei nochmals darauf hingewiesen, dass der Ansatz nicht auf physikalischen oder mechanischen Herleitungen beruht, sondern nur auf einer groben Abschätzung basiert, dessen Ziel es war, die qualitativen Überlegungen von CURBACH 1987 [36] anhand der Unterschiede zwischen normalfesten und hochfesten Beton zu interpretieren und anzuwenden.

---

## Kapitel 4

# Der Verbund in Stahlbetonbauteilen

---

*Das Zusammenspiel der beiden Einzelkomponenten Beton und Betonstahl und damit die Funktionsweise von Stahlbetonbauteilen wird durch den Verbund charakterisiert und sichergestellt. Über die Verbundwirkung können Kräfte bzw. Spannungen zwischen den einzelnen Werkstoffen übertragen werden, was dazu führt, dass das jeweilige Material, gemäß seinen Vorteilen an der Lastabtragung beteiligt wird. Neben dem Grenzzustand der Tragfähigkeit ist bei Stahlbetonkonstruktionen auch der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von entscheidender Bedeutung. Sowohl die Verformungen, exemplarisch sei hierfür auf die Durchbiegung von Stahlbetondecken hingewiesen, wie auch die Rissbildung, hängen wesentlich vom Verbund und dessen Qualität ab. Die Komplexität des Verbundes wird durch die Vielzahl der Parametern erschwert, die einen Einfluss sowohl auf die Verbundsteifigkeit, wie auch auf die Verbundfestigkeit haben. Hierzu zählen nicht nur materialabhängige Kenngrößen sondern auch, wie schon bei den Einzelmaterialien Beton und Bewehrungsstahl, die Art und vor allem die Geschwindigkeit der aufgetragenen Belastung. Während der Verbund bei statischen Belastungen mittlerweile als weitestgehend erforscht bezeichnet werden kann, existieren bei dynamischen und hochdynamischen Belastungen nur wenige Forschungsergebnisse. Umfangreiche Studien zu verbundbeeinflussenden Parametern in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate existieren nicht.*

---

### 4.1 Charakterisierung der Verbundwirkung

Der Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton hat einen maßgebenden Einfluss auf die Gesamttragwirkung und die Verformung von Stahlbetonbauteilen. Neben der Kenntnis des reinen Materialverhaltens der Ausgangswerkstoffe, ist bei der Auslegung von Bauteilen auch das Verständnis der Tragmechanismen, definiert durch die Verbundwirkung, essentiell. Der hybride Aufbau des Stahlbetons führt dazu, dass die Vorteile der kombinierten Materialien optimal ausgenutzt und deren Einzelnachteile durch den jeweilig anderen Werkstoff kompensiert werden können. Während der Beton durch eine hohe Druckfestigkeit und durch eine hohe Flexibilität beim Einbau und der Gestaltung brilliert, gleicht der Betonstahl mit seiner hohen Zugfestigkeit den Nachteil den der Beton aufgrund seiner geringen maximal aufnehmbaren Zugkräfte mit

sich bringt aus und befähigt den Stahlbeton sowohl zur Aufnahme von hohen Druck- wie auch Zugspannungen. Eine wichtige Eigenschaft, die die Kombination der beiden Baumaterialien erst ermöglicht, ist dass beide einen ähnlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  nach Gleichung (4.1)

$$\alpha_T = \frac{1}{L_0} \cdot \frac{\Delta L}{\Delta T} \quad (4.1)$$

mit  $L_0$  als Gesamtlänge des betrachteten Querschnitts und  $\Delta L$  als Längenänderung des betrachteten Stabes bei einer gleichmäßigen Abkühlung oder Erwärmung um die Temperatur  $\Delta T$  von  $10 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$  besitzen.

Durch den Verbund werden zwischen Stahl und Beton sowohl Zug- wie auch Druckspannungen übertragen. Hierbei führen die drei folgenden Mechanismen zur beschriebenen Spannungsumlagerung:

- der Haftverbund (Klebewirkung infolge physikalisch-chemischer Bindung, Adhäsion),
- der Scherverbund (mechanische Verzahnung bzw. Interaktion der Stahlrippen mit dem Beton) und
- der Reibungsverbund (Reibung zwischen Stahl und Beton an den Kontaktflächen).

Die zwei letzten aufgeführten Verbundkomponenten werden im Stahlbetonbauteil durch den Schlupf, einer Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstahl und Beton aktiviert und liefern durch ihre jeweilige Wirkungsweise einen unterschiedlich großen Beitrag zum Gesamtverbund. Der Haftverbund wirkt durch eine Art Klebewirkung, die auf der Adhäsion oder auf Kapillarkräften beruht. Diese Haftung hängt stark von der Oberflächenbeschaffenheit und der Rauigkeit des eingebauten Bewehrungsstahls ab. Dieser Verbundmechanismus liefert einen relativ geringen Beitrag zur Gesamtverbundfestigkeit und wird bereits durch minimale Relativverschiebungen zwischen den Materialkomponenten aufgehoben, wogegen der Reibungsverbund und der Scherverbund erst dadurch mobilisiert werden. Die Reibung hängt dabei maßgeblich von Querdrukspannungen ab, die senkrecht zum Stahl wirken müssen, da erst durch diese Spannungen in Abhängigkeit vom Reibungskoeffizienten Kräfte beziehungsweise Spannungen in Längsrichtung zwischen Stahl und Beton übertragen werden können. Im ungünstigsten Fall wirkt hierbei nur das Eigengewicht der Konstruktion querdrukspannungserzeugend. Der Reibungskoeffizient wird durch die Oberflächenrauigkeit definiert.

Der Scherverbund ist der wirksamste Mechanismus der einzelnen Verbundbestandteile. Er beruht auf der konsolenartigen Verzahnung der Betonstahlrippen mit dem umgebenden Beton. Aufgrund dieser Tatsache werden in der Regel keine glatten Bewehrungsstähle mehr eingebaut,



da bei diesen aufgrund der fehlenden Rippen kein, beziehungsweise nur ein geringer Scherverbund wirken kann. In Abbildung 4.1 sind in einem Diagramm die verschiedenen Verbundmechanismen in Abhängigkeit von der Verbundspannung  $\tau$  und der Relativverschiebung  $\delta$  (Schlupf) für gerippte und glatte Stähle zusammenfassend dargestellt. Zusätzlich werden die drei Verbundmechanismen am Ausschnitt eines Stahlbetonbalkens bei von links nach rechts ansteigendem  $\delta$  verdeutlicht.

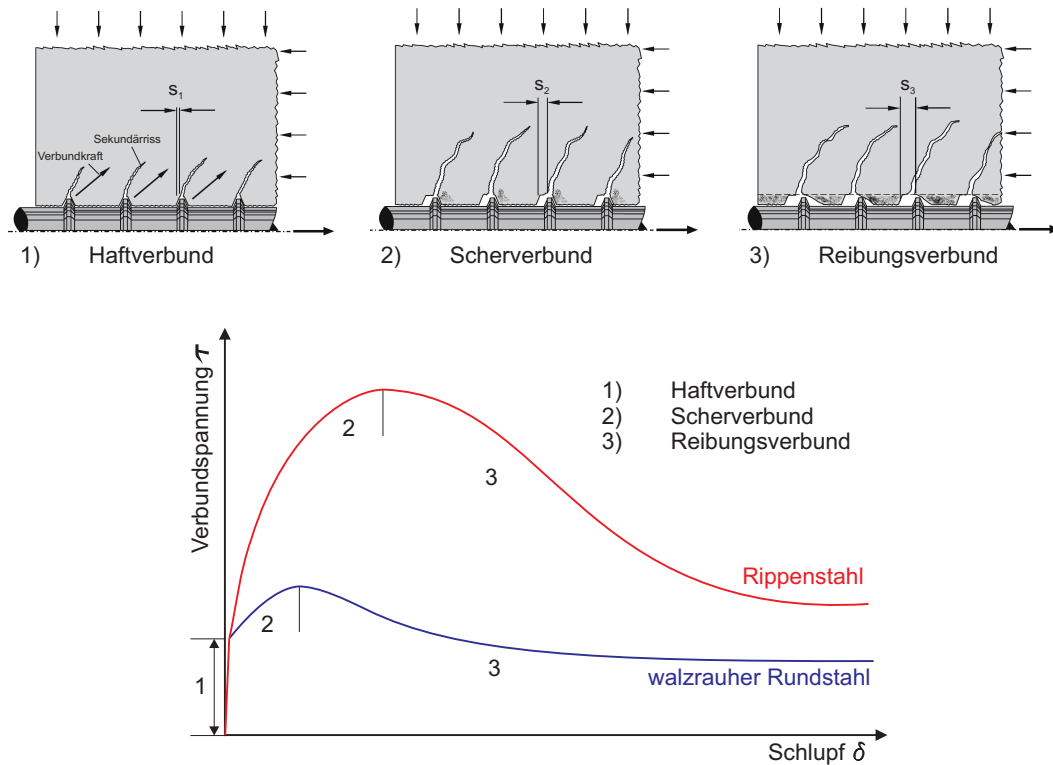


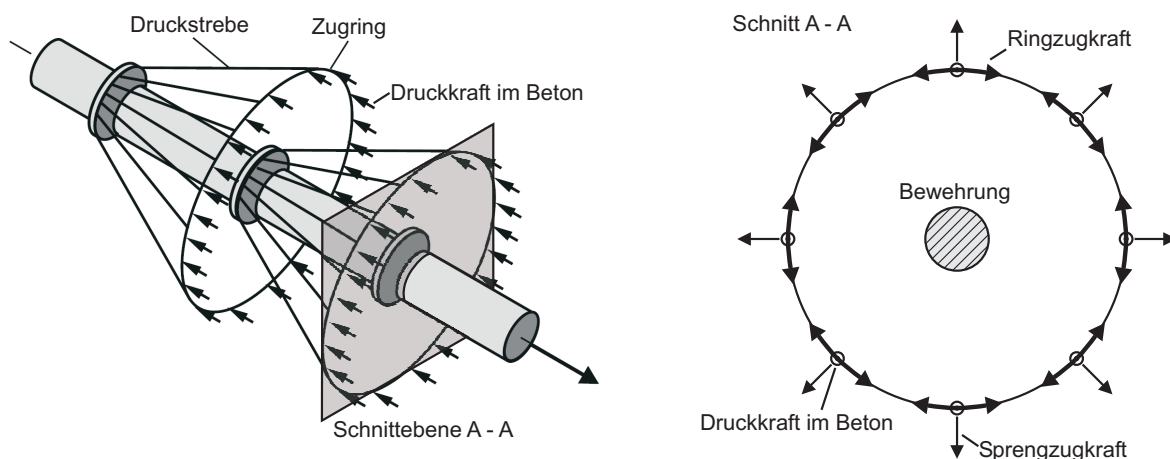
Abb. 4.1: Verbundmechanismen in Abhängigkeit von Verbundspannung  $\tau$  und Relativverschiebung  $s$  nach ZILCH & ZEHETMAIER 2006 [244] und RUSSWURM & MARTIN 1993 [194]

Der Bereich 1 charakterisiert den Haftverbund, welcher bereits bei sehr kleinen Verschiebungen praktisch nicht mehr vorhanden ist, da durch die Relativverschiebung die Adhäsion aufgehoben wird. Nach dem Versagen der Klebewirkung wird der Scherverbund (Bereich 2) aktiviert. Dieser führt bei walzrauhem Rundstählen nur zu einem geringen Anstieg der  $\tau - \delta$ -Beziehung. Bei Betonrippenstählen steigt mit zunehmender Relativverschiebung, die durch die Verzahnung der Stahlrippen mit dem Beton übertragene Verbundspannung bis auf einen Maximalwert an. Anhand des grafischen Verlaufs in Abbildung 4.1 kann verdeutlicht werden, dass diese Verbundkomponente bei den aktuell verwendeten Bewehrungsstählen den größten Wirkungsgrad aufweist und hauptsächlich für die Spannungsübertragung zwischen den beiden Werkstoffen verantwortlich ist. Aufgrund dessen wird der Scherverbund im folgenden Abschnitt nochmals detaillierter

betrachtet. Nach Überschreitung der maximal übertragbaren Verbundspannungen und dem damit einhergehenden Abscheren der Betonkonsolen zwischen den Betonstahlrippen, wirkt nur noch Reibungsverbund (Bereich 3). Hierbei wird bei der Zunahme der Relativverschiebungen eine Abnahme der Verbundspannungen verzeichnet, bis es schließlich zum Ausziehen der Bewehrung kommt. Die Höhe des zu aktivierenden Reibungsverbunds und damit der Verlauf der Funktion im Bereich 3 ist, wie bereits beschrieben, in hohem Maße von der Richtung und dem Betrag der Querbeanspruchung und von der Oberflächenbeschaffenheit des Bewehrungsstahls abhängig. Für den Reibungsverbund günstige Verhältnisse mit hohen Querdruckspannungen stellen sich beispielsweise an Auflagern von biegebeanspruchten Bauteilen ein.

#### 4.1.1 Scherverbund bei profilierten Bewehrungsstählen

Beim Scherverbund, in einigen Veröffentlichungen auch Formverbund genannt, werden die Verbundspannungen durch die mechanische Verzahnung der Bewehrungsstahlrippen mit dem umliegenden Beton übertragen. Durch die Relativverschiebungen des Stahls zum Beton werden über die Rippen Druckspannungen in die anliegenden Betonkonsolen einleitet. Da in den Betonkonsolen hierbei ein dreiaxialer Druckspannungszustand erzeugt wird, kann der Beton ein mehrfaches seiner einachsialen Zylinderdruckfestigkeit aufnehmen (Kapitel 3.1.2). Die beschriebenen Druckspannungen treten radial um den Bewehrungsstab auf und bilden einen gegen den Bewehrungsstab geneigten Druckkegel im angrenzenden Beton aus. Durch die Umlenkung der Druckspannungstrajektorien und zur Erhaltung des lokalen Kräftegleichgewichts formt sich ein umlaufender Zugring aus. Der Kraftfluss, beziehungsweise der lokale räumlich Spannungszustand an einer Bewehrungsstahlrippe, wird durch Abbildung 4.2 verdeutlicht.



**Abb. 4.2:** Räumlicher Spannungszustand beim Scherverbund nach ZILCH & ZEHETMAIER 2006 [244] und Schnitt A-A durch den Zugring

Im Schnitt A-A der Abbildung sind zusätzlich die Sprengkräfte, die im Beton wirken und bei

einer zu geringen Betonüberdeckung zu Abplatzungen führen können, angetragen. Resultierend aus den in Abbildung 4.2 dargestellten Spannungsverhältnissen lassen sich zwei maßgebliche Versagensformen beobachten. Ein Ausziehversagen durch die Zerstörung, beziehungsweise das Abscheren der Betonkonsolen und ein Sprengrissversagen durch zu hohe Sprengkräfte und einer zu geringen Betonüberdeckung der Bewehrung.

Durch die Scherwirkung und den daraus resultierenden Zugkräften im Beton versagt dieser bei Überschreitung der maximal aufnehmbaren Zugspannungen und es bilden sich Trennrisse (Primärrisse). Parallel zu diesen Rissen treten die in Abbildung 4.1 dargestellten Sekundärrisse ausgehend von den Stahlrippen in einem Winkel von etwa 60 Grad zur Bewehrungsachse auf GOTO 1971 [91]. Bei einer weiteren Erhöhung der Last kommt es schließlich zu einer Überschreitung der maximalen Verbundspannungen und das Bauteil versagt in Abhängigkeit von den Rahmenbedingungen durch einen der bereits beschriebenen Versagensmechanismen.

Beim Sprengrissversagen werden die Sprengzugkräfte, die senkrecht und radial um den Bewehrungsstab wirken so groß, dass sie zu Abplatzungen der Betonüberdeckung führen. Dadurch können sich die Rippen nicht mehr auf den umliegenden Betonkonsolen abstützen. Dies hat einen schlagartigen Abfall der Verbundspannungen zur Folge und dem damit einhergehenden Versagen (TEPFERS 1979 [219]). Auf die Mechanismen, die zur Verbundrissbildung führen wird in Abschnitt 5.2 nochmals detaillierter eingegangen.

Die Qualität und die Quantität des Scherverbundes ist in hohem Maße von den Rippen des profilierten Bewehrungsstahls abhängig. Diese sind durch ihre Form, die Neigung, die Rippenhöhe  $a_R$  und dem mittleren Rippenabstand  $c_m$  definiert. Um die gesamte Verbundwirkung und vor allem den Scherverbund von verschiedenen profilierten Bewehrungsstählen vergleichen zu können hat REHM 1961 [179] in seiner Arbeit die bezogene Rippenfläche  $f_R$  als Quotient von Rippenaufstandsfläche  $F_R$  und Mantelscherfläche  $F_S$  gemäß Gleichung (4.2) definiert:

$$f_R = \frac{F_R}{F_S} \approx 0.6 \cdot \frac{a_R}{c_m} \quad (4.2)$$

Beim heutzutage handelsüblichen Bewehrungsstahl BSt 500 (Abschnitt 3.2) liegt die bezogene Rippenfläche  $f_R$  zwischen 0.039 und 0.056 in Abhängigkeit vom jeweiligen Stahldurchmesser  $d_s$ .

#### 4.1.2 Herleitung der Verbundspannung am Stabdifferential

In Abbildung 4.1 ist ein idealisierter Verlauf der Verbundspannung in Abhängigkeit vom Schlupf des Bewehrungsstahls resultierend aus einem Ausziehversuch dargestellt. Die im Diagramm aufgetragene Spannung ist keine konstante Größe über die gesamte Verbundlänge der Bewehrung bzw. über den ganzen betrachteten Schlupfbereich. In der Vergangenheit haben diverse Wissenschaftler festgestellt, dass die ermittelten Verbundspannungen in Ausziehversuchen, je nach

gewählter Verbundlänge des Stahls im Versuchskörper variiert. Um die Verbundcharakteristik eindeutig zu definieren hat sich beispielsweise REHM 1961 [179] in seinen Versuchen für sehr kurze Einbettungslängen entschieden, um die Gesetzmäßigkeit zwischen der örtlichen Verbundspannung und der dazugehörigen örtlichen Verschiebung zu ermitteln, da die Näherung einer konstanten Verbundspannung bei sehr kurzen Einbettungslängen nahezu als erfüllt betrachtet werden kann. Auch in Normenwerken wird in der Regel von einem konstanten Mittelwert der Verbundspannung über die gesamte Lasteinleitungslänge ausgegangen.

Das von REHM beschriebene Verbundgesetz lässt sich am Stabdifferential nach Abbildung 4.3 herleiten.

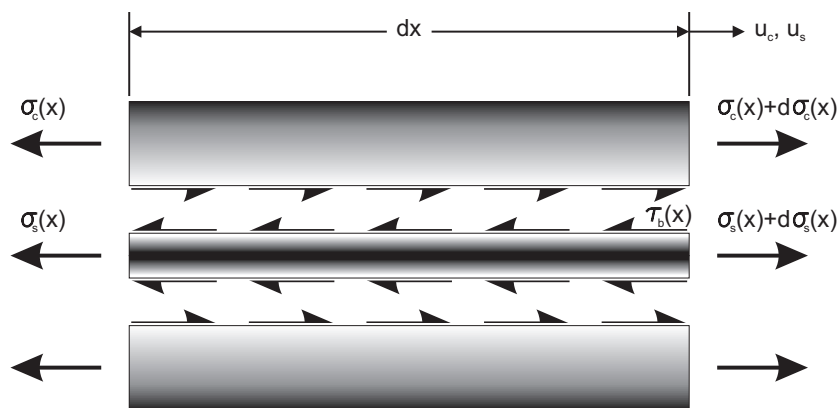


Abb. 4.3: Gleichgewicht am Stabdifferential

Die Summe der horizontalen Kräfte am Stabdifferential muss im Gleichgewicht stehen. Daraus folgt, bei der Voraussetzung des Ebenbleibens der Querschnitte nach BERNOULLI, dass die Zugkraftdifferenzen im Stahl  $d\sigma_s(x)$  und im Beton  $d\sigma_c(x)$  die auf der Länge  $dx$  auftreten nach Gleichung (4.3) identisch zur Kraft sein muss, die aus den wirkenden Verbundspannungen  $\tau_b(x)$  über den Stabstahlumfang  $U_s$  resultiert.

$$\tau_b(x) \cdot U_s \cdot dx = d\sigma_s(x) \cdot A_s = -d\sigma_c(x) \cdot A_c \quad (4.3)$$

$A_s$  beziehungsweise  $A_c$  beschreiben die Querschnittsfläche des Bewehrungsstahls und des Betons. Die Änderung der Relativverschiebung zwischen Stahl  $u_s(x)$  und Beton  $u_c(x)$  auf der Länge  $dx$  des Stabdifferentials wird als Schlupf  $\delta(x)$  bezeichnet und lässt sich aus der Verzerrungsdifferenz der zwei Werkstoffe nach Gleichung (4.4) berechnen.

$$\frac{d\delta(x)}{dx} = \frac{du_s(x)}{dx} - \frac{du_c(x)}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x) \quad (4.4)$$

Bei der Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens (HOOK'sches Gesetz) und nach einmaligem Ableiten der Gleichung nach  $x$  ergibt sich aus Gleichung (4.4):

$$\frac{d^2 \delta(x)}{dx^2} = \frac{d\sigma_s(x)}{dx \cdot E_s} - \frac{d\sigma_c(x)}{dx \cdot E_c} \quad (4.5)$$

Die Umformung von Gleichung (4.3) liefert je einen Ausdruck für die Ableitung der Stahlspannung (Gleichung (4.6)) und der Betonspannung (Gleichung (4.7)) nach  $x$ :

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} = \tau_b(x) \cdot \frac{U_s}{A_s} \quad \text{und} \quad (4.6)$$

$$\frac{d\sigma_c(x)}{dx} = -\tau_b(x) \cdot \frac{U_s}{A_c} \quad (4.7)$$

Durch Einsetzen der beiden Ausdrücke (4.6) und 4.7 in Gleichung (4.5) erhält man die Differentialgleichung (4.8) des verschieblichen Verbundes, die den mathematischen Zusammenhang zwischen Verzerrungen, Relativverschiebungen und Verbundspannungen beschreibt.

$$\frac{d^2 \delta(x)}{dx^2} = \tau_b(x) \cdot \frac{U_s}{A_s \cdot E_s} + \tau_b(x) \cdot \frac{U_s}{A_c \cdot E_c} \quad (4.8)$$

$$\implies \delta''(x) - \tau_b(x) \cdot \left( \frac{U_s}{A_s \cdot E_s} + \frac{U_s}{A_c \cdot E_c} \right) = 0$$

Die Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds kann zum Beispiel zur Berechnung von Relativverschiebungen und Spannungen zwischen Rissen herangezogen werden. Allerdings müssen hierfür die Randbedingungen bekannt sein, um die Differentialgleichung lösen zu können. In der Regel ist eine analytische Lösung der Gleichung nur in wenigen Fällen möglich. Die schrittweise numerische Lösung der Differentialgleichung hat sich in der Vergangenheit als der gangbarere Weg heraus kristallisiert (ZILCH & ZEHETMAIER 2006 [244]).

Aufbauend auf der Grundlagenarbeit von REHM 1961 [179] nutzen MARTIN 1973 [148], NOAKOWSKI 1978 [163] und ELIGEHAUSEN 1979 [70] bzw. 1983 [73] beispielsweise diesen Lösungsweg in ihren Anwendungsfällen zur Bestimmung der Spannungen und der Verschiebungen über die Verbundlänge bei einer bekannten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung oder zur näherungsweisen Ermittlung der  $\tau - \delta$ -Beziehung bei bekanntem Schlupf und bekannter Stahlspannung an beiden Enden des Bewehrungsstabes.

## 4.2 Untersuchungen zum Verbund bei einer statischen Belastung

Die Bedeutung des Verbundes und dessen Auswirkungen auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen ist seit vielen Jahren bekannt und war in der Vergangenheit immer wieder Gegenstand von diversen Untersuchungen und Forschungsvorhaben. Eine präzise Kenntnis der lokalen Verbundeigenschaften ist unumgänglich um belastbare Aussagen, beispielsweise über die Verankerungslängen von Bewehrungsstähen, die Rissentwicklung, den Rissabstand, die Rissbreite oder die Verformungen von Stahlbetonbauteilen in Abhängigkeit von der Steifigkeit im gerissenen Zustand treffen zu können. Der Verbund ist kein Materialparameter im eigentlichen Sinne. Vielmehr wird er zwischen Bewehrungsstahl und Beton vereinfachend als die Spannung definiert, die in der Grenzfläche zwischen den beiden Materialien in Form von Schub übertragen werden kann (ZILCH & ZEHETMAIER 2006 [244]).

Üblicherweise wird die Höhe der übertragbaren Verbundspannungen durch eine  $\tau - \delta$ -Beziehung beschrieben. Hierbei wird die gemessene Ausziehungskraft und die gemessene Relativverschiebung zwischen Betonstahl und dem umliegenden Beton (Schlupf) bei Ausziehversuchen in Relation gesetzt (Abschnitt 4.1.2). Hierbei scheint problematisch, dass weder die übertragbare Verbundspannung noch der Schlupf über die vorhandene Verbundlänge konstante Werte annehmen. IDDA 1999 [107] fordert deswegen in seiner Arbeit, „dass nur örtliche Verbundspannungen mit örtlichen Verschiebungen in Beziehung gesetzt werden“ dürfen, da ansonsten der Einfluss der Länge des Verbundbereichs im Versuch zu nicht vergleichbaren Ergebnissen führt.

Die Charakterisierung und die Beschreibung der maximal übertragbaren Spannungen zwischen den Materialkomponenten Stahl und Beton ausschließlich in Abhängigkeit der Relativverschiebung  $\delta$  erfasst die Komplexität des Verbundes aber nur unzureichend. Eine Reihe von Untersuchungen haben verdeutlicht, dass eine Vielzahl von Faktoren einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Wirkung des Verbundes und vor allem auf die Höhe der maximal übertragbaren Spannung, sowohl positiv als auch im negativen aufweisen. Das die essentielle Bedeutung des Verbundes beim Zusammenspiel von Stahl und Beton in Bauteilen bereits frühzeitig erkannt wurde, belegen Untersuchungen aus dem Jahre 1876 von THADDEUS HYATT, die in der Literatur Erwähnung finden. Erste wissenschaftlich belastbare Erkenntnisse zur Thematik gehen aus einer umfangreichen Versuchsstudie von ABRAMS 1913 [1] hervor, der anhand der Ergebnisse von Pull-Out Versuchen 59 Thesen zum Verbund in Stahlbetonbauteilen formulierte.

In den Folgejahren wurden die Forschungen auf diesem Gebiet intensiviert. Eine Reihe von Wissenschaftlern lokalisierten verschiedene Parameter und deren qualitativen und quantitativen Einfluss auf die Verbundfestigkeit und die -steifigkeit zwischen dem Bewehrungsstahl und dem umliegenden Beton. Die Verbundverhältnisse und damit bei profilierten Bewehrungsstähen vor

allem der Mechanismus des Scherverbundes wird durch zahlreiche Parameter beeinflusst. KÖNIG & TUE 1998 [118] oder KEUSER 2009 [114] führen die wesentlichsten Einflussfaktoren auf. Diese sind

- der Durchmesser  $d_s$  der eingebauten Bewehrung,
- die Geometrie der Betonstahlrippen bzw. die bezogene Rippenfläche  $f_R$ ,
- die vorhandene Betondeckung des Stahls,
- die Betondruckfestigkeit  $f_c$ ,
- die Lage des Bewehrungsstahls beim Betonieren,
- die Betonierrichtung bei der Fertigung des Bauteils,
- Querdruck bzw. Querkzug senkrecht zur Bewehrung und
- Risse im Beton, sowohl längs als auch quer zur Bewehrungsachse.

Auf die Auswirkungen von einigen der aufgeführten Faktoren bei statischen Belastungen wird in den folgenden Abschnitten dezidiert eingegangen.

Neben den aufgeführten Parametern auf der Widerstandsseite hat zudem die Lastseite einen wesentlichen Einfluss auf den Verbund. Demzufolge erforschten eine Reihe von Autoren die Auswirkungen von Dauerlasten bzw. von zyklischen Belastungen. Exemplarisch seien an dieser Stelle die Arbeiten von FRANKE 1976 [79], REHM & ELIGEHAUSEN 1975 [181], 1977 [182], VIWATHANATEPA, POPOV & BERTERO 1979 [224], POPOV 1984 [171], GÜNTHER 1989 [89] und LUNDGREN 1998 [138] aufgeführt. Diese Lastformen sind aber nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit und werden an dieser Stelle ausgeklammert.

Weitere Forschungsergebnisse zum Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton in Sonderfällen wie bei selbstverdichtenden Betonen (DEHN et al. 2001 [41], ZILCH & SCHIESSL 2001 [243], HOLSCHEMACHER et al. 2004 [104] und FOROUGHI-ASL et al. 2008 [78]), bei hochfesten Betonen (FARRA & JACCOUD 1992 [74], ALAVI-FARD & MARZOUK 2004 [3] und AHMED et al. 2008 [2]), bei stahlfaserverstärkten Betonen (HARAJLI, HAMAD & KARAM 2002 [98] HOLSCHEMACHER & WEISSE 2004 [104] und CHAO et al. 2009 [25]) oder nach dem Verpressen von Längsrissen (FUCHS 2008 [81]) seien hier nur der Vollständigkeit halber erwähnt und können gegebenenfalls in der angegebenen Literatur nachgelesen werden.

#### 4.2.1 Durchmesser der Betonstahlbewehrung

Dem Durchmesser  $d_s$  des Bewehrungsstahls wird in der Literatur ein eher untergeordneter Einfluss auf das Verbundverhalten zugeordnet. Eine Reihe von Autoren beschäftigten sich experimentell explizit mit dem Bewehrungsdurchmesser und dessen Einfluss auf das Verbundverhalten

von Stählen im Beton. Die Versuchsergebnisse von SOROUSHIAN & CHOI 1989 [213], LARRARD, SCHALLER & FUCHS 1993 [129], ALAVI-FARD & MARZOUK 2004 [3] oder TURK, CALISKAN & YILDIRIM 2005 [221] belegen, dass der Verbundwiderstand von Stählen mit einem geringeren Durchmesser  $d_s$  größer ist als bei dickeren. In Abbildung 4.4 sind die Versuchsergebnisse von SOROUSHIAN & CHOI 1989 und ICHINOSE et al. 2009 [106] in einem Diagramm zusammengestellt.

Alle Ergebnisse wurden mit Hilfe von Pull-Out Tests gewonnen. Sämtliche Versuchsparameter, bis auf der Bewehrungsdurchmesser, wurden konstant gehalten. Bei beiden Versuchsreihen konnte festgestellt werden, dass die maximal gemessene Verbundspannung mit steigendem Durchmesser abnimmt. Die in schwarz eingetragenen Trendlinien verdeutlichen, dass zwischen der Verbundspannung  $\tau$  und dem Bewehrungsdurchmesser  $d_s$  ein linearer Zusammenhang besteht.

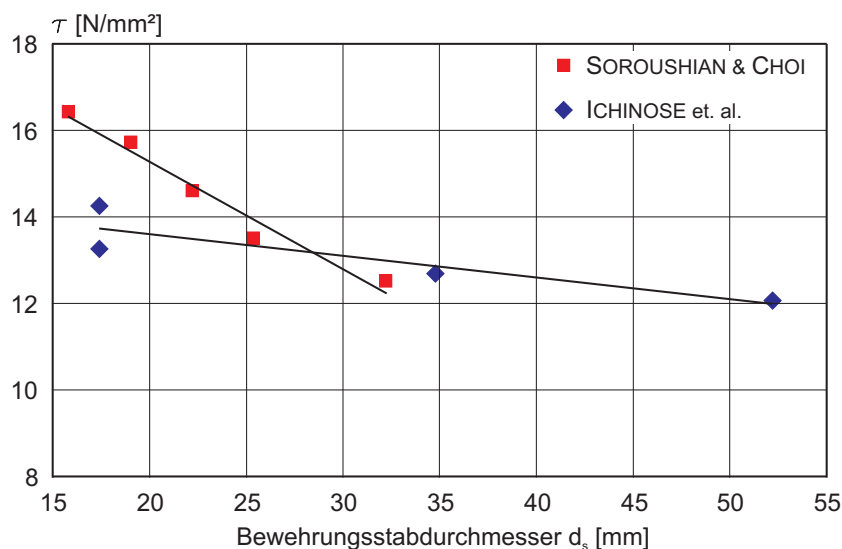


Abb. 4.4: Einfluss des Bewehrungsdurchmessers  $d_s$  auf die statische Verbundfestigkeit

REHM 1961 [179] diskutiert in seiner Arbeit den Einfluss des Durchmessers ausführlich unter Berücksichtigung der Differenzialgleichung des verschieblichen Verbundes (Abschnitt 4.1.2) und nimmt zu dieser These bereits im Jahre 1961 kritisch Stellung. Anhand von theoretischen Betrachtungen auf Basis seines „Grundgesetzes für den Verbund“ lässt sich kein Einfluss des Bewehrungsdurchmessers auf die Verbundfestigkeit ableiten. Er führt die in einigen Veröffentlichungen getroffene Feststellung, dass kleinere Durchmesser ein günstigeres Verbundverhalten bedingen auf die Tatsache zurück, dass das Verhältnis zwischen Stahlumfang und Querschnittsfläche mit zunehmendem Durchmesser  $d_s$  ungünstiger wird. Unter Verwendung von Gleichung (4.6) ergibt sich für die Spannung im Stahl:



$$d\sigma_s(x) = \tau_b(x) \cdot dx \cdot \frac{4}{d_s} \quad (4.9)$$

Durch Gleichung (4.9) wird deutlich, dass bei einem kleineren Durchmesser  $d_s$  und gleicher örtlicher Verbundspannung  $\tau_b(x)$  eine höhere Spannung im Bewehrungsstahl  $\sigma_s(x)$  aufgenommen werden kann. Dieser Zusammenhang kann gemäß REHM zu dem Irrtum führen, dass dünnere Bewehrungsseisen hinsichtlich ihrer Verbundeigenschaften zu bevorzugen sind. Die Schlussfolgerungen der analytischen Betrachtungen von REHM hinsichtlich des Einflusses vom Bewehrungsdurchmesser auf den Verbund können wie folgt zusammengefasst werden:

- bei einem geringen Schlupf  $\delta$ , einer konstanten bezogenen Rippenfläche  $f_R$  und vor Erreichen der maximalen Verbundspannung sind Bewehrungsstähle mit einem kleineren Durchmesser schneller in der Lage, Kraft in den umliegenden Beton einzuleiten,
- die maximal einleitbaren Zugspannungen sind bei dünnerer Betonstahlbewehrung ebenfalls höher,
- wenn die bezogene Rippenfläche proportional zum Stabdurchmesser ist, erreichen die Zugspannungen bei größerem  $d_s$  höhere Maximalwerte und
- bei identisch beanspruchter Bewehrung ergeben sich bei einem kleineren Durchmesser geringere absolute Lasteinleitungslängen, aber mit einem größeren Vielfachen des Stabdurchmessers.

Trotz der Kritik von REHM sind Bewehrungsstähle mit einem geringeren Durchmesser aus baupraktischer Sicht bezüglich ihrer Verbundeigenschaften zu bevorzugen. Speziell hinsichtlich der notwendigen Verankerungslänge in Bauteilen, wofür oft nur ein begrenzter Raum zu Verfügung steht, eignen sich dünnere Bewehrungsstähle besser, da sie, wie auch von REHM 1961 [179] beschrieben, geringere absolute Lasteinleitungslängen bedingen. Dem wird auch zum Beispiel in der DIN 1045-1 [46] Rechnung getragen.

### 4.2.2 Geometrie der Bewehrungsstahlrippen

Die Rippen des profilierten Bewehrungsstahls haben einen wesentlichen Einfluss auf den Scherverbund und damit auf die maximal übertragbaren Verbundspannungen und die Verbundsteifigkeit. Die Rippengeometrie bzw. die Gesamtprofilierung der Betonstahlbewehrung kann durch eine Reihe von Parametern charakterisiert werden. Die wichtigsten Kenngrößen sind in Abbildung 4.5 dargestellt.

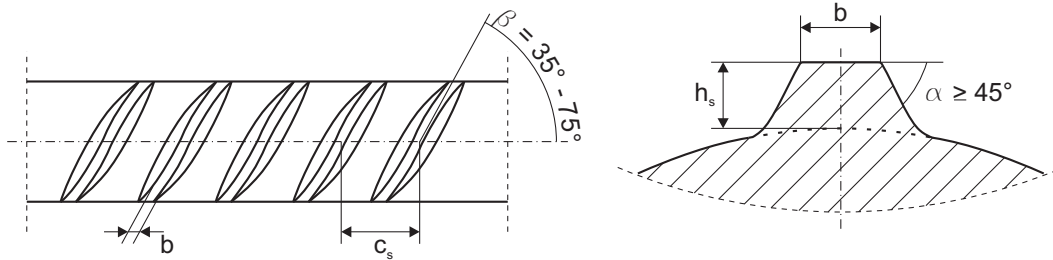


Abb. 4.5: Definition der Parameter zur Beschreibung der Rippengeometrie

Neben dem Abstand der Einzelrippen  $c_s$ , der mittleren Rippenhöhe  $h_s$  und der Kopfbreite der Schrägrippen  $b$  wird die Form durch den Flankenneigungswinkel der Schrägrippen  $\alpha$  und den Neigungswinkel der Schrägrippen  $\beta$  festgelegt.

Um eine Vergleichbarkeit zwischen Stählen mit unterschiedlicher Rippenanordnung, differierender Rippenform und verschiedenen Rippenabständen zu ermöglichen, wird die bezogene Rippenfläche  $f_R$  nach Gleichung (4.2) als maßgebender Faktor zur Beurteilung herangezogen.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird ein möglichst starrer Verbund mit einer hohen Anfangsverbundsteifigkeit und daraus resultierenden, geringen Rissabständen und kleinen Rissbreiten gefordert. Dies kann durch eine möglichst hohe bezogene Rippenfläche erreicht werden. Diese gewährleistet zudem einen guten Scherwiderstand, durch den innerhalb einer kurzen Einleitungs- bzw. Verankerungslänge hohe Spannungen zwischen Beton und Bewehrung übertragen werden können.

Durch eine hohe bezogene Rippenfläche werden große Spaltzugkräfte im Beton aktiviert, die zu Sprengissen führen können (Abschnitt 4.1.1). Für diesen Fall sind geringe Rippenhöhen  $h_s$  mit einem kleinen Rippenabstand  $c_s$  zu bevorzugen. Der optimale Bereich für die bezogene Rippenfläche zur Erfüllung beider Kriterien wird von NOAKOWSKI et al. 1970 [164] mit  $0.060 \leq f_R \leq 0.130$  angegeben. Bei einer bezogenen Rippenfläche von  $f_R = 0.065$  empfehlen SORETZ & HÖLZENBEIN 1980 [212] eine Rippenhöhe von  $0.025 \cdot d_s$  und einen Rippenabstand  $0.30 \cdot d_s$ . Die Kerbwirkung der Rippen wird ebenfalls maßgebend durch deren Geometrie bestimmt. Diese hat wiederum einen entscheidenden Einfluss auf die Anwendbarkeit der Bewehrung hinsichtlich des Dauerschwingverhaltens (Ermüdungsbeanspruchung) und der Biegefähigkeit (Biegerolldurchmesser).

Die Rippengeometrie und die -anordnung des heute gebräuchlichen Bewehrungsstahls wurde durch eine Reihe von Studien soweit optimiert, dass allen Anforderungskriterien als Kompromiss Rechnung getragen wird. Exemplarisch sind hier die Arbeiten von REHM 1961 [179], LUTZ 1970 [139] und GOTO 1971 [91] zu nennen. Die bezogene Rippenfläche  $f_R$  ist abhängig vom Durchmesser  $d_s$  und stellt sich gemäß DIN 488-2 [51] für handelsübliche Stabstähle wie in Tabelle 4.1 aufgeführt dar.

**Tab. 4.1:** Rippengeometrie und bezogene Rippenfläche  $f_R$  in Abhängigkeit vom Bewehrungsdurchmesser  $d_s$  für Stabstähle nach DIN 488-2 [51]

Durchmesser $d_s$ [mm]	mittlere Rippenhöhe $h_s$ [mm]	Rippenabstand $c_s$ [mm]	bezogene Rippenfläche $f_R$ [-]
6.0	0.39	5.0	0.039
8.0	0.52	5.7	0.045
10.0	0.65	6.5	0.052
12.0	0.78	7.2	0.056
14.0	0.91	8.4	0.056
16.0	1.04	9.6	0.056
20.0	1.30	12.0	0.056
25.0	1.63	15.0	0.056
28.0	1.82	16.8	0.056
32.0	2.08	19.2	0.056
40.0	2.60	24.0	0.056

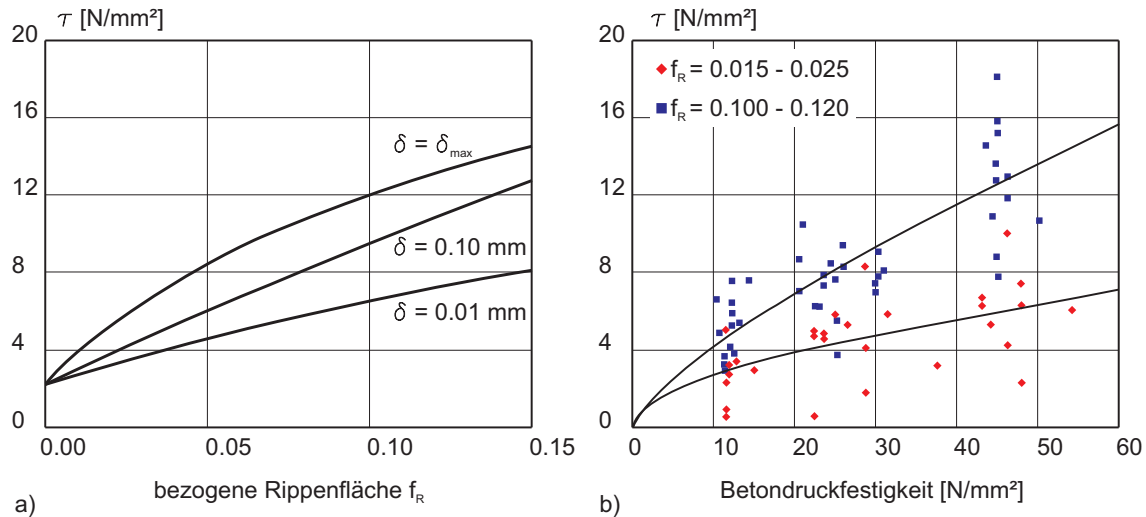
Neben der Höhe der übertragbaren Verbundspannung wird durch die Rippen die Breite der zu erwartenden Risse für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beeinflusst. REHM 1961 [179] variierte in seinen Versuchen sowohl die Rippenhöhe, wie auch den Rippenabstand. Sowohl er wie auch in späteren Versuchen MARTIN 1973 [148] bestätigten, dass die bezogene Rippenfläche  $f_R$  als Bewertungskriterium herangezogen werden kann und dass durch dieses der Einfluss des Rippenabstands und der Rippenhöhe auf das Verbundverhalten ausreichend genau erfasst bzw. beschrieben wird. Daraus folgt, dass die Höhe, sowie der Abstand zwischen den Rippen variiert, ohne dass sich die Verbundeigenschaften des Bewehrungsstahl merklich ändern, so lange die bezogene Rippenfläche konstant bleibt.

Die grundsätzlichen Aussagen der Arbeiten von REHM und MARTIN hinsichtlich des Einflusses der Rippengeometrie lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- bei einer gleichbleibenden Verbundlänge können mit zunehmendem  $f_R$  bzw. bei abnehmender Rippenteilung größere Kräfte in den umliegenden Beton eingeleitet werden,
- mit zunehmender bezogener Rippenfläche nimmt die anfängliche Verbundsteifigkeit zu,
- mit zunehmendem  $f_R$  nimmt die Bruchverschiebung ab, d.h. das Versagen der Probekörper stellt sich bereits bei wesentlich kleineren Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton ein,
- bei Erreichen des maximalen Schwerwiderstands legt der Rippenabstand die mitwirkende Stablänge und damit die maximale Reibungskraft zwischen Stahl und Beton fest.

In Abbildung 4.6 sind die Ergebnisse der Versuchsserien von NOAKOWSKI, MARTIN & REHM

1970 [164] (Abbildung 4.6 a)) und MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149] (Abbildung 4.6 b)) exemplarisch dargestellt.



**Abb. 4.6:** Versuchsergebnisse von a) NOAKOWSKI, MARTIN & REHM 1970 [164] und b) MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149]

Abbildung 4.6 a) beschreibt die Verbundspannung  $\tau$  in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche  $f_R$  für einen Schlupf  $\delta$  von 0.01, 0.10 mm und  $\delta_{max}$  bei Erreichen der maximal gemessenen Verbundspannung  $\tau_{max}$ . Es wird deutlich, dass unabhängig von  $\delta$  die Verbundfestigkeit und die -steifigkeit mit steigender bezogener Rippenfläche zunehmen. Weiterhin sei angemerkt, dass die maximale Verbundspannung bereits bei einem geringeren Schlupf erreicht wird und es zu einem spröderen Verbundversagen kommt.

In Abbildung 4.6 b) ist eine Vielzahl von Ergebnissen von Pull-Out Versuchen mit variierender Betondruckfestigkeit und einer bezogenen Rippenfläche von  $0.015 \leq f_R \leq 0.025$  und  $0.100 \leq f_R \leq 0.120$  dargestellt. Trotz der Streuung der Einzelversuche verdeutlichen die eingezeichneten Trendlinien, dass mit steigender bezogener Rippenfläche, sowie mit steigender Betondruckfestigkeit (Abschnitt 4.2.5) die maximal gemessene Verbundspannung zunimmt.

Weitere Untersuchungen zum Einfluss der Rippengestalt auf das Verbundverhalten wie von KOKUBU & OKAMURA 1974 [119], HÖLZENBEIN & SORETZ 1977 [102] bzw. 1980 [212], DARWIN & GRAHAM 1993 [38], ELIGEHAUSEN et al. 2000 [71] und RAUPACH & LEISSNER 2002 [176] seien hier nur der Vollständigkeit halber erwähnt. Eine ausführliche Zusammenfassung der meisten Ergebnisse findet sich auch in MAYER 2001 [150].

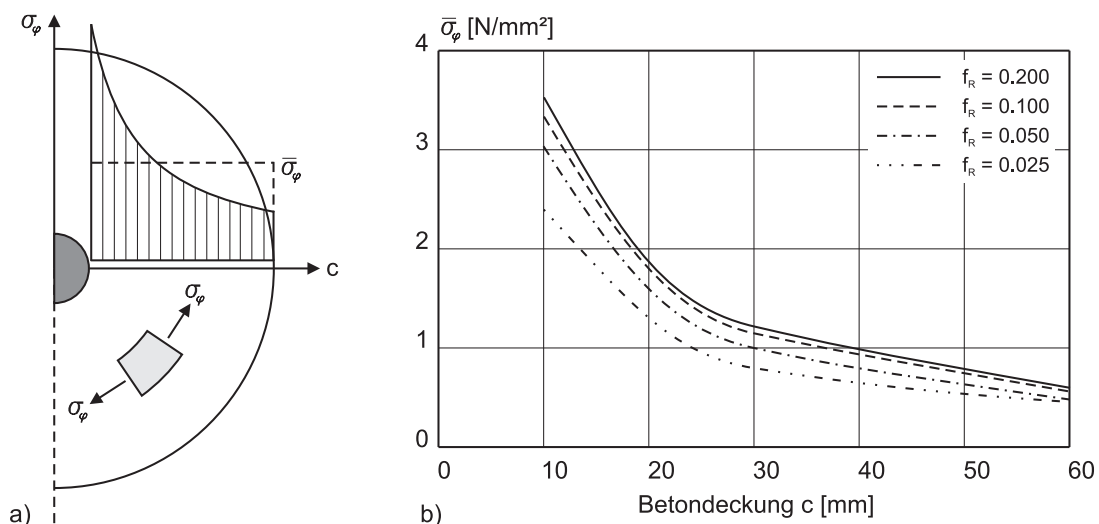
### 4.2.3 Betondeckung des Bewehrungsstahls

Neben dem Schutz der Betonstahlbewehrung vor Korrosion und dem Brandschutz von Stahlbetonbauteilen ist die Betondeckung maßgebend für die Sicherstellung der Übertragung der

Verbundkräfte verantwortlich. Die notwendige Mindestbetondeckung ist in der DIN 1045-1 [46] geregelt und im DBV Merkblatt „Betondeckung und Bewehrung“ [39] ergänzend zusammengefasst.

Durch die Konsolenwirkung der Bewehrungsrippen werden radial Druckkräfte in den Beton eingeleitet, die über einen Zugring ihr Kräftegleichgewicht finden (Abschnitt 4.1.1). Diese Zugkräfte müssen durch den umliegenden Beton und damit durch die Betondeckung oder mit Hilfe von zusätzlich eingebauter Bewehrung aufgenommen werden. Die Betondeckung des Bewehrungsstahls hat damit einen entscheidenden Einfluss auf den Verbund bzw. auf die Versagensform bei zu hohen Lasten. Bei zu geringen Betondeckungen kann der maximale Scherwiderstand nicht aktiviert werden, und es kommt zum Aufspalten des Betons. Bei einer ausreichenden Umschnürung bzw. Betondeckung wird der größtmögliche Scherwiderstand erreicht und die Betonkonsolen vor den Bewehrungsrippen werden abgeschert, es kommt zu einem Ausziehversagen der Bewehrung (Abbildung 4.1). Bei einem Sprengrissversagen steigt die maximal übertragbare Verbundspannung mit steigender Betondeckung an. Sobald sich ein Ausziehversagen eingestellt hat eine Erhöhung der Betondeckung keinen weiteren Einfluss auf die Verbundfestigkeit.

MARTIN 1973 [148] untersuchte in seiner Arbeit den Zugring, der aus der Scherverbundwirkung der Bewehrungsrippen im umliegenden Beton entsteht. Das Hauptaugenmerk lag hierbei auf der quantitativen Bestimmung der auftretenden Zugspannung  $\sigma_\varphi$  im Beton. Hierzu wurde neben einer theoretischen Berechnung, sowohl Versuche, wie auch numerische Untersuchungen angestellt. Abbildung 4.7 a) zeigt die qualitative Verteilung der Ringzugspannung im Beton in unmittelbarer Nachbarschaft zum Bewehrungsstahl, und b) die mittlere Ringzugspannungen in Abhängigkeit von der Betondeckung sowie der bezogenen Rippenfläche  $f_R$ .



**Abb. 4.7:** Ringzugspannungen im Beton in Abhängigkeit von der Betondeckung  $c$ : a) qualitative Spannungsverteilung und b) in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche  $f_R$  nach MARTIN 1973 [148]

Je geringer die Betondeckung  $c$ , desto größer wird die Zugspannung, die direkt an der Betonoberfläche auftritt. Im Umkehrschluss kann daraus gefolgert werden, dass sich bei geringeren Betondeckungen bereits bei kleineren Verbundspannungen Risse bilden, die letztendlich zum Sprenggrissversagen führen können. Das Ergebnis, dass eine größere bezogene Rippenfläche zwangsläufig zu höheren Ringzugspannungen im Beton führen (Abbildung 4.7 b)), deckt sich mit den bereits beschriebenen Tatsachen aus Abschnitt 4.2.2 und den Erkenntnissen von anderen Autoren. Vor allem bei geringen Betondeckungen wird der Einfluss von  $f_R$  auf die Höhe der Betonzugspannungen  $\sigma_\varphi$  deutlich.

Eine Reihe von weiteren Forschern beschäftigten sich in der Vergangenheit zumeist analytisch mit dem Verbund bei geringen Betondeckungen, deren Einfluss auf die Höhe der maximal übertragbaren Verbundspannung und dem daraus resultierenden Spaltzugversagen des Betons. Exemplarisch seien hier die Arbeiten von DEN UIJL & BIGAJ 1996 [222], GAMBAROVA & ROSATI 1997 [84] und WANG 2009 [230] genannt. DEN UIJL & BIGAJ entwickelten beispielsweise ein Verbundmodell in Abhängigkeit von der Betondeckung. Das Modell umfasst drei Stufen. Im ersten Abschnitt liegt der Beton im ungerissenen Zustand vor, der zweite Abschnitt berücksichtigt einen teilweise gerissenen Querschnitt, und die dritte Stufe des Modells erfasst die Verbundspannung bei vollständiger radialer Rissbildung. Mit diesem Modell konnte eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und numerischen Simulationen erreicht werden.

Die wesentlichen Erkenntnisse aus den Untersuchungen sind, dass die Betondeckung bei Versuchen in Abhängigkeit vom definierten Versuchsziel gewählt werden muss. Zur Untersuchung des Ausziehversagens ist eine entsprechend größere Betondeckung bei der Wahl der Versuchskörper zu berücksichtigen als bei einem gewünschten Sprenggrissversagen.

Die RILEM [188] Pull-Out Versuchskörper sind mit den vorgeschlagenen Abmessungen so konzipiert, dass ein Sprenggrissversagen ausgeschlossen werden kann. Als Probekörpergeometrie wird ein Betonprisma mit einem minimalen Durchmesser von 100 mm, einer daraus resultierenden Betondeckung, je nach Stahldurchmesser, von rund 40 mm und einer Höhe von 150 mm empfohlen.

#### 4.2.4 Betonierrichtung und Lage der Bewehrung im Bauteil

Die Lage der Bewehrung im Bauteil und die Betonierrichtung bezogen auf die Längsachse des Betonstahls beeinflussen die Qualität des Betons, der den Bewehrungsstab unmittelbar umgibt und der damit die Übertragung der Verbundspannungen sicherstellt. Setzungen des frischen Betons und die Ansammlung von porösem Zementstein unter der Bewehrung bzw. unter den Bewehrungsrippen sind hauptsächlich für die Reduzierung der Verbundfestigkeit verantwortlich. Nach dem Betonieren sinken schwere Bestandteile im Frischbeton nach unten und Luftblasen steigen auf. Diese Luftblasen sammeln sich bevorzugt unter der Bewehrung oder unter den

Längsrippen und führen an diesen Stellen zu einer höheren Porosität des Betons und damit zu einer lokalen Reduzierung der Betondruckfestigkeit. Zusätzlich reichert sich unter der Bewehrung Zementmatrix ohne den abgesunkenen schwereren Zuschlag an. In Abbildung 4.8 sind die zwei möglichen, beschriebenen Fälle dargestellt.

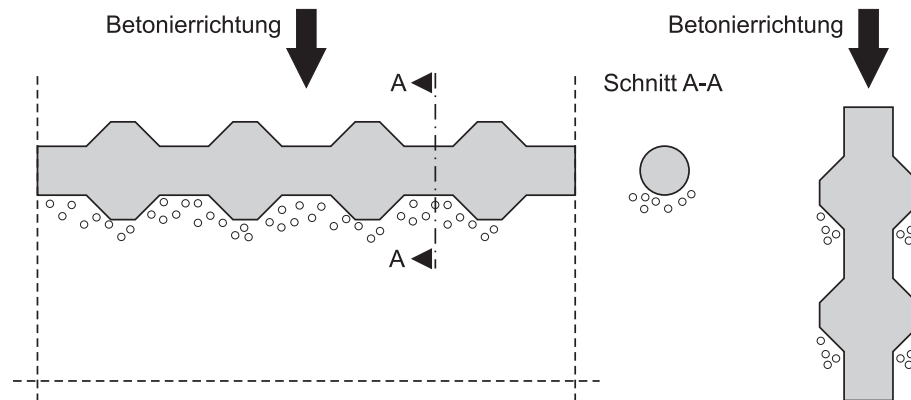


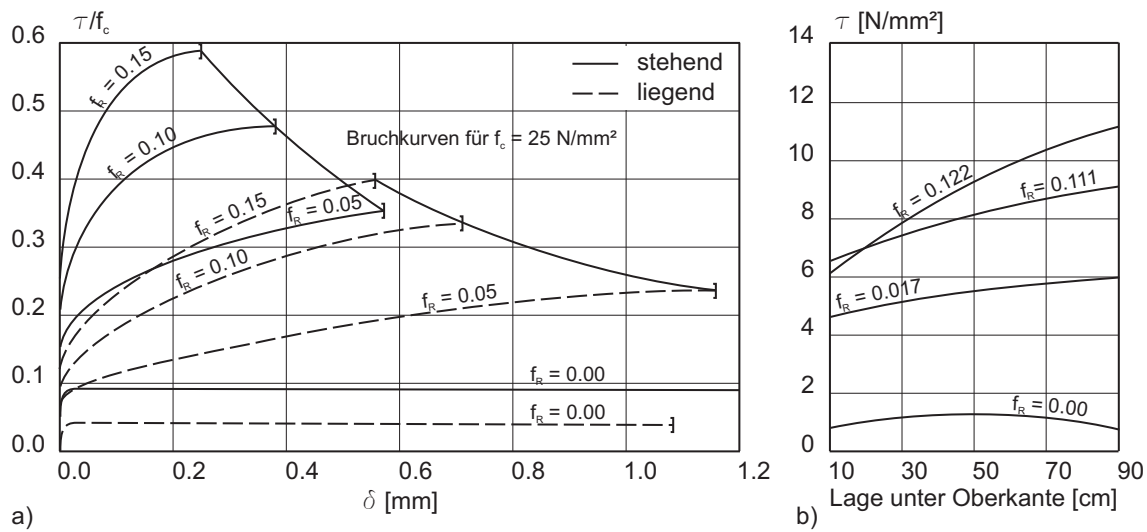
Abb. 4.8: Einfluss der Betonierrichtung und der Lage der Bewehrung auf die Porenbildung im Beton

Für die Lage der Bewehrung im Bauteil ist der Abstand zur unteren Schalung relevant. Je größer der Abstand, desto höher der beschriebene Effekt. Der Einfluss der Betonierrichtung (Abbildung 4.8 rechts) bezogen auf die Längsachse der Bewehrung wird vor allem dann relevant, wenn der Stahl in Setzrichtung belastet wird, da dann die Druckkräfte in die „geschwächten“ Betonskonsolen vor den Bewehrungsrippen eingeleitet werden. Die bestmögliche Verbundqualität ist demnach bei vertikal einbetonierten Stählen, die entgegen der Betonierrichtung belastet werden zu erwarten.

In Abbildung 4.9 sind die Ergebnisse von MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149] bezüglich des Einflusses der Lage der Bewehrungslängsachse im Vergleich zur Betonierrichtung a) und dem Abstand der Bewehrung zur Bauteilunterkante beim Betonieren b) zusammengefasst. Die Ergebnisse werden jeweils für unterschiedliche bezogene Rippenflächen  $f_R$  (Abschnitt 4.2.2) dargestellt.

In Abbildung 4.9 a) weisen die Verbundspannungen der stehend einbetonierten Stähle (Abbildung 4.8, rechts) wesentlich höhere Werte auf, als bei liegenden Bewehrungsstählen (Abbildung 4.8, links). Die stehend einbetonierten Stäbe wurden gegen die Setzungsrichtung des Betons belastet und bilden somit den optimalen Fall. Der signifikante Unterschied zwischen horizontal und vertikal eingebauten Bewehrungsstählen beträgt im Mittel rund 30%. Auch der Reibungsverbund ( $f_R = 0.00$ ) wird durch die Lage bezogen auf die Betonierrichtung in gleicher Weise beeinflusst. Des Weiteren sind für jede Bewehrungsposition die Versagenskurven eingetragen. Der Verbund der liegend eingebauten Bewehrung weist ein duktileres Verhalten und damit eine geringere Steifigkeit auf.

Die Ergebnisse der Ausziehversuche in Abbildung 4.9 b) wurden anhand von rechteckigen Pro-



**Abb. 4.9:** Einfluss der Lage der Bewehrung auf den Verbund bezogen auf a) die Betonierichtung und b) auf die Lage im Bauteil nach MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149]

bekörpern mit einer Gesamthöhe von 100 cm ermittelt. Die Bewehrung wurde parallel zur Oberkante des Betons in verschiedenen Abständen zu dieser eingebaut und die Ergebnisse zeigen, dass die Verbundwirkung mit steigenden Tiefenlage zunimmt. Diese Zunahme ist abhängig von der Profilierung des jeweiligen Bewehrungsstahls. Je höher die bezogene Rippenfläche  $f_R$ , desto größer ist die Verbundfestigkeit bei abnehmendem Abstand zum Schalungsboden. Untersuchungen von JIRSA et al. 1982 [110] führten zu qualitativ identischen Ergebnissen bei einer ähnlichen Versuchskörpervorbereitung.

Die festgestellten Abhängigkeiten werden auch in den Normenwerken berücksichtigt. Bei den zulässigen Verbundspannungen nach DIN 1045-1 [46] sind sowohl die Betonierichtung, wie auch die Lage der Bewehrung im Bauteil berücksichtigt. Für Bewehrungsstäbe die  $0^\circ$  bis  $45^\circ$  zur Betonierichtung geneigt sind, dürfen jeweils gute Verbundbedingungen angenommen werden. Gleiches gilt für Bewehrungsstähle in Bauteilen mit einer maximalen Dicke in Betonierichtung von 300 mm. Bei dickeren Bauteilen darf die Bewehrung maximal 300 mm über der Unterkante des Frischbetons oder mindestens 300 mm unter der Oberkante des Frischbetons eingebaut sein um, gemäß DIN 1045-1 [46], guten Verbund vorzufinden. In allen anderen Fällen kann nur von einem mäßigen Verbundverhalten ausgegangen werden. Das heißt, die zulässigen Verbundspannungen sind auf 70 % zu reduzieren.

#### 4.2.5 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Die Bedeutung der Betondruckfestigkeit für den Verbund kann direkt aus den Erkenntnissen zum Scherverbundmechanismus bei profilierten Bewehrungsstählen abgeleitet werden (Abschnitt 4.1.1). Die mechanischen Eigenschaften des Betons der den Bewehrungsstahl unmittelbar um-



schließt wirken sich, neben der bezogenen Rippenfläche, dominant sowohl auf die Verbundfestigkeit, wie auch auf die -steifigkeit aus. Durch die Konsolenwirkung des Betons stützen sich die Bewehrungsrippen darauf ab und Druckkräfte werden in den Beton eingeleitet. Diese Druckkräfte überschreiten die einachsiale Druckfestigkeit des Betons teilweise erheblich. Durch den dreiaxialen Spannungszustand (Abschnitt 3.1.2) können die Druckkräfte aber schadensfrei aufgenommen werden.

Die Betonzugfestigkeit spielt zudem aber ebenfalls eine entscheidende Rolle und gerade bei geringen Betondeckungen (Abschnitt 4.2.3) kommt es zu einem Sprenggrissversagen, resultierend aus den Überschreitungen der aufnehmbaren Zugspannungen des Betons. Bei einem reinen Ausziehversagen des Bewehrungsstahls gilt aber, je höher die Betondruckfestigkeit, desto größer der Scherwiderstand der Betonkonsolen vor den Rippen und dementsprechend steigt die Verbundfestigkeit und die Verbundsteifigkeit. Versuchsergebnisse und Informationen zum Verbundverhalten bei unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten finden sich beispielsweise in REHM 1961 [179], MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149] oder im FIB MODEL CODE 2010 [75].

In Abbildung 4.10 sind Ergebnisse zum Einfluss der Betondruckfestigkeit  $f_c$  auf die Verbundspannung  $\tau$  bei unterschiedlichen Relativverschiebungen  $\delta$  zusammengestellt. Teil a) der Abbildung aus dem FIB MODEL CODE 2010 [75] differenziert zudem nochmals zwischen horizontal und vertikal einbetonierten Bewehrungsstäben. Wie schon in Abschnitt 4.2.4 dieser Arbeit festgestellt wurde, hat die Lage der Bewehrung bezüglich der Betonierichtung einen erheblichen Einfluss auf die Höhe der übertragenen Verbundspannung. Die verwendeten Probekörper wiesen jeweils eine Verbundlänge von  $10 \cdot d_s$  und eine bezogene Rippenfläche  $f_R = 0.10$  auf.

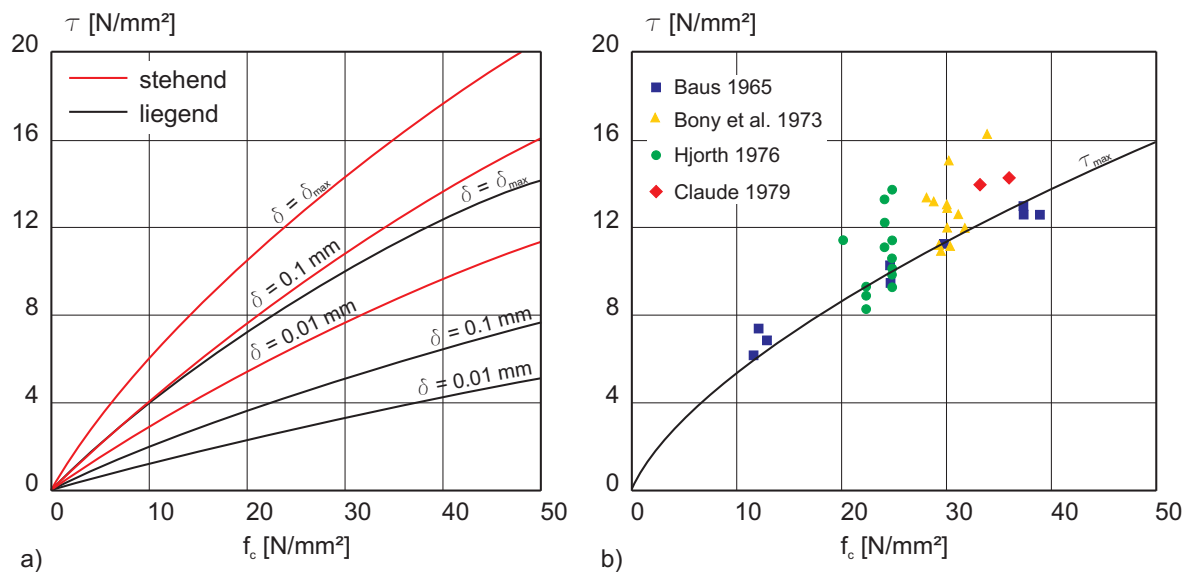
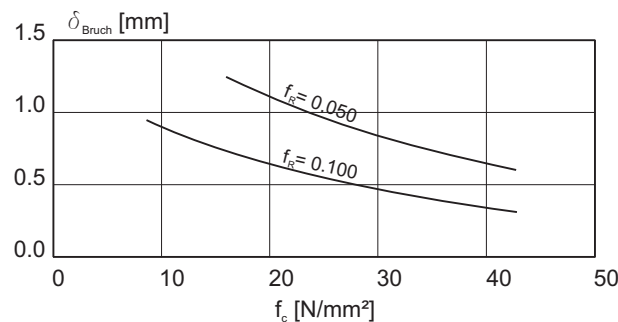


Abb. 4.10: Einfluss der Betondruckfestigkeit  $f_c$  auf die Verbundspannung  $\tau$  a) nach FIB MODEL CODE 2010 [75] und b) nach LINDORF 2010 [132]

Die Verläufe unterstellen einen nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Verbundspannung bei profilierten Bewehrungsstählen und der Betondruckfestigkeit (MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149]). Die Relativverschiebung  $\delta_{max}$  im Diagramm entspricht der Verschiebung, bei der die maximal übertragbare Verbundspannung  $\tau_{max}$  gemessen werden konnte. Bei den unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten  $f_c$  erreichte die Verbundspannung jeweils bei unterschiedlichen Relativverschiebung  $\delta_{max}$  ihr Maximum.

Abbildung 4.10 b) nach LINDORF 2010 [132] fasst die Versuchsergebnisse von BAUS 1965 [14], BONY, CLAUDE & SORETZ 1975 [18], HJORTH 1976 [101] und CLAUDE 1979 [31] zusammen. Die Trendlinie für  $\tau_{max}$  weist einen anfänglich gekrümmten Verlauf auf, stimmt aber trotz der großen Streuung der einzelnen Versuchsergebnisse mit der Trendlinie von  $\delta_{max}$  aus dem FIB MODEL CODE 2010 gut überein.

Mit zunehmender Betongüte steigt im Mittel die Verbundsteifigkeit an und  $\tau_{max}$  wird bereits bei geringeren Relativverschiebungen erreicht. Dieser Sachverhalt wird in Abbildung 4.11 nach NOAKOWSKI 1973 [162] nochmals verdeutlicht. Gleichzeitig steigt die Neigung von Probekörpern Sprengrisse zu bilden, so dass aufgrund der hohen auftretenden Zugspannungen letztendlich die Überschreitung der aufnehmbaren Betonzugfestigkeit als maßgebender Versagensfaktor betrachtet werden muss.



**Abb. 4.11:** Einfluss der Druckfestigkeit auf die Bruchverschiebung  $\delta_{Bruch}$  nach NOAKOWSKI 1973 [162]

Dieser Tatsache wird bei der Berechnung des Bemessungswerts der Verbundspannung  $f_{bd}$  gemäß DIN 1045-1 [46] Rechnung getragen. Der lineare Zusammenhang zwischen der 5% Quantile der Betonzugfestigkeit  $f_{ctk;0.05}$  und  $f_{bd}$  wird durch Gleichung (4.10) beschrieben:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \frac{f_{ctk;0.05}}{\gamma_c} \quad (4.10)$$

mit  $\gamma_c = 1,5$  als Sicherheitsbeiwert für den Beton. Tabelle 4.2 fasst die Bemessungswerte der Verbundspannung in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  aus der Norm zusammen.

**Tab. 4.2:** Bemessungswerte der Verbundspannung  $f_{bd}$  bei guten Verbundbedingungen und  $d_s \leq 32 \text{ mm}$  in Abhängigkeit von  $f_{ck}$  nach DIN 1045-1 [46]

	charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{ck} [N/mm^2]$														
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
$f_{bd} [N/mm^2]$	1.6	2.0	2.3	2.7	3.0	3.4	3.7	4.0	4.3	4.4	4.5	4.7	4.8	4.9	4.9

Im Vergleich zu den maximal ermittelten Verbundfestigkeiten bei Ausziehversuchen erscheinen die in der Din 1045-1 angegebenen Bemessungswerte für die Verbundspannung  $f_{bd}$  sehr klein und konservativ. Hierzu sei angemerkt, dass die Verhältnisse in Probekörpern bei Pull-Out Versuchen oder in abgeschwächten Maße auch bei Balkenverbundversuchen nicht, oder nur bedingt den Rahmenbedingungen in realen biegebeanspruchten Bauteilen entsprechen. Dementsprechend ist es gemäß REHM 1979 [180] problematisch, zulässige Verbundspannungen ohne weiteres aus Versuchsergebnissen abzuleiten.

Bei einem Verbundversagen handelt es sich zudem um ein Versagen ohne Vorankündigung, dementsprechend muss die zulässige Verbundspannung mit einer höheren Sicherheit beaufschlagt werden. Und schlussendlich treten die maximalen Verbundspannungen in Versuchen in der Regel bei größeren Relativverschiebungen auf. Ein hoher Schlupf ist aber gerade hinsichtlich der Rissbreitenbegrenzung in Stahlbetonbauteilen nicht erwünscht, bzw. nicht zulässig. Deshalb wird der charakteristische Wert der Verbundspannung bei einer Verschiebung von  $\delta = 0.1 \text{ mm}$  festgelegt (GORIS 2008 [90]).

#### 4.2.6 Einfluss der Verbundlänge im Versuch

Im Folgenden soll der Einfluss der gewählten Verbundlänge auf die Ergebnisse von Pull-Out Versuchen näher beleuchtet werden. In der Regel wird ein Vielfaches des Bewehrungsstabdurchmessers  $d_s$  gewählt. Gemäß Gleichung (4.11) wird die Verbundspannung als Mittelwert  $\tau_m$  über die Verbundlänge  $l_v$  und den Bewehrungsumfang  $U_s$  in Abhängigkeit von der, auf den Bewehrungsstab aufgebrauchten Ausziehkraft  $F_s$ , berechnet.

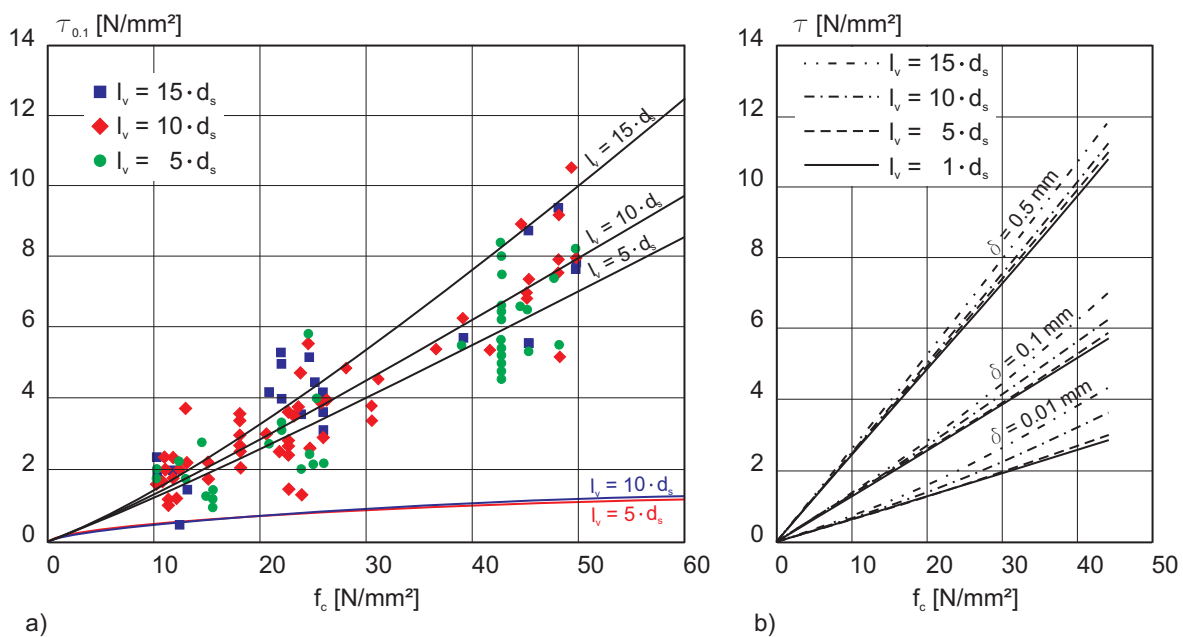
$$\tau_m = \frac{F_s}{U_s \cdot l_v} = \frac{F_s}{\pi \cdot d_s \cdot l_v} \quad (4.11)$$

Je größer die Verbundlänge gewählt wird, desto mehr Bewehrungsrippen können im Scherverbund wirken. REHM 1961 [179] wählte in seinen Versuchen beispielsweise eine sehr kurze Einbettungslänge von nur ca.  $1 \cdot d_s$ , um den Verbund zu untersuchen und sein „Grundgesetz“ aufzustellen.

Der Berechnung der Verbundspannung nach Gleichung (4.11) liegt die Annahme zu Grunde, dass diese über die gesamte Verbundlänge einen konstanten Wert annimmt. Diese Näherung weicht

von den realen Gegebenheiten im Bauteil ab, und je größer die Verbundlänge gewählt wird, desto signifikanter ist der dadurch entstehende „Fehler“. Durch die Verbundwirkung nimmt die Dehnung des Bewehrungsstabs über die Länge zum unbelasteten Ende hin ab und dementsprechend reduziert sich auch die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton. Damit Gleichung (4.11) beziehungsweise die in Abschnitt 4.1.2 beschriebenen Zusammenhänge annähernd ihre Gültigkeit behalten, wären also möglichst kurze Verbundlängen, wie zum Beispiel bei REHM 1961 [179] im Versuch erstrebenswert.

Demgegenüber steht die Tatsache, dass bei sehr kurzen Verbundlängen der Einfluss der Inhomogenität des Betons, von lokalen Fehlstellen oder von Größtkörnern des Zuschlags unmittelbar vor Bewehrungsrippen dominant wird. Bei kurzen Verbundlängen streuen die Versuchsergebnisse dadurch in einem erheblich größeren Umfang als bei größeren Verbundlängen. MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149] führten Pull-Out Versuche mit variierenden Verbundlängen von  $5 \cdot d_s$ ,  $10 \cdot d_s$  und  $15 \cdot d_s$  durch und berechneten zudem Verbundspannungen in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und der Relativverschiebung für verschiedenen Verbundlängen. In Abbildung 4.12 a) sind die Ergebnisse der Versuche mit profilierten Bewehrungsstählen und die jeweilige Ausgleichsgerade für verschiedene Verbundlängen  $l_v$  in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit bei einem Schlupf  $\delta = 0.10$  mm dargestellt.



**Abb. 4.12:** Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundfestigkeit; a) Versuchsergebnisse und b) theoretische Betrachtung nach MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149]

Für die glatten Stähle wurde auf die Darstellung der Versuchsergebnisse der Übersichtlichkeit halber verzichtet, und es sind nur die Trendlinien für Verbundlängen von  $5 \cdot d_s$  und  $10 \cdot d_s$  abgebildet. Bei glatten Bewehrungsstählen hat die Verbundlänge auf die Resultate keinen Einfluss.

Trotz der großen Streuung wird bei den profilierten Bewehrungsstählen deutlich, dass die ermittelten Verbundspannungen bei einem Schlupf von  $\delta = 0.10$  mm mit steigender Verbundlänge im Mittel ebenfalls zunehmen. Des Weiteren wird die Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Betondruckfestigkeit nochmals deutlich (Abschnitt 4.2.5).

Diese Erkenntnis deckt sich mit den berechneten Werten aus Abbildung 4.12 b). Die berechneten Werte spiegeln die Verbundspannungen für verschiedene Relativverschiebungen, Verbundlängen und Betondruckfestigkeiten wider. Als Grundlage für die Berechnung diente das „Grundgesetz“ für den Verbund nach REHM 1961 [179]. Die theoretischen Hintergründe können im Detail REHM 1961 [179] und NOAKOWSKI, MARTIN & REHM 1970 [164] entnommen werden.

Die Untersuchungen zeigen, dass die Verbundsteifigkeit mit steigender Verbundlänge zunimmt. Bei größeren Verbundlängen nimmt die notwendige Ausziehkraft und dementsprechend die Spannung im Bewehrungsstahl linear zu. In Abhängigkeit von der Stahlspannung nimmt die Stahldehnung bis zur Fließgrenze linear zu. Parallel stellt sich eine Querkontraktion der Bewehrung ein. Durch die Verjüngung des Stahls wird die Verbundfestigkeit reduziert. Diese Abnahme der übertragbaren Verbundspannung ist bis zum Erreichen der Fließgrenze vernachlässigbar gering. Bei Überschreitung von  $f_y$  kommt es zu einer überproportionalen Dehnungszunahme des Stahls, die über die Querdehnzahl  $\nu \sim 0.3$  mit der Querkontraktion gekoppelt ist. Die örtliche Verbundspannung sollte deshalb in Abhängigkeit vom Schlupf und der Stahldehnung  $\varepsilon_s$  beschrieben werden. Bei steigender Verbundlänge und vor allem ab einer Stahldehnung von  $\varepsilon_s > \varepsilon_y$  hat die Näherung nach Gleichung (4.11) keine Gültigkeit mehr, und die maximal übertragbare Verbundspannung nimmt ab.

Bei den Ergebnissen von MARTIN & NOAKOWSKI, für einen Schlupf von 0.10 mm kann unterstellt werden, dass für den Bewehrungsstahl bei der notwendigen Ausziehlast größtenteils noch ein elastisches Materialverhalten vorausgesetzt werden kann. Dadurch lassen sich die zwei unterschiedlichen Aussagen zum Einfluss der Verbundlänge erklären.

Für eigene Untersuchungen ist die Erkenntnis wichtig, dass die Verbundfestigkeit und die Verbundsteifigkeit bis zu einer Verbundlänge von maximal  $10 \cdot d_s$  nur unwesentlich von der gewählten Verbundlänge beeinflusst werden. Sowohl die Versuchsergebnisse, wie auch die theoretischen Betrachtungen von MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149] zeigen deutlich, dass die Verbundspannungen bei 0.10 mm Schlupf erst ab  $l_v = 10 \cdot d_s$  merklich zunehmen. Weiterhin muss darauf geachtet werden, dass Gleichung (4.11) nur dann ihrer Gültigkeit behält, wenn die Spannungen im Bewehrungsstahl die Fließgrenze nicht erreichen.

#### 4.2.7 Spannungen quer zur Bewehrungsachse

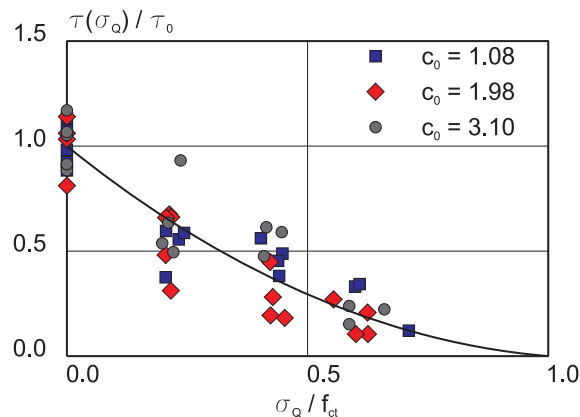
In Stahlbetonbauteilen wirken, je nach Belastung und Bauteilgeometrie, neben Normalspannungen parallel zur Bewehrung, auch Spannungen quer zur Bewehrungsachse. Während Druckspan-

nungen im umliegenden Beton die Verbundtragfähigkeit positiv beeinflussen reduzieren Zugspannungen diese teilweise erheblich.

Durch die mechanische Verzahnung der Stahlrippen mit dem umliegenden Beton werden beim Scherverbund Druckspannungen radial in den Beton eingeleitet, die durch die Ausbildung eines Zugrings ihr Kräftegleichgewicht finden (Abschnitt 4.1.1). Ein zusätzlich wirkender Querzug addiert sich zu den Spannungen des Zugrings und dieser kann, bis zum Überschreiten der maximal aufnehmbaren Zugspannung des Betons und dem daraus resultierenden Versagen weniger Kraft aus der Verbundbeanspruchung aufnehmen.

Die Wirkung von Querdruck stellt sich hingegen umgekehrt dar. Die zusätzlich wirkenden Druckkräfte überdrücken den Zugring bis zu einem bestimmten Maß und die Möglichkeit zur Einleitung von Verbundkräften steigt. Zudem hat Querdruck den positiven Effekt, dass die übertragbaren Verbundspannungen durch den Reibungseffekt zwischen Bewehrungsstahl und Beton größer werden.

Neben äußeren Lasten und der Dübelwirkung von Bewehrungsstäben können das Schwinden des Betons und Temperatureffekte zu Querzugspannungen im Bauteil führen. Im Extremfall, falls die Querzugspannungen bereits die maximale Betonzugfestigkeit ausreizt, wird die Verbundfestigkeit auf annähernd „Null“ reduziert. Die in Abbildung 4.13 zusammengefassten Untersuchungen von NAGATOMO & KAKU 1992 [158] bestätigen diese Aussage.



**Abb. 4.13:** Einfluss von Querzug auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach NAGATOMO & KAKU 1992 [158]

Auf der Ordinate des Diagramms ist das Verhältnis zwischen der ermittelten Verbundspannung bei  $\tau(\sigma_Q)$  und der Verbundspannung ohne Querzug  $\tau_0$  und auf der Abszisse das Verhältnis zwischen dem Querzug  $\sigma_Q$  und der Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  aufgetragen. Die einzelnen dargestellten Versuchsergebnisse wurden an Versuchskörpern mit unterschiedlichen Betondeckungen  $c$  ermittelt, wobei  $c_0$  den Quotienten aus Betondeckung  $c$  und dem Bewehrungsstahldurchmesser  $d_s$  beschreibt. Durch die Streuung der Ergebnisse kann hierzu kein Zusammenhang abgeleitet wer-

den.

Weitere Untersuchungen zum Verbundverhalten bei Querkzug finden sich beispielsweise in der Arbeit von IDDA 1999 [107] und im dazugehörigen Forschungsbericht von EIBL, IDDA & LUCERO-CIMAS 1998 [67]. Die Querkzugbeanspruchung bei IDDA wird in erster Linie durch Risse parallel zur eingebauten Betonstahlbewehrung berücksichtigt. Die örtlichen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen werden deshalb in Abhängigkeit von der auftretenden Rissbreite beschrieben. Die Ergebnisse werden im Detail im folgenden Abschnitt 4.2.8 dieser Arbeit vorgestellt und bewertet. Neben den experimentellen Untersuchungen existieren auch eine Reihe von theoretischen Betrachtungen zum Verbund bei Querkzugspannungen. KEUSER 1985 [113] formulierte beispielsweise eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung als Polynom dritten Grades bei der gegebenenfalls auftretender Querkzug durch eine Fugenöffnung zwischen Bewehrung und Beton berücksichtigt werden kann. Bei wachsender Fugenöffnung besteht somit die Möglichkeit, den Abfall der Verbundfestigkeit und damit die Reduzierung der übertragbaren Verbundspannung in Abhängigkeit von Querkzugspannungen einzukalkulieren. Eine ausführliche Zusammenfassung des Verbundverhaltens unter Querkzug mit praxisrelevanten Regelungsvorschlägen zur Rissbreitenbegrenzung findet sich in ZILCH, NIEDERMEIER & HAAS 2008 [242].

Der positive Effekt der Verbundtragfähigkeitserhöhung durch Querdruck tritt vor allem im Bereich von Auflagern auf. Untersuchungen hierzu sind z.B. in der Arbeit von SCHMIDT-THRÖ 1987 [198], dem Forschungsbericht von SCHMIDT-THRÖ, STÖCKL & KUPFER 1988 [201] und der Veröffentlichung von MALVAR 1992 [143] aufgeführt. Ein Auszug der Versuchsergebnisse aus der Dissertation von SCHMIDT-THRÖ ist in Abbildung 4.14 a) zusammengestellt. Die im Detail dokumentierten Messwerte finden sich im zugehörigen Forschungsbericht.

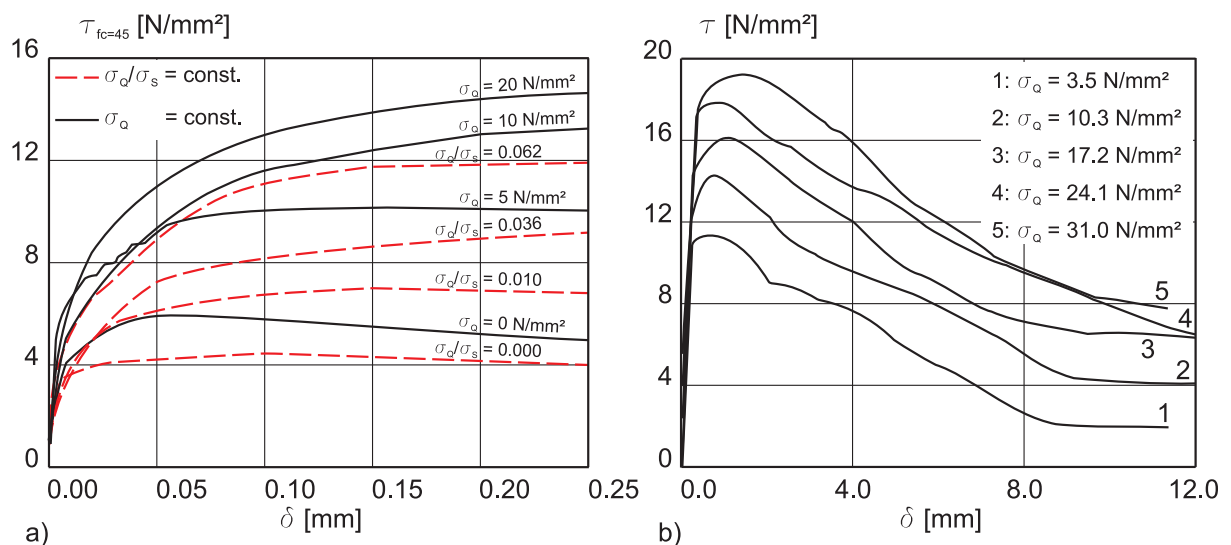


Abb. 4.14: Einfluss von Querdruck auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach a) SCHMIDT-THRÖ 1987 [198] und b) MALVAR 1992 [143]

Bei den Ausziehversuchen wurde einmal das Verhältnis zwischen Querdruck und Stahlspannung  $\sigma_Q/\sigma_S$  konstant gehalten, d.h. die Querdruckspannungen steigen mit der Lastaufbringung beim Ausziehversuch im gleichen Verhältnis an. In einer zweiten Versuchsserie wurde eine konstante Querpressung  $\sigma_Q$  über die gesamte Versuchsdauer aufgebracht. Auf der Ordinate ist die Verbundspannung aufgetragen.

Die anfängliche Verbundsteifigkeit ändert sich mit wachsender Querpressung nur geringfügig, aber der Verbundfestigkeitsunterschied wird umso deutlicher, je höher  $\sigma_Q$  und je größer der Schlupf  $\delta$ , bis sich schließlich ein nahezu horizontales Plateau ausbildet. Bei sehr hohen Querpressungen von  $20 \text{ N/mm}^2$  verdreifacht sich die maximale Verbundfestigkeit in etwa. Eine linearer Anstieg der Verbundspannung mit zunehmender Höhe der Querpressung kann aber nicht beobachtet werden. Diese Feststellung wird auch durch Ergebnisse von anderen Forschern, zum Beispiel durch DÖRR & MEHLHORN 1979 [66] bestätigt.

Die zwei Referenzversuche bei nicht vorhandener Querpressung weichen stark voneinander ab, wobei diese Varianz auf die zu erwartende Streuung bei Ausziehversuchen zurückgeführt werden kann. Grundsätzlich hat es keinen Einfluss auf die maximale Verbundspannung, unabhängig ob der Querdruck als konstantes Spannungsverhältnis  $\sigma_Q/\sigma_S$  oder als konstante Querpressung  $\sigma_Q$  aufgebracht wird, solange diese beim Eintritt des Versagens einen etwa identischen Wert aufweist (SCHMIDT-THRÖ, STÖCKL & KUPFER 1988 [200]), was durch die Addition der Spannungen bis zum Erreichen von  $f_{ct}$  nachvollziehbar ist.

Die Versuchsergebnisse von MALVAR 1992 [143] in Abbildung 4.14 b) sind nicht ohne weiteres mit den Resultaten in a) vergleichbar, da ein anderer Versuchsaufbau und andere Probekörper mit differierenden Werkstoffparametern Verwendung fanden. Die Folgerungen aus den Ergebnissen von SCHMIDT-THRÖ sind aber deckungsgleich und werden durch diese Versuchsdaten nochmals bestätigt. Durch die Versuchsergebnisse wird nochmals die Querspannungsabhängigkeit der Verbundfestigkeit deutlich.

Bei der Ermittlung des Bemessungswerts der Verbundspannung  $f_{bd}$  gemäß DIN 1045-1 [46] (Abschnitt 4.2.5), wird sowohl der negative Einfluss des Querzugs, wie auch die positive Wirkung einer Querpressung auf die Verbundeigenschaften berücksichtigt.

Bei Querzug müssen die Werte für  $f_{bd}$ , gemäß Tabelle 4.2 um  $1/3$  reduziert werden, sobald im Verankerungsbereich rechtwinklig zur Bewehrungsachse Zugkräfte wirken. Falls die Rissbreite parallel zur Bewehrung bei überwiegend ruhender Belastung auf  $w_k = 0.2 \text{ mm}$  begrenzt wird, darf auf diese Reduzierung verzichtet werden (siehe auch DAfStb Heft 525 [45]).

Falls Querdruck  $p$  rechtwinklig zur Bewehrungsebene wirkt, darf der Bemessungswert der zulässigen Verbundspannung, gemäß Gleichung (4.12) erhöht werden, wobei  $p$  den mittleren Querdruck im Verankerungs- oder Übergreifungsbereich von Bewehrungsstößen beschreibt.



$$f_{bd,neu} = f_{bd} \cdot \frac{1}{1 - 0.04 \cdot p} \quad (4.12)$$

Normativ ist aber nur eine maximale Erhöhung um den Faktor 1.5 zulässig.

#### 4.2.8 Längsrisse im Beton parallel zur Bewehrung

Die Bildung von Längsrissen parallel zur Bewehrung ist eng verknüpft mit den bereits in Abschnitt 4.2.7 beschriebenen Querkzugspannungen senkrecht zur Bewehrung, die den Verbund nachhaltig stören bzw. die Verbundfestigkeit herabsetzen. Im Falle, dass die Zugfestigkeit des Betons noch nicht überschritten wird, eignet sich eine Formulierung eines Verbundmodells, bei der eine direkte Einbeziehung der Spannungen in die  $\tau - \delta$ -Beziehung Berücksichtigung findet. Bei Überschreitung der Zugfestigkeit können diese indirekt über die daraus resultierenden Auswirkungen auf das Stahlbetonbauteil erfasst werden. Die eingebaute Bewehrung stellt eine Schwächung des Betonquerschnitts dar. Längsrisse entlang der Bewehrung und vor allem die Rissbreite sind eine direkt sichtbare Folge.

Beispiele zu Verbundversuchen unter der Berücksichtigung von Längsrissen finden sich exemplarisch in den Veröffentlichungen von GAMBAROVA 1982 [83], GIURIANI & PLIZZARI 1985 [88] und DELDOSSI, MASSIMO & PLIZZARI 1994 [42].

Die in GAMBAROVA 1982 [83] enthaltenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Abhängigkeit von der voreingestellten Rissbreite sind in Abbildung 4.15 zusammengestellt. Bei den Untersuchungen wurden in die Versuchskörper definierte Risse mit einer Breite  $w_0$  injiziert und die Bewehrungsstähle ausgezogen. Die Risse wurden hierbei während des gesamten Versuchs konstant gehalten. Parallel zur Verbundfestigkeit wurde die Spannung im umliegenden Beton aufgezeichnet.

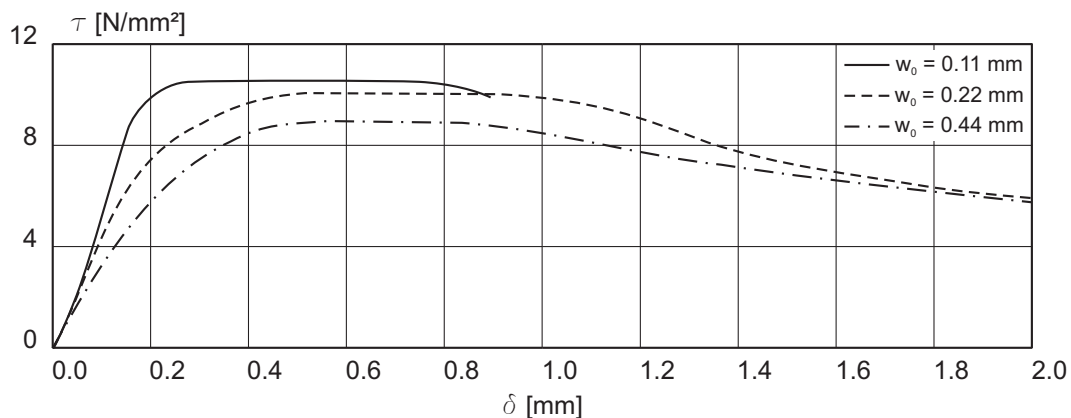


Abb. 4.15: Einfluss von Längsrissen auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach GAMBAROVA 1982 [83]

Erwartungsgemäß reduzieren die Längsrisse die maximal übertragbare Verbundspannung und die -steifigkeit deutlich. Die Reduzierung der Verbundspannung in Abhängigkeit von der Rissbreite fällt aber geringer aus, als in den Versuchen von IDDA 1999 [107], auf die im Folgenden noch detailliert eingegangen werden soll. Durch die konstant gehaltene Rissbreite während des Ausziehversuchs nimmt zwar die anfängliche Scherfestigkeit ab, aber mit steigendem Schlupf wird der Reibungsverbund maßgebend, und dieser nähert sich in den Einzelversuchen, unabhängig von der Rissbreite, ab einem Schlupf von  $\sim 1.4$  mm an.

IDDA 1999 [107] verfolgt in seiner Dissertation die Zielsetzung, dass durch seine Formulierung der  $\tau - \delta$ -Beziehung, der Einfluss des Querkzugs mit Hilfe der daraus entstehenden Längsrisse entlang der verankerten Betonstahlbewehrung erfasst werden soll. Hierbei wird ausschließlich das Verbundversagen in Stabnähe, d.h. ein Ausziehversagen berücksichtigt. Ein Sprengrissversagen der Betondeckung ist nicht Gegenstand der Arbeit.

Die Versuchsserie umfasste insgesamt 60 Ausziehversuche mit kurzen Verbundlängen für verschiedene Bewehrungsdurchmesser  $d_s$ . Durch den gewählten Versuchsaufbau verliefen die Risse parallel zum Bewehrungsstahl und die Ausgangsrissbreite  $w_0$  konnte in den Einzelversuchen exakt eingestellt werden. Als Referenzwerte dienten die Ergebnisse von rissfreien Proben und die betrachtete Spanne der Anfangsrissbreiten zu Versuchsbeginn ging von  $w_0 = 0.25$  mm bis  $w_0 = 1.74$  mm. Neben der Rissbreite als Hauptparameter wurde zudem der Bewehrungsdurchmesser  $d_s$ , die Betondruckfestigkeit, die Verbundqualität der Querbewehrung und die Verbundlänge variiert.

Während der Ausziehversuche wurde die Ausziehkraft am Bewehrungsstab, die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton, sowohl am belasteten, wie auch am freien Stabende die Zunahme der Längsrissbreite mit vier induktiven Wegaufnehmern und die Dehnung der Querbewehrung im Bereich des gezogenen Bewehrungsstahls gemessen. Die grundsätzlichen Erkenntnisse aus den in der Arbeit von IDDA 1999 [107] beschriebenen Versuchen können qualitativ wie folgt zusammengefasst werden:

- Wie schon bei den zuvor beschriebenen Versuchsergebnissen von anderen Autoren konnte wiederum eine signifikante Reduzierung der Verbundfestigkeit bei vorhandenen Längsrissen parallel zur Bewehrung beobachtet werden. Auch durch sehr kleine Risse, die im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zulässig sind, stellte sich eine merkbare Reduzierung ein.
- Parallel zum Ausziehvorgang konnte jeweils eine Zunahme der Rissbreite beobachtet werden. Die gemessene Rissbreite setzte sich demnach aus der voreingestellten Rissbreite  $w_0$  und dem Zuwachs  $\Delta w$  zusammen.
- Je breiter die voreingestellten Risse desto geringer fiel der Anstieg  $\Delta w$  im Versuch aus.

- Bei einer größeren notwendigen Ausziehkraft stieg auch der Zuwachs der Rissbreite  $\Delta w$  an.
- Bei sämtlichen Versuchen kam es zu einem Ausziehversagen, also dem Abscheren der Betonkonsolen vor den Bewehrungsstahlrippen.
- Der charakteristische Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei Versuchen mit voreingestellten Rissen variieren nur im Detail im Vergleich zu den Referenzversuchen mit  $w_0 = 0$  mm.

In Abbildung 4.16 sind exemplarisch einige Versuchsergebnisse von IDDA dargestellt. Anhand des Diagramms 4.16 a) kann die Ausziehkraft  $F_s$  in Abhängigkeit vom Schlupf  $\delta$  und von der voreingestellten Anfangsrissbreite  $w_0$  nachvollzogen werden.

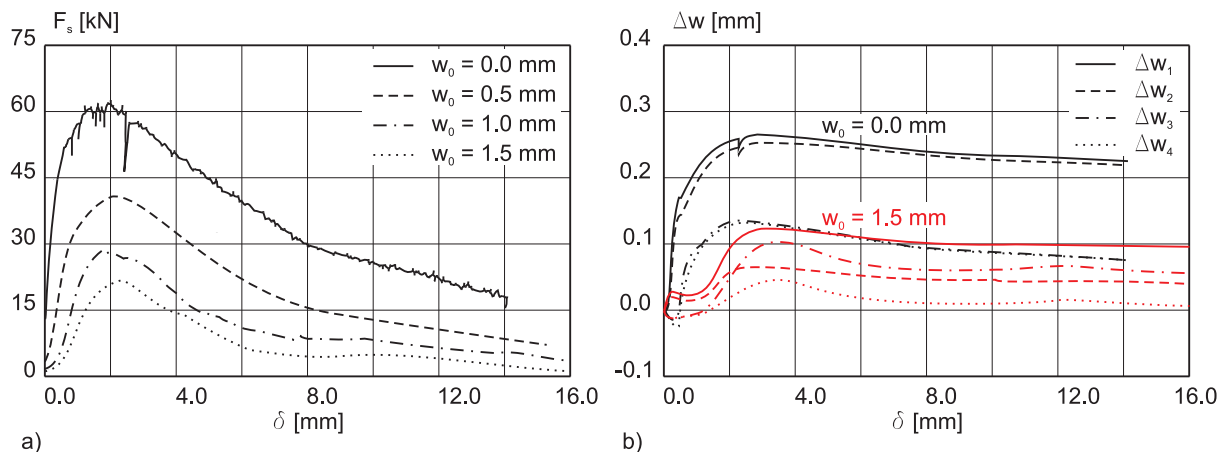


Abb. 4.16: Versuchsergebnisse nach IDDA 1999 [107]

Der Einfluss der Rissbreite  $w_0$  und die daraus resultierende Verbundschwächung wird deutlich. Bereits bei einer kleinen Rissbreite  $w_0 = 0.5$  mm nimmt die Verbundfestigkeit merklich ab. Größere Rissöffnungen führen zu einer weiteren Verbundschädigung und zur Reduzierung der Ausziehkraft  $F_s$ . Bei Betrachtung der Ausziehkraft in Abhängigkeit von  $w_0$  kann in erster Näherung ein nahezu linearer Zusammenhang erkannt werden.

Wie zuvor beschrieben wurde während der Ausziehversuche die Änderung der Rissbreite sowohl am belasteten, wie auch am unbelasteten Probenende jeweils auf beiden Seiten des Bewehrungsstabs gemessen. Abbildung 4.16 b) zeigt die aufgezeichneten Rissänderungen  $\Delta w$  für einen Probekörper mit  $w_0 = 0.0$  mm und einen mit  $w_0 = 1.5$  mm in Abhängigkeit von der Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton. Die Graphen  $\Delta w_1$  und  $\Delta w_2$  zeigen die Ergebnisse am belasteten Probenende und  $\Delta w_3$  beziehungsweise  $\Delta w_4$  die Werte am Unbelasteten. Die Messungen der Rissöffnung während der Versuche lieferten folgende qualitativen Erkenntnisse:

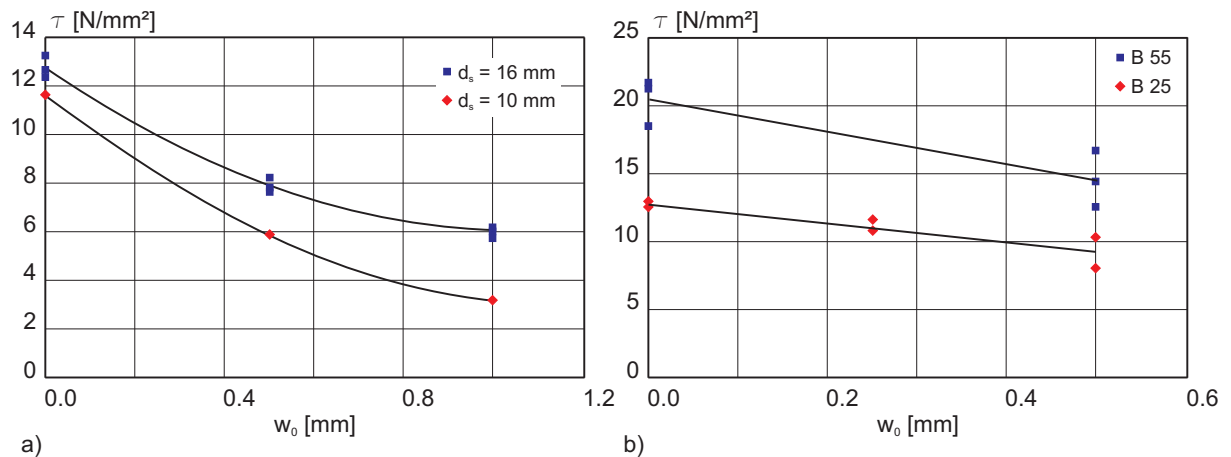
- Im Mittel öffnen sich die Risse an lastseitigen Probenende weiter als auf der gegenüberliegenden Seite.
- Die grundsätzliche Charakteristik des Rissöffnungsverlaufs über dem Schlupf stellt sich ähnlich dar wie bei der Messung der Ausziehkraft in Abbildung 4.16 a).
- Das Maximum der Rissbreite wird erst nach Überschreiten der maximalen Ausziehkraft erreicht.
- Nach Erreichen der maximalen Rissbreite fällt der Verlauf geringfügig ab, ehe sich ein annähernd konstanter Wert einstellt.
- Im Unterschied zu den Referenzversuchen ist am Anfang der Messkurve bei Probekörpern mit voreingestellter Rissbreite ein kurzzeitiger Abfall des Graphen erkennbar. Je größer die Anfangsrissbreite desto stärker fällt dieser Knick nach unten aus.
- Die Zunahme der Rissbreite ist abhängig von  $w_0$ . Mit steigender Anfangsrissöffnung nimmt  $\Delta w$  ab.

Bezüglich der zusätzlich variierten Parameter decken sich die Ergebnisse von IDDA 1999 [107] mit den zuvor beschriebenen Erkenntnissen zu den einzelnen Einflussgrößen in den Abschnitten 4.2.1 bis 4.2.6. Es wird deshalb nicht im Detail darauf eingegangen, sondern es folgt nur eine Darstellung der Ergebnisse, die sich auf den Einfluss von Längsrissen beziehen.

Der Verbund von Stäben mit einem kleineren Durchmesser wird stärker durch Längsrisse beeinflusst. Im Anbetracht der Tatsache, dass das Verhältnis zwischen Stabdurchmesser und Rissbreite bei kleiner werdendem Durchmesser immer ungünstiger wird und dadurch eine prozentual immer kleinere Stahlfläche im direkten Verbund mit dem Beton liegt, ist diese Feststellung von IDDA nicht verwunderlich. Zudem weisen kleinere Stabdurchmesser auch geringere Rippenhöhen bzw. bezogene Rippenflächen  $f_R$  auf (Tabelle 4.1), wodurch sich Längsrisse als ungünstiger erweisen. Eine weitere Feststellung ist, dass die Reduzierung der Verbundspannung durch Längsrisse bei höherfesten Betonen deutlicher ausfällt als bei geringeren Betondruckfestigkeiten. Die Zusammenhänge werden nochmals in Abbildung 4.17 verdeutlicht.

In den zwei Diagrammen ist jeweils die maximal übertragbare Verbundspannung  $\tau_{max}$  in Abhängigkeit von der voreingestellten Rissbreite  $w_0$  für zwei verschiedene Bewehrungsdurchmesser  $d_s$  (Abbildung 4.17 a)) und zwei unterschiedliche Betondruckfestigkeiten (Abbildung 4.17 b)) dargestellt.

Aufbauend auf der Grundlagenarbeit von REHM 1961 [179] und unter Berücksichtigung der Verbundspannungen am Stabdifferential (Abschnitt 4.1.2) wählte IDDA zur Beschreibung der örtlichen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen den in Gleichung (4.13) dargestellte Ansatz.



**Abb. 4.17:** Einfluss a) des Stahldurchmessers  $d_s$  und b) der Betondruckfestigkeitsklasse auf die Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Rissbreite  $w_0$  nach IDDA 1999 [107]

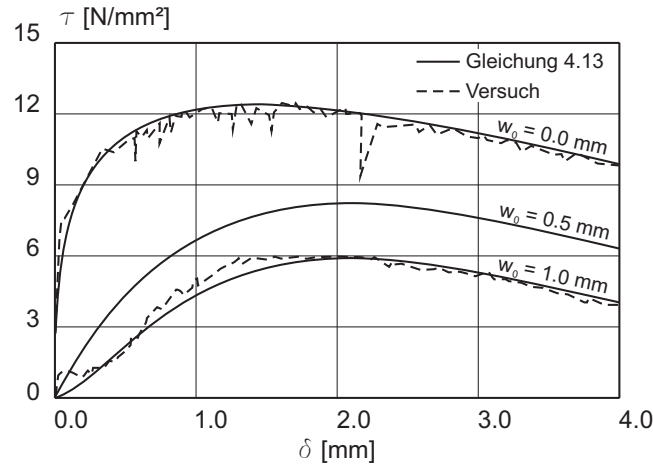
$$\tau(\delta(x)) = a \cdot \delta(x)^b \cdot e^{c \cdot \delta(x)} \quad (4.13)$$

Im Vergleich zur Lösung von REHM und weiteren in der Literatur bekannten Möglichkeiten zur Beschreibung der lokalen  $\tau - \delta$ -Beziehung kann mit Gleichung (4.13) der vollständige Verlauf der Verbundspannung in Abhängigkeit vom Schlupf inklusive dem abfallenden Ast beschrieben werden. Die drei Parameter  $a$ ,  $b$  und  $c$  wurden mit Hilfe der zur Verfügung stehenden Daten aus den Versuchen bestimmt. Durch die bekannten Startwerte  $\delta(x = 0)$  und  $\sigma(x = 0)$  als Ausgangsgrößen und den Zielwerten  $\delta(x = l_v)$  und  $\sigma(x = l_v)$  konnten die drei unbekannt Parameter durch ein iteratives Verfahren jeweils so bestimmt werden, dass das Versuchsergebnis und die analytische Lösung bestmöglich übereinstimmen.

Durch diese Vorgehensweise wurde für jeden durchgeführten Versuch ein Wertetriplett ermittelt, mit dessen Hilfe sich die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch Gleichung (4.13) beschreiben lässt. Abbildung 4.18 stellt zwei unterschiedliche Versuchsergebnisse mit einer variierenden Anfangsrissbreite  $w_0 = 0.0$  und  $1.0$  mm und die jeweilige berechnete Lösung nach Gleichung (4.13) gegenüber. Zusätzlich ist die berechnete Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für  $w_0 = 0.5$  mm angegeben.

Unabhängig von den voreingestellten Rissbreiten  $w_0$  wird die gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung deutlich. Der Abfall der Verbundspannung, auch schon bei geringen, in der Baupraxis auftretenden Relativverschiebungen zwischen Bewehrungsstahl und Beton in Abhängigkeit von der Rissbreite ist signifikant.

Durch Gleichung (4.13) können zwar die Ergebnisse der einzelnen Versuche mit sehr guter Übereinstimmung abgebildet werden, aber sie erlaubt keine allgemein gültige Formulierung einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in Abhängigkeit der Rissbreite  $w$ , der Betondruckfestig-



**Abb. 4.18:** Vergleich von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aus Versuchen mit den Ergebnissen nach Gleichung (4.13) nach IDDA 1999 [107]

keit  $f_c$  oder des Bewehrungsdurchmessers  $d_s$ . Die Gleichung in Verbindung mit den jeweiligen Werten für  $a$ ,  $b$  und  $c$  ist somit nur jeweils für die im Versuch gegebenen Rahmenbedingungen gültig und damit kein allgemein anwendbares „Verbundgesetz“.

Durch die Erkenntnisse aus den Versuchen und mit Hilfe einer Dimensionsanalyse wurden die maßgebenden Einflussparameter, die zur Beschreibung einer allgemein gültigen Formulierung für eine  $\tau - \delta$ -Beziehung notwendig sind lokalisiert, und der vierparametrische Ansatz nach Gleichung (4.14) entwickelt.

$$\frac{\tau}{f_c} = a_0 \cdot \left( \frac{\delta}{c_s} \right)^{b_0} \cdot e \left( c_0 \cdot \frac{\delta}{c_s} + d_0 \cdot \sqrt{\frac{w}{h_s}} \right) \quad (4.14)$$

Neben dem Schlupf  $\delta$  berücksichtigt die Gleichung die Rippengeometrie des verwendeten Bewehrungsstahls durch  $c_s$  als Abstand der einzelnen Rippen und  $h_s$  als Rippenhöhe (Abschnitt 4.2.2 bzw. Abbildung 4.5). Des Weiteren geht die Betondruckfestigkeit  $f_c$  und die Rissbreite  $w$  in die Lösung der Gleichung mit ein.

Die Parameter  $a_0$ ,  $b_0$ ,  $c_0$  und  $d_0$  wurden wiederum aus den Versuchsdaten bestimmt, sodass die bestmögliche Übereinstimmung zwischen Rechenwert und Versuchswert gegeben ist. Hierbei wurde auf die Resultate von insgesamt 8 Ausziehversuchen zurückgegriffen. Die restlichen Versuchsergebnisse dienten zur Verifizierung der vier bestimmten Parameter. Die folgende Tabelle 4.3 fasst die errechneten Freiwerte zusammen.

Mit Hilfe der dimensionslosen Verhältniswerte  $\frac{\tau}{f_c}$ ,  $\frac{\delta}{c_s}$  und  $\sqrt{\frac{w}{h_s}}$  wird eine Fläche im Raum gemäß Abbildung 4.19 beschrieben. Schnitte durch die Fläche ergeben Verbundspannungs-Schlupf-

**Tab. 4.3:** Zahlenwerte für die Parameter  $a_0$ ,  $b_0$ ,  $c_0$  und  $d_0$  nach IDDA 1999 [107]

	Parameter			
	$a_0$	$b_0$	$c_0$	$d_0$
Wert	+1.9	+0.5	-2.3	-1.4

Beziehungen die in zweidimensionaler Darstellung mit den ermittelten Kurven aus den Versuchen verglichen werden können.

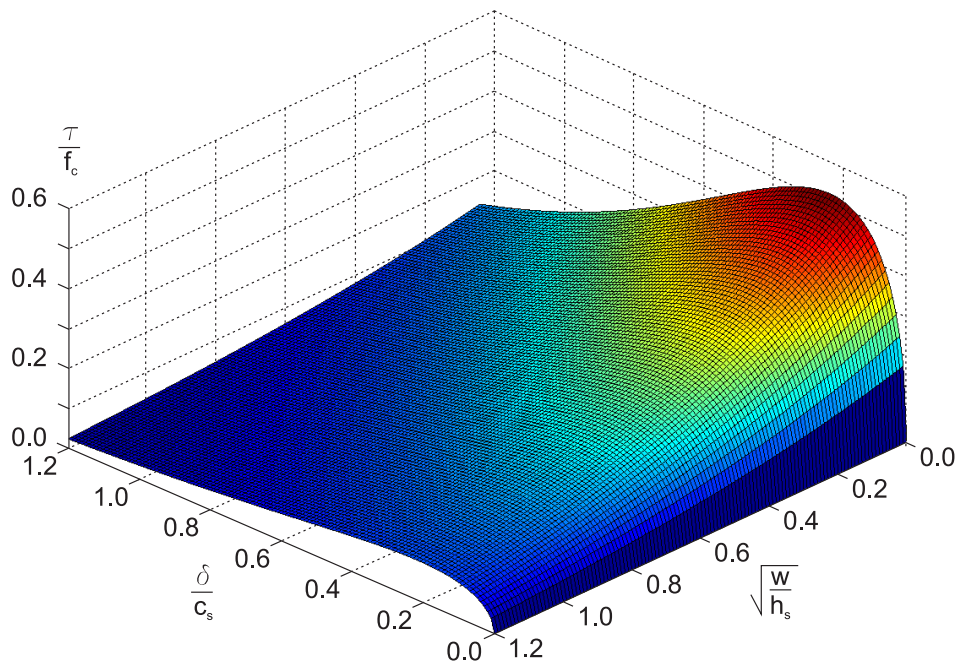
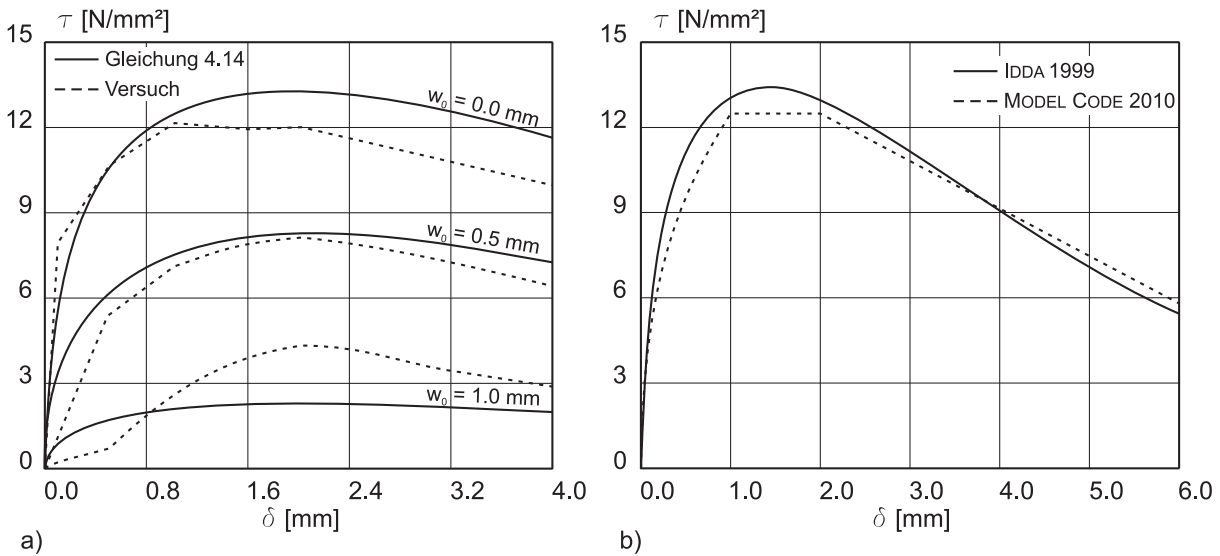
**Abb. 4.19:** durch Gleichung (4.14) beschriebene Fläche im Raum

Abbildung 4.20 a) zeigt drei Versuchsergebnisse mit den dazugehörigen theoretischen Verläufen als Schnitt durch die dreidimensionale Fläche aus Abbildung 4.19 nach Gleichung (4.14) bei Rissbreiten von  $w = 0.0, 0.5$  und  $1.0$  mm, wobei die rechte Seite der Gleichung mit der Betondruckfestigkeit multipliziert wurde. Es zeigt sich, dass mit Hilfe der Funktion die Versuchsergebnisse ausreichend genau abgebildet werden können. Da die Funktion allgemein gültig ist und sämtliche Ergebnisse aus der Versuchsserie abbilden soll, ist die Kongruenz zwischen Versuch und theoretischem Verlauf der Funktion nicht mehr so exakt, wie noch bei der Formulierung der Versuchsergebnisse anhand Gleichung (4.13). Hierzu sei an dieser Stelle nochmals angemerkt, dass bei Gleichung (4.13) die Freiwerte  $a$ ,  $b$  und  $c$  für jeden Versuch separat bestimmt wurden und sich somit die Similarität der  $\tau - \delta$ -Verläufe folgerichtig wesentlich besser darstellt.

In Abbildung 4.20 b) ist die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Gleichung (4.14) von IDDA 1999 [107] und die Formulierung aus dem FIB MODEL CODE 2010 [75] für einen Beton mit einer Druckfestigkeit von  $25 \text{ N/mm}^2$  und einer Längsrissbreite von  $w_0 = 0$  gegenübergestellt.



**Abb. 4.20:** Vergleich der theoretischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Gleichung (4.14) mit a) verschiedenen Versuchsergebnissen und b) der  $\tau - \delta$  Beziehung nach FIB MODEL CODE 2010 [75]

Im MODEL CODE wird die statische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung mit Hilfe einer abschnittsweise definierten Funktion in Abhängigkeit vom Schlupf nach den folgenden Gleichungen (4.15) bis (4.18) beschrieben.

$$\tau_0(\delta) = \tau_{max} \cdot \left( \frac{\delta}{\delta_1} \right)^\alpha \quad \text{mit} \quad 0 \leq \delta \leq \delta_1 \quad (4.15)$$

$$\tau_0(\delta) = \tau_{max} \quad \text{mit} \quad \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2 \quad (4.16)$$

$$\tau_0(\delta) = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \cdot \left( \frac{\delta - \delta_2}{\delta_3 - \delta_2} \right)^\alpha \quad \text{mit} \quad \delta_2 \leq \delta \leq \delta_3 \quad (4.17)$$

$$\tau_0(\delta) = \tau_f \quad \text{mit} \quad \delta_3 \leq \delta \quad (4.18)$$

Gleichung (4.15) definiert den ansteigenden Ast der  $\tau - \delta$ -Beziehung, der für das Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter Gebrauchslasten maßgebend ist. Bei einem Schlupf von  $\delta_1$  bis  $\delta_2$  erreicht die Verbundspannung ihr konstantes Maximum (Gleichung (4.16)) und nach einem linearen Abfall bis  $\delta_3$  (Gleichung (4.17)) wirkt im letzten Abschnitt nur noch ein konstanter Reibungsverbund, der durch  $\tau_f$  beziehungsweise Gleichung (4.18) definiert wird.



Die einzelnen Parameter der Gleichungen sind von den Verbundbedingungen, beziehungsweise von der zu erwartenden Versagensform (Pull-Out oder Sprenggrissversagen) abhängig. Bei der Annahme von guten Verbundbedingungen, der Voraussetzung, dass sich ein Ausziehversagen und kein Sprenggrissversagen einstellt, einem Bewehrungsdurchmesser von 10 mm (BSt 500 S) und einer Betondruckfestigkeit  $f_c = 25 \text{ N/mm}^2$  ergeben sich die einzelnen Parameter der Gleichungen (4.15) bis (4.18) zu  $\tau_{max} = 2.5 \cdot \sqrt{f_c} = 12.5 \text{ N/mm}^2$ ,  $\alpha = 0.4$ ,  $\tau_f = 0.4 \cdot \tau_{max} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $s_1 = 1.0 \text{ mm}$ ,  $s_2 = 2.0 \text{ mm}$  und  $s_3 = c_s = 6.5 \text{ mm}$  (Tabelle 4.1). Die Parameter  $h_s$  und  $c_s$  in Abhängigkeit vom Bewehrungsdurchmesser  $d_s$  für Gleichung (4.14) nach IDDA 1999 [107] sind ebenfalls in Tabelle 4.1 aufgeführt.

Der Vergleich zwischen den beiden unterschiedlichen Formulierungen für die Verbundspannung in Abhängigkeit vom Schlupf zeigt für den vorliegenden Fall eine sehr gute Übereinstimmung. Lediglich die maximal übertragbare Verbundspannung weist bei IDDA einen etwas höheren Wert auf. Trotzdem bestätigt die Formulierung im MODEL CODE 2010 das allgemeine Verbundgesetz nach IDDA, wobei anhand von Gleichung (4.14) eine größere Anzahl von Einflussfaktoren berücksichtigt werden kann, und die Funktion einen stetigen Verlauf aufweist. Damit ist eine abschnittsweise Definition der Verbundspannung in Abhängigkeit von der Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrungsstahl nicht notwendig. Bei höheren Druckfestigkeiten weisen die zwei  $\tau - \delta$ -Verläufe größere Abweichungen auf. Bei der Formulierung aus dem MODEL CODE 2010 handelt es sich um einen konservativeren Ansatz, der geringere Verbundfestigkeiten ausweist.

#### 4.2.9 Zusammenfassung der Auswirkungen von verschiedenen Einflussfaktoren auf den Verbund bei statischen Belastungen

In den vorhergehenden Abschnitten wurden die wichtigsten Faktoren, die einen Einfluss auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei statischen Belastungen haben zusammengefasst und quantitativ durch Versuchsergebnisse hinterlegt. In der Literatur finden sich diverse experimentelle, theoretische und numerische Untersuchungen, die sich eingehend mit der Verbundfestigkeit und -steifigkeit befassen. Die wichtigsten, lokalisierten Einflussparameter die sinngemäß auch bei Versuchsreihen zum Verbund bei dynamischen und hochdynamischen Belastungen erfasst und untersucht werden sollten sind:

- der Durchmesser  $d_s$  der Bewehrungsstähle,
- die Geometrie der Stahlrippen auf der Oberfläche der Bewehrungsstähle,
- die Betondeckung der Bewehrung,
- die Lage der Bewehrung bezüglich der Betonierichtung und der Abstand zwischen Bewehrung und Schalung,

- die Druckfestigkeit  $f_c$  des verwendeten Betons,
- die Verbundlänge  $l_v$  zwischen Beton und Bewehrung,
- das Spannungsverhältnis senkrecht zur Achse des Bewehrungsstahls und
- Längsrisse parallel zur eingebauten Bewehrung.

Dem Durchmesser des Bewehrungsstahls fällt eine eher untergeordnete Bedeutung bezüglich seines Einflusses auf den Verbund zwischen Stahl und Beton zu. Versuchsergebnisse zeigen aber, dass die maximal übertragbare Verbundspannung mit steigendem Bewehrungsdurchmesser abnimmt. Der Bewehrungsdurchmesser ist vor allem aus baupraktischer Sicht relevant, da bei kleineren Durchmessern Spannungen wesentlich schneller und damit mit einer kürzeren Verbundlänge in den umliegenden Beton eingeleitet werden können. Dadurch treten in Stahlbetonbauteilen auf Gebrauchslastniveau geringere Rissbreiten auf und es können kürzere Verankerungslängen, beziehungsweise Übergreifungsstöße realisiert werden.

Die Geometrie der Bewehrungsstahlrippen hat einen wesentlichen Einfluss auf die Verbundsteifigkeit und die -festigkeit. Je größer die Rippenfläche, desto höhere Spannungen können zwischen Stahl und Beton übertragen werden und desto steifer wird der Verbund. Gleichzeitig wächst aber die Gefahr einer Rissbildung senkrecht zum Bewehrungsstab und damit einhergehend die Gefahr eines in der Baupraxis nicht erwünschten Sprenggrissversagens an. Die Geometrie der Bewehrungsrippen wird durch eine Vielzahl von Parametern bestimmt. Es hat sich aber in Versuchen herausgestellt, dass die bezogene Rippenfläche  $f_R$  den Einfluss der Geometrie auf den Verbund ausreichend genau widerspiegelt.

Neben der Rippenfläche hat vor allem die Höhe der Betondeckung Auswirkungen auf die Versagensform des Verbundes zwischen Beton und Stahlbewehrung. Bei geringen Betondeckungen werden die maximal aufnehmbaren Zugkräfte des Betons an der Oberfläche schnell überschritten, und es kommt zu einem Sprenggrissversagen. Bei ausreichend hohen Betondeckungen kann sich, der durch den Scherverbund hervorgerufene Zugring ausbilden. Die maximal aufnehmbaren Zugspannungen des umliegenden Betons werden nicht überschritten und es tritt ein reines Ausziehversagen, also ein Abscheren der Betonkonsolen vor den Bewehrungsrippen auf.

In Abhängigkeit von der Lage der Bewehrung im Bauteil bezüglich der Betonierrichtung oder bezüglich der Schalung, bilden sich beim Aushärten des Betons unter dem Bewehrungsstab und an den Rippen Fehlstellen in Form von Luftporen oder Anreicherungen von Zementmatrix ohne Zuschlag. Dadurch erreicht der Beton unmittelbar vor den Rippen geringere Festigkeiten und die Verbundfestigkeit sinkt teilweise erheblich, da die Betonkonsolen vor den Rippen geringere Druckkräfte aufnehmen können. Versuche belegen, dass die maximal übertragbare Verbundspannung um bis zu 30 % sinken kann.

Die Druckfestigkeit des Betons stellt einen der Haupteinflussfaktoren auf den Verbund dar. Bei profilierten Bewehrungsstählen ist der Scherverbund der maßgebende Mechanismus zur Übertragung von Spannungen. Die Höhe der in den Beton einleitbaren Druckkräfte wird durch dessen Druckfestigkeit bestimmt. Je größer die Betondruckfestigkeit, desto höher die Druckkräfte die über die Stahlrippen in den Beton eingeleitet werden und desto höher ist sowohl die Verbundsteifigkeit wie auch die -festigkeit. Die meisten aus der Literatur bekannten, empirisch bestimmten  $\tau$ - $\delta$ -Beziehungen beinhalten die Betondruckfestigkeit als wesentlichen Faktor (z.B. IDDA 1999 [107] oder FIB MODEL CODE 2010 [75]).

Die Verbundlänge bei Ausziehversuchen hat zwar eine untergeordnete Bedeutung für die Versuchsergebnisse, sie sollte sich aber innerhalb bestimmter Grenzen bewegen. Der Pull-Out Körper nach RILEM weist eine Verbundlänge von  $5 \cdot d_s$  auf. Häufig werden resultierend aus Versuchen keine lokalen, sondern mittlere Verbundspannungen berechnet. Die Genauigkeit dieser Annahme hängt von der gewählten Verbundlänge ab, und es sind deshalb möglichst kleine Verbundlängen anzustreben. Experimentelle Untersuchungen haben gezeigt, dass bis zu einer Verbundlänge von  $10 \cdot d_s$  der Einfluss auf das Ergebnis sehr gering ist und demnach vernachlässigt werden kann. Bei sehr kurzen Verbundlängen kann die Inhomogenität des Betons zu großen Streuungen führen. Es werden deshalb Verbundlängen zwischen  $2 \cdot d_s - 10 \cdot d_s$  empfohlen.

Vor allem in Verankerungs- bzw. Auflagerbereichen von Stahlbetonbauteilen treten häufig Spannungen senkrecht zur Bewehrungsstahlachse auf. Diese beeinflussen die Höhe der übertragbaren Verbundspannung bis zum Verbundversagen erheblich. Während Druckspannungen einen positiven Einfluss haben, setzen auftretende Zugspannungen die Verbundtragfähigkeit deutlich herab, da sich die Zugspannungen des Zugrings aus dem Scherverbund mit den von außen angreifenden Zugspannungen überlagern und zu einer schnelleren Überschreitung der Betonzugfestigkeit führen.

Erwartungsgemäß reduzieren Längsrisse entlang der eingebauten Bewehrung die übertragbaren Verbundspannungen signifikant. Bereits Rissbreiten die im Gebrauchszustand von Stahlbetonbauteilen zulässig sind verringern die Verbundfestigkeit um mehr als die Hälfte. Dadurch ergeben sich auch wesentlich längere notwendige Lasteinleitungslängen im Verankerungsbereich von Stahlbetonbauteilen. Während bei ungeschädigten Ausziehkörpern der Stahldurchmesser  $d_s$ , wie bereits beschrieben, eine untergeordnete Rolle spielt, hat der Durchmesser bei Längsrissen einen wesentlich größeren Einfluss, da mit steigendem Durchmesser beim in Deutschland gebräuchlichen BSt 500 S ebenfalls die Rippenhöhe zunimmt. Diese ist wiederum mitverantwortlich für die Höhe der Spannungen die über den Mechanismus des Scherverbunds übertragen werden können. Das Verhältnis zwischen Rippenhöhe und Rissbreite ist somit bei geringeren Bewehrungsstahldurchmessern ungünstiger.

## 4.3 Der Verbund bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten

### 4.3.1 Allgemeines

Zum Verbundverhalten bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten existieren einige wenige Veröffentlichungen, z.B. aus den Niederlanden, den USA, Italien und auch Deutschland, die sich sowohl theoretisch, wie auch numerisch oder experimentell mit der Thematik beschäftigen. Aufbauend auf den weitestgehend bekannten Phänomenen des statischen Verbunds, wählten die jeweiligen Forscher unterschiedliche Ansätze beim Versuchsaufbau, bei der theoretischen Beschreibung und bei der numerischen Modellierung beziehungsweise Berechnung des Verbunds bei hohen Verzerrungsraten.

Zudem unterschieden sich jeweils der Schwerpunkt und das angestrebte Ziel der durchgeführten Untersuchungen. Eine Vergleichbarkeit der einzelnen Forschungsergebnisse wird zudem dadurch erschwert, dass mit den jeweiligen Versuchszielen die verwendete Messtechnik und damit die aufgezeichneten Versuchsdaten, sowie die Art der Ergebnisauswertung teilweise erhebliche Unterschiede aufweisen. Grundsätzlich wurde aber, trotz der verschiedenen Ansätze bei sämtlichen Arbeiten festgestellt, dass neben den Werkstoffparametern der Einzelmaterialien Beton und Bewehrungsstahl, auch der Verbund von der Geschwindigkeit der Lastaufbringung abhängig ist und mit steigender Verzerrungsrate zunimmt.

Während zu den verschiedenen Parametern, die den statischen Verbund beeinflussen in der Vergangenheit eine Vielzahl von Versuchsserien durchgeführt wurden, sind die Kenngrößen und vor allem deren Einflussgrad auf den dynamischen Verbund noch weitestgehend unerforscht. Die Vermutung liegt aber nahe, dass die Parameter, die einen Einfluss auf den dynamischen Verbund haben, identisch zu denen beim statischen Verbund sind (Abschnitt 4.2) und ein Wissenstransfer zumindest teilweise möglich ist.

Eine belegbare, quantitative Aussage zur Einflusshöhe der einzelnen Parameter ist nach Auswertung des momentanen Stands der Forschung nicht oder nur bedingt möglich. Grundsätzlich musste nach Auswertung der existierenden Literatur festgestellt werden, dass der Wissensstand zur Thematik „Verbund bei hohen Verzerrungsraten“ noch einige wichtige Aspekte nicht oder nur unzufriedenstellend beantwortet. Die bis dato vorhandene Datenbasis ist wenig umfangreich und auf dem Gebiet besteht noch erheblicher Forschungsbedarf.

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der existierenden Veröffentlichungen und Forschungsarbeiten, die sich mit dem Verbund bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten beschäftigen zusammengestellt und durch eigene Schlussfolgerungen und Bewertungen ergänzt. Die Ergebnisse aus der Literatur bilden die Basis für die eigene, weiterführende Forschungsarbeit, und dienen als Vergleichskomponente für die eigenen, theoretischen Ansätze zur Beschreibung des Verbundes bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten.

### 4.3.2 Stand der Forschung

Die ersten in der Literatur bekannten Untersuchungen bzw. Versuchsreihen zum Verbundverhalten bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten wurden in den USA durchgeführt. Die Ergebnisse sind in einer Veröffentlichung von HANSEN & LIEPINS 1962 [97], beziehungsweise einem Forschungsbericht von SHAH & HANSEN 1963 [205] publiziert. Bei den Ausziehversuchen mit profilierten Bewehrungsstählen wurde die Betondruckfestigkeit und der Bewehrungsdurchmesser variiert. Mit der verwendeten Prüfmaschine konnte die Last bis zum Versagen der Probekörper innerhalb von 10 bis 20 Millisekunden linear gesteigert werden. Die Verbundlänge zwischen Stahl und Beton betrug bei sämtlichen Versuchen  $3 \cdot d_s$ . Die variierten Kenngrößen waren im Einzelnen:

- Betondruckfestigkeit  $f_c = 13.8, 24.1$  und  $41.4 \text{ N/mm}^2$
- Bewehrungsdurchmesser  $d_s = 25.4$  (#8),  $32.3$  (#10) und  $43.0 \text{ mm}$  (#14)

Die Geometrie der verwendeten Versuchskörper ist in Abbildung 4.21 schematisch dargestellt. Bei jedem Versuch wurden jeweils 2 Bewehrungsstähle in insgesamt 22 Einzelversuchen ausgezogen.

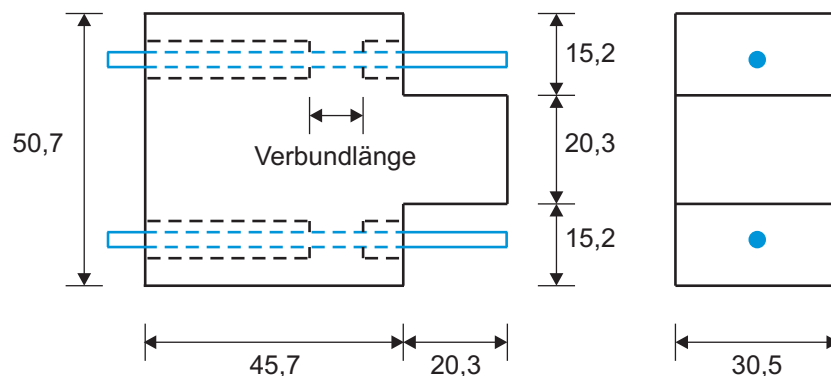
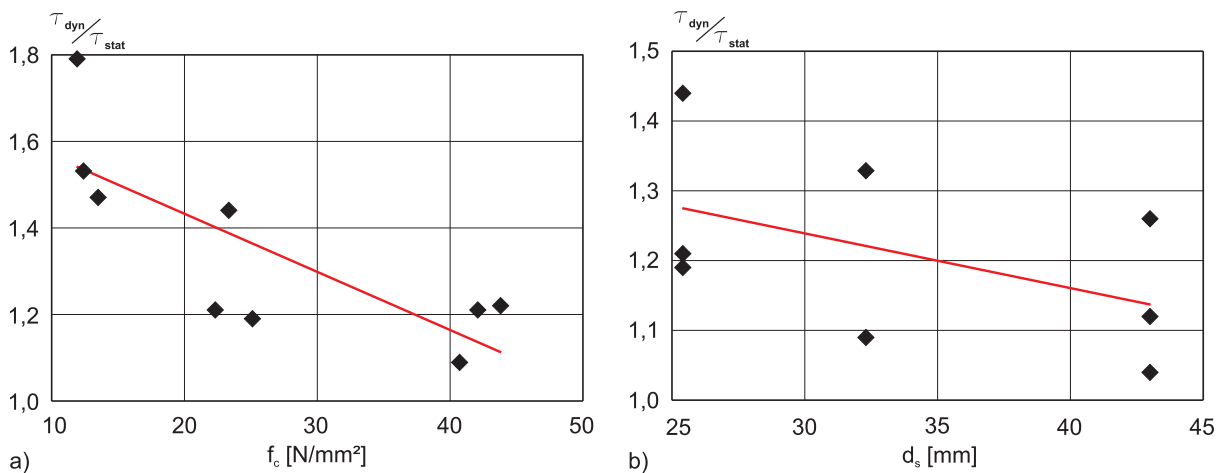


Abb. 4.21: schematische Versuchskörpergeometrie nach HANSEN & LIEPINS 1962 [97]

Die Resultate der Einzelversuche sind im Forschungsbericht [205] detailliert zusammengestellt. Im Folgenden werden diese Ergebnisse bezüglich der variierten Parameter Betondruckfestigkeit und Bewehrungsdurchmesser übersichtlich in Diagrammen dargestellt, um deren Einfluss quantitativ analysieren zu können.

Abbildung 4.22 zeigt die Ergebnisse der Ausziehversuche für verschiedene Betondruckfestigkeiten  $f_c$  a) bzw. variierende Bewehrungsdurchmesser  $d_s$  b). Auf der Ordinate ist jeweils das Verhältnis der gemessenen dynamischen zur statischen Verbundspannung  $\tau_{dyn}/\tau_{stat}$  dargestellt. Die eingetragene Trendlinie verdeutlicht den Einfluss des jeweiligen Parameters. Hierzu wurde ein linearer Ansatz gewählt.



**Abb. 4.22:** Versuchsergebnisse bei unterschiedlichen a) Betondruckfestigkeiten  $f_c$  und b) Bewehrungsdurchmessern  $d_s$  nach HANSEN & LIEPINS 1962 [97]

Trotz der großen Streuung der Messdaten ist die Tendenz erkennbar, dass bei nahezu identischer Belastungsgeschwindigkeit der Einfluss auf die Höhe der übertragbaren dynamischen Verbundspannung mit steigender Betondruckfestigkeit abnimmt. Die Parallelität zum Festigkeitsverhalten von Beton ist offenkundig und die Gründe dafür sind in Abschnitt 3.3 näher erläutert.

Die Versuchsergebnisse zum Einfluss des Bewehrungsdurchmessers  $d_s$  in Abbildung 4.22 b) wurden nicht an Probekörpern mit einheitlichen Werkstoffparametern gemessen. Um den zuvor vorgestellten Einfluss der Betondruckfestigkeit zu eliminieren, wurden sowohl die dynamische, wie auch die statische Verbundspannung durch die gemessene Betondruckfestigkeit des jeweiligen Probekörpers normiert. Die Einzelwerte streuen erneut beträchtlich, aber es ist trotzdem ersichtlich, dass die maximal übertragbare Verbundspannung mit steigendem Bewehrungsdurchmesser abnimmt. Die Begründung hierfür lässt sich aus den Erkenntnissen von statischen Verbundversuchen (Abschnitt 4.2.1) ableiten. Mit steigendem  $d_s$  wird das Verhältnis zwischen Bewehrungsumfang und -fläche ungünstiger.

Für beide Zusammenhänge sei aber kritisch angemerkt, dass die Messwerte einer hohen Streuung unterliegen und dass für eine gesicherte Aussage eine größere Anzahl an Versuchen notwendig wäre. Trotzdem ist durch die Ergebnisse von HANSEN & LIEPINS 1962 [97] beziehungsweise von SHAH & HANSEN 1963 [205] eine Abschätzung des Einflusses der 2 Parameter Betondruckfestigkeit und Bewehrungsdurchmesser möglich und ein Trend erkennbar.

Sämtliche Folgerungen, die sich für das Verbundverhalten bei dynamischen Belastungen aus den durchgeführten Versuchen ergeben sind:

- die maximal übertragbare Verbundspannung steigt mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit,

- bei Betonen mit einer geringeren Druckfestigkeit ist der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf den Verbund größer als bei höherfesten Betonen (Abbildung 4.22 a)).
- mit steigendem Stahldurchmesser  $d_s$  nimmt der Einfluss der Geschwindigkeit ab. Das heißt, je größer der Durchmesser, desto kleiner wird  $\tau_{dyn}/\tau_{stat}$  (Abbildung 4.22 b)).

Die Folgerungen zum statischen Verbundverhalten, die aus der Versuchsserie ableitbar sind, werden nicht näher erläutert. Hierzu wird auf die aufgeführte Primärliteratur verwiesen.

Die Arbeit von HJORTH 1976 [101] liefert die ersten, in der Literatur bekannten Forschungsergebnisse zum Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten aus dem deutschsprachigen Raum. Die im Folgenden dargestellten Auszüge aus der Dissertation sind zudem ausführlich in einem Forschungsbericht von PASCHEN, STEINERT & HJORTH 1974 [169] zusammengestellt. Ziel der angestellten Untersuchungen war es,

- die maximal erreichbare Verbundspannung bis zum Versagen bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten,
- den Einfluss einer kurzzeitigen Belastung (in Abhängigkeit von der Kraftanstiegsgeschwindigkeit) auf die Tragfähigkeit des Versuchskörpers für eine anschließend aufgebrachte Dauerlast,
- die Änderung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei zunehmender Belastungsgeschwindigkeit und
- die Änderung des Stahldehnungsverlaufes und damit die Verbundspannungsverteilung über die Verbundlänge in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit

zu bestimmen.

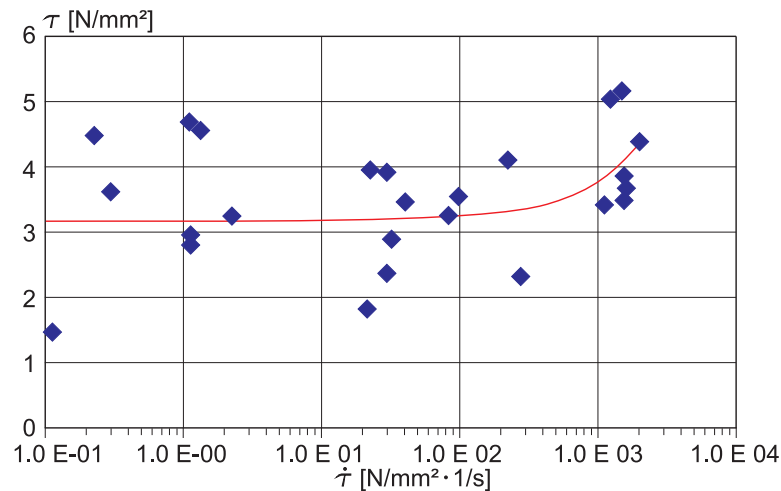
Aus den vorab durchgeführten Versuchen zur Steigerung der Druckfestigkeit des Betons und zur Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten folgerte HJORTH, resultierend aus der Tatsache, dass die Verbundwirkung in Stahlbetonbauteilen in hohem Maße vom Verformungswiderstand des Betons zwischen den Rippen bestimmt wird, für den Verbund, dass dieser maßgebend durch das Verhalten des Werkstoff Betons bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten definiert wird.

Für die eigentlichen Verbunduntersuchungen verwendete HJORTH eine elektrohydraulisch geregelte Hydropulsanlage. Als Probekörper dienten Betonzylinder mit eingebetteten Bewehrungsstäben, die in Pull-Out Versuchen getestet wurden. Die folgenden Parameter wurden in den Versuchsserien variiert:

- der Betonstahldurchmesser  $d_s = 8, 16$  (Referenzdurchmesser) und 26 mm,

- die Stahlart: BSt 22/34 GU (glatt), BSt 42/50 RK (bezogene Rippenfläche  $f_R = 0.079$ ) und RU ( $f_R = 0.088$ ),
- die Verbundlänge  $l_v = 16 \text{ mm bis } 160 \text{ mm}$
- die Belastungsfunktion und
- die Belastungsgeschwindigkeit: Lastanstiegszeit von 500 s bis 5 ms.

Die Bewehrung wurde jeweils mittig einbetoniert und die Betondeckung in Radialrichtung betrug immer mindestens  $5 \cdot d_s$ . Neben den profilierten Bewehrungsstähen wurden zudem glatte Stähle (BSt 22/34 GU) untersucht. Deren gesammelte Versuchsdaten sind im Diagramm in Abbildung 4.23 dargestellt.



**Abb. 4.23:** Ermittelte Verbundspannungen für glatte Bewehrungsstähe nach HJORTH 1976 [101]

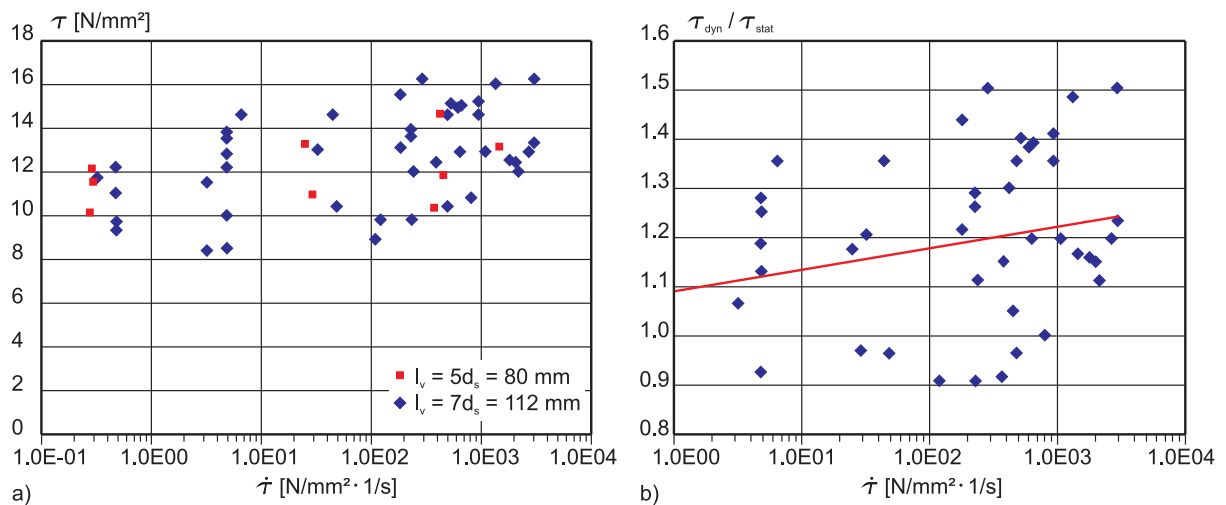
Im Gegensatz zur dokumentierten Auswertung in der Arbeit von HJORTH, der in seinen Diagrammen auf der Ordinate das Verhältnis zwischen gemessener maximaler Verbundspannung  $\tau_{max}$  und der Betondruckfestigkeit  $f_c$  des Versuchskörpers als dimensionsloser Wert aufgetragen hat, sind in Abbildung 4.23 die tatsächlich gemessenen Verbundspannungen auf der Ordinate angeführt. Zur Bewertung der Belastungsgeschwindigkeit dient die Verbundspannungsrate  $\dot{\tau}$  in  $N/mm^2 \cdot 1/s$  als Änderung der Verbundspannung über die Zeit auf der Abszisse. Bei den verwendeten Versuchskörpern variierte die Druckfestigkeit nur geringfügig. Deshalb wurde auf diese angesprochene Normierung verzichtet. Trotz der, für Verbundversuche typischen Streuung der Messergebnisse sind Tendenzen ableitbar. Die dargestellte Trendlinie beschreibt nahezu eine horizontale Gerade. Die Krümmung resultiert ausschließlich aus der logarithmischen Skalierung der x-Achse. Die Steigung der Geraden beträgt lediglich  $6.0 \cdot E^{-4}$ .

Die Ergebnisse zeigen demnach, dass der Verbund von glatten Bewehrungsstähen, der sich aus den Komponenten Haft- und Reibungsverbund zusammensetzt, nahezu unabhängig von



der Geschwindigkeit der Lastaufbringung ist. Diese beiden Verbundmechanismen liefern also keinen Beitrag zum ratenabhängigen Verbundverhalten von Stahlbeton. Die im Versuch gewählte Verbundlänge hat ebenfalls keinen erwähnenswerten Einfluss auf die Ergebnisse. Bedingt durch das gewählte Versuchssetup lieferten aber Testkörper mit geringen Verbundlängen ( $l_v < 5 \cdot d_s$ ) keine verwertbaren Ergebnisse, da der Verbund durch den Kraftimpuls beim Einschalten der Prüfmaschine bereits nachhaltig geschädigt wurde.

Die folgende Abbildung 4.24 a) fasst einen Großteil der Ergebnisse von HJORTH für profilierte Bewehrungsstähle zusammen. Wiederum sind im Diagramm auf der Ordinate die gemessenen maximale Verbundspannung und auf der Abszisse die Verbundspannungsraten aufgetragen. Aus statischen Versuchen ist bekannt, dass mit steigender Betondruckfestigkeit die maximal übertragbaren Verbundspannungen bei profilierten Bewehrungsstählen zunimmt und der Durchmesser die Messergebnisse ebenfalls beeinflusst. Deshalb werden in der Abbildung nur Ergebnisse von Probekörpern mit einem Bewehrungsdurchmesser von 16 mm und annähernd gleicher Betondruckfestigkeit dargestellt. Diese lag im Mittel bei ca.  $25 \text{ N/mm}^2$ . Die Verbundlänge  $l_v$  variierte zwischen  $5 \cdot d_s = 80 \text{ mm}$  und  $7 \cdot d_s = 112 \text{ mm}$ .



**Abb. 4.24:** Ergebnisse für profilierte Stähle: a) Verbundspannung  $\tau$  und b) Verbundsteigerungsfaktor  $\tau_{dyn}/\tau_{stat}$  in Abhängigkeit von der Verbundspannungsrates  $\dot{\tau}$  nach HJORTH 1976 [101]

Um den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die maximale Verbundspannung zu verdeutlichen, sind in Abbildung 4.24 b) die identischen Versuchsergebnisse nochmals zusammengestellt, wobei in diesem Fall auf der Ordinate das Verhältnis  $\tau_{dyn}/\tau_{stat}$  aufgetragen ist. HJORTH hat in seiner Arbeit keine expliziten Versuche zur Bestimmung der statischen Verbundfestigkeit als Referenzwert durchgeführt. Zur Berechnung des Verbundsteigerungsfaktors  $\tau_{dyn}/\tau_{stat}$  wird ersatzweise der Mittelwert der Verbundspannungen aus den Versuchen mit einer Verbundspannungsrates  $< 1 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/s$  als statischer Wert der Verbundspannung definiert.

Trotz der großen Streuung der einzelnen Ergebnisse wird sowohl in Abbildung 4.24 a), als auch b) die Abhängigkeit der maximalen Verbundspannung von der Verbundspannungsrate deutlich. Die Trendlinie in Abbildung 4.24 b) wird durch die Potenzfunktion (4.19) beschrieben und zeigt, trotz des kleinen Determinationskoeffizienten  $R^2$ , die Zunahme des Verhältnisses  $\tau_{dyn}/\tau_{stat}$  mit steigender Verbundspannungsrate  $\dot{\tau}$ .

$$\frac{\tau_{dyn}}{\tau_{stat}} = 1.026 \cdot \dot{\tau}^{0.029} \quad (4.19)$$

Die dargestellten Ergebnisse zeigen nur einen Auszug aus der Arbeit von HJORTH 1976 [101] und dem Forschungsbericht von PASCHEN, STEINERT & HJORTH 1974 [169]. Die aus allen Pull-Out Versuchen abgeleiteten Folgerungen für den Verbund bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten unter der Variation der beschriebenen Versuchsparameter sind:

- Die Verbundfestigkeit von glatten Bewehrungsstählen und damit der Haft- und der Reibungsverbund sind praktisch unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit.
- Bei profilierten Bewehrungsstählen (BSt 42/50 RK und RU) nimmt die Verbundfestigkeit bis zu einer Verbundspannungsrate von ca.  $10 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/s$  nur unwesentlich zu,
- Bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten ( $> 10 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/s$ ) steigt die Verbundfestigkeit überproportional an. Im Mittel liegt der Zuwachs bei einer Spannungsrate =  $10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 1/s$  bei 20 bis 25 %,
- Die Zunahme der Verbundfestigkeit bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten führt nur bei einer sehr kurzen Lasteinwirkungsdauer ( $\approx$  Lastanstiegszeit) zu einer höheren Verbundtragfähigkeit (Kurzzeitbeanspruchung). Beide Voraussetzungen sind beispielsweise bei einer Explosions- oder einer Penetrationsbelastung erfüllt.
- Die Zunahme der Verbundfestigkeit bei profilierter Bewehrung wird unmittelbar auf die Festigkeitszunahme des Betons bei steigender Verbundspannungsrate zurückgeführt.

Die Modellversuche an Ausziehkörpern gestatten nur eine idealisierte Bestimmung der  $\tau - \delta$ -Beziehung. Im Rahmen der Dissertation von HJORTH wurden zudem Bauteilversuche durchgeführt, um die Übertragbarkeit der gewonnenen Erkenntnisse auf reale, biegebeanspruchte Konstruktionen zu überprüfen.

Dazu wurde die maximale Tragfähigkeit von Einfeldträgern, mit einer definierten Verbundlänge zwischen Beton und Bewehrungsstahl in der Zugzone des Balkens ermittelt. Versuchskörper mit durchlaufender Bewehrung und einer statischen Belastung dienten als Referenzkörper. Diesen

wurden die Ergebnisse an Balken mit einem Übergreifungsstoß im Zugbereich und einer schneller aufgebracht Last gegenübergestellt. Für eine detaillierte Darstellung und Erklärung des Versuchsaufbaus und der -daten wird auf die Dissertation von HJORTH 1976 [101] bzw. auf den Forschungsbericht [169] verwiesen. Die Grundlegenden Ergebnisse der Bauteilversuche an den Biegebalken waren:

- unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit können Übergreifungsstöße mit der Länge  $l_{\ddot{u}} = 10 \cdot d_s$  ca. 50 % der Traglast eines normalen Balkens übertragen,
- unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit können Übergreifungsstöße mit der Länge  $l_{\ddot{u}} = 15 \cdot d_s$  ca. 100 % der Traglast eines normalen Balkens übertragen und
- bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten steigt die maximal übertragbare Last der Übergreifungsstöße an.

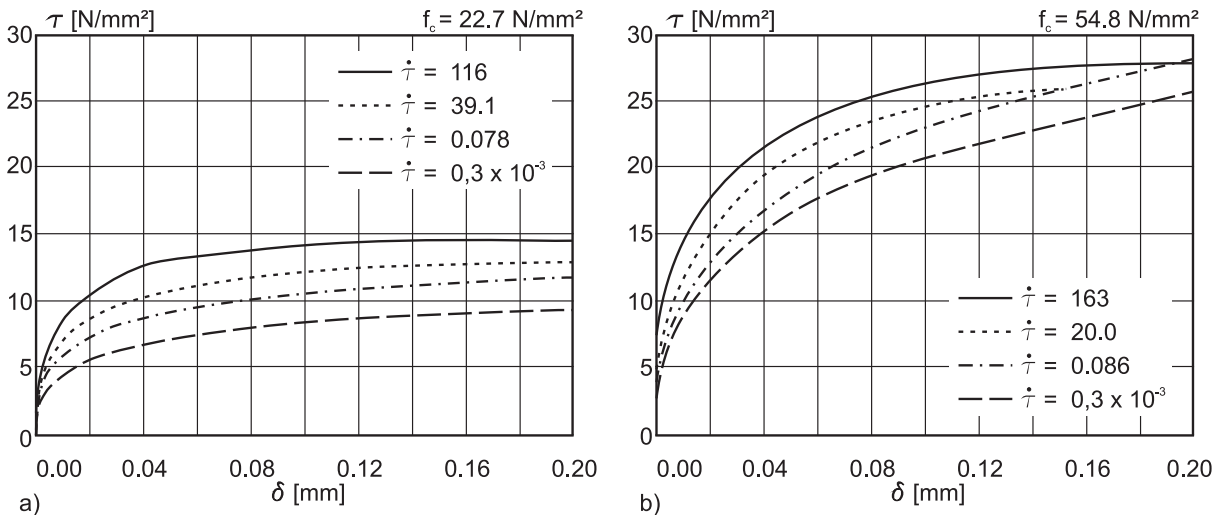
Wie anfangs beschrieben variierte HJORTH in seinen Versuchen den Durchmesser der Bewehrung und die Verbundlänge. Der Einfluss dieser Parameter auf die übertragbare Verbundspannung bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten wurde aber nicht herausgearbeitet. Aussagen über deren Einfluss fehlen in der Arbeit gänzlich.

VOS 1983 [226] hat in seiner Dissertation den Verbund von glatten und profilierten Bewehrungsstählen in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit experimentell und numerisch untersucht. Zusätzlich wurden ebenfalls die Auswirkungen von hohen Belastungsgeschwindigkeiten auf den Verbund von Spannstählen betrachtet, wobei diese Ergebnisse im Rahmen der vorliegenden Arbeit ausgeklammert werden sollen.

Die experimentellen Untersuchungen wurden mit Hilfe eines Split Hopkinson Pressure Bars durchgeführt. Zu Vergleichszwecken dienten die Ergebnisse aus statischen Versuchen mit einer elektrohydraulischen Prüfmaschine. Als Verbundlänge wurde bei sämtlichen Versuchskörpern  $l_v = 3 \cdot d_s$  gewählt. Detaillierte Erläuterungen zum gewählten Versuchsaufbau, zur Form der Versuchskörper und zu den Einzelergebnissen können der Dissertation von VOS 1983 [226] oder den Veröffentlichungen VOS & REINHARDT 1980 [229], bzw. 1982 [227] und [228] entnommen werden.

Das Hauptaugenmerk der durchgeführten Versuchsserien lag auf der Untersuchung des Einflusses von unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten auf die dynamische Verbundfestigkeit. Hierzu wurden Versuchskörper mit drei unterschiedlichen Betonen mit Druckfestigkeiten von ca. 23, 45 und 55  $N/mm^2$  getestet. Der Einfluss des Bewehrungsdurchmessers auf die Ergebnisse wurde als gering eingestuft, deswegen wurden bei sämtlichen Versuchen Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser  $d_s = 10$  mm verwendet. Die bezogene Rippenfläche  $f_R$  betrug jeweils

0.076. Zum Vergleich sei an dieser Stelle nochmals die bezogene Rippenfläche für den heutzutage handelsüblichen Bewehrungsstahl BSt 500 S von 0.039 und 0.056 in Abhängigkeit vom Stahldurchmesser  $d_s$  erwähnt (Abschnitt 3.2).



**Abb. 4.25:** Versuchsergebnisse für profilierte Bewehrungsstähle und a)  $f_c = 22.7 N/mm^2$  bzw. b)  $f_c = 54.8 N/mm^2$  von VOS 1983 [226])

In Abbildung 4.25 sind die Versuchsergebnisse für zwei Betondruckfestigkeiten dargestellt. Im linken Diagramm a) sind die Testergebnisse für die Ausziehkörper mit einer Druckfestigkeit von  $22.7 N/mm^2$  und im rechten b) für  $f_c = 54.8 N/mm^2$  zusammengefasst. Auf der x-Achse ist jeweils der Schlupf  $\delta$  in Millimetern und auf der y-Achse die Verbundspannung  $\tau$  in  $N/mm^2$  aufgetragen. Zur Charakterisierung der Beanspruchungsgeschwindigkeit diene wiederum, wie schon bei HJORTH 1976 [101], die Verbundspannungsrate  $\dot{\tau}$ . Die maximal erreichte Spannungsrate bei den dargestellten  $\tau - \delta$ -Beziehungen betrug  $163 N/mm^2 \cdot 1/s$  (Abbildung 4.25 b)) im Vergleich zur von VOS definierten, statischen Belastung mit  $\dot{\tau} = 0.3 \cdot 10^{-3} N/mm^2 \cdot 1/s$ .

Anhand der Ergebnisse im Diagramm 4.25 a) wird der signifikante Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Höhe der übertragbaren Verbundspannung deutlich. Die maximal messbare Zunahme der Verbundspannung bei  $\delta = 0.2 mm$  und  $\dot{\tau} = 116 N/mm^2 \cdot 1/s$  betrug 60%. Bei der höheren Betondruckfestigkeit (Abbildung 4.25 b)) nimmt der Einfluss der Spannungsrate auf den Verbund merklich ab. Die anfänglich höheren Verbundspannungen bei einem geringen Schlupf nähern sich bei  $\delta = 0.2 mm$  merklich an. Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit nimmt mit steigender Betongüte ab. Der Faktor zur Beschreibung der Erhöhung der übertragbaren Verbundspannung liegt bei  $\delta = 0.2 mm$ ,  $f_c = 54.8 N/mm^2$  und  $\dot{\tau} = 163 N/mm^2 \cdot 1/s$  nur noch bei ca. 1.1. Die dargestellten Ergebnisse zeigen nur einen Auszug aus der durchgeführten Versuchsstudie. Eine vollständige Zusammenstellung sämtlicher Resultate ist im Forschungsbericht von VOS & REINHARDT 1980 [229] enthalten.

Bei den Versuchen mit glatten Stählen konnte keine signifikante Steigerung des Verbunds in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit festgestellt werden (Abbildung 4.26). Diese Schlussfolgerung decken sich mit den Versuchsergebnissen von HJORTH. Exemplarisch sind im Diagramm die  $\tau - \delta$ -Beziehungen von Probekörpern mit einer Betondruckfestigkeit von 45 und 60  $N/mm^2$  für je zwei verschiedene Verbundspannungsraten dargestellt. Bei  $f_c = 45 N/mm^2$  kann zwischen dem statischen und dem dynamischen Versuchen über den gesamten Schlupfbereich nahezu kein Unterschied festgestellt werden.

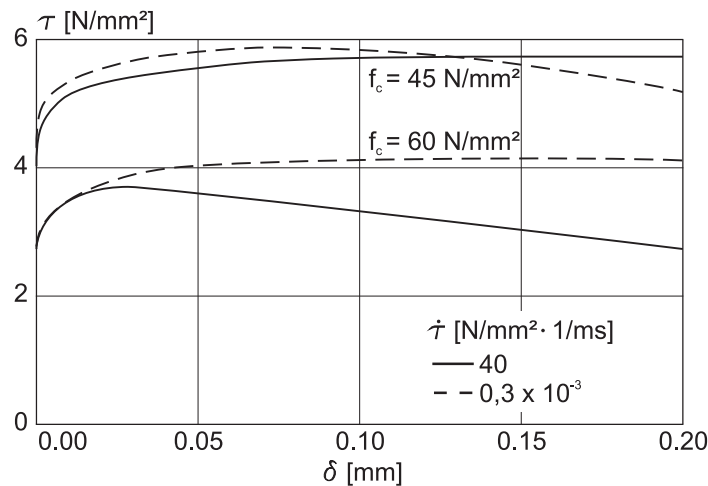


Abb. 4.26: Versuchsergebnisse für glatte Bewehrungsstähle nach VOS 1983 [226]

Bei einer Betondruckfestigkeit von 60  $N/mm^2$  liegt die dynamische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ab einem Schlupf von ca. 0.02 mm sogar unter den statischen Werten.

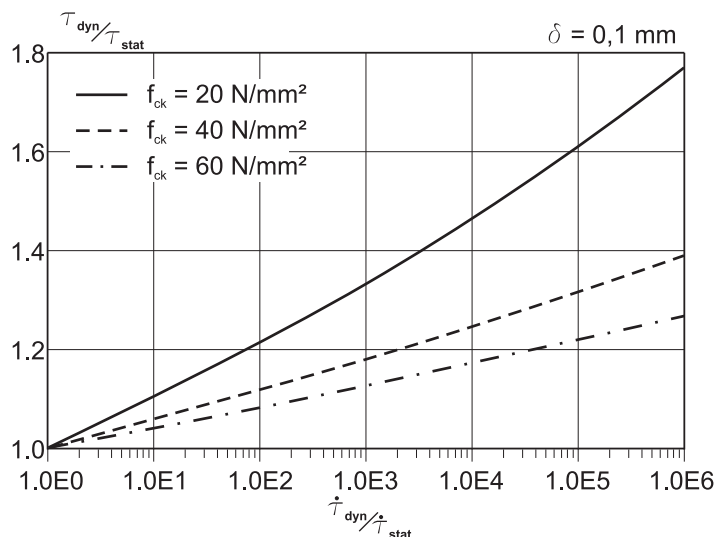
Der Gesamtverbund lässt sich, wie in Abschnitt 4.1 bereits beschrieben, in die Komponenten Haft-, Reibungs- und bei gerippten Bewehrungsstählen zusätzlich in Scherverbund untergliedert. Beim Vergleich der statischen und der dynamischen Ergebnisse bei einer Druckfestigkeit von  $f_c = 60 N/mm^2$  ist der Abfall der Spannungskurve beim dynamischen Versuch nach einem Schlupf von ca. 0.02 mm auffällig. Es liegt die Vermutung nahe, dass nach Zerstörung des Haftverbundes, bei einer geringen Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton der Reibungsverbund bei einer höheren Belastungsgeschwindigkeit weniger stark wirksam ist, als bei einer statischen Belastung, dass also der Reibungskoeffizient zwischen Stahl und Beton geringer ausfällt. Generelle Untersuchungen zum Reibungskoeffizienten zwischen Stahl und Beton finden sich beispielsweise in den Veröffentlichungen von RABBAT & RUSSELL 1985 [174] und BALTAY & GJELSVIK 1990 [12], wobei eine belastbare Aussage zur Änderung des Reibungskoeffizienten zwischen Stahl und Beton, in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit, welche die aufgestellte These stützen würde, in der Literatur nicht gefunden werden konnte. Folgerichtig kann der beschriebene Kurvenabfall auch der Messtechnik oder der Streuung der Versuchsergebnisse zugerechnet werden.

Zusammenfassend kann, bei Auswertung der Versuchsergebnisse von VOS trotzdem postuliert werden, dass der Haft- und der Reibungsverbund nahezu unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit sind und dass deshalb die Zunahme der übertragbaren Verbundspannung, bei gerippten Bewehrungsstählen, ausschließlich auf die Verbundkomponente Scherverbund zurückgeführt werden kann. Dieser ist in hohem Maße von der Betondruckfestigkeit vor den Bewehrungsrippen und der damit einhergehenden Konsolenwirkung abhängig.

Daraus folgt, dass die dynamische Betondruckfestigkeit maßgebend zur Erhöhung der übertragbaren Verbundspannung bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten beiträgt. Diese Folgerungen decken sich mit den Erkenntnissen anderer Autoren. Zur Beschreibung der Verbundsteigerungsrate  $\tau_{dyn}/\tau_{stat}$  hat VOS, nach Auswertung seiner Versuche Gleichung (4.20) unter Verwendung der Methode der kleinsten Quadrate aufgestellt.

$$\frac{\tau_{dyn}}{\tau_{stat}} = \left( \frac{\dot{\tau}_{dyn}}{\dot{\tau}_{stat}} \right)^{\frac{0.7(1-2.5 \delta)}{f_c^{0.8}}} \quad (4.20)$$

Diese ist allerdings nur für den sehr engen, in den Experimenten untersuchten Schlupfbereich von 0 bis 0.2 mm gültig. Die Formel beschreibt den Verbundsteigerungsfaktor in Abhängigkeit vom Verhältnis der dynamische zur statischen Verbundspannungsrate  $\dot{\tau}_{dyn}/\dot{\tau}_{stat}$ , vom Schlupf  $\delta$  und von der Betondruckfestigkeit  $f_c$ . In Abbildung 4.27 sind die grafischen Verläufe für drei unterschiedliche Betondruckfestigkeiten (20, 40 und 60 N/mm<sup>2</sup>) unter Verwendung von Gleichung (4.20) bei einem konstanten Schlupf von  $\delta = 0.1$  mm dargestellt.

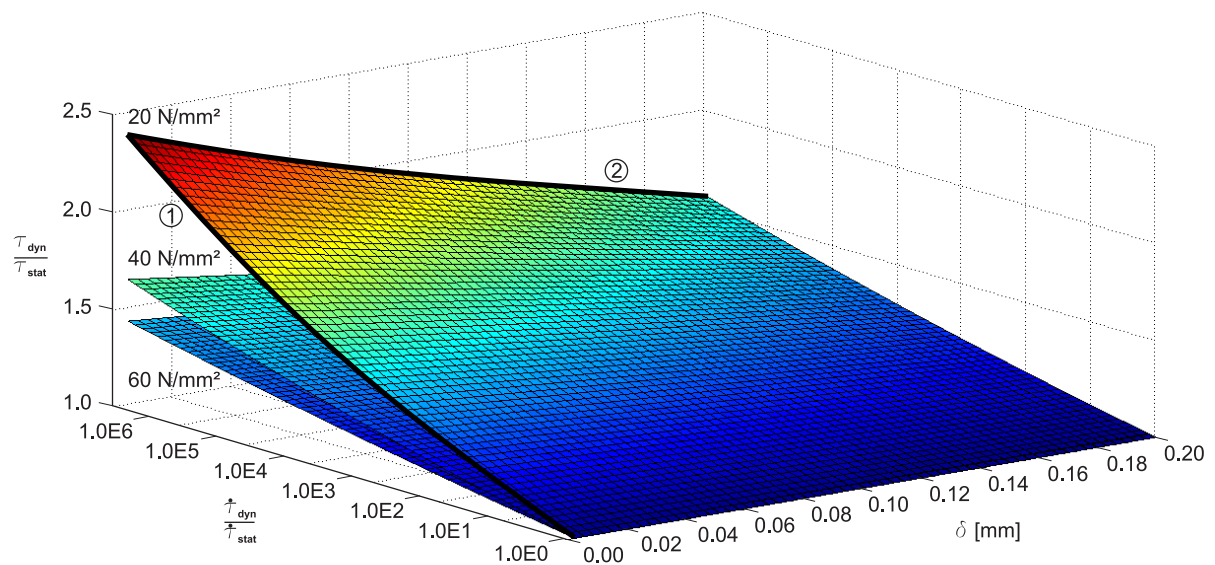


**Abb. 4.27:** Darstellung von Gleichung (4.20) für verschiedene Druckfestigkeiten und  $\delta = 0.1$  mm

Anhand der grafischen Verläufe in der Darstellung wird der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Verbundsteigerungsfaktor, welche in den experimentellen Untersuchungen festgestellt

wurde, nochmals deutlich. Gemäß den berücksichtigten Versuchsergebnissen nimmt der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit mit steigender Betondruckfestigkeit ab, das heißt, je höher die Betondruckfestigkeit, desto flacher verläuft der jeweilige Graph und desto geringer fällt der Steigerungsfaktor, der auf der Ordinate aufgetragen ist, aus.

Bei einer dreidimensionalen Darstellung der Formel über den gültigen Schlupfbereich von 0 bis 0.2 mm und einer Betondruckfestigkeit von  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich die oberste in Abbildung 4.28 dargestellte Fläche im aufgespannten Koordinatenraum. Die vertikale Achse beschreibt wiederum das Verhältnis  $\tau_{dyn}/\tau_{stat}$ . Die in die Ebene hinein laufende Achse bildet das Verbunddratenverhältnis ab und auf der nahezu horizontal verlaufende Achse ist der Schlupf dargestellt. Neben der Tatsache, dass der Verbund mit steigender Belastungsgeschwindigkeit zunimmt (Linie 1), nimmt mit steigendem Schlupf  $\delta$  der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf den Steigerungsfaktor ab (Linie 2). Die zusätzlich angetragenen dreidimensionalen Verläufe für höhere Druckfestigkeiten (40 und 60  $\text{N/mm}^2$ ) ordnen sich wiederum mit aufsteigender Druckfestigkeit nach unten an.



**Abb. 4.28:** Dreidimensionale Darstellung der Formel (4.20) nach VOS 1983 [226] für  $f_{ck} = 20, 40$  und  $60 \text{ N/mm}^2$

Die Folgerungen, die aus den Ergebnissen der Arbeit von VOS gezogen werden können, sind im Anschluss nochmals zusammenfassen:

- Es wird deutlich, dass die beiden Verbundkomponenten Haft- und Reibungsverbund unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit sind und damit keinen oder nur einen untergeordneten Einfluss auf die Steigerung der Verbundspannung bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten haben.

- Die Ratenabhängigkeit des Verbunds beruht einzig auf dem Scherverbundmechanismus. Dieser hängt hauptsächlich von den dynamischen Materialparametern des Betons ab.
- Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Höhe der Verbundspannung nimmt mit steigender Betondruckfestigkeit und steigendem Schlupf ab (Abbildungen 4.27 und 4.28).

Es sei aber kritisch angemerkt, dass sich diese Folgerungen lediglich auf eine relativ geringe Anzahl von Versuchen, auf eine geringe Spanne der betrachteten Verbundspannungsrate und auf einen sehr kleinen untersuchten Schlupfbereich stützen, und deshalb durch weitere Versuche belegt werden sollten. Die Folgerungen aus der Arbeit von VOS decken sich jedoch mit den Erkenntnissen aus den zuvor beschriebenen Forschungsarbeiten.

CHENG 1992 [26] untersuchte in seiner Arbeit das dynamische Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung bei verschiedenen Betonzusammensetzungen. Auszüge der Ergebnisse können auch den Veröffentlichungen von CHENG & MINDESS 1991 [27] und [28] in zusammengefasster Form entnommen werden.

Neben reinem Beton wurden bei der Herstellung der Versuchskörper Stahlfaserbeton, sowie Polypropylenfaserbeton verwendet. Die Bewehrung wurde zentrisch in die rechteckigen Probekörper einbetoniert. Die Last wurde bei den durchgeführten Pull-Out und Push-In Tests mit drei verschiedenen Geschwindigkeiten und einer daraus resultierenden Spannungsrate von  $0.5 \cdot 10^{-8}$  bis  $0.5 \cdot 10^{-2} \text{ N/mm}^2 \cdot 1/s$  aufgebracht. Die durchgeführte Versuchsstudie umfasste die folgenden Parameter mit den aufgeführten Variationen:

- Oberflächenbeschaffenheit des Bewehrungsstahls: profiliert und glatt;
- Betondruckfestigkeit: Normal- und hochfester Beton;
- Faserart: Stahl- und Polypropylenfasern;
- Fasergehalt: 0.1, 0.5 und 1.0 Volumenprozent;
- Ummantelung des Bewehrungsstahls: blank und Epoxidummantelung;

In Abhängigkeit von der angestrebten Belastungsgeschwindigkeit kam entweder eine servohydraulische Prüfmaschine ( $\dot{\tau} = 0.5 \cdot 10^{-8}$  bis  $0.5 \cdot 10^{-4} \text{ N/mm}^2 \cdot 1/s$ ) oder eine Fallhammeranlage ( $\dot{\tau} = 0.5 \cdot 10^{-4}$  bis  $0.5 \cdot 10^{-2} \text{ N/mm}^2 \cdot 1/s$ ) zum Einsatz. Die Verbundlänge der Bewehrungsstäbe betrug jeweils 63.5 mm. Über diese Länge wurden bei jedem Versuchskörper 5 Dehnungsmessstreifen zur Bestimmung der Stahlspannungen in die Stäbe eingebettet.

Unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen am Stabdifferential (Abschnitt 4.1.2) kann aus den Stahlspannungen  $\sigma_s$  die mittlere Verbundspannung  $\tau_m$  zwischen zwei Dehnungsmessstreifen mit den Gleichungen (4.21) bis (4.23) berechnet werden.



$$\Delta F_s = (\sigma_{s,i} - \sigma_{s,j}) \cdot \frac{d_s^2 \cdot \pi}{4} \quad (4.21)$$

$$\tau_m = \frac{\Delta F_s}{\Delta x \cdot d_s \cdot \pi} \quad (4.22)$$

$$\tau_m = \frac{\sigma_{s,i} - \sigma_{s,j}}{\Delta x \cdot 4} \cdot d_s \quad (4.23)$$

Hierbei beschreibt  $\Delta F_s$  die Änderung der Kraft im Stahl zwischen zwei Dehnungsmessstreifen,  $\sigma_{s,i}$  und  $\sigma_{s,j}$  die jeweils gemessenen Stahlspannung,  $d_s$  den Durchmesser des Bewehrungsstahls und  $\Delta x$  den Abstand zwischen den zwei DMS. Diese vereinfachte Mittelung der Verbundspannung führt zu einem geglätteten Verlauf über die gesamte Verbundlänge. Spannungsspitzen an den einzelnen Rippen der profilierten Bewehrungsstähle, sowie bei Rissen im Beton bzw. in der Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton, werden durch diesen Ansatz nicht berücksichtigt. Für sämtliche Versuche sind in der Arbeit von CHENG 1992 [26] die gemessenen Stahlspannungen sowie die berechneten Beton- und die mittleren Verbundspannungen dargestellt.

Für unprofilierte Bewehrungsstähle decken sich die Ergebnisse mit den bereits beschriebenen Feststellungen von HJORTH und VOS. Weder die Belastungsgeschwindigkeit, noch einer der variierten Parameter haben einen merklichen Einfluss auf die Höhe der übertragbaren Verbundspannung.

Beim Vergleich der durchgeführten Pull-Out und Push-In Tests konnte bei sämtlichen Variationen festgestellt werden, dass bei den Push-In Versuchen immer eine höhere Verbundspannung übertragen werden konnte, als bei den Push-Out Versuchen. Diese Tatsache ist mutmaßlich den unterschiedlichen Verzerrungszuständen der Bewehrung bei den verschiedenen Versuchskonfigurationen geschuldet.

Im Einklang mit den Forschungsergebnissen von HANSEN, HJORTH und VOS konnte bei profilierten Bewehrungsstählen ein Anstieg der übertragbaren Verbundspannung mit steigender Belastungsgeschwindigkeit, unabhängig von den ansonsten variierten Parametern, festgestellt werden.

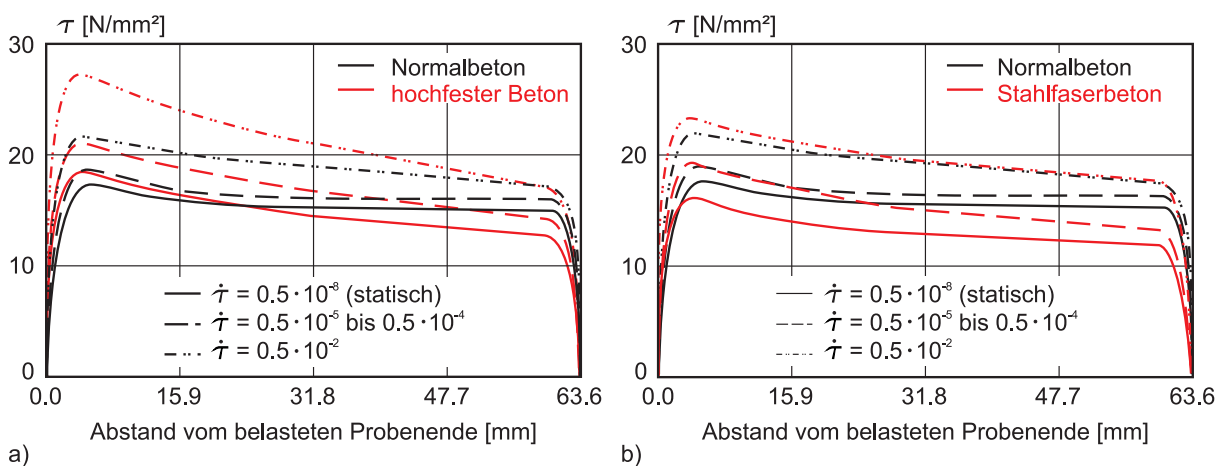
Zur quantitativen Beschreibung der Einflusshöhe der Einzelparameter hat der Autor in seiner Arbeit die zwei dimensionslosen Verhältniswerte  $I_{peak}$  (Gleichung (4.24)) und  $I_{slope}$  (Gleichung (4.25)) definiert:

$$I_{peak} = \frac{\tau_{max,dyn}}{\tau_{max,stat}} \quad (4.24)$$

$$I_{slope} = \frac{\tau_{max,dyn}}{\Delta l_{max,dyn}} \cdot \frac{\Delta l_{max,stat}}{\tau_{max,stat}} \quad (4.25)$$

mit  $\tau_{max}$  als maximal gemessenen Wert der Verbundspannung und  $\Delta l_{max}$  als Abstand zwischen Lasteinleitungsende des Probekörpers bis zur Stelle an der die maximale Verbundspannung auftrat. Hierbei liefert das Verhältnis  $I_{peak}$  eine Aussage über die Änderung der Verbundfestigkeit und  $I_{slope}$  über die Zunahme der Verbundsteifigkeit d.h. über die Steigung der Verbundspannungskurve.

Auf eine detaillierte Zusammenstellung sämtlicher Ergebnisse wird aufgrund des Umfangs verzichtet und auf die Arbeit von CHENG 1992 [26] verwiesen. Exemplarisch sind in Abbildung 4.29 a) die ermittelten Werte für die Verbundspannung in Abhängigkeit von der Entfernung zum belasteten Probenende für Normal- und für hochfestem Beton dargestellt und in Abbildung 4.29 b) die Ergebnisse für Normalbeton und Stahlfaserbeton.



**Abb. 4.29:** Verbundspannungsverläufe nach CHENG 1992 [26] für a) Normal- und hochfesten Beton und b) Normal- und Stahlfaserbeton

Für jeden Beton sind die Ergebnisse der drei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten mit den Verbundspannungsraten  $\dot{\tau} = 0,5 \cdot 10^{-8}$  (statisch),  $0,5 \cdot 10^{-5}$  bis  $0,5 \cdot 10^{-4}$  (mittlere Belastungsgeschwindigkeit) und  $0,5 \cdot 10^{-2}$  (Impaktbelastung) in  $N/mm^2 \cdot 1/s$  angegeben. Bei der gegenüberstellenden Auswertung der Daten hinsichtlich der Faktoren  $I_{peak}$  und  $I_{slope}$  fungieren die Ergebnisse der statischen Push-In Tests an Proben aus Normalbeton, ohne Faserzusatz als Referenzwerte. Der Fokus der Ergebnisdarstellung wurde deshalb auf die Push-In Versuche gelegt. Dementsprechend zeigen die Graphen in Abbildung 4.29 die Verbundspannungsverläufe der durchgeführten Push-In Tests.

Eine Auswertung der Ergebnisse aus den Pull-Out Versuchen war nicht möglich, da diese in der Arbeit nicht vollständig dokumentiert wurden. Die wenigen aufgeführten Ergebnisse lassen den

Schluss zu, dass resultierend aus dem gewählten Versuchsaufbau, der verwendeten Messtechnik und vor allem der Art der Ergebnisauswertung (siehe Berechnung der mittleren Verbundspannung) nur sehr geringe Unterschiede zwischen den Verbundspannungen bei sämtlichen variierten Parametern festgestellt werden konnten (maximal etwa 10% bei den variierenden Belastungsgeschwindigkeiten). Bei den Pull-In Test konnten hingegen wesentlich höhere Steigerungen der Verbundspannungen (bis zu 100%) gemessen werden, weshalb der Autor mutmaßlich auf die Darstellung der weniger aussagekräftigen Resultate verzichtet hat. Die festgestellten Tendenzen zum Einfluss der Einzelparameter sind aber qualitativ auf Pull-Out Versuche übertragbar und lassen damit aussagekräftige Schlussfolgerungen zu. Ein qualitativer Vergleich mit den vorher beschriebenen Forschungsergebnissen von HANSEN & LIEPINS, HJORTH und VOS & REINHARDT ist möglich und zeigt gute Übereinstimmungen.

Die folgenden Tabellen 4.4 und 4.5 fassen die wichtigsten Ergebnisse der Arbeit von CHENG zusammen. Einmal dient dabei der bereits beschriebene statische Versuch an reinem Normalbeton als Referenz zur Bewertung der Einflussfaktoren  $f_{cd}$ , Fasergehalt und  $\dot{\tau}$  (Tabelle 4.4), wie in der Quellliteratur angegeben.

**Tab. 4.4:** Auszug der Ergebnisse von CHENG 1992 [26]

Verbundspannungsrate $\dot{\tau}$ [ $N/mm^2 \cdot 1/s$ ]	Betonart [-]	Betondruckfestigkeit $f_{cd}$ [ $N/mm^2$ ]	$I_{peak}$ [-]	$I_{slope}$ [-]
$0.5 \cdot 10^{-8}$ (statisch)	reiner Beton	40	1.00	1.00
		75	1.19	1.17
	Stahlfaserbeton (1.0 Vol%)	40	1.42	1.10
		75	1.67	1.20
$0.5 \cdot 10^{-5}$ - $0.5 \cdot 10^{-4}$	reiner Beton	40	1.05	1.02
		75	1.21	1.15
	Stahlfaserbeton (1.0 Vol%)	40	1.50	1.17
		75	1.65	1.19
$0.5 \cdot 10^{-2}$	reiner Beton	40	1.10	1.05
		75	1.28	1.18
	Stahlfaserbeton (1.0 Vol%)	40	1.81	1.23
		75	2.02	1.34

Durch die gewählte Ergebnisdarstellung im zweiten Fall (Tabelle 4.5) kann alleinig der Einfluss der Verbundspannungsrate bewertet werden. Hierzu beziehen sich die angegebenen Kenngrößen für die Verbundsteifigkeit und die -festigkeit jeweils auf die statischen Versuche mit ansonsten identischen Versuchsparametern. Die Betondruckfestigkeit wird nur als Designwert mit 40  $N/mm^2$  (Normalbeton) und 75  $N/mm^2$  (hochfester Beton) angegeben. Tatsächliche bestimmte, Druckfestigkeiten werden nicht dokumentiert. Die Tabelle beschränkt sich wiederum nur auf einen Auszug der gesamten Daten.

**Tab. 4.5:** Steigerungsfaktoren  $I_{peak}$  und  $I_{slope}$  bezogen auf die statischen Versuchsergebnisse

Verbundspannungsrate $\dot{\tau}$ [N/mm <sup>2</sup> · 1/s]	Betonart	Betondruckfestigkeit $f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$I_{peak}$ [-]	$I_{slope}$ [-]
$0.5 \cdot 10^{-8}$ (statisch)	reiner Beton	40	1.00	1.00
		75	1.00	1.00
	Stahlfaserbeton (1.0 Vol%)	40	1.00	1.00
		75	1.00	1.00
$0.5 \cdot 10^{-5} - 0.5 \cdot 10^{-4}$	reiner Beton	40	1.05	1.02
		75	1.02	0.98
	Stahlfaserbeton (1.0 Vol%)	40	1.06	1.06
		75	0.99	0.99
$0.5 \cdot 10^{-2}$	reiner Beton	40	1.10	1.05
		75	1.08	1.01
	Stahlfaserbeton (1.0 Vol%)	40	1.27	1.12
		75	1.21	1.12

Die aufbereiteten Verhältniswerte  $I_{peak}$  und  $I_{slope}$  aus Tabelle 4.5 führen zu folgenden Zusammenhängen zwischen Verbund und Spannungsrate, die sich weitestgehend mit den Ergebnissen der vorangegangenen Forschungsarbeiten decken:

- der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf das Verbundverhalten nimmt mit steigender Betondruckfestigkeit unabhängig von einer Stahlfaserzugabe ab,
- die Verbundsteifigkeit ( $I_{slope}$ ) scheint bei reinem Beton nahezu unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit zu sein,
- bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten steigt die Verbundtragfähigkeit bei Stahlfaserbeton deutlicher an als bei Normalbeton und
- die Verbundfestigkeit weist, unabhängig vom Werkstoff, eine größere Ratenabhängigkeit als die -steifigkeit auf.

Neben den aufgeführten Resultaten beinhaltet die Arbeit von von CHENG 1992 [26] noch weitere Versuchsergebnisse zur Verbundthematik. Der Vollständigkeit halber sind im Anschluss die wesentlichen zusätzlichen Schlussfolgerungen zusammengestellt.

- Bei höheren Spannungsraten konnte neben der Steigerung des Verbundwiderstands auch ein höherer Schlupf und eine höhere Bruchenergie beim endgültigen Probenversagen beobachtet werden.
- Durch die Zugabe von Fasern steigt der Bruchwiderstand und die Steifigkeit des Betons in der Verbundzone (vergleiche hierzu z.B. GREULICH 2004 [94], LOC & ZHAO 2004 [134] oder FUCHS et al. 2007 [80]).

- Die Stahlfasern steigern die Zugfestigkeit und entstehende Risse, verursacht durch die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton, treten später und weisen geringere Rissbreiten auf. Dadurch steigt die übertragbare Verbundspannung.
- Die Zugabe von Polypropylenfasern hat keinen signifikanten Einfluss auf die Verbundeigenschaften.
- Bei epoxidummantelten Bewehrungsstählen sinkt der Verbundwiderstand und es entstehen größere Risse im Probekörper im Vergleich zu blanken Stählen.
- Der Einfluss von hohen Spannungsraten auf den Verbund bei epoxidummantelten Bewehrungsstählen entspricht qualitativ den Ergebnissen von nicht ummantelten Stählen.

In den beschriebenen Versuchen bei WEATHERSBY 2003 [233] werden wiederum glatte und profilierte Bewehrungsstähle betrachtet. Der Fokus der 33 durchgeführten Pull-Out Tests lag auf der Untersuchung des Einflusses der Parameter Betondeckung und Bewehrungsdurchmesser auf die Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl bei statischen und dynamischen Belastungen. Als Kriterium für die Belastungsgeschwindigkeit wurde die Zeit von Belastungsbeginn bis zum Probenversagen definiert. Die Einteilung erfolgte in drei Belastungsszenarien:

- statisch: Erreichen der Bruchlast innerhalb 97 - 713 Sekunden,
- dynamisch: Erreichen der Bruchlast innerhalb 31 - 200 Millisekunden und
- Impakt: Erreichen der Bruchlast innerhalb 3.92 - 7.4 Millisekunden.

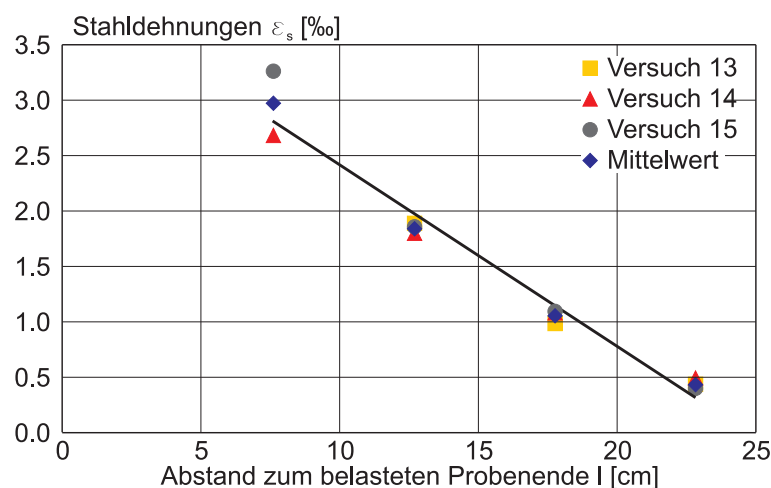
Genaue Angaben über die daraus resultierenden Verbundspannungsraten werden nicht gemacht, was eine Einordnung der Ergebnisse von WEATHERSBY erschwert. Bei den profilierten Stählen wurden zwei Durchmesser  $d_s = 25.4$  (#8) und  $32.3$  (#10) mm verwendet, und der des glatten Stahls betrug nur 2.54 cm (1 inch). Zur Festlegung der optimalen Probekörpergeometrie dienten vorab durchgeführte Tastversuche. Hierbei wurden die Stähle mittig in einen zylindrischen Probekörper mit einer Verbundlänge von 25.4 cm (10 inches) bzw. 35.6 cm (14 inches) einbetoniert. Zur Bestimmung des Einflusses der Betondeckung wurde der Durchmesser der Betonzylinder variiert. Die Betondeckung betrug in den Tastversuchen 12.7, 25.4 oder 38.1 cm. Bei der Testserie konnten drei unterschiedliche Versagensmechanismen beobachtet werden:

- radiales Reißen des Betons (Sprenggrissversagen),
- Ausziehversagen (überwiegend bei den glatten Bewehrungsstählen) und
- Versagen der Stahlbewehrung (Fließen des Stahls).

Bei den Probekörpern mit einer Verbundlänge von 25.4 cm und einer Betondeckung von 12.7 bzw. 25.4 cm führte die aufgebrachte Belastung immer zu einem Sprenggrissversagen während bei einer Einbettungslänge von 35.6 cm und einer Betondeckung von 38.1 cm der Bewehrungsstahl versagte. Die finale Probekörpergeometrie wurde unter der Vorgabe festgelegt, dass im Versuch ein gezieltes Sprenggrissversagen erzeugt werden soll. Die deshalb festgelegten Parameter waren:

- eine einheitliche Verbundlänge von 25.4 cm in allen Versuchen und
- eine Betondeckung von 11.43 bzw. 24.13 cm.

Während der Versuche wurde die Dehnungsverteilung entlang der Bewehrungsstähle und die Verzerrung im Beton mit Dehnmessstreifen ermittelt. Sowohl bei den statischen, wie auch bei den dynamischen Versuchen kam eine hydraulische Prüfmaschine mit einer maximal möglichen Lastaufbringungsgeschwindigkeit von ca. 900 kN/ms zum Einsatz. Für jede Probekörperkonfiguration wurden jeweils drei Einzelversuche (bei profilierten Stählen) durchgeführt. Während die gemessenen Betonverzerrungen bei der Auswertung nur am Rande berücksichtigt wurden, leitete der Autor aus den gemessenen Stahldehnungen eine notwendige Lasteinleitungslänge ab. Abbildung 4.30 zeigt exemplarisch die gemessenen Stahldehnungen der Versuchsserie mit einem Bewehrungsdurchmesser von 25.4 mm und einer Betondeckung von 24.13 cm bei einer dynamischen Belastung mit einer Lastanstiegszeit bis zum Bruch zwischen 121 - 200 Millisekunden und einer gemessenen Maximalkraft zwischen 330 - 394 kN.



**Abb. 4.30:** gemessene Stahldehnungen  $\varepsilon_s$ , exemplarisch aus einer Versuchsserie nach WEATHERSBY 2003 [233]

Auf der x-Achse sind die Abstände der DMS zum belasteten Probekörperende und auf der y-Achse die dazugehörigen Stahldehnungen angetragen. Unter der Annahme eines linearen Span-

nungsverlaufs im Stahl konnte WEATHERSBY die jeweils notwendige Lasteinleitungslänge berechnen. Die Gleichung der Ausgleichsgerade für den vorliegenden Fall lautet:

$$\varepsilon_s = -0.1705 \cdot l + 4.190 \quad (4.26)$$

Durch das Gleichsetzen der Formel (4.26) mit der zur Fließgrenze  $f_y$  gehörigen Dehnung  $\varepsilon_{sy} = 2.0\%$  ergibt sich die notwendige Lasteinleitungslänge bei diesem gewählten Testsetup zu 12.84 cm. Der Wert ist gleichbedeutend mit einer notwendigen Verankerungs- oder Übergreifstößlänge die notwendig ist, um Lasten bis zum Fließen, also einer hundertprozentigen Ausnutzung des Stahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit über die Verbundwirkung zu gewährleisten.

Tabelle 4.6 fasst die ermittelten Lasteinleitungslängen als Maß für die Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von den entsprechenden Versuchsparametern aus der Arbeit von WEATHERSBY zusammen.

**Tab. 4.6:** Zusammenfassung der Versuchsergebnisse von WEATHERSBY 2003 [233]

Belastung [-]	Betondeckung [cm]	Bewehrungsdurchmesser [mm]	Stahloberfläche [-]	Lasteinleitungslänge [cm]
statisch	24.13	2.54	glatt	86.4
	11.43	25.4	profiliert	26.7
	24.13	25.4	profiliert	19.3
	24.13	35.6	profiliert	36.2
dynamisch	24.13	2.54	glatt	47.2
	11.43	25.4	profiliert	15.2
	24.13	25.4	profiliert	12.7
	24.13	35.6	profiliert	21.6
Impakt	24.13	2.54	glatt	53.3
	11.43	25.4	profiliert	17.1
	24.13	25.4	profiliert	15.2
	24.13	35.6	profiliert	14.7

Die wichtigsten Folgerungen die sich aus den Ergebnissen der Dissertation von WEATHERSBY ableiten lassen, können wie folgt zusammengefasst werden:

- im Vergleich zu allen anderen, vorhergehenden Forschungen konnte eine höhere übertragbare Verbundspannung bei glatten Stählen und damit eine Abhängigkeit des Haft- und des Reibungsverbands bei ansteigender Belastungsgeschwindigkeit festgestellt werden,
- bei profilierten Bewehrungsstählen konnte bei einer Impaktbelastung eine Verdopplung der übertragbaren Verbundspannungen beziehungsweise eine Halbierung der notwendigen Verbundlänge nachgewiesen werden,

- die gemessenen Stahl- und Betonspannungen stiegen parallel zur Belastungsgeschwindigkeit an,
- durch eine höhere Betondeckung konnten, unabhängig von den Belastungsgeschwindigkeiten höhere Verbundspannungen übertragen werden und
- bei einem höheren Bewehrungsdurchmesser wurde eine Reduzierung der übertragbaren Verbundspannung festgestellt, die Ausnahme bildet hierbei der Impaktversuch.

Einige dieser abgeleiteten Erkenntnisse von WEATHERSBY bedürfen einer genaueren Betrachtung. Aus statischen Untersuchungen ist der Zusammenhang zwischen Betondeckung und Verbundfestigkeit bekannt (Abschnitt 4.2.3). Mit der vordefinierten Versagensform und der daraus abgeleiteten Geometrie der Probekörper wurde ein Ausziehversagen ausgeschlossen. Die Sprenggrissbildung wird in erster Linie durch die Zugfestigkeit charakterisiert und die Möglichkeit zur Aufnahme von Betonzugkräften, hervorgerufen durch den Zugring beim Scherverbund (Abbildung 4.2) wächst mit steigender Betondeckung an, bis das Abscheren der Konsolen und damit ein Ausziehversagen dominant wird. Durch die gewählte Probekörpergeometrie wird also in erster Linie die Zugfestigkeit des Betons geprüft und diese steigt mit zunehmender Verzerrungsrate an (Abschnitt 3.1.3). Dementsprechend sind kürzere Lasteinleitungslängen bei steigender Belastungsgeschwindigkeit folgerichtig.

Die Definition der drei Belastungsszenarien mit sehr großzügigen Zeitintervallen und das Fehlen einer dazugehörigen Verzerrungs- bzw. Spannungsrate, erlauben keine vergleichende Einordnung der Ergebnisse.

Und letztendlich wurde ausschließlich bei diesen Untersuchungen eine belastungsgeschwindigkeitsabhängige Verbundwirkung bei unprofilierten Stählen festgestellt, wogegen alle anderen Autoren keinen Einfluss der Verbundspannungsrate auf den Haft- und den Reibungsverbund verzeichnen konnten. Diese Feststellung muss also dem verwendeten Versuchs- oder Messkonzept geschuldet sein.

SOLOMOS & BERRA 2010 [210] untersuchten den Verbund bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten anhand von zylindrischen Versuchskörpern mit einem mittig liegenden Bewehrungsstahl, in einem Split Hopkinson Pressure Bar. Das Hauptaugenmerk der Forschungsarbeit liegt auf dem Vergleich des Verbundverhaltens von direkt und nachträglich einbetonierten Bewehrungsstählen. Bei den Probekörper mit nachträglich eingebauter Bewehrung wurden in die Betonzylinder Löcher mit einem Durchmesser von 28 mm gebohrt, die Stäbe mittig eingestellt und mit Mörtel vergossen. Der Designwert für die Verbundfestigkeit des verwendeten Mörtels wird mit  $\tau_b = 9 \text{ N/mm}^2$  angegeben. Für die Probekörper wurde Beton der Festigkeitsklasse C25/30 mit einer tatsächlich ermittelten mittleren statischen Zylinderdruckfestigkeit von  $35 \text{ N/mm}^2$  und ein



C50/60 mit  $68 \text{ N/mm}^2$  verwendet. Die dynamischen Materialwerte für die zwei Betone können im Detail in SOLOMOS & BERRA 2005 [209] nachgelesen werden. Unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse wurde bei einer Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon} = 10^{-3} \cdot 1/s$  eine Steigerung der Druckfestigkeit um den Faktor 1.5 und bei  $\dot{\epsilon} = 10^1 \cdot 1/s$  2.0 festgestellt. Der Durchmesser des verwendeten Bewehrungsstahls betrug 20 mm.

Zur Behinderung der Querdehnung wurden einige Probekörper mit einem Stahlrohr mit einer Wandstärke von 10 mm ummantelt. Bei diesen konnte ein Ausziehversagen und bei den nicht ummantelten ein Sprengrissversagen im Versuch beobachtet werden. Neben der Umschnürung wurde die Verbundlänge zwischen  $100 \text{ mm} = 5 \cdot d_s$  und  $200 \text{ mm} = 10 \cdot d_s$  variiert. Die Probekörpergeometrie ist in Abbildung 4.31 dargestellt.

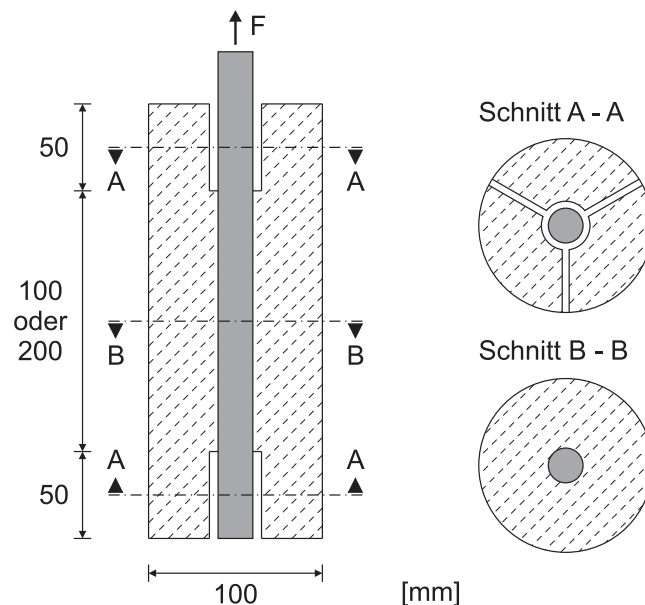
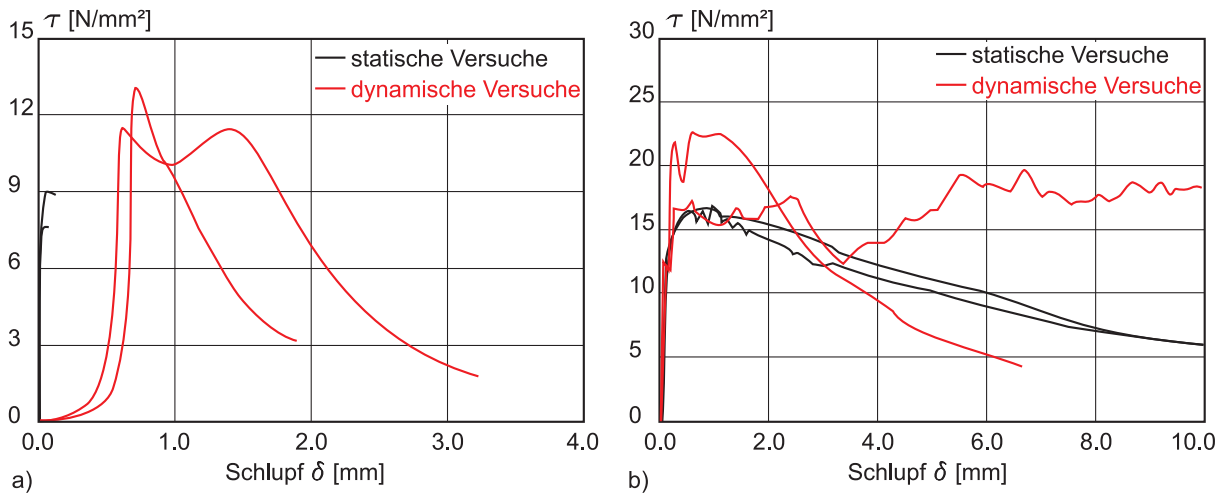


Abb. 4.31: Probekörpergeometrie für die Versuche von SOLOMOS & BERRA 2010 [210]

Der Durchmesser der Probezylinder betrug 100 mm, daraus ergibt sich eine allseitige Betondeckung von 40 mm. An beiden Enden des Probekörpers weist der Bewehrungsstahl eine verbundfreie Länge von 50 mm auf. Genaue Angaben zu den erreichten Verzerrungs- oder Spannungsraten können der Veröffentlichung nicht entnommen werden. Die Autoren schließen lediglich eine Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon} > 10 \cdot 1/s$  aus. Die Geschwindigkeit der Lastaufbringung lag zwischen 100 bis 250 MN/s. Abbildung 4.32 zeigt ausgewählte  $\tau - \delta$ -Verläufe der Versuchsreihe. Exemplarisch wurden nur Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für direkt einbetonierte Bewehrungsstäbe dargestellt. In Abbildung 4.32 a) werden die statischen und die dynamischen Ergebnisse bei einem Sprengrissversagen für die Probekörper mit einer Verbundlänge von  $5 \cdot d_s$  und der Betonfestigkeitsklasse C25/30 und in Abbildung 4.32 b) die Messergebnisse bei einem Ausziehversagen mit ansonsten identischen Parametern gegenüber gestellt.



**Abb. 4.32:** Versuchsergebnisse von SOLOMOS & BERRA 2010 [210] bei a) Sprenggrissversagen und b) Ausziehversagen

Bei den statischen Versuchen und einem Sprenggrissversagen konnten nur sehr geringe Schlupfwerte bis zum völligen Versagen des Körpers gemessen werden. Dementsprechend liegen die in Abbildung 4.32 a) aufgeführten Verläufe am äußerst linken Rand des Diagramms. Ein Vergleich der Spannungsmaxima zeigt die Zunahme der übertragbaren Verbundspannung bei steigender Belastungsgeschwindigkeiten sowohl bei der Sprenggrissbildung, wie auch beim Ausziehen des Bewehrungsstahls. Die dynamischen Kurven weisen eine vergleichbare Charakteristik, wie bei statischen Verbundversuchen auf. Die unrealistische Zunahme einer  $\tau - \delta$ -Beziehung ab einem Schlupf von ca. 2.5 mm (Abbildung 4.32 b)) ist mutmaßlich der Messtechnik geschuldet.

Die Tabellen 4.7 bis 4.8 fassen die Versuchsergebnisse für den Beton mit der Festigkeitsklasse C25/30 zusammen. Auf die Darstellung der Ergebnisse des C50/60 wurde verzichtet, da in der Veröffentlichung keine Angaben zum Ausziehversagen vorlagen. Die Resultate von Einzeltests mit identischen Probekörperparametern wurden zu einem Mittelwert zusammengefasst. Als Vergleichsgröße dient die jeweilige mittlere maximale Verbundspannung  $\tau_{max}$ .

**Tab. 4.7:** Versuchsergebnisse von SOLOMOS & BERRA 2010 [210] für die Betonfestigkeitsklasse C25/30 und einer Verbundlänge von  $5 \cdot d_s = 100$  mm

Versagensart [-]	Einbau d. Bewehrung [-]	$\tau_{stat}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{dyn}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{dyn}/\tau_{stat}$ [-]
Ausziehversagen	direkt	16.92	20.64	1.22
	nachträglich	21.33	27.33	1.28
Sprenggrissversagen	direkt	6.45	12.32	1.91
	nachträglich	7.53	10.23	1.36

Zum Vergleich der statischen mit den dynamischen Ergebnissen wird in der letzten Spalte der einzelnen Tabellen jeweils der Verbundsteigerungsfaktor  $\tau_{dyn}/\tau_{stat}$  berechnet. Bei einer Verbundlänge von  $5 \cdot d_s$  kann eine maximale Steigerung in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit um den Faktor 1.91 festgestellt werden. Sowohl bei den direkt, wie auch bei den nachträglich einbetonierten Bewehrungsstählen, ist der Steigerungsfaktor bei einem Sprenggrissversagen höherer als bei einem reinen Ausziehversagen.

**Tab. 4.8:** Versuchsergebnisse von SOLOMOS & BERRA 2010 [210] für die Betonfestigkeitsklasse C25/30 und einer Verbundlänge von  $10 \cdot d_s = 200$  mm

Versagensart [-]	Einbau d. Bewehrung [-]	$\tau_{stat}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{dyn}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{dyn}/\tau_{stat}$ [-]
Ausziehversagen	direkt	15.50	17.25	1.11
	nachträglich	18.09	16.15	0.89
Sprenggrissversagen	direkt	6.45	8.97	1.39
	nachträglich	6.01	7.78	1.29

Diese Tatsache kann damit begründet werden, dass bei einem Sprenggrissversagen die Zugfestigkeit als dominante Größe auftritt, während im Gegensatz dazu die Druckfestigkeit bei einem Ausziehversagen maßgebend wird. Die Zugfestigkeit erfährt bei gleicher Verzerrungsrate einen höheren Anstieg als die Druckfestigkeit (Abschnitt 3.1.3). Folgerichtig ist auch bei der längeren Verbundlänge die Verbundfestigkeitszunahme bei einem Sprenggrissversagen höher als beim Ausziehen der Bewehrung.

Bei den nachträglich einbetonierten Bewehrungsstäben und einem Ausziehversagen wurde im Mittel bei statischen Belastungen sogar eine höhere Verbundspannung als bei der dynamischen gemessen, wobei diese Ausnahme mit hoher Wahrscheinlichkeit auf die Streuung der Messwerte zurückzuführen ist, da es als erwiesen gilt, dass die übertragbare Verbundspannung mit steigender Belastungsgeschwindigkeit zunimmt.

Zum Abschluss werden sämtliche Schlussfolgerungen die sich aus den Ergebnissen der durchgeführten Versuchsserie ergeben zusammengefasst:

- Die in den vorhergehenden Forschungsarbeiten beschriebene Abhängigkeit der maximal übertragbaren Verbundspannung von der Belastungsgeschwindigkeit wird bestätigt. Die dynamische Verbundfestigkeit liefert höhere Werte als die statische.
- Bei einem Ausziehversagen der Probekörper fällt das Verhältnis  $\tau_{dyn}/\tau_{stat}$  geringer aus als bei einem Sprenggrissversagen.
- Bei sämtlichen dynamischen Versuchen konnte eine höhere notwendige Energie bis zum Verbundversagen im Vergleich zu den statischen Versuchen beobachtet werden. Die Ver-

suchskörper zeigten jeweils eine höhere Duktilität unter der kurzzeitigen monotonen Belastung.

- Durch die Umschnürung mit einem Stahlrohr wird die Querdehnung und die Sprenggrissbildung des Probekörpers behindert und ein Ausziehversagen konnte bewerkstelligt werden.
- Die prozentuale Zunahme der maximalen Verbundspannung bei den dynamischen Versuchen ist für den Beton der Festigkeitsklasse C50/60 kleiner als bei einem C 25/30, wobei für ein Ausziehversagen bei Probekörpern mit einem C50/60 keine Ergebnisse vorliegen.
- Bei einer größeren Verbundlänge ( $10 \cdot d_s$ ) liegen die mittleren Verbundspannungen unter den Werten der kleineren Verbundlänge ( $5 \cdot d_s$ ). In den Versuchen wurde nur die Ausziehkraft gemessen und daraus die Verbundspannung als Mittelwert über die gesamte Einbettungslänge nach Gleichung (4.11) berechnet. Für große Verbundlängen wird dadurch der real nicht konstante Verbundspannungsverlauf mit seinem maximalen Peak über eine größere Länge „verschmiert“ und der Einfluss des Verzerrungszustandes im Bewehrungsstahl ist nicht mehr vernachlässigbar. Auf die berechnete statische Verbundspannung hat dies einen geringeren Einfluss als bei der Verbundspannung bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten da die Kraft und damit die Stahldehnung geringer ist.
- Die nachträglich einbetonierten Stähle konnten in allen Fällen eine ähnliche Verbundspannung wie die direkt eingebauten übertragen, wobei der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit geringer ausfällt. Dies könnte auf die dynamischen Materialparameter des verwendeten Mörtels zurückgeführt werden. Hierzu liegen aber keine Untersuchungsergebnisse vor.

Die aufgeführten Schlussfolgerungen zur Veröffentlichung von SOLOMOS & BERRA 2010 [210] beruhen wiederum auf einer sehr geringen Datenbasis, decken sich aber qualitativ mit den festgestellten Zusammenhängen der vorhergehenden Autoren. Eine quantitative Einordnung ist durch fehlende Angaben zur Verzerrungs- bzw. Spannungsrate nicht möglich.

### 4.3.3 Zusammenfassung

Bei den in der Literatur bekannten Untersuchungen zum Verbund bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten kamen drei grundlegend unterschiedliche Versuchsaufbauten zum Einsatz. Neben Testserien mit servohydraulischen Prüfmaschinen, bei denen die Beanspruchung über mit Hilfe von Prüfsylindern aufgebracht wurde, setzten verschieden Forscher einen Split Hopkinson Bar ein. Bei diesem wird eine Druckwelle über den Einleitungsstab in den Probekörper eingetragen. In Abhängigkeit von verschiedenen Rahmenbedingungen erreicht diese Druckwelle verschieden Geschwindigkeiten und führt in der Probe zu großen Spannungs- bzw. Verzerrungsraten. Eine

weitere Option war die Lastaufbringung mittels Fallgewichten, bei denen der Kraftimpuls durch Gewicht und Geschwindigkeit des Fallkörpers definiert wird.

Die Geometrie der verwendeten Versuchskörper beruht hauptsächlich auf den, in der Literatur vorgeschlagenen Probekörpern für Pull-Out Versuche der Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux (RILEM), bzw. auf leicht modifizierten Pull-Out Körpern nach RILEM (vergleiche hierzu Abschnitt 4.2.3, oder [188] und die Veröffentlichungen von MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149], SCHMIDT-THRÖ, STÖCKL & KUPFER 1986 [199] und MAINZ & STÖCKL 1992 [141]).

Die Verbundlängen der eingesetzten Versuchskörper variieren zwischen 1 und  $10 \cdot d_s$ . Die Höhe der Verbundlänge hat, neben der Betondeckung der Bewehrungsstähe einen maßgebenden Einfluss auf die Versagensart der Probekörper. Je höher die Verbundlänge der eingebauten Bewehrung, desto wahrscheinlicher ist ein Sprengversagen des Betonkörpers bzw. desto höher ist der Einfluss auf das Versuchsergebnis durch die Verzerrung der Bewehrung. Bei sehr kleinen Verbundlängen (Ergebnisse von HJORTH 1976 [101]) können bereits geringe mechanische Beanspruchungen vor Versuchsbeginn oder Lastimpulse beim Anfahren der Prüfmaschine zur Vorschädigung des Verbundes führen und es sind überdurchschnittlich hohe Streuungen durch die Inhomogenität des Betons zu erwarten. Nach Auswertung der Literatur scheint eine Verbundlänge zwischen 3 und  $5 \cdot d_s$  sinnvoll, sofern ein reines Ausziehen der Bewehrung im Versuch als Versagensursache beobachtet werden soll.

Bei glatten Bewehrungsstählen ist die übertragbare Verbundspannung ausschließlich auf die Komponenten Reibungs- und Haftverbund zurückzuführen. Außer bei den Versuchen von WEATHERSBY 2003 [233] konnte in keinem Fall eine Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit festgestellt werden. Demzufolge scheint es als erwiesen, dass sowohl die Reibung als auch die Adhäsion nahezu unabhängig von der Verzerrungsrate im Material sind.

Der Anstieg der übertragbaren Verbundspannung bei profilierten Bewehrungsstählen parallel zur Belastungsgeschwindigkeit ist durch diverse Versuchsergebnisse belegt. Bei gerippten Stählen ist der Scherverbund die maßgebende Verbundkomponente. Durch die Konsolenwirkung des Betons vor den Rippen bildet sich ein dreidimensionaler Druckspannungszustand aus. Bei einer ausreichenden Betondeckung bestimmt die vorhandene Betondruckfestigkeit vor den Rippen in entscheidendem Maße die Höhe der übertragbaren Verbundspannung zwischen Beton und Bewehrungsstahl. Die Verzerrungsratenabhängigkeit der Betondruckfestigkeit wurde ausführlich in Abschnitt 3.1.3 der vorliegenden Arbeit diskutiert. Demzufolge liegt die Vermutung nahe, dass die Zunahme der Verbundfestigkeit von profilierten Bewehrungsstählen bei steigender Spannungsrate hauptsächlich auf die ratenabhängige Zunahme der Betondruckfestigkeit zurückgeführt werden kann. Ein Vergleich der Versuchsergebnisse von VOS 1983 [226] mit den

zusammengetragenen Daten zum reinen Beton von BISCHOFF & PERRY 1991 [17] (Abbildung 6.1) stützen diese Feststellung. Sowohl HANSEN & LIEPINS 1962 [97] als auch VOS haben in ihren Versuchen zudem festgestellt, dass der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit mit steigender statischer Betondruckfestigkeit abnimmt.

Während der Einfluss einzelner Parameter auf die Höhe der übertragbaren Verbundspannung bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten, wie der Bewehrungsdurchmesser, die Verbundlänge, die Betondruckfestigkeit oder der Fasergehalt im Beton bereits untersucht wurden, fehlen Ergebnisse zu anderen Parametern bisher gänzlich. Hierzu zählen unter anderem der Einfluss des Größtkorns in der Betonrezeptur, die Betonierrichtung bezüglich der eingebauten Bewehrung, die Lage der Bewehrung im Querschnitt oder eine bereits vorhandene Vorschädigung des Stahlbetonbauteils. Die Vorschädigung des Bauteils kann sowohl durch statische oder dynamischen Lasten, als auch durch andere äußere Einflüsse (z.B. Bewehrungskorrosion) verursacht werden. Neben der Vorschädigung der Verbundzone zwischen Bewehrungsstahl und Beton treten in realen Bauteilen häufig Längsrisse, parallel zur Bewehrung auf. In statischer Hinsicht wurden diese Parameter bereits eingehend untersucht. Für höhere Belastungsgeschwindigkeiten liegen dazu in der Literatur keine Versuchsergebnisse vor, die zu einer Abschätzung der übertragbaren Verbundspannung herangezogen werden können.

---

## Kapitel 5

# Risse in Stahlbetonbauteilen

---

*Die Bauweise mit Stahlbeton wird häufig als „gerissene“ Bauart bezeichnet. Die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit kann zwar durch Risse negativ beeinträchtigt werden, aber erst durch die entstehenden Risse unter Last und einer damit verbundenen Relativverschiebung zwischen Bewehrung und Beton kommt es zu einer Längskraftübertragung in den Stahl und die charakteristische Tragwirkung des Hybridbaustoffs bildet sich aus. Eine generelle Rissvermeidung in Stahlbetonkonstruktionen ist nicht möglich und auch nicht erstrebenswert.*

*Im folgenden Abschnitt wird auf die Rissbildung in Stahlbetonbauteilen im Detail eingegangen. Neben einer allgemeinen Zusammenfassung der Rissursachen, dem Tragverhalten im gerissenen Zustand und von verschiedenen Risstypen, soll als Schwerpunkt die Bildung von Längsrissen und von Verbundrissen als Grundlage für eigene Versuche verdeutlicht werden. Abschließend erfolgt eine Zusammenstellung der Theorie zum Risswachstum und zur Rissgeschwindigkeit im Beton auf Meso-Ebene da diese, wie in Abschnitt 3.3 der Arbeit dargestellt, einen wesentlichen Einfluss auf die Festigkeitszunahme von Beton bei hohen Verzerrungsraten haben.*

---

### 5.1 Rissursachen und Tragverhalten

In Abschnitt 3.1 der Arbeit wurde das Werkstoffverhalten von Beton ausführlich dargestellt. Bei einachsialen Versuchen versagt der Werkstoff letztendlich, unabhängig von der Belastungsrichtung durch die Überschreitung der maximalen Zugfestigkeit, da sich Risse senkrecht zu auftretenden Zugspannungen ausbilden und diese beim Bruch den kompletten Betonkörper trennen. Die Zugfestigkeit liegt bei ca. 5 bis 10 % der maximalen Druckfestigkeit und die Bruchdehnung beträgt etwa 0.1 bis 0.2 mm/m und entspricht damit rund 5 % der Bruchstauchung.

Zugspannungen können im Beton durch äußere Last- oder durch Zwangsbeanspruchungen hervorgerufen werden. Zwangsbeanspruchungen resultieren z.B. aus behinderten Temperaturdehnungen, durch das Abfließen der Hydratationswärme oder durch das zeitabhängige Materialverhalten (Kriechen und Schwinden) des Betons. Bei Lastbeanspruchungen wird zwischen Biege-, Zug- und Schubbeanspruchungen unterschieden, wobei abhängig von der Belastung, in der Regel kombinierte Beanspruchungen des Bauteils auftreten. Abhängig von der Ursache werden

verschiedene Risstypen unterschieden. Neben oberflächennahen Netzrissen können Schwindrisse, Schub-, Biege- und Trennrisse, sowie bewehrungsparallele Längsrisse und Verbundrisse auftreten. In erster Linie sollen im folgenden Verlauf des Abschnitts die verschiedenen Rissbilder aus äußeren Lasten näher beleuchtet werden. Eine ausführliche Zusammenstellung von verschiedenen Rissformen und deren Ursachen ist z.B. in MEICHSNER & ROHR-SUCHALLA 2008 [153] enthalten. Abbildung 5.1 zeigt die idealisierten Rissbilder, die in Abhängigkeit von der Belastung zu erwarten sind, verdeutlicht am Beispiel eines Stahlbetonbalkens auf zwei Stützen.

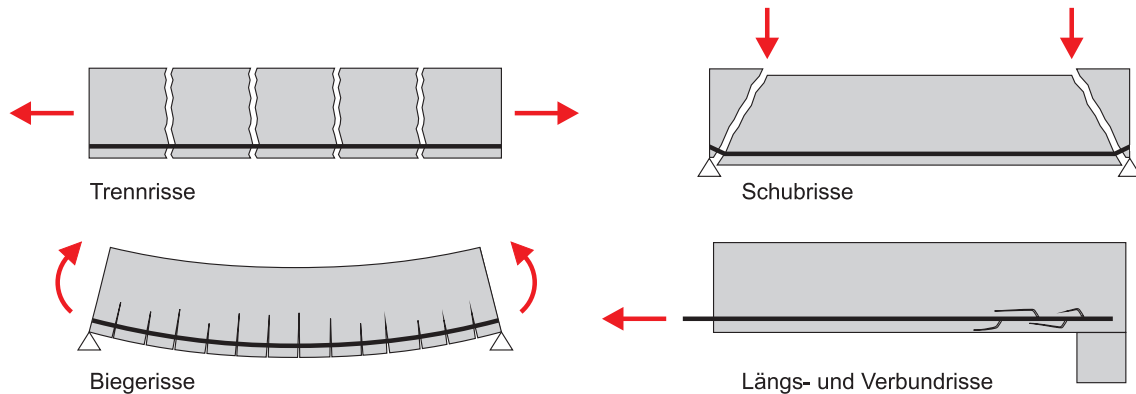


Abb. 5.1: belastungsabhängige Rissbilder bei einem Stahlbetonbalken

Bei einer reinen Zugbelastung im Balken stellt sich ein Rissbild mit relativ konstanten Rissabständen ein und diese verlaufen senkrecht zur Belastungsrichtung durch das ganze Bauteil (Trennrisse). Durch Biegung verursachte Risse beginnen am gezogenen Bauteilrand und erstrecken sich maximal bis zur Spannungsnulllinie des Querschnitts (Biegerisse). Hohe Querkräfte führen zu einem auflagernahen Abscheren des Balkens durch Schubrisse. Diese Querkraftrisse verlaufen von der Lasteinleitung in Richtung der Auflager. Längsrisse werden z.B. durch ein Verbundversagen oder durch Bewehrungskorrosion verursacht und verlaufen parallel zur eingebauten Bewehrung.

Bei Stahlbetonbauteilen wird der, durch einen Riss gestörte Zugkraftfluss im Beton, durch die Verbundwirkung in den Betonstahl um- und weitergeleitet. Am einfachsten lässt sich das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen anhand eines mittig gezogenen Stahlbetonzugstabs verdeutlichen. Grundsätzlich wird im Stahlbetonbau zwischen Zustand I (ungerissener Querschnitt) und Zustand II (abgeschlossenes Rissbild) unterschieden. In Abbildung 5.2 ist ein Stahlbetonzugstab bei unterschiedlichen Belastungsstadien und die zugehörigen Spannungsverteilungen im Stahl  $\sigma_s$  bzw. im Beton  $\sigma_c$  dargestellt. Im ungerissenen Querschnitt wirkt die Spannung resultierend aus einer aufgebrachtten Zugkraft in Abhängigkeit von der Steifigkeit zwischen Beton und Bewehrungsstahl konstant über die komplette Bauteillänge.

Durch die Steigerung der Kraft  $F$  kommt es zur Bildung eines ersten Trennrisses senkrecht zur Kraft über die gesamte Bauteilhöhe. Der Riss entsteht nicht zwingend in Bauteilmitte sondern



an der schwächsten Stelle im Querschnitt (z.B. Gefügestörungen durch ein Zuschlagskorn, Porenansammlungen, Kiesnester oder Mikrorisse) aufgrund einer Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons. Im Riss fällt die Betonspannung auf Null ab und die Spannungen werden durch die Verbundwirkung in den Bewehrungsstahl eingeleitet, durch den Riss transportiert und im Anschluss wieder auf den Beton übertragen. Direkt im Riss gilt die BERNOULLI-Hypothese zum Ebenbleiben der Querschnitte nicht mehr ( $\varepsilon_s > \varepsilon_c$ ). Zur Aus- und Umleitung der Spannungen ist die Lasteinleitungslänge  $l_e$  notwendig. Die wirkende Verbundspannung  $\tau_b$  wird in der Regel vereinfachend als mittlere Verbundspannung  $\tau_m$  über die gesamte Länge  $l_e$  nach Gleichung (4.11) dargestellt.

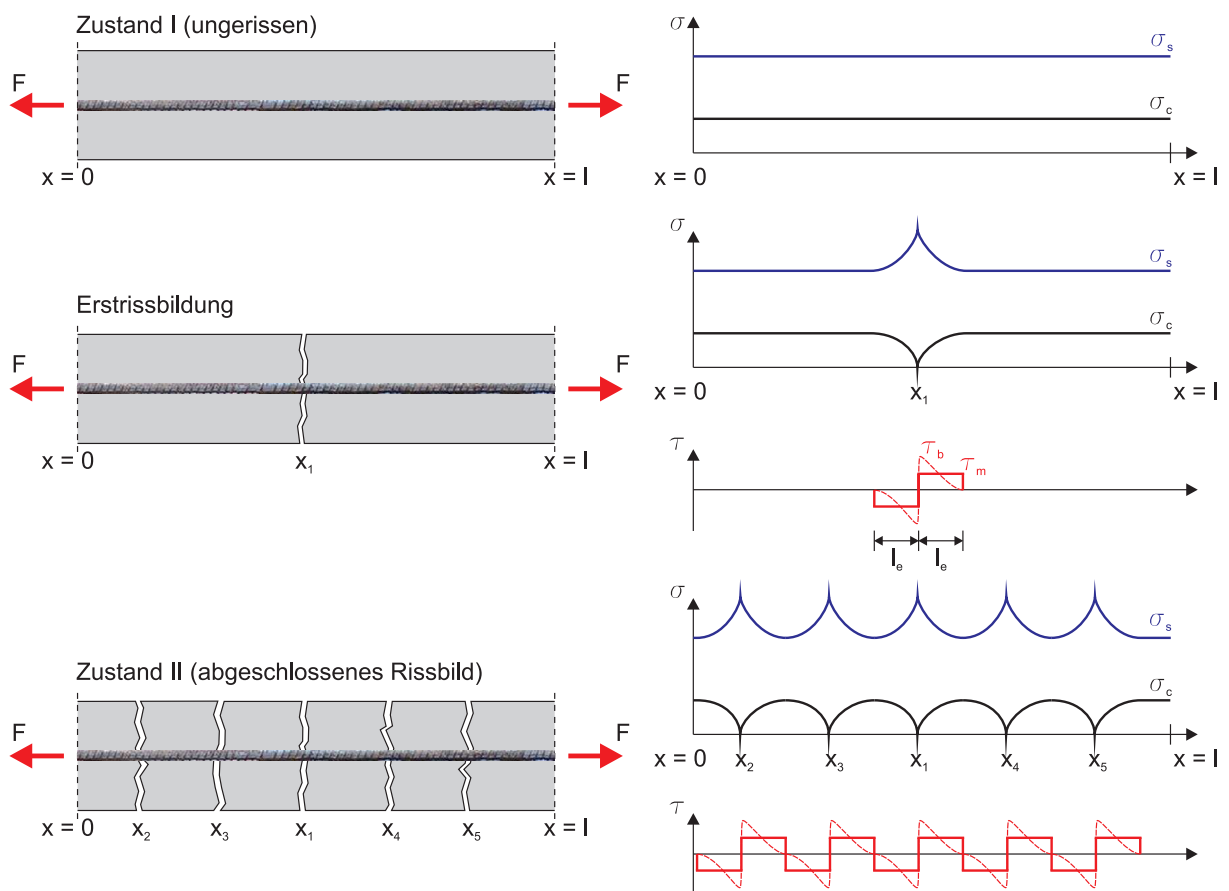


Abb. 5.2: Rissbildung und Spannungsverteilung am Beispiel eines Stahlbetonzugstabs

Bei einer weiteren Lastzunahme stellen sich sukzessive weitere Risse ein, bis letztendlich ein abgeschlossenes Rissbild, der Zustand II erreicht ist. Da das ursprüngliche Spannungsniveau im Beton vor dem Riss erst wieder nach der Länge  $l_e$  erreicht wird, und es dadurch erst dann zu einer weiteren Überschreitung der Betonzugfestigkeit kommen kann, stellt sich ein relativ regelmäßiges Rissbild mit einem minimalen Abstand  $s_{r,min} = l_e$  und einem Höchstabstand von  $s_{r,max} = 2 \cdot l_e$  ein. Diese theoretische Betrachtung am gezogenen Stahlbetonstab bildet die

Grundlage der Rissbreitenberechnung nach der DIN 1045-1 [46]. Details zum Verfahren können beispielsweise KÖNIG & TUE 1996 [117] oder FISCHER et al. 2003 [77] entnommen werden.

## 5.2 Verbundrisse im Stahlbeton

Die Wirkungsweise des Verbundes zwischen Beton und Bewehrungsstahl wurde bereits ausführlich in Abschnitt 4 der Arbeit diskutiert. In diesem Abschnitt soll ergänzend dazu, detailliert auf die Rissbildung eingegangen werden. Die lokal entstehenden Risse, verursacht durch die Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrungsstahl, wurden erstmals ausführlich von GOTO 1971 [91] experimentell untersucht und sichtbar gemacht. Die, aus der Verbundwirkung von profilierten Bewehrungsstählen resultierenden Risse untergliedern sich in

- Primärrisse,
- Sekundärrisse und
- Längsrisse parallel zur Bewehrung.

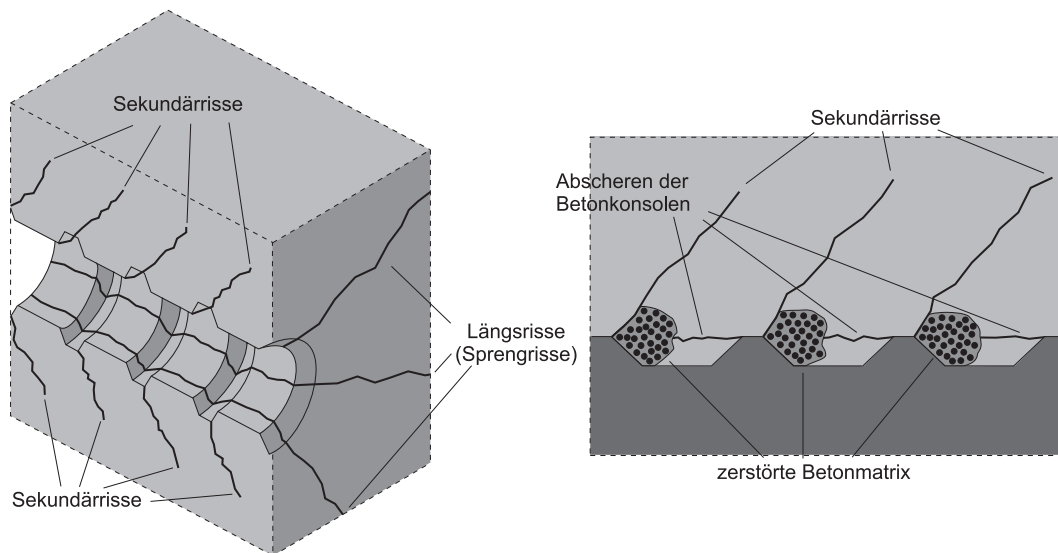
Die Größe und das Erscheinungsbild der Risse hängt unter anderem von der vorhandenen Betondeckung der Bewehrung ab, da diese die Umschnürungswirkung und damit die Verbundverhaltensart maßgebend beeinflusst (Abschnitt 4.2.3). Der Verbund wird immer dann aktiviert, sobald Spannungen zwischen Beton und Stahl übertragen werden müssen, in erster Linie also im Verankerungsbereich, an Übergreifungsstößen und an Trennrissen im Beton (Abbildung 5.1). Diese Risse werden als Primärrisse bezeichnet und werden strenggenommen nicht durch den Verbundmechanismus verursacht, sondern sie aktivieren die Verbundwirkung und sind somit für die im Anschluss beschriebenen Folgerisse verantwortlich.

Bei niedrigen Verbundspannungen ( $\tau < 0.2$  bis  $0.8 \cdot f_{ct}$ ) wirkt hauptsächlich die Adhäsion als kraftübertragende Komponente und es treten kein Schlupf und damit keine Rissbildung im Beton auf. Bei steigenden Verbundbeanspruchungen wird der Haftverbund als Folge einer Relativverschiebung zerstört und der Scherverbund übernimmt die Kraftübertragung. Der Schlupf des Stahls geht mit einer Rissbildung im Beton, ausgehend von den Spitzen der Bewehrungsrippen, einher. Der Großteil dieser Sekundärrisse verläuft gemäß den Untersuchungen von GOTO 1971 [91] in einem Winkel von ca.  $60^\circ$  zur Betonstahlachse und breiten sich, ausgehend von der ersten Rippe nach einem Primärriss, mit steigender Last immer weiter auf die folgenden Rippen aus. Der Rissverlauf hängt dabei, neben weiteren Faktoren, vor allem von der Geometrie der Bewehrungsrippen ab und ein ausgeprägter Scherverbund kann sich nur bei einer ausreichenden Umschnürungswirkung (z.B. durch die Betondeckung, eine zusätzliche Bewehrung oder Querdruck) einstellen. Parallel zur einsetzenden Rissbildung ist ein Abfall der Steifigkeit in der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung messbar.

Durch einen weiteren Anstieg der Verbundspannungen ( $\tau > 1$  bis  $3 \cdot f_{ct}$ ) formieren sich radial angeordnete Längsrisse (Sprengrisse) parallel zur Bewehrung. Die Länge der Risse in Querrichtung wird wiederum durch die Qualität der Umschnürungswirkung bestimmt. Grundsätzlich kann zwischen einem rissdurchzogenen, radialen Bereich in der unmittelbaren Umgebung der Bewehrung und einem weiter außen liegenden ungeschädigten Bereich differenziert werden. Durch eine unzureichende Betondeckung, dem Fehlen von Zusatzbewehrung oder von insuffizientem Querdruck reichen die Längsrisse bis an die Oberfläche des Betons, was ein plötzliches Sprengrissversagen zur Folge hat. Die Faktoren, die, abgeleitet vom Spannungszustand, der durch die Verbundwirkung hervorgerufen wird, zur Längrissbildung im Beton führen, fassen ELIGEHAUSEN, KRELLER & LANGER 1989 [72] wie folgt zusammen:

- die Umlenkung der Kraftlinien,
- Komponenten aus dem Reibungswiderstand an der gesamten Staboberfläche,
- die Querdehnungsbehinderung des plastifizierten Betons unter den Rippen und
- der Querdruck infolge der Neigung der Rippenflanken bzw. der abgescherten Konsolen.

Der quantitative Anteil der einzelnen Faktoren kann nur bedingt bewertet werden. Die Zugspannungen die letztendlich die Längrissbildung bedingen ergeben sich vielmehr aus einer Kombination und einer Überlagerung der Einzelaspekte.



**Abb. 5.3:** Verbundrisse im Beton

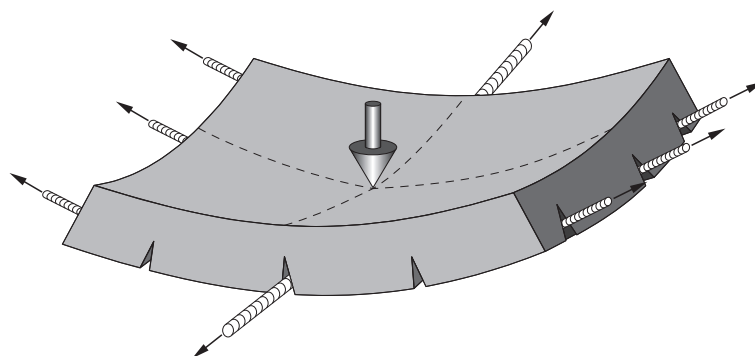
Wenn eine ausreichende Umschnürung sichergestellt ist und dementsprechend der Scherverbund noch größere Spannungen übertragen kann, kommt es, bei steigender Last und größer werdendem Schlupf letztendlich zum Abscheren der Betonkonsolen, also zu einer Zerstörung des Betongefüges vor der Rippe, begleitet durch einen Trennriss im Beton von Rippe zu Rippe. Zu diesem

Zeitpunkt ist das Maximum der  $\tau - \delta$ -Beziehung erreicht und nur noch der Reibungsverbund wirksam. Eine weitere Rissbildung findet nicht mehr statt. Die Höhe des Reibungsverbundes ist abhängig vom Spannungsverhältnis quer zur Bewehrung, der Rissverzahnung und dem Reibungswiderstand der Bruchflächen. Da diese mit steigendem Schlupf immer glatter werden, nimmt die Verbundspannung ab (Abbildung 4.1).

Abbildung 5.3 fasst die verschiedenen Verbundrisse, die sich bei steigender Verbundspannung im Beton in unmittelbarer Nachbarschaft zum Bewehrungsstahl bilden, zusammen. Das Versagen des Verbunds ist letztendlich auf die Schwächung der Betonmatrix durch die injizierten Risse zurückzuführen. Eine tiefer gehende Erläuterung der Verbundrissproblematik kann z.B. TASSIOS 1979 [218] oder dem FIB BULLETIN NO. 10, 2000 [108] entnommen werden.

### 5.3 Bewehrungsparallele Längrisse

Bei der planmäßigen Belastung eines zweiachsig gespannten Stahlbetonbauteils, z.B. einer Decke (Abbildung 5.4) oder eines Flüssigkeitsbehälters treten in den zwei Hauptrichtungen jeweils Zugkräfte auf, die durch die eingelegte Bewehrung aufgenommen werden müssen. Im vorangegangenen Abschnitt 5.1 wird das Tragverhalten von Stahlbeton unter einer Zugbelastung ausführlich beschrieben. Die Einleitung von Zugspannungen in die Bewehrung wird durch die Rissbildung im Beton nach Überschreitung der maximalen Betonzugfestigkeit hervorgerufen. Die Risse treten an der schwächsten Stelle im Bauteil auf. Eine eingebaute Querbewehrung stellt eine Schwächung des Betonquerschnitts dar und liefert dadurch eine Sollbruchstelle an der sich die Risse einstellen werden. PURAINER 2005 [173] untersuchte in seiner Arbeit unter Anderem die Lochschwächung infolge Querbewehrung anhand einer FE-Studie für verschiedene Bewehrungsdurchmesser. Dementsprechend können bei zweiachsig gespannten Platten bewehrungsparallele Risse, wie in Abbildung 5.4 skizziert, entstehen.



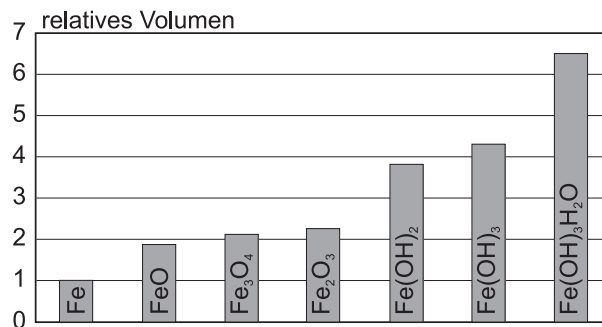
**Abb. 5.4:** *Bewehrungsparallele Risse in einem Stahlbetonbauteil in Anlehnung an IDDA 1999 [107]*

Der Einfluss dieser Längrisse resultierend aus einer Querkzugspannung auf den Verbund bei statischen Belastungen wurde in Abschnitt 4.2.8 der vorliegenden Arbeit diskutiert. Ausführliche

Untersuchungen zur Rissbildung und zum Last-Verformungs-Verhalten in Abhängigkeit vom Querbewehrungsgrad können PURAINER 2005 [173] für Scheiben und RÜDIGER 2008 [177] für Stahlbetonplatten entnommen werden.

Ein weiterer Faktor, der eine Längsrissbildung entlang der Bewehrung zur Folge hat, ist die Korrosion des eingebauten Stahls. Grundsätzlich wird die eingelegte Stahlbewehrung durch das basische Milieu des Betons und durch die Einhaltung einer Mindestbetondeckung in Abhängigkeit von der Expositionsklasse nach der DIN 1045-1 [46] geschützt. Trotz der gestellten Anforderungen kann die chemische Reaktion der Korrosion im Laufe der Nutzungsdauer eines Bauwerks, bedingt durch Fehler in der Bauausführung oder durch unzulässige Risse im Beton (Frost, nicht berücksichtigte Zwängungen oder zu hohe äußere Lasten) in die Feuchtigkeit oder Chloride bis zur Bewehrung vordringen können, auftreten.

Neben der, aus der Korrosion resultierenden Verminderung der Tragfähigkeit des Stahls durch einen Querschnittsflächenverlust und einer Reduzierung der aufnehmbaren Zugspannung in Abhängigkeit vom Korrosionsgrad (z.B in JUNGWIRTH 1984 [111]), kommt es zu einer Volumenvergrößerung der eingelegten Bewehrung. Dadurch treten im umliegenden Beton Spaltzugspannungen auf, die im ungünstigsten Fall zu Längsrissen entlang der Bewehrung oder sogar zu großflächigen Betonabplatzungen führen können. Der Volumenzuwachs des chemischen Elements Eisen bei der Korrosion ist in Abbildung 5.5 zusammengefasst. Aus den Verhältnissen wird ersichtlich, dass der Volumenzuwachs der Reaktionsprodukte maximal den Faktor 6.5 beträgt.



**Abb. 5.5:** Normiertes relatives Volumen von Eisen und dessen Korrosionsprodukten nach (LIU & WYERS 1998 [133])

Der Gesamtvolumenzuwachs und die damit einhergehende Höhe der Spaltzugspannung ist also von den Endprodukten der Korrosionsreaktion abhängig und diese werden wiederum durch verschiedene Umgebungsfaktoren beeinflusst. Der Sprengdruck in der Grenzschicht zwischen Beton und Bewehrung führt letztendlich zu Rissen oder Abplatzungen entlang der Stahlbewehrung. Eine ausführliche Zusammenfassung der Auswirkungen von Korrosion auf Stahlbetonbauteile ist in HUNKELER, MÜHLAN & UNGRICHT 2006 [105] zu finden.

Zusätzlich zu den beschriebenen negativen Auswirkungen von Längsrissen auf den Verbund,

sinkt durch die Korrosion des Stahls die Rippenfläche der eingelegten Bewehrung. Da die Betonstahlrippen, wie in Kapitel 4.1.1 beschrieben einen erheblichen Einfluss auf die Höhe der übertragbaren Verbundspannungen haben, wirkt sich dies ebenfalls negativ auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl aus.

In der Vergangenheit wurden durch verschiedene Autoren eine Vielzahl von experimentellen und numerischen Studien zum Verbundverhalten von korrodierten, profilierten Bewehrungsstählen durchgeführt. Exemplarisch seien hierzu die Versuchsergebnisse von SHIMA 2002 [206] kurz zusammengefasst. Anhand von Pull-Out Körpern wurden lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen von korrodierten Bewehrungsstählen bestimmt. Ziel der Versuche war es, den Einfluss der Betonüberdeckung, des Korrosionsgrades und von eingelegter Querbewehrung zu untersuchen. Die Resultate der Untersuchungen von SHIMA 2002 [206] können wie folgt zusammengefasst werden:

- je höher der Korrosionsgrad, desto breiter werden die Risse im Beton,
- je größer die Betonüberdeckung, desto größer werden die Risse bei gleich bleibendem Korrosionsgrad,
- die maximale lokale Verbundspannung sinkt nahezu linear in Verhältnis zum Korrosionsgrad,
- die Höhe des linearen Abfalls ist abhängig von der Höhe der Betonüberdeckung (je höher die Betonüberdeckung, desto schneller fällt die übertragbare Verbundspannung ab),
- bei einer eingelegten Querbewehrung ist der Abfall der Verbundspannung in Abhängigkeit vom Korrosionsgrad geringer als ohne Querbewehrung, aber auf die Höhe der minimalen Verbundspannung hat die Querbewehrung keinen Einfluss und
- unabhängig von der Höhe der Betonüberdeckung fallen die maximalen lokalen Verbundspannungen auf ca. 50 % der Verbundspannungen des ungeschädigten Prüfkörpers ab.

Für eine detaillierte Erklärung der Ergebnisse wird auf die Literatur verwiesen. Ergänzend dazu zeigt Abbildung 5.6 eine Zusammenfassung der Verbundversuchsergebnisse von AMLEH & MIRZA 2002 [8].

Im Diagramm wurde die Abnahme der Verbundspannung mit steigendem Korrosionsgrad für zwei unterschiedliche Betondeckungen (Verhältnis der Rissbreite  $w$  zur Betondeckung  $c$ ) bei Normalbeton aufgetragen. Die Graphen spiegeln den von SHIMA 2002 [206] beschriebenen Verbundspannungsabfall bei steigender Korrosion ebenfalls wieder.

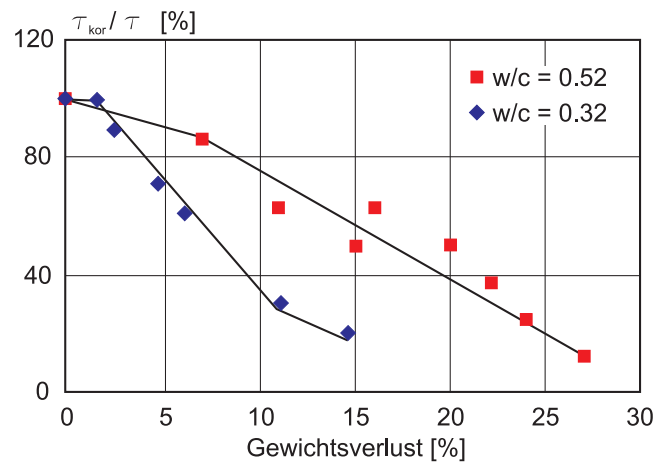


Abb. 5.6: Relative übertragbare Verbundspannung in Abhängigkeit vom Korrosionsgrad nach AMLEH & MIRZA 2002 [8]

## 5.4 Rissbildung und Rissgeschwindigkeit

In Abschnitt 3.3 der Arbeit wurde der Einfluss der Rissgeschwindigkeit auf die Festigkeitszunahme von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten ausführlich beschrieben. Die globale Rissbildung auf der Makro-Ebene im Hinblick auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter statischen Lasten, wurde bereits in Abschnitt 5.1 näher erläutert. Ergänzend dazu wird im Folgenden nochmals ausführlicher auf die Rissbildung bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten und auf die Quantität der Rissgeschwindigkeit in Beton eingegangen.

Bereits bei jungem, unbelasteten Beton durchziehen Mikrorisse das Gefüge. Verschiedene Definitionen von Mikrorissen in der Literatur unterscheiden sich teilweise erheblich. Die Angabe der zulässigen Rissbreite, bis zu der noch von einem Mikroriss gesprochen wird, gehen von wenigen Mikrometern bis zu 0.1 mm. Mikrorissursachen sind z.B. die Hydratation beim Erhärten des Betons, Eigenspannungen im Gefüge oder die Qualität der Nachbehandlung. Eine ausführliche Diskussion sämtlicher Faktoren kann z.B. bei KUSTERMAN 2005 [125] nachgelesen werden.

Risse aus äußeren Lasten oder Zwängungen haben im Bauteil in der Regel ihren Ursprung an der schwächsten Stelle der Betonstruktur. Diese wird häufig durch einen Mikroriss in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementmatrix definiert. Davon ausgehend, pflanzen sich weitere Risse, die je nach Größe in Meso- oder Makrorisse unterteilt werden können, im Bauteil fort. Bei steigender Belastung entsteht ein Hauptriss, der durch einen gekrümmten Verlauf und einigen kurzen Verzweigungen charakterisiert werden kann. Mikrorisse in der unmittelbaren Nachbarschaft des Hauptrisses wachsen in den Hauptriss hinein. Die Risspitzen stellen jeweils eine Kerbe dar, an der es zu Spannungskonzentrationen kommt. Diese Kerbspannungen überschreiten die Zugfestigkeit des Betons und das Risswachstum setzt sich fort. Nach und nach vereinigen sich viele Mikrorisse zu einem Makroriss bis sich, bei einer weiteren Lastzunahme ein Trennriss ein-

stellt der zum Versagen führt. Dieser Prozess wurde bereits im Abschnitt 3.1.1 anhand des einachsialen Druckfestigkeitsversuches an Betonproben näher erläutert (Abbildung 3.1).

Abweichend von Rissen in Normalbeton unter statischen Belastungen, die überwiegend durch die Zementmatrix bzw. an der Kontaktzone zwischen Zement und Zuschlag verlaufen, bilden sich bei dynamischen Belastungen Risse aus, die annähernd den direkten Weg, senkrecht zur rissverursachenden Zugspannung nehmen. Dementsprechend wandern Risse auch durch Zuschlagskörner. Aufgrund der Massenträgheit des Materials wird die Richtungsänderung des Risses direkt vor einem Zuschlagskorn behindert und der direkte Weg durch das Zuschlagskorn begünstigt. Numerische Berechnungen von GÖDDE 1986 [85], zur Untersuchung des Rissverlaufs an einem Zuschlagskorn bei variierenden Belastungsgeschwindigkeiten, verdeutlichen dieses Rissverhalten.

Zudem neigt der Beton unter dynamischen Belastungen, z.B. einer Detonation, zu einer vermehrten Rissbildung, wobei die Rissbreiten im Mittel kleiner bleiben, als bei einer statischen Belastung (BACHMANN 1993 [11]). Spannungen werden deshalb bei dynamischen Beanspruchungen über eine wesentlich größere Rissfläche im Werkstoff abgebaut, wodurch im Versuch eine höheren Gesamtfestigkeit bis zum Versagen messbar ist.

Bei lokalen Belastungen durch Impakt hingegen, ist ein gänzlich anderes Rissverhalten in der Stahlbetonstruktur zu verzeichnen. BENTUR, MINDESS & BANTHIA 1985 [15] haben bei ihren Versuchen zur Rissbildung respektive zum Versagen von Stahlbetonbauteilen anhand von Untersuchungen an bewehrten Biegebalken unter einer Impaktbelastung festgestellt, dass sich fast ausschließlich Risse im unmittelbar belasteten Bereich einstellen. Der Stahlbeton hat bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten nicht die Möglichkeit, die Belastung über einen größeren Bereich über die eingelegte Bewehrung zu verteilen. Während unter statischen Lasten die Risse auf einem größeren Bereich in der Biegezugzone verteilt sind und sich bei einer identisch hohen Belastung nur Risse, aber kein Bauteilversagen einstellen, kam es bei der dynamischen Belastung zu einem einzigen großen Riss quer durch das Bauteil und bei entsprechend hohen Lasten sogar zum Bruch der Bewehrung.

Zur mathematischen Beschreibung der Rissbildung und des -fortschritt in rissbehafteten und spröden Werkstoffen, wie Beton, existieren verschiedene Ansätze aus der Bruchmechanik. Eine detaillierte Darstellung der unterschiedlichen Formulierungen, wie zum Beispiel dem J-Integral nach RICE 1968 [185], würde an dieser Stelle zu weit führen. Deshalb wird auf die einschlägige Fachliteratur verwiesen. Eine ausführliche Darstellung zum Risswachstum und zur Bruchmechanik für den Werkstoff Beton findet sich unter anderem in CARPINTERI 1986 [24].

Zur Geschwindigkeit, mit der ein Riss im Beton fortschreitet, wurden in der Vergangenheit eine Reihe von Versuchsserien durchgeführt. Als obere maximale Grenze der Rissentwicklung wurde bereits in Abschnitt 3.3 die Rayleigh-Wellengeschwindigkeit benannt. Abbildung 5.7 fasst verschiedene Versuchsergebnisse zur Rissgeschwindigkeit im Beton in Abhängigkeit von der Ver-



zerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  zusammen.

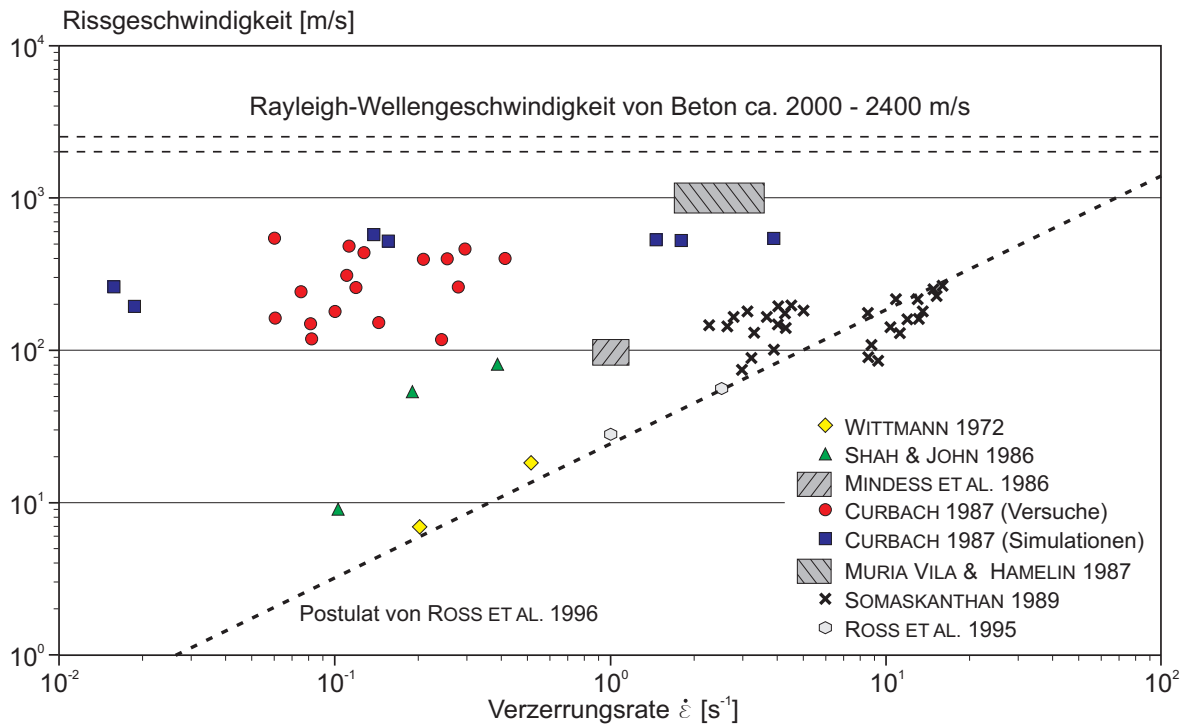


Abb. 5.7: Versuchsergebnisse zur Rissgeschwindigkeit in Beton in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate in Anlehnung an LARCHER 2006 [128]

Die Rayleigh-Wellengeschwindigkeit von Beton im Bereich von 2000 - 2400 m/s ist als oberer Grenzbereich eingetragen. Die tatsächliche Rissgeschwindigkeit liegt demnach weit unter der oberen Schranke. Vergleiche von Rissgeschwindigkeiten mit anderen Materialien verdeutlichen, je inhomogener das Material, desto größer die Diskrepanz zwischen tatsächlicher Riss- und Rayleigh-Wellengeschwindigkeit. Numerische Untersuchungen von CURBACH & EIBL 1990 [37] mit unterschiedlichen Materialformulierungen für Beton belegen dieses Werkstoffverhalten.

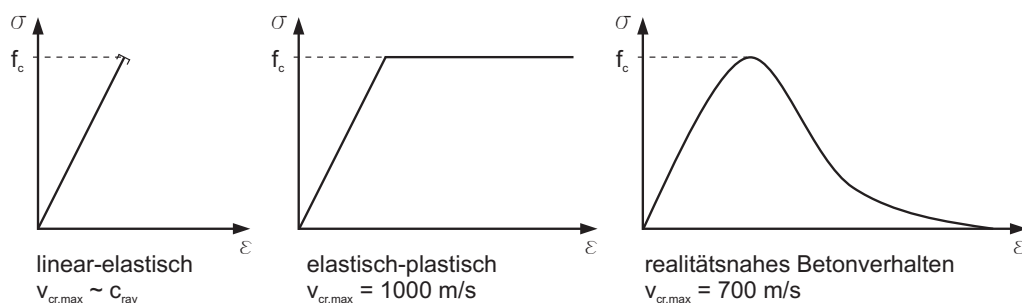


Abb. 5.8: Rissgeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Materialverhalten nach CURBACH & EIBL 1990 [37]

Mit zunehmender Berücksichtigung der Inhomogenität nahmen die ermittelten Rissgeschwindigkeiten deutlich ab. Versuchsergebnisse von ALFORD 1982 [4] nach denen die Rissgeschwindigkei-

ten beim Durchtrennen eines Zuschlagskorns niedriger sind als im Zementstein, unterstreichen diese Feststellung. Abbildung 5.8 zeigt die verwendeten Materialgesetze und gibt die maximal beobachteten Geschwindigkeiten wieder.

Die zusammengefassten Versuchsergebnisse von verschiedenen Autoren in Abbildung 5.7 weisen eine große Streuung auf. Dies liegt zum einen an den Unterschieden im Versuchsaufbau und an differierenden Probekörpern, aber vor allem an der Qualität der Messgenauigkeit. Häufig wird die Rissgeschwindigkeit mit Hilfe von Hochgeschwindigkeitskameras aufgenommen. Hierbei zeigen sich schon große Unterschiede beim verwendeten Messequipment. Während MINDESS et al. 1986 [155] für ihre Geschwindigkeitsmessungen eine Hochgeschwindigkeitskamera mit 10000 Bildern pro Sekunde verwendet haben, nutzten MURIA VILA & HAMELIN 1987 [157] eine Kamera mit nur 3600. Dementsprechend leidet die Genauigkeit der Ergebnisse und die hohen gemessenen Werte von rund 1000 m/s im Vergleich zu anderen Autoren sollten kritisch hinterfragt werden. Grundsätzlich muss bei der Auswertung von Studien bezüglich der Rissgeschwindigkeit zwischen stabilen und instabilen Rissen unterschieden werden. Während ein stabiler Riss nur bei einer weiteren Spannungszunahme mit einer geringen Geschwindigkeit wächst, pflanzen sich instabile Risse ohne einen zusätzlichen Spannungsanstieg mit einer höheren Geschwindigkeit weiter fort. Während verschiedene Autoren, wie z.B. ROSS et al. 1996 [190] eine Abhängigkeit zwischen Rissgeschwindigkeit und Verzerrungsrate postulieren, kann dies anhand der Ergebnisse von CURBACH 1987 [36] nicht bestätigt werden. Die von ROSS definierte Ausgleichsgerade zur Beschreibung der Verzerrungsratenabhängigkeit spiegelt trotzdem, als erste gute Näherung, eine Vielzahl der Versuchsergebnisse in Abbildung 5.7 wieder. Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass die Gerade nur anhand der Versuchsergebnisse von WITTMANN 1972 [236] und ROSS, TEDESCO & KUENNEN 1995 [191] definiert wurde, bildet sie die Resultate von SOMASKANTHAN 1989 [211] gut ab. Ohne weitere Überlegungen kann aber anhand der dokumentierten Versuchsergebnisse in Abbildung 5.7 und der Folgerungen verschiedener Autoren, der Zusammenhang zwischen Rissgeschwindigkeit und Verzerrungsrate nicht endgültig geklärt werden.

Bei der Geschwindigkeit des Risses muss vielmehr, wie schon erwähnt, zwischen stabilem und instabilem Risswachstum unterschieden werden. Während die Geschwindigkeit bei stabilen Rissen von der auftretenden Verzerrungsrate abhängig ist, werden instabile Risse davon nicht oder nur unwesentlich beeinflusst. Unter diesen Gesichtspunkten sind die einzelnen, aufgeführten Versuchsergebnisse der verschiedenen Autoren plausibel, aber ein direkter Vergleich sämtlicher Resultate ist nicht uneingeschränkt möglich. Aufgrund dieser Überlegungen spiegelt die Ausgleichsgerade von ROSS et al. 1996 [190] die verzerrungsratenabhängige Geschwindigkeit bei einem stabilen Risswachstum gut wieder.

## Kapitel 6

# Theoretische Betrachtungen zum Verbundverhalten bei und nach hochdynamischen Einwirkungen

---

*Die Funktionsweise des Verbundes zwischen Bewehrungsstahl und Beton, sowie die einflussnehmenden Parameter beim statischen Verbund, wurden in Abschnitt 4 bereits ausführlich diskutiert. Neben den aufgezeigten Defiziten an Versuchsergebnissen zum hochdynamischen Verbund existieren in der Literatur, nach Wissen des Autors, keine experimentellen Resultate oder theoretische Ansätze zur Beschreibung des Verbundverhaltens in Stahlbetonbauteilen bei oder nach einer hochdynamischen Einwirkung. Während bei der Einwirkung die Verzerrungsratenabhängigkeit des Verbundes zum Tragen kommt, sind nach Belastungen aus Detonation oder Impakt die auftretenden Schäden, speziell in der Kontaktzone zwischen Bewehrung und Beton von besonderer Bedeutung. Im folgenden Abschnitt werden sowohl zum Verbund bei, wie auch nach hochdynamischen Belastungen theoretische Überlegungen angestellt.*

---

### 6.1 Zum Verbund bei hochdynamischen Einwirkungen

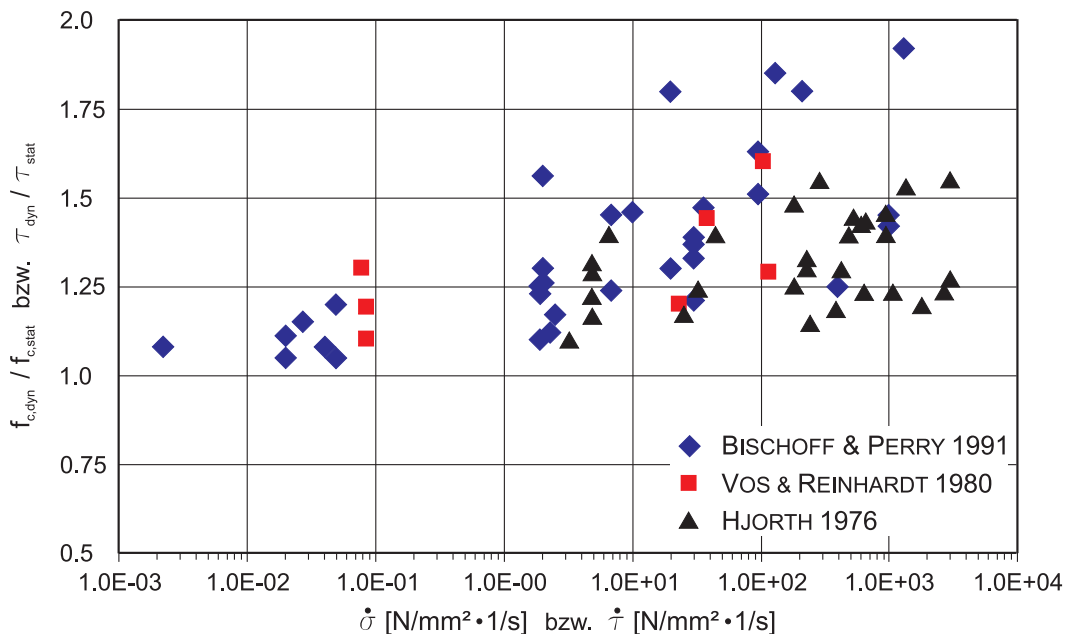
In Abschnitt 4.3 wurde der Großteil der existierenden Untersuchungen zum Verbund bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten zusammengefasst. Trotz verschiedenster Versuchskonfigurationen und unterschiedlicher Versuchsziele zeigt sich deutlich, dass der Verbund, ebenso wie die Festigkeitsparameter von Beton und Bewehrungsstahl (Abschnitt 3.1.3 und 3.2.2), von der Spannungs- bzw. der Verzerrungsrate, die durch die Belastungen im Material hervorgerufen wird, abhängig ist.

Fast ausschließlich alle Forscher führen die Zunahme der übertragbaren Verbundspannungen bei steigender Belastungsgeschwindigkeit auf die verzerrungsratenabhängige Betondruckfestigkeitszunahme zurück. Die Auswertung der Split Hopkinson Pressure Bar Versuche von VOS & REINHARDT 1980 [229] an Probekörpern mit glatten und profilierten Bewehrungsstählen bele-

gen, dass in erster Linie der Mechanismus des Scherverbunds für die steigende Verbundfestigkeit verantwortlich ist. Sowohl bei hohen Ausziehgeschwindigkeiten im Laborversuch, als auch bei hochdynamischen Belastungen auf Stahlbetonstrukturen, wird die Verbundwirkung zwischen Bewehrungsstahl und Beton sehr schnell bzw. schlagartig aktiviert. Speziell im Beton, unmittelbar vor den Bewehrungsrippen, werden dadurch hohe Verzerrungsraten erreicht, die zu einer Zunahme der Betondruckfestigkeit führen. Durch die höheren aufnehmbaren Druckfestigkeiten steigt der Widerstand der Betonkonsolen und damit können höhere Verbundspannungen übertragen werden.

Die Herleitung der Verbundspannung am Stabdifferential mit der dazugehörigen Gleichung (4.3) verdeutlicht den linearen Zusammenhang zwischen der Verbundspannung  $\tau_b(x)$  und der Spannung  $\sigma_c(x)$  im Beton. Daraus ergibt sich unmittelbar eine Vergleichbarkeit der von HJORTH 1976 [101] bzw. VOS & REINHARDT 1980 [229] definierten Verbundspannungsrate  $\dot{\tau}$  als Ableitung der Verbundspannung nach der Zeit und der Spannungsrate  $\dot{\sigma}$  im Beton.

Die Veröffentlichung von BISCHOFF & PERRY 1991 [17] und das daraus entnommene Diagramm zur Beschreibung der Steigerung der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit (Abbildung 3.5) wurde bereits im Abschnitt 3.1.3 beschrieben. In der Regel ist der Steigerungsfaktor  $f_{c,dyn}/f_{c,stat}$  in Abhängigkeit der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  dargestellt.



**Abb. 6.1:** Vergleichende Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen zur Druckfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Spannungsrate  $\dot{\sigma}$  und zur Verbundfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Verbundspannungsrate  $\dot{\tau}$

Wertet man die in der Veröffentlichung zusammengestellten Versuchsergebnisse hinsichtlich der im Versuch erreichten Spannungsrate  $\dot{\sigma}$  aus, ergeben sich die im Diagramm in Abbildung 6.1

eingetragenen Wertepaare, zusammengesetzt aus dem Verhältnis der dynamischen zur statischen Druckfestigkeit und der dazugehörigen Spannungsrate  $\dot{\sigma}$ .

Zum Vergleich sind die Versuchsergebnisse von HJORTH und VOS & REINHARDT zur Verbundfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Verbundspannungsrate  $\dot{\tau}$  eingetragen. Die, aus der Inhomogenität des Werkstoffs Beton resultierende Streuung von statischen Versuchsergebnissen, weist bei Versuchen mit hohen Spannungs- bzw. Verzerrungsraten einen noch deutlich höheren Grad auf. Neben der Interpretation der im Versuch erreichten Raten und der Komplexität der Belastung, liegt dies auch an nicht genormten, variierenden Versuchsaufbauten und -durchführungen bzw. unterschiedlichen Probengeometrien und Messkonfigurationen.

Trotzdem zeigt die Gegenüberstellung der Resultate in Abbildung 6.1, dass sich die Verbundfestigkeitssteigerung an der Druckfestigkeitszunahme bei steigender Spannungsrate orientiert. Dadurch wird wiederum bestätigt, dass die Verbundfestigkeitszunahme bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten mit der anwachsenden Betondruckfestigkeit begründet werden kann. Unter der Voraussetzung, dass der E-Modul des Betons verzerrungsratenunabhängig ist (SCHULER 2004 [202]), lässt sich die Spannungsrate über das HOOKEsche Gesetz in eine Verzerrungsrate umrechnen. Unter den beschriebenen Voraussetzungen und dem Postulat, dass die Zunahme der übertragbaren Verbundspannung bei hochdynamischen Belastungen nur mit der Druckfestigkeitssteigerung begründet werden kann, ist eine Kopplung von Verbundspannungs-Schlupf-Formulierungen in Abhängigkeit von der statischen Betondruckfestigkeit mit bekannten Ansätzen aus der Literatur zur dynamischen Druckfestigkeit, in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate (Abschnitt 3.1.3), möglich.

Die Gleichungen zur Beschreibung der Betondruckfestigkeitssteigerung (Gleichungen (3.13) bis (3.16)) und die abschnittsweise definierte Funktion zur Berechnung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (Gleichungen (4.15) bis (4.18)) aus dem FIB MODEL CODE 2010 [75], wurden in den vorhergehenden Abschnitten der Arbeit ausführlich dargestellt. Durch das Ersetzen der statischen Betondruckfestigkeit durch die verzerrungsratenabhängige dynamische Betondruckfestigkeit nach den Gleichungen (3.13) und (3.14) folgen die Gleichungen (6.1) und (6.2) zur Beschreibung der maximal übertragbaren, verzerrungsratenabhängigen, dynamischen Verbundspannung  $\tau_{max,dyn}$  in Abhängigkeit von der statischen Druckfestigkeit  $f_{c,stat}$  des Betons.

$$\tau_{max,dyn} = 2.5 \cdot \sqrt{f_{c,stat} \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}}\right)^{0.14}} \quad \text{für} \quad \dot{\epsilon}_c \leq 30 \cdot s^{-1} \quad (6.1)$$

$$\tau_{max,dyn} = 2.5 \cdot \sqrt{0.012 \cdot f_{c,stat} \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}}\right)^{1/3}} \quad \text{für} \quad \dot{\epsilon}_c > 30 \cdot s^{-1} \quad (6.2)$$

$\dot{\epsilon}_{c0}$  beschreibt in den Gleichungen die Referenzverzerrungsrate von  $30 \cdot 10^{-6} \cdot s^{-1}$ .

Eine weitere Möglichkeit zur Verknüpfung der Verbundspannung mit der dynamischen Betondruckfestigkeit bieten die bereits vorgestellten Ansätze von IDDA 1999 [107] (Abschnitt 4.2.8) und HARTMANN 2009 [99] (Abschnitt 3.1.3). Dabei ergeben sich einige Vorteile gegenüber der Kopplung der Gleichungen aus dem FIB MODEL CODE. IDDA formuliert seine „Verbundgesetz“ als vierparametrischen Ansatz, mit dem sich sowohl der ansteigende Ast, wie auch der daran anschließende abfallende Verlauf der  $\tau - \delta$ -Beziehung beschreiben lässt. Eine abschnittsweise Betrachtung, wie beim MODEL CODE ist dadurch nicht notwendig. Weiterhin wird der Durchmesser des Bewehrungsstabs indirekt über den lichten Abstand der Rippen  $c_s$  bzw. die Rippenhöhe  $h_s$  berücksichtigt. Aber vor Allem kann der Einfluss einer Vorschädigung des Stahlbetonbauteils in Form von Längsrissen, parallel zum Bewehrungsstahl auf die Verbundspannung abgeschätzt werden. In Abschnitt 3.1.3 wurde bereits ausführlich beschrieben, dass der Ansatz von HARTMANN die Vielzahl der existierenden Versuchsergebnisse zur Betondruckfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate besser widerspiegelt als die Gleichungen aus dem FIB MODEL CODE (Abbildung 3.5).

Für eine vergleichende Gegenüberstellung der beiden beschriebenen Kopplungsvarianten bezüglich der maximal übertragbaren Verbundspannung  $\tau_{max,dyn}$  wird die Gleichung (4.14) von IDDA differenziert. Die erste Ableitung ergibt sich zu

$$f'(\delta) = \frac{1}{c_s \cdot \delta} \cdot a_0 \cdot \left(\frac{\delta}{c_s}\right)^{b_0} \cdot e^{\left(c_0 \cdot \frac{\delta}{c_s} + d_0 \cdot \sqrt{\frac{w}{h_s}}\right)} \cdot (b_0 \cdot c_s + c_0 \cdot \delta) \quad (6.3)$$

Aus  $f'(\delta) = 0$  folgt der Schlupf  $\delta_{max}$ , bei dem anhand der Ursprungsgleichung das Maximum als Extrempunkt des Graphen, sprich  $\tau_{max}$  berechnet werden kann.

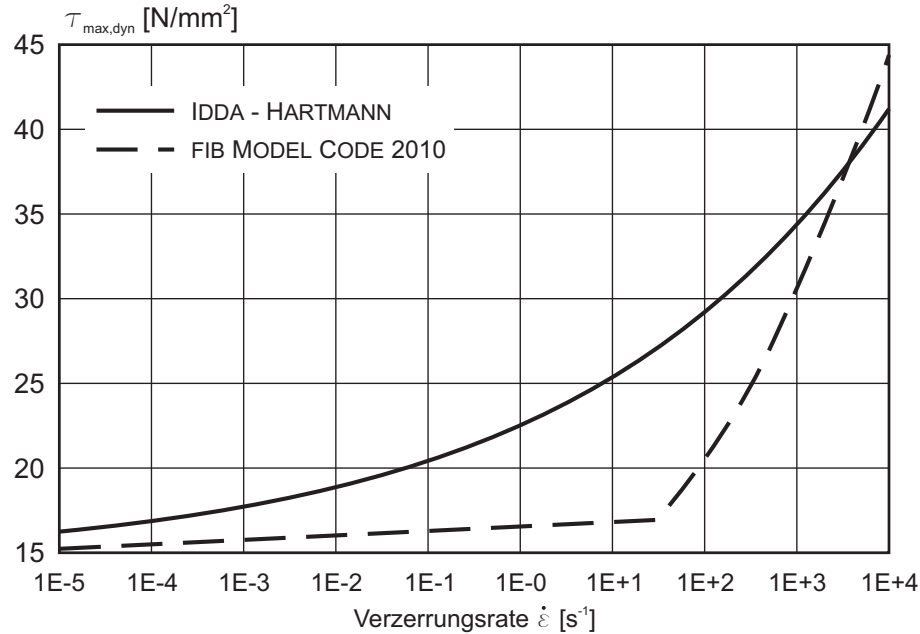
$$f'(\delta) = 0 \quad \implies \quad \delta_{max} = 1.413 \quad (6.4)$$

Durch die Kombination der  $\tau - \delta$ -Beziehung von IDDA und der Exponentialfunktion zur Erfassung der Betondruckfestigkeitszunahme in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate nach HARTMANN, ergibt sich Gleichung (6.5), mit der sich die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung unter Berücksichtigung der Verzerrungsratenabhängigkeit des Betons beschreiben lässt.

$$\tau_{dyn} = f_{c,stat} \cdot \left(0.5 \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right)^{0.13} + 0.90\right) \cdot a_0 \cdot \left(\frac{\delta}{c_s}\right)^{b_0} \cdot e^{\left(c_0 \cdot \frac{\delta}{c_s} + d_0 \cdot \sqrt{\frac{w}{h_s}}\right)} \quad (6.5)$$

Für einen Beton mit einer Druckfestigkeit von  $30 \text{ N/mm}^2$ , einem Bewehrungsstahl BSt 500 mit  $d_s = 10 \text{ mm}$  und der Voraussetzung, dass keine vorschädigende Längsrisse parallel zur

Bewehrung verlaufen, ergeben sich für die zwei gewählten, mathematischen Formulierungen nach den Gleichungen (6.1), (6.2) und (6.5) die in Abbildung 6.2 dargestellten Verläufe für die maximale Verbundspannung  $\tau_{max,dyn}$  in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$ .



**Abb. 6.2:** Kopplung der dynamischen Betondruckfestigkeit und der maximal übertragbaren dynamischen Verbundspannung  $\tau_{max,dyn}$  in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$

In Gleichung (6.5) wurde der nach Gleichung (6.3) bzw. (6.4) ermittelte Schlupf  $\delta_{max}$  und die Parameter  $a_0$  bis  $d_0$  nach Tabelle 4.3 zur Ermittlung von  $\tau_{max,dyn}$  eingesetzt. Erwartungsgemäß ergeben sich mit der Formulierung aus dem Model Code bis Verzerrungsraten von  $\dot{\epsilon} = 30 \cdot s^{-1}$  sehr konservative Werte, ehe die Verbundspannung überproportional steil ansteigt, da die Eingangswerte für die Druckfestigkeitssteigerung ein identisches Verhalten (Abbildung 3.5) aufweisen.

Aufgrund der bereits beschriebenen Vorteile von Variante 2 und der Tatsache, dass die Formulierung aus dem Model Code die Verbundspannung bei sehr hohen Verzerrungsraten voraussichtlich überschätzt, wird im Folgenden nur noch Ansatz 2 nach Gleichung (6.3) weiter verfolgt.

Unter der Voraussetzung, dass die Rissbreite parallel zur Bewehrung  $w = 0$  ist, ergibt sich der in Abbildung 6.3 aufgetragene Verlauf für die Verbundspannung  $\tau_{dyn}$  in Abhängigkeit vom Schlupf  $\delta$  und von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$ , wobei die vordere Schnittkante des dreidimensionalen Verlaufs die statische  $\tau - \delta$ -Beziehung und die hintere Schnittkante eine hochdynamische  $\tau - \delta$ -Beziehung, bei einer Verzerrungsrate von  $\dot{\epsilon} = 1 \text{ E } +4 \cdot s^{-1}$  beschreibt. Die Schnittfläche des Graphen mit der  $\tau_{dyn} - \dot{\epsilon}$ -Ebene liefert wiederum einen zweidimensionalen Verlauf der Verbundspannung in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate mit einem konstanten Schlupf, wie er bereits in Abbildung 6.2 für  $d_{max} = 1.413$  aufgetragen wurde.

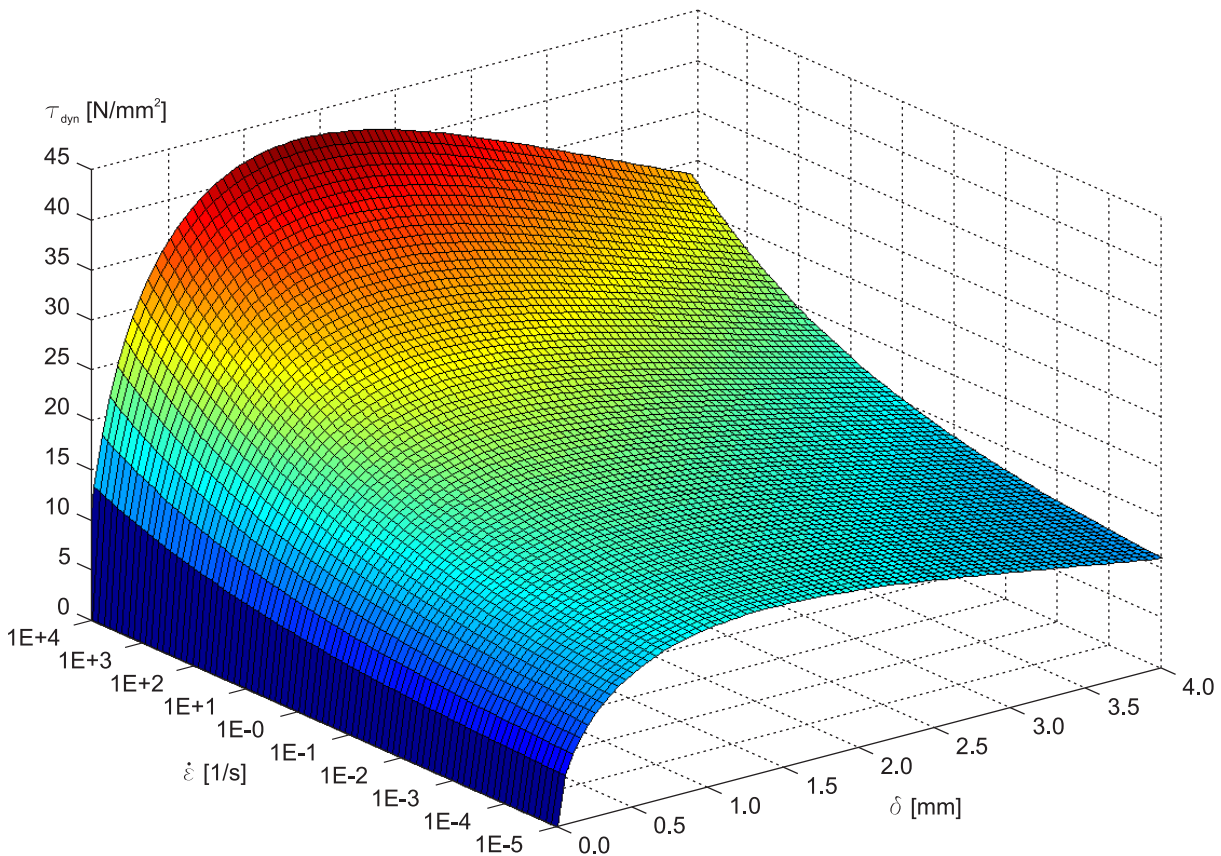


Abb. 6.3: Verbundspannung  $\tau_{dyn}$  in Abhängigkeit vom Schlupf  $\delta$  und von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$

Die  $\tau - \delta$ -Beziehung nach Gleichung (6.5) bietet die Möglichkeit, dass bewehrungsparallele Längsrisse und deren Einfluss auf  $\tau_{dyn}$  berücksichtigt werden können. Beim statischen Verbund haben diese eine signifikante Reduzierung der übertragbaren Spannungen zwischen Bewehrungsstahl und Beton zur Folge (Abschnitt 4.2.8). Derzeit existieren keine Versuchsergebnisse zum Verbund bei hohen Verzerrungsraten unter der Berücksichtigung von Längsrissen. Da sich die wirkenden Verbundmechanismen und die mechanischen Grundlagen aber bei hohen Verzerrungsraten nicht grundlegend ändern, wird postuliert, dass die Verbundreduzierung durch Längsrisse bei hochdynamischen Belastungen im gleichen Maße erfolgt, wie bei statischen Beanspruchungen.

Für einen Beton mit einer Druckfestigkeit von  $30 \text{ N/mm}^2$  und einem Bewehrungsstahldurchmesser von  $10 \text{ mm}$ , ist die maximale Verbundspannung  $\tau_{dyn,max}$ , in Abhängigkeit von der Längsrissbreite  $w$  und der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$ , in Abbildung 6.4 dargestellt.

Es wird deutlich, dass die maximalen Verbundspannungen bereits bei Rissbreiten bis  $w = 0.30 \text{ mm}$ , die im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei Stahlbetonbauteilen ohne weiteres zulässig sind, deutlich abfallen. Mit steigender Verzerrungsrate kann der Einfluss der Risse bis zu einem bestimmten Maß, verglichen mit der Ausgangsspannung bei statischen Verhältnissen



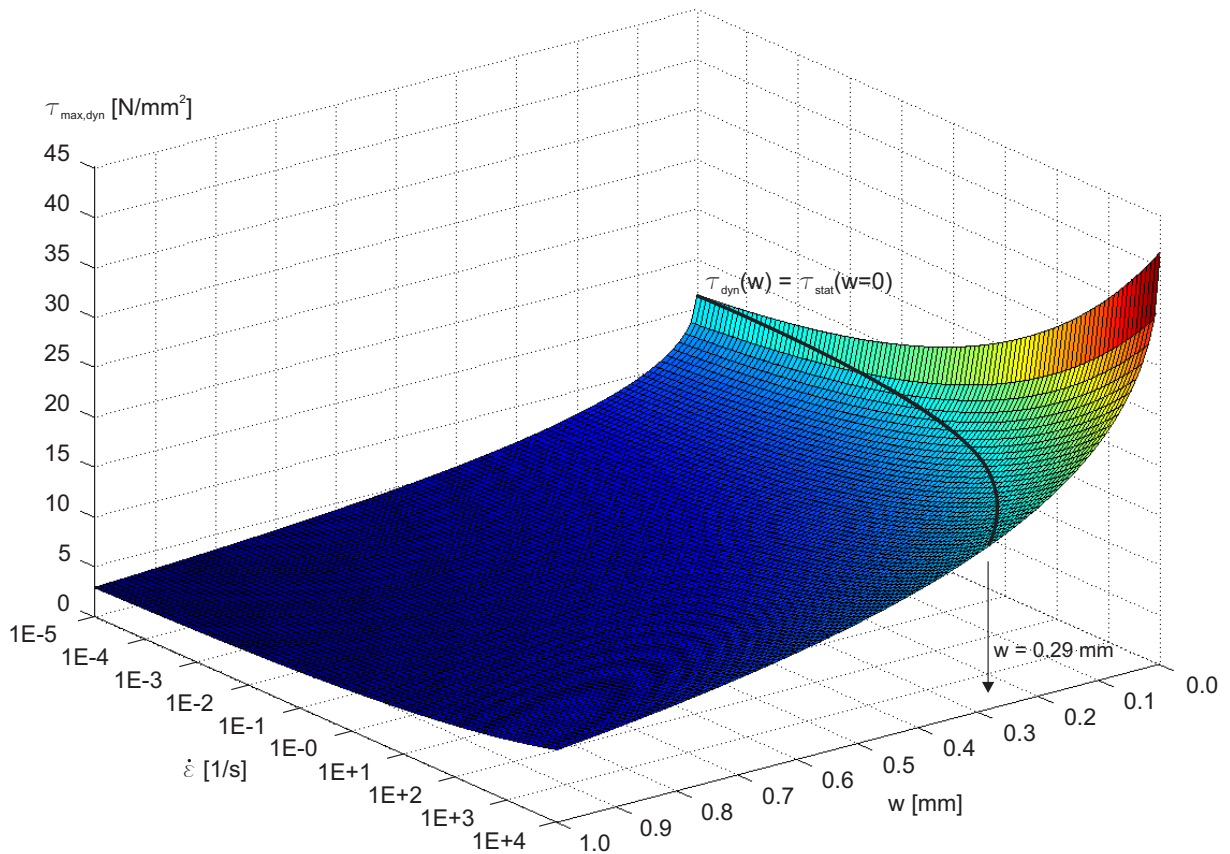


Abb. 6.4: Verbundspannung  $\tau_{max,dyn}$  in Abhängigkeit von der Längsrissbreite  $w$  und von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$

kompensiert werden. Die schwarz eingetragene Kurve, ausgehend von der maximalen statischen Verbundspannung  $\tau_{max,stat}$  ( $\dot{\epsilon} = 1\text{E}-5 \cdot \text{s}^{-1}$ ) und  $w = 0.0 \text{ mm}$  beschreibt einen Schnitt durch die Funktionsfläche, bei dem, mit steigender Verzerrungsrate und größer werdender Längsrissbreite bis  $w \sim 0.29 \text{ mm}$ , die maximal übertragbare Verbundspannung konstant bleibt.

Beim Verbund bei hochdynamischen Belastungen unter der Berücksichtigung von Längsrissen entlang der Bewehrung muss zwischen zwei möglichen Fällen differenziert werden. Entweder es existieren bereits Risse, resultierend aus der planmäßig wirkenden Belastung von Stahlbetonbauteilen (Abschnitt 5) oder die Längsrisse entstehen erst durch die hochdynamische Belastung (Abschnitt 6.2).

Bei bereits existenten Rissen sind zwei Szenarien denkbar: Falls die rissverursachende, planmäßige Last den gleichen Richtungsvektor wie die hochdynamische Last aufweist, nehmen die Rissbreiten weiter zu, die Verformungen wachsen an und die Verbundwirkung wird zusätzlich reduziert. Grundsätzlich kann hierbei davon ausgegangen werden, dass auch die hohen Verzerrungsraten die Verbundabnahme, resultierend aus der Rissöffnung nicht mehr kompensieren können, da gilt:

$$w_{ges} = w_k + \Delta w_{dyn} \quad \text{mit} \quad w_k = 0.1 \text{ bis } 0.4 \text{ mm} \quad (6.6)$$

Die zulässigen Rissbreiten gemäß der DIN 1045-1 [46] erreichen oder überschreiten die Gesamtrissbreite sogar, bis zu der, gemäß der schwarzen Kurve in Abbildung 6.4, eine Kompensation möglich ist.

Bei einer, der planmäßigen Beanspruchung entgegenwirkenden, hochdynamischen Last, wird der nicht vorgerissene Querschnittsrand des Stahlbetonbauteils durch Zugkräfte belastet. Dementsprechend sind in diesem Fall wiederum nur Risse, die bei der hochdynamischen Einwirkung entstehen, zu berücksichtigen. Es sei aber angemerkt, dass in der Regel beide Belastungsfälle auftreten, da z.B. bei einer Fernfelddetonation der Druckwelle eine Sogphase folgt (Abbildung 2.4).

Der Einfluss auf den Verbund von Rissen, die während einer hochdynamischen Belastung entlang der Bewehrung entstehen, ist noch wesentlich komplexer, da weder der genaue Zeitpunkt der Rissbildung bzw. des Rissbeginns noch der Rissfortschritt genau bekannt sind. Numerische Simulationen mit Hydrocodes zeigen zwar, dass der größte Anteil am Gesamtschaden bei einer Detonation durch die erste reflektierte Zugwelle verursacht wird, aber auch die mehrfach reflektierten Wellen vergrößern die Schädigung im bereits geschwächten Querschnitt zusätzlich. In Abschnitt 5.4 wurde das Risswachstum bzw. die Rissgeschwindigkeit im Beton in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate ausführlich diskutiert. Die Ausgleichsgerade von ROSS et al. 1996 [190] zur Beschreibung der Rissgeschwindigkeit, in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate, bildet eine Vielzahl der verschiedenen Versuchsergebnisse zur Ausbreitungsgeschwindigkeit von stabilen Rissen gut ab (Abbildung 5.7). Unabhängig davon, ob die Gerade tatsächlich ihre Gültigkeit hat oder ob die von CURBACH 1987 [36] angegebene Grenzggeschwindigkeit für instabiles Risswachstum betrachtet wird, ist ersichtlich, dass die Geschwindigkeit des Risswachstums deutlich unter der, durch eine Detonation verursachten Druckwelle im Material liegt. Demzufolge wachsen auch bewehrungsparallele Längsrissen bei hochdynamischen Belastungen langsamer, als sich die transmittierte Druckwelle in einem Stahlbetonbauteil fortpflanzt.

Daraus ergeben sich für den Verbund während einer hochdynamischen Einwirkung, die zu Rissen im Bauteil und als Sonderfall zu Längsrissen entlang der Betonstahlbewehrung führt, die folgenden Zusammenhänge:

- Im Vergleich zum statischen Lastfall können, bedingt durch die hohen Verzerrungsraten, bei hochdynamischen Belastungen höhere Verbundspannungen aktiviert werden.
- Die Verbundspannung wird durch bewehrungsparallele Längsrissen und durch die Gefügestörungen des Betons unmittelbar vor den Bewehrungsrippen reduziert.

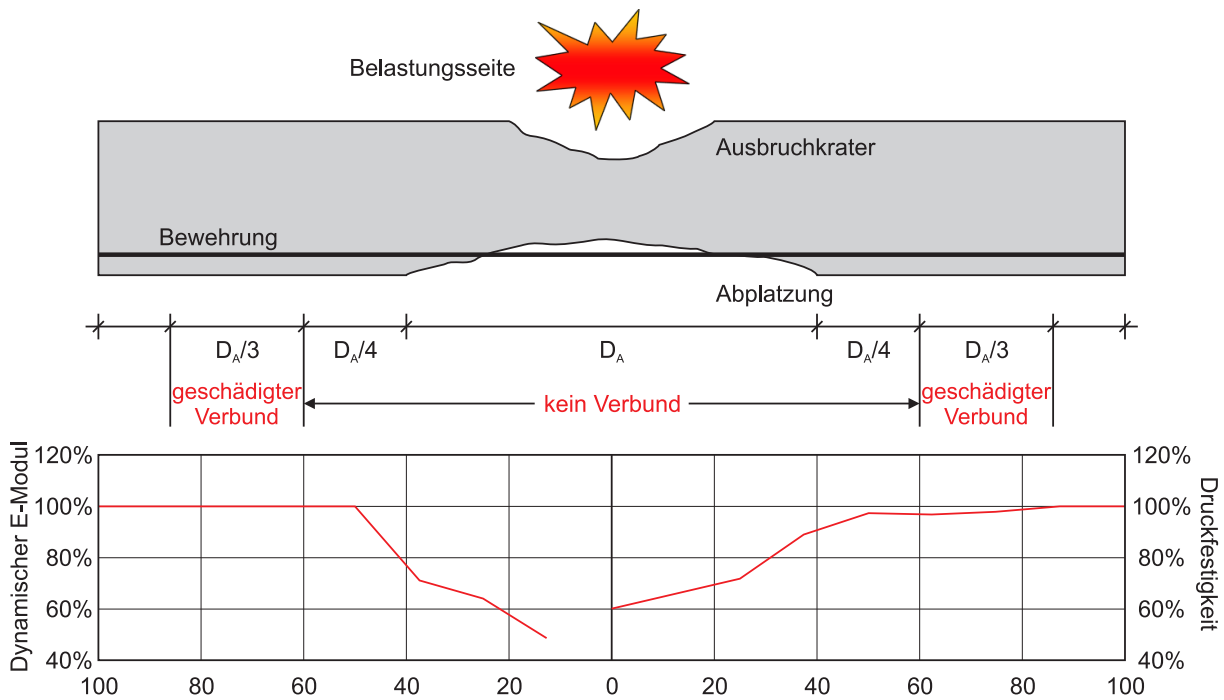
- Da die Geschwindigkeit des Risswachstums langsamer ist, als die Belastungsgeschwindigkeit, fällt die anfängliche Verbundspannung bei nicht schon vorab gerissenen Bauteilen grundsätzlich höher aus, als bei denen mit bereits vorhandenen Längsrissen infolge der planmäßigen Belastung.
- Eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung mit  $w = 0$  dient als oberer Grenzwert zur Beschreibung des Verbunds bei hochdynamischen Einwirkungen.
- Die Verbundfestigkeit unter Berücksichtigung des Rissbildes im Endzustand steckt die untere Grenze ab und liegt auf der sicheren Seite.
- Belastungen, die aus der Systemantwort resultieren oder aus einer reflektierten Spannungswelle müssen unter Berücksichtigung des bereits voll geschädigten Verbundes aufgenommen werden.

## 6.2 Zum Verbund nach einer hochdynamischen Einwirkung

Zur Beurteilung der Resttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen nach hochdynamischen Einwirkungen ist es von entscheidender Bedeutung, dass der, beispielsweise durch eine Detonation entstandene Schaden in der Struktur, quantitativ abgeschätzt werden kann. Grundsätzlich muss bei der Schadensbeurteilung infolge von Detonations- oder Impaktbelastungen zwischen der lastabgewandten und der lastzugewandten Seite des Stahlbetonbauteils differenziert werden (Abschnitt 2.2). Neben den visuell erkennbaren Schäden, der Kraterbildung auf der lastzugewandten und den Abplatzungen auf der lastabgewandten Seite, infolge der reflektierten Zugwelle, bis hin zu einer vollständigen Perforation des Bauteils, zeigt FUCHS 2008 [81] mit Hilfe von zerstörungsfreien Untersuchungen an angesprengten Stahlbetonplatten, dass sich im angrenzenden Bereich eine optisch nicht erkennbare, massive Degradation des Betongefüges einstellt. Die Betonplatte ist von Mikro- und Makrorissen durchzogen und vor allem in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementmatrix stellt sich eine gravierende Schädigung ein. Mit Hilfe von zerstörenden Untersuchungen an Bohrkernen konnte FUCHS 2008 [81] die in Abbildung 6.5 dargestellte Reduzierung des E-Moduls und der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Abstand zum Detonationsmittelpunkt feststellen.

Die Untersuchungen zeigen, dass die Schädigung erwartungsgemäß mit steigendem Abstand zur Detonation abnimmt, wobei sowohl die Reduzierung des E-Moduls als auch der Druckfestigkeit über den Rand der Abplatzung hinausgeht.

Bezüglich des Verbunds zwischen Bewehrungsstahl und Beton empfiehlt FUCHS ebenfalls eine Reduzierung im umgebenden Bereich des Abplatzungskraters. Durch die Abplatzungen wird die Bewehrung im Krater vollständig freigelegt. Speziell auf der lastabgewandten Seite weist eine,



**Abb. 6.5:** Reduzierung des E-Moduls und der Betondruckfestigkeit bei angesprengten Stahlbetonplatten in Abhängigkeit vom Abstand zum Detonationsmittelpunkt in Anlehnung an FUCHS 2008 [81]

durch eine Detonation beaufschlagte Stahlbetonplatte, neben den sichtbaren Schäden diverse makroskopische Risse auf, die sich entlang der eingelegten Bewehrung konzentrieren (LANDMANN 2001 [126]). Demzufolge vergrößert FUCHS in seinem Ingenieurmodell den Bereich um  $D_A/4$  auf beiden Seiten des Abplattungskraters, in dem keine Spannungen zwischen Beton und Bewehrung übertragen werden können. Daran anschließend wird ein Bereich mit einer Ausdehnung von  $D_A/3$  postuliert, in dem ein gestörter Verbund vorliegt. Die tatsächliche Reduzierung der Verbundfestigkeit bzw. der -steifigkeit wird nicht näher quantifiziert und soll im Folgenden diskutiert werden.

Eine Beschreibung des wirkenden Verbundes mit Hilfe der von FUCHS gewonnenen, reduzierten Materialparameter für den E-Modul und die Druckfestigkeit ist nicht ausreichend, und würde zu einer Überschätzung der übertragbaren Verbundspannungen führen. Die untersuchten Bohrkerneliefernde nur Materialkennwerte für den reinen Beton in Plattenmitte. Für die Verbundwirkung ist aber hauptsächlich der Zustand des Betons unmittelbar vor den Bewehrungsstahlrippen maßgebend. Dieser weist eine wesentlich größere Degradation auf als der mit Hilfe von Bohrkernen untersuchte Beton. Dafür lassen sich mehrere Gründe aufführen.

Grundsätzlich führt der eingebaute Bewehrungsstahl lokal zu einer Schwächung des reinen Betongefüges und hat eine Art Kerbwirkung. Aufgrund dieser Querschnittsschwächung wird die Rissbildung an den Kontaktflächen begünstigt. Durch seine höhere Steifigkeit zieht der Stahl Spannungen aus der Detonationswelle an und es kommt zu einer Spannungskonzentration an

den Bewehrungsstäben und damit im umliegenden Beton. Diese Spannungskonzentration führt zur beschriebenen Degradation des Betons, unmittelbar am Bewehrungsstahl.

In Abschnitt 2.2.1 wurde bereits eingehend auf die Wellenfortpflanzung und das Wellenverhalten an Grenzschichten eingegangen. Unter Berücksichtigung des 3. NEWTONschen Axioms lässt sich das Spannungsgleichgewicht am Übergang zweier Materialien beschreiben.

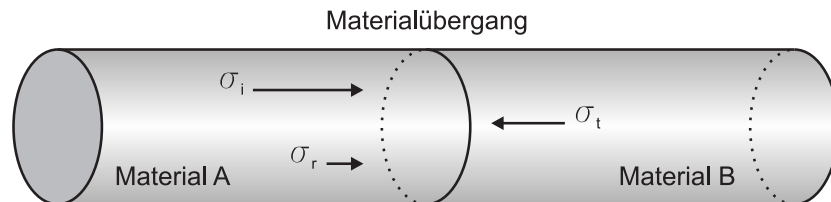


Abb. 6.6: Spannungsgleichgewicht an der Grenzschicht zweier Materialien

Durch die Gleichgewichtsbetrachtung der in Abbildung 6.6 dargestellten Spannungen und unter Berücksichtigung von Gleichung (2.2), welche die Impedanz eines Materials, mit Hilfe der jeweiligen Materialdichte  $\rho$  und der dazugehörigen elastischen Wellengeschwindigkeit  $c$  beschreibt, ergeben sich die Gleichungen (6.7) und (6.8) zur Berechnung der transmittierten und reflektierten Welle bzw. der dadurch verursachten Spannungen im Material.

$$\sigma_t = \sigma_i \frac{2\rho_B c_B}{\rho_A c_A + \rho_B c_B} \quad (6.7)$$

$$\sigma_r = \sigma_i \frac{\rho_B c_B - \rho_A c_A}{\rho_A c_A + \rho_B c_B} \quad (6.8)$$

Eine detaillierte Herleitung der Gleichungen ist z.B. in VOLLMER 2011 [225] enthalten.

Die eingebaute Bewehrung stellt für die Druckwelle in der Stahlbetonplatte, resultierend aus einer Detonation, eine solche Grenzschicht dar. Die Aufteilung der einfallenden (initiierten) Welle, beschrieben durch deren Spannung  $\sigma_{i,1}$ , in eine transmittierte  $\sigma_{t,1}$  und eine reflektierte Welle  $\sigma_{r,1}$  ergibt sich nach den Gleichungen (6.7) und (6.8), sowohl beim Wellenübergang von Beton in den Stahl, als auch an der lastabgewandten Grenzfläche Stahl und Beton. In Abbildung 6.7 ist das Reflexionsverhalten der initiierten Druckwelle an der „Grenzschicht“ Bewehrungsstahl dargestellt.

Als Idealisierung wird hierbei von einer senkrecht einfallenden Welle auf eine gerade Trennfläche ausgegangen. Die berechneten Zahlenwerte ergeben sich bei einer Dichte des Bewehrungsstahls von  $7850 \text{ kg/m}^3$  mit der dazugehörigen Wellengeschwindigkeit von  $5050 \text{ m/s}$  und einer Dichte des Betons von  $2400 \text{ kg/m}^3$  und einer Betonwellengeschwindigkeit von  $3500 \text{ m/s}$ .

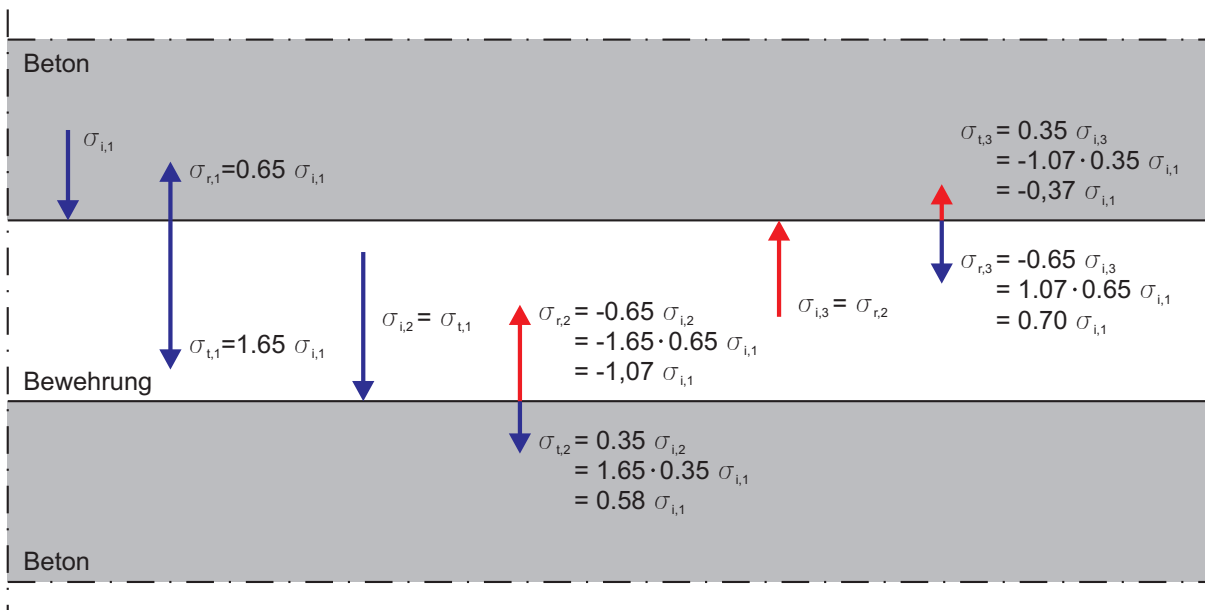


Abb. 6.7: Verhalten einer einfallenden Druckwelle an der Grenzschicht Beton und Bewehrungsstahl

Die, in der Abbildung 6.7 angegebenen Spannungen, beschreiben die auftretenden Wellen, beginnend von der Einleitung in den Bewehrungsstahl ( $\sigma_{t,1}$ ), über die Reflexion bzw. Transmission an der Bewehrungsrückseite ( $\sigma_{r,2}$  bzw.  $\sigma_{t,2}$ ), bis hin zur erneuten Reflexion und Transmission an der oberen Grenzfläche Beton - Bewehrungsstahl ( $\sigma_{r,3}$  und  $\sigma_{t,3}$ ). Die Werte werden hierbei immer wieder auf die ursprünglich einfallenden Spannung  $\sigma_{i,1}$  bezogen.

Die wichtigsten Erkenntnisse der aufgeführten, theoretischen Betrachtung zur Reflexion und zur Transmission der initiierten Welle an der Bewehrung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- 65 % der einfallenden Welle  $\sigma_{i,1}$  werden am Bewehrungsstahl reflektiert ( $\sigma_{r,1}$ ),
- die Intensität der transmittierten Druckwelle  $\sigma_{t,1}$  steigt auf 165 % in der Bewehrung,
- 58 % der initiierten Welle werden als Druckwelle auf der Rückseite der Bewehrung wieder an den Beton abgegeben ( $\sigma_{t,2}$ ),
- die Druckwelle wird an der Grenzschicht Bewehrung-Beton als Zugwelle ( $\sigma_{r,2}$ ) mit einer Stärke von 107 % im Vergleich zur ursprünglich initiierten Welle reflektiert und
- an der Grenzschicht Beton-Stahl wird eine Zugwelle  $\sigma_{t,3}$  mit 37 % der ursprünglichen Größe wieder in den Beton transmittiert.

Die angestellten, analytischen Untersuchungen zum Verhalten der Druckwelle an der Bewehrung (Abbildung 6.7) verdeutlichen, warum es, neben der Kerbwirkung und der Spannungskonzentration, zu einer intensiven Rissbildung entlang der Betonstahlbewehrung kommt. Senkrecht zum

Bewehrungsstahl können nur geringe Zugspannungen übertragen werden. Diese werden maßgebend durch die Adhäsion zwischen Beton und Stahl bestimmt. Die transmittierte Zugwelle  $\sigma_{t,3}$  führt demnach zu Rissen, die parallel zur Bewehrung verlaufen und den Verbund nachhaltig schädigen.

Aufgrund der getroffenen Annahmen, senkrechter Welleneinfall auf eine gerade Fläche, werden nicht alle Faktoren die einen Einfluss auf die resultierenden Spannungen und damit auf die Schädigung im Material haben, berücksichtigt. Die Druckwelle breitet sich radial um das Detonationszentrum aus. Dadurch trifft die Welle, zumindest bei einer Kontaktdetonation in der Regel schräg auf die Bewehrung. In Verbindung mit der Rippung der Bewehrungsfläche kommt es zu Mehrfachreflexionen und Wellenüberlagerungen, die aufgrund ihrer Komplexität nicht mehr analytisch berücksichtigt werden können, aber voraussichtlich einen verstärkenden Einfluss auf den Schädigungszustand des Betons vor den Bewehrungsrippen haben.

Zusammenfassend müssen bei der Beschreibung des geschädigten Verbunds nach einer hochdynamischen Einwirkung, sowohl die reduzierten Festigkeiten des Betons, wie auch die bewehrungsparallelen Risse Berücksichtigung finden. Weiterhin wird postuliert, dass die Gefahr der unerwünschten Sprenggrissbildung steigt. Die Schwächung des Betons durch Mikro- und Makrorisse, die nicht zwangsläufig nur entlang der Bewehrung verlaufen, führen dazu, dass sich der Zugring vor den Bewehrungsrippen beim dreidimensionalen Spannungszustand, infolge des Scherverbunds (Abschnitt 4.1.1), nicht richtig ausbilden kann, bzw. dass die Restzugfestigkeit des Betons überschritten wird.

Die Tatsache, dass der geschädigte Verbund die Resttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen signifikant reduziert, wird anhand von Tragfähigkeitsuntersuchungen an angesprengten Stahlbetonplatten aus MANGERIG & HILLER 2002 [146] deutlich. Trotz eines relativ kleinen, visuell erkennbaren Schädigungsbereichs, konnten die Platten nur noch etwa 10 % der ursprünglichen Last von ungeschädigten Platten bis zum Versagen aufnehmen. Weitere Ursachen für den rapiden Abfall der Tragfähigkeit bei den untersuchten Platten sind zudem das ungünstige Größenverhältnis zwischen geschädigtem und ungeschädigtem Bereich (die Abmessungen der angesprengten Platten betragen nur 2 x 2 m) und der Tatsache, dass die eingelegte Bewehrung an der Plattenaußenkante nicht verankert wurde.





---

## Kapitel 7

# Voruntersuchungen zum statischen Verbundverhalten

---

*Im folgenden Kapitel der Arbeit werden die eigenen Versuche zum Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton unter einer statischen Belastung ausführlich beschrieben und diskutiert. In Summe wurden 46 Pull-Out und Push-In Versuche durchgeführt. Hierbei lag der Schwerpunkt auf der Beschreibung der verwendeten Versuchskörper, des konzipierten Versuchsaufbaus, der Durchführung und der Auswertung der gewonnenen Ergebnisse. Ausgehend von statischen Referenzversuchen an Pull-Out Körpern wurden vergleichende Untersuchungen an Push-In Probekörpern angestellt, um den Einfluss verschiedener mechanischer Einwirkungen bei der Probekörpervorbereitung auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung quantitativ zu erfassen. Diese Ergebnisse dienen als Ausgangsbasis für die angestellten Analysen im Folgekapitel zum Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton in Probekörpern, die durch eine hochdynamische Einwirkung beaufschlagt wurden.*

---

### 7.1 Zielsetzung

Ausgehend von den, in den vorhergehenden Kapiteln beschriebenen Grundlagen und dem Stand der Forschung zum statischen Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton wird deutlich, dass in der Vergangenheit bereits umfangreiche, theoretische und experimentelle Betrachtungen zum Einfluss verschiedenster Parameter auf die Verbundfestigkeit und -steifigkeit zwischen Bewehrungsstahl und Beton für aufgebrachte, statische Belastungen angestellt wurden. In den verschiedenen Versuchsserien wurden aber fast ausschließlich eigens angefertigte Probekörper verwendet, die in der Regel eine relativ kurze Verbundlänge bis maximal  $10 \cdot d_s$  aufwiesen.

Zur Untersuchung der lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, anhand von Probekörpern aus bestehenden Tragwerkselementen aus Stahlbeton, ist die Entwicklung eines gänzlich neuen Versuchskonzepts notwendig. Dabei muss berücksichtigt werden, dass die Bauteile als Ganzes in der Regel ungeeignet sind, um daran die lokalen Verbundspannungen experimentell zu bestimmen. Demzufolge müssen die einzelnen Probekörper, für Pull-Out oder Push-In Versuche, aus

dem Gesamtbauteil herausgearbeitet werden. Beim angedachten Konzept, auf das im weiteren Verlauf noch detailliert eingegangen wird, ist das Sägen, beziehungsweise Anbohren der Betons inklusive der eingelegten Bewehrung notwendig. Daraus resultierende, negative Folgen auf die Verbundverhältnisse müssen entweder ausgeschlossen oder durch Untersuchungen quantifiziert werden. Die Ziele, die mit den in diesem Abschnitt beschriebenen Vorversuchen verfolgt wurden, waren demnach zum Einen, den Einfluss dieser mechanischen Belastungen auf den Verbund quantitativ zu bestimmen und zum Anderen zu überprüfen, ob Push-In und Pull-Out Versuche auch mit dem gewählten Aufbau bei kurzen Verbundlängen identische Ergebnisse liefern. Dies ist von Interesse für die Versuchsdurchführung, da Push-In Probekörper wesentlich einfacher aus größeren Stahlbetonbauteilen gewonnen werden können.

Durch die Erfüllung dieser Teilziele kann ein Versuchskonzept zur Untersuchung von lokalen  $\tau - \delta$ -Beziehungen in großflächigen bzw. großvolumigen Stahlbetonbauteilen zur Verfügung gestellt werden.

## 7.2 Referenzversuche - statische Pull-Out Versuche

Als Referenzgröße für alle statischen Folgeuntersuchungen dienen die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen von Pull-Out Körpern mit zylindrischer Geometrie, da diese, wie in Kapitel 4 ausführlich beschrieben, in der Regel für vergleichende Untersuchungen der Verbundqualität im Stahlbeton herangezogen werden. Es wurden Einzelversuche an 12 Probekörpern mit variierender Verbundlänge  $l_v$  durchgeführt, die im folgenden Verlauf näher erläutert werden.

### 7.2.1 Probekörpereigenschaften und Versuchsaufbau

Die gewählte Geometrie der Probekörper orientiert sich sowohl an den Pull-Out Körpern nach RILEM [188], wie auch an den geometrischen Zwängen, die die Nutzung eines Split Hopkinson Pressure Bars (SCHULER 2004 [202]) für dynamische Verbunduntersuchungen (Abschnitt 8.2) mit sich bringt. Des Weiteren sind in den später in Abschnitt 8.3.1 vorgestellten angesprengten Stahlbetonplatten Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser  $d_s = 10$  mm einbetoniert. Dieser Bewehrungsdurchmesser wurde als fester Parameter für sämtliche Folgeversuche festgelegt. Resultierend aus diesen drei Randbedingungen ergibt sich die in Abbildung 7.1 dargestellte Form der Versuchskörper.

Der Bewehrungsstahl wurde mittig in einen Betonzylinder mit einem Durchmesser von 75 mm ( $\hat{=}$  Durchmesser des SHPB) einbetoniert. Daraus resultiert eine allseitige Betondeckung von 32.5 mm ( $\rightarrow c/d_s = 3.25$ ). SCHENKEL 1998 [196] gibt ein Verhältnis zwischen Betondeckung  $c$  und Bewehrungsdurchmesser  $d_s$  von 3.0 an, ab dem ein Ausziehversagen bei Verbundversuchen zu erwarten ist. Die Länge des Zylinders beträgt 100 mm. In Anlehnung an die Probekörper nach RILEM weisen die Bewehrungsstäbe eine verbundfreie Vorlänge auf der lastzugewandten

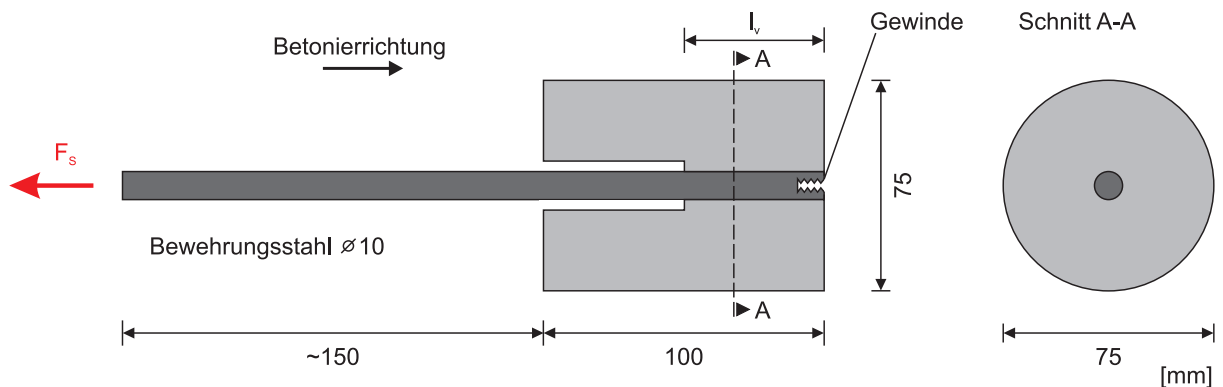


Abb. 7.1: Probekörpergeometrie der statische Referenzversuche

Seite auf. Dadurch soll der Querverzerrungseinfluss, hervorgerufen durch die Reibung zwischen Probekörper und der als Widerlager dienenden Stahlplatte, minimiert werden und eine ungehinderte Ausbildung des Zugrings (Abbildung 4.2) im Beton wird ermöglicht. Die Verbundlänge  $l_v$  variierte zwischen 2 und  $5 \cdot d_s$  (20 - 50 mm), wobei jeweils drei identische, also in Summe 12 Probekörper untersucht wurden. Zur Messung des Schlupfs auf der lastabgewandten Seite wurde vor dem Betonieren ein Innengewinde  $\varnothing 6$  mm in den Bewehrungsstahl eingeschnitten. Dadurch kann der Wegaufnehmer mit dem Stahl kraft- und bewegungsschlüssig verschraubt werden.

Bei einem Betoniervorgang konnten, resultierend aus der Anzahl der zur Verfügung stehenden Schalungen, jeweils sechs Versuchskörper parallel hergestellt werden. Durch die Verwendung eines einheitlichen Betonrezeptes (Anhang A), durch identische Verdichtungszeiten und durch eine gleichbleibende Nachbehandlung der Proben konnten nahezu deckungsgleiche Festbetoneigenschaften bei den zwei Betonierserien erreicht werden. In Tabelle 7.1 sind die Spezifikationen von sämtlichen Versuchskörpern zusammengefasst. Die mittlere Betondruckfestigkeit wurde an Probewürfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm ermittelt. Unter Berücksichtigung der Würfelgröße nach Gleichung (3.3) ergeben sich für Normwürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, die in der Tabelle 7.1 aufgeführten mittleren Druckfestigkeiten, wobei diese jeweils anhand von drei Einzelproben bestimmt wurden.

Die Zugfestigkeit des Betons wurde anhand von Spaltzugversuchen bestimmt. Unter Berücksichtigung von Gleichung 3.9 ergeben sich aus je drei Versuchsergebnissen ( $f_{ctm,sp}$ ), die in der Tabelle gelisteten Werte für die mittlere zentrische Zugfestigkeit  $f_{ctm}$ . Das bei der Herstellung verwendete Betonrezept ist in Anhang A aufgeführt.

Sämtliche Ausziehversuche, sowie die Prüfungen zur Bestimmung der Betonfestigkeiten, wurden in einem Zeitraum von 28 bis 30 Tagen nach dem Betonieren durchgeführt.

Der Aufbau der Pull-Out Versuche mit einem eingebauten Probekörper in der Prüfmaschine ist in Abbildung 7.2 als Photographie und schematisch dargestellt. Zur Messung der Ausziehkraft wird eine prüfmaschineninterne Kraftmessdose und zur Messung des Ausziehwegs ein externer

Tab. 7.1: Spezifikationen der Proben für die statischen Pull-Out Versuche

Bezeichnung [-]	Serie [-]	$f_{cm} (100)$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cm} (150)$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$l_v$ [mm]
02-01-S	A	42.67	41.39	4.08	3.67	$2 \cdot d_s = 20.0$
02-02-S	A	42.67	41.39	4.08	3.67	$2 \cdot d_s = 20.0$
02-03-S	A	42.67	41.39	4.08	3.67	$2 \cdot d_s = 20.0$
03-01-S	A	42.67	41.39	4.08	3.67	$3 \cdot d_s = 30.0$
03-02-S	A	42.67	41.39	4.08	3.67	$3 \cdot d_s = 30.0$
03-03-S	A	42.67	41.39	4.08	3.67	$3 \cdot d_s = 30.0$
04-01-S	B	43.27	41.97	4.02	3.62	$4 \cdot d_s = 40.0$
04-02-S	B	43.27	41.97	4.02	3.62	$4 \cdot d_s = 40.0$
04-03-S	B	43.27	41.97	4.02	3.62	$4 \cdot d_s = 40.0$
05-01-S	B	43.27	41.97	4.02	3.62	$5 \cdot d_s = 50.0$
05-02-S	B	43.27	41.97	4.02	3.62	$5 \cdot d_s = 50.0$
05-03-S	B	43.27	41.97	4.02	3.62	$5 \cdot d_s = 50.0$

Wegaufnehmer auf der lastabgewandten Seite des Versuchskörpers verwendet.

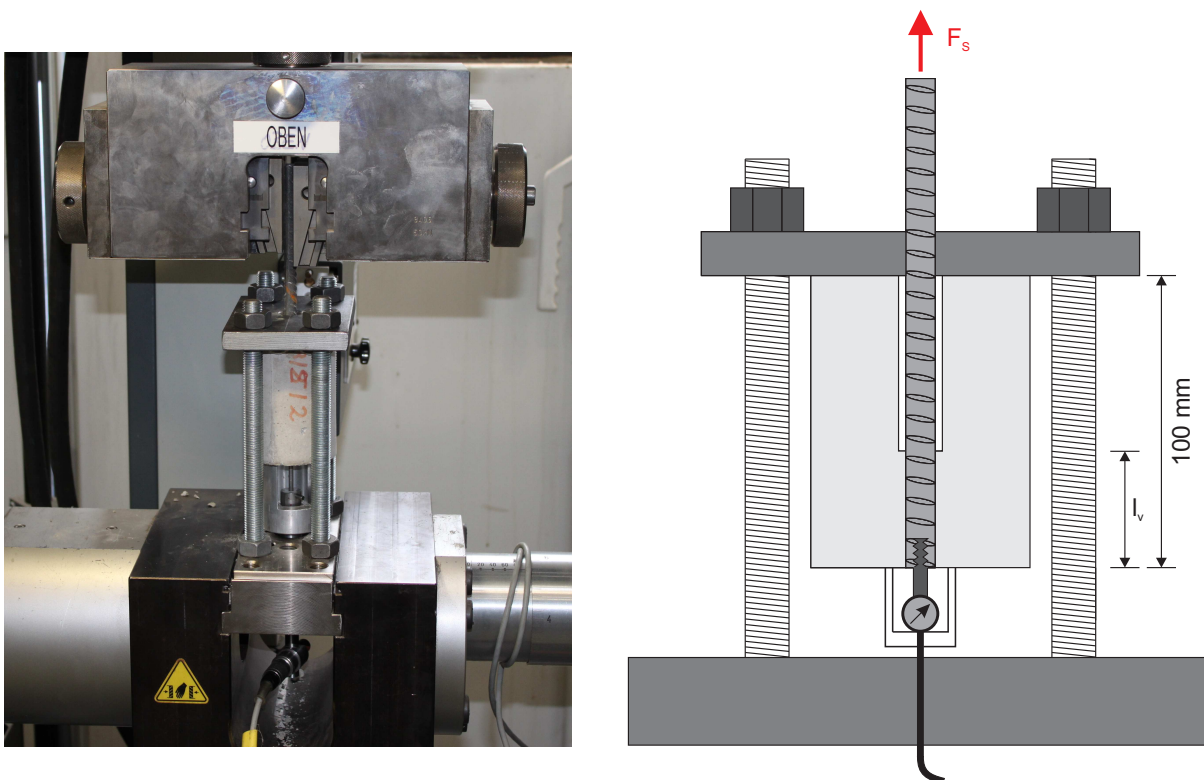


Abb. 7.2: Versuchsaufbau der statischen Ausziehversuche

### 7.2.2 Versuchsdurchführung und Darstellung der Ergebnisse

Bei der Versuchsdurchführung erfolgte die Lastaufbringung mit Hilfe einer elektrischen Prüfmaschine der Firma ZWICK. Die Belastungsgeschwindigkeit bei den weggesteuerten Versuchen betrug jeweils 0.02 mm/s.

Der Probekörper wird gegen eine 2 cm dicke Stahlplatte gezogen, die durch vier Gewindestangen mit der Grundplatte der Prüfmaschine verschraubt ist. Um die reine Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstahl und Beton messen zu können, wurde der Wegaufnehmer mit dem Bewehrungsstab verschraubt. Dadurch werden die auftretenden Verformungen der Maschine und der verwendeten Stahlkonstruktion (Platte, Gewindestäbe, usw.) aus der Wegmessung eliminiert.

Aus der prüfmaschineninternen Messung der Ausziehkraft und der externen Messung der Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstahl und Beton auf der lastabgewandten Seite des Probekörpers konnten, unter Berücksichtigung der variierenden Verbundlängen  $l_v$  in Verbindung mit dem Stabdurchmesser  $d_s = 10 \text{ mm}$  und unter Verwendung von Gleichung 4.11 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen berechnet werden. Die verschiedenen Messdaten wurden mit einem Messcomputer und der Software DIADEM von NATIONAL INSTRUMENTS [159] aufgezeichnet und aufbereitet.

In Abbildung 7.3 sind drei ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen exemplarisch dargestellt. Die Kurven spiegeln die drei unterschiedlichen charakteristischen Verläufe der aufgezeichneten Graphen aus der Versuchsserie wider.

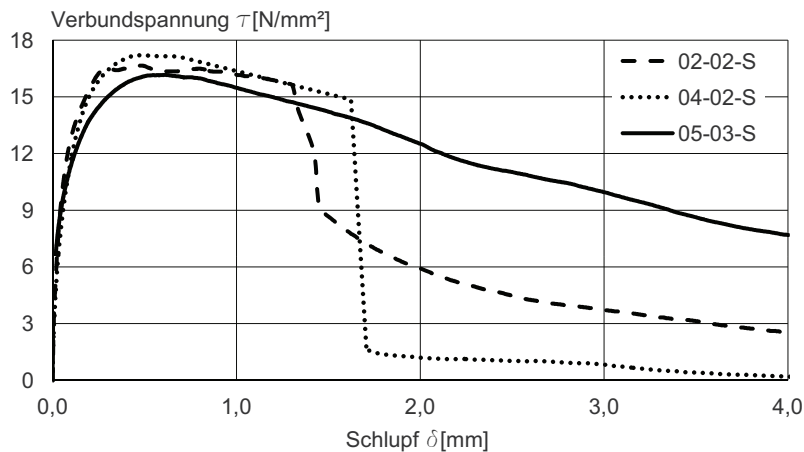


Abb. 7.3: Charakteristische  $\tau - \delta$ -Verläufe der Referenzversuche

Der aufgezeichnete Verlauf des Versuchs 05-03-S, also des dritten Probekörpers mit einer Verbundlänge von  $5 \cdot d_s$ , entspricht den charakteristischen  $\tau - \delta$ -Beziehungen, die bei einem Ausziehversagen von profilierten Bewehrungsstählen zu erwarten sind (Abbildung 4.1). In Summe wiesen 7 von 12 Probekörper diese Charakteristik auf. Im weiteren Verlauf des Abschnitts wird

diese Versagensform mit V1 bezeichnet.

Weitere 3 Versuche weisen einen ähnlichen Verlauf, wie bei Probekörper 04-02-S auf. Nach überschreiten des Verbundspannungsmaximums kam es im Versuch zu einem schlagartigen Bruch des Probekörpers bei einem Schlupf  $\delta$  zwischen 1.6 und 1.7 mm. Die Verbundspannung fällt danach auf einen Wert von annähernd 0 ab. Da das Verhältnis zwischen Betondeckung und Bewehrungsdurchmesser mit 3.25 nahe am von SCHENKEL 1998 [196] postulierten Grenzwert  $\geq 3.0$  für ein Ausziehversagen liegt, ist aufgrund der Inhomogenität des Betons eine Kombination von Auszieh- und Sprenggrissversagen bei einem Teil der Probekörper nicht überraschend. Beim Vergleich zwischen Versagensform V1 und V2 liegt die Vermutung nahe, dass sich bis zum plötzlichen Bruch die Tendenz eines Ausziehversagens abzeichnet. Durch eine größere Betondeckung könnte dieser Spaltzugriss höchstwahrscheinlich verhindert werden.

Der Versuch 02-02-S weist als Einziger im Bereich des Verbundspannungsmaximums einen uncharakteristischen  $\tau - \delta$ -Verlauf auf. Nach Überschreiten von  $\tau_{max}$  und dem darauf folgenden Abfall der Kurve, steigt die Verbundspannung nochmals an ehe sie, ähnlich zum Sprenggrissversagen V2 steil abfällt und auf niedrigem Niveau ausläuft (V3). Dieser Verlauf wird der kurzen Verbundlänge und dem daraus resultierenden großen Einfluss von Störstellen in der Verbundzone zugeordnet.

Zur vergleichenden Auswertung der Versuche wird, neben der maximal übertragbaren Verbundspannung  $\tau_{max}$  mit dem dazugehörigen Schlupf  $\delta_{max}$ , die Verbundspannung  $\tau_{0.1mm}$  bei  $\delta = 0.1$  mm als Größe zur Charakterisierung der Verbundsteifigkeit herangezogen. Tabelle 7.2 fasst diese spezifischen Werte der gesamten Versuchsserie zusammen. Zusätzlich ist für jeden Probekörper die Versagensform angegeben.

Neben dem arithmetischen Mittel  $\bar{x}$  und der Standardabweichung  $s$  ist zudem der Variationskoeffizient  $v = s/\bar{x}$  als Indikator zur Beurteilung der Streuung der Versuchsserie angegeben. Erwartungsgemäß zeigen die Resultate, dass die Verbundfestigkeit und die -steifigkeit unabhängig von der betrachteten Verbundlänge sind. Trotz der drei unterschiedlichen Versagensformen weisen die Ergebnisse eine geringe Streubreite auf, die sich bei allen Versuchen im ausgewerteten Bereich bis  $\tau_{max}$  die gleiche Kurvencharakteristik einstellte. SPAETHE 1992 [214] beschreibt die statistischen Parameter der Druckfestigkeit von Normalbeton, in Abhängigkeit von der Qualität der Fertigung und der Kontrolle. Demnach liegt der Variationskoeffizient im Bereich von 12.5 (Herstellung im Werk) bis 30% (Herstellung auf der Baustelle). Bei Betonzugfestigkeitsuntersuchungen liegt  $v$  sogar zwischen 30 und 40 % (BRAML 2010 [19]). Da bei Verbundversuchen neben den Festigkeiten noch eine Vielzahl von weiteren Parametern (Abschnitt 4.2) streuen können, liegen die Ergebnisse der Pull-Out Versuche mit  $v = 5.2 - 23.1$  % in einem akzeptablen Bereich. In Abschnitt 4.2.8 wurde beschrieben, dass eine komplette Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung mit Hilfe von Gleichung (4.13) in Abhängigkeit von drei freien Parametern beschrie-

**Tab. 7.2:** Zusammenfassung der Ergebnisse für die statischen Pull-Out Versuche

Bezeichnung [-]	$\tau_{0.1mm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\delta_{max}$ [mm]	Versagensart [-]
02-01-S	12.30	15.85	0.44	V1
02-02-S	12.84	16.65	0.46	V3
02-03-S	12.25	16.57	0.45	V1
03-01-S	9.79	14.43	0.50	V1
03-02-S	10.69	16.85	0.77	V2
03-03-S	11.68	17.39	0.72	V1
04-01-S	8.68	15.24	0.80	V1
04-02-S	11.67	17.21	0.48	V2
04-03-S	9.67	15.78	0.76	V1
05-01-S	10.56	16.72	0.61	V2
05-02-S	9.65	15.88	0.74	V2
05-03-S	11.38	16.16	0.60	V1
Mittelwert	10.93	16.23	0.61	-
Standardabweichung	1.29	0.85	0.14	-
Variationskoeffizient [%]	11.8	5.2	23.1	-

ben werden kann. Um eine Vergleichbarkeit der folgenden Versuche mit den Referenzversuchen über die gesamte  $\tau - \delta$ -Beziehung unter Berücksichtigung der Streuung zu gewährleisten, wurden die Freiwerte a, b und c der Gleichung mit Hilfe der GAUSSschen Methode der kleinsten Fehlerquadrate nach Gleichung 7.1 so bestimmt, dass für alle Messpunkte der Versuche 02-01-S bis 05-03-S, bis zu einem Schlupf  $\delta = 2.0$  mm die Fehlerquadratsumme ihr Minimum erreichte.

$$\begin{aligned}
 \Delta(a; b; c) &= \sum_{02-01-S}^{05-03-S} \sum_{\delta=0}^2 \left( \tau(\delta)_{Exp} - \tau(\delta)_{Ber} \right) \\
 &= \sum_{02-01-S}^{05-03-S} \sum_{\delta=0}^2 \left( \tau(\delta)_{Exp} - a \cdot \delta^b \cdot e^{c \cdot \delta} \right)
 \end{aligned} \tag{7.1}$$

Davon abweichend wurden die Resultate der Versuche mit der Versagensform V2 und V3 nur bis zu der Relativverschiebung berücksichtigt, bei der der plötzliche Abfall der Verbundspannung auftrat.

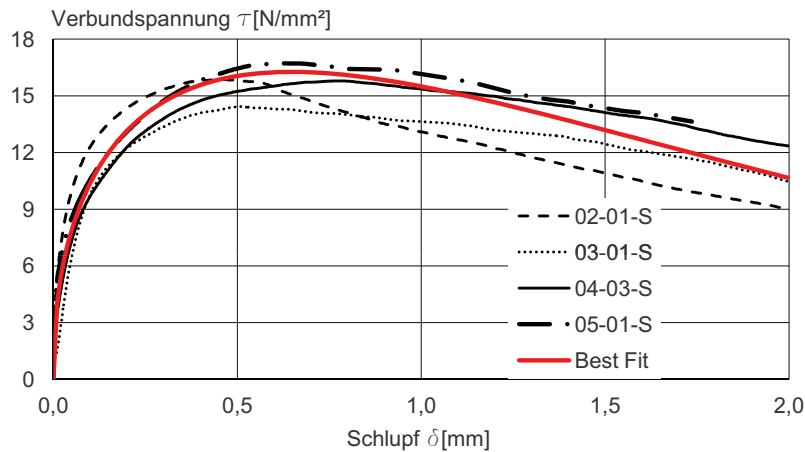
Gleichung (4.13) bildet die Versuchsergebnisse am besten mit dem Wertetripel

$$\mathbf{a = 30.59, \quad b = 0.44 \quad \text{und} \quad c = -0.68}$$

ab. Dadurch ergibt sich die folgende Gleichung (7.2) als „Best Fit“ zur Beschreibung aller  $\tau - \delta$ -Beziehungen aus den Referenzversuchen.

$$\tau(\delta)_{Ref} = 30.59 \cdot \delta^{0.44} \cdot e^{-0.68 \cdot \delta} \quad (7.2)$$

Abbildung 7.4 stellt exemplarisch je ein Versuchsergebnis mit variierender Verbundlänge und die Verbundspannung in Abhängigkeit vom Schlupf nach Gleichung (7.2) gegenüber.



**Abb. 7.4:** Vergleichende Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen mit der Regressionskurve nach Gleichung 7.2

Vor allem im ansteigenden Bereich bis  $\tau_{max}$  bildet die mathematische Näherungslösung die Versuche sehr gut ab. Im Bereich des abfallenden Astes pendeln die Versuchsergebnisse um ca.  $\pm 2 \text{ N/mm}^2$  um die Regressionskurve, wobei die Streuung aller Einzelergebnisse mit Versagensform V1 nach Überschreitung der maximalen Verbundspannung, also der Reibungsverbund, in den Versuchen wesentlich größer war, als es die statistischen Werte in Tabelle 7.2 beschreiben. Diese charakteristischen Punkte zur quantitativen Auswertung der Versuche ergeben sich nach Gleichung (7.2) zu

$$\tau_{0.1mm} = 10.38 \text{ N/mm}^2, \quad \tau_{max} = 16.27 \text{ N/mm}^2 \quad \text{und} \quad \delta_{max} = 0.65 \text{ mm}$$

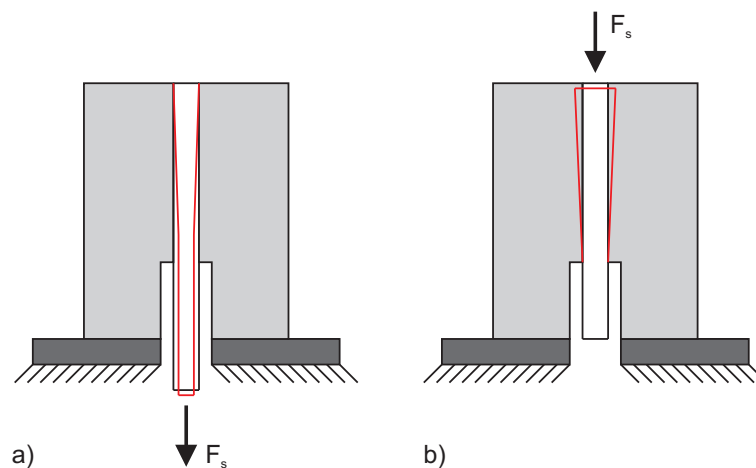
und weisen somit ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung mit den Mittelwerten aus den Versuchen auf.

### 7.3 statische Push-In Versuche

Da bei den weiteren Untersuchungen anstelle von Pull-Out Push-In Probekörper verwendet werden, muss eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse sichergestellt sein. Abbildung 7.5 stellt die zwei Versuchskonzepte gegenüber. Durch die unterschiedlichen Belastungsrichtungen differieren die vorherrschenden Verzerrungszustände im Bewehrungsstahl.

Im Pull-Out Versuch führt die Zugkraft in Verbindung mit der Querkontraktionszahl  $\mu$  ( $\approx 0.27 - 0.30$ ) zu einer Verjüngung des Bewehrungsstahls während im Push-In Versuch der Stahl





**Abb. 7.5:** Prinzipskizze zum a) Pull-Out und b) Push-In Versuch

gestaucht wird. Bei kleinen Verbundlängen und der daraus resultierenden geringen Spannung im Stahl (elastischer Bereich) hat dieser Sachverhalt nur einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf die Verbundfestigkeit, im Gegensatz zu Versuchen mit großen Verbundlängen, bei denen der Bewehrungsstahl aufgrund der hohen notwendigen Ausziehkraft fließt (RUIZ, MUTTONI & GAMBAROVA 2007 [193]). Die Push-In Versuche umfassen zwei Versuchsserien mit unterschiedlichen Zielsetzungen, die im folgenden Verlauf im Detail erläutert werden.

### 7.3.1 Der Einfluss von Kernbohrungen auf den Verbund

Auch die Push-In Körper sollen eine verbundfreie Vorlänge aufweisen. Diese wird nicht direkt beim Betonieren, sondern nachträglich durch eine Kernbohrung hergestellt. Der Einfluss von bewehrungsparallelen Kernbohrungen, unmittelbar am Bewehrungsstahl, wurde in der Vergangenheit noch nicht untersucht bzw. noch nicht dokumentiert. Da eine negative Folge durch die beim Bohren entstehende, mechanische Belastung auf den Verbund nicht ausgeschlossen werden kann, wird in dieser Versuchsserie, neben der Gegenüberstellung von Pull-Out und Push-In Versuchen, vor allem der Einfluss dieser bewehrungsparallelen Kernbohrung auf die Verbundfestigkeit und die -steifigkeit näher analysiert.

#### 7.3.1.1 Probekörpereigenschaften und Versuchsaufbau

Die Probekörpergeometrie orientiert sich an den zuvor vorgestellten Pull-Out Versuchen und ist in Abbildung 7.6 dargestellt.

Die Verbundlänge  $l_v$  betrug ca.  $3 \cdot d_s = 30$  mm. Eine verbundfreie Vorlänge wurde durch eine Bohrung mit einer Diamantbohrkrone  $\varnothing 20$  mm des Typs DD-BI 20/320 P4 der Firma HILTI hergestellt und vor dem Versuch zur Bestimmung der exakten Verbundlänge gemessen. Dabei wurde auf die mittige Lage der Bohrung geachtet, um ein direktes Anbohren der eingelegten

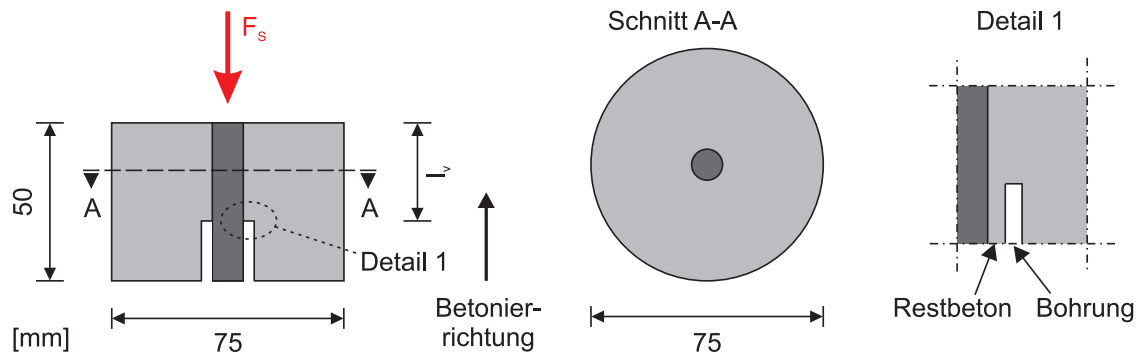


Abb. 7.6: Probekörpergeometrie bei den Push-In Versuchen

Bewehrung zu vermeiden. Durch diese Vorgehensweise bleibt am Ende der Bohrung ein Betonrestquerschnitt (Abbildung 7.6, Detail 1) erhalten, der im Versuch ebenfalls Kräfte parallel zur Bewehrung aufnehmen kann. Unter Berücksichtigung der gezogenen Betonfläche und einer zentrischen Zugfestigkeit von  $3.4 \text{ N/mm}^2$  können darüber ca. 800 N übertragen werden. Bei einer Verbundspannung von rund  $16 \text{ N/mm}^2$  und einer Verbundlänge von 30 mm, entspricht dies etwa 5.3 % der notwendigen Push-In Kraft. Da der Bruch des Betons bereits bei sehr geringen Relativverschiebungen auftritt, muss nahezu sofort die gesamte Kraft über die Verbundwirkung übertragen werden. Anhand der ermittelten  $\tau - \delta$ -Beziehungen aus den Versuchen konnten keine Auswirkungen dieser Restbetonfläche auf die Messwerte beobachtet werden. Demzufolge ist der Einfluss vernachlässigbar gering und damit nicht von Relevanz für die Endergebnisse.

Insgesamt umfasste die Testserie drei Versuchskörper, die mit der identischen Betonrezeptur wie die in Abschnitt 7.2 beschriebenen Proben hergestellt wurden. Tabelle 7.3 fasst diese mit Angabe der Bezeichnung, der Festbetonkennwerte und der exakten, im Versuch gemessenen Verbundlänge zusammen.

Tab. 7.3: Spezifikationen der Proben für die statischen Push-In Versuche

Bezeichnung [-]	$f_{cm} (100)$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	$f_{cm} (150)$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	$f_{ctm,sp}$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	$f_{ctm}$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	$l_v$ [mm]
01-03-PI	44.72	43.38	3.79	3.41	28.0
02-03-PI	44.72	43.38	3.79	3.41	29.0
03-03-PI	44.72	43.38	3.79	3.41	28.2

Die Bestimmung der Betonfestigkeiten und die Umrechnung erfolgte ebenfalls wie bei den vorangegangenen Versuchen und die Tests wurden 29 Tage nach der Herstellung durchgeführt. Durch die Sicherstellung von identischen Rahmenbedingungen und der Verwendung der Betonrezeptur gemäß Anhang A liegen sowohl  $f_{cm} (150)$ , als auch  $f_{ctm}$  in einem vergleichbaren Bereich wie die Werte aus Tabelle 7.1 der Referenzserie.

Der Versuchsaufbau mit einem vorbereiteten Probekörper ist in Abbildung 7.7 als Photographie

und als Skizze gegenübergestellt. Zur Messung der Kraft wird eine prüfmaschineninterne Kraftmessdose und zur Messung des Wegs ein externer Wegaufnehmer auf der lastabgewandten Seite des Versuchskörpers verwendet.

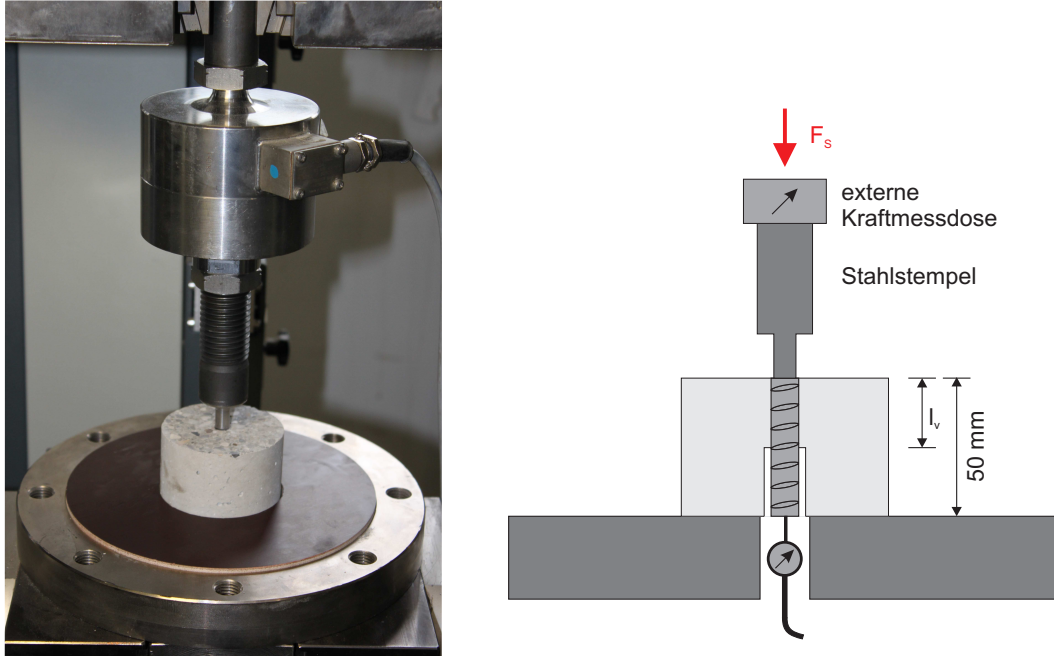


Abb. 7.7: Versuchsaufbau bei den Push-In Versuchen

### 7.3.1.2 Versuchsdurchführung und Darstellung der Ergebnisse

Die Durchführung der weggesteuerten Versuche erfolgte wiederum mit der identischen Prüfmaschine der Firma ZWICK und einer Belastungsgeschwindigkeit von 0.02 mm/s. Die Last wurde durch einen Stahlstempel zentrisch in den Bewehrungsstahl eingeleitet. Als Widerlager diente eine, mit der Prüfmaschine verschraubte Stahlplatte mit einem mittig angeordneten Bohrung  $\varnothing 20$  mm durch die zum Einen der Betonstahl gedrückt und zum Anderen der externe Wegaufnehmer geführt werden konnte. Dieser wurde kontaktschlüssig, sichergestellt durch eine Feder, auf der lastabgewandten Seite ebenfalls zentrisch an die Bewehrung angelegt. Zwischen Probekörper und Stahlplatte sorgte eine eingelegte, 0.1 mm dicke Teflonfolie für die Minimierung der Reibung. Eine Querkraftübertragung wird somit nahezu ausgeschlossen. Die Aufzeichnung und die Auswertung der Messdaten erfolgte, wie in allen Folgeversuchen, erneut mit der Software DIADEM von NATIONAL INSTRUMENTS [159].

Zur vergleichenden Gegenüberstellung der Versuche diente, neben der maximal übertragbaren Verbundspannung  $\tau_{max}$  mit dem dazugehörigen Schlupf  $\delta_{max}$ , die Verbundspannung  $\tau_{0.1mm}$  bei  $\delta = 0.1$  mm als Größe zur Charakterisierung der Verbundsteifigkeit. Tabelle 7.2 fasst diese spezifischen Werte der Versuchsserie zusammen. Zusätzlich ist für jeden Probekörper die aufgetretene

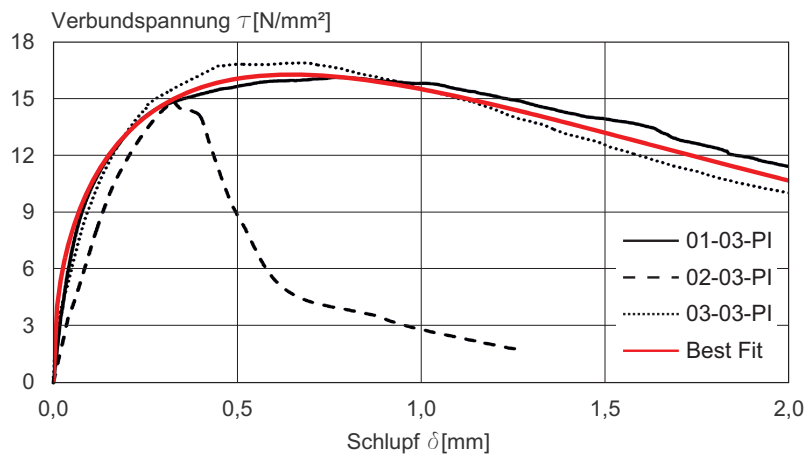
Versagensform angeben.

**Tab. 7.4:** Zusammenfassung der Ergebnisse für die statischen Push-In Versuche

Bezeichnung [-]	$\tau_{0.1mm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\delta_{max}$ [mm]	Versagensart [-]
01-03-PI	10.13	16.11	0.77	AV
02-03-PI	6.98	14.88	0.33	SV
03-03-PI	9.32	16.88	0.68	AV
Mittelwert (Pull-Out)	10.93	16.23	0.61	–

Zweimal versagten die Proben durch ein klassisches Ausziehen der Bewehrung (01-03-PI, 03-03-PI) und einmal trat ein Sprenggrissversagen (02-03-PI) auf.

Die aufgeführten Ergebnisse in Tabelle 7.4 sind nahezu identisch mit den berechneten Mittelwerten der Referenzversuchsserie mit Pull-Out Körpern nach Abschnitt 7.2. Die grafische Darstellung der  $\tau - \delta$ -Beziehungen in Abbildung 7.8, im Vergleich zur eingetragenen Ausgleichskurve nach Gleichung 7.2 unterstreicht diese Aussage und zeigt, dass die geänderte Versuchskonfiguration über den gesamten Verlauf vergleichbare Werte liefert.



**Abb. 7.8:** Ergebnisdarstellung der Push-In Versuchen mit Kernbohrung

Somit ist der Nachweis erbracht, dass weder die gewählte Belastungsrichtung der Bewehrung, noch die durchgeführten Kernbohrungen zur Herstellung der verbundfreien Vorlänge einen erkennbaren Einfluss auf die Messergebnisse haben. Für die weiterführenden Untersuchungen wurde die in Abschnitt 7.3.1.1 beschriebene Probekörpergeometrie und der Versuchsaufbau beibehalten.

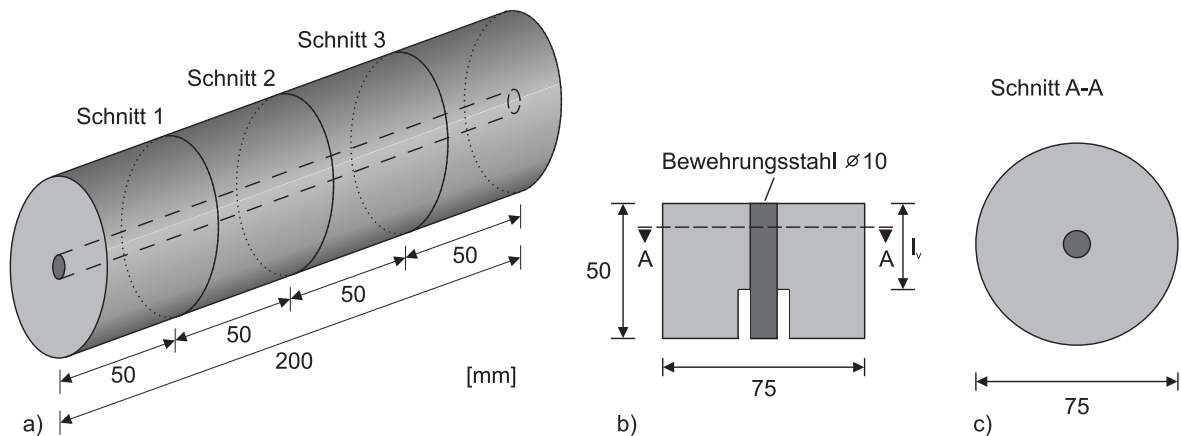
### 7.3.2 Der Einfluss des Sägens von Probekörpern auf den Verbund

Beim Trennen von Stahlbetonbauteilen mit einer Betonsäge wird häufig auch die eingebaute Bewehrung durchgeschnitten. Durch das Sägeblatt werden in Abhängigkeit der Sägeblatt- und der

Sägeeigenschaften sowohl mechanische, wie auch thermische Belastungen in den Beton und den Stahl eingebracht. Vor allem auf den sensiblen Verbund der zwei Werkstoffe wirken sich diese Faktoren nachteilig aus und führen zu einer Reduzierung der maximal übertragbaren Spannungen zwischen den beiden Komponenten. Da aus der Literatur keinerlei Untersuchungen zu diesem Sachverhalt bekannt sind und da zur Vorbereitung von Proben für Folgeversuche diverse Trennschnitte in Stahlbetonplatten geführt werden sollen, wird zu dieser Problematik im folgenden Verlauf des Abschnitts eine Versuchsserie erläutert.

Ziel der Untersuchungen war es, den Einfluss des Sägens auf die maximale Verbundspannung  $\tau_{max}$  in Abhängigkeit von der Anzahl der Trennschnitte durch den Stahl und der Betondruckfestigkeit quantitativ zu erfassen.

Zur Beurteilung der Verbundreduzierung in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit wurden zwei Versuchsreihen, einmal mit  $f_{cm(150)} = 43.57 \text{ N/mm}^2$  (R1) und einmal mit  $110.50 \text{ N/mm}^2$  (R2) durchgeführt. Die zugehörige im Versuch ermittelten Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  betrug  $3.47 \text{ N/mm}^2$  (R1) bzw.  $5.22 \text{ N/mm}^2$  (R2). Hierzu wurden je drei zylindrische Betonkörper mit einer Länge von 200 mm (R1) bzw. 250 mm (R2) hergestellt und gesägt. Die Vorgehensweise und die Geometrie des Ausgangs- und der Teilkörper ist schematisch in Abbildung 7.9 dargestellt.



**Abb. 7.9:** Versuchskörper zur Untersuchung des Sägeeinflusses a) Ausgangskörper mit Sägeschnitten, b) Einzelkörper und c) Schnitt A-A

Für die längeren Körper der Serie 2 wurde abweichend von Abbildung 7.9 a) ein zusätzlicher Schnitt geführt. Das Schneiden erfolgte mit einer elektrischen Betonsäge unter Wasserkühlung und einem Diamantsägeblatt mit einer Dicke von 0.8 mm. Um die mechanische Belastung für die Versuchskörper möglichst gering zu halten, handelte es sich dabei um ein zahnloses Sägeblatt mit glatter Schneide. Als Referenzspannung dient für die Versuche der Reihe 1  $\tau_{max}$  nach Gleichung 7.2.

Für R2 mit hochfestem Beton wurden separate Referenzkörper nach dem in Abschnitt 7.3.1.1 beschriebenen Prinzip hergestellt. Insgesamt umfasst die Serie 31 Einzeltests. Tabelle 7.5 listet

die Ergebnisse mit Angabe der exakten Verbundlänge und der Anzahl der jeweils geführten Schnitte auf.

**Tab. 7.5:** Spezifikationen der Proben für die statischen Push-In Versuche, Einfluss von Sägeschnitten

Versuchsreihe 1; $f_{cm(150)} = 43.57 \text{ N/mm}^2$				Versuchsreihe 2; $f_{cm(150)} = 110.50 \text{ N/mm}^2$			
Bezeichnung	$\tau_{max}$	$l_v$	Schnitte	Bezeichnung	$\tau_{max}$	$l_v$	Schnitte
[-]	$[\text{N/mm}^2]$	$[\text{mm}]$	[-]	[-]	$[\text{N/mm}^2]$	$[\text{mm}]$	[-]
S-1-1	10.37	29.1	1	1-4-HF-R	29.11	24.1	0
S-2-1	12.25	28.8	1	2-4-HF-R	30.47	20.2	0
S-3-1	11.27	28.3	1	3-4-HF-R	28.59	18.1	0
S-1-2	8.80	29.5	2	4-4-HF-R	27.16	18.3	0
S-2-2	8.78	28.0	2	1-1-HF	24.28	19.3	1
S-3-2	9.43	27.0	2	1-2-HF	19.89	18.0	2
S-1-3	10.20	31.0	3	1-3-HF	20.78	18.0	3
S-2-3	8.77	30.0	3	1-4-HF	22.09	18.2	4
S-3-3	7.71	27.5	3	1-5-HF	23.71	19.5	1
S-1-4	9.41	28.2	3	2-1-HF	26.10	18.8	1
S-2-4	8.53	27.2	3	2-2-HF	20.40	17.9	2
S-3-4	9.32	30.0	3	2-3-HF	18.46	19.0	3
				2-4-HF	19.44	20.1	4
				2-5-HF	22.95	19.6	1
				3-1-HF	24.85	18.3	1
				3-2-HF	22.53	18.0	2
				3-3-HF	22.08	18.2	3
				3-4-HF	22.32	17.9	4
				3-5-HF	22.49	19.6	1

Hierbei ist anzumerken, dass die Schnittfolge bei R2 im Vergleich zu der, in Abbildung 7.9 a) resultierend aus den Erkenntnissen aus R1 geändert wurde. Die ersten beiden Schnitte trennen vom 250 mm langen Zylinder die Testkörper 1 und 5 an den beiden Enden ab. Aufgrund der Entfernung zueinander hat Schnitt 1 keinen negativen Einfluss auf den Verbund in Körper 5. Dies unterstreichen auch die gemessenen Werte. Durch diese Schnittfolge ergibt sich eine größere Datenmenge für einen einzelnen Trennschnitt. Ansonsten entspricht die Vorgehensweise den Angaben in der Skizze 7.9 a). Zur Reduzierung der notwendigen Versuchskraft betrug die Verbundlänge bei den Tests mit dem härtesten Beton nur ca.  $2 \cdot d_s$ .

Auf die Darstellung sämtlicher  $\tau$ - $\delta$ -Beziehungen aus den Einzelversuchen wurde zu Gunsten der Übersichtlichkeit an dieser Stelle verzichtet. Abbildung 7.10 zeigt exemplarisch die gemessenen Verläufe für die Testkörper S-3-1, S-2-2 und S-1-3 (1, 2 bzw. 3 Trennschnitte) im Vergleich zur  $\tau$ - $\delta$ -Beziehungen nach Gleichung 7.2.

Die dargestellten Verläufe zeigen deutlich, dass sowohl die Verbundfestigkeit, wie auch die -steifigkeit durch die geführten Sägeschnitte abfallen. Die grundsätzliche Charakteristik der  $\tau$ - $\delta$ -Verläufe bleibt aber erhalten.

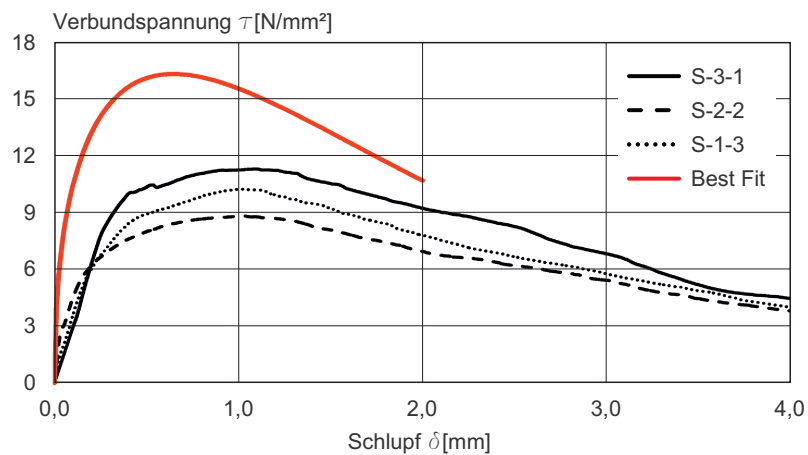


Abb. 7.10: Exemplarische  $\tau - \delta$ -Beziehungen aus den Versuchen mit gesägten Probekörpern

Die signifikante Steifigkeitsreduzierung, erkennbar an der geringeren Anfangssteigung der Tests S-3-1, S-2-2 und S-1-3, ist vor allem auf die Zerstörung des Haftverbundes und auf Zerrüttungen des Betons im Mikrobereich direkt an der Grenzfläche Beton-Bewehrungsstahl zurückzuführen, wodurch auch der Scherverbundmechanismus in Mitleidenschaft gezogen wird. Der wirkende Reibungsverbund nach Überschreitung von  $\tau_{max}$  wird weniger stark beeinträchtigt.

Zur Bewertung der Verbundfestigkeitsreduzierung werden die maximalen Verbundspannungen herangezogen. Diese sind in Abbildung 7.11 a) für beide Versuchsreihen in Abhängigkeit von der Schnittanzahl mit Angabe der Mittelwerte dargestellt.

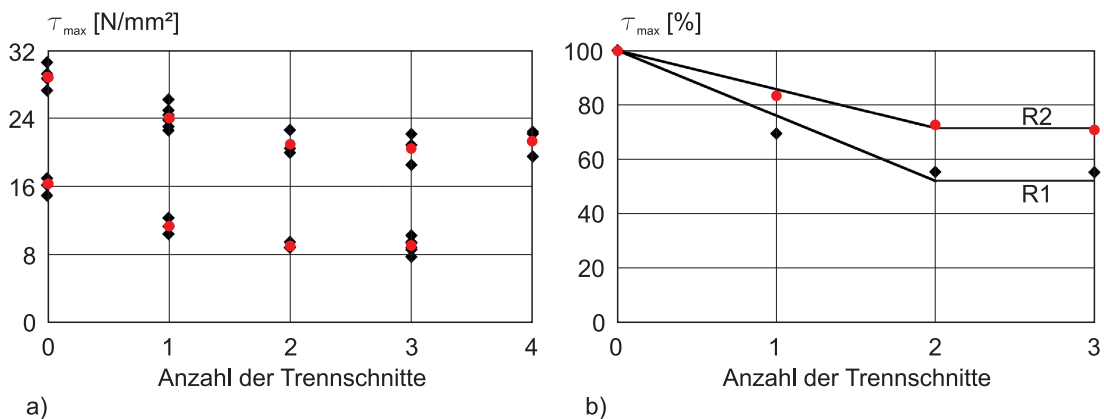


Abb. 7.11: Abhängigkeit der ermittelten maximalen Verbundspannungen  $\tau_{max}$  von der Anzahl der Trennschnitte

Die Ergebnisse zeigen, dass, unabhängig von der Druckfestigkeit, die Verbundspannung  $\tau_{max}$  nach 2 Trennschnitten ihr Minimum erreicht. Zusätzliche Schnitte haben keinen weiteren negativen Einfluss. Folglich sind die mechanischen Belastungen durch das Sägen lokal begrenzt und wirken sich nur unmittelbar im Schnittbereich aus. Dies belegen auch die Ergebnisse der Testkörper 5 der Reihe 2 und deren berechnete Zuordnung zu den Ergebnissen mit nur einem

Trennschnitt.

In Abhängigkeit vom verwendeten Beton erfährt der Verbund, mit steigender Druckfestigkeit eine geringere prozentuale Abnahme der Maximalspannung. Das heißt, durch die höhere Festigkeit haben die gleichbleibenden mechanischen Belastungen, resultierend aus dem Sägen, erwartungsgemäß einen weniger starken Einfluss auf die Verbundfestigkeit. Die prozentuale Abnahme wird in Abbildung 7.11 b) für beide Versuchsreihen aufgezeigt. Während die maximale Spannung bei R1 von ca. 69 % auf rund 55 % abfällt, reduziert sich  $\tau_{max}$  bei R2 auf 83 bzw. 72 %.

In erster Näherung wird ein linearer Zusammenhang zwischen der Anzahl der Trennschnitte und der prozentualen Verbundabnahme unterstellt. Die Auswertung der Bestimmtheitsmaße  $R^2 > 0.94$  für die in Abbildung 7.11 dargestellten Ausgleichsgeraden stützen diese Aussage für beide Versuchsreihen von 0 bis 2 Sägeschnitten. Für den Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Verbundabnahme wird ebenfalls eine lineare Abhängigkeit postuliert.

Gleichung (7.3) beschreibt die prozentuale Verbundreduzierung in Abhängigkeit von der Anzahl der geführten Trennschnitte  $TS$  und der Betondruckfestigkeit  $f_{cm(150)}$  in  $N/mm^2$  unter Berücksichtigung der ermittelten Versuchsergebnisse.

$$\tau_{max}[\%] = (0.145 \cdot f_{cm(150)} - 30.28) \cdot TS + 100 \quad (7.3)$$

Sie ist gültig für 0 bis 2 Trennschnitte und Druckfestigkeiten zwischen rund 40 und 110  $N/mm^2$  und dient im weiteren Verlauf der Arbeit zur Abschätzung der maximalen Verbundfestigkeit bei Push-In Probekörpern die durch Sägen vorbereitet wurden.

## 7.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Mit den angestellten experimentellen Untersuchungen zum Verbund bei statischen Belastungen sollten im Wesentlichen drei Fragestellungen beantwortet werden:

- Liefert die gewählte Konfiguration mit Push-In Versuchen vergleichbare Ergebnisse, wie die in der Literatur häufiger anzutreffenden Pull-Out Versuche?
- Haben bewehrungsparallele Kernbohrungen zur Herstellung einer verbundfreien Vorlänge einen negativen Einfluss auf die gemessenen  $\tau - \delta$ -Beziehungen?
- Wie hoch ist der verbundreduzierende Einfluss von Sägeschnitten durch Beton und Bewehrung auf die Verbundfestigkeit?

Zur Beantwortung der Fragen wurden insgesamt 46 Einzelversuche in drei Versuchsserien durchgeführt. Als Referenzwerte dienten die Ergebnisse von Pull-Out Versuchen, aus denen eine mittlere



re Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, unter Verwendung des mathematischen Ansatzes nach IDDA 1999 [107] und der Methode der kleinsten Fehlerquadrate, bestimmt werden konnte.

Die vergleichende Gegenüberstellung mit Push-In Versuchen zeigt erwartungsgemäß, dass die Belastungsrichtung beim jeweils gewählten Versuchsaufbau keinen Einfluss auf das Ergebnis hat.

Die Messergebnisse zeigen ebenfalls, dass die durchgeführten Kernbohrungen keine Reduzierung der übertragbaren Verbundspannung zur Folge haben. Beim Vergleich der Pull-Out und Push-In Versuche konnten, unter Berücksichtigung der natürlichen Streuung des Werkstoffs Beton, über den gesamten  $\tau - \delta$ -Verlauf keine nennenswerten Abweichungen festgestellt werden.

Der Einfluss des Sägens konnte, anhand der gemessenen und ausgewerteten Versuchsergebnisse, in Abhängigkeit von der Anzahl der Trennschnitte durch den Beton und den zu untersuchenden Bewehrungsstahl und unter Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit mit Hilfe einer empirischen Gleichung (7.3) beschrieben werden. Dadurch besteht die Möglichkeit der quantitativen Beschreibung der Verbundreduzierung in einem Geltungsbereich von 0 bis 2 Trennschnitten und einer Druckfestigkeit von ca. 40 bis 110  $N/mm^2$ .

Die durchgeführten Versuchsserien waren somit für die zufriedenstellende Beantwortung der drei Eingangsfragen geeignet. Mit Hilfe der Ergebnisse konnten alle notwendigen Schritte der Probekörperherstellung und der Versuchsdurchführung quantifiziert werden, um lokale  $\tau - \delta$ -Beziehungen in größeren Stahlbetonbauteilen, anhand von extrahierten, kleinen Versuchskörpern zu bestimmen. Das Gesamtkonzept ist somit zur weiteren Verwendung geeignet und wird für Folgeuntersuchungen beibehalten.



## Kapitel 8

# Untersuchungen zur Auswirkung hochdynamischer Belastungen auf den Verbund

---

*Kapitel 6 der Arbeit beschäftigt sich mit theoretischen Aspekten zum Verbund in Stahlbetonbauteilen bei und nach Belastungen die hohe Verzerrungsraten im Material hervorrufen. Da für beide Fragestellungen keine zufriedenstellende, experimentell bestimmte Datenmenge zur Verfügung steht werden im Verlauf dieses Kapitels eigene Verbunduntersuchungen beschrieben und ausgewertet. Insgesamt werden die Ergebnisse von ca. 700 Push-In Versuchen vorgestellt.*

*Des Weiteren wird ein Versuchskonzept zur Untersuchung der Verbundfestigkeit bei hohen Verzerrungsraten erläutert. Auf Grundlage der gemachten Erfahrungen und der erzielten Ergebnisse bei ersten Tastversuchen wird dieses Versuchskonzept weiterentwickelt und diskutiert.*

---

### 8.1 Zielsetzung

In Abschnitt 4.3 der Arbeit ist eine ausführliche Literaturstudie zu Verbunduntersuchungen bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten zusammengestellt. Die abschließende Bewertung zeigt, dass im Vergleich zu statischen Untersuchungen wenige aussagekräftige experimentelle Ergebnisse existieren und dass die vorhandenen Resultate aufgrund der teils signifikanten Unterschiede im Versuchsaufbau, in der angewandten Messtechnik und bei der Datenauswertung schwer miteinander vergleichbar sind.

Die Vielzahl der verbundbeeinflussenden Parameter bei statischen Belastungen (Abschnitt 4.2) sind durch Versuchsreihen bekannt und eingehend erforscht. Der Einfluss dieser Parameter, wie z.B. die Betondruckfestigkeit, der Bewehrungsdurchmesser oder bereits existierende Risse im Beton in Kombination mit hohen Verzerrungsraten ist weitgehend noch unbekannt aber zum besseren Verständnis der Tragmechanismen und zur genaueren Abschätzung der Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen unter hochdynamischen Belastungen wichtig.

Deshalb wird das Ziel verfolgt, ein Versuchs- und Messkonzept zu entwickeln mit dem es möglich

ist, unter grundsätzlich konstanten Rahmenbedingungen, den Einfluss dieser Parameter auf den Verbund zu untersuchen. Dadurch soll die Möglichkeit für von der Versuchstechnik unabhängige Parameterstudien geschaffen werden, die durch die Variation lediglich eines Faktors vergleichbare Ergebnisse liefern. In Anlehnung an die Forschungsergebnisse von VOS & REINHARDT 1980 [229] kommt dafür ein Split Hopkinson Pressure Bar (SHPB) zum Einsatz, da anhand der Literaturstudie bereits festgestellt werden konnte, dass diese Versuchsapparatur grundsätzlich für Verbunduntersuchungen bei hohen Verzerrungsraten geeignet ist.

Erste Tastversuche bestätigen zwar die grundsätzliche Funktionalität des Versuchsaufbaus aber aufgrund der Komplexität der Ergebniserfassung und der Messsignalauswertung konnten noch keine dynamischen  $\tau - \delta$ -Beziehungen ermittelt werden. Die gesammelten Erfahrungen aus diesen Tastversuchen und die Analyse der aufgetretenen Schwierigkeiten bei der Signalauswertung führten zu einer Überarbeitung der Versuchs- und vor allem der Messkonfiguration wodurch ein, aus Sicht des Autors, funktionierendes Versuchskonzept zur Generierung von  $\tau - \delta$ -Beziehungen bei hohen Verzerrungsraten zur Verfügung gestellt werden kann.

Neben den angestellten theoretischen Betrachtungen zur Verbundschädigung nach hochdynamischen Einwirkungen und den von FUCHS 2008 [81] beschriebenen zerstörungsfreien Möglichkeiten der Bewertung in Abschnitt 6.2 soll durch eigene experimentelle Untersuchungen eine Aussage zur quantitativen Verbundschädigung bei Stahlbetonbauteilen inklusive der Abschätzung des beeinflussten Bereichs getroffen werden. Zur Beantwortung der Fragestellung wurde die Verbundqualität in angespannten Stahlbetonplatten untersucht. Die Bewertung der durch die Sprengung verursachten Verbundfestigkeits- und -steifigkeitsreduzierung erfolgt anhand von Push-In Versuchen. Dabei kamen bei der Probekörpervorbereitung die in Abschnitt 7.3 beschriebenen Techniken (Bohren und Sägen) zum Einsatz.

## 8.2 Tastversuche zum Verbund bei hochdynamischen Einwirkungen

Die dynamischen Tastversuche zum Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstählen wurden mit Hilfe eines Split Hopkinson Pressure Bars (SHPB) am Fraunhofer-Institut für Kurzzeitdynamik, Ernst-Mach-Institut in Efringen-Kirch durchgeführt. Auf eine detaillierte Beschreibung der genutzten Versuchsanlage wird an dieser Stelle nicht eingegangen sondern auf die Dissertation von SCHULER 2004 [202] verwiesen. Informationen zur geschichtlichen Entwicklung und zum Einsatzspektrum können beispielsweise in CHEN & SONG 2010 [30] nachgelesen werden. Die eingesetzte Versuchsanlage mit Beschriftung der Hauptbestandteile ist in ihrer Grundkonfiguration in Abbildung 8.1 dargestellt. Im Folgenden werden kurz die grundsätzliche Funktionsweise beschrieben und zwei verschiedene Versuchskonfigurationen näher erläutert. Mit dem SHPB ist die Untersuchung von Materialproben unter dynamischer und hochdynamischer

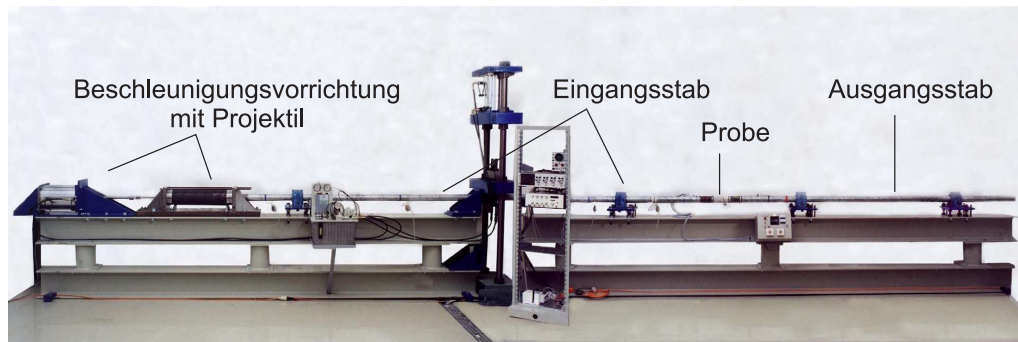


Abb. 8.1: Split Hopkinson Pressure Bar, Fraunhofer-Institut für Kurzzeitdynamik, Ernst-Mach-Institut, Efringen-Kirchen aus SCHULER 2004 [202]

scher Belastung möglich. In der Regel wird in einen zylindrischen Eingangsstab mit bekannten Eigenschaften, durch einen mit einer Federschusskanone beschleunigten Impaktor eine Druckwelle mit definierter Charakteristik eingeleitet. Die schematische Funktionsweise und eine Gegenüberstellung der zwei wichtigsten Versuchskonfigurationen eines SHPB sind in Abbildung 8.2 dargestellt.

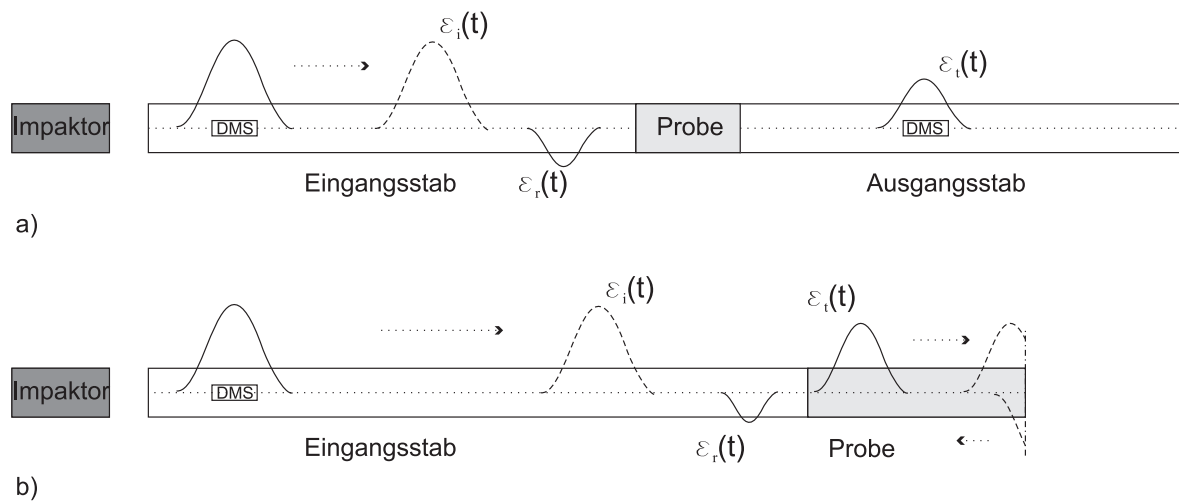


Abb. 8.2: Schematischer Aufbau eines Split Hopkinson Bars in a) Grundkonfiguration und b) Spallationskonfiguration

Die Kompressionswelle, beschrieben durch die hervorgerufene Verzerrung  $\varepsilon_i(t)$ , durchläuft den Eingangsstab und kann durch Dehnmessstreifen quantifiziert werden. Beim Auftreffen auf die am Eingangsstab befestigte Probe wird die Druckwelle an der Grenzschicht, in Abhängigkeit der verschiedenen Materialeigenschaften von Eingangsstab und Probe, teilweise reflektiert ( $\varepsilon_r(t)$ ) und in die Probe transmittiert ( $\varepsilon_t(t)$ ). Die Grundlagen hierzu wurden bereits in den Abschnitten 2.2.1 und 6.2 näher erläutert.

Je nach gewählter Versuchskonfiguration wird die Welle in den Ausgangsstab eingeleitet (Ab-

bildung 8.2 a)), wo sie erneut mit Hilfe von Dehnmessstreifen quantifiziert werden kann oder bei der Spallations-Konfiguration, dargestellt in Abbildung 8.2 b) am freien Ende der Probe als Zugwelle vollständig reflektiert. Sowohl die Welle im Ein- wie gegebenenfalls auch im Ausgangsstab durchläuft diesen im elastischen Bereich. Beide Stäbe bestehen aus dem gleichen Material (in der Regel Aluminium) mit bekanntem Verformungs- und Wellenausbreitungsverhalten.

Durch vereinfachende Annahmen ist die Bestimmung der dynamischen Kenngrößen der eingebauten Materialprobe wie Festigkeiten, Elastizitätsmodul oder Bruchenergie in Abhängigkeit von den ebenfalls bestimmbaren Verzerrungsraten  $\dot{\epsilon}$  möglich. Die von SCHULER 2004 [202] aufgeführten Annahmen zur Bestimmung der Materialparameter sind:

- Die Druckwelle verläuft eindimensional (Longitudinalwelle) und mit konstanter Wellengeschwindigkeit; Randeffekte können aufgrund der Schlankheit des Eingangsstabes vernachlässigt werden (keine Dispersion).
- An den Grenzflächen zwischen der Probe und des Ein- bzw. Ausgangsstabes herrscht Kräftegleichgewicht (planare Oberflächen und damit keine Verluste durch Reibung).
- Die Spannungen werden über den Probenquerschnitt als konstant angenommen.

Die Regelanwendung der Konfiguration in Abbildung 8.2 a) ist die Bestimmung von dynamischen Druckfestigkeiten. Im Spallationsversuch (Abbildung 8.2 b)) wird auf den Ausgangsstab verzichtet und die Probe am freien Ende des Eingangsstabes aufgeklebt. Wie bereits erwähnt, wird die transmittierte Druckwelle am freien Probenende als Zugwelle reflektiert (Abbildung 2.3). Die dadurch entstehenden Zugspannungen in der Probe führen, bei Überschreitung der Materialfestigkeit, zum Zugversagen.

Wie in den theoretischen Grundlagen zur Wellenfortpflanzung in Abschnitt 2.2.1 beschrieben, wird die einfallende Druckwelle als Zugwelle mit identischer Amplitude reflektiert. Während die Druckwelle die Materialprobe i.d.R. im elastischen Bereich durchläuft, führt die Zugwelle bei anisotropen Materialverhalten zum Versagen, wodurch sich die Anwendbarkeit der Spallationskonfiguration auf Untersuchungen von Materialien mit großer Druck- und geringerer Zugfestigkeit, wie z.B. Beton beschränkt.

### 8.2.1 Probekörpergeometrie, Versuchsaufbau und Messtechnik

Die vorgestellte Spallations-Konfiguration des SHPB soll für die eigenen Untersuchungen des Verbundes bei hohen Verzerrungsraten genutzt und weiterentwickelt werden. Durch den Durchmesser des Eingangsstabes aus Aluminium von 75 mm wird der maximal mögliche Probenquerschnitt limitiert und vorgegeben. Der in Abbildung 8.3 skizzierte, zylindrische Versuchskörper besteht aus zwei Segmenten mit einem mittig einbetonierten Bewehrungsstahl BSt 500 S,  $d_s = 10$  mm.

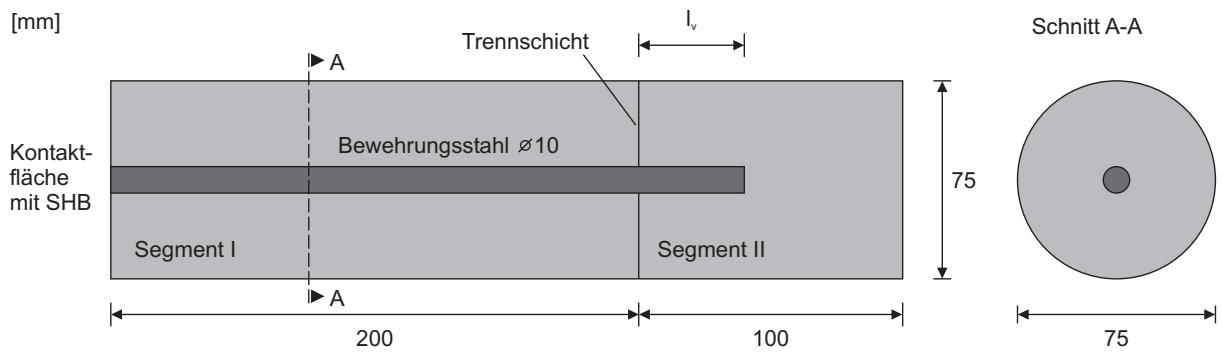


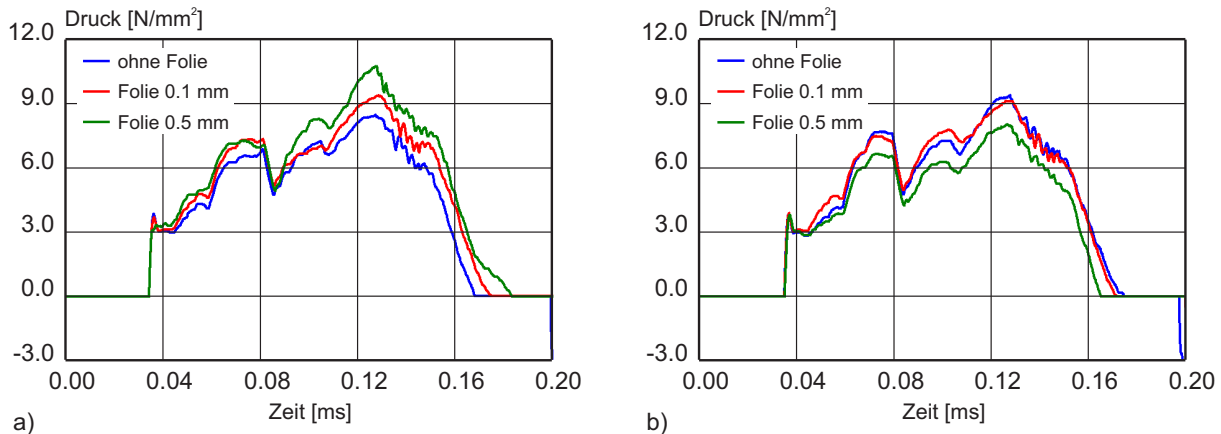
Abb. 8.3: Versuchskörpergeometrie, dynamische Versuche, Versuchsreihe 1

Die Probe wird am freien Ende von Segment I am SHPB befestigt. Durch die gewählte Spallationskonfiguration durchläuft die injizierte Druckwelle Segment I und II und wird am freien Ende von Segment II als Zugwelle reflektiert (Abbildung 8.2 b)). Die vorgegebene Trennfuge zwischen Segment I und II soll sicherstellen, dass die reflektierte Zugwelle nicht zu einer Spallation des Betons führt, sondern das Betonfragment II vom Bewehrungsstahl „abzieht“. Der Bewehrungsstahl weist im Fragment II eine definierte Verbundlänge  $l_v$  auf. Neben der Untersuchung des dynamischen Verbundes war ein weiteres Ziel der Vorversuche, die notwendige bzw. maximal mögliche Verbundlänge  $l_v$  zu bestimmen, bei der es noch zu einem Ausziehversagen und zu keinem Aufreißen des Betons kommt (Abbildung 8.7), deshalb wird die Verbundlänge zwischen  $1 \cdot d_s$  und  $5 \cdot d_s$  variiert.

Die Trennschicht zwischen den beiden Versuchskörpersegmenten muss zum Einen sicherstellen, dass eine Teilung des Versuchskörpers nahezu kraftfrei möglich ist, damit die ermittelte Kraft im Versuch auch ausschließlich dem Verbund zugeordnet werden kann, und zum Anderen darf die Druckwelle, die von Segment I in Segment II übertragen wird nicht oder nur geringfügig beeinflusst werden. Bei der Ausführung der Trennschicht wurden zwei Möglichkeiten untersucht. Bei sechs Probekörpern wurde zwischen den Fragmenten eine 0.1 mm dicke Teflonfolie eingebaut und bei 15 Versuchskörpern wurde die Kontaktfläche mit Schalöl bestrichen. Dabei wurde darauf geachtet, dass der Bewehrungsstahl absolut ölfrei bleibt um die Verbundfestigkeit nicht negativ zu beeinträchtigen. Versuche an reinen Betonkörpern mit jeder Variante als Trennschicht haben gezeigt, dass in beiden Fällen ein nahezu kraftfreies Trennen der beiden Segmente per Hand möglich ist.

Um den Einfluss der Trennschicht, speziell von der verwendeten Teflonfolie, auf die Wellenfortpflanzung im Probekörper vorab zu analysieren, wurden numerische Simulationen mit dem Hydrocode AUTODYN 13 von ANSYS durchgeführt. Anhand eines zweidimensionalen rotations-symmetrischen Modells wurde der Probekörper, bestehend aus den zwei Segmenten mit dazwischen liegender Teflonschicht abgebildet. Die Belastung wurde als planare Welle aufgebracht.

Die Modellierung des Versuchskörpers erfolgte mit Hilfe der in AUTODYN implementierten Werkstoffmodelle für Beton (RHT-Modell nach RIEDEL 2000 [187]) und für Teflon. Abbildung 8.4 a) zeigt die ausgewerteten Druck-Zeit-Verläufe kurz vor und b) nach der Teflonschicht mit einer variierten Dicke von 0.1 bzw. 0.5 mm. Die Ergebnisse der Simulationen ohne Folie dienen als Referenzwerte zur Bewertung des Einflusses der Folie auf die Druckwelle.



**Abb. 8.4:** Parameterstudie zum Druck-Zeit-Verlauf im Probekörper, a) vor und b) nach der Teflonfolie

Vor der Teflonschicht kann bei steigender Foliendicke eine Zunahme des maximalen Drucks festgestellt werden. Durch die Überlagerung der einfallenden Welle und einer teilweisen Reflexion des Drucks an der Teflonschicht kommt es zu einem Druckanstieg im Auswertepunkt. Während dieser Anstieg bei einer Foliendicke von 0.1 mm vernachlässigbar gering ausfällt, ist bei einer höheren Foliendicke eine deutlichere Beeinträchtigung der Druckwelle zu verzeichnen. Hinter der Trennschicht ist der Druck-Zeit-Verlauf ohne Folie und bei einer Teflonfoliendicke von 0.1 mm nahezu deckungsgleich, während der Druck bei einer Folienstärke von 0.5 mm deutlich abfällt. Bezogen auf die eigenen durchgeführten Versuche, bei denen die Trennfläche mit einer Folienstärke von 0.1 mm realisiert wurde, kann gefolgert werden, dass die Vorgehensweise zielführend ist und theoretisch mit keiner nennenswerten Beeinträchtigung der Druckwelle gerechnet werden muss. Demzufolge eignen sich grundsätzlich sowohl die Trennfolie, wie auch das Schalöl, um eine Sollbruchstelle zwischen den zwei Segmenten des untersuchten Prüfkörpers zu erzeugen. Nennenswerte Beeinflussungen des Ergebnisses sind, unter Berücksichtigung der durchgeführten Studie nicht zu erwarten. In Tabelle 8.1 sind die Spezifikationen sämtlicher Versuchskörper dargestellt. Die grau hinterlegten Körper wurden aufgrund von fehlenden Versuchskapazitäten am Ernst-Mach-Institut oder aufgrund herstellungsbedingter Fehler am Versuchskörper die in Abschnitt 8.2.3 näher erläutert werden, nicht untersucht. Sie werden an dieser Stelle nur aufgeführt, um die durchlaufende Nummerierung lückenlos darzustellen.

Bei einem Betoniervorgang wurden jeweils drei Versuchskörper erstellt. Durch die Verwendung eines einheitlichen Betonrezeptes, durch identische Verdichtungszeiten und durch eine gleich-



**Tab. 8.1:** Spezifikationen der Proben für die dynamischen Versuche

Bezeichnung [-]	Serie [-]	$f_{cm}^{(150)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$l_v$ [mm]	Trennschicht [-]
01-01-D	A	41.78	3.15	$\sim 1 \cdot d_s = 11.5 \text{ mm}$	Folie
01-02-D	A	41.78	3.15	$\sim 1 \cdot d_s = 11.5 \text{ mm}$	Folie
01-03-D	A	41.78	3.15	$\sim 1 \cdot d_s = 11.5 \text{ mm}$	Folie
02-01-D	B	42.20	2.92	$\sim 2 \cdot d_s = 24.0 \text{ mm}$	Schalöl
02-02-D	B	42.20	2.92	$\sim 2 \cdot d_s = 24.0 \text{ mm}$	Schalöl
02-03-D	B	42.20	2.92	$\sim 2 \cdot d_s = 23.0 \text{ mm}$	Schalöl
03-01-D	C	44.85	3.68	$\sim 3 \cdot d_s = 31.0 \text{ mm}$	Schalöl
03-02-D	C	44.85	3.68	$\sim 3 \cdot d_s = 30.0 \text{ mm}$	Schalöl
03-03-D	C	44.85	3.68	$\sim 3 \cdot d_s = 30.5 \text{ mm}$	Schalöl
04-01-D	D	41.52	2.93	$\sim 4 \cdot d_s = 36.5 \text{ mm}$	Schalöl
04-02-D	D	41.52	2.93	$\sim 4 \cdot d_s = 40.0 \text{ mm}$	Schalöl
04-03-D	D	41.52	2.93	$\sim 4 \cdot d_s = 39.0 \text{ mm}$	Schalöl
06-01-D	F	42.39	3.53	$\sim 1 \cdot d_s = 12.0 \text{ mm}$	Schalöl
06-02-D	F	42.39	3.53	$\sim 1 \cdot d_s = 13.0 \text{ mm}$	Schalöl
06-03-D	F	42.39	3.53	$\sim 1 \cdot d_s = 13.5 \text{ mm}$	Schalöl

bleibende Nachbehandlung der Proben konnten nahezu deckungsgleiche statische Werkstoffparameter für alle Probekörper erreicht werden. Die mittlere Betondruckfestigkeit wurde an Probewürfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm ermittelt. Unter Berücksichtigung der Würfelgröße nach Gleichung 3.3 ergeben sich die aufgeführten Werte der Betondruckfestigkeit  $f_{cm}^{(150)}$ . Die im Versuch ermittelten Spaltzugfestigkeiten werden mit Hilfe von Gleichung 3.9 in die zentrische Zugfestigkeit des Betons  $f_{ctm}$  umgerechnet.

Zur Beschreibung des hochdynamischen Stoßwellenvorgangs bei den Versuchen mit dem SHPB werden eine Reihe von Messeinrichtungen verwendet, die im weiteren Verlauf beschrieben werden.

Die in den Probekörper eingekoppelte Kompressionswelle wird in ihrem Ausgangszustand durch zwei fest installierte Dehnmessstreifen auf dem Eingangsstab bestimmt. Aufgrund umfangreicher Kalibrierversuche (SCHULER 2004 [202]) liefern diese Ergebnisse mit einer sehr hohen Genauigkeit. Anhand der zwei Dehnmessstreifen kann neben der Intensität auch die Fortpflanzung der Welle genau beschrieben werden. Das Funktionsprinzip von DMS wird z.B. in ZENTGRAF 2011 [239] detailliert erläutert. Abbildung 8.5 zeigt die genaue Lage der DMS auf der Versuchseinrichtung.

Um die zeitliche Abfolge der einzelnen Vorgänge im Versuch und deren Korrelation zueinander genau erfassen zu können, werden die verschiedenen Messsignale mit Hilfe einer Lichtschranke, die unmittelbar beim Auftreffen des Impaktors auf den Eingangsstab auslöst, getriggert. Dadurch wird die zeitgleiche Anzeige der einzelnen Messeinrichtungen sichergestellt. Die Abtastrate und

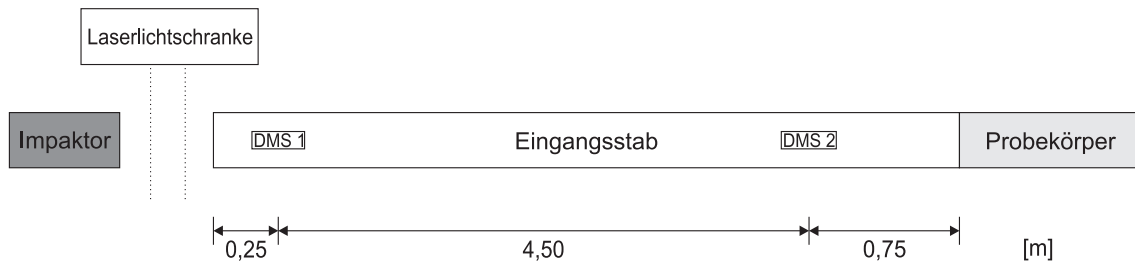


Abb. 8.5: Messeinrichtungen am Eingangsstab des Split Hopkinson Pressure Bars

die Signalaufzeichnung aller verwendeten Messgeber erfolgt im Abstand von einer Mikrosekunde. Trotz der aufgezeigten Möglichkeiten zur theoretischen Ermittlung von Wellenübergang und -fortpflanzung an Grenzflächen sind die Messtechnik und die dadurch ermittelten Werte an der Grenzfläche Eingangsstab-Beton von besonderer Relevanz. Deswegen wurde zur exakten Erfassung der transmittierten Welle zwischen Probekörper und Eingangsstab eine in zwei 5 mm dicke Aluminiumplatten eingebettete Kraftmessfolie angebracht. Das Material der Platte entspricht exakt dem des Eingangsstabes um zusätzliche, ungewollte Reflexionsphänomene zu vermeiden. Durch die Folie lässt sich die zeitlich veränderliche Kraft  $F(t)$  aufzeichnen.

Der Wellenverlauf in der Probe wird durch zwei weitere Dehnmessstreifen verfolgt. Die in den Probekörper transmittierte Welle wird mittels DMS am Probenanfang (Segment I) gemessen. Der DMS im Endbereich von Segment II soll die Überlagerung der am freien Probenende initiierten und daran reflektierten Welle dokumentieren.

Zur Messung der Beschleunigung des Segments II beim Eintritt des Versagens wurde zusätzlich ein Beschleunigungsaufnehmer am Probenende fixiert. Die beschriebenen Messeinrichtungen am Versuchskörper sind in Abbildung 8.6 maßstäblich dargestellt.

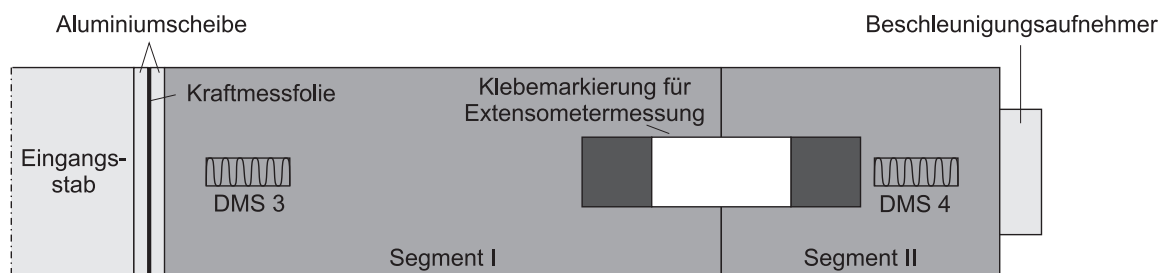


Abb. 8.6: Messtechnik auf dem Versuchskörper

Neben der rechnerischen Bestimmung von Kräften bzw. Spannungen aus den aufgezeichneten Signalen ist die Messung von Relativbewegungen zur Bestimmung einer vollständigen  $\tau - \delta$ -Beziehung unbedingt notwendig. Beim hierzu verfolgten Ansatz soll der Schlupf als Relativverschiebung zwischen Segment I und II mit Hilfe eines elektrooptischen Extensometers gemessen werden. Das optische Messsignal wird durch einen ständigen Schwarz-Weiß-Abgleich

von Markierungen die mittig über der Trennfuge der beiden Versuchskörpersegmente aufgeklebt sind ermittelt. Durch diese optische Signalerfassung weisen die aufgezeichneten Wegmessungen oszillierende Schwankungen (Signalrauschen) auf und bilden keine scharf gezeichnete Linie in Abhängigkeit von der Zeit  $t$ .

### 8.2.2 Konzeptionelle Überlegungen zur Auswertung der Versuchsergebnisse

Die im Versuch genutzte Messtechnik erlaubt keine direkte Bestimmung von verzerrungsrate-abhängigen  $\tau - \delta$ -Beziehungen. Das Konzept zur zielgerichteten Auswertung der gewonnenen Daten, basiert auf der Bestimmung der im Versuchskörper auftretenden Kraftkomponenten zum Zeitpunkt des Versagens. Grundsätzlich sind zwei in Abbildung 8.7 dargestellte Versagensformen unter der vorgegebenen Belastungssituation denkbar.

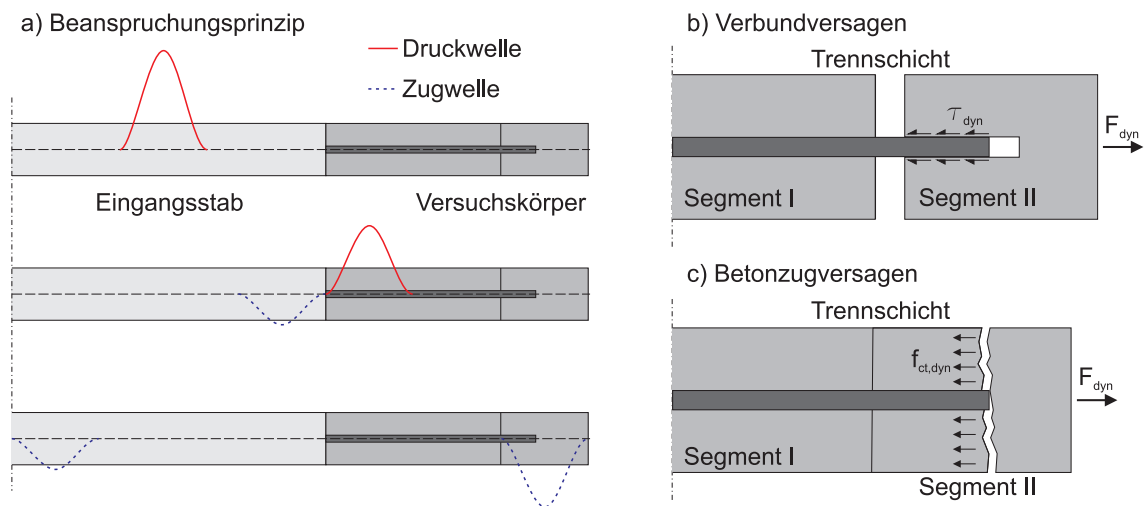


Abb. 8.7: Beanspruchungsprinzip und erwartete Versagensformen in der Versuchsreihe

Das vorgesehene Beanspruchungsprinzip (8.7 a)) kann zu einem gewünschten Ausziehversagen (8.7 b)) oder zu einem Zugversagen des Betons in Segment II (8.7 c)), wie aus normalen Spaltationsversuchen zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit bekannt, führen.

Unter Berücksichtigung des Kräftegleichgewichts kann das gewünschte Ausziehversagen mit Hilfe von Gleichung (8.1) und ein Betonzugversagen mit Gleichung (8.2) in Abhängigkeit von  $F_{dyn}$  beschrieben werden. Die Versagensform ist letztendlich abhängig von der Höhe der übertragbaren Verbundspannung  $\tau_{dyn}$  im Vergleich zur Betonzugfestigkeit  $f_{ct,dyn}$ .

$$\frac{\tau_{dyn}}{l_v \cdot d_s \cdot \pi} = F_{dyn} \quad \text{bei} \quad \tau_{dyn} < f_{ct,dyn} \quad (8.1)$$

$$\frac{f_{ct,dyn}}{A_c} = F_{dyn} \quad \text{bei} \quad \tau_{dyn} > f_{ct,dyn} \quad (8.2)$$

Ist die eingeleitete Kraft erheblich zu groß, kann auch eine Sprenggrissbildung bzw. eine vollständige Fragmentierung von Segment II nicht ausgeschlossen werden. Basierend auf der Annahme, dass im Versuch ein klassisches Ausziehversagen erzeugt wird, kann die dazu notwendige Verbundspannung  $\tau_{dyn}$  anhand einer Gleichgewichtsbetrachtung gemäß Gleichung (8.3) mit Hilfe der Gleichung (8.1) ermittelt werden.

$$F_{dyn}(t) = F_{beschl,SegII}(t) + F_{Verbund,dyn}(t) \quad (8.3)$$

Die in den Versuchskörper eingeleitete Kraft  $F_{dyn}(t)$ , unter Berücksichtigung der Impedanzunterschiede von Beton und Aluminium nach Gleichung (6.7), folgt direkt aus den Messwerten der Kraftmessfolie oder mit Hilfe des HOOKESchen Gesetzes aus der elastischen Verzerrung  $\varepsilon_{alu,2}$ , gemessen durch den DMS 2 (Abbildung 8.5) und dem E-Modul des Aluminiumstabes ( $E_{Alu} = 72700 \text{ N/mm}^2$ ) als Integral der Spannung über die Querschnittsfläche. Der Vergleich der beiden Ergebnisse verifiziert die Messwerte der eingesetzten Kraftmessfolie. Der minimale Unterschied  $< 1\%$  ist auf den Abstand DMS 2 zur Kraftmessfolie und der daraus resultierenden leichten Abschwächung der Kompressionswelle beim Durchlaufen der restlichen 755 mm bis zur Probe zurückzuführen.

Aus der, durch den Beschleunigungsaufnehmer BA bestimmten Beschleunigung von Segment II kann unter Berücksichtigung des 2. NEWTONschen Axioms und bei bekannter Masse  $m_{SegII}$  die Beschleunigungskraft  $F_{beschl,SegII}(t)$  nach Gleichung (8.4) berechnet werden.

$$F_{beschl,SegII}(t) = m_{SegII} \cdot a_{BA}(t) \quad (8.4)$$

Zur Beschreibung der  $\tau - \delta$ -Beziehung in Abhängigkeit von der Zeit  $t$  müssen die Signale der Kraftmessfolie und des Beschleunigungsaufnehmers synchronisiert werden. Aufgrund der Positionierung der Messaufnehmer in einem Abstand  $\Delta x$  zueinander und der damit einhergehenden zeitlichen Differenz der Messwertaufzeichnung von  $\Delta t$  die sich aus der Wellengeschwindigkeit im Beton  $c_B$  ergibt, werden die Signale, wie in der schematischen Darstellung in Abbildung 8.8 skizziert, verschoben.

Die angetragenen Kraftverläufe sind in der Abbildung idealisiert dargestellt und stellen keine tatsächlichen Messwerte dar. Die schraffierte Fläche in Abbildung 8.8 b) ergibt sich aus der Differenzbildung der beiden Messsignale nach Gleichung (8.3) aufgelöst nach  $F_{Verbund,dyn}(t)$  und Abbildung 8.8 c), zeigt den Verlauf der Verbundkraft über die Zeit  $t$  als Zielvorstellung.

Die Messung der Relativverschiebung zwischen Segment I und II mit Hilfe des elektrooptischen Extensometers soll den Schlupf  $\delta(t)$  für den  $\tau - \delta$ -Verlauf liefern. Hierzu wird sowohl der Weg

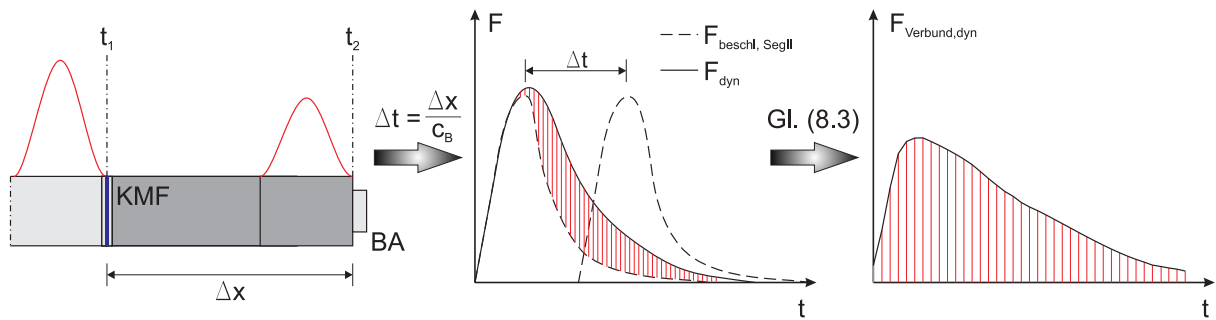


Abb. 8.8: Vorgehensweise zur Signalsynchronisation und zur Bestimmung von  $F_{Verbund,dyn}(t)$

von Segment I, wie auch der von Segment II messtechnisch erfasst. Der Schlupf  $\delta(t)$  ergibt sich aus der Differenz der beiden Wegmessungen nach Gleichung (8.5).

$$\delta(t) = w_{SegII}(t) - w_{SegI}(t) \quad (8.5)$$

Die zeitliche Zuordnung des Schlupfes zu den restlichen Messwerten kann nach dem selben Prinzip wie für die Signale von Kraftmessfolie und Beschleunigungsaufnehmer erfolgen.

Die Verbundspannung soll in den dynamischen Versuchen in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\varepsilon}$  im Betonprobekörper anhand der Messsignale von DMS 3 bestimmt werden. Diese Größe beschreibt die zeitliche Änderung der Materialverzerrung, gleichbedeutend mit der Steigung der Verzerrung  $\varepsilon$  aufgetragen über die Zeit  $t$ . Sie ist durch Gleichung 8.6 definiert.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (8.6)$$

Diese variiert in jedem Punkt der eingeleiteten Verzerrungswelle und ist damit keine konstante Größe während des Stoßvorgangs. Deren Bestimmung anhand der Versuchsergebnisse erfolgt deshalb durch die mittlere Tangentensteigung der Anstiegsflanken des aufgezeichneten Messsignals, schematisch dargestellt in Abbildung 8.9.

### 8.2.3 Diskussion der Versuchsergebnisse

Die angestellten theoretischen Überlegungen aus dem vorhergehenden Abschnitt 8.2.2, konnten bei der Versuchsauswertung aus folgenden Gründen nicht angewendet werden:

- In allen Versuchen kam es zumindest zu einer teilweisen Sprengrissbildung im Probekörper, wodurch das postulierte Kräftegleichgewicht nach Gleichung (8.3) seine Gültigkeit verlor.
- Der Ansatz zur Erweiterung der Gleichgewichtsbetrachtung scheiterte an fehlenden Messaufnehmern zur Bestimmung der zusätzlich auftretenden Kraftkomponenten.

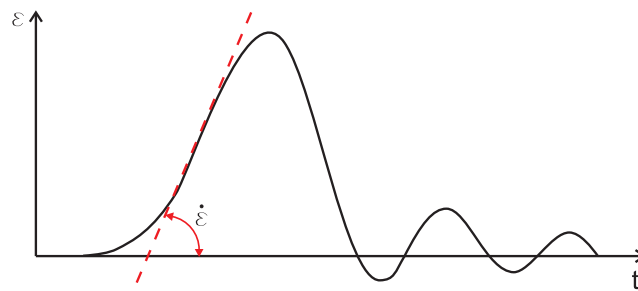


Abb. 8.9: Mittlere Tangentensteigung des Messsignals zur Bestimmung der Verzerrungsrate  $\dot{\varepsilon}$

- Bei einem Teil der Versuche konnte eine durchgehende Verbindung zwischen Eingangsstab des SHPB und Segment I des Probekörpers über den gesamten Versuchszeitraum nicht sichergestellt werden.
- Durch zwangsläufig auftretende Wellenüberlagerungen im Probekörper konnte anhand der Messsignale der exakte Versagenszeitpunkt mit dem dazugehörigen Spannungszustand in der Probe nicht bestimmt werden.
- Durch die hohen Geschwindigkeiten, gepaart mit der Komplexität der Signalauswertung, konnte keine eindeutige Synchronisation der Messwerte zum Versagenszeitpunkt der Probe erfolgen.

Trotz der Tatsache, dass das eigentliche Ziel, die Bestimmung von  $\tau - \delta$ -Beziehungen in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\varepsilon}$ , nicht erreicht werden konnte, lassen die gemachten Erfahrungen mit den Tastversuchen Rückschlüsse auf zukünftige Folgeuntersuchungen zu, die letztendlich zu einer Weiterentwicklung der Versuchskonzepts führten (Abschnitt 8.2.4). Im folgenden Verlauf sollen die beobachteten Schwierigkeiten mit den dazugehörigen Schlussfolgerungen zum Versuchsaufbau und zum Messkonzept im Detail erläutert werden.

Die grundlegende Idee zur Auswertung der Versuchsergebnisse basiert auf der Tatsache, dass bei der Probekörperherstellung eine künstliche Trennfuge zwischen Segment I und II hergestellt wurde, die zwar die Wellenfortpflanzung nicht behindert, aber die annähernd kraftlose Trennung des Betons gewährleistet, um auftretende Kräfte im Versuch eindeutig zuordnen zu können. Theoretische Untersuchungen (Abschnitt 8.2.1) zeigen, dass sowohl die Option mit Schalöl, wie auch mit Teflon beide Bedingungen erfüllt.

Durch die Erfahrungen bei der Probekörperherstellung wurde die Realisierung der Trennschicht mit Teflonfolie nicht weiter verfolgt, da die Vibrationen beim Verdichten des Betons teilweise zum einseitigen Absinken der eingelegten Folie führten, wodurch keine senkrechte Trennfuge und keine konstante Verbundlänge über den gesamten Bewehrungsumfang garantiert werden konnte. Aufgrund dessen wurde auch nur ein auf diese Art hergestellter Versuchskörper untersucht und die Betonierserie E komplett verworfen (Tabelle 8.1).

Ein maßgebender Faktor, der für die Anwendbarkeit des Konzepts zur Versuchsauswertung von entscheidender Bedeutung ist, ist die Versagensform, die sich im Versuch einstellt. Da beim gewählten Versuchskonzept auf keinerlei Erfahrungen aus der Vergangenheit bzw. aus der Literatur zurückgegriffen werden konnte, wurden nicht alle Probekörper mit der beschriebenen Messtechnik nach Abschnitt 8.2.1 instrumentiert. In einigen Versuchen wurde nur der eingeleitete Belastungsimpuls mit Hilfe unterschiedlicher Auftreffgeschwindigkeiten des Impaktors auf den Eingangsstab variiert, um die notwendige bzw. maximale Kraft zu bestimmen, bei der sich das gewünschte Verbundversagen (Abbildung 8.7 b)) einstellt. Weder bei diesen, noch bei fünf weiteren Versuchskörpern mit kompletter Messtechnik konnte die Frage zufriedenstellend beantwortet werden.

Die visuelle Untersuchung der getesteten Proben lieferte in keinem Versuch das gewünschte Schadensbild. Die Segmente II wiesen immer eine Kombination aus Auszieh- und Betonzugversagen mit einer teilweisen Sprenggrissbildung im Beton auf. Die Darstellung der Ergebnisse beschränkt sich im weiteren Verlauf auf die fünf Probekörper, die mit sämtlichen Messgebern bestückt wurden. Die betreffenden Versuchskörper, inklusive der jeweiligen Versagenskombination, sind in Tabelle 8.2 zusammengestellt.

**Tab. 8.2:** Versagenskombinationen der Probekörper bei den dynamischen Tastversuchen

Probekörper- bezeichnung	Ausziehversagen	Betonzugversagen	Sprenggrissversagen
02-03-D	ja	vollständige Spallation	nein
03-02-D	ja	teilweise Spallation	ja
04-03-D	nein	vollständige Spallation	ja
06-02-D	ja	teilweise Spallation	nein
06-03-D	ja	vollständige Spallation	nein

Anhand der festgestellten Schadensbilder zeichnet sich die Tendenz zur Sprenggrissbildung mit zunehmender Verbundlänge  $l_v$  ab. Dieser Sachverhalt deckt sich nicht mit den theoretischen Grundlagen und den praktischen Erfahrungen bei statischen Verbunduntersuchungen, die keinerlei Abhängigkeit von der Verbundlänge aufweisen. Der beschriebene Zusammenhang kann der Tatsache geschuldet sein, dass die Versuchskörper keine verbundfreie Vorlänge aufweisen. Durch die Einleitung der Verbundkräfte, beginnend am Segmentanfang, kann sich der für das lokale Kräftegleichgewicht notwendige Zugring nicht ungehindert ausbilden und die Sprengzugkraft führt zur beobachteten Sprenggrissbildung (Abbildung 4.2). Für Folgeuntersuchungen werden auch für dynamische Belastungen Versuchskörper mit einer verbundfreien Vorlänge empfohlen, die sich näher an den Vorgaben nach RILEM [188] orientieren. Gegebenenfalls sollten Parameterstudien durchgeführt werden, die sich mit dem beobachteten Sachverhalt eingehend auseinandersetzen.

Die in Tabelle 8.2 zusammengestellten Schadensbilder verdeutlichen, dass die tatsächlich auftretenden Kräfte nicht auf die in Gleichung (8.3) postulierten Komponenten reduziert werden können. Die Spallation von Segment II erfordert die Berücksichtigung der notwendigen Kraft die zur Überschreitung der dynamischen Betonzugfestigkeit  $f_{ct,dyn}$  notwendig ist. Bei vollständiger Fragmentierung durch Sprengrisse, wie bei Versuch 04-03-D muss die Gleichgewichtsbetrachtung nach Gleichung (8.3) noch um einen Faktor erweitert werden, der die erforderliche Risskraft und gegebenenfalls die Beschleunigung der einzelnen Teilsegmente repräsentiert.

Angestellte Überlegungen zur Bestimmung der zusätzlich auftretenden Kraftkomponenten führten zu keinem zufriedenstellenden Resultat. Durch die von SCHULER 2004 [202] beschriebene Gleichung (8.7)

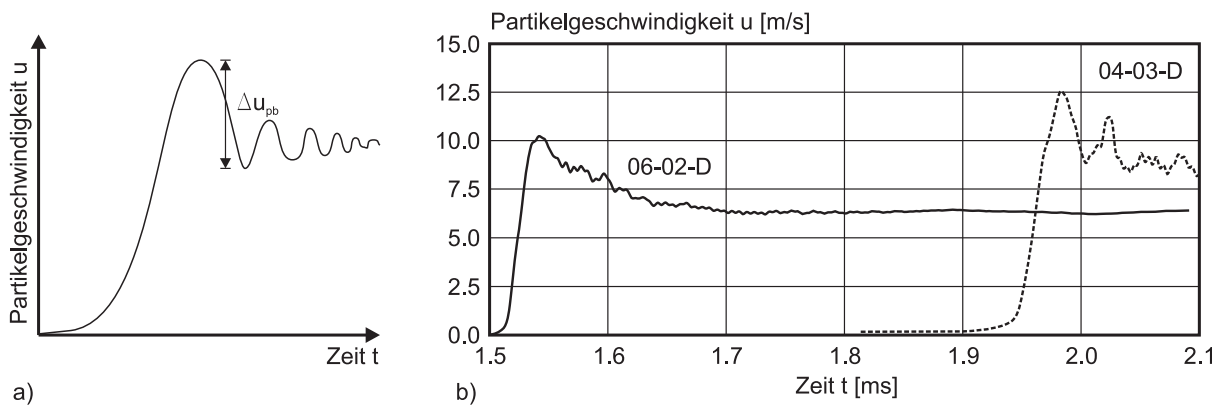
$$\sigma_{t,dyn} = 0.5 \cdot \rho_B \cdot c_B \cdot \Delta u_{pb} \quad (8.7)$$

zur Bestimmung der dynamischen Betonzugfestigkeit  $\sigma_{t,dyn}$  in Spallationsversuchen mit dem SHPB in Abhängigkeit von der Dichte des Betons  $\rho_B$ , der Wellengeschwindigkeit  $c_B$  und dem Abfall der Partikelgeschwindigkeit am freien Probenende  $\Delta u_{pb}$ , hervorgerufen durch den Rissvorgang beim Betonversagen, lässt sich die notwendige Kraft zur Spallation zwar theoretisch berechnen, aber durch die wesentlich komplexeren Schädigungsmechanismen bei den verwendeten Versuchskörpern im Vergleich zu reinen Betonproben für Zugfestigkeitsuntersuchungen, ist die bedenkenlose Anwendung von Gleichung (8.7) kritisch zu hinterfragen. Die Integration der Messsignale der Beschleunigungsaufnehmer exemplarisch dargestellt für die Versuche 04-03-D und 06-02-D (Abbildung 8.10 b)) weisen zwar tendenziell einen Abfall der Partikelgeschwindigkeit  $\Delta u_{pb}$  auf, aber die Ausprägung ist weit weniger signifikant, als bei reinen Spallationsversuchen (Abbildung 8.10 a)). Der Abfall der Partikelgeschwindigkeit ist voraussichtlich auf eine Kombination verschiedener Schadensmechanismen zurückzuführen.

Analytische Untersuchungen zur Bestimmung der zusätzlichen Beschleunigungskraft bei einer vollständigen Fragmentierung des Segments II durch zweifache Differentiation der Extensometermessungen nach der Zeit waren aufgrund der messtechnisch bedingten Oszillation des Signals ebenfalls nicht zielführend.

Bei den ersten Versuchen wurde der Probekörper mittels eines Zweikomponentenklebers am Eingangsstab des SHPB befestigt. Da der Kleber nicht in der Lage war, die entstehende Zugkraft nach der Reflexion der Welle zurück auf den Eingangsstab zu übertragen, wurden sowohl Segment I wie auch II beschleunigt. Eine eindeutige Zuordnung der Messwerte des Extensometers zum tatsächlichen Schlupf zwischen Bewehrungsstahl und Beton konnte deswegen nicht erfolgen. Zur Gewährleistung einer bleibenden Fixierung von Segment I am SHPB wurde deshalb bei späteren Versuchen eine zusätzliche mechanische Klemmvorrichtung über Eingangsstab und





**Abb. 8.10:** Verlauf der Partikelgeschwindigkeit a) in Spallationsversuchen (schematisch) und b) in den Versuchen 04-03-D und 06-02-D

Segment I installiert.

Trotz unwesentlicher Abweichungen der Eigenschaften der eingeleiteten Kompressionswelle, ermittelt durch DMS 2, variieren die Messergebnisse nach DMS 3 im Beton erheblich (Tabelle 8.3). Eine analytische Bestimmung der transmittierten Welle ist demnach nicht sinnvoll. Auffällig ist, dass die Verzerrungsrate im Versuch 02-03-D wesentlich geringer ist als die der anderen vier Versuche. Die verwendete Klemmung hat demnach einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Wellenfortpflanzung von Eingangsstab über Segment I zu Segment II.

**Tab. 8.3:** Ermittelte Verzerrungen  $\varepsilon$ , Wellenlängen  $\lambda$  und Verzerrungsraten  $\dot{\varepsilon}$  aus den dynamischen Tastversuchen (zusammengestellt in VOLLMER 2011 [225])

Versuch	Eingangsstab (DMS 2)			Probekörper (DMS 3)			Klemmung
	$\varepsilon$ [mm/m]	$\lambda$ [m]	$\dot{\varepsilon}$ [1/s]	$\varepsilon$ [mm/m]	$\lambda$ [m]	$\dot{\varepsilon}$ [1/s]	
02-03-D	1.69	0.5986	41.88	1.04	0.3684	39.73	nein
03-02-D	1.68	0.5818	41.95	2.37	0.2718	187.99	ja
04-03-D	1.66	0.5901	42.76	1.37	0.3404	67.09	ja
06-02-D	1.48	0.5798	37.77	1.11	n. a.	96.54	ja
06-03-D	1.57	0.5914	39.38	2.11	0.3404	135.18	ja

Die Unterschiede sind entweder darauf zurückzuführen, dass die Welle, trotz vermeintlich gleicher Randbedingungen (vier Versuche mit Klemmung) nicht immer im gleichen Maße in die Probe transmittiert werden kann oder dass durch die Lage des DMS 3 unmittelbar unter der Klemmung die Messsignale verfälscht werden. Theoretische Untersuchungen zur Wellenfortpflanzung, ausgehend vom Signal des DMS 2, zeigen dadurch auch keine ausreichend genaue Übereinstimmung mit den Messergebnissen. Auf die umfangreiche Vorstellung dieser Überlegungen und die Darstellung aller aufgezeichneter Daten wird an dieser Stelle verzichtet und auf die Masterarbeit von VOLLMER 2011 [225] verwiesen, in der alle dazugehörigen Details aufbereitet wurden.

Die Bewertung der Versuchsergebnisse zeigt, dass der im Versuch eingeleitete Kraftimpuls die theoretisch notwendige Verbundkraft um ein Vielfaches übersteigt. Neben der übermäßigen Schädigung der Versuchskörper führen die grundlegend notwendigen Annahmen und Vereinfachungen zur Auswertung von SHPB Versuchen nach SCHULER 2004 [202] zu keinen aussagekräftigen Rückschlüssen auf den eigentlichen Verbund. Die Länge der eingeleiteten Welle führt zwangsläufig zu Überlagerungen im kürzeren Segment II des Probekörpers, was wiederum die Zuordnung von Kräften erschwert. Für Folgeuntersuchungen muss deshalb eine Methode zur direkten Messung der Ausziehungskraft entwickelt werden.

Aufgrund der hohen Ablaufgeschwindigkeit und der zwar theoretisch bekannten aber in der Praxis nicht beobachtbaren Abfolge von Ereignissen beim Versuch ist eine exakte zeitliche Zuordnung von signifikanten Punkten der Messkurve zu den einzelnen Schädigungsschritten von essentieller Bedeutung. Deshalb sollten Folgeversuche zur Dokumentation der Reihenfolge von auftretenden Schädigungsstufen mit Hilfe einer Hochgeschwindigkeitskamera aufgezeichnet werden.

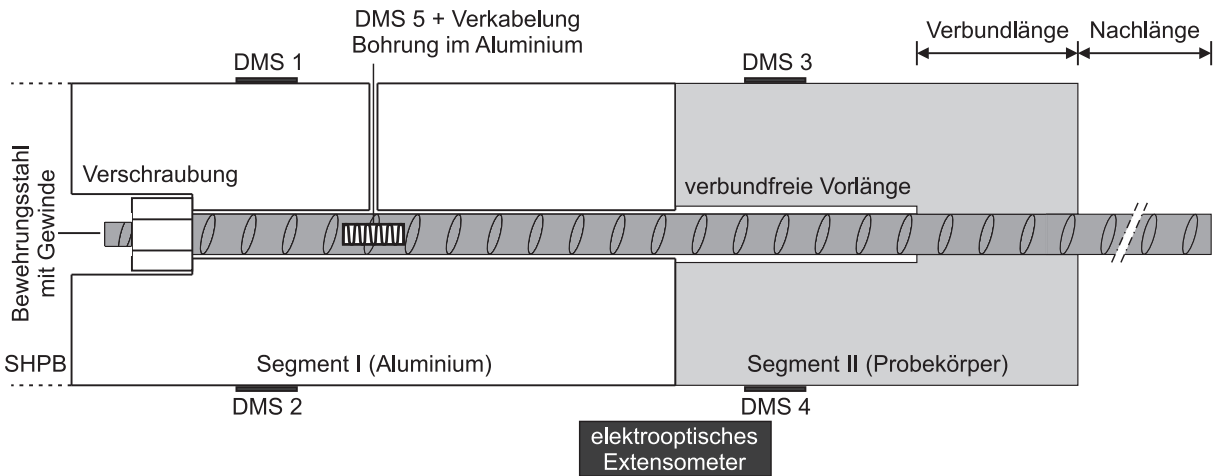
Die Fixierung von Segment I am Eingangsstab muss während des gesamten Versuchsablaufs gegeben bleiben. Die vorgeschlagene Lösung mit der Klemmung führt aber zu einer Verfälschung der transmittierten Welle in den Beton. Da dieser Einfluss nur schwer kalkulierbar ist, sind analytische Lösungsansätze zur Belastungssituation in Abhängigkeit von der Zeit  $t$  in der Probe nicht zielführend. Deswegen ist entweder eine Lösung zur Minimierung des Einflusses notwendig oder wiederum die direkte Messung der Kraft, da dadurch die Verhältnisse in der Probe von untergeordneter Bedeutung wären. Die Erfassung und Beobachtung der Belastungswelle während des Versuchs ist unbedingt vorzusehen, da zumindest die Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  im Beton ermittelt werden muss.

#### 8.2.4 Weiterentwicklung und Optimierung des Versuchskonzepts

Basierend auf den Erfahrungen und den Messergebnissen aus den Tastversuchen wurde das Versuchs- und Messkonzept zur verzerrungsratenabhängigen Bestimmung der  $\tau$ - $\delta$ -Beziehungen grundlegend überarbeitet. Die Umsetzung des ursprünglichen Konzepts zur Ermittlung von Verbundspannungen ausgehend von einem Kräftegleichgewicht im Versuchskörper war anhand der aufgezeichneten Werte und durch die beobachteten Schadensbilder nicht möglich. Die Komplexität der Spannungsverhältnisse im Probekörper lässt zudem eine analytische Lösung auf Grundlage der Theorie zur Wellenfortpflanzung nicht zu. Deshalb soll die tatsächliche Kraft die vom Beton durch die Verbundwirkung in den Bewehrungsstahl eingeleitet wird durch einen geeigneten Messaufbau direkt bestimmt werden.

An der Zweiteilung des Probekörpers wird festgehalten, wobei das Segment I im neuen Konzept durch ein Aluminiumfrästeil ersetzt wird. Den eigentlichen Versuchskörper aus Stahlbeton bildet

Segment II. Der prinzipielle Aufbau beider Komponenten mit den vorgesehenen Messeinrichtungen ist in Abbildung 8.11 dargestellt.



**Abb. 8.11:** schematische Darstellung von Versuchskörper und Messaufbau beim überarbeiteten Versuchskonzept

Der Durchmesser wird durch die Abmessungen des Eingangsstabes vorgegeben. Durch die Verwendung einer gegenüber dem Eingangsstab vergleichbaren Aluminiumlegierung für Segment I wird sichergestellt, dass die Kompressionswelle möglichst störungsfrei eingekoppelt werden kann. Zur Beobachtung der Welle dienen zwei gegenüberliegend angebrachte DMS (1 und 2) auf dem Aluminiumsegment. Die in den Betonkörper transmittierte Welle wird ebenfalls durch 2 gegenüberliegende DMS (3 und 4) erfasst. Die Signale dienen gleichzeitig zur Bestimmung der im Versuch auftretenden Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$ .

Segment II orientiert sich an der Geometrie der in Abschnitt 7.2.1 bzw. Abbildung 7.1 vorgestellten Pull-Out Körper für die statischen Referenzversuche mit einer verbundfreien Vorlänge, einer definierten Verbundlänge  $l_v$  und zusätzlich einer freien Nachlänge des Bewehrungsstahls, auf deren Bedeutung im weiteren Verlauf noch näher eingegangen wird. Durch ein aufgefrästes Gewinde am freien Ende des Bewehrungsstahls werden die beiden Segmente kraftschlüssig miteinander verschraubt. Zur Gewährleistung eines möglichst störungsfreien Übergangs der Kompressionswelle vom Aluminium in den Beton, muss die Betonoberfläche planparallel und senkrecht zum eingebauten Bewehrungsstab hergestellt oder nachträglich geschliffen werden um spaltfrei am Aluminium anzuliegen. Dadurch kann die Druckwelle, vergleichbar zur vorgegebenen Trennfuge bei den Tastversuchen, zwar eingeleitet werden, eine Zugkraftübertragung zwischen Beton und Aluminium findet aber nicht statt.

Zugspannungen, resultierend aus der am freien Probekörperende reflektierten Welle, werden nur über die Verschraubung des Bewehrungsstahls rückverankert. Die Kräfte müssen dazu über die Verbundwirkung vom Beton in den Stahl eingeleitet werden. Mit Hilfe eines weiteren DMS 5

auf der Bewehrung kann aus der gemessenen Stahlverzerrung, bei bekanntem E-Modul anhand des HOOKEschen Gesetzes die erzeugte Spannung im Stahl und nach Gleichung (8.8) die daraus resultierende, über die Verbundlänge  $l_v$  gemittelte Verbundspannung  $\tau_{dyn}(t)$  berechnet werden.

$$\tau_{dyn}(t) = \frac{E_s \cdot \varepsilon(t) \cdot d_s}{4 \cdot l_v} = \frac{\sigma_s(t) \cdot d_s}{4 \cdot l_v} \quad (8.8)$$

Die Registrierung des Schlupfs  $\delta(t)$  soll wiederum durch ein elektrooptisches Extensometer erfolgen. Dazu muss Segment I während des gesamten Stoßvorgangs mit dem Eingangsstab des SHPB verbunden bleiben, z.B. durch die bereits in den Tastversuchen genutzte Klemm-  
vorrichtung. Da die Verbundkraft direkt über die Messung von DMS 5 bestimmt werden kann und die tatsächlich in den Beton transmittierte Welle durch DMS 3 und 4 verfolgt wird, ist der Einfluss der Klemmung von untergeordneter Bedeutung. Der Versuch ist zusätzlich durch Hochgeschwindigkeitsaufnahmen zu dokumentieren.

Die eingeleitete Welle in reinen Betonkörpern kann, gemäß den vereinfachenden Annahmen bei SHPB-Versuchen, als planar betrachtet werden. Durch den Bewehrungsstahl im Probekörper werden zwei Materialien mit unterschiedlichen Wellengeschwindigkeiten kombiniert. Die Welle wird zwar beim gewählten Versuchsaufbau nur in den Beton eingeleitet, aber beim Durchlaufen der Verbundlänge  $l_v$  mutmaßlich auch in den Stahl transmittiert. Durch die höhere Wellengeschwindigkeit in der Bewehrung bildet sich eine Art Vorläuferwelle, die ebenfalls am freien Ende als Zugwelle reflektiert wird und damit frühzeitig zur Signalaufzeichnung durch DMS 5 führt. Der Verzerrungsanteil überlagert sich mit der, durch den Verbund messbaren Komponente nach Gleichung (8.8).

Die Nachlänge des Bewehrungsstahls sorgt dafür, dass der Verzerrungsanteil durch die Welle im Stahl erst nach dem Verbundversagen registriert wird und damit nicht zu einer Verfälschung des Messsignals führt. Anhand der Wellengeschwindigkeit von Beton und Bewehrungsstahl wird die dazu notwendige Zusatzlänge mit ca. 150 mm abgeschätzt. Durch einen zusätzlichen DMS auf der freiliegenden Bewehrung, kann der in den Stahl transmittierte Wellenanteil beobachtet und messtechnisch erfasst werden.

Die im Versuch auftretende Versagensform von Segment II ist auch hier von entscheidender Bedeutung. Prinzipiell können durch den vorgeschlagenen Versuchsaufbau auch  $\tau - \delta$ -Beziehungen bei Sprenggrissversagen untersucht werden, das primäre Ziel ist jedoch die Erzeugung eines Ausziehversagens. Die Analyse der Ergebnisse der Tastversuche in Abschnitt 8.2.3 zeigt, dass dazu ein besonderes Augenmerk auf die Intensität der eingeleiteten Verzerrungswelle gelegt werden muss. Deshalb wird im weiteren Verlauf eine Grenzwertbetrachtungen zur Intensität des erzeugten Belastungsimpulses angestellt.

Als Bezugsgröße dient die Verzerrung  $\varepsilon_{Alu}$  im Eingangsstab des SHPB. In Abbildung 8.7 wur-

den bereits die untere und die obere Schranke nach den Gleichungen (8.1) und (8.2) definiert. Die eingeleitete Kraft  $F_{dyn}$  muss ausreichend groß sein um ein Verbundversagen zu bewirken aber sie soll zu keiner Spallation des Versuchskörpers, also zum Überschreiten der dynamischen Betonzugfestigkeit  $f_{ct,dyn}$  führen. Durch die Berücksichtigung der Impedanzen von Aluminium und Beton kann die transmittierte Welle nach Gleichung (6.7) ermittelt werden. Anhand des Kräftegleichgewichts und mit

$$\Delta Imp = \frac{2\rho_B c_B}{\rho_{Alu} c_{Alu} + \rho_B c_B} \quad (8.9)$$

lässt sich die notwendige Verbundkraft, bezogen auf die erzeugte Verzerrung im Eingangsstab  $\varepsilon_{Alu,min}$  nach Gleichung (8.10) als untere Grenze der eingeleiteten Wellenintensität beschreiben.

$$\varepsilon_{Alu,min} = \frac{\pi \cdot d_s \cdot l_v}{E_{Alu} \cdot A_{Alu} \cdot \Delta Imp} \cdot \tau_{dyn,max} \quad (8.10)$$

In Abhängigkeit von der dynamischen Zugfestigkeit und des Impedanzfaktors  $\Delta Imp$  wird die obere Grenze der Verzerrung im Aluminium  $\varepsilon_{Alu,max}$  durch Gleichung (8.11) definiert.

$$\varepsilon_{Alu,max} = \frac{1}{E_{Alu} \cdot \Delta Imp} \cdot f_{ct,dyn} \quad (8.11)$$

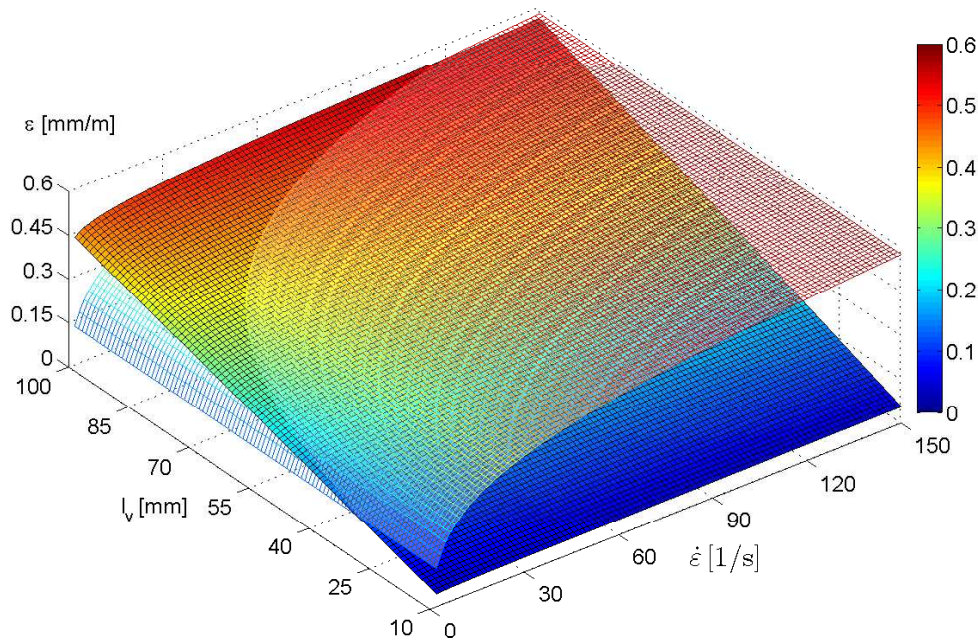
Die dynamischen Werkstoffparameter  $\tau_{dyn,max}$  und  $f_{ct,dyn}$  können anhand der Gleichungen (6.5) und (3.18) in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\varepsilon}$  und den statischen Festigkeiten des Betons abgeschätzt werden. Dadurch ergeben sich die Gleichungen (8.12) und (8.13) zur Berechnung der unteren und oberen Schranke für die Verzerrung  $\varepsilon_{Alu}$ , die damit für Folgeversuche näherungsweise ermittelt werden können.

$$\varepsilon_{Alu,min} = \frac{\pi \cdot d_s \cdot l_v}{E_{Alu} \cdot A_{Alu} \cdot \Delta Imp} \cdot f_{c,stat} \cdot \left( 0.5 \cdot \left( \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right)^{0.13} + 0.90 \right) \cdot a_0 \cdot \left( \frac{\delta}{c_s} \right)^{b_0} \cdot e^{\left( c_0 \cdot \frac{\delta}{c_s} + d_0 \cdot \sqrt{\frac{w}{h_s}} \right)} \quad (8.12)$$

$$\varepsilon_{Alu,max} = \frac{1}{E_{Alu} \cdot \Delta Imp} \cdot f_{ct,stat} \cdot (1.45 \cdot \ln \left[ 1 + \left( \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right) \right] + 0.23) \quad (8.13)$$

Die Einzelparameter und der jeweilige Geltungsbereich der Gleichungen sind in den Abschnitten 3.1.3 und 4.2.8 erläutert.

Bei den beschriebenen Tastversuchen wurde ein BSt 500 S mit  $d_s = 10$  mm verwendet, wodurch die bewehrungsspezifischen Werte vorgegeben sind (Tabelle 4.1). Der zur maximalen Verbundspannung gehörige Schlupf  $\delta_{max}$  ist in Gleichung (6.4) definiert. Die in den Beton transmittierte Welle, beschrieben durch den Faktor  $\Delta Imp$ , ist nicht konstant sondern von der Dichte  $\rho_B$  und der Wellengeschwindigkeit  $c_B$  bzw. dem E-Modul  $E_B$  des Betons abhängig.



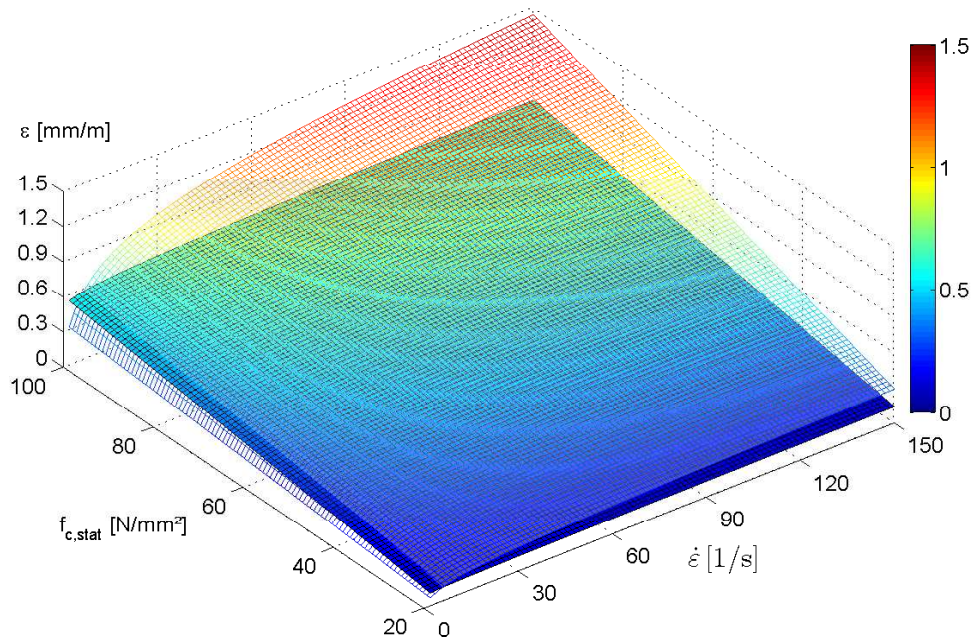
**Abb. 8.12:** Grenzflächen für  $\varepsilon_{Alu}$  in Abhängigkeit von der Verbundlänge  $l_v$  und der Verzerrungsrate  $\dot{\varepsilon}$

Zur Visualisierung der Gleichungen (8.12) und (8.13) wird der Wert aber als konstant angenommen. Der Mittelwert bei den Tastversuchen betrug 0.7. Zur Reduzierung der restlichen Unbekannten wird die Zugfestigkeit des Betons durch  $0.1 \cdot f_{c,stat}$  näherungsweise abgeschätzt.

Abbildung 8.12 zeigt die untere und die obere Grenzfläche, die sich für die Verzerrung  $\varepsilon_{Alu}$  in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\varepsilon}$  und der gewählten Verbundlänge  $l_v$  ergibt. Mit einer konstanten statischen Druckfestigkeit  $f_{c,stat} = 40 \text{ N/mm}^2$  ergeben sich die transparent dargestellte obere Grenzfläche und die intransparente untere Grenzfläche für  $\varepsilon_{Alu}$ . Die im Versuch eingeleitete Verzerrung muss im Raum zwischen den beiden Flächen liegen. Je größer der Abstand, desto wahrscheinlicher ist ein Ausziehversagen ohne eine teilweise oder vollständige Spallation des Betons. Es wird deutlich, dass durch den gewählten Versuchsaufbau bei zu großen Verbundlängen mit hoher Wahrscheinlichkeit keine Verbundspannungen ermittelt werden können (die Flächen schneiden sich bzw. liegen sehr eng zusammen). Für Folgeversuche empfehlen sich deshalb Verbundlängen zwischen 20 und 50 mm.

Bei variierender statischer Druckfestigkeit zwischen 20 und  $100 \text{ N/mm}^2$  und einer konstanten Verbundlänge von 50 mm ergeben sich die Grenzflächen gemäß Abbildung 8.13 in Abhängigkeit

von  $\dot{\varepsilon}$ .



**Abb. 8.13:** Grenzflächen für  $\varepsilon_{Alu}$  in Abhängigkeit von der statischen Betondruckfestigkeit  $f_{c,stat}$  und der Verzerrungsrate  $\dot{\varepsilon}$

Unabhängig von der Betondruckfestigkeit zeigen die ermittelten Grenzflächen, dass mit  $l_v = 50$  mm und realistischen Verzerrungsraten bei SHPB-Versuchen von 40 - 150 1/s die obere Grenzfläche (transparent) immer über der unteren Grenzfläche (intransparent) liegt und die zielgerichtete Versuchsdurchführung damit theoretisch möglich ist. Die gewählten Abbildungen sollen die Abhängigkeiten der einzelnen Gleichungsparameter verdeutlichen. Für Folgeversuche muss die Verzerrungsabschätzung anhand der Gleichungen (8.12) und (8.13) mit den tatsächlichen Probekörperparametern erfolgen.

Die mittlere Verzerrung im Eingangsstab bei den Tastversuchen betrug ca. 1.6 mm/m und lag damit deutlich über dem theoretischen oberen Grenzwert nach Gleichung (8.13), wodurch sich die beobachteten Versagensformen erklären lassen.

Die technische Durchführbarkeit des beschriebenen Versuchskonzepts ist in Folgeuntersuchungen zu verifizieren und soll am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau - Lehrstuhl für Massivbau der Universität der Bundeswehr München im Zuge eines Forschungsprojekts zur Bestimmung von  $\tau - \delta$ -Beziehungen bei hohen Verzerrungsraten zum Einsatz kommen.

### 8.3 Verbundschädigung durch hochdynamische Einwirkungen

Der schädigende Einfluss von hochdynamischen Belastungen auf den Verbund in Stahlbetonteilen soll an angespannten Stahlbetonplatten untersucht werden. Neben der sichtbaren

Schädigung in Form von Kratern, Abplatzungen bis hin zu Perforationen (Abbildung 6.5) des Bauteils, wird durch die Detonationslast auch das Gefüge im visuell nicht erkennbaren Bereich, durch Risse und Degradation geschwächt. Die von FUCHS 2008 [81] angestellten Untersuchungen erlauben eine qualitative Abschätzung des gesamten Schädigungsbereiches. Weiterhin implizieren die in Abschnitt 6.2 angestellten Überlegungen, dass die ins Bauteil transmittierte Detonationswelle, insbesondere im Übergangsbereich Beton zu Bewehrungsstahl, Risse erzeugt und dadurch den Verbund nachhaltig schädigt.

Quantitative Aussagen über den tatsächlichen Grad der Verbundreduzierung und über die Ausdehnung des negativ beeinflussten Bereichs existieren nicht. In diesem Abschnitt der Arbeit werden die Ergebnisse von zu diesem Zweck durchgeführten Push-In Versuchen an Probekörpern vorgestellt. Diese wurden aus den selben, an der Wehrtechnischen Dienststelle für Schutz und Sondertechnik (WTD 52) in Oberjettenberg angesprengten Platten herausgeschnitten, anhand derer FUCHS seine zerstörungsfreien Untersuchungen angestellt hat. Für eine detaillierte Beschreibung der Platten wird deshalb auf dessen Arbeit bzw. LANDMANN 2001 [126] verwiesen. Insgesamt werden zwei unterschiedliche Bauteile betrachtet, deren maßgebende Eigenschaften in Tabelle 8.4 zusammengefasst sind.

**Tab. 8.4:** Zusammenstellung der Plattenparameter

Bezeichnung UniBw / WTD	l x b x h [cm x cm x cm]	Bewehrung [mm/cm]	Kraterd. [cm]	Abplatzungsd. [cm]	Sprengstoffm. [g]
P06 / S11 P4	200 x 200 x 30	∅ 10/10	48	97	350
P10 / S11 P6	200 x 200 x 30	∅ 10/10	54	95	850

Die untere und die obere Bewehrungslage weisen jeweils eine Betondeckung  $c = 4.5$  cm auf und sind kreuzweise eingebaut. Es wurde immer die Hälfte jeder quadratischen Platte für die Verbunduntersuchungen vorbereitet. Weiterhin sind in der Tabelle die Abmessungen der sichtbaren Schäden im Krater- und im Abplatzungsbereich, sowie die Masse des zur Explosion gebrachten Sprengstoffs, in diesem Fall Nitropenta (PETN), gelistet.

### 8.3.1 Probenvorbereitung, Versuchsdurchführung und Nomenklatur

Die Probekörperkonzeption der Versuchsserie orientiert sich an den in Abschnitt 7.3.1.1 vorgestellten Push-In Körpern. Zur Gewinnung der Einzelproben mussten diverse Schnitte mit einer Betonsäge durch die Platte geführt werden. Die zu führenden Trennschnitte sind in Abbildung 8.14 in den Einzelschritten dargestellt.

Im ersten Schritt wurden die Platten geviertelt um im Anschluss in 10 cm breite, 30 cm hohe und 100 cm lange bewehrte Betonstreifen geteilt zu werden. Aus diesen ergeben sich durch zwei weitere Trennschnitte drei quadratische Betonbalken, zwei mit einem je mittig liegenden Bewehrungsstahl aus der oberen bzw. unteren Lage und einen reinen Betonkörper, welcher zur



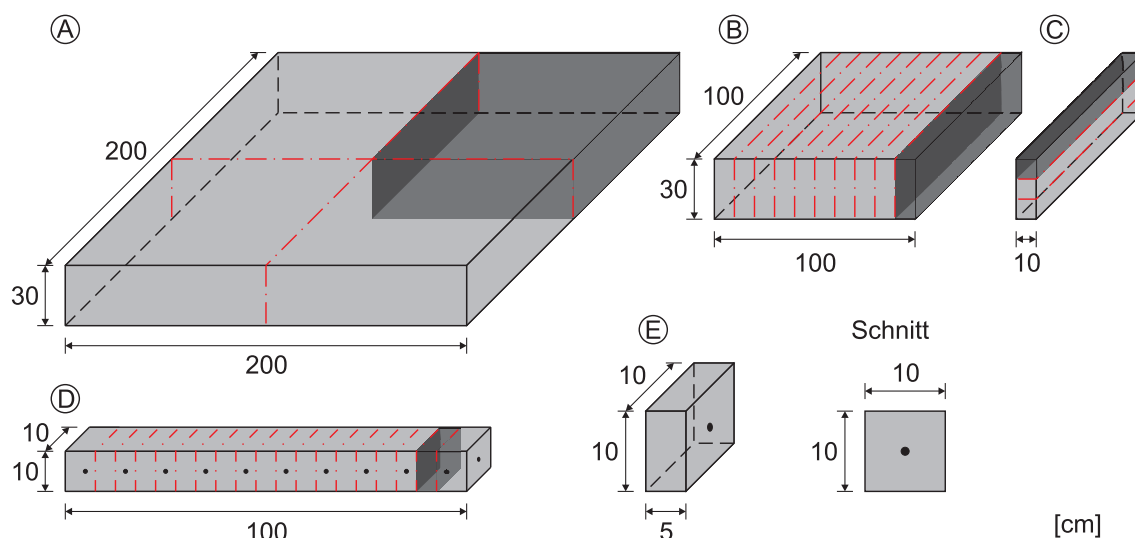


Abb. 8.14: Schnittfolge zur Probekörpergewinnung und Probekörperabmessungen

Untersuchung der Betonfestigkeit genutzt wurde. Das Trennen der quadratischen Balken erfolgte mit der zur Bestimmung des Sägeeinflusses in Abschnitt 7.3.2 genutzten Betonsäge. Da bei diesen Schnitten erstmals die zu untersuchende Bewehrung unmittelbar am eigentlichen Probekörper durchtrennt wird, sind die Ergebnisse aus Abschnitt 7.3.2 und der in Gleichung (7.3) formulierte Zusammenhang zwischen Verbundschwächung, der Anzahl der Trennschnitte und der Betondruckfestigkeit anwendbar.

Aus der beschriebenen Vorgehensweise resultieren, je nach Schnittgenauigkeit, Probekörper mit einer Breite und Höhe von ca. 100 mm und einer Länge von 50 mm. Die senkrecht zum relevanten Bewehrungsstahl verlaufende Querbewehrung wird durch die gewählten Abstände der Schnitte heraus getrennt und die Proben liegen als reine Betonkörper mit einem zentrisch einbetonierten Stahl vor, an dem der Push-In Versuch durchgeführt werden kann. Die verbundfreie Vorlänge wird wiederum durch eine bewehrungsparallele Kernbohrung (Abschnitt 7.3.1) hergestellt. Die Betondeckung  $c_{nom}$  beträgt jeweils mindestens 45 mm und liegt damit über den 32.5 mm bei den zylindrischen Versuchskörpern aus den Vorversuchen. Dadurch sind die Versuchskörper grundsätzlich dazu geeignet, ein Ausziehversagen zu erzeugen.

Der Versuchsaufbau, die Messtechnik und die Versuchsdurchführung sind identisch zur in Abschnitt 7.3.1.2 vorgestellten Herangehensweise. Der mittig liegende Bewehrungsstahl wird wiederum mit Hilfe einer elektrischen Prüfmaschine der Firma ZWICK mit Hilfe eines Stahlstempels weggesteuert aus dem Beton herausgedrückt. Details können im erwähnten Abschnitt nachgelesen werden. Aufgrund der Fülle von Versuchen werden nicht alle Ergebnisse im Einzelnen vorgestellt, sondern nur einige ausgewählte Resultate exemplarisch dargestellt bzw. gegenübergestellt. Die Zuordnung der Ergebnisse zum Gesamtbauteil erfolgt anhand des Abstandes zum Plattenmittelpunkt. Die Distanz wird jeweils als mittlerer Abstand, bezogen auf die Probekörpermitte

angegeben.

Insgesamt wurden über 600 einzelne Probekörper aus den zwei Plattenhälften herausgearbeitet. Für die eindeutige Zuordnung der Versuchsergebnisse ist deshalb eine strukturierte Nomenklatur entscheidend. Zu diesem Zweck wurden die Bewehrungsstäbe schachbrettartig nummeriert. Die zu untersuchenden Stähle sind mit arabischen Ziffern (01 - 10 in P06 bzw. 11 - 20 in P10) und die Querstäbe mit lateinischen Buchstaben (A - T) benannt. Abbildung 8.15 zeigt die lastzugewandten halben Plattenseiten von P06 und P10 jeweils mit dem angedeuteten Kraterbereich und den einzelnen Versuchskörpern in verschiedenen Grauschattierungen.

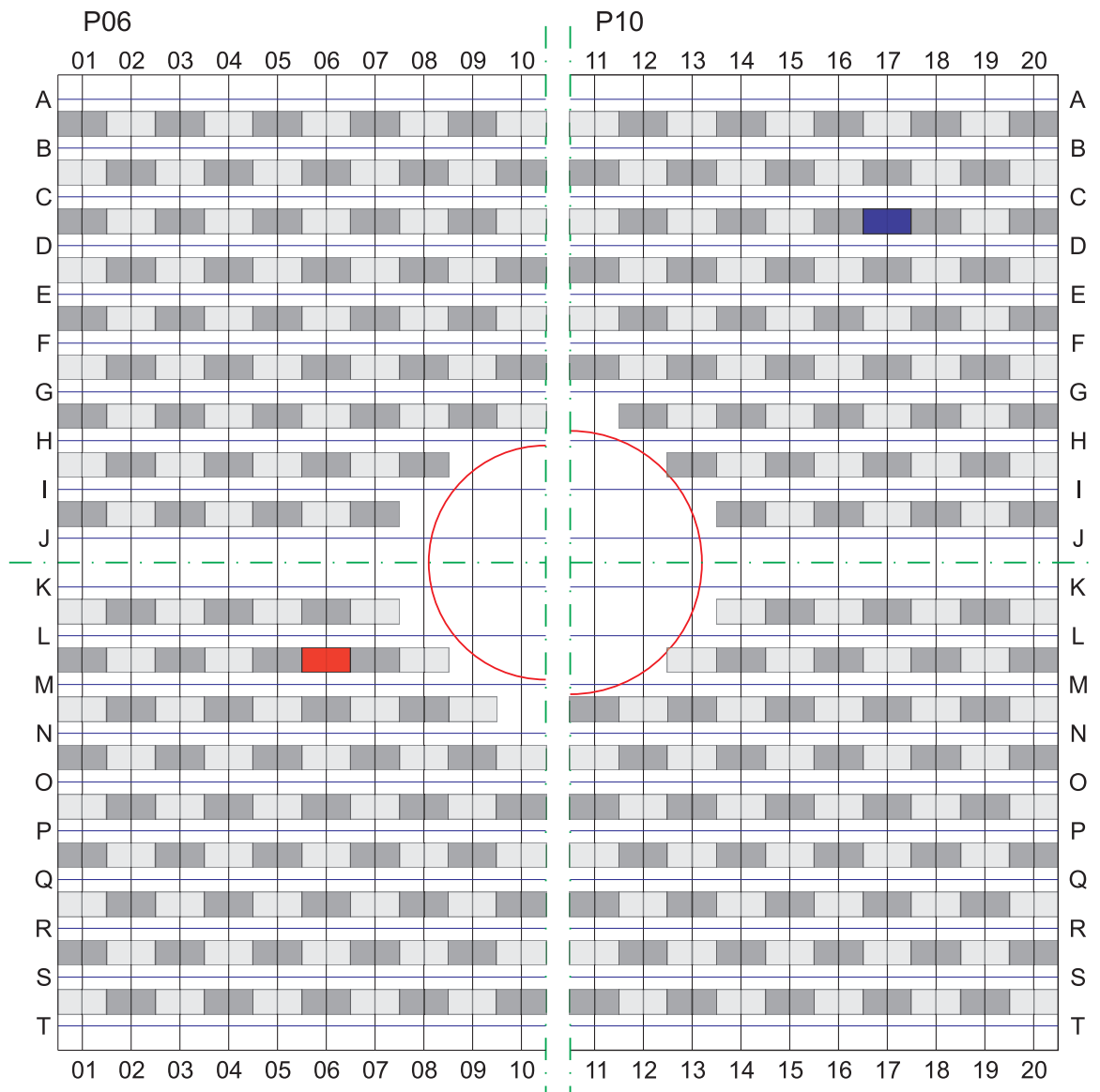


Abb. 8.15: Nomenklatur der Versuchskörper auf der Kraterseite von Platte P06 (links) und P10 (rechts)

Die gesamte Probekörperbezeichnung setzt sich aus folgenden Bestandteilen zusammen:

- Plattenbezeichnung (P06 oder P10),
- Plattenseite (K = Kraterseite oder A = Abplatzungsseite),
- zu untersuchender Bewehrungsstahl (01 - 10 bzw. 11 - 20) und
- beidseitig angrenzende Querbewehrung (A - T)

Exemplarisch ergibt sich für den in Abbildung 8.15 rot eingezeichneten Versuchskörper die Bezeichnung P06-K-06-LM und für den blau hinterlegten P10-K-17-CD.

### 8.3.2 Darstellung und Auswertung der Ergebnisse

Durch die im vorherigen Abschnitt beschriebene Probenvorbereitung wurden in erster Linie Push-In Versuchskörper zur Untersuchung der maximal übertragbaren Verbundspannung  $\tau_{max}$  hergestellt. Als „Abfallprodukt“ der Schnittfolge (Abbildung 8.14) ergaben sich zudem unbewehrte Betonbalken aus der Mittelebene der Platten. Da zur Umsetzung des Versuchskonzepts (Berücksichtigung des Einflusses von Trennschnitten auf  $\tau_{max}$  nach Abschnitt 7.3.2) die Kenntnis der Betondruckfestigkeit notwendig ist, wurde diese anhand dieser unbewehrten Betonbalken bestimmt. Zur ergänzenden Ermittlung der Betonzugfestigkeit wurden diese ebenfalls genutzt. Im folgenden Verlauf werden die Ergebnisse vorgestellt und ausgewertet.

#### 8.3.2.1 Betonfestigkeiten

Zur Quantifizierung der Festigkeitsreduzierung, hervorgerufen durch die Detonationslast, wurde aus einigen der mittleren, bewehrungsfreien Betonbalken, jeweils aus jeder Platte, Würfel mit ca. 100 mm Kantenlänge herausgesägt. An diesen Proben wurde die Betondruckfestigkeit sowie die Spaltzugfestigkeit bestimmt. Letzter wurde anhand von 18 Probewürfeln für Platte P06 bzw. 17 Stück für P10 mit variierenden Abständen zum Plattenmittelpunkt ermittelt und mit Gleichung (3.9) in die zentrische Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  umgerechnet.

Unabhängig von der zur Detonation gebrachten Menge PETN zeigen die Ergebnisse (Abbildung 8.16), dass ca. ab einem Abstand  $> 85$  cm zum Plattenmittelpunkt und damit zur Sprengladung der Beton, bezogen auf die Zugfestigkeit, in seiner ungeschädigten Gefügeform vorliegt.

Die zentrische Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  im vermeintlich unbeeinflussten Bereich beträgt nach Mittelung der Versuchsergebnisse  $4.82 \text{ N/mm}^2$  bei Platte P06 und  $4.40 \text{ N/mm}^2$  bei P10. Für die weitere Auswertung wurden die Ergebnisse in Abstandsklassen, beginnend ab dem ersten Messwert und fortschreitend in 10 cm Schritten eingeteilt. Die arithmetischen Mittel der Einzelklassen sind ebenfalls in Abbildung 8.16 dargestellt. Hierbei ist anzumerken, dass, resultierend aus dem Abstand der Proben zum Mittelpunkt, im Nahbereich des Kraters und am Plattenrand nur je ein Messwert im Intervall liegt. In erster Näherung wurde für  $f_{ctm}$  im geschädigten Bereich

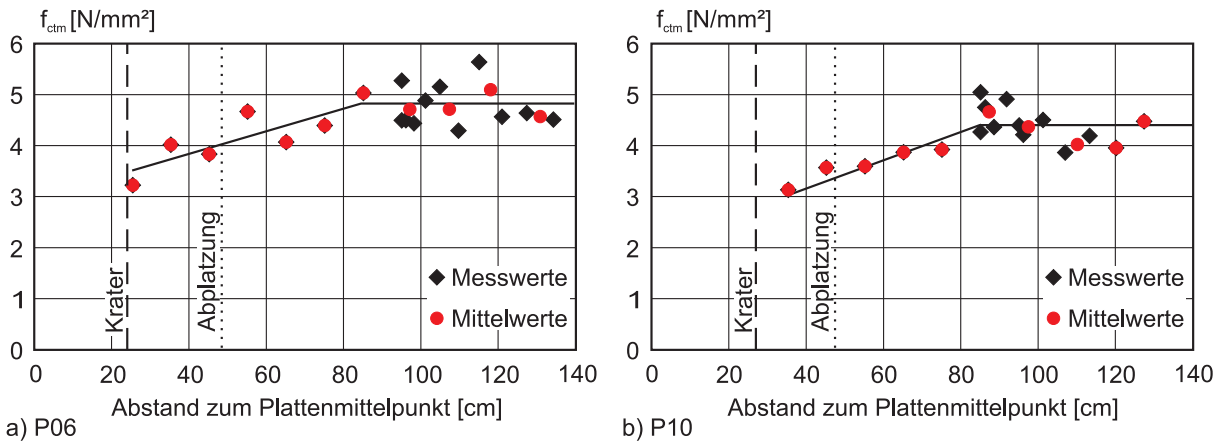


Abb. 8.16: Ermittelte Zugfestigkeiten  $f_{ctm}$  in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt a) Platte P06 und b) Platte P10

eine lineare Abhängigkeit vom Abstand zur Sprengladung postuliert und eine Ausgleichsgerade mit dem Zwangspunkt bei 85 cm eingetragen. Die beiden vertikalen Grenzlinien beschreiben die Ausdehnung des Kraters bzw. der Abplatzung.

Die Messwerte der Betondruckfestigkeit werden aus 17 Probekörpern für P06 und 18 für P10 in gleicher Weise für die jeweilige Platte ausgewertet und mit Gleichung (3.3) in die Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm(150)}$  umgerechnet (Abbildung 8.17).

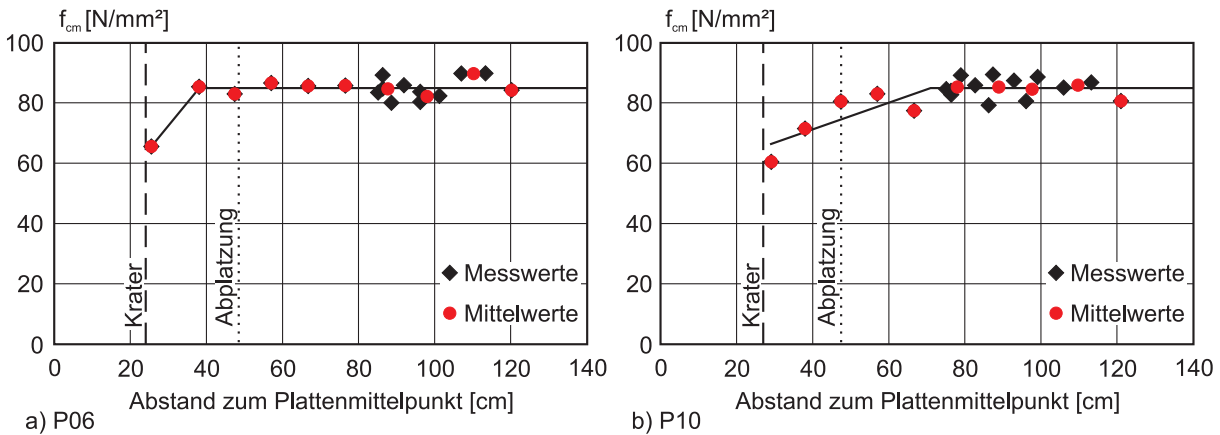


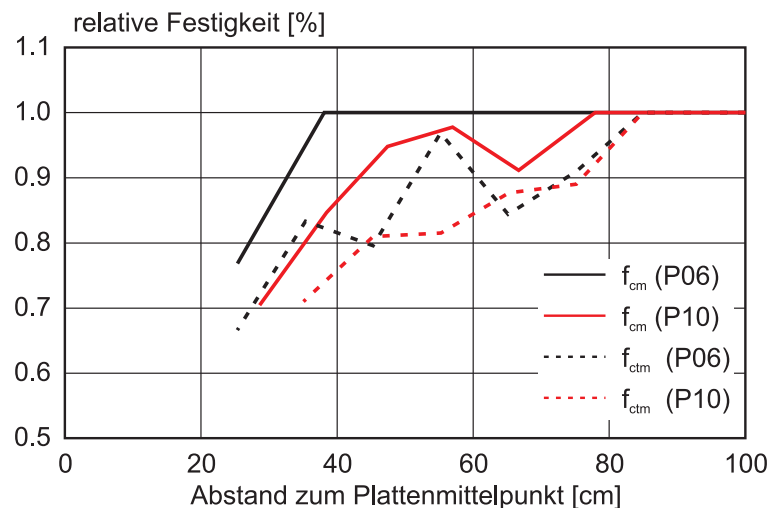
Abb. 8.17: Ermittelte Druckfestigkeiten  $f_{cm}$  in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt a) Platte P06 und b) Platte P10

Bei der Druckfestigkeitsreduzierung ist eine deutliche Abhängigkeit von der Sprengstoffmasse erkennbar. Während bei Platte P06 lediglich ein Messwert unmittelbar an der Kratergrenze abfällt, weisen die Resultate von Platte P10 eine deutliche Reduzierung bis zu einem Abstand von ca. 75 cm zum Mittelpunkt auf. Die Untersuchungen von FUCHS 2008 [81] zur Druckfestigkeitsverteilung in angesprengten Stahlbetonplatten belegen eine merkliche Druckfestigkeitsabnahme ab einem Abstand  $< 0.75 \cdot D_A$  mit  $D_A$  als Durchmesser der Abplatzung (Abbildung 6.5). Die

eigenen Ergebnisse der mit 850 g PETN belasteten Platte P10 bestätigen diese Aussage. Für die Ausgleichsgerade im geschädigten Bereich wurde deshalb der Zwangspunkt bei einem Abstand von  $0.75 \cdot D = 71.25$  mm gewählt. Die mittleren Betondruckfestigkeiten der zwei Platten sind nahezu identisch und ergeben sich zu

- P06:  $84.90 \text{ N/mm}^2$  und
- P10:  $84.86 \text{ N/mm}^2$ .

Die Variationskoeffizienten  $\nu$ , als Maß für die Streuung der Messwerte im ungeschädigten Bereich, betragen 3.5 bzw. 4.0 % und werden im Abschnitt 8.3.2.2 nochmals aufgegriffen. Die ermittelten mittleren Festigkeiten dienen zur Berechnung der relativen Festigkeitsreduzierung die in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt in Abbildung 8.18 dargestellt ist.



**Abb. 8.18:** relative Festigkeiten in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt

Erwartungsgemäß weisen die Proben der Platte P10 sowohl bei  $f_{ctm}$  wie auch bei  $f_{cm}$  eine höheren prozentualen Schädigungsgrad auf, der aber anhand der fast identischen sichtbaren Abmessungen von Krater und Abplatzung nicht erkennbar ist. Eine realistische Abschätzung der Festigkeiten anhand des äußeren Schadensbildes ist demnach sehr problematisch. Tabelle 8.5 schlüsselt die variierenden Festigkeitsverluste in 10 cm Schritten auf und stellt diese für die unterschiedlichen Platten vergleichend gegenüber.

Zur Bestimmung der tatsächlich aufnehmbaren maximalen Verbundspannungen im geschädigten Betonkörper muss der Einfluss des Sägens nach Abschnitt 7.3.2 berücksichtigt werden. Hierzu wurde Gleichung (7.3) in Abhängigkeit von der Anzahl der Trennschnitte und der Betondruckfestigkeit entwickelt. Zur Berücksichtigung der variierenden Druckfestigkeiten werden die in Abbildung 8.17 eingetragenen Ausgleichsgeraden herangezogen. Hierzu sei angemerkt, dass die Festigkeiten in der Plattenmittelebene bestimmt wurden. Die theoretischen Betrachtungen

**Tab. 8.5:** Gegenüberstellung der relativen Betonfestigkeiten in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt

		Abstand zum Plattenmittelpunkt [cm]						
		30	40	50	60	70	80	90
$f_{ctm}$ [%]	P06	74.4	81.5	87.7	90.7	87.5	95.7	100
	P10	65.8	75.6	78.6	84.4	88.3	94.7	100
$f_{cm}$ [%]	P06	85.4	100	100	100	100	100	100
	P10	72.6	86.2	95.5	95.7	93.5	100	100

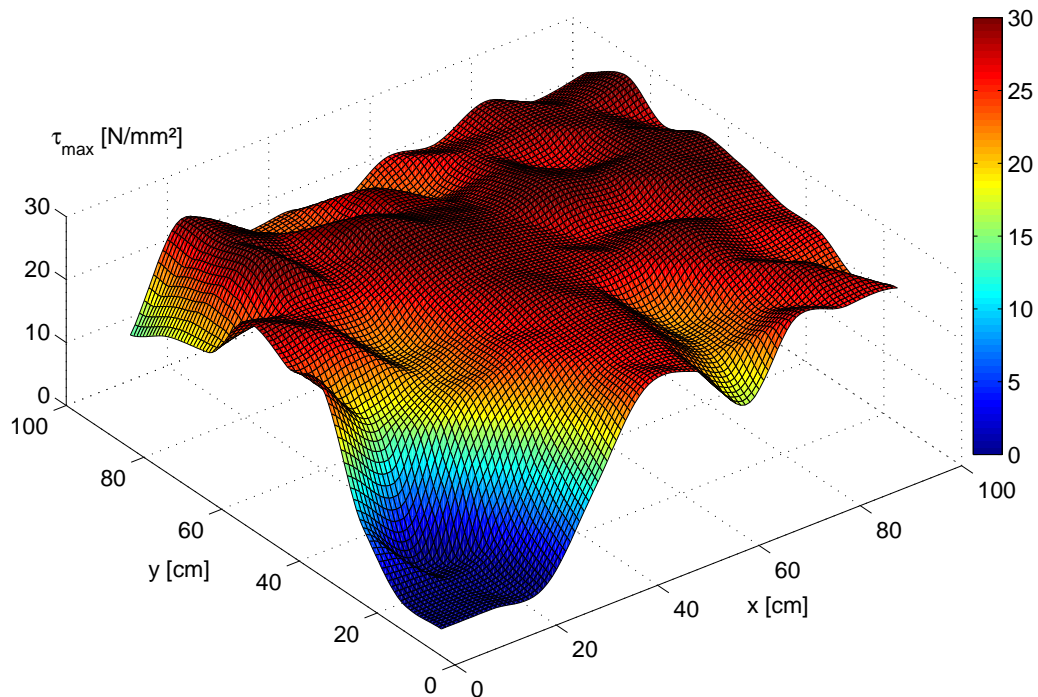
aus Abschnitt 6.2 lassen aber den Rückschluss zu, dass der Beton in unmittelbarer Umgebung zum Bewehrungsstahl, aufgrund von Lastkonzentration, Mehrfachreflexion und erhöhter Mikrorissbildung, einen höheren Schädigungsgrad aufweist, als in Plattenmitte und es demnach durch die sägende Bearbeitung zu höheren Verbundfestigkeitsverlusten kommen könnte. Als erste Näherung scheint der gewählte Ansatz aber durchaus berechtigt, da eine exakte Quantifizierung der Festigkeiten am Bewehrungsstahl versuchstechnisch nicht möglich war. Für den Bereich der Platten, indem die Druckfestigkeit als unbeeinflusste Größe vorliegt ergibt sich exemplarisch nach Gleichung (7.3) eine Verbundfestigkeitsreduzierung von 35.9 % durch die mechanische Bearbeitung der Probekörper.

### 8.3.2.2 Verbundfestigkeiten

Der Verbund in Stahlbetonbauteilen wird durch eine Vielzahl von Parametern beeinflusst (Abschnitt 4.2). Bei den vorliegenden Versuchen ist hierzu hauptsächlich die Vorschädigung der einzelnen Probekörper zu nennen. Vor allem Risse im Beton reduzieren die Verbundfestigkeit erheblich (Abschnitt 4.2.8). Bei der visuellen Beurteilung der Probekörper wurde deutlich, dass die einzelnen Platten und damit auch die Versuchskörper augenscheinlich relativ willkürlich mit Rissen durchzogen sind. Die im Anhang B.1 dargestellten Abbildungen geben dazu einen Überblick. Die „rot“ eingetragenen Segmente weisen kleinere, nicht vollständig durchlaufende Risse mit Rissbreiten von ca. 0.05 bis 0.15 mm auf, während in den „blau“ eingetragenen Körpern bewehrungsparallele Risse mit Breiten von 0.1 bis 0.25 mm festgestellt wurden, die den Beton nahezu vollständig trennen.

Ein Vergleich der Abbildungen B.1 und B.2 lässt keine Aussage zum Schädigungsbild in Abhängigkeit von der Sprengstoffmasse zu. Es kann lediglich eine Konzentration der Risse unmittelbar am visuell sichtbaren Schädigungsbereich (Krater und Abplatzung) sowie im Auflager- bzw. Randbereich der Platten verzeichnet werden. Die Materialtrennungen gruppieren sich hauptsächlich an der Bewehrung. Die Gründe hierfür wurden bereits ausführlich in Abschnitt 6.2 erläutert. Die Schubrisse an den Plattenseiten resultieren aus den hohen Querkräften die bei der Detonation in die Auflager eingeleitet werden müssen.

Durch die diagnostizierte Rissverteilung wird deutlich, dass die Abmessungen von 2 x 2 m je Platte die zweifelsfreie Beurteilung des Schädigungsbereichs, ausgehend vom Plattenzentrum nicht ohne weiteres zulassen. Es ist vielmehr von einer Beeinträchtigung des Schädigungsbildes und damit von der Verbundfestigkeit durch Randeinflüsse auszugehen. Diese Aussage wird durch die exemplarische Darstellung der ermittelten maximalen Verbundspannungen auf der Kraterseite von Platte P10 in Abbildung 8.19 unterstrichen. Hierbei handelt es sich um eine, durch die Messwerte aufgespannte Fläche in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt in x- und y-Richtung. Die Resultate sind bereits unter Berücksichtigung von Gleichung 7.3 um den Einfluss der geführten Trennschnitte ergänzt. Im weiteren Verlauf wird ausschließlich mit den „bereinigten“ Werten gearbeitet. Die Systematik ist exemplarisch in Abbildung B.9 in Anhang B.4 für die Ergebnisse des Bewehrungsstahls 14 der Kraterseite von Platte P10 skizziert.



**Abb. 8.19:** *Ermittelte maximale Verbundspannungen  $\tau_{max}$  auf der Kraterseite von Platte P10*

Während die Verbundspannungen im Mittelbereich, ab einem gewissen Abstand zum Krater, einen nahezu konstanten Wert annehmen, fallen sie zu den Plattenrändern hin deutlich ab. Die dargestellten Viertelplatten beinhalten alle Versuchswerte der halben Platte auf der Kraterseite. Die Ergebnisse von symmetrisch zur x-Achse liegenden Versuchskörpern (je 2 Messergebnisse pro Darstellungspunkt) flossen als Mittelwert in die Abbildung ein. Die „Verbundspannungsfläche“ wird dadurch zwar bereits geglättet, grundsätzliche Tendenzen sind aber erkennbar. Die drei Abbildungen in Anhang B.2 zeigen die Ergebnisse der restlichen Plattenseiten in identischer

Darstellungsweise.

Ein maßgebender Faktor zur Abschätzung der relativen Verbundfestigkeitsreduzierung durch eine Detonationseinwirkung ist die Kenntnis von  $\tau_{max,0}$  im unbeeinflussten Bereich der Platte. Theoretische Berechnungen mit den Ansätzen aus dem FIB MODEL CODE 2010 [75] oder nach Gleichung (4.14) nach IDDA 1999 [107] sind aufgrund der großen Diskrepanz der Ergebnisse ( $\tau_{max,0} = 23.0$  bzw.  $45.6 \text{ N/mm}^2$ ) nicht zielführend. Bei der Ermittlung anhand der Versuchsergebnisse werden zwei Ansätze verfolgt. Gedankenmodell 1 postuliert, dass die im Versuch ermittelten Höchstwerte absolut ungeschädigten Probekörpern zuzuordnen sind. Im zweiten Ansatz ergibt sich  $\tau_{max,0}$  als Resultat einer programmierten Ausgleichsfunktion als „best fit“ für sämtliche Versuchsergebnisse je Plattenhälfte, durch die Anwendung der Methode der kleinsten Fehlerquadrate.

Der wesentliche Vorteil von Methode 1 ist, dass  $\tau_{max,0}$  unter Berücksichtigung der relativ willkürlich verteilten Risse berechnet wird, während mit Möglichkeit 2 diese Unterscheidung nicht getroffen wird. Dafür bildet die nach 2 generierte Ausgleichskurve mit der dazugehörigen Verbundspannung  $\tau_{max,0}$  die Versuchsergebnisse zumindest augenscheinlich besser ab. Zur Berechnung von  $\tau_{max,0}$  nach Ansatz 1 werden die in Abschnitt 8.3.2.1 berechneten Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit wieder aufgegriffen. Damit wird die Anzahl der Messwerte abgeschätzt, die in die Mittelwertbildung einfließt. Unter der Annahme, dass die unbeeinflusste Verbundfestigkeit mindestens im selben Maße streuen wie die Druckfestigkeit der jeweiligen Platte gehen Einzelwerte, beginnend beim Maximalwert, so lange in die Mittelwertbildung ein, bis die zugehörige Varianz erreicht wird. Exemplarisch ist diese Herangehensweise für die Kraterseite von Platte P10 in Tabelle B.1 im Anhang B.5 dargestellt. Die so berechneten mittleren maximalen Verbundspannungen  $\tau_{max,0}$  lauten für:

- P06-K:  $29.99 \text{ N/mm}^2$ ,
- P06-A:  $26.49 \text{ N/mm}^2$ ,
- P10-K:  $30.11 \text{ N/mm}^2$  und
- P10-A:  $26.89 \text{ N/mm}^2$ .

Die Werte auf den Abplatzungsseiten liegen um ca.  $3.5 \text{ N/mm}^2$  unter denen auf der Kraterseite. Durch die visuelle Bewertung der Proben lässt sich diese Diskrepanz auf die Lage der Bewehrung und eine unbefriedigende Verdichtung der Platten beim Betonieren zurückführen (Abschnitt 4.2.4). Push-In Körper von der Abplatzungsseite wiesen teilweise bis zu 1.5 mm breite Setzungen unter der Bewehrung auf. Unter Berücksichtigung der Untersuchungen von MARTIN & NOAKOWSKI 1981 [149] ist bei der vorliegenden Bauteilhöhe von 30 cm bereits bei



zufriedenstellender Verdichtung des Betons mit einer Verbundreduzierung um 5 bis 10 % zu rechnen (Abbildung 4.9).

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse wird für die maximalen Verbundspannungen in Abhängigkeit vom Abstand zum Schädigungsrand eine hyperbolische Funktion als Zusammenhang postuliert. Der Tangens Hyperbolicus gestattet eine stetige, streng monoton steigende Beschreibung der Verbundfestigkeit. Für den vorliegenden Anwendungsfall ist die Funktion von 0 bis  $\infty$  definiert, beginnend am Schädigungsrand mit dem Funktionswert „0“ und mit  $\tau_{max,0}$  als oberem Grenzwert. Durch die Verschiebung der Funktion auf der x-Achse hin zum Schädigungsrand kann sie wie folgt mathematisch beschrieben werden:

$$\tau_{max}(x_a) = \tanh\left(\frac{x_a - r}{W_R}\right) \cdot \tau_{max,0} \quad (8.14)$$

mit	$r$	Radius der Schädigung ( $r_A$ oder $r_K$ )
	$x_a$	Abstand zum Plattenmittelpunkt, gültig für $x_a \geq r$
	$W_R$	Formparameter der Funktion
	$\tau_{max,0}$	mittlere Verbundspannung im ungeschädigten Bereich

$\tau_{max,0}$  ist einmal als fester Wert (Modell 1) oder als Laufvariable (Modell 2) definiert. Der Formparameter  $W_R$  bestimmt die Form der Funktion zwischen den beiden Extrema und ergibt sich in Abhängigkeit von den Versuchsergebnissen unter Anwendung der Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Die fehlenden Konstanten der Tangens Hyperbolicus Funktion, die sich aus der Parameterstudie für Modell 1 und 2 ergeben sind für die beiden Platten und für die jeweils betrachteten Seiten in Tabelle 8.6 zusammengestellt.

**Tab. 8.6:** Ergebnisse der Parameterstudie zur Ermittlung der Freiwerte der Hyperbolicus Funktion

Platte	Seite	Modell 1		Modell 2	
		$W_R$ [-]	$W_R$ [-]	$\tau_{max,0}$ [ $N/mm^2$ ]	$\tau_{max,0}$ [ $N/mm^2$ ]
P06	K	20.69	10.88	25.60	25.60
	A	7.38	3.22	21.13	21.13
P10	K	23.39	16.14	27.37	27.37
	A	12.10	5.31	22.09	22.09

Der Formparameter  $W_R$  ist Ausschlag gebend für den Grad der verzeichneten Verbundschädigung wobei gilt, je größer der Wert desto höher ist die Reduzierung der maximal übertragbaren Spannung zwischen Bewehrungsstahl und Beton. Abbildung 8.20 stellt die Ausgleichskurven und die Versuchsergebnisse der Kraterseite von Platte P10 exemplarisch gegenüber. Zur Reduzierung des Randeinflusses werden die Einzelergebnisse der Push-In Probestkörper aus den äußeren 20 cm der Platte nicht berücksichtigt.

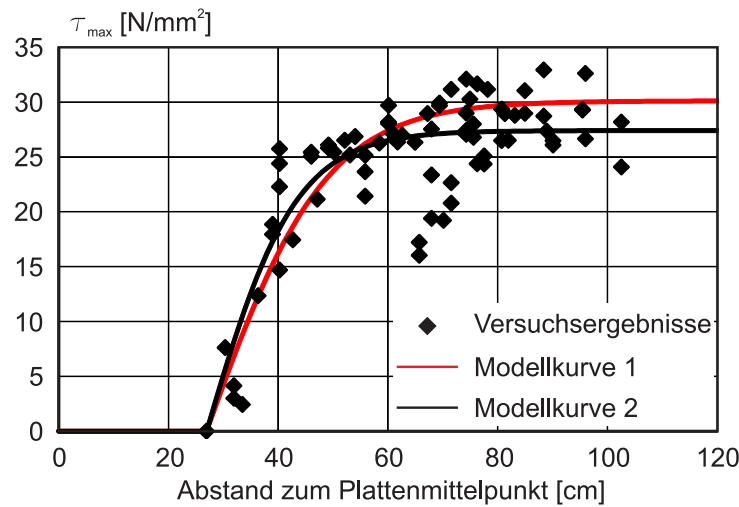


Abb. 8.20: maximale Verbundspannungen  $\tau_{max}$  in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt auf der Kraterseite von Platte P10

Die restlichen drei Vergleichsbilder können in identischer Darstellungsweise Anhang B.3 entnommen werden.

Modellkurve 1 erreicht in einer Entfernung von ca. 85 cm zum Kraterrand ihr Maximum und damit den ungeschädigten Bereich während Modellkurve 2 aufgrund des niedrigeren Verbundspannung  $\tau_{max,0}$  einen wesentlich kleineren Schädigungsbereich ausweist. Diese berücksichtigt die Streuung der Versuchsergebnisse in größerer Entfernung zum Schädigungsbereich, hervorgerufen durch den Einfluss der begrenzten Plattenabmessungen. Die Gleichung (8.14) soll zur Abschätzung der Schädigung, entkoppelt von eventuell vorhandenen Randeinflüssen dienen, weshalb Modell 2 verworfen und im weiteren Verlauf nicht näher verfolgt wird.

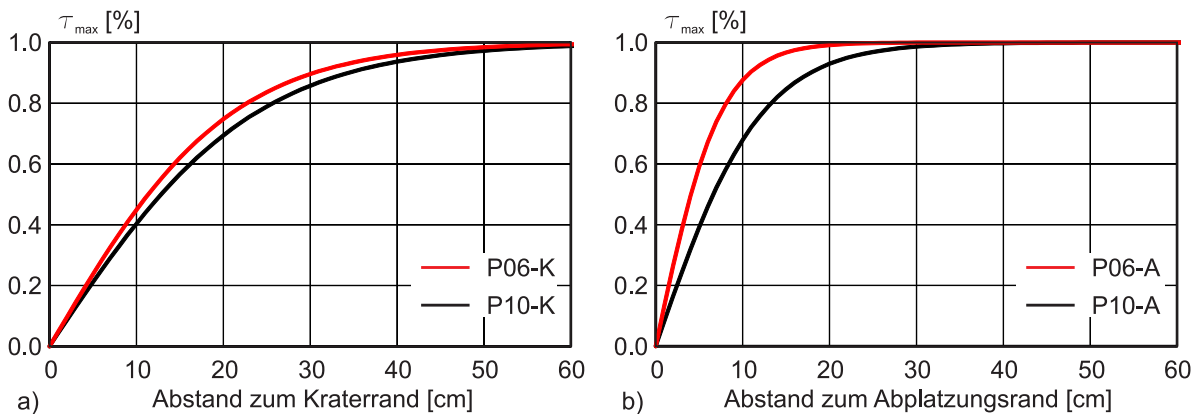


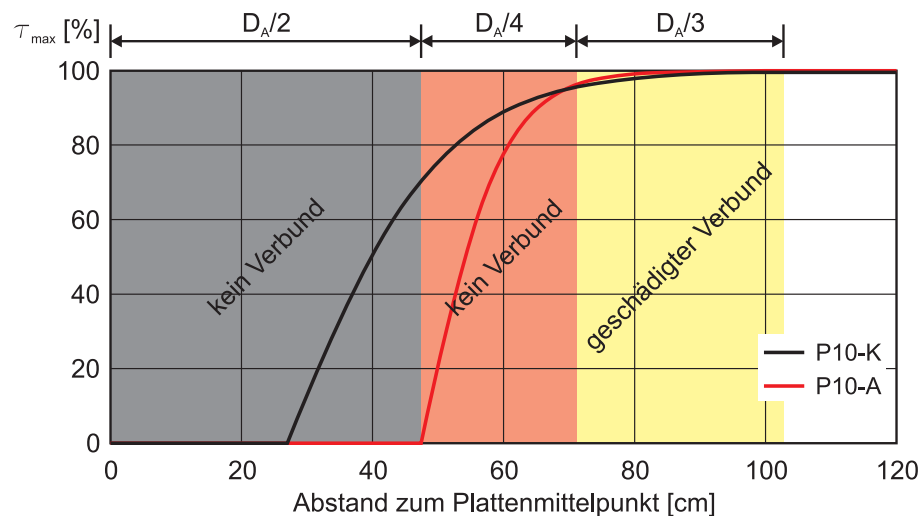
Abb. 8.21: Relative maximale Verbundspannung in Abhängigkeit vom Abstand zum Schädigungsrand bei variierender Sprengstoffmasse a) Kraterseite und b) Abplatzungsseite

Zur vergleichenden Gegenüberstellung der vier ermittelten Ausgleichskurven werden diese mit Hilfe der zugehörigen Verbundspannungen  $\tau_{max,0}$  normiert und in den Koordinatenursprung ver-

schoben. Der visuelle Vergleich der Kraterseite in Abbildung 8.21 a) bzw. der Abplatzungsseite 8.21 b) zeigt die Abhängigkeit der hyperbolischen Beschreibung von der verwendeten Sprengstoffmasse.

Mit steigender Sprengstoffmenge geht erwartungsgemäß, sowohl auf der Krater- wie auch auf der Abplatzungsseite eine steigende Verbundschädigung einher. Es wird aber auch deutlich, dass zwar der Unterschied zwischen P06 und P10 auf der Abplatzungsseite größer ist, aber die Kraterseite insgesamt einen höheren Reduzierungsgrad im optisch ungeschädigten Bereich aufweist. Bei Addition der Krater- bzw. der Abplatzungsabmessungen mit dem im Versuch lokalisierten geschädigten Restbereich, weisen beide Plattenseiten etwa identisches Schadensvolumen mit einem Radius von ca. 85 - 90 cm auf, in dem durch die Detonationseinwirkung der Verbund zerstört oder zumindest nachhaltig reduziert ist.

Das Ingenieurmodell nach FUCHS 2008 [81] definiert den gesamten Schädigungsbereich einer angesprengten Stahlbetonplatte auf der Grundlage von zerstörungsfreien Untersuchungen in Abhängigkeit vom Durchmesser der Abplatzung  $D_A$ . Die vergleichende Gegenüberstellung der eigenen postulierten Zusammenhänge exemplarisch für Platte P10 mit den Forschungsergebnissen von FUCHS in Abbildung 8.22 dienen zur Verifizierung der Resultate.



**Abb. 8.22:** Vergleichende Gegenüberstellung der Schädigungsbereiche von Platte P10 mit den Ergebnissen von FUCHS 2008 [81]

Die Abbildung zeigt, dass die definierte Ausdehnung des Schädigungsbereichs nach den entwickelten Gleichungen, unter Berücksichtigung der eigenen Versuche, durch die, auf der sicheren Seite liegende Definition von FUCHS grundsätzlich bestätigt wird. Eine pauschale Reduzierung des Verbunds auf „0“ im direkten Nahbereich zur sichtbaren Schädigung unterschätzt die tatsächlichen Verhältnisse aber beträchtlich. Neben der Bestimmung der Schädigungsausdehnung bietet Gleichung (8.14) mit den Parametern aus Tabelle 8.6 den ent-

scheidenden Vorteil einer Quantifizierung des Verbundes im geschädigten Bereich.

Zur Beschreibung von  $\tau_{max}(x_a)$  in Abhängigkeit von der Sprengstoffmasse wird ein linearer Zusammenhang unterstellt. Diese Annahme kann durch die Versuchsergebnisse nicht begründet werden, da nur zwei variierenden Ladungsmengen untersucht wurden. Die Auswertung des Kraterdurchmessers von angesprengten Platten aus dem Versuchsbericht von LANDMANN 2001 [126] bei unterschiedlichen Sprengstoffmassen zeigen ebenfalls einen näherungsweise linearen Zusammenhang zwischen Kraterdurchmesser und Sprengstoffmenge mit einem Bestimmtheitsmaß  $> 0.9$  und die Übertragung des Sachverhalts auf die Verbundschädigung stützt die getroffene Annahme. Aus der Ausgangsfunktion (8.14) ergeben sich die Gleichung (8.15) zur Beschreibung von  $\tau_{max}$  in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt  $x_a$  und von der Sprengstoffmasse  $m_s$  in [kg] für die Kraterseite und (8.16) für die Abplatzungsseite einer Stahlbetonplatte.

$$\frac{\tau_{max}(x_a)}{\tau_{max,0}} = \tanh\left(\frac{x_a - r_K}{5.4 \cdot m_s + 18.80}\right) \quad (8.15)$$

$$\frac{\tau_{max}(x_a)}{\tau_{max,0}} = \tanh\left(\frac{x_a - r_A}{9.4 \cdot m_s + 4.08}\right) \quad (8.16)$$

Die funktionalen Zusammenhänge werden lediglich aus den Versuchsergebnissen von Probekörpern aus zwei halben Stahlbetonplatten abgeleitet. Auf die daraus resultierenden Einschränkungen für den Geltungsbereich der Gleichungen (8.15) und (8.16) wird in Abschnitt 8.4 hingewiesen.

## 8.4 Zusammenfassung und Bewertung der Untersuchungen

Mit den Ausführungen in den vorangegangenen Abschnitten des Kapitels wurden zwei grundsätzliche Ziele verfolgt, zum Einen die Entwicklung einer geeigneten Versuchskonfiguration zur experimentellen Bestimmung von  $\tau - \delta$ -Beziehungen bei hohen Verzerrungsraten und zum Anderen die quantitative Beurteilung des Verbundes in Stahlbetonbauteilen, die durch eine hochdynamische Einwirkung, wie z.B. eine Detonation, beaufschlagt wurden.

Zur Beantwortung der ersten Fragestellung wurden erste Tastversuche mit einer Split Hopkinson Pressure Bars Anlage durchgeführt. Mit der zunächst gewählten Versuchs- und Messkonfiguration konnte das endgültige Forschungsziel noch nicht erreicht werden, da die im Versuch aufgetretenen Versagensformen der Probekörper signifikant von der zur Umsetzung des Auswertungskonzepts benötigten Art des Versagens abwich. Die gewonnenen Daten und Erfahrungen führten zu einer grundlegenden Überarbeitung und resultierten in einer weiterentwickelten und

optimierten Versuchsanordnung. Eine Grenzwertbetrachtung unter Berücksichtigung der theoretischen Grundlagen zur Wellenfortpflanzung in Stäben und zum Wellenverhalten an Grenzschichten (Abschnitt 2.2.1 und 6.2) definiert die untere und obere Grenzverzerrung im Eingangstab des SHPB, um in Folgeversuchen ein Ausziehversagen der Probekörper zu gewährleisten. Die Funktionalität des Konzepts muss bei geplanten zukünftigen Versuchen im Rahmen eines Forschungsprojekts bestätigt werden.

Zur Untersuchung der Verbundfestigkeit in Stahlbetonbauteilen nach einer hochdynamischen Einwirkung wurden eine Vielzahl von Push-In Versuchen an Probekörpern aus zwei angesprengten Stahlbetonplatten durchgeführt. Anhand der Ergebnisse konnten zwei Gleichungen, einmal für die lastzugewandte und einmal für die -abgewandte Seite entwickelt werden, die in Abhängigkeit von der Sprengstoffmasse die Ausdehnung des Schädigungsbereiches wie auch den Grad der Verbundfestigkeitsreduzierung im beeinflussten Abschnitt der Platte definieren. Die Verifizierung ergab eine gute Übereinstimmung mit den Forschungsergebnissen von FUCHS 2008 [81]. Durch die Eingangsparameter der untersuchten Platten ergeben sich für Gleichung (8.15) und (8.16) die folgenden Einschränkungen bezüglich der Gültigkeit die bei der Anwendung beachtet werden sollten:

- Es wurde nur je eine Platte belastet durch 650 g bzw. 850 g PETN untersucht. Die Abschätzung für beliebige Sprengstoffmengen ist möglich, muss aber noch verifiziert werden.
- Die Dickenabmessung der Platten betrug je 30 cm. Bei variierender Dicke ist vor allem auf der Abplatzungsseite mit einer abweichenden Verbundschädigung zu rechnen.
- Im Falle einer Plattenperforation (Abbildung 2.6) könnten sich die Schädigungskurven verschieben.
- Durch die eingeschränkten Plattenabmessungen können, trotz der getroffenen Maßnahmen, Randeinflüsse auf die Versuchsergebnisse nicht vollständig ausgeschlossen werden.

Die beschriebenen Grenzen verdeutlichen den zukünftigen Untersuchungsbedarf zur Thematik. Trotzdem besteht durch die formulierten Gleichungen die Möglichkeit zur ersten quantitativen Abschätzung des Verbunds im Schädigungsbereich einer angesprengten Stahlbetonplatte, sowohl für die Bestimmung der Ausdehnung wie auch für den Grad der Verbundeinbußen.



## Kapitel 9

# Zusammenfassung und Ausblick

### 9.1 Zusammenfassung der Arbeit

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit dem Einfluss von hochdynamischen Belastungen auf den Verbund in Stahlbetonbauteilen. Da der Verbund zwischen Bewehrung und Beton die Tragwirkung maßgebend mitbestimmt, ist er sowohl bei der Abtragung von hochdynamischen Einwirkungen, als auch bei der Bestimmung der Resttragfähigkeit von geschädigten Bauteilen nach z.B. einer Explosion oder einem Impakt wichtig. Deshalb werden in dieser Arbeit zwei wesentliche Schwerpunkte behandelt, zum einen wird ein Versuchskonzept zur Ermittlung von verzerrungsrateabhängigen  $\tau$ - $\delta$ -Beziehungen vorgestellt und zum anderen wird die lokale Verbundfestigkeit in Stahlbetonplatten, die durch eine Detonation vorgeschädigt wurden im Versuch bestimmt.

Beginnend mit der Einwirkungsseite werden im Kapitel 2 Grundlagen und physikalische Aspekte zu hochdynamischen Einwirkungen am Beispiel von einer Detonations- und einer Impaktbelastung behandelt. Diese sind der Kurzzeitdynamik zuzuordnen und zeichnen sich durch ihre hohen Verzerrungsraten  $\dot{\epsilon}$  aus, die sie im Material hervorrufen. Sowohl die Auswirkungen einer Detonation, als auch eines Impakts (schneller Stoßvorgang durch einen Penetrator) lassen sich mit Hilfe der Wellentheorie in Festkörpern beschreiben. Die kurzzeitige Belastung durch eine Schockwelle führt durch die große Wellengeschwindigkeit zu hohen Verzerrungsraten gepaart mit hohen Drücken im Material. Bei der Materialkombination Stahlbeton ist neben der Fortpflanzung der Welle vor allem deren Verhalten an Grenzschichten entscheidend. In Abhängigkeit vom Impedanzverhältnis der beteiligten angrenzenden Medien werden Teile der Welle reflektiert und transmittiert oder an einer Grenzschicht zu Luft als Zugwelle vollständig reflektiert. Vor allem diese Vorzeichenumkehr der Spannungen ist für den Großteil der Schädigung verantwortlich, da der Beton bekanntermaßen nur geringe Zugspannungen übertragen kann.

Sowohl der Bewehrungsstahl, wie auch der Beton weisen verzerrungsrateabhängige Materialparameter auf. Grundsätzlich gilt, je höher  $\dot{\epsilon}$  desto höher ist die Festigkeit, wobei der inhomogenere Werkstoff Beton eine wesentlich signifikantere Abhängigkeit aufweist. Die in Kapitel 3

zusammengestellten Versuchsergebnisse aus der Literatur verdeutlichen diesen Zusammenhang. Die Streuung der Resultate lässt aber einen großen Interpretationsspielraum für den Grad der relativen Festigkeitssteigerung der einzelnen Werkstoffe zu. Gründe für die Steigerung der Materialparameter sind unter anderem die begrenzte Rissgeschwindigkeit, die Spannungsverteilung im Material und der Weg, den der Riss bei sehr hohen Belastungsgeschwindigkeiten im Material nimmt (CURBACH 1987 [36]). Für Beton werden die Ansätze aus dem FIB MODEL CODE 2010 [75] und von HARTMANN 2009 [99] detailliert erläutert. Letzterer wird für eigene Überlegungen zum Verbund bei hohen Verzerrungsraten wieder aufgegriffen.

Durch die intensive Forschung zur Verbundthematik bei statischen Belastungen in den letzten Jahrzehnten sind die Einflussparameter wie z.B. der Durchmesser der Bewehrung  $d_s$ , die Betondruckfestigkeit  $f_c$ , die Lage der Bewehrung beim Betoniervorgang oder bereits vorhandene Risse im Bauteil weitestgehend bekannt. IDDA 1999 [107] entwickelte beispielsweise ein Modell zur Beschreibung der  $\tau - \delta$ -Beziehung in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit, von der Rippengeometrie der eingebauten Bewehrung und der Breite von eventuell vorhandenen Rissen parallel zum Stahl. Die wenigen bekannten Versuche aus der Literatur, zusammengefasst in Kapitel 4, belegen den Einfluss der Verzerrungsrate auf die Verbundwirkung. Bei den jeweils gewählten Versuchsaufbauten kamen z.B. elektrohydraulische Hydropulsanlagen, eine Split Hopkinson Pressure Bar (SHPB) Anlage oder Fallgewichte zum Einsatz. Vor allem die Ergebnisse von VOS 1983 [226] mit einem SHPB an glatten und profilierten Stählen belegen, dass die Steigerung der Verbundspannungen in erster Linie auf den Scherverbund und damit der verzerrungsratenabhängigen Druckfestigkeitszunahme des Betons zurückgeführt werden kann.

Zur Untersuchung der lokalen Verbundspannungen sind Kenntnisse über die globalen Tragmechanismen von Stahlbetonbauteilen unerlässlich. Diese werden im Zustand II durch das Vorhandensein von Rissen im Beton charakterisiert. Mit der damit einhergehenden Relativverschiebungen zwischen Bewehrung und Beton wird die Tragwirkung des Stahls, in Form der hohen aufnehmbaren Zugfestigkeit, als Ergebnis der Verbundwirkung aktiviert. Eine intensive Rissbildung hat aber nicht nur Nachteile bezüglich der Dauerhaftigkeit sondern auch hinsichtlich der Verbundtragwirkung. Die Gründe für Risse im Beton sind immer auf die Überschreitung der Zugfestigkeit zurückzuführen und z.B. durch die Korrosion der Bewehrung und der damit verbundenen Volumenvergrößerung der Korrosionsbestandteile oder durch eine baulich nicht berücksichtigte Überlastung des Tragwerkselements begründet. Daneben werden auch durch die Verbundmechanismen an sich Risse im Beton erzeugt, die mit steigendem Schlupf in ihrer Dimension zunehmen. Die wesentlichen Informationen zur Rissbildung, zu deren Ursachen, zu Verbundrissen und zur Rissgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit sind in Kapitel 5 zusammengestellt. Vor allem Längsrisse parallel zur Bewehrung können die Tragfähigkeit stark reduzieren da sie die Verbundqualität deutlich herabsetzen (IDDA 1999



[107]).

Bei hochdynamischen Einwirkungen ist mit einer sehr hohen Anzahl von Rissen zu rechnen die sich vor allem um die eingebaute Bewehrung konzentrieren. Deshalb liegt eine Formulierung von  $\tau - \delta$ -Beziehungen bei solchen Belastungen in Abhängigkeit von der Rissbreite nahe. In Kapitel 6 werden die Gleichung von HARTMANN 2009 [99] zur Beschreibung der dynamischen Betondruckfestigkeit und das „Verbundgesetz“ nach IDDA 1999 [107] bei statischen Einwirkungen zu einem Verbundmodell verknüpft. Unter der Voraussetzung, dass die Verbundspannungszunahme bei steigender Verzerrungsrate in erster Linie von der Betondruckfestigkeitssteigerung abhängt, ist damit die Ermittlung von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen im Stahlbeton bei hochdynamischen Einwirkungen möglich. Mit seinem Ingenieurmodell beschreibt FUCHS 2008 [81] die Verbundqualität in Stahlbetonplatten nach einer Detonationseinwirkung in Abhängigkeit vom Abstand zum Mittelpunkt der Schädigung. Zerstörungsfreie Untersuchungen mit dem Impakt-Echo Verfahren und einem Georadar verdeutlichen, dass der tatsächlich geschädigte Bereich wesentlich größer ist, als der sichtbare Krater und dessen Abmessungen mit Hilfe der zwei Verfahren näherungsweise bestimmt werden kann. Auch im benachbarten Bereich zur Schädigung wird das Gefüge des Betons zerstört und ist von Makro- und Mikrorissen durchzogen. Idealisierte theoretische Betrachtungen im zweiten Teil des Kapitels 6 zeigen, dass durch das Wellenverhalten an der Grenzschicht von Stahl zu Beton aufgrund der Impedanzen der beiden Materialien nach einer mehrfachen Reflexion und Transmission der ursprünglich einfallenden Druckwelle Zugspannungen entstehen, die unter anderem für die vermehrte Rissbildung am Bewehrungsstahl verantwortlich sind.

Zur experimentellen Untersuchung der lokalen Verbundfestigkeit in großflächigen Stahlbetonbauteilen ist es notwendig, kleine Probekörper aus der Gesamtstruktur herauszuarbeiten. Bei den einzelnen, dazu notwendigen Arbeitsschritten muss eine Verfälschung der Endergebnisse ausgeschlossen werden oder der Einfluss auf die Verbundspannung bekannt sein. Dazu werden in Kapitel 7 statische Verbundversuche beschrieben, die diese Auswirkungen quantifizieren. Die Ergebnisse von Referenz-Pull-Out Versuchen und von Push-In Versuchen bei denen die verbundfreie Vorlänge durch bewehrungsparallele Kernbohrungen hergestellt wurde, waren annähernd deckungsgleich. Als Resultat einer Versuchsserie zum Einfluss von Trennschnitten durch Beton und Bewehrungsstahl mit einer Betonsäge konnte eine empirische Gleichung entwickelt werden, die den Verbundverlust in Abhängigkeit von der Anzahl der Schnitte und der Betondruckfestigkeit quantitativ beschreibt.

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus Tastversuchen wird im ersten Teil des Kapitels 8 ein Versuchskonzept mit einem SHPB zur Bestimmung von  $\tau - \delta$ -Beziehungen in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate  $\dot{\epsilon}$  mit dazugehörigem Messkonzept vorgestellt. Durch die Variation eines Einzelparameters kann damit dessen Einfluss auf die Verbundfestigkeit untersucht werden. Zur

Einstellung des im Versuch gewünschten Ausziehversagens wird eine Grenzwertbetrachtung angestellt, mit Hilfe derer der Intensitätsbereich bestimmt werden kann in dem die erzeugte Welle im Einleitungsstab des SHPB liegen muss. Die im zweiten Abschnitt des Kapitels beschriebenen Untersuchungen zur Verbundschädigung bei zwei angesprengten Stahlbetonplatten werden unter Berücksichtigung der Zusammenhänge aus Kapitel 7 ausgewertet. Anhand der Versuchsergebnisse von ca. 600 Push-In Probekörpern werden einmal für die Krater- und einmal für die Abplatzungsseite empirische Gleichungen aufgestellt, die den Grad der Verbundschädigung in Abhängigkeit von der Sprengstoffmasse und dem Abstand zum Schädigungsmittelpunkt, sowie die Ausdehnung des Schadbereichs beschreiben. Mit den Resultaten kann das Ingenieurmodell von FUCHS 2008 [81] verifiziert und erweitert werden. Die Schädigungsabmessungen im äußerlich nicht sichtbaren Bereich, als Ergebnis der eigenen zerstörenden Untersuchungen, zeigen eine gute Übereinstimmung mit diesem Ingenieurmodell.

## 9.2 Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde unter anderem ein Modell zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bei hohen Verzerrungsraten  $\dot{\epsilon}$  vorgestellt. Das Modell basiert auf der Annahme, dass die Verbundsteigerung bei hochdynamischen Belastungen in erster Linie auf die verzerrungsratenabhängige Druckfestigkeit des Betons zurückzuführen ist. Aus der Literatur bekannte Forschungsergebnisse stützen diese These, aber es liegt nur eine sehr geringe Datenbasis vor. Das Modell muss durch zielgerichtete Versuche verifiziert werden. Der postulierte Zusammenhang ist nur dann gültig, wenn ein Verbundversagen in Form eines Ausziehversagens erfolgt. Bei einem Sprenggrissversagen muss neben der Betondruckfestigkeit auch die -zugfestigkeit berücksichtigt werden. Für den Entwurf eines geeigneten Modells fehlen ebenfalls Versuchsergebnisse als Grundlage.

Das vorgeschlagene Versuchskonzept mit einem Split Hopkinson Pressure Bar stellt eine denkbare Möglichkeit zur Erweiterung der Datenbasis dar, deren technische Umsetzbarkeit im Zuge eines angedachten Forschungsprojektes noch unter Beweis gestellt werden muss. Mit der Versuchskonfiguration ist eine zielführende Variation und damit die Identifikation von wesentlichen Einflussgrößen auf den Verbund in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate möglich. Durch die Abmessungen der Probekörper ergeben sich aber auch Einschränkungen für die Parametervariation. Der Durchmesser der eingebauten Betonstahlbewehrung  $d_s$  ist z.B. auf maximal 12 mm limitiert, da ansonsten durch die geringe Betondeckung kein Ausziehversagen mehr erzeugt werden kann. Für  $d_s > 12$  mm muss eine Probekörperaufnahme konstruiert werden, wie sie beispielsweise bei den Verbundversuchen von SOLOMOS & BERRA 2010 [210] zur Anwendung kommt. Die Resultate aus den Untersuchungen müssen gegebenenfalls durch die Einführung von zusätzlichen Parametern in das vorgeschlagene dynamische Verbundmodell berücksichtigt werden. Nach der

Verifizierung und der Erweiterung des Modells kann ein Ansatz zur Berücksichtigung der Verbundwirkung in makromechanischen Berechnungen auf Bauteilebene entwickelt werden, welches den Einfluss hoher Belastungsgeschwindigkeiten umfasst und für die Implementierung in numerischen Berechnungsverfahren geeignet ist.

Die Bestätigung der zerstörungsfreien Untersuchungen von FUCHS 2008 [81] und die entwickelte Möglichkeit zur quantitativen Berücksichtigung der Verbundfestigkeit im Schädigungsbereich von angespannten Stahlbetonplatten vertieft die notwendigen Kenntnisse zur Abschätzung der Resttragfähigkeit von durch hochdynamische Einwirkungen geschädigten Stahlbetonbauteilen. Weitere Untersuchungen zur Erweiterung des Geltungsbereichs der aufgestellten empirischen Gleichungen werden für folgende Parameter empfohlen:

- Variation der Sprengstoffmenge,
- weitere Bauteildicken (z.B. 20 und 40 cm),
- Variation der Betondruckfestigkeit,
- Untersuchung von vollständig perforierten Platten,
- größere Plattenabmessungen zur Reduzierung des Randeinflusses und
- die Berücksichtigung von Impakteinwirkungen.

Mit geeigneten numerischen Berechnungsverfahren kann der kosten- und zeitintensive Aufwand für Realversuche drastisch reduziert werden.



# Literaturverzeichnis

- [1] ABRAMS D.A.: *Tests of Bond between Concrete and Steel*. Bulletin No. 71, Engineering Experiment Station, University of Illinois, USA, 1913.
- [2] AHMED K., SIDDIQI Z.A., ASHRAF M. AND GHAFAR A.: *Effect of Rebar Cover and Development Length on Bond and Slip in High Strength Concrete*. Journal of Engineering and Applied Sciences, Pakistan, Vol. 2:81–87, 2008.
- [3] ALAVI-FARD M. AND MARZOUK H.: *Bond of high-strength concrete under monotonic pull-out loading*. Magazine of Concrete Research, Vol. 56, No. 9:545–557, 2004.
- [4] ALFORD N.McN.: *Dynamic Considerations of Fracture in Mortars*. Materials Science and Engineering, Vol. 56:279–287, 1982.
- [5] ALLEN D.E.: *Statistical Study of the Mechanical Properties of Reinforcing Bars*. Building Research Note, Division of Building Research, National Research Council, Ottawa, Canada, 1972.
- [6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS: *ASTM A370, Standard Test Method and Definition for Mechanical Testing of Steel Products*. Annual Book of ASTM Standards, 1995.
- [7] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS: *ASTM A615, Standard Specification for Deformed and Plain Billet Steel bars for Concrete Reinforcement*. Annual Book of ASTM Standards, 1995.
- [8] AMLEH L. UND MIRZA M.S.: *Effect of concrete w/c ratio and corrosion in concrete mix on bond between steel and concrete*. Proceeding of the 3rd international symposium on bond in concrete - from research to standards, Budapest, Hungary, Seiten 285–292, 2002.
- [9] AMMANN W., MÜHLEMATTER M. UND BACHMANN H.: *Zugversuche an Bewehrungs- und Spann Stahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit*. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr.7709-1, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, 1982.
- [10] ASPRONE D., CADONI E. UND PROTA A.: *Tensile High Strain-Rate Behavior of Reinforcing Steel from an Existing Bridge*. ACI Structural Journal, Vol. 106, No. 4:523–529, 2009.

- [11] BACHMANN J.: *Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung*. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe, 1993.
- [12] BALTAY P. und GJELSVIK A.: *Coefficient of Friction for Steel on Concrete at High Normal Stress*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 2, No. 1:46–49, 1990.
- [13] BANGASH M.Y.H.: *Shock, Impact and Explosion: Structural Analysis and Design*. Springer Verlag, Berlin, 2009.
- [14] BAUS R.: *Proposition de d'etermination des longueurs pratiques d'ancrage à partir des contraintes de rupture d'adhérence données par le beam test*. CEB Bulletin d'Information, No. 48:106–121, 1965.
- [15] BENTUR A., MINDESS S. UND BANTHIA N.: *The Fracture of Reinforced Concrete under Impact Loading*. Materials Research Society, Cement-Based Composites: Strain Rate Effects on Fracture, USA, Vol. 64:225–234, 1986.
- [16] BINDSEIL P. UND SCHMITT M.: *Betonstähle - vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart*. Verlag Bauwesen, Berlin, 2002.
- [17] BISCHOFF P.H. und PERRY S.H.: *Compressive Behaviour of Concrete at High Strain Rates*. Materials and Structures, Vol. 24:425–450, 1991.
- [18] BONY J., CLAUDE G. UND SORETZ S.: *Vergleich von Biegehaft- und Ausziehversuchen*. Betonstahl in Entwicklung, Vol. 58, 1975.
- [19] BRAML T.: *Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk*. Dissertation, Universität der Bundeswehr, München, 2010.
- [20] BRANDES K., LIMBERGER E., HERTER J. UND BERNER K.: *Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen. Zugversuche an Betonstahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit*. Forschungsbericht 129, Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin, 1986.
- [21] BRANDES K. UND LIMBERGER E.: *Zur Beeinflussung der Festigkeitskennwerte von Betonstahl durch die Dehngeschwindigkeit (Teil 1)*. Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Heft 4/1985:90–94, 1985.
- [22] BRANDES K. UND LIMBERGER E.: *Zur Beeinflussung der Festigkeitskennwerte von Betonstahl durch die Dehngeschwindigkeit (Teil 2)*. Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Heft 5/1985:128–133, 1985.
- [23] BRESLER B. UND PISTER K.S.: *Strength of Concrete under Combined Stresses*. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 55, No. 9:321–345, 1958.

- [24] CARPINTERI A.: *Mechanical damage and crack growth in concrete-Plastic Collapse to Brittle Fracture*. Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, Niederlande, 1986.
- [25] CHAO S., NAAMAN A.E. UND PARRA-MONTESINOS G.J.: *Bond Behavior of Reinforcing Bars in Tensile Strain-Hardening Fiber-Reinforced Cement Composites*. ACI Structural Journal, Vol. 106, No. 6:897–906, 2009.
- [26] CHENG Y.: *Bond between reinforcing bars and concrete under impact loading*. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 1992.
- [27] CHENG Y. UND MINDESS S.: *Bond Between Concrete and Steel Reinforcing Bars Under Impact Loading*. Brittle Matrix Composites 3, Proceedings, Seiten 184–192, 1991.
- [28] CHENG Y. UND MINDESS S.: *Effects of fibers on bond behavior under impact loading*. Fiber-Reinforced Cementitious Materials, MRS Proceedings, Vol. 211:139–148, 1991.
- [29] CHEN W. UND SALEEB A.F.: *Constitutive Equations for Engineering Materials, Volume 1: Elasticity and Modeling*. 2. Auflage, Elsevier Science Ltd, 1994, volume = , pages = .
- [30] CHEN W.W. UND SONG B.: *Split Hopkinson (Kolsky) Bar: Design, Testing and Applications*. Mechanical Engineering Series, Springer Verlag, Berlin, 2010.
- [31] CLAUDE G.: *Détermination des Caractéristiques d'Adhérence des Armatures ordinaires de gros diamètres*. CEB Bulletin d'Information, No. 118, 1979.
- [32] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON: *Concrete structures under impact and impulsive loading*. CEB Bulletin d'Information, Synthesis Report, Lausanne, Schweiz, No. 187, 1988.
- [33] COWELL W.L.: *Dynamic Tests on High Strength Steels*. Technical Report N-427, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Kalifornien, 1962.
- [34] COWELL W.L.: *Dynamic Tests of Concrete Reinforcing Steels*. Technical Report R394, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Kalifornien, 1965.
- [35] CRUM R.G.: *Tensile Impact Tests for Concrete Reinforcing Steel*. ACI Journal, Proceedings, Vol. 56, No. 1:59–61, 1959.
- [36] CURBACH M.: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. Dissertation und Heft 1 der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1987.
- [37] CURBACH M. UND EIBL J.: *Crack Velocity in Concrete*. Engineering Fracture Mechanics, England, Vol. 35, No. 1/2/3:321–326, 1990.
- [38] DARWIN D. UND GRAHAM E.K.: *Effect of deformation height and spacing on bond strenght of reinforcing bars*. ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 6:646–657, 1993.

- [39] DBV MERKBLATT: *Betondeckung und Bewehrung*. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V, 2002.
- [40] DEFENSE SPECIAL WEAPONS AGENCY: *DAHS CWE Manual*. Manual for the Design and analysis of hardened structures under conventional weapons effects, 1997.
- [41] DEHN F., HOLSCHMACHER K. UND WEISSE D.: *Self-Compacting Concrete (SCC) Time Development of the Material Properties and the Bond Behaviour*. Proceedings of the Second International Symposium on Self-Compacting Concrete, Tokyo, Seiten 507 – 516, 2001.
- [42] DELDOSSI A. M., MASSIMO S. UND PLIZZARI G. A.: *In tema di ancoraggi e di fessurazione longitudinale in elementi di calcestruzzo provvisti di armatura trasversale*. Studi e Ricerche, Mailand, Italien, Vol. 15:219–251, 1994.
- [43] DEPARTMENT OF DEFENCE: *Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions - UFC 3-340-02*. U.S. Army Corps of Engineers (HQUSACE), Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC) and Air Force Civil Engineer Support Agency, 2008.
- [44] DEPARTMENT OF ENERGY: *A Manual for the Prediction of Blast and Fragment Loading on Structures*. DOE/TIC-11268, Albuquerque Operations Office, Albuquerque, New Mexico, 1992.
- [45] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *Erläuterungen zur DIN 1045-1, 2. überarbeitete Auflage*. DAfStB, Beuth Verlag, Berlin, Heft 525, 2010.
- [46] DIN 1045-1: 2008-08: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [47] DIN 1045-2: 2008-08: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zur DIN EN 2006-1*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [48] DIN 1055-6: 2005-03: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 6: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [49] DIN 1055-9: 2003-08: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [50] DIN 488-1: ENTWURF 2006-11: *Betonstahl, Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [51] DIN 488-2: ENTWURF 2006-11: *Betonstahl, Teil 2: Betonstabstahl*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2006.



- [52] DIN 488-3: ENTWURF 2006-11: *Betonstahl, Teil 3: Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [53] DIN 488-4: ENTWURF 2006-11: *Betonstahl, Teil 4: Betonstahlmatten*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [54] DIN 488-5: ENTWURF 2006-11: *Betonstahl, Teil 5: Gitterträger*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [55] DIN 488-7: 1986-06: *Betonstahl, Teil 7: Nachweis der Schweißbeignung von Betonstahl; Durchführung und Bewertung der Prüfungen*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 1986.
- [56] DIN 488 TEIL 1 - 6: ENTWURF 2006-11; TEIL 7: 1986-06: *Betonstahl*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 1986 und 2006.
- [57] DIN 50145: 1975-05: *Prüfung metallischer Werkstoffe - Zugversuch*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 1975.
- [58] DIN EN 12390-3: 2009-07: *Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [59] DIN EN 12390-5: 2009-07: *Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [60] DIN EN 12390-6: 2009-10: *Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [61] DIN EN 1991-1-7: 2011-01: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [62] DIN EN 1992-1-1: 2011-01: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Teil 11: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [63] DIN EN 1998-1: 2004-12: *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [64] DIN FACHBERICHT 140: 2009-03: *Auslegung von Siloanlagen gegen Staubexplosionen*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [65] DITTRICH G., GEBBEKEN N., KEUSER M., MANGERIG I., ROMANI M. UND KRANZER C.: *Konstruktive Durchbildung*. 2. Workshop Bau-Protect, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, München, Nr. 06/4, Band 2, 2006.

- [66] DÖRR K. UND MEHLHORN G.: *Verbundverhalten von Betonrippenstählen unter Querdruck*. 5. Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben: Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens, Institut für Massivbau, Technische Hochschule Darmstadt, Bericht Nr. 39, 1979.
- [67] EIBL J., IDDA K. UND LUCERO-CIMAS H.-N.: *Verbundverhalten bei Querzug*. Schlußbericht zum Forschungsvorhaben, Universität Karlsruhe, Fraunhofer IRB Verlag, 1998.
- [68] EIBL J., KLEIN E. UND KOBLER G.: *Verhalten von Betonstrukturen bei harten Stößen, Teil 1: Betonverhalten bei hoher hydrodynamischer Beanspruchung*. DFG-Forschungsvorhaben Ei-114/13; Universität Karlsruhe, 1994.
- [69] EIBL S.J.: *Schockwellenbeanspruchung von Stahlbetonwänden durch Kontaktdetonationen*. Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 1995.
- [70] ELIGEHAUSEN R.: *Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, Heft 301, 1979.
- [71] ELIGEHAUSEN R., BIGAJ A.J. UND LETTOW, S.: *Optimierung der Oberflächengestalt von kaltgerippten Betonstählen im Hinblick auf die Verbesserung des Tragverhaltens im Beton: Teil 1: Rotationsversuche an beidseitig eingespannten Stahlbetonplatten, Teil 2: Stoßversuche an einfeldrigen Stahlbetonplatten*. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, Heft T 2906, 2000.
- [72] ELIGEHAUSEN R., KRELLER H. UND LANGER P.: *Untersuchungen zum Verbundverhalten gerippter Bewehrungsstäbe mit praxisüblicher Betondeckung*. IWB Mitteilungen, Universität Stuttgart, No. 1989/5, 1989.
- [73] ELIGEHAUSEN R., POPOV E.P. UND BERTERO V.V.: *Local Bond Stress–Slip Relationship of Deformed Bars under Generalized Excitations; Experimental Results and Analytical Model*. Report No. UCB/EERC/-83/23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, USA, 1983.
- [74] FARRA B. AND JACCOUD J-P.: *Bond behaviour, tension stiffening and crack prediction of high strength concrete*. Bond in Concrete: From Research to Practice, CEB-RTU International Conference, Riga Technical University, Seiten 9–1 – 9–10, 1992.
- [75] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB): *Fib Model Code 2010. Structural Concrete. Textbook on behaviour, design and performance*. fib Bulletin 51, Vol. 1, 2009.
- [76] FINGERLOOS F.: *Bauen im Bestand-Baustoffe: Beton und Betonstahl*. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. - Merkblatt, Berlin, 2008.
- [77] FISCHER A., KRAMP M., PRIETZ F. UND RÖSLER M.: *Stahlbeton nach DIN 1045-1*. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2003.

- [78] FOROUGHI-ASL A., DILMAGHANI S. AND FAMILI H.: *Bond strength of reinforcement steel in self-compacting concrete*. International Journal of Civil Engineering, Tehran, Iran, Vol. 6, No. 1:24–33, 2008.
- [79] FRANKE L.: *Einfluss der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen)*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Heft 268, 1976.
- [80] FUCHS M., KEUSER M., SCHULER H. UND THOMA K.: *Faserbeton unter hochdynamischer Einwirkung*. Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Vol. 102, No. 11:759–769, 2007.
- [81] FUCHS M.M.: *Stahlbetonbauteile nach außergewöhnlicher Einwirkung-Schadensquantifizierung und Instandsetzung*. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Universität der Bundeswehr München, Neubiberg, 2008.
- [82] FU H.C., ERKI M.A. UND SECKIN M.: *Review of Effects of Loading Rate on Reinforced Concrete*. Journal of Structural Engineering, Kalifornien, Vol. 117, No. 12:3660–3679, 1991.
- [83] GAMBAROVA P.G.: *Shear–Confinement Interaction at the Bar-to-Concrete-Interface*. Proceedings of the International Conference Bond in Concrete, Schottland, Seiten 82–96, 1982.
- [84] GAMBAROVA P.G. UND ROSATI G.P.: *Bond and splitting in bar pull-out: behavioural laws and concrete cover role*. Magazine of Concrete Research, Vol. 49, No. 179:99–110, 1997.
- [85] GÖDDE P.: *Rechnerische Untersuchungen zur Betonzugfestigkeit unter hoher Belastungsgeschwindigkeit*. Dissertation, Universität Dortmund, 1986.
- [86] GEBBEKEN N., KEUSER M., LINSE T. UND WENSAUER R.: *Betonstrukturen unter Explosion und Impakt*. Betonkalender 2012, Teil 1, Ernst & Sohn, Berlin, Seiten 199–278, 2012.
- [87] GEBBEKEN N. UND DÖGE T.: *Vom Explosionsszenario zur Bemessungslast*. Der Prüfenieur, Vol. 29:42–52, 2006.
- [88] GIURIANI E. UND PLIZZARI G.A.: *Legami locali dell’aderenza in presenza di fessure di splitting*. Studi e Ricerche, Mailand, Italien, Vol. 7:55–118, 1985.
- [89] GÜNTHER G.: *Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton unter monoton steigender, schwellender und lang andauernder Belastung*. Dissertation, Institut für Massivbau, Gesamthochschule Kassel, 1989.
- [90] GORIS A.: *Stahlbetonbau-Praxis nach DIN 1045 neu*. 3. Auflage, Bauwerk Verlag GmbH, Berlin, Band 1, 2008.

- [91] GOTO Y.: *Cracks formed in concrete around deformed tension bars*. ACI Journal, Proceedings, Vol. 68, No. 4:244–251, 1971.
- [92] GRAFF K.F.: *Wave Motion in Elastic Solids*. New Edition, Dover Publications, 1991.
- [93] GRÜBL P., WEIGLER H. UND SIEGHART K.: *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2001.
- [94] GREULICH S.: *Zur numerischen Simulation von Stahlbeton- und Faserbetonstrukturen unter Detonationsbeanspruchung*. Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau 04/4, Universität der Bundeswehr München, 2004.
- [95] GUO Z. UND WANG C.: *Experimentelle Untersuchungen der Bruchkriterien von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung*. Fakultät für Bauingenieurwesen, Tsinghua University, China, 1990.
- [96] HAN N.: *Time Dependent Behaviour of High Strength Concrete*. Dissertation, Delft University of Technology, Niederlande, 1996.
- [97] HANSEN R.J UND LIEPINS A.A.: *Behavior of bond Under Dynamic Loading*. ACI Journal Proceedings, Vol. 59, No. 1:563–584, 1962.
- [98] HARAJLI M., HAMAD B. und KARAM K.: *Bond-Slip Response of Reinforcing Bars Embedded in Plain and Fiber Concrete*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 14, No. 6:503–511, 2002.
- [99] HARTMANN T.: *Zur mesomechanischen Modellierung von Beton und ihrer Anwendung zur makromechanischen Modellbildung*. Dissertation, Universität der Bundeswehr, München, 2009.
- [100] HERRMANN N.: *Experimentelle Erfassung des Betonverhaltens unter Schockwellen*. Dissertation, Universität Fridericiana, Karlsruhe, 2002.
- [101] HJORTH O.: *Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. Dissertation TU Braunschweig, 1976.
- [102] HÖLZENBEIN H. UND SORETZ S.: *Beitrag zur Profilgestaltung von Betonrippenstählen*. Betonstahl in Entwicklung, Vol. 63, 1977.
- [103] HOHBERG R.: *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*. Dissertation, Technischen Universität Berlin, 2004.
- [104] HOLSCHEMACHER K., DEHN F. UND WEISSE D.: *Untersuchungen zum Verbundverhalten von selbstverdichtendem Beton und Bewehrungsstahl unter Ermüdungsbeanspruchung*. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben V 407 vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Leipzig, 2004.

- [105] HUNKELER F., MÜHLAN B. UND UNGRICHT H.: *Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion*. Forschungsauftrag AGB2002/015 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), Wildegg, Schweiz, 2006.
- [106] ICHINOSE T., KANAYAMA Y., INOUE Y. UND BOLANDER JR. J.E.: *Size effect on bond strength of deformed bars*. Construction and Building Materials, Vol. 18, No. 7:549–558, 2004.
- [107] IDDA K.: *Verbundverhalten von Betonrippenstählen bei Querkzug*. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe, Heft 34, 1999.
- [108] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB): *Bond of reinforcement in concrete*. State-of-art Report, Bulletin No. 10., Lausanne, Schweiz, 2000.
- [109] JENSEN J.J.: *Ductility of High Strength Concrete at High Rate Loading*. Symposium on Utilization of High Strength Concrete / High Performance Concrete, Lillehammer, Norwegen, 1993.
- [110] JIRSA J.O., BREEN J.E., LUKE J.J. UND HAMAD B.S.: *Effect of Casting Position on Bond*. Proceedings of the International Conference Bond in Concrete, Schottland, Seiten 300–307, 1982.
- [111] JUNGWIRTH D.: *Auffinden, Beurteilung und Folgen geschädigter Bewehrung bei zu erhaltenden Bauwerken*. Fortschritte Im Konstruktiven Ingenieurbau, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Seiten 97–109, 1984.
- [112] KEENAN W.A. UND FELDMAN A.: *The Yield Strength of Intermediate Grade Reinforcing Bars under Rapid Loading*. Behavior and Design of Deep Structural Members, Part 6: Technical Report AFSWC-TR-59-72, Research Directorate, Air Force Special Weapons Center, Kirtland Air Force Base, New Mexiko, 1960.
- [113] KEUSER M.: *Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetonkonstruktionen*. Dissertation, VDI-Fortschrittsberichte, Reihe 4, VDI-Verlag, Düsseldorf, 1985.
- [114] KEUSER M.: *Massivbau I - III*. Vorlesungsskript, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau - Massivbau, Universität der Bundeswehr, Neubiberg, 2009.
- [115] KEUSER M. UND WENSAUER R.: *Schutzbauten auf der Basis von Stahlbeton - die Bedeutung des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton für das Tragverhalten*. 4. Workshop Bau-Protect, Fraunhofer Verlag, Stuttgart, 2010.
- [116] KINNEY G.F. und GRAHAM K.J.: *Explosive Shocks in Air*. 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1985.

- [117] KÖNIG G. UND GRIMM R.: *Hochleistungsbeton*. Beton-Kalender, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Vol. 2, 1996.
- [118] KÖNIG G. UND TUE N.: *Grundlagen des Stahlbetonbaus, Einführung in die Bemessung nach Eurocode 2*. Teubner Verlag, Stuttgart - Leipzig, 1998.
- [119] KOKUBU M. UND OKAMURA H.: *Influence of surface configurations of reinforcement on bond between concrete and reinforcement*. Composite Materials & Structures, Vol. 3, No. 4:1–6, 1974.
- [120] KRASS J., RUPP G. UND MITRANSKY B.: *Grundlagen der Bautechnik*. 1. Auflage, Vieweg + Teubner Verlag, Wiesbaden, 2009.
- [121] KRAUSE K.: *Über den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf den Elastizitätsmodul des Mörtels und des Betons*. Dissertation, Technische Hochschule Aachen, 1973.
- [122] KÖRMELING H.A., ZIELINSKI A.J. UND REINHARDT H.W.: *Experiments on Concrete under Single and Repeated Uniaxial Impact Tensile Loading*. Report 5-80-3, Delft University of Technology, Niederlande, 1980.
- [123] KUPFER H.: *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Heft 229, 1973.
- [124] KUPFER H. UND HILSDORF H.K.: *Behavior of Concrete under Biaxial Stresses*. ACI Journal, Vol. 66:656–665, 1969.
- [125] KUSTERMAN A.: *Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Beton*. Dissertation, Universität der Bundeswehr, München, 2005.
- [126] LANDMANN F.: *Dokumentation der Parameteruntersuchungen des Schädigungsverhaltens von Stahlbetonplatten unter Kontaktdetonation*. Wehrtechnische Dienststelle für Schutz- und Sondertechnik WTD 52, Oberjettenberg, 2001.
- [127] LANDMANN F., GREULICH S., KEUSER M., MANGERIG I., MAYRHOFER CH. UND SCHULER H.: *Flächentragwerke aus Beton und Stahlbeton unter hochdynamischen Lasten*. 2. Workshop Bau-Protect, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, München, Nr. 06/4, Band 2, 2006.
- [128] LARCHER M.: *Numerische Simulation von Schockwellenbeanspruchungen mit Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens*. 47. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, 2006.
- [129] LARRARD F., SCHALLER I. UND FUCHS J.: *Effect of Bar Diameter on the Bond Strength of Passive Reinforcement in High-Strength Concrete*. ACI Materials Journal, Vol. 90, No. 4:333–339, 1993.

- [130] LEE J.H.S.: *The Detonation Phenomenon*. Cambridge University Press, 2008.
- [131] LINDHOLM U.S. UND BESSEY R.L.: *A Survey of Rate Dependent Strength Properties of Metals*. Technical Report, AFML-TR-69-119, Air Force Materials Laboratory, 1969.
- [132] LINDORF A.: *Woher kommen die Bemessungswerte der Verbundspannung?* Beton- und Stahlbetonbau 105, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Heft 1/2010:53–59, 2010.
- [133] LIU Y. UND WYERS R.E.: *Time to cracking for chloride-induced corrosion in reinforced concrete*. Corrosion of reinforcement in concrete construction, Eds.: C.L. Page, P.B. Bamforth and J.W. Figg, The Royal Society of Chemistry, Cambridge, UK, Seiten 176–188, 1998.
- [134] LOC T.S. UND ZHAO P.J.: *Impact Response of Steel Fiber-Reinforced Concrete using a Split Hopkinson Pressure Bar*. Journal of Materials in Civil Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 16, No. 1:54–59, 2004.
- [135] LOHMEYER G.C.O., EBELING K. UND BERGMANN H.: *Stahlbetonbau: Bemessung - Konstruktion - Ausführung*. 8. Auflage, Vieweg + Teubner Verlag, Wiesbaden, 2010.
- [136] LOHRMANN G.: *Faserbeton unter hohen Dehngeschwindigkeiten; Dissertation*. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe, 1998.
- [137] LOK T.S. UND ZHAO P.J.: *Impact Response of SFRC using a Split-Hopkinson-Pressure-Bar*. Journal of Materials in Civil Engineering, Seiten 54–59, 2004.
- [138] LUNDGREN K.: *Steel-Encased Pull-Out Tests Subjected to Reversed Cyclic Loading*. Report 98:9, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, Schweden, 1998.
- [139] LUTZ L.A.: *Information on the bond of deformed bars from special pull-out tests*. ACI Journal Proceedings, Vol. 67, No. 11:885–887, 1970.
- [140] MAINSTONE R.J.: *Properties of materials at high rates of straining or loading. State of the art report on Impact loading of structures*. matériaux et construction, Vol. 8, No. 44:102–115, 1975.
- [141] MAINZ J. UND STÖCKL S.: *Einfluß der Probekörperform auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen - Finite-Element-Berechnungen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Heft 426, 1992.
- [142] MALÁRICS V.: *Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch bei festen und hochfesten Betonen*. Dissertation, Universität Karlsruhe, 2010.
- [143] MALVAR L.J.: *Confinement Stress Dependent Bond Behaviour, Part I: Experimental Investigations*. Proceedings of the International Conference Bond in Concrete - From Research to Practice, Riga, 1992.

- [144] MALVAR L.J.: *Review of Static and Dynamic Properties of Steel reinforcing bars*. ACI Materials Journal, Vol. 95, No. 5:609–616, 1998.
- [145] MALVAR L.J. UND CRAWFORD J.E.: *Dynamic Increase factor for steel reinforcing bars*. Twenty-Eighth DDESB Seminar, Orlando, Florida, 1998.
- [146] MANGERIG I. UND HILLER E.: *Bestimmung der Resttragfähigkeit von vorbelasteten Stahlbetonplatten - Teil I: Versuche*. Untersuchungsbericht, Universität der Bundeswehr München, Neubiberg, 2002.
- [147] MANGERIG I., ZAPFE O. UND ROMEN N.: *Verbindungsmittel und Anschlusskonstruktionen*. 2. Workshop Bau-Protect, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, München, Nr. 06/4, Band 2, 2006.
- [148] MARTIN H.: *Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, Heft 228, 1973.
- [149] MARTIN H. UND NOAKOWSKI P.: *Verbundverhalten von Betonstählen. Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Heft 319, 1981.
- [150] MAYER U.: *Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2001.
- [151] MAYRHOFER C.: *Grundlagen zu den Methoden der dynamischen Grenztragfähigkeitsberechnung bei terroristischen Ereignissen*. 2. Workshop Bau-Protect, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, München, Nr. 06/4, Band 2, 2006.
- [152] MAYS G.C. UND SMITH P.D.: *Blast Effects on Buildings*. Thomas Telford Ltd, 1995.
- [153] MEICHSNER H. UND ROHR-SUCHALLA K.: *Risse in Beton und Mauerwerk - Ursachen, Sarnierung, Rechtsfragen*. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2008.
- [154] MEYERS M.A.: *Dynamic Behavior of Materials*. Wiley-Interscience, New York, 1994.
- [155] MINDESS S., BANTHIA N., RITTER A. UND SKALNY J.: *Crack Development in Cementitious Materials under Impact Loading*. Materials Research Society, Cement-Based Composites: Strain Rate Effects on Fracture, USA, Vol. 64:217–224, 1986.
- [156] MIRZA S.A. UND MACGREGOR J.G.: *Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars*. American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, New York, Vol. 105, No. ST5:921–937, 1979.
- [157] MURIA VILA D. UND HAMELIN P.: *Comportement au choc des béton et mortiers a matrices hydraulique*. Combining Materials: Design, Production and Properties, Chapman and Hall, London, England, Seiten 725–732, 1987.



- [158] NAGATOMO K. UND KAKU T.: *Bond behaviour of deformed bars under lateral compressive and tensile stress*. Bond in Concrete - From Research to Practice, Proceedings, Riga Technical University, Vol. 1:69–78, 1992.
- [159] NATIONAL INSTRUMENTS: *DIAdem - Manuals*. , 2008.
- [160] NEVILLE A.M.: *Properties of Concrete*. 4. Auflage, Longman Scientific & Technical, London, Großbritannien, 1996.
- [161] NILSSON L.: *Impact Loading on Concrete Structures*. Chalmers University of Technology, Gothenburg, Schweden, 1979.
- [162] NOAKOWSKI P.: *Einfluß der Profilierung und des Betons auf die Verbundqualität von Stahl in Beton*. Aus unseren Forschungsarbeiten III, Technische Hochschule München, Seiten 89–91, 1973.
- [163] NOAKOWSKI P.: *Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Heft 296, 1978.
- [164] NOAKOWSKI P., MARTIN H. UND REHM G.: *Einfluß der Profilierung und des Betons auf die Verbundqualität von Stahl in Beton*. Technische Hochschule München, Report No. 2203, 1970.
- [165] OPITZ H.: *Ein Beitrag zum Festigkeitsverhalten des Betons bei mehrachsiger Beanspruchung*. Dissertation, Technische Universität Dresden, 1969.
- [166] ORTLEPP S.: *Zur Beurteilung der Festigkeitssteigerung von hochfestem Beton unter hohen Dehngeschwindigkeiten*. Dissertation, Technischen Universität Dresden, 2006.
- [167] ÖTES A.: *Die neue Erdbebennorm DIN 4149*. 20. Fortbildungsseminar Tragwerksplanung, Vereinigung der Prüfungenieure für Baustatik in Hessen e.V., Friedberg, 2006.
- [168] OTTOSEN N.S.: *A Failure Criterion for Concrete*. Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 103, No. 4:527–535, 1977.
- [169] PASCHEN H., STEINERT J. UND HJORT O.: *Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung*. Forschungsbericht der Lehrstuhls für Baukonstruktion und Vorfertigung, Braunschweig, 1994.
- [170] PFISTER T.R.: *Ein Ermüdungsschädigungsmodell für Zuverlässigkeitsanalysen von Stahlbetontragwerken*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2007.
- [171] POPOV E.P.: *Bond and Anchorage of Reinforcing Bars under Cyclic Loading*. ACI Journal, Proceedings, Vol. 81, No. 4:340–349, 1984.

- [172] PROBST P. UND STÖCKL S.: *Kriechen und Rückkriechen von Beton nach langer Lasteinwirkung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Heft 295:29–66, 1978.
- [173] PURAINER R.: *Last- und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter zweiaxialer Zugbeanspruchung*. Dissertation, Universität der Bundeswehr, München, 2005.
- [174] RABBAT B.G. und RUSSELL H.G.: *Friction Coefficient of Steel on Concrete or Grout*. Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 3:505–515, 1985.
- [175] RAMM E., WALL W.A., BLETZINGER K.-U. UND BISCHOFF M.: *Failure and Post-Failure Analysis for Extreme Loads*. Proceedings of the 5th International Conference on Computation of Shell and Spatial Structures, Salzburg, Österreich, 2005.
- [176] RAUPACH M. UND LEISSNER, J.: *Einfluss der Rippengeometrie auf das Verbundverhalten von Betonstählen*. Betonwerk und Fertigteil-Technik, Vol. 68, No. 4:22–28, 2002.
- [177] RÜDIGER L.: *Tragverhalten von Stahlbetonplatten unter Berücksichtigung der Steifigkeitsänderung im gerissenen Zustand*. Dissertation, Universität der Bundeswehr, München, 2008.
- [178] REGAZZONI G., UND MONTHEILLET F.: *High Strain Rate Ductility in Uniaxial Tension - a Review*. DYMAT 85 - 1st International Conference on Mechanical and Physical Behaviour of Materials under Dynamic Loading, Journal de Physique, Paris, Frankreich, Vol. 46, No. C5, 1985.
- [179] REHM G.: *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Heft 138, 1961.
- [180] REHM G.: *Zur Frage der Prüfung und Bewertung des Verbundes zwischen Stahl und Beton von Betonrippenstählen*. Forschungsbeiträge für die Baupraxis: Karl Kordina zum 60. Geburtstag gewidmet, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Seiten 101–114, 1979.
- [181] REHM G. UND ELIGEHAUSEN R.: *Verbundverhalten gerippter Betonstähle mit kurzer Einbettungslänge bei nicht ruhender Belastung*. IRB Verlag, Stuttgart, 1975.
- [182] REHM G. UND ELIGEHAUSEN R.: *Einfluss einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstählen*. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 6:295–299, 1977.
- [183] REIMANN H.: *Kritische Spannungszustände des Betons bei mehrachsiger, ruhender Kurzzeitbelastung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Heft 175, 1965.
- [184] REMMEL G.: *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Heft 444, 1994.

- [185] RICE J. R.: *A Path Independent Integral and the Approximate Analysis of Strain Concentration by Notches and Cracks*. Journal of Applied Mechanics, Vol. 35:379–386, 1968.
- [186] RICHART F.E., BRANDTZAEG A. UND BROWN R.L.: *A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses*. Bulletin No. 185, University of Illinois, USA, 1928.
- [187] RIEDEL W.: *Beton unter hochdynamischen Lasten. Meso- und makromechanische Modelle und ihre Parameter*. Fraunhofer Institut für Kurzzeitdynamik, Ernst-Mach-Institut, EMI-Bericht 6/00, 2000.
- [188] RILEM: *Technical recommendations for the testing and use of construction materials*. E & FN Spon, London, 1994.
- [189] ROMANI M. UND RICHTER R.: *Bauliche Reduktion der Wirkung von Beanspruchungen durch Blast und nachträgliche Bauteilverstärkung*. 2. Workshop Bau-Protect, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, München, Nr. 06/4, Band 2, 2006.
- [190] ROSS C.A., JEROME D.M., TEDESCO J.W. UND HUGHES M.L.: *Moisture and strain rate effect on concrete strength*. ACI Materials Journal, Vol. 93 No. 3:293–300, 1996.
- [191] ROSS C.A., TEDESCO J.W. UND KUENNEN S.T.: *Effects of Strain Rate on Concrete Strength*. ACI Materials Journal, Vol. 92, No. 1:37–47, 1995.
- [192] ROSSI P.: *A physical phenomenon, which can explain the mechanical behaviour of concrete under high strain rates*. Material and Structures, Vol. 24 No. 3:422–424, 1991.
- [193] RUIZ M.F., MUTTONI A. UND GAMBAROVA P.G.: *Analytical Modelling of the Pre- and Postyield Behavior of Bond in Reinforced Concrete*. ASCE Journal of Structural Engineering, Springer Verlag, Berlin, Vol. 133, No. 10:1364–1372, 2007.
- [194] RUSSWURM D. UND MARTIN H.: *Betonstähle für den Stahlbetonbau - Eigenschaften und Verwendung*. Bauverlag, Wiesbaden, 1993.
- [195] SARGIN M.: *Stress-strain relationship for concrete and the analysis of structural concrete sections*. Studies Series No. 4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada, 1971.
- [196] SCHENKEL M.: *Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung*. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1998.
- [197] SCHICKERT G. UND WINKLER H.: *Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Heft 277, 1977.
- [198] SCHMIDT-THRÖ G.: *Verbundverhalten von Rippenstählen im Beton unter besonderer Berücksichtigung einer einachsigen Querpressung*. Dissertation, Technische Universität München, 1987.

- [199] SCHMIDT-THRÖ G., STÖCKL S. UND KUPFER H.: *Einfluß der Probekörperform und der Messpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, Heft 378, 1986.
- [200] SCHMIDT-THRÖ G., STÖCKL S. UND KUPFER H.: *Einfluß einer einachsigen Querpressung und der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten von Rippenstählen im Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, Heft 389:99–174, 1988.
- [201] SCHMIDT-THRÖ G., STÖCKL S. UND KUPFER H.: *Verankerung der Bewehrung am Endauflager bei einachsiger Querpressung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, Heft 389:11–98, 1988.
- [202] SCHULER H.: *Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Schädigung von stoßbeanspruchtem Beton*. Forschungsergebnisse aus der Kurzzeitdynamik - Fraunhofer Institut für Kurzzeitdynamik, Ernst-Mach-Institut, Freiburg, 2004.
- [203] SCHULER H. UND HANSSON H.: *Fracture behavior of high Performance concrete (HPC) investigated with a Hopkinson-Bar*. Journal de Physique IV, Frankreich, Vol. 134:1145–1151, 2006.
- [204] SEABOLD J.: *Dynamic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams - Part III*. Technical Report R695, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Kalifornien, 1970.
- [205] SHAH I.K. UND HANSEN R.J.: *Behavior of bond Under Dynamic Loading*. Massachusetts Institut of Technology, Cambridge, USA, 1963.
- [206] SHIMA H.: *Local bond stress-slip relationship of corroded steel bars embedded in concrete*. Proceeding of the 3rd international symposium on bond in concrete - from research to standards, Budapest, Ungarn, Seiten 153–158, 2002.
- [207] SHIRAI K., ITO CH. UND ONUMA H.: *Numerical studies of impact on reinforced concrete beam of hard missile*. Nuclear Engineering and Design, Elsevier Science, Vol. 150:483–489, 1994.
- [208] SIESS C.P.: *Behavior of High Strength Deformed Reinforcing Bars Under Rapid Loading*. Report to the Committee of Concrete Reinforcing Bar Producers of the American Iron and Steel Institute, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, Illinois, 1962.
- [209] SOLOMOS G. UND BERRA M.: *Compressive behaviour of plain concrete at higher strain rates*. Journal of the Mechanical Behavior of Materials, Vol. 16, No. 1-2:113–121, 2005.
- [210] SOLOMOS G. UND BERRA M.: *Rebar pullout testing under dynamic Hopkinson bar induced impulsive loading*. Materials and Structures, Vol. 43:247–260, 2010.

- [211] SOMASKANTHAN N.: *Investigation of the Dynamic Fracture Behavior of Concrete*. Dissertation, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1989.
- [212] SORETZ S. UND HÖLZENBEIN H.: *Einfluss der Rippenabmessungen von Betonbewehrungsstäben auf den Verbund und die Biegefähigkeit*. Betonstahl in Entwicklung, Vol. 69, 1980.
- [213] SOROUSHIAN P. UND CHOI K.-B.: *Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete*. ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 2:217–222, 1989.
- [214] SPAETHE G.: *Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen*. Zweite Auflage, Springer-Verlag, Wien, New York, 1992.
- [215] SPECHT M. UND GÖRICKE M.: *Die Zugfestigkeit des Betons bei erhöhter Belastungsgeschwindigkeit und ihre gegenwärtig mögliche Berücksichtigung*. Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Vol. 91, No. 9 und 10:213–217 und 250–252, 1996.
- [216] SPECK K.: *Beton unter mehraxialer Beanspruchung - Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung*. Dissertation, Technische Universität Dresden, 2007.
- [217] STEINERT J., CAKIROGLU Y., PAULMANN K. UND WEBER V.: *Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonplatten und Stahlbetonbalken bei Impuls- und Kurzzeitbeanspruchung*. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1978.
- [218] TASSIOS T.P.: *Properties of Bond Between Concrete and Steel Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions*. CEB Bulletin d'Information, Proceedings AICAP-CEB Symposium, Rom, Italien, No. 131:67–122, 1979.
- [219] TEPFERS R.: *Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars*. Magazine of Concrete Research, London, England, Vol. 31, No. 106:3–12, 1979.
- [220] TREJO D. UND MONTEIRO P.J.M.: *Development of Steels for Improved Performance in Reinforced Concrete*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol 9., No. 1:1–4, 1997.
- [221] TURK K., CALISKAN S. UND YILDIRIM, M.S.: *Influence of loading condition and reinforcement size on the concrete/reinforcement bond strength*. Structural Engineering and Mechanics, Vol. 19, No. 3:337–346, 2005.
- [222] UIJL DEN J.A. UND BIGAJ A.J.: *A Bond Model for Ribbed Bars based on Concrete Confinement*. HERON, Vol. 41, No. 3:206–226, 1996.
- [223] ULAGA T.: *Betonbauteile mit Stab- und Lamellenbewehrung: Verbund- und Zuggliedmodellierung*. Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2003.
- [224] VIWATHANATEPA S., POPOV E. P., AND BERTERO V. V.: *Effects of generalized loadings on bond of reinforcing bars embedded in confined concrete blocks*. Rep. No. UCB/EERC-79/22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 1979.

- [225] VOLLMER P.: *Experimentelle Untersuchungen zum Verbund in Stahlbeton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. Masterarbeit, Universität der Bundeswehr, München, 2011.
- [226] VOS E.: *Influence of Loading Rate and radial pressure on Bond in Reinforced Concrete*. Dissertation, Delft University, Delft, Niederlande, 1983.
- [227] VOS E. und REINHARDT H.W.: *Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strands*. Materials and Structures, Vol. 15, No. 85:3–10, 1982.
- [228] VOS E. und REINHARDT H.W.: *Influence of Loading Rate on Bond in Reinforced Concrete*. RILEM-CEB-IABSE-IASS-Interational Symposium. Concrete Structures under Impact an Impulsive Loading, BAM, Berlin, 1982.
- [229] VOS E. und REINHARDT H.W.: *Bond resistance of deformed bars, plain bars and strands under impact loading*. Stevinreport 5-80-6, Delft, Niederlande, 1983.
- [230] WANG H.: *An analytical study of bond strength associated with splitting of concrete cover*. Engineering Structures, Vol. 31, No. 4:968–975, 2009.
- [231] WANG P.T., SHAH S. UND NAAMAN A.E.: *High Strength Concrete in Ultimate Strength Design*. American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, New York, Vol. 104, No. ST11:1761–1773, 1978.
- [232] WATSTEIN D.: *Effect of straining rate on the compressive strength and elastic properties of concrete*. Journal of American Concrete Institute, Vol. 49, No. 8:729–744, 1953.
- [233] WEATHERSBY J.H.: *Investigation of Bond Slip between Concrete and Steel Reinforcement under Dynamic Loading Conditions*. Dissertation, Department of Cical and Environmental Engineering, Louisiana State University, 2003.
- [234] WEERHEIJM J.: *Concrete under Impact Tensile Loading and Lateral Compression*. Dissertation, Delft University of Technology, Niederlande, 1992.
- [235] WILLAM K.J. UND WARNKE E.P.: *Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete*. IABSE Proceedings, Vol. 19:1–30, 1975.
- [236] WITTMANN F.H.: *Interaction of Hardened Cement Paste and Water*. Journal of the American Ceramic Society, Vol. 56, No. 8:409–415, 1972.
- [237] WOOD D.S.: *Rapid Loading Tests on Three Grades of Reinforcing Steel*. Contract Report R-56-5 under Contract N0y-90922, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Kalifornien, 1956.
- [238] WOOD P.K.C. UND SCHLEY C.A.: *Strain Rate Testing of Metallic Materials and Their Modelling for Use in Cae Based Automotive Crash Simulation Tools (Recommendations and Procedures)*. Smithers Rapra Press, 2009.

- [239] ZENTGRAF P.: *Dehnungsmessstreifen*. Praktikumsskript; Hochschule Rosenheim, online zugegriffen am 21.09.2011.
- [240] ZHOU Y.: *Über das Festigkeitsverhalten verschiedener Werkstoffe - Unter besonderer Berücksichtigung des Verhaltens von Beton*. Berichte aus dem Bauwesen, Shaker Verlag, Aachen, 1995.
- [241] ZIELINSKI A.J.: *Fracture of Concrete and Mortar under Uniaxial Impact Tensile Loading*. Dissertation, Delft University of Technology, Niederlande, 1982.
- [242] ZILCH K., NIEDERMEIER R. UND HAAS A.: *Verbundverhalten und Rissbreitenbeschränkung unter Querkzug*. Bauforschung T3202, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2008.
- [243] ZILCH K. UND SCHIESSL A.: *Experimentelle Untersuchung zur Rissverzahnung und zum Verbundverhalten von Bauteilen aus Selbstverdichtendem Beton*. Abschlußbericht zum DAfStb-Forschungsvorhaben V 399, München, 2001.
- [244] ZILCH K. UND ZEHETMAIER G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer Verlag, Berlin, 1. Auflage, 2006.
- [245] ZUKAS J.A.: *High Velocity Impact Dynamics*. John Wiley & Sons, New York, 1990.





# Abbildungsverzeichnis

2.1	<i>Einordnung von Einwirkungen anhand der Belastungsgeschwindigkeit . . . . .</i>	10
2.2	<i>verschiedene elastische Wellengeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit . . . . .</i>	12
2.3	<i>Druckwellenreflexion im Beton an einer freien Fläche nach EIBL 1995 [69] . . .</i>	14
2.4	<i>Entstehung einer Schockwelle mit dem idealisierten Druck-Zeit-Verlauf an einer Bauteiloberfläche . . . . .</i>	15
2.5	<i>Spitzendruck <math>p_{so}</math> und Dauer der Überdruckphase <math>t_p</math> in Abhängigkeit vom skalierten Abstand <math>z</math> . . . . .</i>	17
2.6	<i>lokale Schädigungen bei Impakteinwirkungen in Anlehnung an HERRMANN 2002 [100] . . . . .</i>	18
3.1	<i>Druckfestigkeitsversuch an Betonproben: a) Kraftverlauf im Beton auf Meso-Ebene, b) exemplarische Spannungs-Verzerrungs-Beziehung und c) Bruchbilder beim Betonversagen nach ZILCH &amp; ZEHETMAIER 2006 [244] . . . . .</i>	24
3.2	<i>Zusammenhang zwischen Betonzug- und Druckfestigkeit . . . . .</i>	27
3.3	<i>ebene Versagensfläche von Beton nach a) KUPFER 1973 [123] und b) OPITZ 1969 [165], SCHICKERT &amp; WINKLER 1977 [197] und KUPFER 1973 [123] . . . . .</i>	29
3.4	<i>Mehrachsiges Werkstoffverhalten von Beton: a) dreidimensionale Versagensfläche nach ZILCH &amp; ZEHETMAIER 2006 [244] und b) dreiachsiges Versuchsergebnisse nach CHEN &amp; SALEEB 1994 [29] . . . . .</i>	30
3.5	<i>Versuchsergebnisse zur Druckfestigkeitssteigerung von Beton in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math> nach BISCHOFF &amp; PERRY 1991 [17] . . . . .</i>	33
3.6	<i>Versuchsergebnisse zur Steigerung des E-Moduls von Beton in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math> . . . . .</i>	35
3.7	<i>Zusammenfassung der Versuchsergebnisse zur Zugfestigkeitssteigerung von Beton in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math> von verschiedenen Autoren . . . . .</i>	36
3.8	<i>Rippengeometrie und -anordnung von verschiedenen Betonstählen nach DIN 488 [56] . . . . .</i>	40
3.9	<i>Spannungs-Verzerrungs-Diagramm von Betonstahl nach ULAGA 2003 [223]: a) naturharter Stahl, b) kaltverformter Stahl . . . . .</i>	41
3.10	<i>Spannungs-Verzerrungs-Linie nach DIN 1045-1 [46]: a) zur Schnittgrößenermittlung, b) zur Querschnittsbemessung . . . . .</i>	42

3.11	<i>Dynamic increase factor (DIF) für die Fließgrenze <math>f_y</math> in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math> nach KEENAN &amp; FELDMAN 1960 [112]</i>	46
3.12	<i>Steigerungsfaktor für a) die Fließgrenze <math>f_y</math> und b) die Zugfestigkeit <math>f_t</math> in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math> nach den Gleichungen (3.23) bis (3.25)</i>	47
3.13	<i>Vergleich der Ansätze verschiedener Autoren zur Beschreibung der Fließgrenze <math>f_y</math> von Bewehrungsstahl in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math></i>	50
3.14	<i>Spannungs-Verzerrungs-Diagramm für BSt 420/500 RK und RU bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten nach BRANDES &amp; LIMBERGER 1985 [21]</i>	52
3.15	<i>Ursachen der Festigkeitssteigerung bei hohen Verzerrungsraten für Normalbeton nach CURBACH 1987 [36]</i>	54
3.16	<i>Darstellung der Spannungsverteilung die bei statischer bzw. dynamischer Belastung zum Probenversagen führt</i>	56
3.17	<i>Ansatz zur Beschreibung der Einflussfaktoren auf die Zugfestigkeitssteigerung bei hochfesten Betonen</i>	58
4.1	<i>Verbundmechanismen in Abhängigkeit von Verbundspannung <math>\tau</math> und Relativverschiebung <math>s</math> nach ZILCH &amp; ZEHETMAIER 2006 [244] und RUSSWURM &amp; MARTIN 1993 [194]</i>	61
4.2	<i>Räumlicher Spannungszustand beim Scherverbund nach ZILCH &amp; ZEHETMAIER 2006 [244] und Schnitt A-A durch den Zugring</i>	62
4.3	<i>Gleichgewicht am Stabdifferential</i>	64
4.4	<i>Einfluss des Bewehrungsdurchmessers <math>d_s</math> auf die statische Verbundfestigkeit</i>	68
4.5	<i>Definition der Parameter zur Beschreibung der Rippengeometrie</i>	70
4.6	<i>Versuchsergebnisse von a) NOAKOWSKI, MARTIN &amp; REHM 1970 [164] und b) MARTIN &amp; NOAKOWSKI 1981 [149]</i>	72
4.7	<i>Ringzugspannungen im Beton in Abhängigkeit von der Betondeckung <math>c</math>: a) qualitative Spannungsverteilung und b) in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche <math>f_R</math> nach MARTIN 1973 [148]</i>	73
4.8	<i>Einfluss der Betonierrichtung und der Lage der Bewehrung auf die Porenbildung im Beton</i>	75
4.9	<i>Einfluss der Lage der Bewehrung auf den Verbund bezogen auf a) die Betonier- richtung und b) auf die Lage im Bauteil nach MARTIN &amp; NOAKOWSKI 1981 [149]</i>	76
4.10	<i>Einfluss der Betondruckfestigkeit <math>f_c</math> auf die Verbundspannung <math>\tau</math> a) nach FIB MO- DEL CODE 2010 [75] und b) nach LINDORF 2010 [132]</i>	77
4.11	<i>Einfluss der Druckfestigkeit auf die Bruchverschiebung <math>\delta_{Bruch}</math> nach NOAKOWSKI 1973 [162]</i>	78
4.12	<i>Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundfestigkeit; a) Versuchsergebnisse und b) theoretische Betrachtung nach MARTIN &amp; NOAKOWSKI 1981 [149]</i>	80
4.13	<i>Einfluss von Querkzug auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach NAGA- TOMO &amp; KAKU 1992 [158]</i>	82

4.14	<i>Einfluss von Querdruck auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach a) SCHMIDT-THRÖ 1987 [198] und b) MALVAR 1992 [143]</i> . . . . .	83
4.15	<i>Einfluss von Längsrissen auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach GAMBAROVA 1982 [83]</i> . . . . .	85
4.16	<i>Versuchsergebnisse nach IDDA 1999 [107]</i> . . . . .	87
4.17	<i>Einfluss a) des Stahldurchmessers <math>d_s</math> und b) der Betondruckfestigkeitsklasse auf die Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Rissbreite <math>w_0</math> nach IDDA 1999 [107]</i>	89
4.18	<i>Vergleich von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aus Versuchen mit den Ergebnissen nach Gleichung (4.13) nach IDDA 1999 [107]</i> . . . . .	90
4.19	<i>durch Gleichung (4.14) beschriebene Fläche im Raum</i> . . . . .	91
4.20	<i>Vergleich der theoretischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Gleichung (4.14) mit a) verschiedenen Versuchsergebnissen und b) der <math>\tau - \delta</math> Beziehung nach FIB MODEL CODE 2010 [75]</i> . . . . .	92
4.21	<i>schematische Versuchskörpergeometrie nach HANSEN &amp; LIEPINS 1962 [97]</i> . . . . .	97
4.22	<i>Versuchsergebnisse bei unterschiedlichen a) Betondruckfestigkeiten <math>f_c</math> und b) Bewehrungsdurchmessern <math>d_s</math> nach HANSEN &amp; LIEPINS 1962 [97]</i> . . . . .	98
4.23	<i>Ermittelte Verbundspannungen für glatte Bewehrungsstähle nach HJORTH 1976 [101]</i> . . . . .	100
4.24	<i>Ergebnisse für profilierte Stähle: a) Verbundspannung <math>\tau</math> und b) Verbundsteigerungsfaktor <math>\tau_{dyn}/\tau_{stat}</math> in Abhängigkeit von der Verbundspannungsrate <math>\dot{\tau}</math> nach HJORTH 1976 [101]</i> . . . . .	101
4.25	<i>Versuchsergebnisse für profilierte Bewehrungsstähle und a) <math>f_c = 22.7 \text{ N/mm}^2</math> bzw. b) <math>f_c = 54.8 \text{ N/mm}^2</math> von VOS 1983 [226])</i> . . . . .	104
4.26	<i>Versuchsergebnisse für glatte Bewehrungsstähle nach VOS 1983 [226]</i> . . . . .	105
4.27	<i>Darstellung von Gleichung (4.20) für verschiedene Druckfestigkeiten und <math>\delta = 0.1 \text{ mm}</math></i> . . . . .	106
4.28	<i>Dreidimensionale Darstellung der Formel (4.20) nach VOS 1983 [226] für <math>f_{ck} = 20, 40</math> und <math>60 \text{ N/mm}^2</math></i> . . . . .	107
4.29	<i>Verbundspannungsverläufe nach CHENG 1992 [26] für a) Normal- und hochfesten Beton und b) Normal- und Stahlfaserbeton</i> . . . . .	110
4.30	<i>gemessene Stahldehnungen <math>\varepsilon_s</math>, exemplarisch aus einer Versuchsserie nach WEATHERSBY 2003 [233]</i> . . . . .	114
4.31	<i>Probekörpergeometrie für die Versuche von SOLOMOS &amp; BERRA 2010 [210]</i> . . . . .	117
4.32	<i>Versuchsergebnisse von SOLOMOS &amp; BERRA 2010 [210] bei a) Sprengrissversagen und b) Ausziehversagen</i> . . . . .	118
5.1	<i>belastungsabhängige Rissbilder bei einem Stahlbetonbalken</i> . . . . .	124
5.2	<i>Rissbildung und Spannungsverteilung am Beispiel eines Stahlbetonzugstabs</i> . . . . .	125
5.3	<i>Verbundrisse im Beton</i> . . . . .	127

5.4	<i>Bewehrungsparallele Risse in einem Stahlbetonbauteil in Anlehnung an IDDA 1999 [107]</i> . . . . .	128
5.5	<i>Normiertes relatives Volumen von Eisen und dessen Korrosionsprodukten nach (LIU &amp; WYERS 1998 [133])</i> . . . . .	129
5.6	<i>Relative übertragbare Verbundspannung in Abhängigkeit vom Korrosionsgrad nach AMLEH &amp; MIRZA 2002 [8]</i> . . . . .	131
5.7	<i>Versuchsergebnisse zur Rissgeschwindigkeit in Beton in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate in Anlehnung an LARCHER 2006 [128]</i> . . . . .	133
5.8	<i>Rissgeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Materialverhalten nach CURBACH &amp; EIBL 1990 [37]</i> . . . . .	133
6.1	<i>Vergleichende Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen zur Druckfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Spannungsrate <math>\dot{\sigma}</math> und zur Verbundfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Verbundspannungsrate <math>\dot{\tau}</math></i> . . . . .	136
6.2	<i>Kopplung der dynamischen Betondruckfestigkeit und der maximal übertragbaren dynamischen Verbundspannung <math>\tau_{max,dyn}</math> in Abhängigkeit von der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math></i> 139	
6.3	<i>Verbundspannung <math>\tau_{dyn}</math> in Abhängigkeit vom Schlupf <math>\delta</math> und von der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math></i> . . . . .	140
6.4	<i>Verbundspannung <math>\tau_{max,dyn}</math> in Abhängigkeit von der Längsrissbreite <math>w</math> und von der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math></i> . . . . .	141
6.5	<i>Reduzierung des E-Moduls und der Betondruckfestigkeit bei angesprengten Stahlbetonplatten in Abhängigkeit vom Abstand zum Detonationsmittelpunkt in Anlehnung an FUCHS 2008 [81]</i> . . . . .	144
6.6	<i>Spannungsgleichgewicht an der Grenzschicht zweier Materialien</i> . . . . .	145
6.7	<i>Verhalten einer einfallenden Druckwelle an der Grenzschicht Beton und Bewehrungsstahl</i> . . . . .	146
7.1	<i>Probekörpergeometrie der statische Referenzversuche</i> . . . . .	151
7.2	<i>Versuchsaufbau der statischen Ausziehversuche</i> . . . . .	152
7.3	<i>Charakteristische <math>\tau - \delta</math>-Verläufe der Referenzversuche</i> . . . . .	153
7.4	<i>Vergleichende Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen mit der Regressionskurve nach Gleichung 7.2</i> . . . . .	156
7.5	<i>Prinzipskizze zum a) Pull-Out und b) Push-In Versuch</i> . . . . .	157
7.6	<i>Probekörpergeometrie bei den Push-In Versuchen</i> . . . . .	158
7.7	<i>Versuchsaufbau bei den Push-In Versuchen</i> . . . . .	159
7.8	<i>Ergebnisdarstellung der Push-In Versuchen mit Kernbohrung</i> . . . . .	160
7.9	<i>Versuchskörper zur Untersuchung des Sägeeinflusses a) Ausgangskörper mit Sägeschnitten, b) Einzelkörper und c) Schnitt A-A</i> . . . . .	161
7.10	<i>Exemplarische <math>\tau - \delta</math>-Beziehungen aus den Versuchen mit gesägten Probekörpern</i> 163	
7.11	<i>Abhängigkeit der ermittelten maximalen Verbundspannungen <math>\tau_{max}</math> von der Anzahl der Trennschnitte</i> . . . . .	163

8.1	<i>Split Hopkinson Pressure Bar, Fraunhofer-Institut für Kurzezeitdynamik, Ernst-Mach-Institut, Efringen-Kirchen aus SCHULER 2004 [202]</i> . . . . .	169
8.2	<i>Schematischer Aufbau eines Split Hopkinson Bars in a) Grundkonfiguration und b) Spallationskonfiguration</i> . . . . .	169
8.3	<i>Versuchskörpergeometrie, dynamische Versuche, Versuchsreihe 1</i> . . . . .	171
8.4	<i>Parameterstudie zum Druck-Zeit-Verlauf im Probekörper, a) vor und b) nach der Teflonfolie</i> . . . . .	172
8.5	<i>Messeinrichtungen am Eingangsstab des Split Hopkinson Pressure Bars</i> . . . . .	174
8.6	<i>Messtechnik auf dem Versuchskörper</i> . . . . .	174
8.7	<i>Beanspruchungsprinzip und erwartete Versagensformen in der Versuchsreihe</i> . .	175
8.8	<i>Vorgehensweise zur Signalsynchronisation und zur Bestimmung von <math>F_{Verbund,dyn}(t)</math></i>	177
8.9	<i>Mittlere Tangentensteigung des Messsignals zur Bestimmung der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math></i>	178
8.10	<i>Verlauf der Partikelgeschwindigkeit a) in Spallationsversuchen (schematisch) und b) in den Versuchen 04-03-D und 06-02-D</i> . . . . .	181
8.11	<i>schematische Darstellung von Versuchskörper und Messaufbau beim überarbeiteten Versuchskonzept</i> . . . . .	183
8.12	<i>Grenzflächen für <math>\epsilon_{Alu}</math> in Abhängigkeit von der Verbundlänge <math>l_v</math> und der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math></i> . . . . .	186
8.13	<i>Grenzflächen für <math>\epsilon_{Alu}</math> in Abhängigkeit von der statischen Betondruckfestigkeit <math>f_{c,stat}</math> und der Verzerrungsrate <math>\dot{\epsilon}</math></i> . . . . .	187
8.14	<i>Schnittfolge zur Probekörpergewinnung und Probekörperabmessungen</i> . . . . .	189
8.15	<i>Nomenklatur der Versuchskörper auf der Kraterseite von Platte P06 (links) und P10 (rechts)</i> . . . . .	190
8.16	<i>Ermittelte Zugfestigkeiten <math>f_{ctm}</math> in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt a) Platte P06 und b) Platte P10</i> . . . . .	192
8.17	<i>Ermittelte Druckfestigkeiten <math>f_{cm}</math> in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt a) Platte P06 und b) Platte P10</i> . . . . .	192
8.18	<i>relative Festigkeiten in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt</i> . . . .	193
8.19	<i>Ermittelte maximale Verbundspannungen <math>\tau_{max}</math> auf der Kraterseite von Platte P10</i>	195
8.20	<i>maximale Verbundspannungen <math>\tau_{max}</math> in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt auf der Kraterseite von Platte P10</i> . . . . .	198
8.21	<i>Relative maximale Verbundspannung in Abhängigkeit vom Abstand zum Schädigungsrand bei variierender Sprengstoffmasse a) Kraterseite und b) Abplatzungsseite</i> . . . . .	198
8.22	<i>Vergleichende Gegenüberstellung der Schädigungsbereiche von Platte P10 mit den Ergebnissen von FUCHS 2008 [81]</i> . . . . .	199
A.1	<i>Betonrezept C30/37</i> . . . . .	2
A.2	<i>Betonrezept C90/105</i> . . . . .	3

B.1	<i>Schädigung der Probekörper auf der Kraterseite von Platte P06 (links) und P10 (rechts)</i> . . . . .	6
B.2	<i>Schädigung der Probekörper auf der Abplatzungsseite von Platte P06 (links) und P10 (rechts)</i> . . . . .	7
B.3	<i>Ermittelte maximale Verbundspannungen <math>\tau_{max}</math> auf der Kraterseite von Platte P06</i>	8
B.4	<i>Ermittelte maximale Verbundspannungen <math>\tau_{max}</math> auf der Abplatzungsseite von Platte P06</i> . . . . .	9
B.5	<i>Ermittelte maximale Verbundspannungen <math>\tau_{max}</math> auf der Abplatzungsseite von Platte P10</i> . . . . .	9
B.6	<i>Ermittelte maximale Verbundspannungen <math>\tau_{max}</math> auf der Kraterseite von Platte P06 in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt</i> . . . . .	10
B.7	<i>Ermittelte maximale Verbundspannungen <math>\tau_{max}</math> auf der Abplatzungsseite von Platte P06 in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt</i> . . . . .	10
B.8	<i>Ermittelte maximale Verbundspannungen <math>\tau_{max}</math> auf der Abplatzungsseite von Platte P10 in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt</i> . . . . .	11
B.9	<i>Systematik zur Berücksichtigung der Trennschnitte bei der Probekörpervorbereitung</i>	11

# Tabellenverzeichnis

2.1	relative transmittierte und reflektierte Spannungen bei variierendem Impedanzverhältnis . . . . .	13
3.1	Materialkennwerte für Normalbeton nach DIN 1045-1 [46] . . . . .	23
3.2	lieferbare Stabstähle nach DIN 488-2 [51] . . . . .	39
3.3	Materialparameter von Bewehrungsstahl BSt 500 . . . . .	43
4.1	Rippengeometrie und bezogene Rippenfläche $f_R$ in Abhängigkeit vom Bewehrungsdurchmesser $d_s$ für Stabstähle nach DIN 488-2 [51] . . . . .	71
4.2	Bemessungswerte der Verbundspannung $f_{bd}$ bei guten Verbundbedingungen und $d_s \leq 32 \text{ mm}$ in Abhängigkeit von $f_{ck}$ nach DIN 1045-1 [46] . . . . .	79
4.3	Zahlenwerte für die Parameter $a_0$ , $b_0$ , $c_0$ und $d_0$ nach IDDA 1999 [107] . . . . .	91
4.4	Auszug der Ergebnisse von CHENG 1992 [26] . . . . .	111
4.5	Steigerungsfaktoren $I_{peak}$ und $I_{slope}$ bezogen auf die statischen Versuchsergebnisse	112
4.6	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse von WEATHERSBY 2003 [233] . . . . .	115
4.7	Versuchsergebnisse von SOLOMOS & BERRA 2010 [210] für die Betonfestigkeitsklasse C25/30 und einer Verbundlänge von $5 \cdot d_s = 100 \text{ mm}$ . . . . .	118
4.8	Versuchsergebnisse von SOLOMOS & BERRA 2010 [210] für die Betonfestigkeitsklasse C25/30 und einer Verbundlänge von $10 \cdot d_s = 200 \text{ mm}$ . . . . .	119
7.1	Spezifikationen der Proben für die statischen Pull-Out Versuche . . . . .	152
7.2	Zusammenfassung der Ergebnisse für die statischen Pull-Out Versuche . . . . .	155
7.3	Spezifikationen der Proben für die statischen Push-In Versuche . . . . .	158
7.4	Zusammenfassung der Ergebnisse für die statischen Push-In Versuche . . . . .	160
7.5	Spezifikationen der Proben für die statischen Push-In Versuche, Einfluss von Sägeschnitten . . . . .	162
8.1	Spezifikationen der Proben für die dynamischen Versuche . . . . .	173
8.2	Versagenskombinationen der Probekörper bei den dynamischen Tastversuchen . .	179
8.3	Ermittelte Verzerrungen $\varepsilon$ , Wellenlängen $\lambda$ und Verzerrungsraten $\dot{\varepsilon}$ aus den dynamischen Tastversuchen (zusammengestellt in VOLLMER 2011 [225]) . . . . .	181
8.4	Zusammenstellung der Plattenparameter . . . . .	188

8.5	Gegenüberstellung der relativen Betonfestigkeiten in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt . . . . .	194
8.6	Ergebnisse der Parameterstudie zur Ermittlung der Freiwerte der Hyperbolicus Funktion . . . . .	197
B.1	Ermittlung von $\tau_{max,0}$ für P10-K nach Modell 1 . . . . .	12



# Symbolverzeichnis

## Arabische Buchstaben

$a; b; c$	Formparameter der Grundgleichung nach IDDA 1999 [107]
$a_0; b_0; c_0; d_0$	Formparameter der $\tau - \delta$ -Beziehung nach IDDA 1999 [107]
$A_{Alu}$	Querschnittsfläche des Aluminiumeingangsstabes
$A_c$	Querschnittsfläche des Betons
$a_m$	mittlere Höhe der Bewehrungsstahlrippen
$A_s$	Querschnittsfläche des Bewehrungsstahls
$b$	Breite der Schrägrippen des Bewehrungsstahls
$c$	Betondeckung der Bewehrung
$c_{el}$	Geschwindigkeit der elastischen Welle
$c_L$	Geschwindigkeit einer Longitudinalwelle
$c_{Ray}$	Geschwindigkeit einer RAYLEIGHWELLE
$c_s$	Abstand der einzelnen Bewehrungsstahlrippen
$c_T$	Geschwindigkeit einer Transversalwelle
$d$	Höhe des Versuchskörpers im Biegezugversuch
$D; P$	Formparameter der Gleichung nach SHIRAI, ITO & ONUMA 1994 [207]
$D_A$	Durchmesser der Abplatzung
$d_s$	Durchmesser des Bewehrungsstahls
$E$	Elastizitätsmodul
$E_{Alu}$	E-Modul des Aluminiumeingangsstabes
$E_{c,dyn}$	dynamischer E-Modul des Betons
$E_{c,stat} = E_{cm}$	statischer E-Modul des Betons
$E_{c0m}$	mittlerer E-Modul des Betons (Tangentenwert im Ursprung der $\sigma - \varepsilon$ -Linie)
$E_{cm}$	Sekantenmodul des Betons
$E_s$	E-Modul des Bewehrungsstahls
$f_{bd}$	Bemessungswert der Verbundspannung
$F_{beschl}$	Beschleunigungskraft im dynamischen Versuch
$f_{c,dyn}$	dynamische Druckfestigkeit des Betons

$f_{c,stat} = f_{cm}$	statische Druckfestigkeit des Betons
$f_{ck}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ck,cube}$	charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{cm} (100)$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons Kantenlänge 100 mm
$f_{cm} (150) = f_{cm}$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons Kantenlänge 150 mm
$f_{ct}$	zentrische Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,dyn}$	zentrische dynamische Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit des Betons
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit des Betons
$f_{ct,stat} = f_{ct}$	zentrische statische Zugfestigkeit des Betons
$f_{ctm}$	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$F_{dyn}$	Versuchskraft im dynamischen Versuch
$f_r$	bezogene Rippenfläche des Bewehrungsstahls
$F_R$	Rippenaufstandsfläche des Bewehrungsstahls
$F_S$	Mantelscherfläche des Bewehrungsstahls
$f_t$	Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls
$F_{Verbund,dyn}$	Verbundkraft im dynamischen Versuch
$f_y$	Fließgrenze des Bewehrungsstahls
$h_s$	mittlere Rippenhöhe
$I_m$	Impedanz
$I_{peak}$	Verhältnis der dynamischen zur statischen Verbundfestigkeit nach CHENG 1992 [26]
$I_{slope}$	Verhältnis der dynamischen zur statischen Verbundsteifigkeit nach CHENG 1992 [26]
$l_e$	Lasteinleitungslänge
$l_u$	Übergreifungslänge
$l_v$	Verbundlänge im Versuch
$m_s$	Sprengstoffmasse
$p_o$	Umgebungsluftdruck
$p_{so}$	Spitzendruck
$r$	Abstand zum Explosionsmittelpunkt
$r_A; r_K$	Radius der Abplattung/des Kraters
$t_g$	Summe aus Dauer der Überdruck- und der Sogphase = Belastungsdauer
$t_p$	Dauer der Überdruckphase
$TS$	Anzahl der Sägeschnitte
$U_s$	Umfang des Bewehrungsstahls
$v$	Geschwindigkeit der Welle/Lastaufbringung

$w$	Breite der Längsrippen
$W$	Sprengstoffgewicht
$W_R$	Formparameter der Schädigungsfunktion
$x_a$	Abstand zum Plattenmittelpunkt

### Griechische Buchstaben

$\alpha$	Flankenneigungswinkel der Schrägrippen
$\alpha_T$	Wärmeausdehnungskoeffizient
$\beta$	Neigungswinkel der Schrägrippen
$\gamma_c; \gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert von Beton/Bewehrungsstahl
$\delta$	Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrungsstahl (Schlupf)
$\delta_{max}$	Schlupf bei Erreichen der maximalen Verbundspannung $\tau_{max}$
$\Delta Imp$	Impedanzverhältnis
$\Delta u_{pb}$	Abfall der Partikelgeschwindigkeit im Spallationsversuch nach SCHULER 2004 [202]
$\varepsilon_c$	Verzerrung des Betons
$\varepsilon_{c1}$	Betonstauchung bei $f_{ck}$
$\varepsilon_{c1u}$	maximal zulässige Betonstauchung bei der Tragwerksbemessung
$\varepsilon_{su}$	Bruchverzerrung des Bewehrungsstahls
$\varepsilon_{sy}$	Verzerrung des Bewehrungsstahls bei Erreichen der Fließgrenze
$\dot{\varepsilon}$	Verzerrungsrate der einachsialen Verzerrung
$\lambda$	Wellenlänge
$\nu$	Querkontraktionszahl
$\rho$	Materialdichte
$\sigma_{1,2,3}$	Hauptspannungen
$\sigma_c$	Spannungen im Beton
$\sigma_i, \sigma_r, \sigma_t$	Spannungen der einfallenden, reflektierten und transmittierten Welle
$\sigma_Q$	Spannungen quer zur Achse des Bewehrungsstahls
$\dot{\sigma}$	Spannungsrate
$\tau_{0.1mm}$	Verbundspannung bei einem Schlupf von 0.1 mm
$\tau_b$	Verbundspannung
$\tau_{dyn}$	dynamische Verbundspannung
$\tau_{kor}$	maximale Verbundspannung bei korrodiertem Bewehrungsstahl
$\tau_m$	Mittelwert der Verbundspannung über die Verbundlänge $l_v$
$\tau_{max}$	maximale Verbundspannung
$\tau_{max,0}$	maximale Verbundspannung im ungeschädigten Bereich von angesprengten Stahlbetonplatten

$\tau_{stat}$	statische Verbundspannung
$\dot{\tau}$	Verbundspannungsrate

## Anhang A

# verwendete Betonrezepte

Für die Herstellung der Probekörper wurden zwei verschiedene Betonrezepte hergestellt. Diese sind in den Abbildungen A.1 und A.2 dargestellt. Die einzelnen Rezepturen wurden mit den Zielvorgabe einer mittleren Druckfestigkeit von ca.  $40 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $100 \text{ N/mm}^2$  entwickelt. Die tatsächlich ermittelten Druckfestigkeiten an Würfeln, mit einer Kantenlänge von 150 mm, lagen zwischen  $41.5$  und  $44.9 \text{ N/mm}^2$  bei Verwendung des Rezepts nach Abbildung A.1 und zwischen  $108.2$  und  $112.1 \text{ N/mm}^2$  nach Abbildung A.2. Die Festbetonwerte sind für die einzelnen Versuchsreihen in den entsprechenden Abschnitten der Arbeit im Detail dargestellt.

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau		<b>Beton</b> <b>Mischungsberechnung</b>			
Bauteil Ausziehversuche, Rezept I					
Auftraggeber Dipl.-Ing. Richard Wensauer					
<b>Anforderungen</b>					
Betonsorte	C30/37 8mm	Zementgehalt	270 kg/m <sup>3</sup>		
Festigkeitsklasse	C30/37	Zusatzstoffgehalt	10 % / Zement		
Konsistenzbereich	F2	Sieblinienbereich/Korngröße	AB / 8 mm		
Expositionsklasse	XC1	Luftgehalt	2 Vol-%		
<b>Ausgangsstoffe</b>					
<b>Zement</b> Herstellwerk	Burglengenf.	Zuschlag	Art / Herstellwerk / Lieferant		
Art / Festigkeitsklasse	CEM I 32.5R	0/1 mm	Kies-u. Sandwerk Karl Hermann GmbH		
<b>Zusatzstoff</b> Herstellwerk		1/4 mm			
Art / Bezeichnung		4/8 mm			
Wassergehalt					
<b>Zusatzmittel</b> Herstellwerk					
Art / Bezeichnung					
<b>Stoffraumberechnung</b>					
gewählter w/z Wert		<b>0.67</b>			
<b>Stoffraumberechnung</b>					
Stoffe	Zusammensetzung für 1 m <sup>3</sup>		Stoffe	Zusammensetzung für 0,02 m <sup>3</sup>	
Gesteins- körnung	Anteil	Masse	Gesteins- körnung	Anteil	Masse
	%	kg/m <sup>3</sup>		%	kg
0 / 1 mm	31.5	569.4	0 / 1 mm	31.5	11.388
1 / 4 mm	36.0	665.7	1 / 4 mm	36.0	13.314
4 / 8 mm	32.5	583.0	4 / 8 mm	32.5	11.66
Zusatzstoff		0.0	Zusatzstoff		0.0
Zusatzmittel		0.0	Zusatzmittel		0.0
Zement		270.0	Zement		5.40
Wasser		180.9	Wasser		3.62

Abb. A.1: Betonrezept C30/37

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau		<b>Beton Mischungsberechnung</b>			
Bauteil Ausziehversuche, Rezept II					
Auftraggeber Dipl.-Ing. Richard Wensauer					
<b>Anforderungen</b>					
Betonsorte	C90/105 8mm	Zementgehalt	480 kg/m <sup>3</sup>		
Festigkeitsklasse	C90/105	Zusatzstoffgehalt	10 % / Zement		
Konsistenzbereich	F2	Sieblinienbereich/Korngröße	AB / 8 mm		
Expositionsklasse	XC1	Luftgehalt	2 Vol-%		
<b>Ausgangsstoffe</b>					
<b>Zement</b> Herstellwerk	Burglengenf.	Zuschlag	Art / Herstellwerk / Lieferant		
Art / Festigkeitsklasse	CEM I 42.5R	0/1 mm	Kies-u. Sandwerk Karl Hermann GmbH		
<b>Zusatzstoff</b> Herstellwerk	BASF	1/4 mm			
Art / Bezeichnung	EMSAC 500	4/8 mm			
Wassergehalt	0.5 %				
<b>Zusatzmittel</b> Herstellwerk	BASF				
Art / Bezeichnung	FM 375				
<b>Stoffraumberechnung</b>					
gewählter w/z Wert		<b>0.26</b>			
<b>Stoffe</b>					
Stoffe	Zusammensetzung für 1 m <sup>3</sup>		Stoffe	Zusammensetzung für 0,02 m <sup>3</sup>	
Gesteins- körnung	Anteil	Masse	Gesteins- körnung	Anteil	Masse
	%	kg/m <sup>3</sup>		%	kg
0 / 1 mm	31.5	547.6	0 / 1 mm	31.5	10.95
1 / 4 mm	36.0	640.2	1 / 4 mm	36.0	12.8
4 / 8 mm	32.5	560.7	4 / 8 mm	32.5	11.21
Zusatzstoff		48.0	Zusatzstoff		0.96
Zusatzmittel		11.5	Zusatzmittel		0.23
Zement		480.0	Zement		9.60
Wasser		113.0	Wasser		2.26

Abb. A.2: Betonrezept C90/105





---

## Anhang B

# Ergänzende Informationen zu den Versuchen an angesprengten Platten

Die in Anhang B dargestellten Abbildungen und die Tabelle ergänzen die aufgeführten Ergebnisse in Abschnitt 8.3 der Arbeit.

Während die Abbildungen B.1 und B.2 die visuell festgestellten Detonationsschäden der einzelnen Push-In Probekörper auf den Krater- und den Abplatzungsseiten der Platten P06 und P10 zusammenfassen, zeigen die Abbildungen B.3 bis B.5, die im Versuch ermittelten maximalen Verbundspannungen der Krater- und der Abplatzungsseite von P06 und der Abplatzungsseite von P10.

In den Abbildungen B.6 bis B.8 sind die Versuchsergebnisse der Push-In Tests an den Probekörpern der Krater- und der Abplatzungsseite von Platte P06 und der Abplatzungsseite von Platte P10 dargestellt. Die Diagramme zeigen jeweils die maximal gemessenen Verbundspannungen, in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt. Zusätzlich sind die entwickelten Ausgleichskurven eingetragen.

Die im Versuch ermittelten Verbundspannungen müssen anhand der entwickelten Gleichung 7.3 um den schädigenden Einfluss der Trennschnittführung korrigiert werden. Die dabei angewendete Systematik ist in Abbildung B.9 für die Versuchswerte der Probekörper von Bewehrungsstahl 14 auf der Kraterseite von Platte P10 näher erläutert.

Tabelle B.5 schließt den Anhang und soll die Vorgehensweise, bei der Ermittlung der mittleren maximalen Verbundspannung  $\tau_{max,0}$  im ungeschädigten Bereich der Stahlbetonplatten, exemplarisch für die Kraterseite von Platte P10, verdeutlichen.

### B.1 Schädigung der Versuchskörper

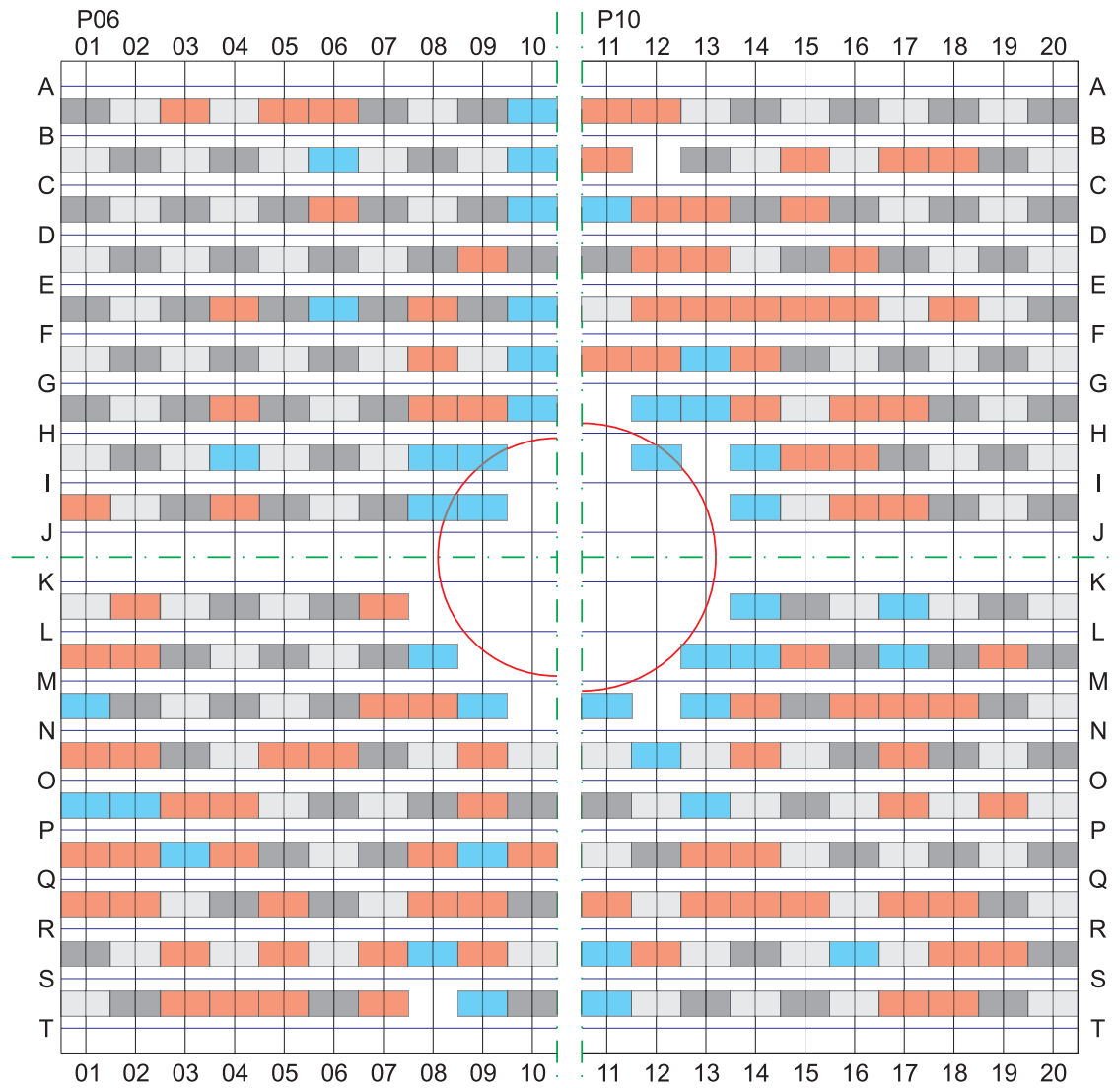


Abb. B.1: Schädigung der Probekörper auf der Kraterseite von Platte P06 (links) und P10 (rechts)

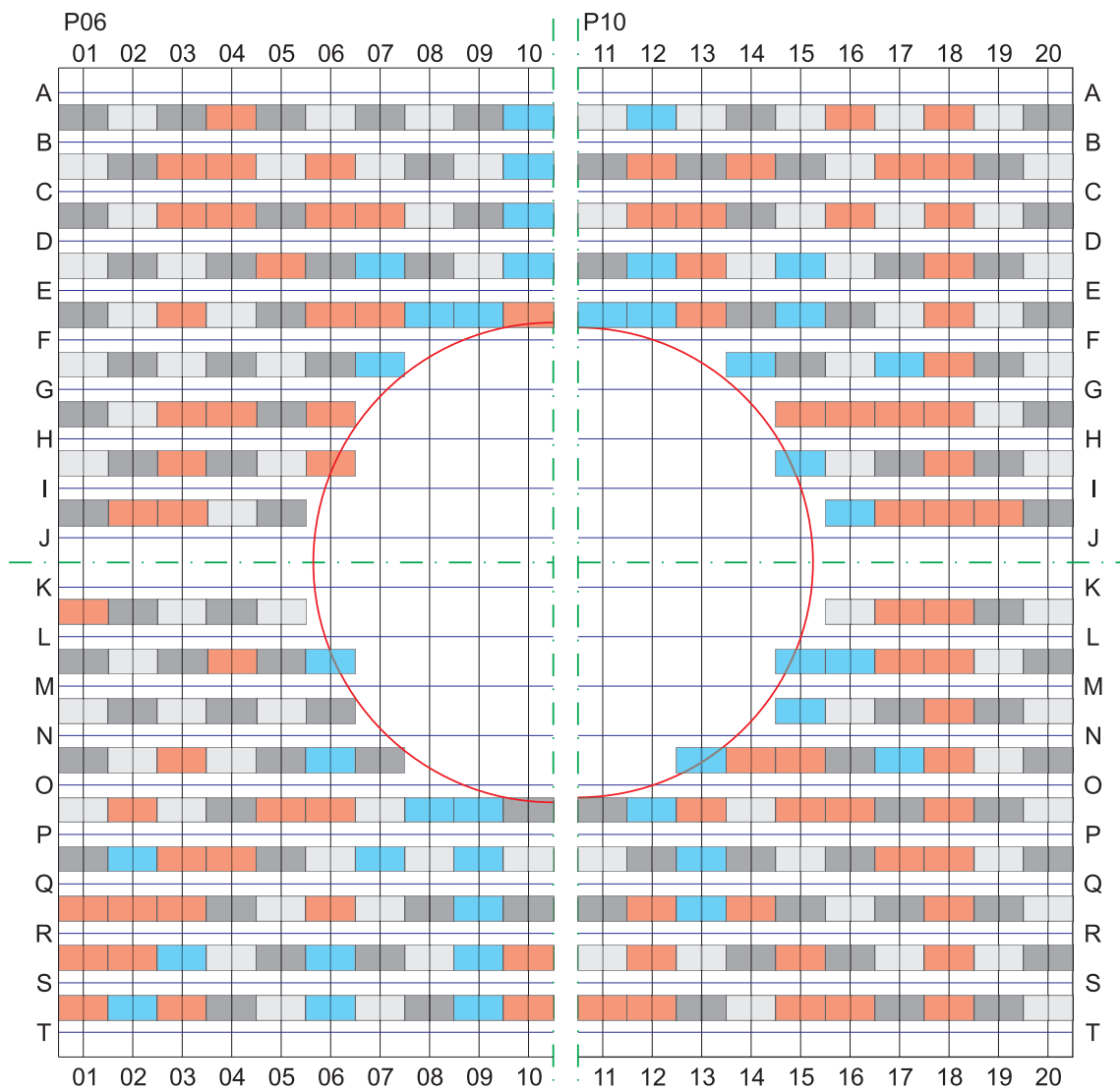


Abb. B.2: Schädigung der Probekörper auf der Abplatzungsseite von Platte P06 (links) und P10 (rechts)

## B.2 Ermittelte maximale Verbundspannungen

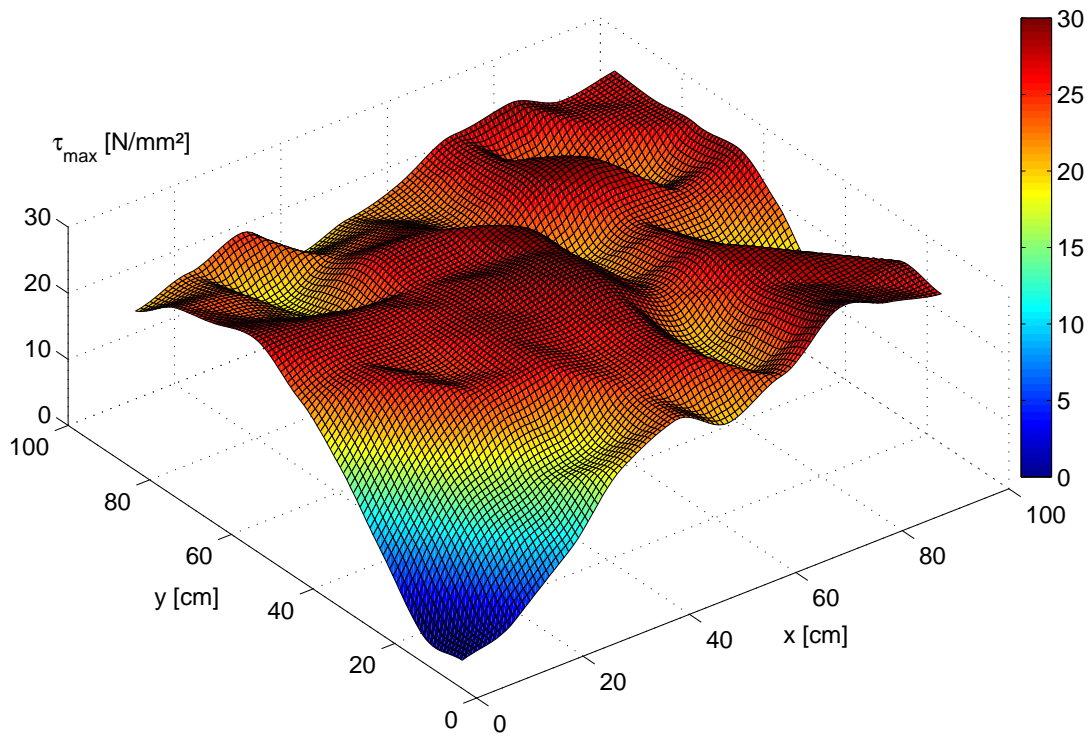


Abb. B.3: Ermittelte maximale Verbundspannungen  $\tau_{max}$  auf der Kraterseite von Platte P06

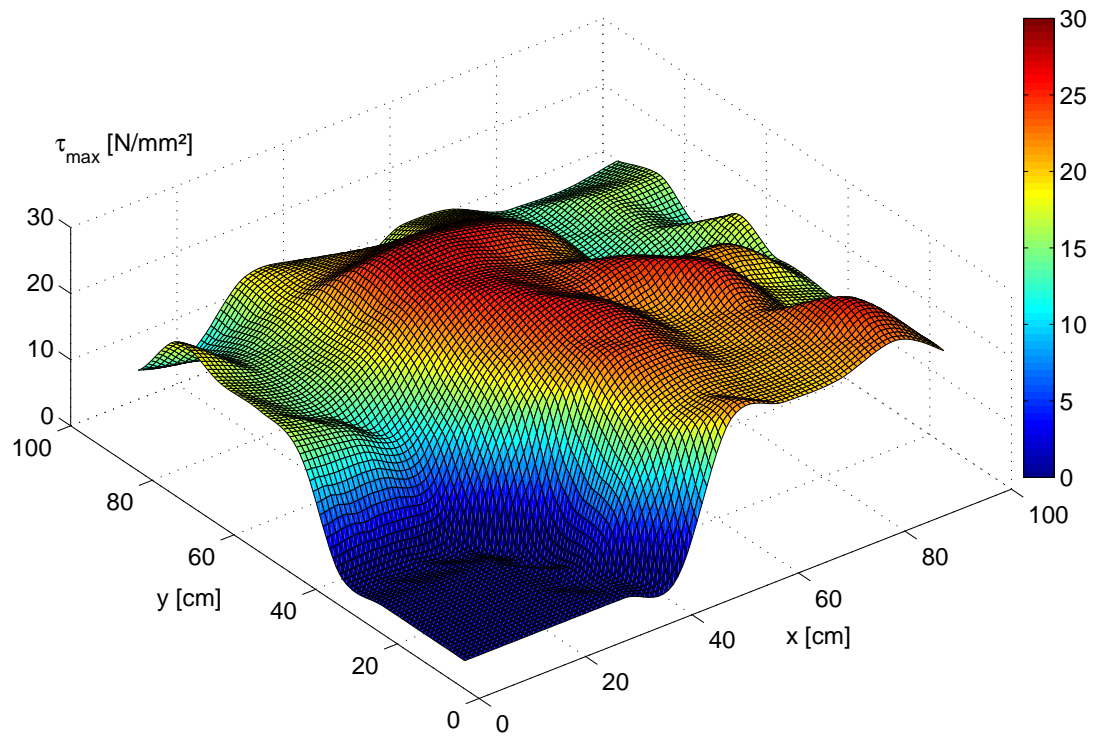


Abb. B.4: Ermittelte maximale Verbundspannungen  $\tau_{\max}$  auf der Abplatzungsseite von Platte P06

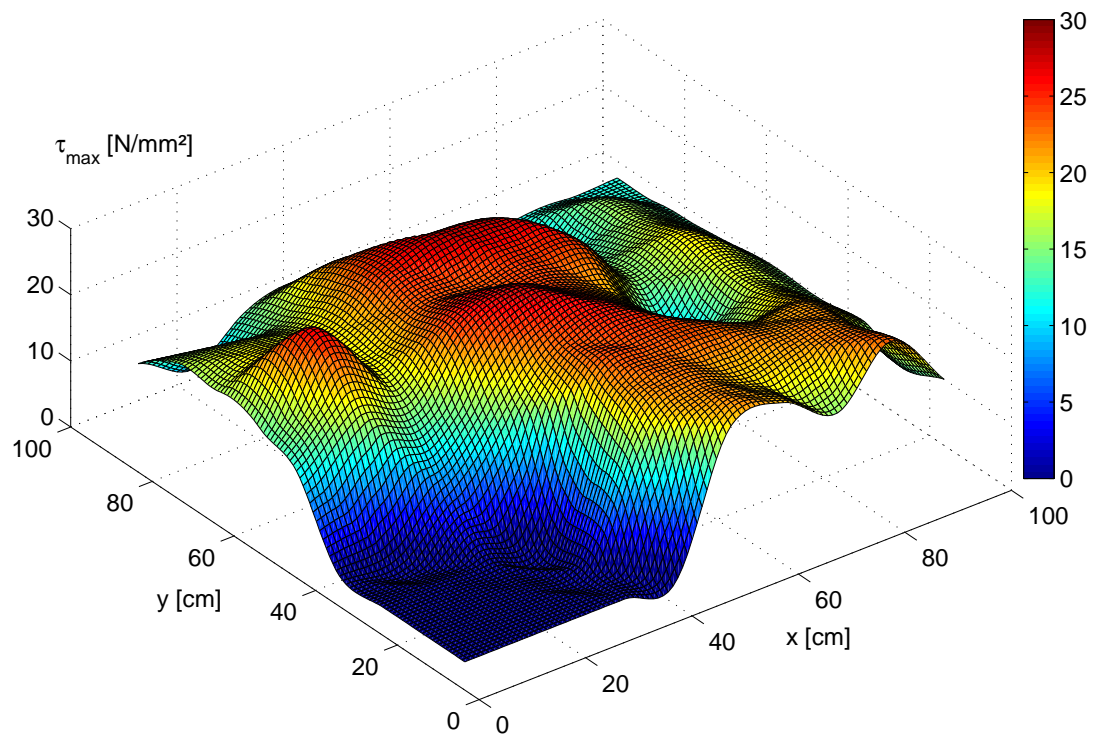


Abb. B.5: Ermittelte maximale Verbundspannungen  $\tau_{\max}$  auf der Abplatzungsseite von Platte P10

### B.3 Versuchsergebnisse und Modellkurven

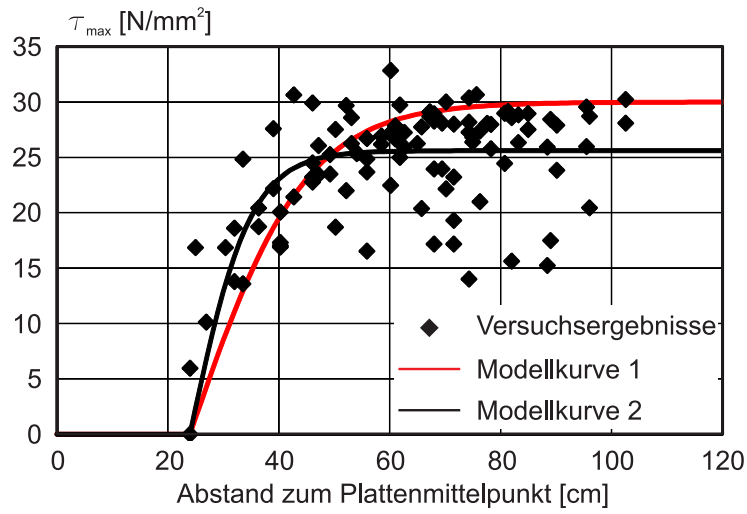


Abb. B.6: Ermittelte maximale Verbundspannungen  $\tau_{max}$  auf der Kraterseite von Platte P06 in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt

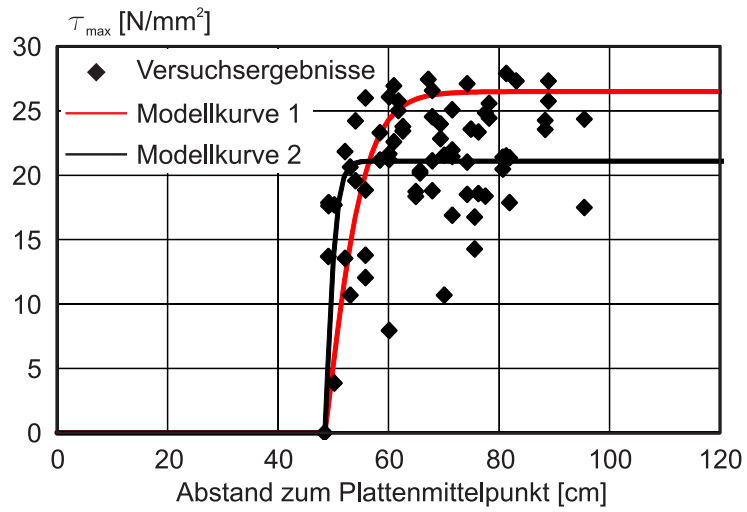


Abb. B.7: Ermittelte maximale Verbundspannungen  $\tau_{max}$  auf der Abplatzungsseite von Platte P06 in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt

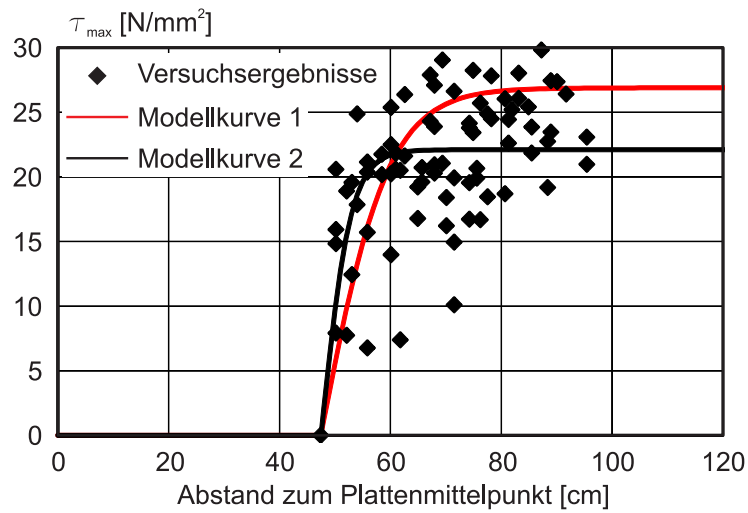


Abb. B.8: Ermittelte maximale Verbundspannungen  $\tau_{max}$  auf der Ablatzungsseite von Platte P10 in Abhängigkeit vom Abstand zum Plattenmittelpunkt

### B.4 Systematik der Trennschnittberücksichtigung

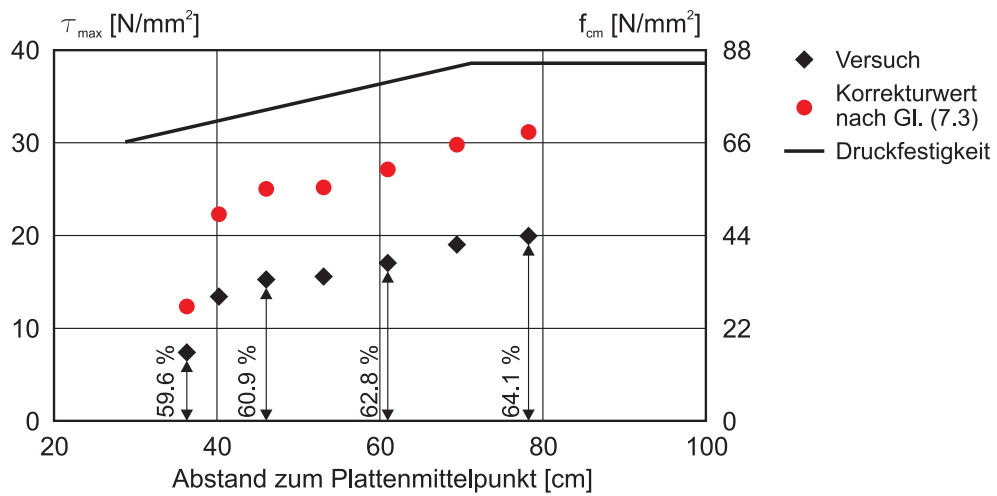


Abb. B.9: Systematik zur Berücksichtigung der Trennschnitte bei der Probekörpervorbereitung

## B.5 Mittelwertbestimmung

**Tab. B.1:** Ermittlung von  $\tau_{max,0}$  für P10-K nach Modell 1

Messwert	Mittelwert	Standardabweichung	Varianz [%]
32.60	32.60	-	-
32.39	32.50	0.148	0.46
32.13	32.37	0.235	0.73
31.91	32.26	0.301	0.93
31.84	32.17	0.321	1.00
31.75	32.10	0.335	1.04
31.63	32.04	0.354	1.11
31.14	31.92	0.456	1.43
31.13	31.84	0.502	1.58
31.02	31.75	0.539	1.70
30.88	31.67	0.575	1.82
30.41	31.57	0.659	2.09
30.40	31.48	0.709	2.25
30.38	31.40	0.742	2.36
30.26	31.32	0.773	2.47
30.19	31.25	0.799	2.56
30.03	31.18	0.829	2.66
30.02	31.12	0.849	2.73
29.68	31.04	0.889	2.86
29.66	30.97	0.919	2.97
29.53	30.90	0.949	3.07
29.35	30.83	0.983	3.19
29.34	30.77	1.010	3.28
29.32	30.71	1.031	3.36
29.30	30.65	1.048	3.42
29.25	30.60	1.063	3.47
29.04	30.54	1.085	3.55
28.98	30.48	1.105	3.62
28.97	30.43	1.120	3.68
28.95	30.38	1.134	3.73
28.94	30.34	1.144	3.77
28.94	30.29	1.153	3.80
28.77	30.25	1.165	3.85
28.71	30.20	1.177	3.90
28.56	30.15	1.192	3.95
28.45	30.11	1.209	4.02