

**Stahlbetonbauteile nach
außergewöhnlicher Einwirkung**

—

**Schadensquantifizierung und
Instandsetzung**

Maximilian Maria Fuchs



UNIVERSITÄT DER BUNDESWEHR MÜNCHEN

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

Thema der Dissertation:

*Stahlbetonbauteile nach außergewöhnlicher Einwirkung
Schadensquantifizierung und Instandsetzung*

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. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Maximilian Maria Fuchs

Alte Dorfstraße 10

83355 Grabenstätt am Chiemsee

Promotionsausschuss:

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. F.W. Günthert

1. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser

2. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner (TU Darmstadt)

Tag der mündlichen Prüfung: 30. März 2009

Neubiberg im April 2009

Meinen Eltern
Christiane und Dr.-Ing. Walthari P. Fuchs

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	i
Kurzfassung	iii
Abstract	v
1 Einführung	1
1.1 Einleitung und Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit	3
2 Stahlbetonbauteile unter hochdynamischer Beanspruchung – Stand der Forschung	5
2.1 Werkstoff Stahlbeton - Materialverhalten unter statischer Beanspruchung	5
2.1.1 Verhalten des Betons	5
2.1.1.1 Einaxiale Druckbeanspruchung	5
2.1.1.2 Einaxiale Zugbeanspruchung	8
2.1.1.3 Mehraxiale Beanspruchung	12
2.1.1.4 Zeitabhängiges Verhalten	14
2.1.2 Verhalten des Betonstahls	15
2.1.3 Verbund zwischen Betonstahl und Beton	17
2.1.4 Querschnittstragverhalten und Rissbildung stabförmiger Bauteile	21
2.1.4.1 Stahlbetonzugstab	21
2.1.4.2 Einfach bewehrter Biegebalken	23

2.1.5	Querschnittstragverhalten und Rissbildung von Stahlbetonplatten	24
2.1.6	Aspekte der Rissbildung	25
2.1.6.1	Auswirkungen der Rissbildung auf Bemessung, Steifigkeit und Verformung	25
2.1.6.2	Auswirkungen der Rissbildung auf das Verbundverhalten von Stahl und Beton	28
2.2	Hochdynamische Beanspruchung	32
2.2.1	Allgemeines	32
2.2.2	Impakt-Einwirkungen	34
2.2.3	Detonationen	34
2.2.4	Kombinierte Einwirkung aus Waffenwirkung	36
2.2.5	Erdbebeneinwirkungen	37
2.3	Materialverhalten von Stahlbeton unter hochdynamischer Beanspruchung	38
2.3.1	Schädigungsmechanismen	38
2.3.2	Dehnratenabhängige Festigkeitssteigerung	39
2.3.2.1	Steigerung der Zug- und Druckfestigkeit des Betons	39
2.3.2.2	Steigerung der Zugfestigkeit des Betonstahls	40
2.3.2.3	Steigerung der Verbundfestigkeit zwischen Beton und Betonstahl	41
2.4	Schädigung von Stahlbetonplatten durch Nahfeld- und Kontaktdetonation	43
2.5	Normative Regelungen	45
3	Zerstörungsfreie Echo-Verfahren zur Schadensquantifizierung	47
3.1	Einführung	47
3.2	Überblick	48
3.3	Das Impact-Echo-Verfahren	51
3.3.1	Grundlagen	51
3.3.2	Anwendungen zur Schadensdetektion in Beton	54
3.3.2.1	Hohlräume und Risse	54

3.3.2.2	Degradation des Betongefüges (Gefügestörung)	56
3.4	Das Radarverfahren	57
3.4.1	Grundlagen	57
3.4.2	Anwendungen zur Schadensdetektion in Beton	62
3.4.2.1	Hohlräume und Fehlstellen	62
3.4.2.2	Degradation des Betongefüges (Gefügestörung)	63
3.4.2.3	Weitere Anwendungen	63
4	Experimentelle Untersuchungen zur Schadensquantifizierung	65
4.1	Vorbemerkung	65
4.2	Versuchskörper	66
4.3	Impact-Echo-Messungen	66
4.3.1	Versuchsbeschreibung und -programm	66
4.3.2	Versuchsergebnisse	68
4.4	Radarmessungen	70
4.4.1	Versuchsbeschreibung und -programm	70
4.4.2	Versuchsergebnisse	71
4.5	Messungen mit zerstörenden Prüfmethode n	73
4.5.1	Messungen an Bohrkernen	73
4.5.2	Messungen mithilfe der Quecksilberdruckporosimetrie	76
4.6	Interpretation der Versuchsergebnisse	76
4.7	Anwendbarkeit der ZfP für Schäden infolge hochdynamischer Einwirkung	77
5	Grundlagen eines empirischen Ingenieurmodells zur Beschreibung der Schädigung im Umfeld eines Kraterbereichs	79
5.1	Vorbemerkung und Problemstellung	79
5.2	Exemplarische numerische Modelle	81
5.2.1	Modell Ruppert / Gebbeken	81
5.2.2	Modell von Riedel / Hiermaier	83

5.3	Ingenieurmodell zur Beschreibung der Degradation des Betongefüges	85
5.4	Ingenieurmodell zur Beschreibung der Verbundschädigung	87
6	Füllen von Rissen und Hohlräumen – Stand der Forschung	91
6.1	Allgemeines zum Füllen von Rissen und Hohlräumen	91
6.2	Normative Regelungen	92
6.3	Instandsetzungsziele und Verfahren	94
6.4	Füllstoffe	95
6.4.1	Epoxidharze	95
6.4.1.1	Flüssigphase, Härungsverlauf und Viskosität	95
6.4.1.2	Mechanische Eigenschaften im erhärteten Zustand	98
6.4.1.3	Einfluss von Feuchte	99
6.4.2	Zementgebundene Füllstoffe	101
6.4.2.1	Zement und Feinstzement	101
6.4.2.2	Zementleim und Zementsuspension	103
6.4.2.3	Rheologisches Verhalten	105
6.4.2.4	Mechanische Eigenschaften im erhärteten Zustand	107
6.5	Verfahren	108
6.5.1	Übersicht und Vorschriftenlage	108
6.5.2	Tränkung	108
6.5.3	Injektion	110
6.6	Bewertung und Eignung der Füllstoffe und Verfahren	113
6.6.1	Materialspezifische Anwendungsbedingungen von EP und ZL/ZS	113
6.6.2	Eignung der Füllgüter und Verfahren für die Instandsetzung von Schäden infolge außergewöhnlicher Einwirkung	115
7	Experimentelle Untersuchungen zu den Auswirkungen einer Rissinjektion	117
7.1	Vorbemerkung	117

7.2	Injektion mit Zementsuspension – Auswirkungen auf das Zug- und Verbundverhalten	118
7.2.1	Versuchskonzeption	118
7.2.2	Versuchsbeschreibung und -programm	119
7.2.2.1	Versuchsreihen	119
7.2.2.2	Vorschädigung	120
7.2.2.3	Instandsetzung	121
7.2.3	Versuchsdurchführung und Ergebnisse	121
7.2.3.1	Referenzkörper VPK 4	122
7.2.3.2	Probekörper mit Querriss / Zugprüfkörper ZPK	123
7.2.3.3	Probekörper mit Längsriss / Verbundprüfkörper VPK	125
7.2.4	Interpretation der Versuchsergebnisse	128
7.2.4.1	Probekörper mit Querriss / Zugverhalten	128
7.2.4.2	Probekörper mit Längsriss / Verbundverhalten	129
7.2.4.3	Einflussgrößen	130
7.3	Tränkung mit Epoxidharz – Auswirkungen auf das Verbundverhalten	131
7.3.1	Versuchskonzeption	131
7.3.2	Versuchsbeschreibung und -programm	133
7.3.2.1	Versuchsreihen	133
7.3.2.2	Vorschädigung	134
7.3.2.3	Instandsetzung	134
7.3.3	Versuchsdurchführung und Ergebnisse	135
7.3.4	Interpretation der Versuchsergebnisse	137
7.3.4.1	Maximal übertragbare Verbundspannung	137
7.3.4.2	Verbundsteifigkeit	138
7.3.4.3	Einflussgrößen	139
7.4	Injektion mit Epoxidharz – Auswirkungen auf den Beton im gedrückten Bereich	140
7.4.1	Versuchskonzeption	140

7.4.2	Versuchsbeschreibung und -programm	140
7.4.2.1	Versuchsreihen	140
7.4.2.2	Vorschädigung	141
7.4.2.3	Instandsetzung	141
7.4.3	Versuchsdurchführung und Ergebnisse	142
7.4.4	Interpretation der Versuchsergebnisse	143
7.5	Anwendbarkeit der Rissinjektion für Schädigungen infolge außergewöhnlicher Einwirkung	143
7.5.1	Praxisnaher Nachweis	143
7.5.2	Versuchsdurchführung und Ergebnisse	144
8	Folgerungen und Empfehlungen zur Instandsetzung geschädigter Stahlbetonbauteile	147
8.1	Zur Eignung des Verfahrens	147
8.2	Empfehlungen zu Anwendung und Vorgehen	148
8.3	Folgerungen	151
9	Zusammenfassung und Ausblick	153
9.1	Gewonnene Erkenntnisse zur Schadensquantifizierung	153
9.2	Gewonnene Erkenntnisse zur Instandsetzung	154
9.3	Weiterer Forschungsbedarf	155
	Literaturverzeichnis	i
	Notation	i
	Abbildungsverzeichnis	i
	Tabellenverzeichnis	i
A	Versuchsergebnisse: Zerstörungsfreie Untersuchungen	A.1
A.1	Impact-Echo-Messungen	A.1

A.2	Radar-Messungen	A.18
A.3	Bilddokumentation Feuchteverteilung	A.23
B	Dokumentation: Zerstörende Untersuchungen	B.1
B.1	Bohrkernentnahme Platte WTD 2	B.1
B.2	Bohrkernentnahme Platte WTD 8	B.14
B.3	Bilddokumentation Schollenbildung	B.27
C	Versuchsergebnisse: Instandsetzung mittels Injektion	C.1
C.1	Versuche am einaxialen Zugstab	C.2
C.2	Pull-Out-Versuche	C.50
C.3	Druckversuche an Würfeln	C.81

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München von Juni 2004 bis Dezember 2008.

Ich möchte mich sehr herzlich bei Herrn Universitätsprofessor Dr.-Ing. Manfred Keuser bedanken, der mir nicht nur die Anregung zu vorliegender Arbeit gab, diese mit hohem Interesse verfolgte und immer für Diskussionen zur Verfügung stand, sondern der mir fachlich und persönlich jedwede Unterstützung zu Teil werden ließ und unter dessen Führung ein sehr spannendes und angenehmes Arbeiten am Institut möglich war.

Bei Herrn Universitätsprofessor Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner, Leiter des Instituts für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt, bedanke ich mich sehr für das Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme des Korreferates. Herrn Universitätsprofessor Dr.-Ing. F. W. Günthert danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionsausschusses.

Ein Dank gilt allen Mitarbeitern des Institutes für Konstruktiven Ingenieurbau, die das Arbeiten in einem sehr familiären und fruchtbaren Rahmen möglich machten. Ein besonderer Dank gilt den Mitarbeitern des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau, die mich bei der Durchführung der Untersuchungen maßgeblich unterstützten und ohne die diese Arbeit nicht möglich gewesen wäre. An dieser Stelle danke ich auch meinen Diplomanden und studentischen Hilfskräften, die unter meiner Betreuung wertvolle Teile zur vorliegenden Arbeit beigetragen haben.

Schließlich gilt mein Dank meiner Familie, allen voran meiner Ehefrau Judith Fuchs, die mir während meiner Zeit am Institut und darüberhinaus immer den Rücken frei hielt und mich moralisch unterstützte. Moralische Unterstützung und Bestärkung in meinem Tun erhielt ich auch von meinem Bruder Dr. oec. publ. Sebastian Johannes Fuchs MBR, dem ich ebenfalls herzlich danke. Insbesondere danke ich meinem Vater Dr.-Ing. Walthari P. Fuchs für die Ermöglichung der bestmöglichen Ausbildung, die ständige Bereitschaft für Gespräche auch fachlicher Art und die immerwährende Unterstützung in allen Lebensbereichen. Abschließend danke von ganzem Herzen meiner liebevollen Mutter Christiane Fuchs, die die Fertigstellung der vorliegenden Arbeit leider nicht mehr erleben durfte.

Grabenstätt im April 2009

Maximilian Maria Fuchs

Kurzfassung

Außergewöhnliche Einwirkungen – wie zum Beispiel Erdbeben, schnelle Stoßbeanspruchungen, die durch Fahrzeuganprall oder durch Druck- und Stoßwellen infolge von Detonationen verursacht werden – führen in der Regel zu lokalen Schädigungen in Stahlbetonbauteilen. Sowohl der Schadensbewertung als auch der Instandsetzung von geschädigten Stahlbetonbauteilen kommt im Hinblick auf eine dauerhafte Nutzung der Infrastruktur große Bedeutung zu. Charakteristisch für Schädigungen infolge hochdynamischer Einwirkung ist die Ausbildung eines zentralen Schädigungsbereichs, der optisch durch Kraterbildung und / oder Perforation erkennbar ist. Darüberhinaus existiert auch ein nicht visuell erkennbarer Schädigungsbereich im umgebenden Material, der durch Degradation des Betongefüges und gestörten Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl gekennzeichnet ist.

Die Kenntnis über das Ausmaß des gesamten Schädigungsbereichs (Kernbereich und umgebender Bereich) ist sowohl für eine Beurteilung der Resttragfähigkeit und somit für die Bewertung der Standsicherheit des betroffenen Bauwerks als auch für weitere Schritte wie eine Instandsetzung des Schadens von essentieller Bedeutung. Der vorliegende Beitrag behandelt daher zum einen die Beurteilung und die Quantifizierung der Schädigung von Stahlbetonbauteilen nach außergewöhnlicher Einwirkung. Nach einer Einführung in den Themenbereich der hochdynamischen Einwirkung und in die verwendeten zerstörungsfreien Echo-Verfahren (Impact-Echo- und Radarverfahren) folgt die Darstellung der Ergebnisse der durchgeführten zerstörungsfreien Messungen sowie der zerstörenden Versuche zur Bestimmung maßgeblicher Betonkennwerte und des Verbundverhaltens. Im Anschluss wird auf Basis der vorangegangenen Untersuchungen ein empirisches Modell zur Beschreibung der Schädigung von Stahlbetonbauteilen nach hochdynamischer Einwirkung vorgeschlagen.

Zum anderen beschäftigt sich die vorliegende Arbeit mit Möglichkeiten der Instandsetzung des Schadens, der durch eine außergewöhnliche Einwirkung hervorgerufen wurde. Aufgrund der in einem derartigen Falle nicht wiederkehrenden Rissursache liegt eine Wiederherstellung des monolithischen Bauteilgefüges durch kraftschlüssiges Verbinden der Rissufer mittels Injektion als mögliche Instandsetzungsmaßnahme nahe. Um Kenntnis über die Auswirkungen einer derartigen Rissinjektion auf das Verhalten von geschädigten Stahlbetonbauteilen zu erlangen, wurden zunächst Grundlagenversuche an ausgewählten Probekörpern durchgeführt. Darauf aufbauend wurden Versuche zur praktischen Anwendung an Stahlbetonplatten, die durch Kontaktdetonation geschädigt waren, durchgeführt.

Abstract

Accidental loads - for example a vehicle impact or blast and shock waves due to detonations - lead to damages in RC-structures. Both the damage assessment as well as the repair of damaged reinforced concrete are important topics with respect to a durable use of infrastructure.

The damages caused by exceptional loads in reinforced concrete structures are characterized by a central target area, which is visually recognizable. But usually there is also an obvious invisible damage in the surrounding material caused by shock wave propagation through the concrete and displacement and vibration of reinforcement bars. To make a statement concerning the structural behavior of reinforced concrete structures damaged in such a manner, information on the damage is needed. To assess the size of the whole damaged zone consisting of visible and obvious invisible parts, non-destructive tests (NDT) have been carried out. Investigations showed good applicability with using the acoustical-based testing method Impact-Echo and the Radar system based on electro-magnetic waves.

A further step focuses on the repair of damaged structural concrete. Therefore fundamental investigations concerning the use of different repair methodologies have been carried out with respect to the obviously invisible damage in the surrounding material mentioned above. The grouting techniques used focus on the repair of concretes microstructure and the weakened bond between reinforcement bars and concrete in the surrounding damage area.

This thesis includes a description of damage phenomena in reinforced concrete after loading with high dynamic actions. Furthermore it contains nondestructive testing for damage assessment and fundamental experimental investigations concerning the repair of reinforced concrete components by grouting.

Kapitel 1

Einführung

1.1 Einleitung und Problemstellung

Neben der Betrachtung statischer und quasi-statischer Einwirkungen finden im konstruktiven Ingenieurbau vermehrt auch dynamische und hochdynamische Einwirkungen Berücksichtigung. Diese stellen in der Regel außergewöhnliche Lastfälle dar und treten sowohl im zivilen Bauwesen als auch im militärischen Schutzbau auf. Als hochdynamische Beanspruchungen sind beispielsweise schnelle Stoßvorgänge (Impakt) oder Blast-Belastungen infolge von Detonationen zu nennen. Im zivilen Bereich werden diese meist durch Anprall-Vorgänge von Fahrzeugen oder Schiffen an vertikale und horizontale Bauteile oder durch Explosionen (beispielsweise im Industriebau) hervorgerufen. Der militärische Schutzbau zielt dagegen auf den Schutz vor hochdynamischen Einwirkungen infolge Waffenwirkung (Beschuss, Nah- und Kontaktdetonationen, etc.) ab. Erdbebeneinwirkungen zählen ebenso zu den außergewöhnlichen Einwirkungen auf Bauwerke. Dabei ist neben einer globalen Strukturantwort des gesamten Baukörpers meist auch mit lokalen Schädigungen zu rechnen.

Im Zuge des derzeit stattfindenden Wandels des Bedrohungsszenarios infolge wachsenden Terrorismus' gewinnt die Betrachtung von Waffenwirkung auf Bauteile und Bauwerke auch im zivilen Bauwesen zunehmend an Bedeutung. Dies betrifft vor allem schützenswerte Infrastruktur (Krankenhäuser, wichtige Straßen- und Brückenverbindungen) sowie besonders gefährdete Bauwerke wie Botschaften und Regierungsgebäude. Insbesondere durch terroristische Waffen wie *Improvised Explosive Devices* (kurz IEDs) müssen Nah- und Kontaktdetonationen als Einwirkungen für diese Bauwerke in Betracht gezogen werden. Dies gilt sowohl für die Bemessung neuer Bauteile als auch für die Beurteilung bestehender Infrastruktur.

Besonderes Augenmerk kommt den bereits durch hochdynamische Einwirkungen geschädigten Bauteilen zu. Für die Beurteilung von derartigen Schäden ist ein profundes Wissen über

hochdynamische Vorgänge und die Material- und Strukturreaktion des Bauwerks erforderlich. Darüber hinaus ist Kenntnis über das Schadensausmaß und den Schadensbereich zur Beurteilung der Auswirkungen auf das Trag- und Verformungsverhalten des geschädigten Bauteils von entscheidender Bedeutung. Vor allem für Bauteile aus Stahlbeton ist die Frage nach der Größe des Schadens nach einer hochdynamischen Beanspruchung nicht trivial zu beantworten. Dies ist in der Komplexität und Inhomogenität des Verbundbaustoffes Stahlbeton sowie in den komplexen Beanspruchungsvorgängen begründet.

Im weiteren werden Stahlbetonbauteile betrachtet, die eine Schädigung infolge hochdynamischer Einwirkung aufweisen. Charakteristisch für derartige Schädigungen ist die Ausbildung eines zentralen Schädigungsbereichs, der optisch durch Kraterbildung und / oder Perforation erkennbar ist (*Kernbereich / Kraterbereich* in Abbildung 1.1). Darüber hinaus existiert auch ein nicht visuell erkennbarer Schädigungsbereich im umgebenden Material, der durch übermäßige Rissbildung, Gefügeschädigung des Betons und ein geschädigtes Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrungsstahl gekennzeichnet ist (*Umgebender Bereich* in Abbildung 1.1).

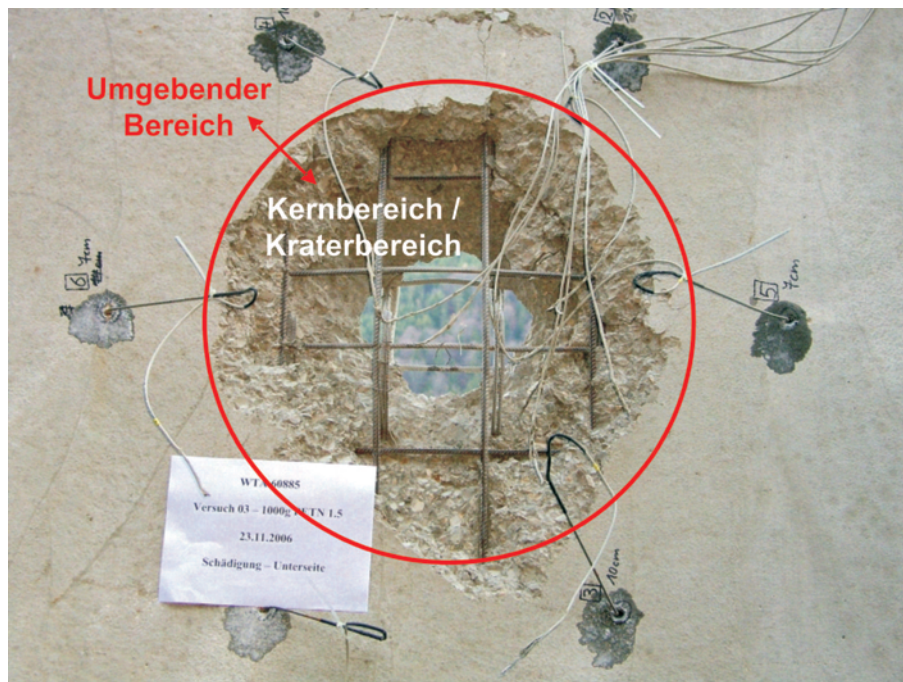


Abbildung 1.1: Schädigungsbereiche einer Stahlbetonplatte nach Kontakt detonation

Kenntnis über das Ausmaß des gesamten Schädigungsbereichs des aus sichtbaren und äußerlich nicht erkennbaren Anteilen bestehenden Schadens ist sowohl für eine Beurteilung der Resttragfähigkeit und somit der Standsicherheit als auch für weitere Schritte wie eine Instandsetzung des Schadens von essentieller Bedeutung. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich daher mit der Beurteilung und Quantifizierung des Schädigungsbereichs sowie mit einer möglichen Instandsetzung des geschädigten Bauteils. Für beide Aufgaben, die Schadensquantifizierung und die

Instandsetzung, wird dabei Wert auf eine Berücksichtigung des gesamten Schädigungsbereichs gelegt. Aufgrund der baupraktischen Relevanz und des oben angesprochenen Szenarios werden die Untersuchungen vorzugsweise an Stahlbetonplatten, die Schäden infolge Kontaktdetonation aufweisen, durchgeführt. Die grundlegenden Mechanismen der Schädigung sind aber auf fast alle hochdynamischen Beanspruchungen, die auf Stahlbetonbauteile wirken, zu übertragen.

1.2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es zum einen, den gesamten Schädigungsbereich des aus sichtbaren und äußerlich nicht erkennbaren Anteilen bestehenden Schadens nach außergewöhnlichen Einwirkungen zu beurteilen und zu quantifizieren. Hierzu wurden Untersuchungen zur Eignung und Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren für derartige Anwendungen durchgeführt sowie zerstörende Messungen an geschädigten Stahlbetonplatten vorgenommen.

Zum anderen wird im Rahmen des vorliegenden Beitrags die Möglichkeit einer Instandsetzung von Schäden infolge außergewöhnlicher Beanspruchung aufgezeigt. Hierzu wurden die Auswirkungen von Rissinjektionen auf das Verbundverhalten sowie auf das Verhalten des Betongefüges experimentell untersucht. Darüber hinaus wurde die Einsatzmöglichkeit von Injektionsverfahren zur Instandsetzung von Stahlbetonplatten nach Kontaktdetonation generell nachgewiesen. Abbildung 1.2 gibt einen Überblick über die im Rahmen der vorliegenden Arbeit behandelten Teilaspekte.

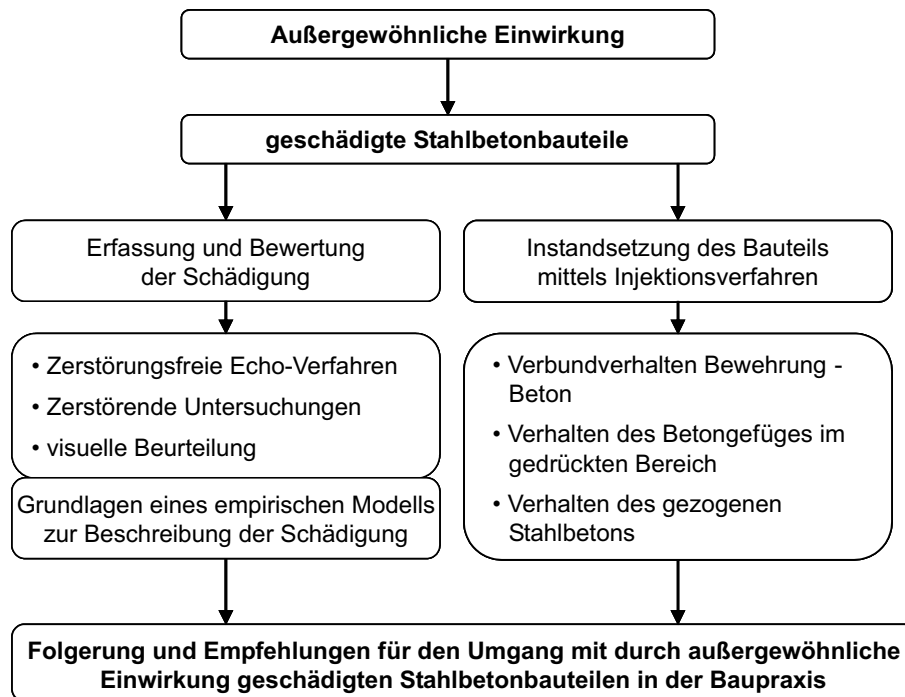


Abbildung 1.2: Im Rahmen der vorliegenden Arbeit behandelte Teilaspekte

Zunächst wird in Kapitel 2 der Stand der Forschung dokumentiert. Dies umfasst neben einer Darstellung des Materialverhaltens von Stahlbeton unter statischer Beanspruchung die Beschreibung der Effekte, die bei hochdynamischer Einwirkungen auf Stahlbetonbauteile zu beobachten sind (Abschnitte 2.3 und 2.4) sowie deren normative Erfassung (Abschnitt 2.5). In Kapitel 3 werden die Grundlagen zur allgemeinen Anwendung zerstörungsfreier Echo-Verfahren zur Schadensquantifizierung für Stahlbetonbauteile dargestellt, bevor in Kapitel 4 die hierzu durchgeführten experimentellen Untersuchungen vorgestellt werden. In Kapitel 5 werden im Anschluss die entwickelten Grundlagen eines Schädigungsmodelles für die Beschreibung der Schädigung eines Stahlbetonbauteils nach außergewöhnlicher Einwirkung dargestellt. Gegenstand der beiden folgenden Kapitel sind die Darstellung des aktuellen Wissensstandes hinsichtlich des Füllens von Rissen und Hohlräumen (Kapitel 6) sowie die Beschreibung der durchgeführten Laborversuche zu mittels Injektion instand gesetzter Stahlbetonbauteile (Kapitel 7). Schließlich werden in Kapitel 8 Folgerungen aus den durchgeführten Untersuchungen zur Instandsetzung mittels Injektion gezogen und Empfehlungen für die Durchführung einer Instandsetzung von Stahlbetonbauteilen nach außergewöhnlicher Einwirkung in der Praxis gegeben. Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung sowie einem Ausblick auf zukünftigen Forschungsbedarf in Kapitel 9.

Kapitel 2

Stahlbetonbauteile unter hochdynamischer Beanspruchung – Stand der Forschung

2.1 Werkstoff Stahlbeton - Materialverhalten unter statischer Beanspruchung

2.1.1 Verhalten des Betons

2.1.1.1 Einaxiale Druckbeanspruchung

Beton als Mehrphasengemisch, bestehend aus Zement, Wasser, Gesteinskörnung und ggf. Zusatzstoffen sowie Zusatzmittel, stellt einen sehr inhomogenen Baustoff dar, dessen Verhalten unter Last- und Zwangbeanspruchung sehr komplex ist. Zahlreiche in der Literatur beschriebene Untersuchungen zeigen, dass die Festigkeitseigenschaften von Beton in komplexer Weise von dessen Zusammensetzung, der Beanspruchungsart sowie der Belastungsgeschwindigkeit und -dauer abhängen. Bis zum jetzigen Zeitpunkt ist es nicht möglich, das Tragverhalten über ein Modell vollständig zu beschreiben. Daher ist es für rechnerische Betrachtungen notwendig, auf empirische Beobachtungen zurückzugreifen und in Versuchen ermittelte Arbeitslinien mit Hilfe mathematischer Funktionen anzupassen [143]. Nachfolgend sollen einige Aspekte zum Verhalten des Betons unter Lastbeanspruchung kurz dargestellt werden.

Das Verhalten des Betons unter einaxialer Druckbeanspruchung wurde in der Vergangenheit in einer Vielzahl von Arbeiten erforscht. Der derzeitige Kenntnisstand kann mittlerweile als relativ gesichert angesehen werden. Dies betrifft sowohl das Verhalten des Normalbetons als auch das des Hochleistungsbetons unter Kurzzeit- und Langzeitbeanspruchung. Abbildung 2.1

zeigt links exemplarische, auf Versuchen basierende Arbeitslinien von Betonen verschiedener Festigkeit nach *CEB Model Code 90* [24].

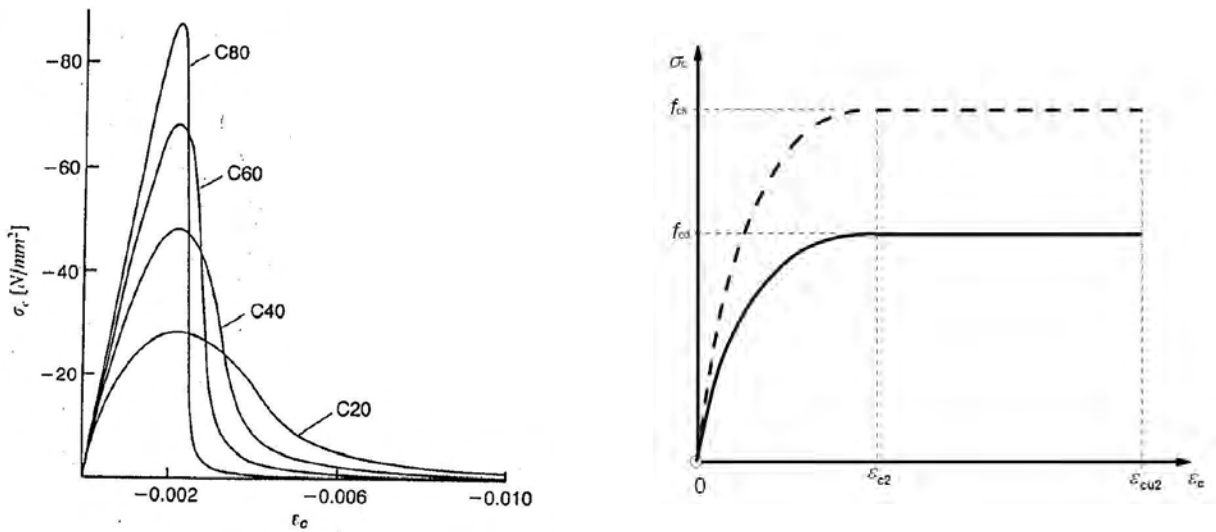


Abbildung 2.1: Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung: Arbeitslinien von Betonen verschiedener Festigkeit nach *CEB Model Code 90* [24] (links) und idealisierte Spannung-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung nach *DIN EN 1992-1-1* [48] (rechts)

Nach anfänglich fast linearem Verlauf folgt die Spannungs-Dehnungs-Linie näherungsweise einer Parabel bis zum Erreichen der maximalen Druckspannung. Während die Stauchung bei Erreichen der Druckfestigkeit f_c in allen Betonfestigkeitsklassen als bekannt angesehen werden kann, sind die Angaben über den Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie im Nachbruchbereich sehr unterschiedlich. Dies ist im Wesentlichen in der versuchstechnischen Steuerung zur Erfassung des abfallenden Astes begründet. Die geringere Duktilität hochfester Betone ist hingegen erwiesen und in *Abbildung 2.1* gut erkennbar. Für diese und weitere Besonderheiten von Betonen hoher Festigkeit wird auf *KÖNIG ET AL.* [139] verwiesen.

Zur mathematischen Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Druckspannung und Dehnung (besser: Stauchung) bei einaxialer Beanspruchung liegt eine Vielzahl von Ansätzen vor (vgl. u.a. *EIBL UND IVANYI* [60]). Basierend auf Vorschlägen von *GRASSER* [85] wurde in den Normen *DIN 1045-1* [35] und *DIN EN 1992-1-1* [48] eine an Druckversuchen kalibrierte, gebrochen rationale Funktion mit drei Freiwerten zur Beschreibung des Verhaltens des Betons unter einaxialer Druckbeanspruchung aufgenommen. Mit den Bezeichnungen nach *DIN 1045-1* ergibt sich damit die in *Gleichung 2.1* angegebene Beziehung zwischen Druckspannung σ_c und der Dehnung ε_c .

$$\sigma_c = -f_{cm} \cdot \frac{\frac{E_{c0m}}{E_{c1}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{c0m}}{E_{c1}} - 2\right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \quad \text{für} \quad 0 \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c1u} \quad (2.1)$$

mit:

- f_{cm} Mittelwert der einachsigen Betondruckfestigkeit
- ε_{c1} Dehnung bei Erreichen der Betonzugfestigkeit
- ε_{c1u} Bruchdehnung
- E_{c0m} Mittelwert des Tangentenmoduls im Ursprung der σ - ε -Linie
- E_{c1} Sekantenmodul durch den Ursprung und den Scheitelpunkt: $E_{c1} = -\frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}}$

Die drei unabhängigen Parameter f_{cm} , ε_{c1} und E_{c0m} werden in DIN 1045-1 bzw. DIN EN 1992-1-1 in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit angegeben (siehe z.B. Tabelle 9 in DIN 1045-1). Der Quotient E_{c0m}/E_{c1} beschreibt die Verformbarkeit des Beton bis zum Erreichen der Druckfestigkeit und wird in der Literatur als *Plastizitätsfaktor* k bezeichnet. Das Verformungsverhalten von Beton im annähernd linear verlaufenden Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie wird im Mittel durch den Sekantenmodul E_{cm} zwischen dem Ursprung und $|\sigma_c| = 0,4f_{cm}$ erfasst. Wegen der bereits bei geringen Beanspruchungen eintretenden nichtlinearen Verformungen ist der Sekantenmodul E_{cm} immer kleiner als der Tangentenmodul E_{c0m} (Abbildung 2.2) [253].

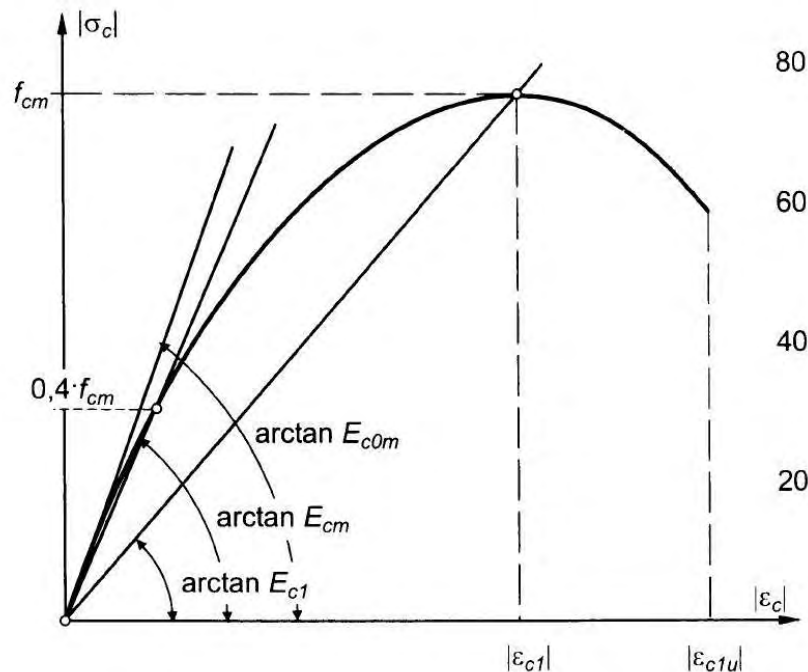


Abbildung 2.2: Bezeichnungen zur Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton zur Berechnung der Verformungen nach DIN 1045-1 [253]

Gegenüber dem normativ angegebenen Rechenwert unterliegt der tatsächliche Elastizitätsmodul eines Betons jedoch deutlichen Streuungen. Da die elastischen Eigenschaften von Betonen in starkem Maße mit der Steifigkeit der verwendeten Gesteinskörnung verknüpft sind, kann der für eine quarzitisches Gesteinskörnung abgeleitete Rechenwert durch Korrekturwerte für Gesteinskörnungen anderer Gesteinsarten angepasst werden (siehe hierzu *DAfStb Heft 525* [32]).

Generell sollten Nachweise im **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit** (GZG) – beispielsweise Verformungsberechnungen – auf Grundlage der in Gleichung 2.1 definierten Arbeitslinie geführt werden. Da allerdings auf Gebrauchslastniveau häufig nur kleine Betondruckspannungen bis $|\sigma_c| \approx 0,4f_{cm}$ auftreten, ist die Verwendung einer linearisierten σ - ε -Beziehung, die für kurzzeitig wirkende Druckbeanspruchung durch E_{cm} gekennzeichnet ist, hinreichend genau. Folglich ergibt sich unter Verwendung des Hooke'schen Gesetzes der Zusammenhang $\sigma_c = \varepsilon_c \cdot E_{cm}$ [252].

Für Nachweise im **Grenzzustand der Tragfähigkeit** (GZT) – beispielsweise die Querschnittsbemessung – darf das Parabel-Rechteck-Diagramm (Abbildung 2.1 rechts) verwendet werden. Mathematisch wird das Parabel-Rechteck-Diagramm (PR-Diagramm) durch die Gleichungen 2.2 und 2.3 beschrieben.

$$\sigma_c = -f_{cd} \cdot 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n \quad \text{für} \quad 0 \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c2} \quad (2.2)$$

$$\sigma_c = -f_{cd} \cdot 1 \quad \text{für} \quad \varepsilon_{c2} \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c2u} \quad (2.3)$$

mit:

- f_{cd} Bemessungswert der einachsigen Betondruckfestigkeit: $f_{cd} = \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
- ε_{c2} Dehnung bei Erreichen von f_{cd} (Übergang Parabel-Rechteck)
- ε_{c2u} Bruchdehnung
- n Exponent
- α Langzeitfaktor bzw. Dauerstandsfaktor; $\alpha = 0,85$ gemäß DIN 1045-1
- γ_c Teilsicherheitsbeiwert für die Widerstandsseite:
 $\gamma_c = 1,5$ gemäß DIN 1045-1 für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation

Der Exponent n ist in Tabelle 9 der DIN 1045-1 festgelegt und beträgt für Normalbetone 2. Für höherfeste Beton nimmt der Exponent geringere Werte an. Die Bruchstauchung ε_{c2u} liegt für Betone der Festigkeitsklasse bis C50/60 bei 3,5 ‰. Bei höherfesten Betonen muss aufgrund des spröden Versagens mit geringeren Bruchstauchungen gerechnet werden [140]. Alternativ zum PR-Diagramm sind in DIN 1045-1 bzw. DIN EN 1992-1-1 weitere Spannungs-Dehnungs-Linien für die Querschnittsbemessung angegeben (z.B. Spannungsblock für Handrechnungen).

2.1.1.2 Einaxiale Zugbeanspruchung

Das Verhalten des Betons unter einaxialer Zugbeanspruchung ist im Wesentlichen durch ein annähernd linear-elastisches Verhalten bis ca. 70% der Zugfestigkeit f_{ct} gekennzeichnet (Abbil-

dung 2.3 Punkt 1). Die Steifigkeit ist gut durch den für druckbeanspruchten Beton abgeleiteten Tangentenmodul E_{c0m} zu beschreiben. Bei weiterer Laststeigerung setzt das Wachstum der bereits im unbelasteten Beton vorhandenen Mikrorisse ein. Es bilden sich in einem lokal begrenzten Bereich, der *Rissprozesszone*, vornehmlich in der Umgebung von Kerben oder Fehlstellen, vermehrt Mikrorisse senkrecht zur Belastungsrichtung. Diese vereinigen sich sukzessive, bis ein diskreter, sichtbarer Makroriss entsteht. Diese Makrorisse verlaufen bei normalfesten Betonen üblicherweise entlang der Kontaktzone zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung. Während die Dehnungen im linear-elastischen Bereich der σ - ε -Linie gleichmäßig über den Querschnitt verteilt sind, nehmen diese mit zunehmender Mikrorissverteilung in der Rissprozesszone überproportional zu. Man spricht dann von der sogenannten *Lokalisierung* (Abbildung 2.3 a) [140][253].

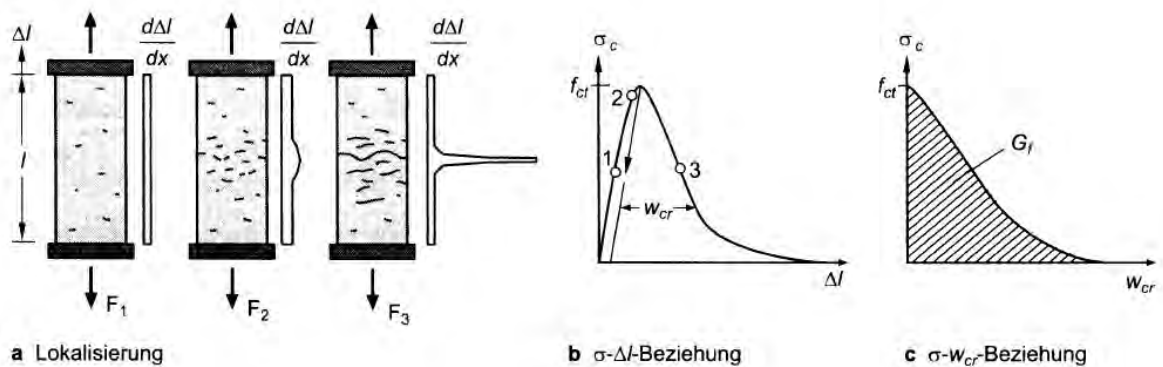


Abbildung 2.3: Modellvorstellung zum Beton unter Zugbeanspruchung [253]

In einem weggesteuerten Versuch fällt die σ - Δl -Linie nach Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} stetig bis zur vollständigen Trennung der Rissufer ab. Der Übergang von der Mikro- zur Makrorissbildung und schließlich zur vollständigen Trennung der Rissufer erfolgt bei Normalbetonen kontinuierlich. Durch die rissüberbrückende Wirkung der Gesteinskörnung können auch nach Erreichen der Zugfestigkeit Zugspannungen über die Rissufer hinweg übertragen werden (vgl. DUDA [55] und SPITRA [236]). Höherfeste Betone, deren Rissbild in der Regel durch Risse durch die Gesteinskörnung gekennzeichnet ist, zeigen hier – ähnlich zum Verhalten unter einaxialer Druckbeanspruchung – ein deutlich spröderes Nachbruchverhalten, was sich in einem steileren Abfall der σ - Δl -Kurve zeigt (vgl. hierzu REMMEL [202]).

Das Last-Verformungs-Verhalten von zugbeanspruchtem Beton nach Überschreiten der Zugfestigkeit f_{ct} umfasst neben der annähernd elastischen Zugdehnung des Betons außerhalb der Rissprozesszone die Verlängerung der Rissprozesszone selbst bzw. die Öffnung w_{cr} des Makrorisses nach Gleichung 2.4.

$$\Delta l = \frac{\sigma_c}{E_c} \cdot l + w_{cr} \quad (2.4)$$

Der über die Probenlänge gemittelte abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie mit $\varepsilon_c = \Delta/l$ stellt damit – im Gegensatz zum ansteigenden Ast – keine reine Materialeigenschaft mehr dar, sondern ist abhängig von der Probenlänge l . Mit zunehmendem l fällt die Kurve steiler ab. Die *Bruchenergie* G_f – definiert als diejenige Energie, die erforderlich ist, einen Trennriss über eine Einheitsfläche zu erzeugen – entspricht der Fläche unter der, um die elastischen Dehnungen bereinigte, σ - Δl -Kurve (Abbildung 2.3 c), d.h. der von der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung eingeschlossenen Fläche. Die Bruchenergie G_f stellt folglich eine Materialeigenschaft des Betons dar (vgl. hierzu HILLERBORG ET AL. [108]). Nach *Model Code 90* [24] kann sie nach Gleichung 2.5 bestimmt werden [253].

$$G_f = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (2.5)$$

mit:

- f_{cm0} = 10 MPa (Bezugswert)
- G_{f0} = Grundwert der Bruchenergie in Nmm/mm^2 in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers d_g
 - = 0,025 für $d_g = 8$ mm
 - = 0,030 für $d_g = 16$ mm
 - = 0,038 für $d_g = 32$ mm

$$l_{ch} = \frac{G_f \cdot E_c}{f_{ct}^2} \quad (2.6)$$

Aus G_f lässt sich mithilfe der Gleichung 2.6 die charakteristische Länge l_{ch} ableiten. Diese ist keine physikalische Größe, sondern beschreibt als Materialkonstante die Sprödigkeit des Werkstoffes. Bei Beton liegt l_{ch} zwischen 200 mm und 400 mm. Mit steigender Festigkeit nimmt die Sprödigkeit zu, d.h. die charakteristische Länge fällt ab. Zwischen l_{ch} und physikalischen Größen existieren allerdings auch Korrelationen. Beispielsweise beträgt nach HILLERBORG ET AL. [108] die Länge der Rissprozesszone ca. $0,3 \dots 0,5 \cdot l_{ch}$.

Die Größe der Zugfestigkeit wird im Labor bestimmt. Hierzu stehen der zentrische Zugversuch, der Spaltzugversuch und der Biegezugversuch zur Verfügung. Die beiden letztgenannten Versuche sind dabei deutlich weniger fehleranfällig als der zentrische Zugversuch und stellen daher die Regel zur Bestimmung der Zugfestigkeit dar. Da die Bemessungsregeln in DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1 grundsätzlich auf der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} aufbauen, ist eine Umrechnung der an Spaltzug- und Biegezugprüfkörpern ermittelten Festigkeiten durchzuführen. Umrechnungsformeln dazu finden sich im *Model Code 90* [24], DIN EN 1992-1-1 [48] oder bei GRÜBL / WEIGLER / KARL [89]. Beispielsweise liegt demnach die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ eines Standard-Biegezugkörpers (quadratischer Querschnitt mit $h = 150$ mm) bei ca. $1,5 f_{ct}$.

Alternativ zur Bestimmung der Zugfestigkeit im Laborversuch bieten DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1 Umrechnungsformeln, um die mittlere zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} aus der einfach zu bestimmenden Druckfestigkeit f_{ck} zu erhalten. Die in Gleichung 2.7 angegebene Beziehung für Normalbetone basiert auf einer Korrelation zwischen Zug- und Druckfestigkeit, die auf Untersuchungen von HEILMANN [103] [101] zurückgeht. Die Zugfestigkeit beträgt folglich ca. 10% der Druckfestigkeit.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{für Betone bis C50/60} \quad (2.7)$$

Die Zugfestigkeit im Bauwerksbeton ist tendenziell kleiner als die im Labor an Probekörpern gemessene Zugfestigkeit. NOAKOWSKI gibt dafür folgende Einflüsse an [180][181][182]:

- "Vorschädigung" infolge von Eigenspannungen aus abfließender Hydratationswärme, Witterungseinflüssen und aus der Behinderung des Schwindens durch die Bewehrung. Die Zugfestigkeit nimmt daher nach ROSTASY UND HENNING [209] mit zunehmender Bauteildicke h ab,
- Überlagerung von Zugkräften (Abnahme der Ausmitte), wodurch der mit Zugspannungen belegte Querschnitt größer und die Zugfestigkeit gemäß HEILMANN [102] kleiner wird und
- größere Bauteildicken h , bei denen größere Querschnittsteile unter Zugspannungen stehen. Dadurch kommt es nach MAYER [168] zur Herabsetzung der Zugfestigkeit.

Die Zugfestigkeit des Betons unterliegt zudem sehr großen Streuungen. Um diese Einflüsse zu erfassen, schlägt NOAKOWSKI [179] einen Produktansatz vor, der die drei Faktoren C_v (Vorschädigung), C_η (Ausmitte und Bauteildicke) und C_β (Streubreite) beinhaltet (Gleichung 2.8). Dieser Ansatz hat Eingang in die deutschen und europäischen Bemessungsnormen für freistehende Schornsteine gefunden (DIN V 1056 [52] und DIN EN 13084 [45]).

$$f_{ct} = C_v \cdot C_\eta \cdot C_\beta \cdot f_{cm}^{2/3} \quad \text{für Betone bis C50/60} \quad (2.8)$$

Aufgrund der Unsicherheiten bei der Abschätzung der Betonzugfestigkeit ist ein direkter Ansatz dieser für Nachweise im **Grenzzustand der Tragfähigkeit** nach DIN 1045-1 bzw. DIN EN 1992-1-1 nicht zulässig. Im Bauteil auftretende Zugspannungen werden bei der Bemessung vollständig dem Bewehrungsstahl zugewiesen.

Jedoch wird das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen im **Gebrauchszustand** – neben dem Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton

– wesentlich durch die Zugfestigkeit des Betons bestimmt (vgl. hierzu u.a. NOAKOWSKI ET AL. [184] [183], SIPPEL [232], EMPELMANN [63], KRELLER [143], EIBL UND IVANYI [60] und MARTI ET AL. [165]). Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen wird daher in den Abschnitten 2.1.4 und 2.1.5 erläutert und die Bedeutung der Zugfestigkeit vor allem durch die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (tension stiffening) am Beispiel des Stahlbetonzugstabes dargelegt (siehe Abschnitt 2.1.4.1).

2.1.1.3 Mehraxiale Beanspruchung

Für den reinen Betonquerschnitt tritt im einaxialen Druckversuch für Spannungen oberhalb von etwa 75 % der Bruchspannung eine deutliche Aufweitung quer zur Belastungsrichtung auf [143]. Wird diese Querdehnung behindert (z.B. durch eine Umschnürung mit Bügeln), so kann sich ein mehraxialer Spannungszustand ausbilden. Versuche (z.B. von RÜSCH [210]) haben gezeigt, dass sich durch eine Umschnürung des Betons die aufnehmbare Druckspannung erhöhen und zudem die Duktilität verbessern lässt. Ein derartiger mehraxialer Spannungszustand stellt sich auch in flächenhaften Bauteilen wie Platten, Scheiben oder Schalen ein.

Zur Beschreibung von Festigkeit und Verformungsverhalten unter mehraxialen Beanspruchungen wurden in Deutschland ab etwa 1960 umfangreiche Forschungen unternommen. Hintergrund war das Erfordernis einer ausreichend genauen und zuverlässigen Beschreibung der komplexen räumlichen Spannungszustände in den massigen Betonbauteilen des damals stark forcierten Reaktorbaus (z.B. Druckbehälter aus Spannbeton) [253].

Abbildung 2.4 a zeigt die Bruchspannungsfläche für Beton im Hauptspannungsraum. Die Fläche entspricht der grafischen Darstellung der *Bruchhypothese*, die ein Versagen bei Erreichen eines bestimmten Spannungszustandes annimmt. Alle innerhalb dieser Fläche liegenden Hauptspannungskombinationen ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) werden ertragen, während Spannungskombinationen auf der Grenzfläche zum Versagen führen. Bei mehraxialer Druckbeanspruchung kann Beton ein Vielfaches seiner einaxialen Festigkeit aufnehmen. Ist dagegen eine der drei Hauptspannungen positiv, herrscht also Querkzug, wird die effektive Festigkeit erheblich reduziert. Der Einfluss von Querkzugspannungen drückt sich in Abbildung 2.4 a in der für Beton typischen "Kappe" der Bruchspannungsfläche im Zugbereich aus [253]. Für ebene Spannungszustände ist in Abbildung 2.4 b die Grenzkurve aufnehmbarer Spannungskombinationen (σ_1, σ_2) nach KUPFER[146] dargestellt. Diese entspricht dem Schnitt der Grenzfläche nach Abbildung 2.4 a mit einer der drei von den Hauptspannungsachsen aufgespannten Ebenen. Der im Zug-Druck-Bereich zu beobachtende, rapide Festigkeitsverlust entspricht ebenso wie der Anstieg der Festigkeit bei Querdruckspannungen dem Verhalten auf Grundlage des Meso-Modells (Modell auf Ebene der Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix). Aufgrund der Querdehnungsbehinderung im Bereich der Lasteinleitung ist der klassische einaxiale Druckversuch an einem Würfel im Druck-Druck-

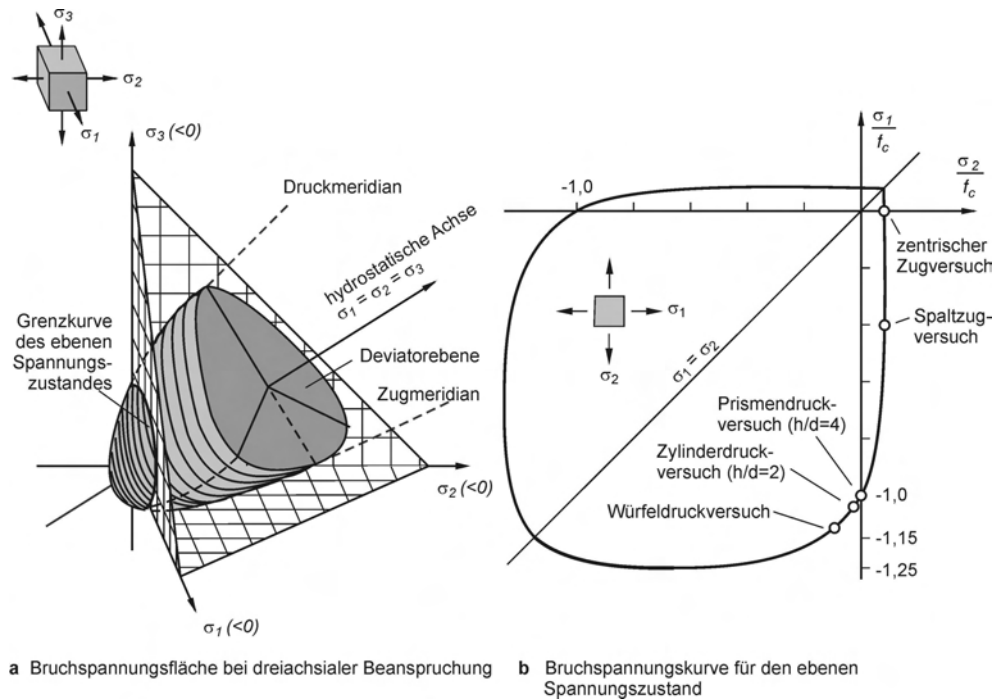


Abbildung 2.4: Festigkeit des Betons bei mehraxialer Beanspruchung [253]

Bereich angesiedelt. Damit lässt sich auch die beim Würfel erzielte höhere Druckfestigkeit im Vergleich zur Zylinderdruckfestigkeit erklären [253].

Eine mathematische Formulierung von Bruchhypothesen für mehraxial beanspruchten Beton findet sich unter anderem im *Model Code 90* [24]. Die darin angegebene Formulierung basiert auf der Arbeit von OTTOSEN [186]. Weitere mathematische Ansätze sind beispielsweise im *CEB bulletin Nr. 156* [23] zu finden.

In der Bemessungspraxis gemäß DIN 1045-1 findet die Berücksichtigung mehraxialer Beanspruchungen bei der Bemessung von Knoten in Stabwerkmodellen sogenannter D-Bereiche (Diskontinuitätsbereiche, in denen die technische Biegelehre nicht mehr gilt) Anwendung. So ist die aufnehmbare Bemessungsdruckspannung in Druckknoten für Normalbetone auf $1,1 \cdot f_{cd}$ festgelegt. Zur Bemessung von Stabwerkmodellen und D-Bereichen wird auf SCHLAICH UND SCHÄFER[221] sowie auf REINECK [200] verwiesen. In DIN EN 1992-1-1 sind darüber hinaus Formulierungen für die axiale Druckfestigkeit bei rotationssymmetrischem Querdruck angegeben.

Allgemein finden Bruchhypothesen bei Finite-Element-Berechnungen räumlicher Strukturen Anwendung (vgl. z.B. HOFSTETTER UND MANG [111]). Neuere numerische Formulierungen für den mehraxialen Spannungszustand des Betons – vor allem in Hinblick auf extreme Kurzzeitbeanspruchungen (vgl. Abschnitt 2.3) – finden sich beispielsweise bei HÄUSSLER-

COMBE [113], RIEDEL [204] und LARCHER [149]. CURBACH UND SPECK [26] erarbeiteten grundlegende Erkenntnisse über die zweiachiale Druckfestigkeit von ultrahochfestem Beton (UHPC). Eine Beschreibung des Verformungsverhaltens mehraxial beanspruchten Betons findet sich bei ROGGE [208].

2.1.1.4 Zeitabhängiges Verhalten

Das Trag- und Verformungsverhalten von Beton- und Stahlbetontragwerken wird neben dem nichtlinearen Verhalten des Betons wesentlich durch sein zeitabhängiges Verhalten – gekennzeichnet durch die Eigenschaften Kriechen, Schwinden und Relaxation – beeinflusst. Von bau-praktischer Bedeutung ist dies insbesondere bei abschnittsweise hergestellten Bauteilen (Behinderung der Schwindverformung) und Spannbetontragwerken (Vorspannung als kriecherzeugende Einwirkung).

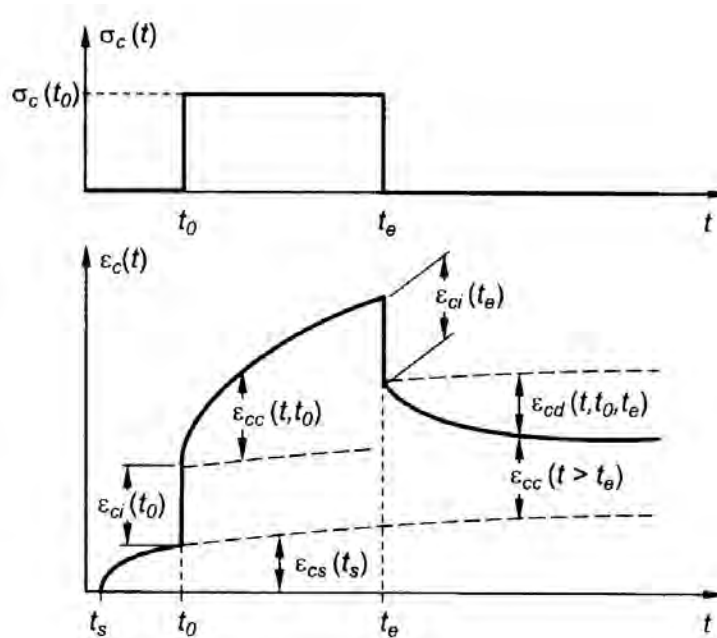


Abbildung 2.5: Dehnungskomponenten von Beton im Einstufenversuch [253]

Abbildung 2.5 zeigt schematisch die Dehnungskomponenten von Beton im Einstufenversuch. Die gesamte Verformung setzt sich dabei aus den Anteilen *Schwinden* $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ (belastungsunabhängig), *elastische Verformung* $\varepsilon_{ci}(t_0)$ und *Kriechen* $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ (beide lastabhängig) zusammen (Gleichung 2.9). Dabei bedeutet die Kriechverformung eine Vergrößerung der elastischen Verformung um den Wert $1 + \varphi(t, t_0)$ mit $\varphi(t, t_0)$ als Kriechzahl.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) \quad (2.9)$$

Zur Beschreibung der Kriech- und Schwindvorgänge kann auf einen Summationsansatz (er-

weiterter Dischinger-Ansatz) oder einen Produktansatz zurückgegriffen werden. Ersterer geht auf Arbeiten von DISCHINGER zurück (z.B. [53], wurde u.a. von TROST erweitert (z.B. [244]) und fand in Deutschland in die mittlerweile zurückgezogene Spannbeton-Norm DIN 4227 [42] Eingang. In den Regelwerken der neuen Normengeneration (DIN 1045-1, DIN Fachbericht 102 und DIN EN 1992-1-1) wird auf einen Produktansatz zurückgegriffen, der maßgeblich von MÜLLER [177] entwickelt wurde und in [178] von MÜLLER UND KVITSEL ausführlich dargestellt wurde. Zur Berechnung der Kriech- und Schwindverformung zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ (Endkriechzahl und Endschwindmaß) finden sich Diagramme in den genannten Normenwerken. Hinweise, Gleichungen und Annahmen zum Vorgehen bei der Berechnung der Kriech- und Schwindverformung zu einem beliebigen Zeitpunkt t liefert *Heft 525* des *DAfStb* [32]. Zum nichtlinearen Kriechen wird exemplarisch auf SHEN [230] und DIENER [33] verwiesen.

Im weiteren Verlauf der vorliegenden Arbeit wird auf das zeitabhängige Verhalten des Betons nicht näher eingegangen. Alle behandelten Aspekte betreffen Kurzzeiteinwirkungen bzw. die Bewertung und Instandsetzung der Auswirkungen (sehr) kurzzeitiger Einwirkungen. Es sei jedoch an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass das zeitabhängige Verhalten bei der Planung von Instandsetzungsmaßnahmen immer zu berücksichtigen ist.

2.1.2 Verhalten des Betonstahls

Stab- und mattenförmige Bewehrungen, die in Stahlbetonbauteilen verwendet werden, bestehen aus Betonstahl, der bezüglich des Verformungsverhaltens in warmverformte bzw. naturharte und kaltverformte Betonstähle unterschieden wird (Abbildung 2.6). Das Last-Verformungs-Verhalten bis zur Streckgrenze R_e (alte Bezeichnung) bzw. f_y (neue Bezeichnung) kann als linear-elastisch bezeichnet werden. Der Elastizitätsmodul kann mit zwischen 200.000 und 210.000 MPa angegeben werden. Nach Erreichen der Streckgrenze weisen beide Stahlsorten ein unterschiedliches Verhalten auf. Während naturharte und warmverformte Stähle nach Überschreiten der Streckgrenze ein ausgeprägtes Fließplateau mit einem anschließenden Verfestigungsbereich aufweisen, gehen kaltverformte Stähle stetig vom elastischen in den plastischen Bereich über. Das Versagen tritt bei beiden Stahlsorten ein, wenn sich der Stahl bei Erreichen seiner Zugfestigkeit R_m (alte Bezeichnung) bzw. f_t (neue Bezeichnung) an der schwächsten Stelle einschnürt [63].

Die wirklichkeitsnahe Beschreibung der Arbeitslinie von Betonstahl wird in der Literatur häufig mit dem Ramberg-Osgood-Polynom angegeben (Gleichung 2.10). Dabei gibt DILGER [34] für die Konstante K den Wert 0,002 und für den Exponenten m Werte zwischen 10 und 25 für kaltverformte Stähle und $m = \infty$ für naturharte bzw. warmverformte Stähle an. KRELLER [143] bestimmt hingegen den Exponenten m für kaltverformte Stähle in Abhängigkeit der Streckgrenze f_y , der Zugfestigkeit f_t und der Bruchdehnung ε_{su} gemäß Gleichung 2.11.

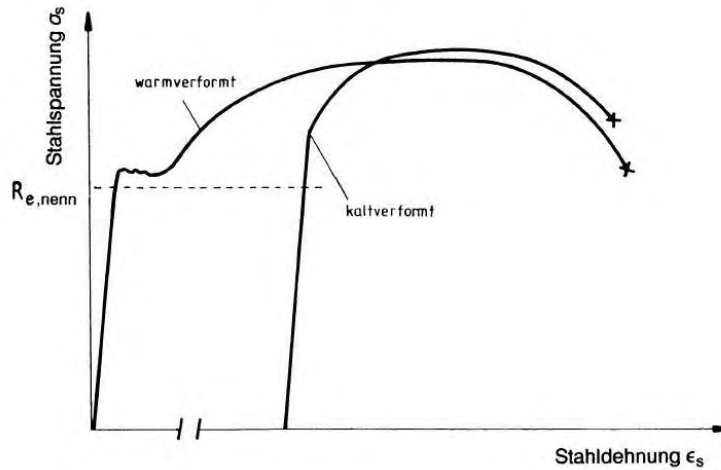
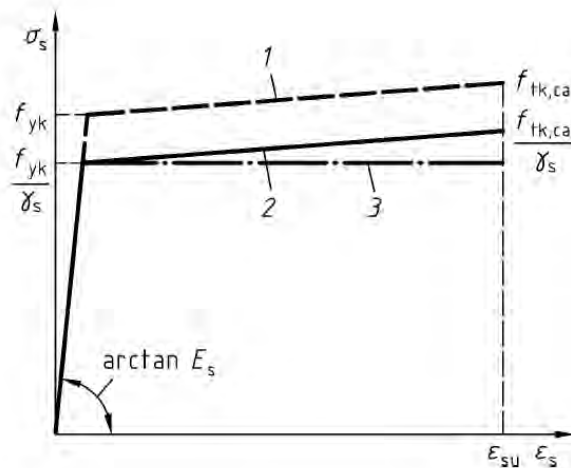


Abbildung 2.6: Arbeitslinien von kaltverformtem und warmverformtem Betonstahl [213]

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + K \cdot \left(\frac{\sigma_s}{f_y}\right)^m \quad (2.10)$$

$$m = \frac{\ln(\epsilon_{su}/0,002)}{\ln(f_t/f_y)} = \frac{\ln(\epsilon_{su}) + 6,215}{\ln(f_t) - \ln(f_y)} \quad (2.11)$$

Für die Querschnittsbemessung ist in den Regelwerken DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1 eine idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls mit elastisch-plastischer Charakteristik – in der Literatur inkorrekterweise häufig als *bilineares* Verhalten bezeichnet – angegeben (Abbildung 2.7).



Legende

- 1 idealisierter Verlauf
- 2 Verlauf für die Bemessung
- 3 vereinfachte Annahme für die Bemessung

Abbildung 2.7: Idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Querschnittsbemessung nach DIN 1045-1 [35]

Gemäß den neuen Regelwerken darf aktuell nur noch Betonstahl der Güte BSt 500 (Nennstreckgrenze $f_{yk} = 500$ MPa; Stahl IV) nach DIN 488 [43] verwendet werden. Durch seine im Vergleich zu alten Betonstählen (z.B. BSt 420 = Stahl III oder BSt 220 = Stahl I) großen Wert für die nutzbare Streckgrenze ergeben sich bei der Bemessung zwar geringere Querschnitte und somit eine wirtschaftlichere Bemessung für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation nach DIN 1055-100 [37]. Jedoch weist BSt 500 mit einem Verhältniswert $\frac{f_t}{f_y}$ von 1,05 (normalduktiler Stahl BSt 500 A) bzw. 1,08 (hochduktiler Stahl BSt 500 B) eine vergleichsweise geringe Verfestigung auf. Alte Stähle, die in Europa bis in die 1970er Jahre verwendet wurden, wiesen einen Verhältniswert $\frac{f_t}{f_y}$ von bis zu 1,5 auf und verfügten damit über ein deutlich größeres Maß an Verfestigung im plastischen Bereich. Zur Beschreibung und Bewertung der Duktilität (Verformungsfähigkeit) kommt nach BACHMANN [2] dem Verhältniswert von Zugfestigkeit f_t zu Streckgrenze f_y eine deutlich größere Bedeutung zu als der maximal erzielbaren Gesamtdehnung ε_{su} . Insbesondere bei evtl. eintretenden Katastrophenfällen, bei der Bemessung für die außergewöhnliche Bemessungssituation (z.B. Erdbeben) oder bei Anwendung von Traglastverfahren für die Bemessung (z.B. Kapazitätsbemessung nach PAULAY ET AL. [187]) ist diese Entwicklung für das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter dynamischen Einwirkungen nachteilig. BACHMANN weist in [2] ausdrücklich auf diese – in Hinblick auf Fragen der Baudynamik und des Erdbebeningenieurwesens – negative Entwicklung bei europäischen Betonstählen hin. Für weitere Informationen zu Betonstählen für den Stahlbetonbau wird u.a. auf RUSSWURM [213] verwiesen.

2.1.3 Verbund zwischen Betonstahl und Beton

Das Zusammenwirken von Beton und Bewehrung wird durch Verbund – d.h. die Fähigkeit, zwischen beiden Bestandteilen Kräfte zu übertragen – ermöglicht. Die Verbundwirkung wird über eine Vielzahl komplexer Mechanismen erzielt. Vereinfachend kann die Verbundwirkung durch eine in der Grenzfläche Beton/Bewehrung wirkende Schubspannung, die sogenannte *Verbundspannung* τ_b beschrieben werden. Verbundbeanspruchungen entstehen immer dann, wenn sich Dehnungen bzw. Spannungen entlang eines Bewehrungsstabes ändern. Demzufolge treten Verbundbeanspruchungen in folgenden Situationen auf [253]:

- Rissbildung; zwischen den Rissen werden Teile der Stahlzugkraft auf den Beton übertragen
- Endverankerung oder Stoß von Bewehrungsstäben durch Übergreifung
- Behinderung der Betonverformungen infolge Kriechen und Schwinden

Die Verbundwirkung eines heute üblichen, gerippten Betonstahls basiert auf den drei Mechanismen *Haftung*, *Reibung* und *mechanische Verzahnung*, deren Aktivierung mit einer Relativverschiebung des Bewehrungsstabes gegenüber dem umgebenden Beton, dem sogenannten *Schlupf*

s , verknüpft ist. Das Verbundverhalten lässt sich folglich durch *Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen* beschreiben, wobei sich die Verbundspannung τ_b aus der Summe der einzelnen Mechanismen ergibt (siehe Abbildung 2.8). Die τ_b - s -Beziehung stellt damit kein Stoffgesetz im engeren Sinne dar, sondern bildet als *Pseudo-Stoffgesetz* summarisch komplexe Wechselwirkungen ab [253].

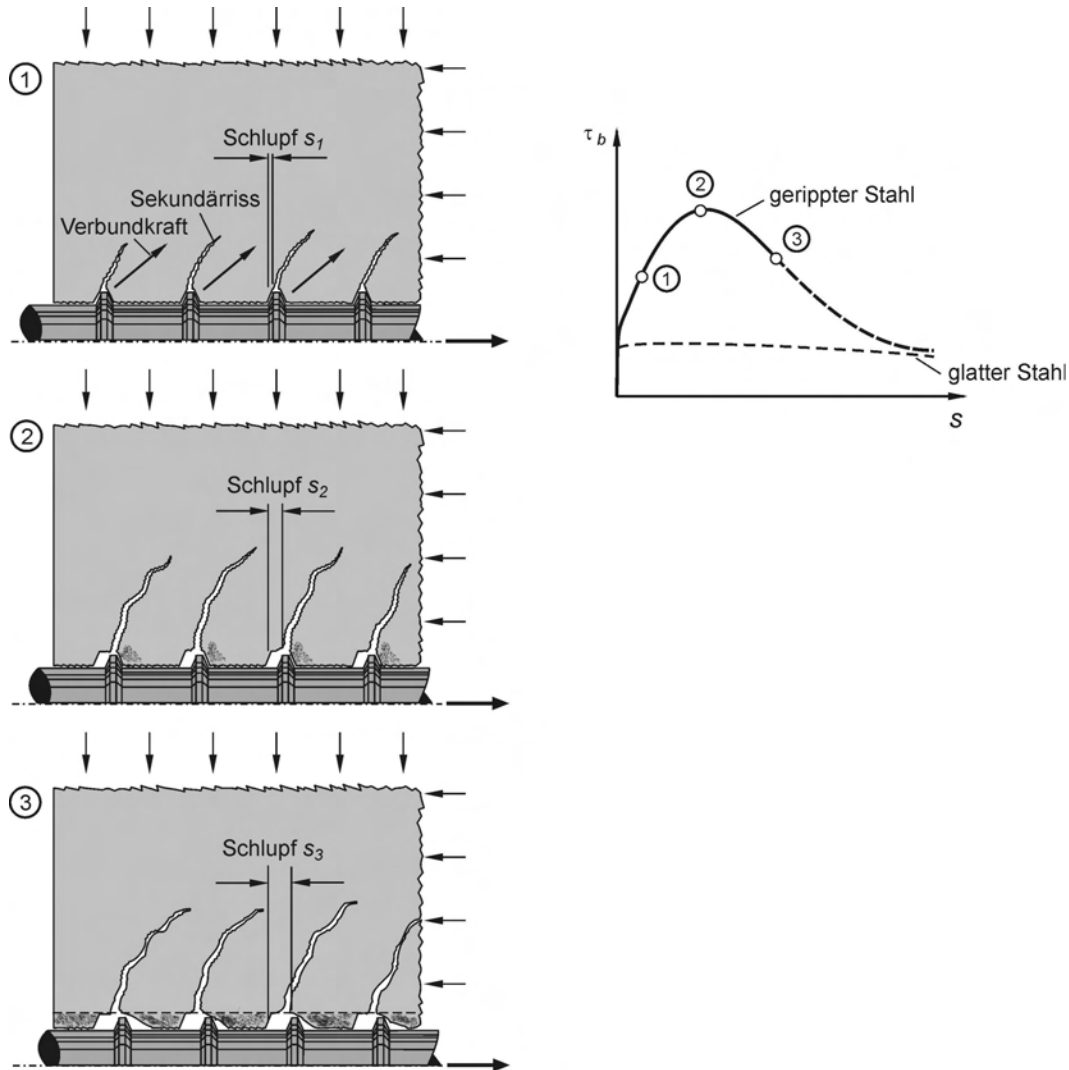


Abbildung 2.8: Verbundmechanismen und Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung [253]

Zur Bestimmung von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen werden in der Literatur (z.B. [163, 167, 224]) und den entsprechenden Regelwerken (z.B. RILEM Recommendations [205]) Beam-Tests (Balkenversuche) oder Pull-Out-Tests (Ausziehversuche) vorgeschlagen. Weitere Informationen und Hinweise zur Ermittlung von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen mittels Ausziehversuchen werden in Abschnitt 7.3 gegeben.

Die Ausbreitung der durch Verbund eingeleiteten Kräfte in den umgebenden Beton ist in Abbildung 2.9 dargestellt. Ausgehend von den Rippen breiten sich Druckspannungen zunächst

gegen den Stab geneigt, rotationssymmetrisch aus. Es entsteht ein Druckkegel. Durch die Umlenkung entstehen Zugspannungen, die ringförmig um den Bewehrungsstab verlaufen und – sofern sie die Betonzugfestigkeit überschreiten – zur Rissbildung entlang des Stabes führen (*Sprengrissbildung*). Bei geringer Betondeckung spalten die Längsrisse die Betonschale, während gleichzeitig die Verbundspannung schlagartig abfällt. Die Verbundtragfähigkeit bei Sprengrissversagen ist dann an die Dicke der Betondeckung und ggf. vorhandene Querbewehrung, die ein unkontrolliertes Öffnen des Spaltrisses verhindert, gekoppelt (siehe auch Abschnitt 2.1.6.2) [253].

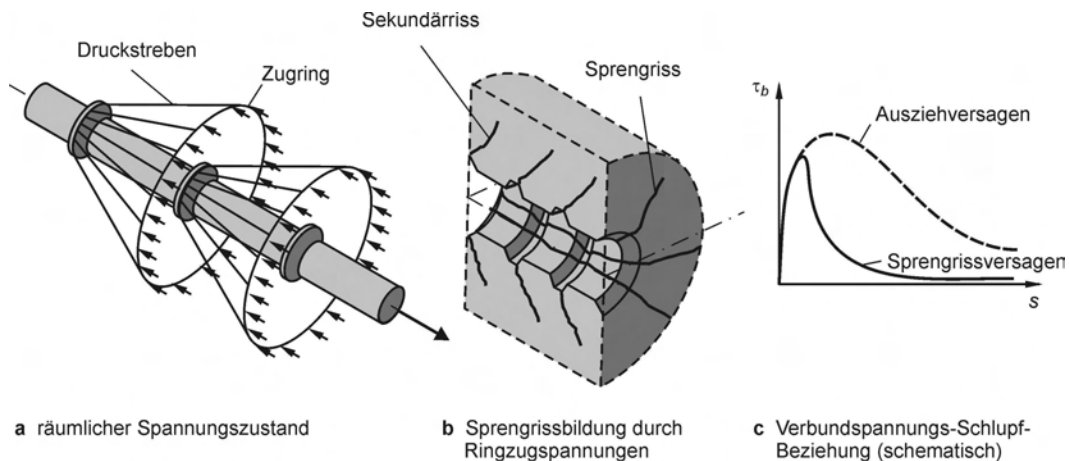


Abbildung 2.9: Ausbreitung der durch Verbund eingeleiteten Druckspannungen; Sprengrissbildung [253]

Das Verbundverhalten wird maßgeblich durch folgende Parameter beeinflusst:

- Betondruckfestigkeit (vgl. u.a. NOAKOWSKI [181]),
- Oberflächenbeschaffenheit des Bewehrungsstabes (vgl. u.a. MARTIN [166])
- Lage des Stabes beim Betonieren (vgl. u.a. MARTIN UND NOAKOWSKI [167]),
- Spannungen senkrecht zur Stabachse (vgl. u.a. SCHMIDT-THROE [223] und IDDA [115]) und
- langandauernde oder zyklische Beanspruchung / Verbundkriechen (vgl. u.a. FRANKE [71] und SIPPEL [232]),

Betrachtet man das in Abbildung 2.10 dargestellte differentielle Element eines Stahlbetonzugstabes, müssen die Zugkraftdifferenzen von Beton und Bewehrungsstab mit den über den Stabumfang U_s wirkenden Verbundspannungen $\tau_b(s)$ im Gleichgewicht stehen (Gleichungen 2.12 bis 2.14).

$$\tau_b(s) \cdot U_s \cdot dx = d\sigma_s \cdot A_s = -d\sigma_c \cdot A_c \quad (2.12)$$

$$\Rightarrow \frac{d\sigma_s}{dx} = \tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{A_s} \quad (2.13)$$

$$\Rightarrow \frac{d\sigma_c}{dx} = \tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{A_c} \quad (2.14)$$

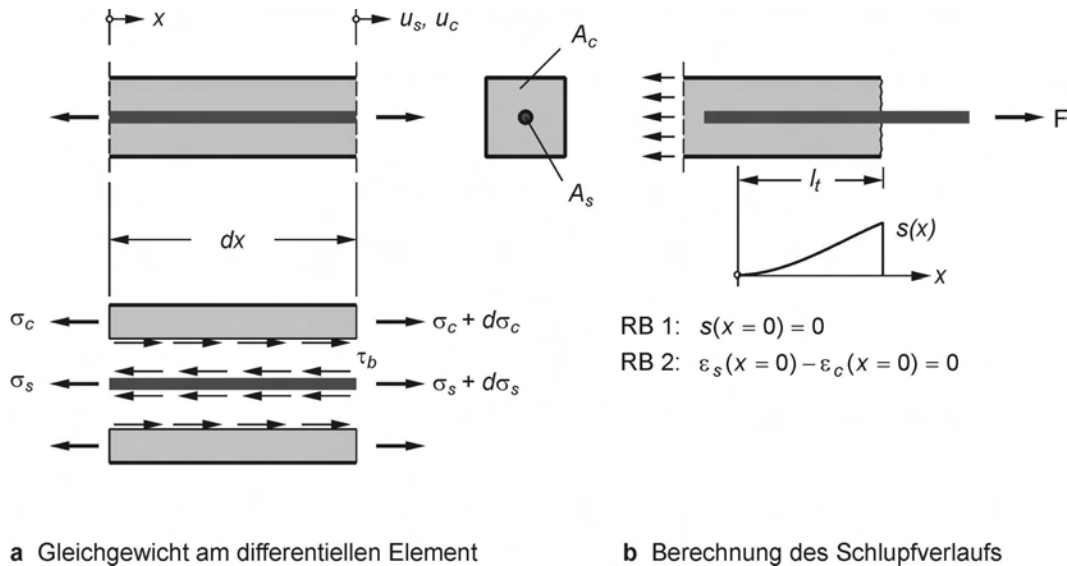


Abbildung 2.10: Differentielles Element eines Stahlbetonzugstabes [253]

Der Schlupf s zwischen Beton und Bewehrungsstab ergibt sich an jeder Stelle aus der Differenz der Verschiebungen von Stahl und Beton zu

$$s = u_s - u_c \quad (2.15)$$

Wird für Stahl und Beton jeweils ein linear-elastisches Materialverhalten vorausgesetzt, folgt aus Gleichung 2.15 bei einmaliger Differenzierung nach x :

$$\frac{ds}{dx} = \frac{du_s}{dx} - \frac{du_c}{dx} = \varepsilon_s - \varepsilon_c = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (2.16)$$

Nach nochmaliger Differenzierung der Gleichung 2.16 und Einsetzen der Gleichungen 2.13 und 2.14 ergibt sich:

$$\frac{d^2s}{dx^2} = \tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{E_s \cdot A_s} + \tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{E_c \cdot A_c} \quad (2.17)$$

$$\Rightarrow s'' - \tau_b(s) \cdot \left(\frac{U_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{U_s}{E_c \cdot A_c} \right) = 0 \quad (2.18)$$

Gleichung 2.18 wird als *Differenzialgleichung des verschieblichen Verbundes* bezeichnet. Sie stellt die mathematische Verknüpfung von Dehnungen, Relativverschiebungen und Verbundspannungen dar. Aufbauend auf dieser DGL lassen sich mit Verbundgesetzen $\tau_b(s)$ und bekannten Randbedingungen Lösungen für Relativverschiebungen und Spannungen z.B. an bzw. zwischen Rissen ableiten. Zur Lösung der DGL für den Einzelrisszustand bzw. das abgeschlossene Rissbild wird u.a. auf NOAKOWSKI [179], KRIPS [145] und SPAROWITZ [234] verwiesen.

Normativ wird für die Stahlbetonbemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit von einem starren Verbund ausgegangen. Dementsprechend sind die verwendeten Bewehrungsstähle nach DIN 488-2 [44] dahingehend optimiert, dass im Bruchzustand ein Stahlversagen vor einem (u.U. schlagartigen) Verbundversagen eintritt. Im Gebrauchszustand jedoch beeinflusst die Verbundwirkung – gekennzeichnet durch einen verschieblichen Verbund – insbesondere die Verteilung der Risse sowie die Rissöffnung und damit maßgeblich die Steifigkeit und das Verformungsverhalten des Bauteils. Für eine wirklichkeitsnahe Abschätzung der Verformung von Stahlbetonbauteilen ist folglich die Verbundwirkung bzw. die dadurch ermöglichte Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen essentiell (siehe Abschnitt 2.1.4.1).

Als grundlegende experimentelle und theoretische Beiträge zur Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrungsstäben gelten u.a. die Arbeiten von REHM [199], GOTO [84] und GÜNTHER [95]. Für die Möglichkeiten einer wirklichkeitsnahen Abbildung der Verbundwirkung in einer numerischen Finite-Element-Berechnung wird u.a. auf KEUSER [129] verwiesen. Darüber hinaus bietet die Literatur Beiträge über eine Vielzahl spezieller Fragen zum Verbundverhalten und der Verbundprüfung bewehrter Stahlbetonbauteile (z.B. Verbundermüdung [3], Einfluss verschiedener Versuchskörper [8, 206, 224], zerstörungsfreie Prüfung des Verbundes [157], etc.).

2.1.4 Querschnittstragverhalten und Rissbildung stabförmiger Bauteile

2.1.4.1 Stahlbetonzugstab

Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton im gezogenen Bereich kann mithilfe des einfach bewehrten Stahlbetonzugstabes gut beschrieben werden. In der ersten Phase (ungerissener Bereich) zeigt der Zugstab ein annähernd linear-elastisches Verhalten, d.h. es herrscht an allen Stellen des Bauteils ein idealer Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstab (Bereich 1 in Abbildung 2.11). Mit dem Auftreten des Erstrisses (Einzelrissbildung) beginnt die Phase der sukzessiven Rissbildung (Bereich 2 in Abbildung 2.11). Sobald in einem Querschnitt die Zugfestigkeit des Betons erreicht ist, entsteht ein Trennriss, in dem die gesamte Zugkraft durch den Betonstahl aufgenommen werden muss. Während die Stahldehnungen dadurch lokal ansteigen, fallen die Betonzugdehnungen zum Rissufer hin auf den Wert Null ab.

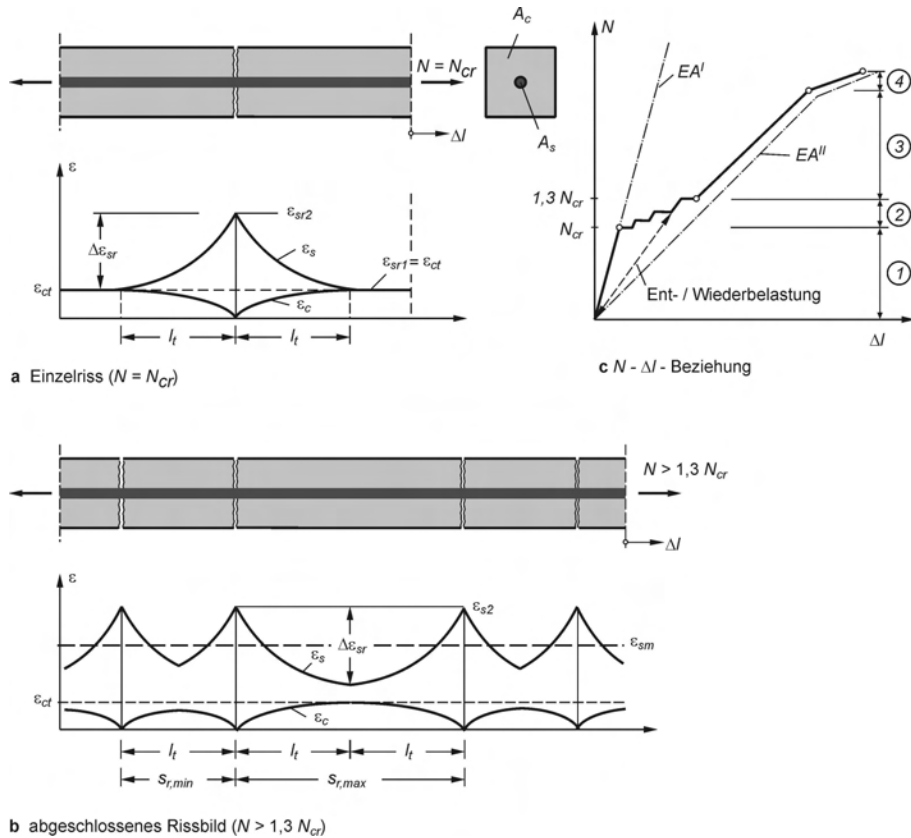


Abbildung 2.11: Tragverhalten und Rissbildung eines Stahlbetonzugstabes [253]

Die Dehnungsunterschiede im Riss führen in einem Störbereich zu unterschiedlichen Verlängerungen von Stahl und Beton, d.h. zu Relativverschiebungen und damit zu Verbundspannungen, durch die beidseits des Risses wiederum Zugspannungen in den Beton eingeleitet werden. Am Ende der Einleitungslänge l_t herrschen wieder die Verhältnisse eines ungerissenen Stabes. Parallel dazu entstehen – abhängig von der stochastischen Streuung und Verteilung der Betonzugfestigkeit – weitere Risse. Zwischen den Rissen verbleiben zunächst Bereiche mit gleichen Beton- und Stahldehnungen (idealer Verbund), bis schließlich an keiner Stelle des Stabes mehr die Betonzugfestigkeit erreicht wird. Das Rissbild ist abgeschlossen, d.h. entlang des gesamten Stabes wirken Verbundspannungen. Nachdem sich ein abgeschlossenes Rissbild eingestellt hat, kommt es zur weiteren Rissöffnung (Bereich 3 in Abbildung 2.11) bis die Fließspannung im Betonstahl erreicht ist. Die Kurven im Last-Verformungs-Diagramm zeigen in diesem Bereich den gleichen Anstieg wie der reine Zustand II ("nackter" Stahl). Nach Überschreiten der Streckgrenze des Stahls steigt die Verformung des Stabes deutlich an (Bereich 4 in Abbildung 2.11). Eine weitere Zugkraftzunahme wird durch die Stahlverfestigung möglich. Mit der Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls ist die Tragfähigkeit des Zugstabes erreicht. Die maximale Verformung bzw. die erreichbare mittlere Stabdehnung ist mit dem plastischen Verformungsvermögen des Bewehrungsstahls, d.h. mit dessen Duktilität, verknüpft [63, 140, 253].

Bei abgeschlossenem Rissbild ist die mittlere Stahldehnung mit der mittleren Bauteildehnung identisch. Die Dehnsteifigkeit wird daher mit EA^{II} erheblich unterschätzt, die resultierenden Verformungen entsprechend überschätzt. Die zwischen den Rissen durch Verbundspannungen in den Beton eingeleiteten Zugkräfte führen zu einer Erhöhung der Dehnsteifigkeit bei Zugbeanspruchung gegenüber dem reinen Zustand II. Diese Erhöhung wird als *Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen* bzw. als *Zugversteifung (tension stiffening)* bezeichnet.

Zur Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wurden in der Vergangenheit eine Vielzahl von Forschungsarbeiten durchgeführt. Exemplarisch seien an dieser Stelle Arbeiten von MEHLHORN UND GÜNTHER [172, 96], MEHLHORN UND SEIPEL [173], ELIGEHAUSEN ET AL. [62] und NOAKOWSKI [181] genannt. Verschiedene Ansätze zur rechnerischen Berücksichtigung des *tension stiffening* wurden beispielsweise von KEUSER UND PURAINER in [132] zusammengestellt und verglichen.

2.1.4.2 Einfach bewehrter Biegebalken

Die bewehrte Zugzone eines biegebeanspruchten Stahlbetonbauteils verhält sich analog zu einem Stahlbetonzugstab, weshalb sich die zur Beschreibung des Tragverhaltens eines Biegebalkens verwendete *Momenten-Krümmungs-Beziehung* maßgeblich durch die Zugkraft-Dehnungs-Beziehung gekennzeichnet ist (Abbildung 2.12). Daher wird an dieser Stelle auf eine Beschreibung des Tragverhaltens biegebeanspruchter Balken verzichtet und auf entsprechende Literatur verwiesen (z.B. [34, 85, 110, 140, 165, 210, 253]). Durch die Analogie wird deutlich, dass die Rissbildung und die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen erheblichen Einfluss auf die Biegesteifigkeit ausüben. Auf die Auswirkungen der Rissbildung auf Bemessung, Steifigkeit und Verformung wird in Abschnitt 2.1.6.1 näher eingegangen.

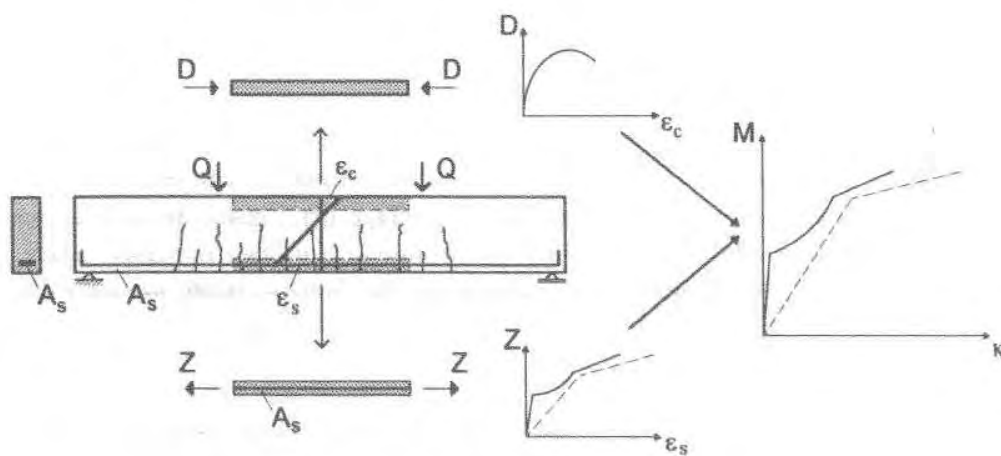


Abbildung 2.12: Modellhafte Zerlegung eines Biegebalkens in Druck- und Zuggurt [63]

2.1.5 Querschnittstragverhalten und Rissbildung von Stahlbetonplatten

Platten als Flächentragwerke werden per Definition senkrecht zu ihrer Ebene belastet. Dabei hat im Gegensatz zu stabförmigen Bauteilen (Balken) die Breite einen maßgeblichen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten des Bauteils. Zudem ist zu unterscheiden, ob es sich um eine einachsig gespannte oder eine zweiachsig gespannte Platte handelt. Die Platte selbst kann als Balkenschar mit Balken in orthogonaler Anordnung idealisiert werden und wird mathematisch allgemein durch die Plattengleichung (klassische Plattentheorie; Gleichung 2.19) beschrieben.

$$\frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2 \frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} = \frac{p}{N} \quad (2.19)$$

In der klassischen Plattentheorie, die auf Elastizitätsgesetzen beruht, geht die Querdehnzahl ν über die Plattensteifigkeit N (Gleichung 2.20) ein.

$$N = \frac{Ed^3}{12(1 - \nu)} \quad (2.20)$$

Wegen der Gültigkeit des Superpositionsprinzips kann am einachsig beanspruchten Plattenelement die Plattensteifigkeit hergeleitet werden. Da gemäß der klassischen Plattentheorie das Superpositionsprinzip auch für das zweiachsig beanspruchte Plattenelement als gültig vorausgesetzt wird, kann dem Biegemoment in der einen Richtung der ν -fache Anteil des Momentes der anderen Richtung zugeschlagen werden. Somit ist die Lösung der Plattengleichung von der Querdehnzahl abhängig [239].

Die Querdehnzahl ν bei Betonen hängt nur geringfügig vom Betonalter und der Nachbehandlung ab. Sie liegt im Bereich zwischen 0,14 bis 0,26 und nimmt mit wachsender Druckfestigkeit zu. Wird aber der Abbau der quer zur Haupttragrichtung verursachten Spannungen durch Rissbildung berücksichtigt, kann die Querdehnzahl für alle Betonfestigkeitsklassen mit $\nu = 0,2$ in Ansatz gebracht werden [139].

Alle vorgenannten Angaben setzen ein ideal-elastisches Materialverhalten voraus. Für die wirklichkeitsnahe Berechnung von Platten aus Stahlbeton sind aufgrund der zu erwartenden Rissbildung jedoch weitere Effekte zu berücksichtigen. Die Einflüsse des nichtlinearen Bauteilverhaltens auf die Tragwirkung von Stahlbetonplatten wurden in einer Vielzahl von Arbeiten experimentell und numerisch untersucht. Die verschiedenen mechanischen Formulierungen zur Beschreibung des Tragverhaltens massiver Platten wurden beispielsweise von RÜDIGER ET AL. [135] zusammengestellt und voneinander abgegrenzt.

Als grundlegende Beiträge zur Bemessung und baulichen Durchbildung von Stahlbetonplatten

mit orthogonal orientierter Bewehrungsanordnung gelten u.a. die Arbeiten von BAUMANN [4], SCHÄFER [220] und STIGLAT UND WIPPEL [239]. Für numerische Betrachtungen von Stahlbetonflächentragwerken wird u.a. auf MEISWINKEL [174] verwiesen. Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Einfluss zweiachsialer Beanspruchung auf die Plattentragwirkung wurden u.a. von PURAINER ET AL. [191, 190] und RÜDIGER ET AL. [197, 198] durchgeführt.

Generell bleibt festzuhalten, dass bei der Berechnung und Bemessung von Stahlbetonbauteilen im Allgemeinen und von massiven Platten im Besonderen das nichtlineare Bauteilverhalten des Verbundwerkstoffs Stahlbeton berücksichtigt werden muss, um das Trag- und Verformungsverhalten wirklichkeitsnah zu erfassen (vgl. auch Abschnitt 2.1.6.1).

2.1.6 Aspekte der Rissbildung

2.1.6.1 Auswirkungen der Rissbildung auf Bemessung, Steifigkeit und Verformung

Üblicherweise erfolgt in der gängigen Bemessungspraxis die Ermittlung der Schnittgrößen mit linear-elastischen Verfahren und die daran anschließende Bemessung der Bewehrung unter Annahme eines gerissenen Querschnitts und unter Verwendung idealisierter, nichtlinearer Materialgesetze. Die aktuellen Regelwerke für den Stahlbetonbau DIN 1045-1 [35], DIN Fachbericht 102 [51] sowie DIN EN 1992 (EC2) [48] erlauben neben einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung in festgelegten Grenzen auch die Anwendung nichtlinearer Verfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen. Dies kann unter Zuhilfenahme moderner, leistungsfähiger Software-Programme auf Basis der Methode der Finiten Elemente geschehen (vgl. [171]) oder auch mithilfe von einfachen Bemessungshilfen (Tafelwerke), die auf der Plastizitätstheorie beruhen (z.B. Bruchlinientheorie nach HERZOG [105]). Auf diese Weise können Tragreserven genutzt werden und die Bemessung kann wirtschaftlichere Ergebnisse liefern. Dabei sind jedoch folgende Punkte zu beachten:

- Bei der Anwendung nichtlinearer Verfahren zur Schnittgrößenermittlung besteht kein linearer Zusammenhang zwischen Belastung und Schnittgröße. Die Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte sind folglich bereits bei der Belastung zu berücksichtigen (getrennte Schnittgrößenermittlung für GZG und GZT).
- Daher können Schnittgrößen aus verschiedenen Einwirkungen auch nicht superponiert werden (Superpositionsprinzip gilt nicht).
- Wird die Bemessung mit Schnittgrößen durchgeführt, die nicht auf Basis der Elastizitätstheorie ermittelt wurden, ist den resultierenden Verformungen auf Gebrauchslastniveau vermehrte Aufmerksamkeit zu schenken (vgl. [106]).

- Werden die Querschnitte bereits bei der Erstellung des Bauwerks stark ausgenutzt, verbleiben weniger Tragreserven der Bauteile beispielsweise für eine spätere Nutzungsänderung oder eine Aufstockung im Hochbau.
- Bei unkritischer Anwendung von leistungsfähiger Software besteht die Gefahr einer Fehleinschätzung des Tragverhaltens durch die Wahl ungeeigneter Materialgesetze (vgl. [132]).

Aber auch bei Verwendung linear-elastischer Verfahren zur Schnittgrößenermittlung verhalten sich Stahlbetonbauteile aufgrund der auftretenden Rissbildung nichtlinear (vgl. Abschnitte 2.1.4 und 2.1.5). Die Rissbildung führt zu einer Minderung der Steifigkeiten (Dehn-, Biege-, Schub- und Torsionssteifigkeit), was sich wiederum in jedem Fall auf die zu erwartenden Bauteilverformungen auswirkt (z.B. bei Biegung: $w'' = M/EI$). Im Falle mehrachsig gespannter Flächentragwerke oder statisch unbestimmter Systeme führen die Steifigkeitsänderungen infolge Rissbildung auch zu veränderten Schnittgrößenverteilungen (vgl. u.a. DILGER [34], GRAUBNER [87] und RAO [194]). Baupraktische Relevanz hat dies beispielsweise bei integralen Tragwerken (vgl. z.B. KEUSER ET AL. [131] oder FUCHS UND DANNHORN [72]).

Stabilitätsprobleme im Stahlbetonbau sind ebenfalls wesentlich durch die Steifigkeitsänderungen infolge Rissbildung gekennzeichnet. Beispielsweise können beim in DIN 1045-1 Abschnitt 8.6.8 geforderten Nachweis gegen das seitliche Ausweichen schlanker Träger aus Stahl- oder Spannbeton (Kippen) unter Verwendung des gerissenen Querschnitts deutlich wirtschaftlichere Bemessungsergebnisse erzielt werden. Diese Art der Nachweisführung erlauben DIN 1045-1 und DIN EN 1992 explizit. Als mögliche Nachweisverfahren gegen das Kippen schlanker Träger, die den gerissenen Querschnitt berücksichtigen, seien beispielsweise die Verfahren nach EHRET [57], KÖNIG UND PAULI [138] und MEHLHORN [170] genannt.

Um die auftretende Verformung eines auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteils abzuschätzen, kann beispielsweise eine Grenzwertbetrachtung mit den beiden Grenzwerten "ungerissener Querschnitt" und "gerissener Querschnitt" durchgeführt werden. Die Biegesteifigkeiten im ungerissenen Zustand (Zustand I) und im gerissenen Zustand ohne Berücksichtigung der Zugversteifung zwischen den Rissen (reiner Zustand II) können für den einfach bewehrten Rechteckquerschnitt nach den Gleichungen 2.21 und 2.22 berechnet werden [253].

$$EI^I \approx E_{cm} \cdot I_c \quad (2.21)$$

$$EI^{II} = E_s \cdot A_s \cdot z^{II} (d - x^{II}) \quad (2.22)$$

mit:

$$\begin{aligned} z^{II} &= d - \frac{x^{II}}{3} \\ x^{II} &= \xi \cdot d \\ \xi &= -\alpha_s \rho_s + \sqrt{(\alpha_s \rho_s)^2 + 2\alpha_s \rho_s} \\ \alpha_s &= \frac{E_s}{E_{cm}} \\ \rho_s &= \frac{A_s}{b \cdot d} \end{aligned}$$

Die tatsächliche Verformung wird sich zwischen der mit diesen Grenzwerten der Biegesteifigkeit errechneten Verformung einstellen. Eine genauere Abschätzung ist sehr aufwändig, da zum einen der Rissbildungszustand über die Bauteillänge nicht konstant ist und zum anderen die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (tension stiffening) sowie das Langzeitverhalten (Kriechen und Schwinden des Betons) berücksichtigt werden müssen.

Sollen die Rissbildung und das tension stiffening bei der Verformungsberechnung eines Biegebauteils dennoch Berücksichtigung finden, besteht neben der Möglichkeit, die Verformung über die zweifache Integration der Momenten-Krümmungs-Beziehung wirklichkeitsnah abzuschätzen, die Möglichkeit einer vereinfachten Berechnung mithilfe eines *Verteilungsbeiwertes* bzw. *Rissbildungsfaktors* ζ (vgl. u.a. GRASSER UND THIELEN [86], MAYER [168] sowie KRÜGER UND MERTZSCH [144]). Durch ζ wird – in Abhängigkeit des gewählten Verfahrens – die Ausdehnung des gerissenen Bereichs und die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt. Die im Mittel steifere Druckzone wird dabei allerdings vernachlässigt. Ein für die Handrechnung geeignetes Verfahren unter Verwendung eines Verteilungsbeiwertes ζ , bezogen auf den Völligkeitsbeiwert β nach RAO [194], wird normativ erstmals in DIN EN 1992 [48] angegeben (Gleichung 2.23) [253].

$$w = \zeta \cdot w^{II} + (1 - \zeta)w^I \quad (2.23)$$

Die sich ergebende effektive Biegesteifigkeit EI_m^{II} ist zwar beanspruchungsabhängig, allerdings verändert sie sich über weite Teile des Bauteils kaum. Daher liegt es nahe, abschnittsweise konstante wirksame Biegesteifigkeiten anzunehmen (vgl. u.a. DONAUBAUER [54] und FASTABEND [67]). Die effektive Biegesteifigkeit ist direkt proportional zum Kehrwert der Krümmung und kann somit mit Gleichung 2.24 berechnet werden.

$$EI_m^{II} = \frac{1}{\zeta \frac{1}{EI^{II}} + (1 - \zeta) \frac{1}{EI^I}} \quad (2.24)$$

mit:

$$\zeta = 0 \quad (\text{ungerissen})$$

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \quad (\text{gerissen; für Biegung darf } \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \text{ gleich } \frac{M_{cr}}{M} \text{ gesetzt werden})$$

$$\beta = 1,0 \quad \text{einmalige, kurzzeitige Belastung}$$

$$\beta = 0,5 \quad \text{dauerhafte und wiederholte Belastung}$$

Für baupraktisch häufig auftretende Fälle liefert die Literatur auch Erfahrungswerte zur Abschätzung der Steifigkeiten im gerissenen Zustand. Gemäß GRASSER UND THIELEN [86] ergibt sich beispielsweise die Biegesteifigkeit für Verformungsberechnungen stabförmiger Bauteile vereinfachend zu $EI^{II} = 0,65 \cdot EI^I$.

Die genannten Auswirkungen der Rissbildung auf die Biegesteifigkeit und folglich auf die Biegeverformung, gelten sinngemäß für alle Bauteilsteifigkeiten und die entsprechenden Verformungsgrößen.

2.1.6.2 Auswirkungen der Rissbildung auf das Verbundverhalten von Stahl und Beton

Wie bereits in Abschnitt 2.1.3 ausgeführt, bewirkt eine Längsrissbildung entlang des Bewehrungsstabes eine Verbundstörung im gerissenen Bereich. Dabei ist es unerheblich, ob die Längsrissbildung durch Belastung in Stabachse und mangelnde Betondeckung quasi selbst induziert wurde, oder ob sie aus einer äußern Beanspruchung (Last oder Zwang) quer zur Bewehrungsrichtung herrührt. Vor allem bei Flächentragwerken treten diese zweiaxialen Spannungszustände in der Baupraxis auf (z.B. Deckenplatten und Wandscheiben im Hochbau, Fahrbahnplatten im Brückenbau, Verschneidungsbereiche von Tunnelschalen, etc.). Insbesondere bei einer Zugbeanspruchung quer zur Haupttragrichtung, wie sie beispielsweise in Fahrbahnplatten von Kastenträgern im Stützbereich vorkommt, treten Längsrisse entlang der Bewehrungsstäbe in der Haupttragrichtung auf. Dieser Effekt wird derzeit bei der Berechnung und Bemessung von Stahlbetonbauteilen nicht berücksichtigt, obschon eine Vielzahl von Untersuchungen den Einfluss einer Querkzugbeanspruchung auf das Verbundverhalten und folglich auf das Trag- und Verformungsverhalten belegen (vgl. z.B. GAMBAROVA ET AL. [76, 77, 78, 79, 80], IDDA [115] und PURAINER [190]).

Nachfolgend werden Auswirkungen der Längsrissbildung auf das Verbundverhalten von Stahl und Beton anhand des Modells von IDDA [115] kurz erläutert. Die von IDDA durchgeführten Ausziehversuche wurden mit Probekörpern mit einer vorab induzierten Verbundschädigung in Form einer Längsrissbildung durchgeführt. Der Riss entlang der Bewehrungsachse wurde über einen definierten Querkzug erzeugt und auf die vorgegebene Rissweite geöffnet. Das Öffnen

der Risse auf ein vorgegebenes Maß konnte nur mit einer komplexen Versuchsanordnung gewährleistet werden und gestaltete sich nach Angabe von IDDA als sehr problematisch. Die Phasen der Modellbildung sind denen des ungestörten Verbundes (vgl. Abschnitt 2.1.3) sehr ähnlich. Bei zunehmender Zugbelastung in Stabrichtung lässt sich der Verbundmechanismus schrittweise folgendermaßen beschreiben:

1. Konische Rissbildung von den Rippenspitzen ausgehend,
2. Abspaltung der Betonkonsole zwischen den Stahlrippen,
3. Ausweichen des Betonkeils in den Zwischenraum,
4. Kraftübertragung über die Verzahnung der rauhen Trennflächen,
5. Verbundversagen durch Glätten und Aufgleiten der Trennflächen,
6. Rest einer Kraftübertragung durch Reibung und
7. Längsrissbildung parallel zur Trennfläche und weitere Abnahme der übertragbaren Verbundspannungen.

Im Gegensatz zu Bauteilen mit ungestörtem Verbund existiert bei den Probekörpern mit Verbundschädigung durch Längsrissbildung bereits zu Versuchsbeginn eine Fuge zwischen Beton und Stahl. Da aufgrund der geringen Rissbreite von $w < h_f$ (h_f gleich der Rippenhöhe des Bewehrungsstabes) die Rippen noch ausreichend Kontakt zum umgebenden Beton aufweisen, beginnt das Tragmodell mit der Primärrissbildung und der Biegung der Betonkonsolen. Steigt die Last weiter an, werden die Betonkonsolen zwischen den Stahlrippen abgeschoren. Durch die existierende Rissöffnung kommt es nicht sofort zur Verzahnung der Trennflächen. Die übertragbare Verbundspannung wird wieder geringer (Phase der 1. Kontraktanz in Abbildung 2.13). Nach einer weiteren Relativverschiebung werden wieder Reibungskräfte übertragen und das Tragmodell verläuft qualitativ wie beim ungeschädigten Verbund, jedoch wird eine deutlich geringere Spannung übertragen. Die größeren Verschiebungen führen zu einer starken Schädigung des Betongefüges. Die Verbundspannungen nehmen beim Glätten der Trennfuge wieder ab (2. Kontraktanz).

Bereits bei geringen Längsrissweiten von $w = 0,2$ mm wird der maximale Wert der übertragbaren Verbundspannung auf ca. 50% des Maximalwertes bei ungestörtem Verbund reduziert. Bei einer größeren Rissweite sinken die Werte weiter ab. Es besteht jedoch kein linearer Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Rissweite. IDDA beschreibt mit seiner mathematischen Formulierung eine Kurvenschar mit einem von der Längsrissweite abhängigen Maximalwert.

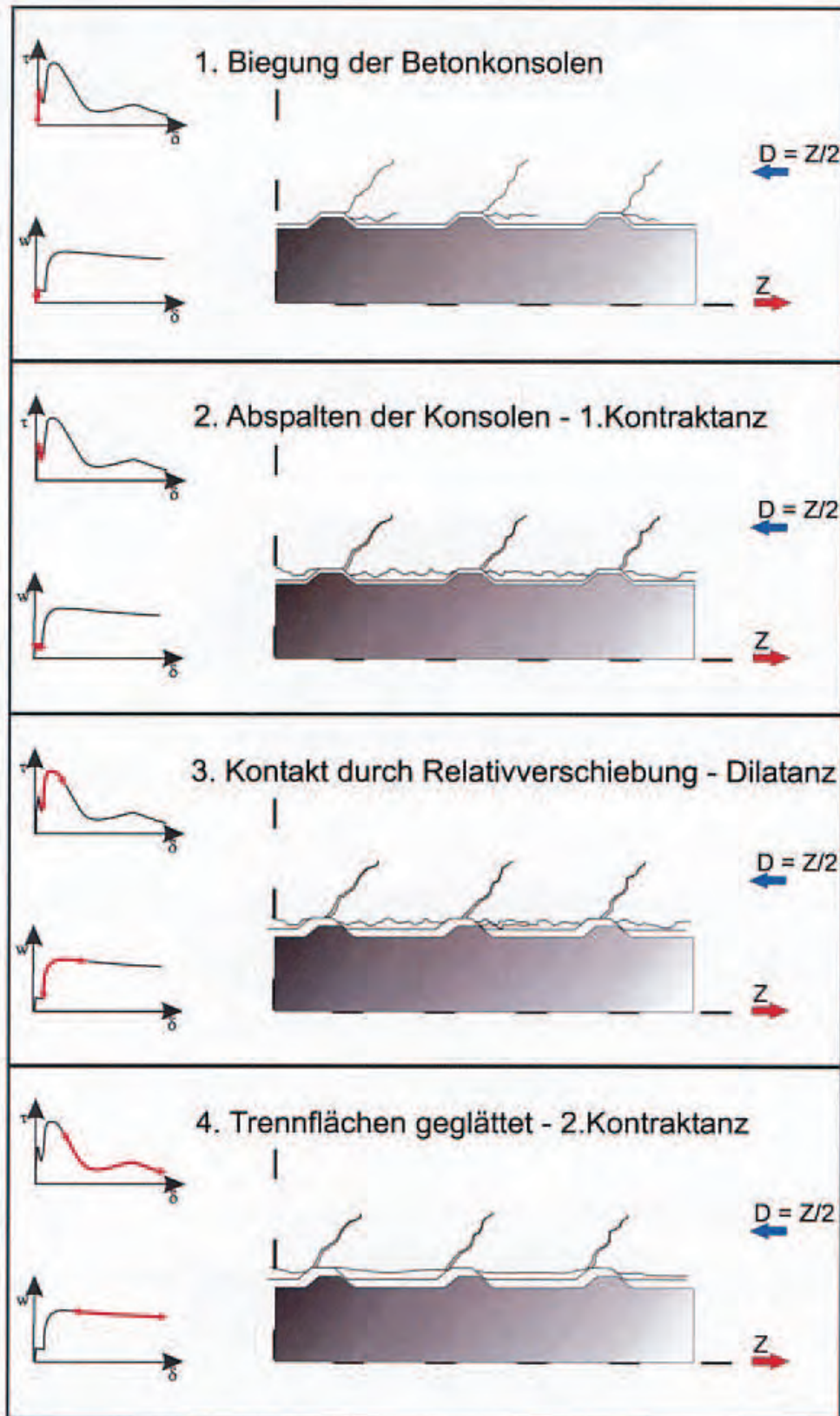


Abbildung 2.13: Verbundmechanismus für gestörten Verbund nach IDDA [115]

Abbildung 2.14 stellt exemplarisch die von IDDA ermittelten Ausziehungskraft-Schlupf-Beziehungen für den ungestörten Verbund (Rissbreite $w = 0,0$ mm) und den gestörten Verbund (Rissbreite $w = 1,5$ mm) gegenüber. Es ist ein deutlicher Unterschied in der Größe der Ausziehungskraft und folglich in der Größe der übertragbaren Verbundspannungen ersichtlich.

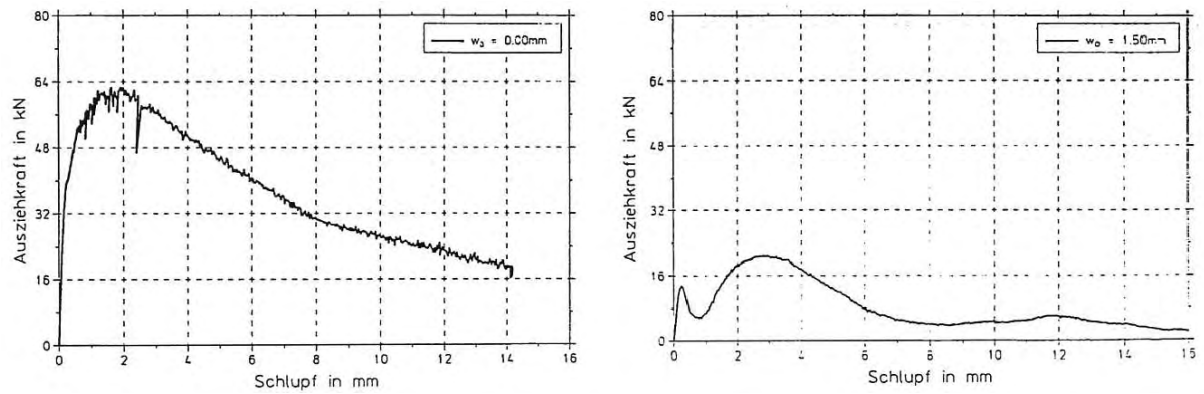


Abbildung 2.14: Gegenüberstellung der Ausziehungskraft-Schlupf-Beziehungen für ungestörten ($w = 0,0$ mm) und gestörten Verbund ($w = 1,5$ mm) nach IDDA [115]

2.2 Hochdynamische Beanspruchung

2.2.1 Allgemeines

Im konstruktiven Ingenieurbau stellen hochdynamische Einwirkungen in der Regel außergewöhnliche Lastfälle dar. Als hochdynamische Beanspruchungen sind beispielsweise schnelle Stoßvorgänge (Impakt) oder Blast-Belastungen infolge von Detonationen sowie Erdbebeneinwirkungen zu nennen. Im Gegensatz zu quasistatischen Einwirkungen, deren Beanspruchungsgeschwindigkeiten in der Größenordnung von $v = 10^{-7}$ bis $v = 10^{-5} \text{ m/s}$ liegen, werden bei Impaktvorgängen und Kontaktdetonationen Beanspruchungen mit Geschwindigkeiten von bis zu $v = 10^4 \text{ m/s}$ erreicht [237]. Neben der hohen Beanspruchungsgeschwindigkeit sind hochdynamische Einwirkungen durch sehr kurze Lasteinwirkungsdauern und hohe Belastungsspitzenwerte gekennzeichnet. Die dem Bereich der Kurzzeitdynamik zuzurechnenden Beanspruchungen lassen sich durch den Begriff der *Dehnrates* (korrekter: *Verzerrungsrate*) charakterisieren. Sie beschreibt dabei die zeitliche Veränderung der Dehnung und stellt mathematisch betrachtet die 1. Ableitung der Dehnung nach der Zeit dar. Größenordnungen von Dehnrates verschiedener Einwirkungen sind in Abbildung 2.15 dargestellt [74].

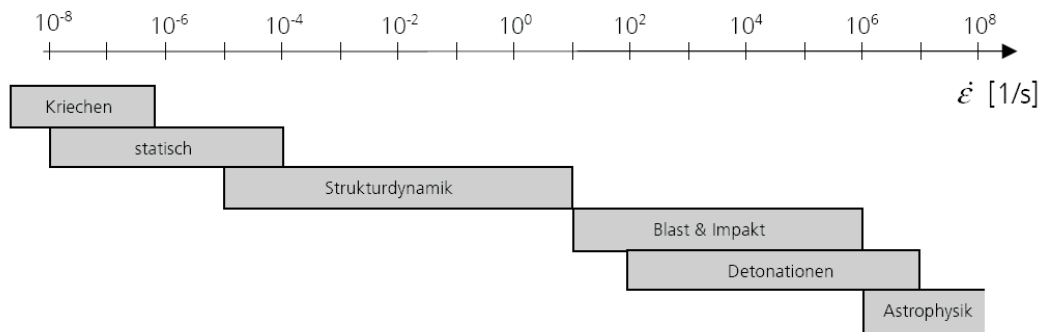


Abbildung 2.15: Dehnrates verschiedener Einwirkungen [226]

Tabelle 2.1 ordnet verschiedenen hochdynamischen Einwirkungen belastungsrelevante Kennwerte zu. Zusätzlich zu den einwirkenden Kennwerten *Belastungsdauer*, *Belastungsgeschwindigkeit* und *Dehnrates* wird allgemein das Materialverhalten von Festkörpern angegeben.

Hinsichtlich hochdynamischer Einwirkungen auf Bauwerke ist zunächst zwischen Impakt- und Blast-Beanspruchungen zu unterscheiden. Während Impaktvorgänge, Kontaktdetonationen und unter Umständen auch Nahdetonationen durch punktuelle Lasteinwirkungsbereiche gekennzeichnet sind, wirken Blastwellen infolge Fernfeld-Detonationen und eine horizontale Anregung infolge Erdbeben zumeist auf das gesamte Tragwerk und erzwingen so eine globale Strukturantwort. Dies kann wiederum bei Überbeanspruchung einzelner Bauteile oder Querschnitte zu lokalen Schädigungen führen. Nachfolgend werde die wesentlichen hochdynamischen Einwirkungen, die im Bauwesen allgemein vorkommen und im militärischen und zivilen Schutzbau von besonderer

Tabelle 2.1: Einordnung von Beanspruchungen und zugehörige Materialverhalten nach GEBBEKEN UND RUPPERT [83]

Beanspruchung	Belastungs- dauer [s]	Belastungs- geschwindig- keit [m/s]	Dehnrates [1/s]	Materialverhal- ten von Festkörpern
Quasistatische Last z.B. Verkehrslast	$> 10^1$	-	$< 10^{-6}$	weitestgehend elastisch
Windlast	$> 10^1$	< 60	$< 10^{-4}$	elastisch- viskoelastisch
Erdbeben	10^1	-	$10^{-3} - 10^0$	elastisch-plastisch
Flugzeugabsturz	10^{-1}	< 90	$< 10^2$	elastisch- plastisch, schädigend
Bombenpenetration	$> 10^{-3}$	< 500	$< 10^4$	elastisch- plastisch, schädigend
Kontaktdetonation	$> 10^{-4}$	< 9000	$< 10^7$	fluidähnlich, hydrodynamisch
Kometeneinschlag	$> 10^{-5}$	> 10000	$< 10^8$	Phasenübergang

Bedeutung sind, kurz umrissen und charakterisiert.

2.2.2 Impakt-Einwirkungen

Als Impakt-Einwirkungen werden schnelle Stoßvorgänge durch einen Penetrator (Impaktor) bezeichnet, die in der Regel nur punktuell auftreten. Als Beispiele seien Beschuss und Trümmeranprall (im militärischen Schutzbau relevant) sowie der Anprall von Fahrzeugen und Schiffen (zivile Einwirkungen) genannt. Reine Impakt-Einwirkungen stellen üblicherweise ein lokales Problem dar, sofern das Größenverhältnis Penetrator / Bauwerk bzw. Bauteil entsprechend vorliegt. Bei den in [147], [7] und [74] beschriebenen Penetrationsversuchen werden beispielsweise im Verhältnis zum Zielkörper relativ kleine Projektile mit Geschwindigkeiten von bis zu ca. 900 m/s verwendet. Nach ZUKAS ET AL. [254] wird dabei die Reaktion des Projektils im Vergleich zum Verhalten des Materials in einem schmalen Bereich zweitrangig. Die Belastung und die Materialreaktion spielen sich in wenigen Mikrosekunden ab. Eine Wellenbeschreibung des Phänomens liegt nahe. Haupteinflussgrößen sind Werkstoffe, Geschwindigkeit und Geometrie des Projektils sowie die Materialzusammensetzung des Ziels. Auf die Darstellung der physikalischen Grundlagen und der mathematischen und numerischen Beschreibung der Wellenausbreitung in homogenen und porösen Medien wird an dieser Stelle verzichtet und auf die einschlägige Literatur verwiesen (z.B. [90, 204, 226, 211, 212, 254]).

Die im zivilen Bereich typischerweise vorkommenden Einwirkungen wie Fahrzeuganprall an einen Brückenüberbau (siehe z.B. [233]) oder Schiffsanprall an einen Flusspfeiler (siehe z.B. [134]) weisen zwar deutlich geringere Belastungsgeschwindigkeiten und Verzerrungsraten als die genannten Beschusseinwirkungen auf, dennoch können die Mechanismen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite als vergleichbar angenommen werden.

2.2.3 Detonationen

Bei einer Detonation handelt es sich um eine chemische Reaktion, bei der innerhalb weniger Millisekunden Energie freigesetzt wird. Das Endprodukt dieser exothermen Reaktion sind extrem verdichtete Gase, die an die Umgebung abgegeben werden. Der Ablauf dieses chemischen Prozesses wird grundlegend eingeteilt in

- die Verbrennung,
- die Explosion / Deflagration und
- die Detonation

des Sprengstoffs, wobei die Reihenfolge sich nach der zunehmenden freigesetzten Energie richtet. Während beim Verbrennen eine Reaktion zwischen einem Brennstoff und dem Sauerstoff vorliegt, ist die Detonation eine durch eine Schockwelle ausgelöste Flammenreaktion, die sich mit Überschallgeschwindigkeit im Sprengstoff ausbreitet. Bei der Explosion / Deflagration breitet sich die Wellenfront mit Unterschallgeschwindigkeit aus. Die Initiierung erfolgt durch eine geeignete Zündung, von der aus sich eine Schockfront durch mechanischen Impuls wellenförmig im Sprengstoff ausbreitet [90].

Durch Detonationen werden Schockwellen ausgelöst, die sich in Luft sphärisch ausbreiten. Hierzu wurde von KINNEY UND GRAHAM [137] eine empirisch ermittelte Abstandsregel entwickelt, mit deren Hilfe sich der Spitzendruck, der auf ein Ziel einwirkt, in Abhängigkeit von der verwendeten Sprengstoffmenge (TNT-äquivalent) und dem tatsächlichen Abstand zwischen Ziel und Sprengstoff bestimmen lässt (Gleichung 2.25).

$$\frac{P_0}{P_{atm}} = \frac{808 \left[1 + \left(\frac{Z}{4,5} \right)^2 \right]}{\sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0,048} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0,32} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{1,35} \right)^2}} \quad (2.25)$$

Dabei stellt Z den skalierten Abstand aus dem physischen Abstand zwischen Ziel und Sprengstoff und der Masse des Sprengstoffs in $[m/kg^{\frac{1}{3}}]$ dar. Der zeitliche Verlauf des entstehenden Drucks nach einer Detonation ist in Abbildung 2.16 qualitativ dargestellt.

Treffen Schockwellen infolge einer Detonation auf ein Bauteil, so lässt sich die Detonationsart in Abhängigkeit des Abstandes zwischen Bauteil und Sprengstoff in *Fernfelddetonation*, *Nahfelddetonation* und *Kontaktdetonation* unterscheiden. Während bei einer Fernfelddetonation von einer ebenen Druckverteilung auf das gesamte Bauteil bzw. Bauwerk ausgegangen werden kann, muss bei Nahfeld- und Kontaktdetonationen eine sphärische Druckverteilung, ausgehend vom Zentrum der Detonation, betrachtet werden. Folglich ergeben sich bei gleichen Drücken verschiedene Beanspruchungen des Bauteils in Abhängigkeit von der Detonationsart. Des Weiteren muss bei Detonationseinwirkungen berücksichtigt werden, ob das belastete Bauteil auf der ladungsabgewandten Seite beispielsweise durch umbauten Raum verdämmt ist oder nicht. Existiert keine Verdämmung – ist zum Beispiel eine belastete Wand als frei auskragende Wand ausgebildet – so tritt als Beanspruchung nur der kurze Impuls während der Überdruckphase auf. Ist jedoch ein Bauteil rückseitig verdämmt – beispielsweise eine Außenwand einer geschlossenen Industriehalle – ist als Einwirkung die gesamte Druckbeanspruchung über die Zeit zu betrachten. Demzufolge sind rückseitig nicht verdämmt Bauteile als deutlich günstiger gegenüber Schockwelleneinwirkung infolge einer Detonation zu beurteilen (vgl. hierzu auch [130]).

Die Grundlagen der Wellenausbreitung und die Entstehung von Schockwellen durch De-

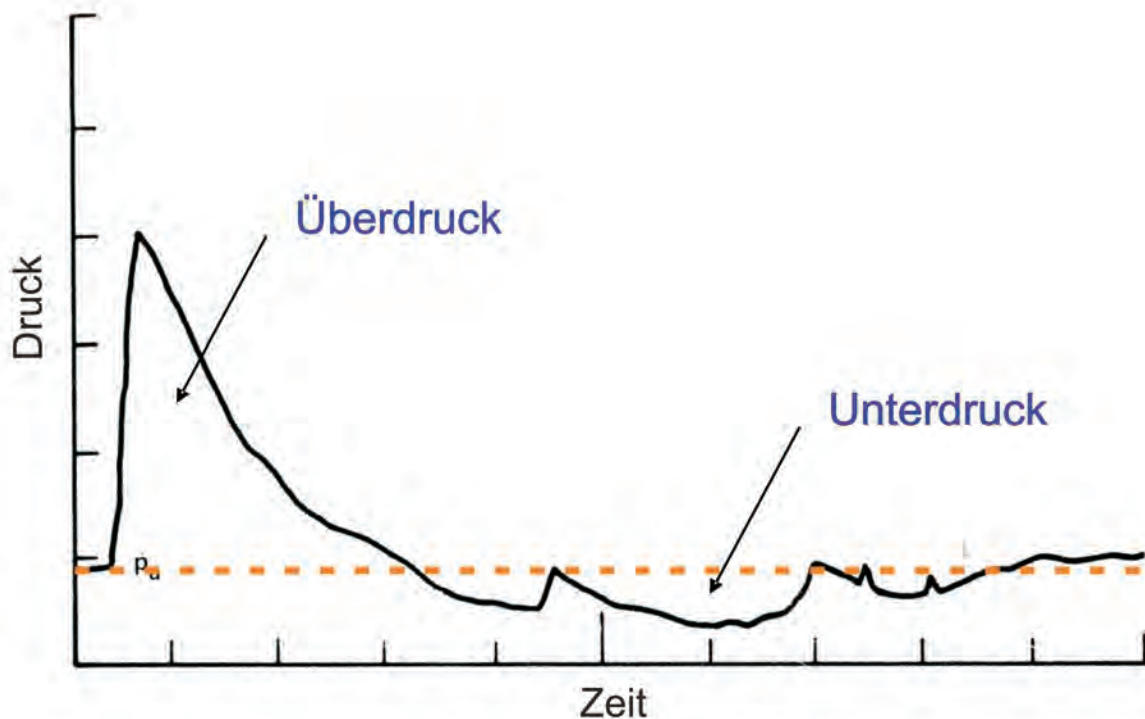


Abbildung 2.16: Schematischer Druck-Zeit-Verlauf nach einer Detonation nach [137]

tonationen sowie mögliche Detonationstheorien werden beispielsweise von GREULICH [90] kompakt dargestellt. Im Weiteren liegt der Fokus auf Stahlbetonplatten, die einer hochdynamischen Beanspruchung in Form einer Kontakt- bzw. Nahfelddetonation unterzogen und somit lokal geschädigt wurden. Globale Effekte (Strukturantwort) sind nicht Gegenstand der weiteren Betrachtungen, obgleich sie bei Überbeanspruchung einzelner Bauteile und Querschnitte eines Tragwerks in einer Sekundärreaktion zu lokalen Schädigungen führen können.

2.2.4 Kombinierte Einwirkung aus Waffenwirkung

Neben den genannten Einwirkungen, die sich klar einer theoretischen Beanspruchungskategorie (Impakt, Blast) zuordnen lassen, existieren in der Realität häufig Einwirkungen, die verschiedene Beanspruchungsarten in sich vereinen. An dieser Stelle seien vorwiegend Belastungen aus Waffenwirkung genannt; beispielsweise Warheads (Raketensprengköpfe), die eine kombinierte Einwirkung aus Impakt, Blast und verzögertem Impakt durch Fragmentierung auf das Bauteil ausüben. Das sich daraus ergebende Beanspruchungsszenario stellt ein physikalisch sehr komplexes Problem dar, das derzeit einen großen Stellenwert als Gegenstand der experimentellen und numerischen Forschung einnimmt.

2.2.5 Erdbebeneinwirkungen

Erdbeben entstehen durch plötzliche geologische Bruchvorgänge in der Erdkruste, die sich als System von starren Platten auf dem weicherem Erdinneren bewegt. Die Bruchvorgänge lösen seismische Wellen aus, die in Raum- und Oberflächenwellen unterteilt werden können. Seismologisch werden Erdbeben aufgrund ihrer Stärke und Schadenswirkung mithilfe von Skalen, basierend auf Magnituden (instrumentelle Kennzahl) oder Intensitäten (nichtinstrumentelle Kennzahl), gekennzeichnet. Für die bautechnische Beschreibung von Beben im Erdbebeningenieurwesen dienen eine Reihe von weiteren Kenngrößen im Zeit- wie im Frequenzbereich. Dabei stellen Antwortspektren die wichtigste Funktion zur Beschreibung der Lasteinwirkung bei der seismischen Bemessung von Bauwerken dar. Sie geben die Reaktion von Einmassenschwingern als einfachste Bauwerksmodelle auf Fußpunkterregungen mit den jeweiligen Beschleunigungs-Zeit-Verläufen an. Der Einmassenschwinger – charakterisiert durch die Steifigkeit k , die Dämpfung c und die Masse m – wird mit einer Fußpunkterregung beaufschlagt und der Maximalwert der Relativverschiebung u zwischen der Masse m und dem Fußpunkt kann rechnerisch aus der Bewegungsdifferentialgleichung (Gleichung 2.26) bestimmt werden [175].

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.26)$$

Die horizontale und vertikale Erdbebeneinwirkung, quantitativ durch elastische Antwortspektren beschrieben, führen zu einer globalen Strukturantwort des gesamten Baukörpers. Bei Überbeanspruchung einzelner Bauteile oder Querschnitte kann diese wiederum zu lokalen Schädigungen führen, auf die in der vorliegenden Arbeit ausschließlich Bezug genommen wird. Zu Erdbebeneinwirkungen und deren Berücksichtigung bei Bemessung und Konstruktion wird exemplarisch auf den MESKOURIS UND BUTENWEG [175] verweisen.

2.3 Materialverhalten von Stahlbeton unter hochdynamischer Beanspruchung

2.3.1 Schädigungsmechanismen

Wie bereits in den vorangegangenen Abschnitten dargelegt, ist zwischen Impakt- und Blast-Beanspruchungen zu unterscheiden. Für den Baustoff Beton ist primär die lokale Schädigung von Bedeutung, weswegen nachfolgend als hochdynamische Beanspruchung nur **schnelle Impaktvorgänge** und **Kontaktdetonationen** mit lokalem Versagen des Zielkörpers betrachtet werden. Das Versagen ist durch verschiedene Schädigungsmechanismen gekennzeichnet, die in Abbildung 2.17 dargestellt sind.

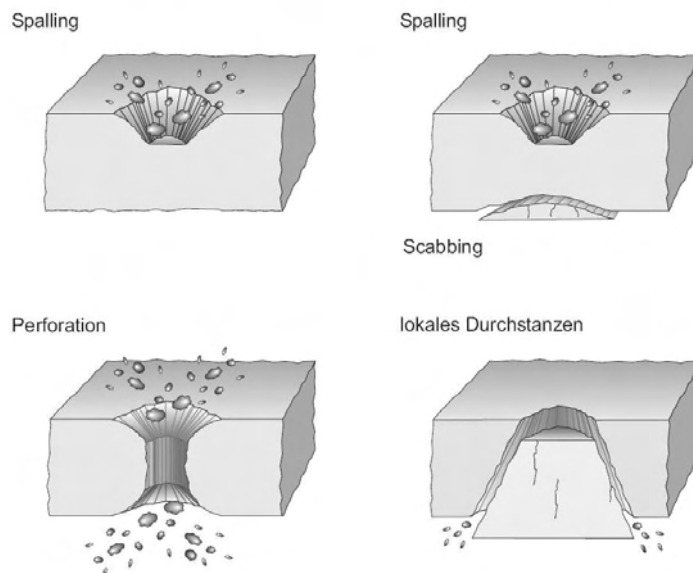


Abbildung 2.17: Verschiedene Arten lokaler Schädigung einer Betonplatte nach Impakteinwirkung [104]

Abplatzungen auf der Einwirkungsseite werden *Spalling* genannt. Damit wird die Kraterbildung, die durch die Ausbreitung der Druckwelle im Betonprobekörper und somit von den Radial- und Umfangszugspannungen hervorgerufen wird, bezeichnet. Der Beton im unmittelbaren Wirkungsbereich des Impaktors wird mit hoher Geschwindigkeit seitlich gedrückt und in Form einzelner Fragmente verschiedener Größe aus dem entstehenden Kraterbereich ausgeworfen. Von diesen wegfliegenden Trümmern (Debris) geht bei einer hochdynamischen Belastung die größte Gefahr für die Umgebung auf der lastzugewandten Seite aus. Auf der lastabgewandten Seite kann es ebenfalls zu Abplatzungen kommen. Diese als *Scabbing* bezeichnete Abplatzung basiert auf einem Zugversagen des Betons, hervorgerufen durch die Zugwelle, die nach Reflexion der das Bauteil durchlaufenden Druckwelle an der freien Rückseite resultiert. Bei schwach bewehrten oder unbewehrten Bauteilen bildet sich infolge des Scabbing-Effekts an der Rückseite ein größerer Krater aus als an der direkt beaufschlagten Vorderseite. Nähern sich die beiden

Krater in ihren jeweils tiefsten Punkten an, sodass kein Restbetonquerschnitt mehr verbleibt, so spricht man von *Perforation* des Bauteils. Als *Durchstanzen* hingegen bezeichnet man die Ausbildung einer kegelförmigen Schädigungszone innerhalb derer das Betongefüge stark zerstört beziehungsweise kompaktiert ist und die sich durch Schubversagen an den Randbereichen des Kegels ablöst. Diese Schädigungsform tritt vor allem bei schnellem Beschuss mit Projektilen auf, die ein bestimmtes Größenverhältnis zum Zielkörper aufweisen [104].

2.3.2 Dehnratenabhängige Festigkeitssteigerung

2.3.2.1 Steigerung der Zug- und Druckfestigkeit des Betons

Wie bei vielen anderen Werkstoffen auch, kann bei Beton eine dehnratenabhängige Festigkeitssteigerung beobachtet werden. Dies gilt sowohl für die Druckfestigkeit als auch für die Zugfestigkeit, wengleich die Zugfestigkeit den Materialparameter des Betons darstellt, der am stärksten von der Dehngeschwindigkeit beeinflusst wird, d.h. bei dem der Dehnrateneffekt am deutlichsten in Erscheinung tritt. Dies wird aus Abbildung 2.18 ersichtlich, in der die Versuchsergebnisse zur dynamischen Festigkeitssteigerung von Beton für Druck- und Zugbeanspruchung diverser Autoren zusammenfassend dargestellt sind.

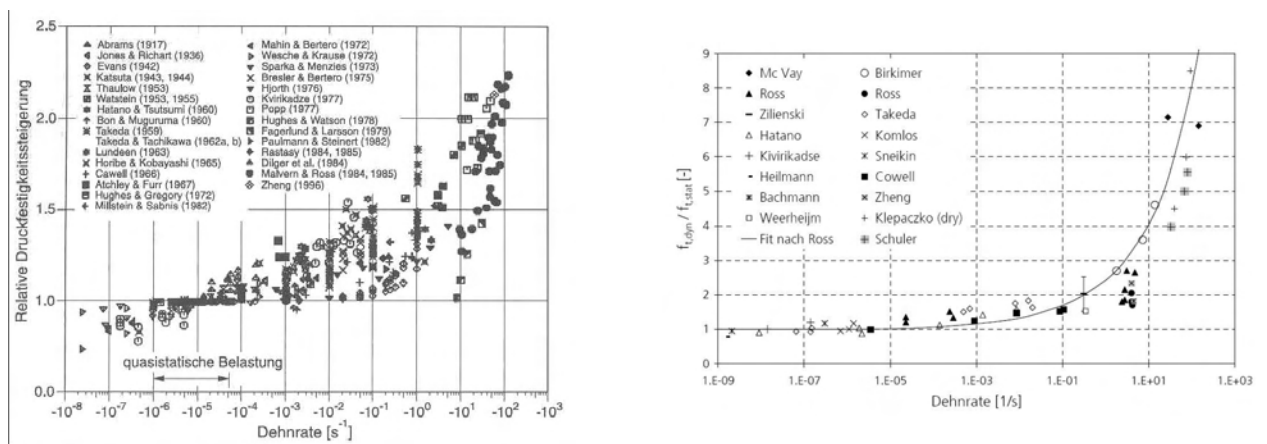


Abbildung 2.18: Veränderung der Betondruckfestigkeit und der Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dehnrate (aus BISCHOFF [6] und SCHULER [226])

Die Ursachen der beobachtbaren Festigkeitssteigerung sind vielfältig. ZIELINSKI [251] und GÖDDE [81] wiesen experimentell und numerisch nach, dass Risse bei höherer Belastungsgeschwindigkeit ein Zuschlagskorn nicht mehr umlaufen, sondern dass dieses durchtrennt wird. Die Ursache liegt in der erhöhten Spannungskonzentration im Korn bei dynamischer Lastaufbringung. Als weitere Ursache für die Festigkeitssteigerung findet sich in der Literatur der Einfluss der begrenzten Rissgeschwindigkeit. Diese liegt aus Gründen der Massenträgheit bei der Mikrorissbildung weit unter der theoretischen elastischen Rayleigh-Wellengeschwindigkeit [25].

Einige Ursachen der Festigkeitssteigerung wurden inzwischen identifiziert. CURBACH [25] stellt die einzelnen Einflüsse zusammen und addiert diese, so dass sich rechnerisch eine Abhängigkeit der Festigkeitssteigerung von der Dehnrade ergibt, die den experimentellen Ergebnissen sehr nahe kommt (siehe Abbildung 2.19). Belastbare quantitative Aussagen über Ursache und Wirkung sind allerdings kaum machbar. Es wird bis heute von einigen Autoren angezweifelt, ob die Festigkeit mit der Dehnrade steigt oder ob die gesamte Belastungsgeschichte ("Erinnerungsvermögen") zu betrachten ist [226].

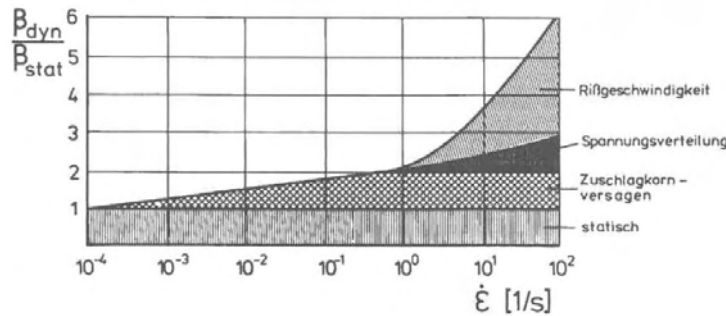


Abbildung 2.19: Ursachen der Zugfestigkeitssteigerung nach CURBACH [25]

In diversen Arbeiten wurde beobachtet, dass sich bei mehraxial beanspruchtem Beton und bei Beton, der mit Bügelbewehrung umschnürt ist, der Dehnrateneffekt ausgeprägter darstellt (siehe hierzu z.B. Zusammenstellung von LIN [154]). In den vergangenen Jahren beschäftigten sich zudem eine Vielzahl von Arbeiten mit der numerischen Modellierung des Verhaltens von Beton unter hohen Dehngeschwindigkeiten (z.B. [237], [226], [104], [83], [1], [61], [90], [185], [211], [204], [212]).

2.3.2.2 Steigerung der Zugfestigkeit des Betonstahls

Die in der Literatur dokumentierten experimentellen Untersuchungen (Zusammenstellung z.B. von LIN [154]) zeigen, dass sich Betonstahl unter hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit im Wesentlichen elastisch-viskoplastisch verhält. Die Materialeigenschaften im elastischen Bereich sind folglich von der Dehnrade nahezu unabhängig, währenddessen für den plastischen Bereich ein viskoses, dehnratenabhängiges Verhalten berücksichtigt werden muss. Der Einfluss der Dehnrade auf die mechanischen Eigenschaften von Bewehrungsstählen wirkt sich demnach in zweifacher Weise günstig auf das Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten aus: Sowohl die Erhöhung der Festigkeitswerte als auch der Anstieg der Verformungsfähigkeit führen zu einem erhöhten Arbeitsvermögen der Stahlbetonbauteile. Bezüglich der quantitativen Erfassung der Streckgrenzen- und Zugfestigkeitserhöhung sowie des Anstiegs der Gleichmaßdehnung besteht jedoch keine Übereinstimmung unter den verschiedenen Autoren [154].

2.3.2.3 Steigerung der Verbundfestigkeit zwischen Beton und Betonstahl

Zum Verbundverhalten zwischen Beton und Stahl unter stoßartiger Beanspruchung sind in der Literatur nur wenige Versuche dokumentiert. HJORTH [109] führte Biegehaftversuche und Ausziehversuche mit Stäben des Durchmessers 16 mm und verschiedenen Einbettungslängen durch. Er beobachtete, dass für gerippte Stähle die Verbundspannung mit steigender Schlupfgeschwindigkeit bzw. Belastungsgeschwindigkeit zunahm. Bei glatten Betonstählen konnte hingegen kein signifikanter Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die übertragbaren Verbundspannungen beobachtet werden [154].

Die bis heute umfangreichsten experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten unter schneller Zugbeanspruchung sind wurden von VOS UND REINHARDT [247, 246] erarbeitet. Mittels einer Split-Hopkinson-Bar-Anlage, die sehr kurze Lastanstiegszeiten im Versuch ermöglicht (siehe hierzu u.a. SCHULER ET AL. [227, 228]), wurden Ausziehversuche an gerippten und glatten Bewehrungsstäben sowie an Litzen durchgeführt. Damit konnte der Bereich der von HJORTH untersuchten Beanspruchungsgeschwindigkeiten erheblich erweitert werden. In Abbildung 2.20 sind die von VOS UND REINHARDT ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen gerippter Betonstähle in Abhängigkeit der Beanspruchungsgeschwindigkeiten dargestellt. Die Ergebnisse entsprechen qualitativ den Ergebnissen von HJORTH.

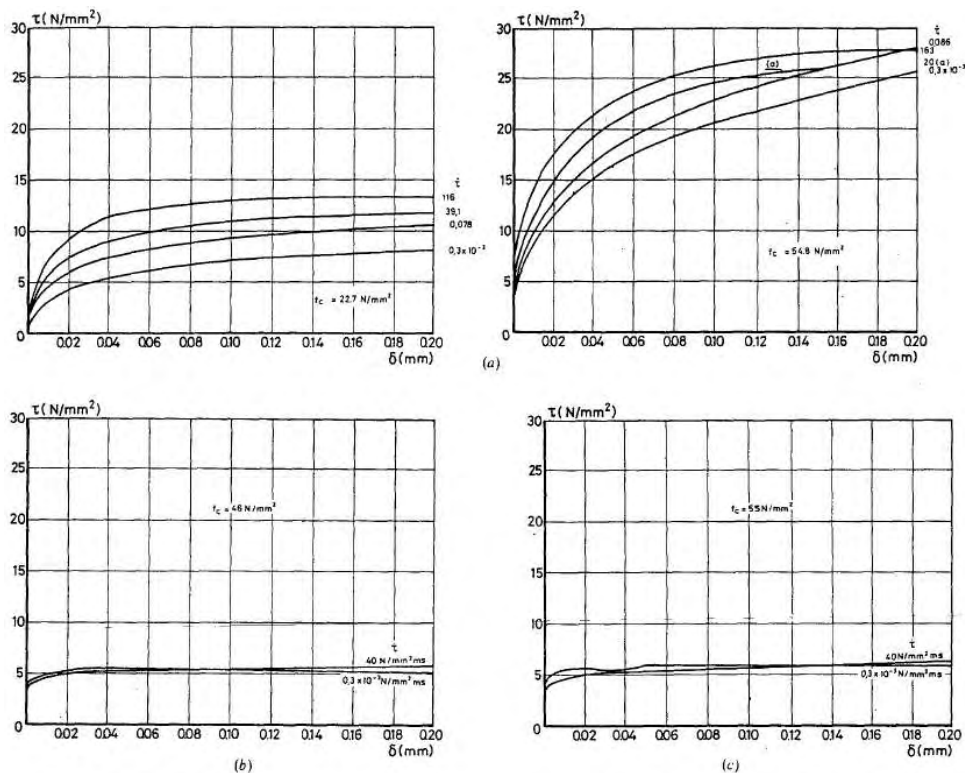


Abbildung 2.20: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen verschiedener Stähle in Abhängigkeit der Beanspruchungsgeschwindigkeit: a), b): gerippter Stahl, c): glatter Stahl, d): Litzen [246]

Eine mathematische Formulierung zur Beschreibung der Erhöhung der übertragbaren Verbundspannungen wurde von VOS UND REINHARDT folgendermaßen vorgeschlagen (Gleichungen 2.27 und 2.28):

$$\frac{\tau_{imp}}{\tau_{stat}} = \left(\frac{\dot{\tau}_{imp}}{\dot{\tau}_0} \right)^\xi \quad (2.27)$$

mit

$$\xi = \frac{0,7(1 - 2,5s)}{f_{cm}^{0,8}} \quad (2.28)$$

wobei s der Schlupf in [mm], f_{cm} die mittlere Betondruckfestigkeit in [MPa], τ die übertragbare Verbundspannung und $\dot{\tau}$ die Belastungsgeschwindigkeit in [MPa/s] darstellen. Bei den ausgewerteten Versuchen lag die Belastungsgeschwindigkeit bei 0,1 MPa/s. Gleichung 2.27 gilt für den Schlupfbereich von $0 < s < 0,2$ mm und für Stäbe mit einer bezogenen Rippenfläche im Bereich von $0,065 < f_R < 0,1$ [154].

Aus den Versuchsergebnissen wird gefolgert, dass sich die Mechanismen des Verbundverhaltens bei steigenden Belastungsgeschwindigkeiten nicht wesentlich verändern. Als maßgebliche Ursache für die Steigerung der Verbundfestigkeit wurde die Festigkeitssteigerung des Betons in den Konsolen zwischen den Rippen des Bewehrungsstahls identifiziert. Diese Schlussfolgerung ergibt sich aus folgenden Beobachtungen [154]:

1. Der Vergleich zwischen dem unterschiedlichen Verbundverhalten gerippter und glatter Stähle legt die Vermutung nahe, dass sich die Steigerung der übertragbaren Verbundspannung bei gerippten Stählen auf dem erhöhten Widerstand des Betons zwischen den Rippen zurückführen lässt.
2. Der Anstieg der Betonfestigkeit unter erhöhter Belastungsgeschwindigkeit führt zu einem Zuwachs an übertragbarer Verbundspannung (Abbildung 2.20).
3. Analog zum relativen Anstieg der Druckfestigkeit des Betons mit erhöhter Belastungsgeschwindigkeit nimmt auch der relative Anstieg der übertragbaren Verbundspannung mit höherer Betonfestigkeit ab (Abbildung 2.21).

Das Verbundverhalten unter hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten kann somit auf die Änderung der Betoneigenschaften zurückgeführt werden. Für das Verbundverhalten gerippter Stähle ist der Scherverbund maßgebend, für den die Festigkeit des die Rippen umgebenden Betons entscheidend ist. Aus Versuchen an Betonproben ist bekannt, dass zum einen die Betonfestigkeit

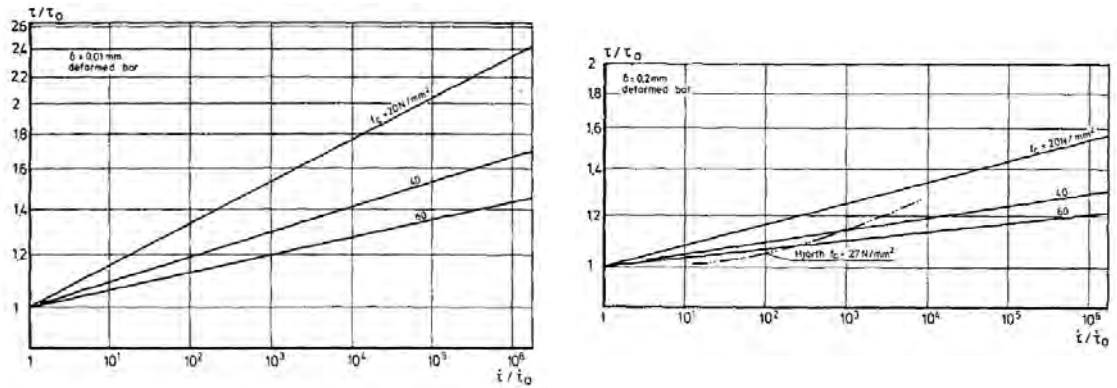


Abbildung 2.21: Einfluss der Beanspruchungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ auf die übertragbare Verbundspannung gerippter Stähle für verschiedene Betondruckfestigkeiten bei einem Schlupf von a) $s = 0,01$ mm und b) $s = 0,20$ mm [246]

mit erhöhten Dehnraten zunimmt (vgl. Abbildung 2.18 links) und zum anderen die prozentuale Erhöhung bei geringerer Betongüte größer ausfällt als bei Beton mit höherer Festigkeit. Diese beiden typischen Merkmale für Beton unter hochdynamischer Beanspruchung lassen sich auch auf das Verbundverhalten gerippter Betonstähle unter hochdynamischer Beanspruchung übertragen [154].

2.4 Schädigung von Stahlbetonplatten durch Nahfeld- und Kontaktdetonation

In der Vergangenheit wurden von verschiedenen Autoren eine Vielzahl unterschiedlicher experimenteller Untersuchungen zur Einwirkung von Kontakt- und Nahfelddetonationen auf plattenförmige Stahlbetonbauteile durchgeführt (z.B. von EIBL [61], OCKERT [185], RÖTZER [211], RUPPERT [212] und YI [250]). Dabei konnte die modellhafte Vorstellung der Schädigung durch Ausbildung eines Spalling-Kraters auf der lastzugewandten Seite und Ausbildung eines Scabbing-Kraters durch Reflexion der Schockwelle an der Bauteilrückseite (Abbildung 2.22) nachgewiesen werden (vgl. Abschnitt 2.3.1).

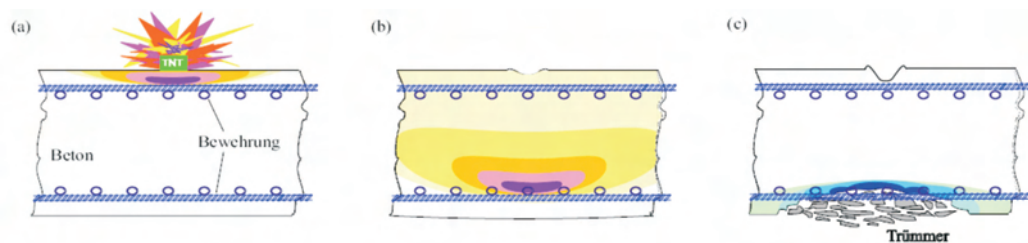


Abbildung 2.22: Schematische Darstellung der lokalen Wirkung einer Kontaktdetonation auf eine Stahlbetonplatte [91]

In der Literatur (z.B. [212]) wird die lokale Schädigung einer Stahlbetonplatte nach hochdynamischer Einwirkung häufig ausschließlich über die visuell erkennbare Schädigung im Kernbereich durch die Parameter *Kraterfläche* und *Kratervolumen* definiert. Betrachtet man jedoch eine geschädigte Stahlbetonplatte im Querschnitt (Abbildung 2.23), so lässt das erkennbare Makrorissbild darauf schließen, dass der Schädigungsbereich in der Regel deutlich größer sein muss als lediglich der reine Kraterbereich. Der erweiterte Schädigungsbereich (*umgebender Bereich*) ist gekennzeichnet durch eine übermäßige, optisch erkennbare Makrorissbildung sowie durch Gefügeschädigungen des Betons (Mikro- und Mesoebene) und ein geschädigtes Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrungsstahl durch Längsrissbildung in Bewehrungsebene. Letzteres entsteht vor allem durch die Ausbildung von Sammelrissen im äußeren Teil des umgebenden Bereichs.

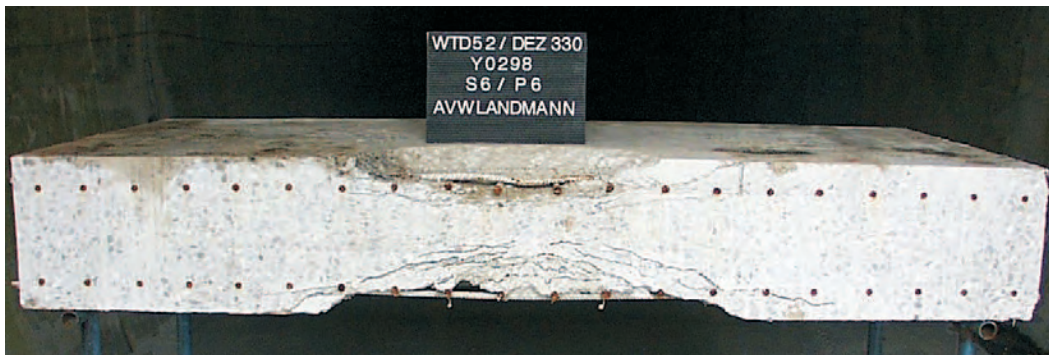


Abbildung 2.23: Makrorissbild auf der lastabgewandten Seite nach Kontaktdetonation (Schnitt) [148]

Das sich einstellende Makrorissbild, das beispielsweise von RANGLES UND METCALF [193] beschrieben wurde, beinhaltet Radial- und Umfangsrisse (Abbildung 2.24), deren Ausdehnung maßgeblich von den Randbedingungen sowohl auf Seiten der Einwirkung als auch auf Seiten des Bauteilwiderstandes abhängig ist (siehe hierzu auch [164]). Dies konnte in den eigenen Untersuchungen bestätigt werden (siehe Kapitel 4).

Eine weitere charakteristische Eigenschaft bewehrter Stahlbetonplatten nach hochdynamischer Einwirkung besteht in der Netzfunktion der Bewehrung, d.h. dass im Falle einer vorhandenen Bewehrung diese als Netz für abgelöste Trümmer (Debris) und granularen Beton wirkt. Dies gilt vor allem für die lastabgewandte Seite, da auf dieser die Schädigung infolge Zugversagen des Betons zu größeren gerissenen und abgelösten Trümmern führen kann. Daher erscheint die Zugabe von Stahlfasern für gefährdete Bauteile (z.B. im militärischen Schutzbau) sinnvoll, um einen Trümmerflug auf der lastabgewandten Seite möglichst zu vermeiden (vgl. [74]).

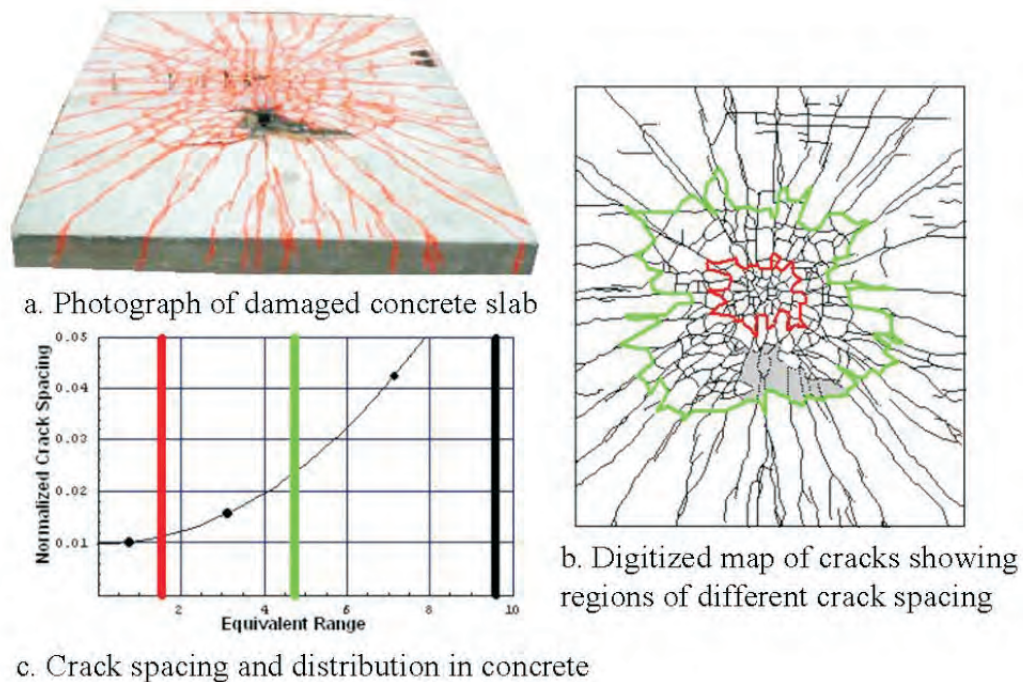


Abbildung 2.24: Rissöffnung und Rissverteilung in einer Stahlbetonplatte nach hochdynamischer Einwirkung [193]

Eine umfangreiche Aufbereitung der in der Vergangenheit durchgeführten Versuche zum Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter hochdynamischer Einwirkung im Allgemeinen und von Stahlbetonplatten im Besonderen findet sich beispielsweise bei RÖTZER [211], EIBL [58] und RUPPERT [212].

2.5 Normative Regelungen

Generell lässt sich festhalten, dass hochdynamische Einwirkungen normativ nur in sehr geringem Maße erfasst werden. Im Zuge der Bemessung von Stahlbetonbauteilen unter der außergewöhnlichen Einwirkungskombination nach DIN 1055-100 [37] wird zumeist vereinfachend auf statische Ersatzlasten zur Berücksichtigung hochdynamischer Einwirkungen zurückgegriffen. Für Standardfälle wie einen anzusetzenden Fahrzeuganprall sind diese in DIN 1055-9 [38] (Hoch- und Industriebau) bzw. DIN Fachbericht 101 [50] (Brückenbau) geregelt. Für Detonationseinwirkungen beispielsweise werden dort jedoch nur grobe Richtwerte der zu erwartenden Bauteilbeanspruchung für standardisierte Fälle (z.B. Gasexplosionen in Innenräumen; vgl. hierzu auch [88]) angegeben. Zudem werden Schutzmaßnahmen – z.B. die Ausbildung einer Zerschellschicht für stützende Bauteile gemäß Abbildung 2.25 – vorgeschlagen. Einwirkungen infolge Erdbeben werden in Deutschland durch die kürzlich überarbeitete DIN 4149 [41] geregelt.

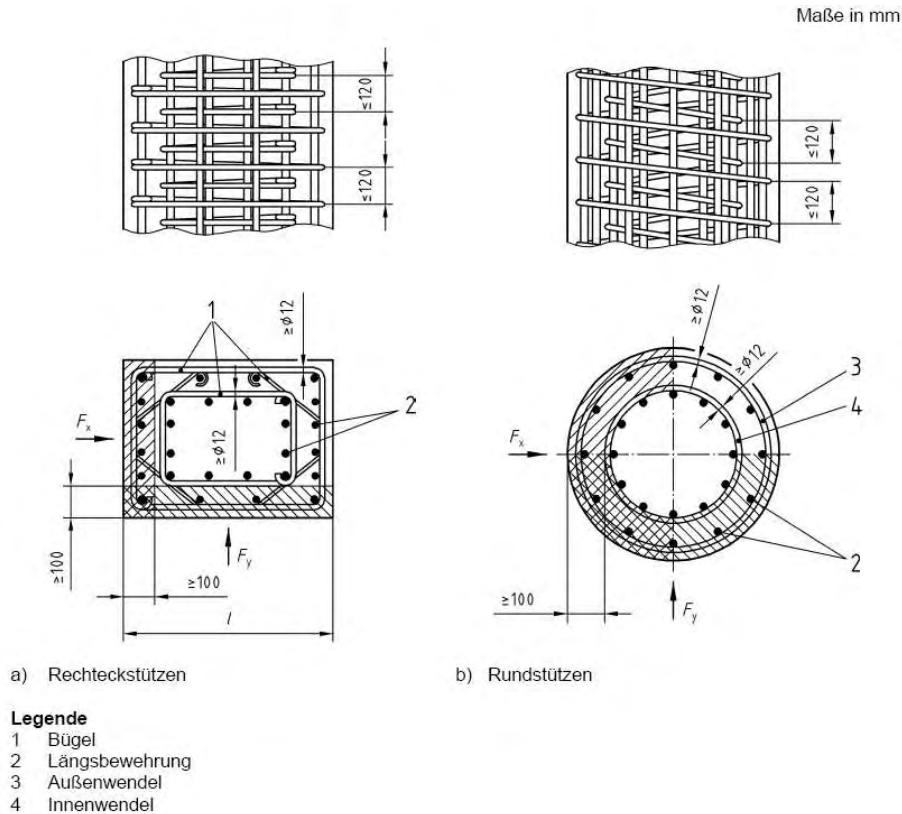


Abbildung 2.25: Ausbildung einer Zerschellschicht für stützende Bauteile nach DIN 1055-9 [38]

Eine normative Regelung hinsichtlich des festigkeitssteigernden Materialverhaltens unter hochdynamischen Einwirkungen existiert nach Kenntnis des Verfassers im zivilen Bereich nicht. Jedoch enthalten Vorschriften zum militärischen Schutzbau (z.B. amerikanische Vorschriften TM 5-855-1 [243] und TM 5-1300 bzw. UFC 3-340-02 [242]) Faktoren (DIF = dynamic increase factor) zur Ermittlung der ansetzbaren Festigkeitswerte unter hochdynamischen Einwirkungen mit definierten Dehnraten bzw. Beanspruchungsgeschwindigkeiten.

Darüber hinaus besteht zur Dimensionierung von Stahlbetonbauteilen für definierte hochdynamische Einwirkungen die Möglichkeit einer Bemessung mit plastischen Verfahren (z.B. Kapazitätsbemessung nach PAULAY ET AL. [187] oder Verfahren mithilfe von Zähigkeitsfaktoren nach KEINTZEL [127]).

Kapitel 3

Zerstörungsfreie Echo-Verfahren zur Schadensquantifizierung

3.1 Einführung

Die in diesem Kapitel behandelte Schadensquantifizierung ergibt sich aus der im Rahmen eines Instandsetzungsprojektes erforderlichen Notwendigkeit der Durchführung einer Zustandserfassung. Diese bedeutet den ersten wesentlichen Schritt im Planungsprozess und ihr Ergebnis dient folglich als Ausgangsbasis für alle weiteren Phasen (vgl. Abbildung 3.1).

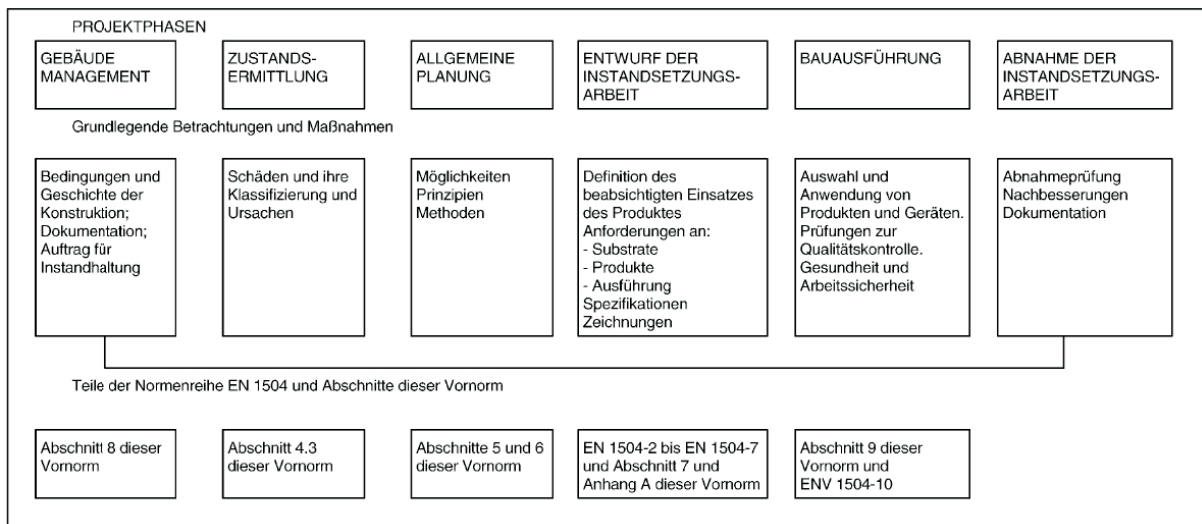


Abbildung 3.1: Phasen bei Instandsetzungsprojekten, exemplarisch nach DIN 1504-9 [46]

Üblicherweise versteht man unter "geschädigten Betonbauteilen" meist Bauteile, die unplanmäßige Rissbildungen, Hohlräume oder andere Gefügestörungen aufweisen. Diese können

oberflächlich derart ausgebildet sein, dass sie mit bloßem Auge sichtbar sind. Ebenso können Schadstellen aber auch optisch nicht feststellbar sein, wenn diese zu klein sind, um mit dem menschlichen Auge erkannt zu werden oder diese aufgrund ihrer Tiefenlage nicht oberflächlich erkennbar sind. Zu letzterem Fall zählen beispielsweise Hohlräume in Hüllrohren infolge von Verpressfehlern bei der Anwendung von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund im Spannbetonbau oder Verdichtungsfehler in massigen Bauteilen.

Aus diesem Problemfeld ergeben sich eine Vielzahl von Anwendungsmöglichkeiten zerstörungsfreier Prüfverfahren für das Bauwesen (ZfPBau). Zerstörungsfreie Prüfung bedeutet dabei eine Zustandsuntersuchung ohne oder mit minimalem Eingriff in die Bausubstanz [201]. Ein Haupteinsatzgebiet von ZfPBau-Verfahren ist die Überwachung und Prüfung von Ingenieurbauwerken im Zuge von Straßen und Wegen, die in Deutschland in der DIN 1076 [39] geregelt ist. Ziel ist es, Aussagen über Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit zu ermöglichen. Weitere Einsatzgebiete von ZfPBau-Verfahren finden sich in der Qualitätssicherung im Rahmen der Eigen- und Fremdüberwachung sowie der Bestandsanalyse zur Lebensdauerbeurteilung bestehender Bauwerke [249].

Das Spektrum zerstörungsfreier Prüfmethoden reicht dabei von vergleichsweise einfachen Methoden wie dem Rückprallhammer (Schmidt-Hammer) zur Messung der Betondruckfestigkeit am Bauwerk bis hin zu aufwendigen Echo-Verfahren mit der Möglichkeit der bildgebenden Darstellung der Messergebnisse. Im *ZfPBau-Kompendium* der Bundesanstalt für Materialprüfung und -forschung (BAM) sind alle aktuell verfügbaren Verfahren zusammengestellt. Das Kompendium, das online ständig aktualisiert zur Verfügung steht (http://www.bam.de/microsites/zfp_kompendium/welcome.html) und mit Stand 2003 dem Bauphysik-Kalender 2004 [249] beigelegt ist, gibt einen umfassenden Überblick über ca. 120 Verfahren und stellt umfangreiche Informationen zu Leistungsfähigkeit der Verfahren und Auswahlkriterien für deren Anwendung bei feststehenden Fragestellungen zur Verfügung. Desweiteren wird hinsichtlich des Themenkreises der Zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen unter anderem auf die Beiträge von WIGGENHAUSER UND TAFFE [249] und REINHARDT ET AL. [201] sowie auf Veröffentlichungen und Merkblätter der Deutschen Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP) verwiesen.

3.2 Überblick

Zerstörungsfreie Echo-Verfahren verwenden als Informationsmedium elastische und elektromagnetische Wellen, die sich in Werkstoffen ausbreiten. Ist der Werkstoff unendlich ausgedehnt und besteht er aus einem homogenen und isotropen Material, können sich die Wellen unge-

hindert ausbreiten. Treffen die Wellen jedoch auf Grenzflächen, beispielsweise Ränder oder Übergänge zu einem anderen Material, so werden sie reflektiert, transmittiert, gebrochen und dispergiert. Bei der Anwendung von Echo-Verfahren werden hauptsächlich Reflexionen gemessen und ausgewertet. Je größer der Massenunterschied zweier Materialien, desto deutlicher treten Reflexionen auf (z.B. Grenzfläche Beton/Luft). Folglich lassen sich Hohlstellen in Betonbauteilen gut orten. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit von *elastischen* Wellen in einem Material ist eine spezifische Materialkonstante, die sich auf den Elastizitätsmodul, die Dichte und die Querdehnzahl zurückführen lässt. Die Geschwindigkeit *elektromagnetischer* Wellen in einem Material hängt von der Dielektrizitätszahl ab, die wiederum eine Funktion der Dichte des Materials und der Polarität der Moleküle ist. Da Wasser einen starken Dipol darstellt, ist die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit auch erheblich vom Wassergehalt des Baustoffes abhängig [201].

Als klassisches Echo-Verfahren, das sich elastischer Wellen bedient und in der Medizin und im Metallbau seit Jahrzehnten Anwendung findet, kann das **Ultraschallverfahren** genannt werden (vgl. Abbildung 3.2 A). Bei mineralischen Baustoffen treten bei dessen Anwendung jedoch Schwierigkeiten auf, da diese Werkstoffe in der Regel heterogen aufgebaut sind. Um Ultraschall dennoch für Betonbauteile anwenden zu können, müssen die zu verwendenden Wellenlängen größer sein als die konstituierenden Bestandteile, d.h. bei Beton größer als das Größtkorn. Folglich sind im Vergleich zu metallischen Werkstoffen geringere Frequenzen zu wählen. Ultraschallverfahren eignen sich für Transmissions- und Reflexionsmessungen.

Beim **Impact-Echo-Verfahren** (vgl. Abbildung 3.2 B), auf das im nachfolgenden Abschnitt 3.3 näher eingegangen wird, wird an der Oberfläche durch eine Stoß eine elastische Welle erzeugt, die an einer Grenzfläche reflektiert wird und eine stehende Welle ergibt. Die Frequenz dieser Welle wird analysiert und erlaubt Rückschlüsse auf die Bauteildicke oder die Tiefe einer Hohlstelle.

Das **Radarverfahren** (vgl. Abbildung 3.2 C), das ursprünglich in der Geophysik für die Erkundung von Schichtenaufbauten von Böden entwickelt wurde und in diesem Fachgebiet Anwendung findet, wurde mittlerweile zu einem zuverlässigen Verfahren zur Anwendung im Betonbau weiterentwickelt. Es eignet sich dabei besonders zur Ortung von Stahl in Form von Bewehrungsstahl, Spannstahl, Hüllrohren oder auch Einbauteilen, von Hohlräumen sowie von durchfeuchteten Stellen. Bei jeder Änderung der dielektrischen Eigenschaften wird die elektromagnetische Welle reflektiert und kann folglich detektiert werden [201]. In Abschnitt 3.4 wird näher auf das Radarverfahren eingegangen.

Als wesentlicher Fortschritt in der Erhebung und Auswertung der Messdaten von Verfahren

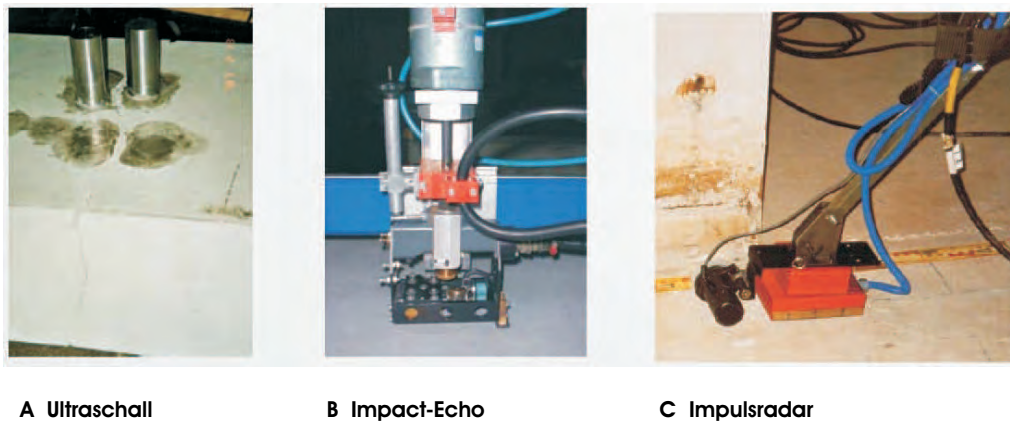


Abbildung 3.2: Echo-Verfahren in der Anwendung [11]

mit elastischen und elektromagnetischen Wellen kann die Automatisierung der Messung bzw. die Kombination von verschiedener Verfahren genannt werden. Durch Verwendung zweier oder mehrerer Verfahren am selben Objekt und der Kombination der Messdaten durch Datenfusion (vgl. Abbildung 3.3) sowie durch die weiterführende Datenauswertung mit Hilfe von 3D-Rekonstruktionsprogrammen konnte die Qualität der Messergebnisse und deren Interpretierbarkeit erheblich verbessert werden [240]. Bleibt festzuhalten, dass eine derart aufwendige Datenbearbeitung derzeit lediglich von ausgewählten Forschungsinstitutionen (z.B. Bundesanstalt für Materialprüfung und -forschung (BAM)) geleistet werden kann.

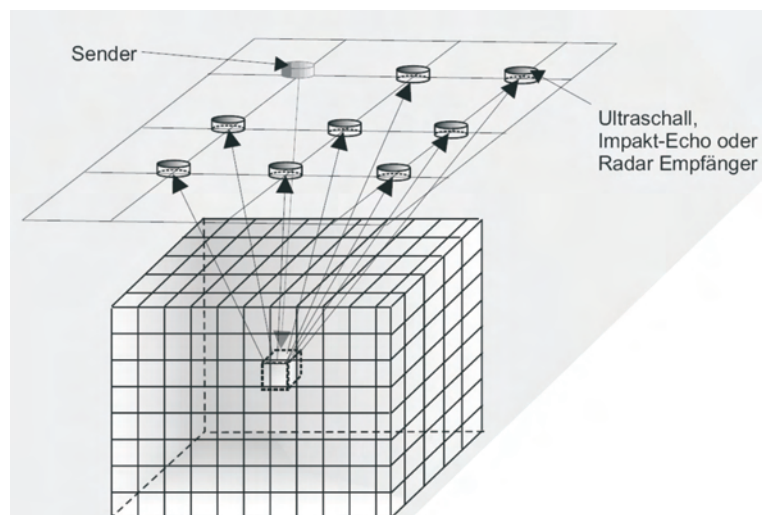


Abbildung 3.3: Rekonstruktion eines Volumenelementes aus verschiedenen Messdaten [11]

Der Wissensstand bezüglich zerstörungsfreier Echo-Verfahren und ihrer Anwendung im Betonbau hat sich in den vergangenen Jahren stark vergrößert. Der aktuelle Status Quo wird unter anderem von GROSSE [92] und REINHARDT ET AL. [201] dokumentiert. Desweiteren wird auf die Arbeiten und die zahlreichen Veröffentlichungen der DFG-Forscherguppe "Zerstörungs-

freie Strukturbestimmung von Betonbauteilen mit akustischen und elektromagnetischen Echo-Verfahren" (FOR 384) verwiesen (vgl. auch [201]).

3.3 Das Impact-Echo-Verfahren

3.3.1 Grundlagen

Das Impact-Echo-Verfahrens – im weiteren kurz mit IE-Verfahren bezeichnet – wurde Mitte der 1980er Jahre in den USA von CARINO und SANSALONE entwickelt. Zahlreiche Arbeiten und Veröffentlichungen zu diversen Aspekten und Anwendungen des Verfahrens stammen aus dieser Zeit und den Folgejahren. Neben grundlegenden Arbeiten [16] sind Arbeiten zur Detektion von Delaminationen im Beton [19], zur Untersuchung von Verpressfehlern in Hüllrohren [124] sowie zur Rissdetektion in Bauteilen [20, 21] zu nennen. Die Behandlung von Anwendungsproblemen wie der Einfluss von Bewehrung [18] und der Einfluss unterschiedlicher Impedanz der Grenzschichten [155, 156] folgten. Während SANSALONE den wissenschaftlichen Teil der Arbeiten Ende der 1990er Jahre als mehr oder weniger abgeschlossen betrachtet [215], wurden von anderen Wissenschaftlern weitere Fragestellungen behandelt. Beispielsweise folgten Untersuchungen zur Bewertung der Verbundqualität von Bewehrungsstäben in Beton von LIN ET AL. [157].

Beim IE-Verfahren werden Schwingungen an der Bauteiloberfläche durch Mehrfachreflexion nach einer impulsartigen Anregung von Schallwellen durch einen mechanischen Schlag gemessen. Im Gegensatz zu den Durchstrahlungsverfahren (z.B. Ultraschallverfahren), bei denen sich Sender und Empfänger auf gegenüberliegenden Seiten befinden, ist beim IE-Verfahren ein Zugang zu beiden Bauteilseiten nicht erforderlich. Sender und Empfänger befinden sich auf einer Seite, was die Einsatzmöglichkeiten in der Praxis erheblich erweitert [201].

Das IE-Verfahren zählt zu den aktiven ZfP-Verfahren. Die durch einen mechanischen Schlag mit Hilfe eines punktförmigen "Impactors" auf die Bauteiloberfläche erzeugte Schallwelle breitet sich im Beton aus und wird an Grenzflächen (z.B. an einer Bauteilrückwand oder einer ausreichend großen Hohlstelle) reflektiert (siehe Abbildung 3.4). Im Bauteil entstehen dadurch Mehrfachreflexionen niederfrequenter transienter Wellenfelder, die zu stehenden Wellen führen.

Die Aufzeichnung des Echos der Kompressionswelle erfolgt entlang der Zeitachse. Die daran anschließende Fast-Fourier-Transformation (FFT) überführt die das gemessene Signal in eine charakteristische Frequenz. Durch die geometrische Beziehung

$$d = \frac{C_p}{2 \cdot f_R} \quad (3.1)$$

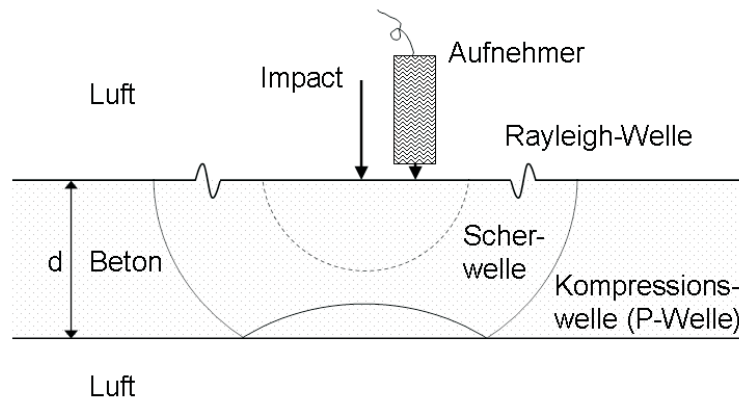


Abbildung 3.4: Prinzip des Impact-Echo-Verfahrens

wird die gemessene Frequenz f_R einer Dicke d zugeordnet. Gleichung 3.1 ist dabei gültig für die Grenzfläche Beton / Luft. Die Wellengeschwindigkeit C_P muss hierfür bekannt sein [249]. Im Allgemeinen können drei Möglichkeiten zur Bestimmung der Kompressionswellengeschwindigkeit in Betracht gezogen werden:

1. Schätzung der Wellengeschwindigkeit (ein üblicher Wert für Festbeton ist ca. 4000 m/s),
2. direkte Messung der Wellengeschwindigkeit, wenn die Dicke des geprüften Objekts bekannt ist (z.B. durch Verwendung eines Bohrkerns) und
3. Berechnung der Wellengeschwindigkeit, indem eine bekannte Kompressionswellengeschwindigkeit C verwendet wird, die an der Oberfläche mit Hilfe von zwei Sensoren gemessen werden kann.

Sofern die dritte Möglichkeit verwendet wird, beschreibt Gleichung 3.2

$$C_P \approx 0,96 \cdot C \quad (3.2)$$

die Korrelation zwischen der Geschwindigkeit der Kompressionswelle (P-Welle) innerhalb des Materials (C_P) und der Wellengeschwindigkeit C an der Oberfläche. Der Korrekturfaktor 0,96 basiert auf geometrischen Aspekten der Wellenausbreitung in flächenhaften Bauteilen (für nähere Einzelheiten wird auf [215] verwiesen).

Im Allgemeinen ist die Kompressionswellengeschwindigkeit in einem zweidimensionalen Raum entsprechend der Gleichung 3.6 abhängig vom Elastizitätsmodul E des Materials, seiner Dichte ρ und seiner Poisson-Zahl (Querdehnzahl) ν :

$$C_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (3.3)$$

Die Grundgleichung 3.1 gilt für die Grenzfläche Beton / Luft, an der die Welle zu 100% reflektiert wird. An einer Grenzfläche Beton / Stahl (z. B. Beton / Bewehrung) wird die elastische Welle zum Teil von der Grenzfläche reflektiert und zum Teil durch die Grenzfläche refraktiert und somit transmittiert [157]. Als gute Näherung zur Beschreibung der Verhältnisse an einer derartigen Grenzfläche findet sich in der Fachliteratur die folgende Gleichung:

$$d = \frac{C_P}{4 \cdot f_R} \quad (3.4)$$

In mehreren Publikationen wird auf Unklarheiten und Schwachpunkte des IE-Verfahrens hingewiesen (z.B. LEHMANN [151]). Dies sind beispielsweise die Ungenauigkeiten bei der zu bestimmenden Kompressionswellen-Geschwindigkeit, die störenden Einflüsse hoher Bewehrungsgehalte und von Randreflexionen und Probleme bei der Einkopplung der Schallwellen und der Linearität der Sensoren. Probleme bereiten auch flächendeckende Untersuchungen von Bauteilen, die eine Vielzahl von Messstellen in einem relativ engen Messraster erfordern, die wenig klare Darstellung der Ergebnisse und die bis vor kurzem ungenügende Automatisierung. Die existierende Messhardware war für punktuelle Messungen ausgelegt. Damit konnten zwar Linienscans, die von Ultraschallprüfungen her bekannt sind und die sogenannte B-Bilder erzeugen, grundsätzlich durchgeführt werden. Die erforderliche bildgebende Darstellung ist dabei jedoch ungenügend [92].

In den letzten Jahren wurden hier wesentliche Fortschritte erzielt, die im Wesentlichen auf die Arbeit der DFG-Forschergruppe "Zerstörungsfreie Strukturbestimmung von Betonbauteilen mit akustischen und elektromagnetischen Echo-Verfahren" (FOR 384) und ihrer Mitglieder zurückzuführen sind. So wurde beispielsweise die von GROSSE UND WEILER [93] vorgeschlagene Darstellung der Einzelmessungen in Isolinien, die einen Konturplot bei flächenhaften IE-Messungen ermöglichen, vorangetrieben. Später wurde dafür auch der Ausdruck "Impact-Echogramm" geprägt (vgl. [22]). In diesem Zusammenhang wurden auch Untersuchungen mit einem Vergleich zu numerischen Simulationen durchgeführt [92, 201].

In Deutschland gibt es bis dato keine allgemein gültige normative Regelung zur Anwendung des IE-Verfahrens im Bauwesen. Die Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung erstellt derzeit ein Merkblatt [30] über die baupraktische Anwendung des Verfahrens. In der Baupraxis eingeführt ist das Verfahren jedoch bereits im Tunnelbau, wo es im Zuge der Qualitätssicherung bei der Erstellung der – häufig auch unbewehrt ausgeführten – Tunnelinnenschalen Anwendung findet (vgl. z.B. [176, 207] u.a.). Dieser Anwendungsfall ist durch eine

Richtlinie der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) [13] geregelt und somit eingeführt.

3.3.2 Anwendungen zur Schadensdetektion in Beton

3.3.2.1 Hohlräume und Risse

Zur Detektion von Schäden in Betonbauteilen mit Hilfe der Impact-Echo-Methode muss zunächst eine Klassifizierung der Schäden erfolgen. Um makroskopische Schäden wie zum Beispiel Ablösungen parallel zur Oberfläche, Hohlräume oder Oberflächenrisse detektieren zu können, müssen alle diese Fehlstellen groß genug sein, um eine Reflexion der elastischen Welle zu ermöglichen. In der Vergangenheit wurden hinsichtlich des Einsatzes der Impact-Echo-Methode zur Feststellung dieser Art von Schäden bereits viele Arbeiten durchgeführt. So gibt es entsprechende Forschungsarbeiten zur Detektion von Ablösungen in Beton [19], zur Untersuchung von Fehlstellen in Hüllrohren vorgespannter Betonbauteile [17, 124], zur Bestimmung von Rissen [20, 21] und der Qualität des Verbundes zwischen Beton und Bewehrungsstäben aus Stahl [155, 156, 157].

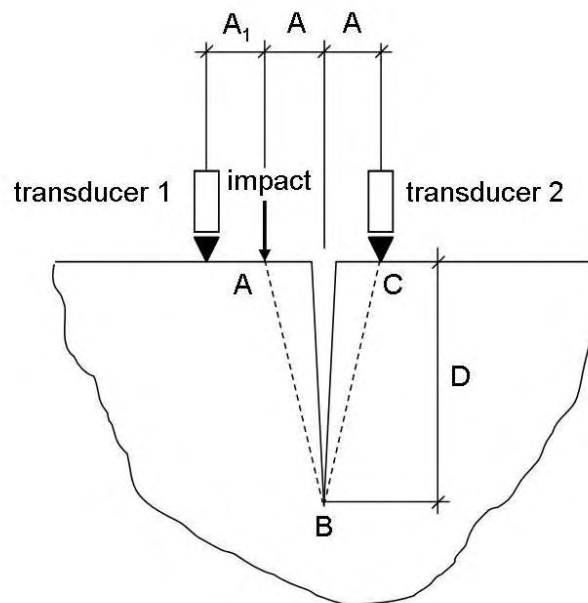


Abbildung 3.5: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Tiefe von Oberflächenrisse (nach [216])

Als Beispiel für den Einsatz der Impact-Echo-Methode zeigt Abbildung 3.5 einen Versuchsaufbau zur Bestimmung der Tiefe von Oberflächenrisse unter Zuhilfenahme von zwei Sensoren und eines Impactors mit den definierten Abständen A und A_1 . Mittels der gemessenen Signalverzögerung der beiden Sensoren Δt und der bekannten P-Wellengeschwindigkeit des Materials C_P kann die Tiefe D anhand der folgenden Gleichung berechnet werden:

$$D = \sqrt{\frac{(C_P \cdot \Delta t - A_1)^2}{4} - A^2} \quad (3.5)$$

Allerdings verlangt dieser Ansatz ein hohes Maß an Erfahrung hinsichtlich der Signalinterpretation [216] und eine Mindestrissbreite, um eine Wellenreflexion zu gewährleisten. Ist der Riss breiter als $0,025 \text{ mm}$, wird die Welle zum Teil reflektiert und zum Teil refraktiert (gebrochen). Die geschätzte Mindestrissbreite, bei der elastische Wellen nicht mehr über die Rissufer transmittiert werden, liegt in der Größenordnung von $0,08 \text{ mm}$ [21].

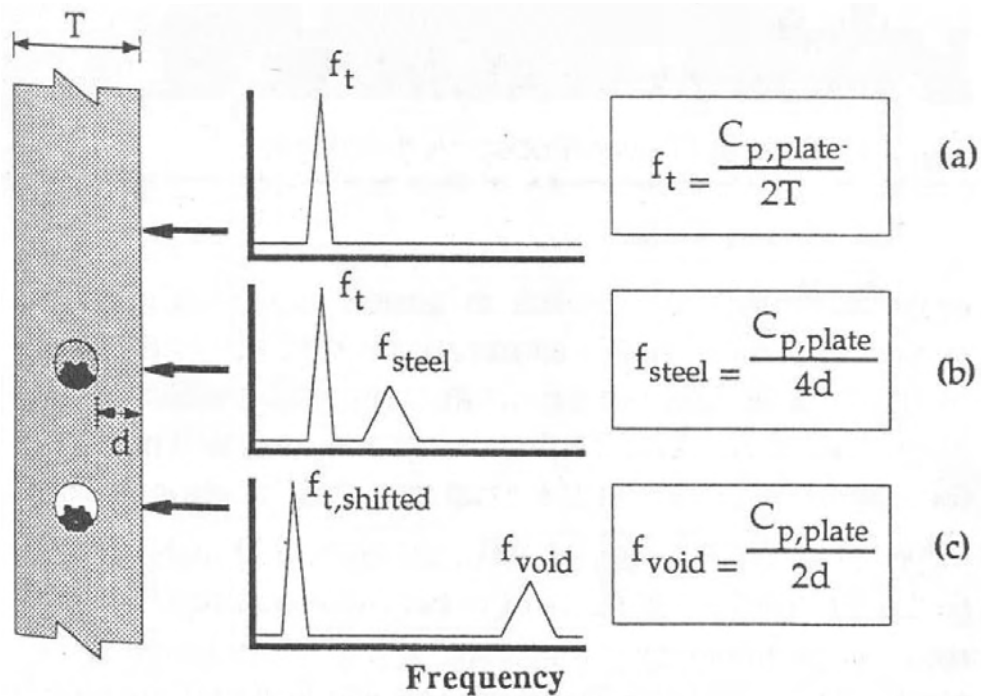


Abbildung 3.6: IE-Signale a) einer massiven Platte, b) einer Platte mit verpresstem Hüllrohr und c) einer Platte mit unverpresstem Hüllrohr [124]

Ein weiteres Anwendungsbeispiel für das IE-Verfahren ist die Detektion von Hohlräumen in Hüllrohren vorgespannter Betonbauteile. Eine derartige Untersuchung kann mit Hilfe eines einfachen Versuchsaufbaus mit einem Sensor und einem Impactor durchgeführt werden. Abbildung 3.6 zeigt eine schematische Darstellung der IE-Signale bei a) einer massiven Platte, b) einer Platte mit verpresstem Hüllrohr und c) einer Platte mit unverpresstem Hüllrohr. Bei der Platte mit unverpresstem Hüllrohr enthält das FFT-Spektrum einen hohen Amplituden-Peak ($f_{t,shifted}$), die auf einen Wert unterhalb der Dickenfrequenz der massiven Platte verschoben wurde, weil sich die Stoßwellen um den mit Luft gefüllten Hohlraum herum bewegen, anstatt sich direkt, wie im Fall des verpressten Hüllrohrs, durch das Rohr auszubreiten. Dies verlängert den Laufweg und verringert demzufolge die Frequenz der reflektierten Welle. Darüber hinaus erhält man aufgrund der Reflexionen durch den Hohlraum im Hüllrohr einen weiteren, geringeren Amplituden-Peak (f_{void}). Hierbei ist zu beachten, dass die Frequenz dieses Amplituden-Peaks ungefähr doppelt

so hoch ist wie die Frequenz des Amplituden-Peaks aufgrund der Reflexionen durch die Stahlspannglieder in Abbildung 3.6b). Dieser Frequenzunterschied zwischen der Reflexion an einer Beton / Stahl-Grenzfläche (Gleichung 3.4) und der Reflexion an einer Beton / Luft-Grenzfläche (Gleichung 3.1) ermöglicht die Detektion von Fehlstellen in Hüllrohren [124].

3.3.2.2 Degradation des Betongefüges (Gefügestörung)

Im Falle einer Degradation des Betongefüges (Gefügestörung), gekennzeichnet durch Mikrorissbildung und durch ein Verbundversagen der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein, werden die Kompressionswellen aufgrund der geringen Größe der Fehlstellen nicht vollständig reflektiert. Als Maß für die Größe der Gefügestörung geben CHENG UND SANSALONE [21] folgende Anhaltswerte für die Rissbreite w an:

- $w > 0,080 \text{ mm}$: Kompressionswelle wird vollständig reflektiert
- $0,025 \text{ mm} < w < 0,080 \text{ mm}$: Kompressionswelle wird teilweise reflektiert, teilweise gebrochen (refraktiert)
- $w < 0,025 \text{ mm}$: Kompressionswelle wird vollständig refraktiert und folglich transmittiert

Werden Impact-Echo-Messungen an Bauteilen mit Gefügestörungen durchgeführt, lässt sich feststellen, dass die Signallaufzeit größer ist als bei ungeschädigten Bauteilen. Ist die Dicke des zu messenden Bauteils bekannt, kann die verlängerte Signallaufzeit infolge einer Gefügestörung durch eine veränderte, geringere Kompressionswellengeschwindigkeit (im Weiteren als *äquivalente Wellengeschwindigkeit* bezeichnet) ausgedrückt werden. Durch Umformung der Grundgleichung 3.1 in Gleichung 3.6 lässt sich diese neue Kompressionswellengeschwindigkeit berechnen:

$$C_P = 2 \cdot f_R \cdot d \quad (3.6)$$

Die Wellengeschwindigkeit in intaktem Beton liegt je nach Zusammensetzung, Alter und Zustand des Betons zwischen 3500 m/s und 4500 m/s . Als akzeptable Abweichung des Werts C_P für eine gegebene Betoncharge findet sich in der Literatur eine Abweichung von ungefähr 2 bis 2,5 %. Daher würden in Bauteilen gemessene Wellengeschwindigkeiten, die um mehr als 100 m/s vom regulären Wert abweichen, auf Gefügestörungen im Beton hinweisen. Dies wurde u.a. von TAWHED ET AL. [241] durch entsprechende Versuche an statisch auf Gebrauchslastniveau beanspruchten Biegebauteilen nachgewiesen.

Neben einer größeren Signallaufzeit können zur Detektion einer Gefügestörung in Betonbauteilen auch die größere Dämpfung und die geringere Anzahl an Peaks im Impact-Echo-Signal

herangezogen werden. Experimentelle und numerische Untersuchungen hierzu wurden beispielsweise von KESNER ET AL. [128] durchgeführt. Als Maß für die Gefügestörung wurde dabei der im Mikroskop gemessene, prozentuale Rissanteil an der Gesamtfläche des Probekörpers verwendet. In Tabelle 3.1 werden die Abklingkonstante als Maß für die Dämpfung des Signals, die Anzahl der Peaks im gefilterten Zeitschrieb und der flächenmäßige Rissanteil im Dünnschliff einem qualitativen Schädigungsmaß zugeordnet.

Tabelle 3.1: Definition eines Schädigungsmaßes aufgrund von IE-Messungen und mikroskopisch gemessenen Rissanteilen nach [128]

Abklingkonstante	Anzahl Peaks	Rissanteil	Schädigungsmaß
kleiner als 3100	13 oder mehr	weniger als 0,5%	sehr gering bis kein
3100 bis 4000	11 bis 13	0,5 bis 1,0%	gering
4000 bis 5000	10 bis 11	1,0 bis 2,0%	mäßig
größer als 5000	9 oder weniger	2,0% oder mehr	stark

3.4 Das Radarverfahren

3.4.1 Grundlagen

Das Radarverfahren – in der Literatur auch häufig als Georadar, GPR (Ground Penetrating Radar), EMR (Elektromagnetische Reflexion) oder Bodenradar bezeichnet – dient der Untersuchung von Strukturen und zur Detektion von Objekten im Untergrund und Bauwerk. Es beruht auf der Ausbreitung elektromagnetischer Wellen und ist aufgrunddessen im vorgesehenen Frequenzbereich nicht innerhalb von Metallen möglich. Als zerstörungsfreies Prüfverfahren bietet es im Bauwesen Einsatzmöglichkeiten für die Baustoffe Mauerwerk, Beton, Asphalt und für den Baugrund. Dabei können folgende Aufgaben Ziele der Untersuchungen sein [29]:

- Untersuchung des strukturellen Aufbaus eines Bauteils (z.B. Dicken, Schalen, Materialwechsel)
- Lokalisierung von schlaffer Bewehrung und Spannbewehrung in Stahlbetonbauteilen, Brücken, etc.
- Erkundung von Einbauteilen (z.B. Dübeln, Anker, Hölzer)
- Erkundung von Fehl- und Schadstellen (z.B. Hohlstellen, Kiesnester, Feuchte, Ablösungen)
- Objektdetektion im Baugrund (z.B. Leitungen, Tanks, Fundamente)
- Erkundung des Bodenaufbaus (z.B. Schichten, Hohlräume)

Grundlage des Radarverfahrens ist die aktive Aussendung elektromagnetischer Wellen in ein Medium, meist in Form von Impulsen mit Mittenfrequenzen im Bereich von ca. 20 MHz bis ca. 2,5 GHz. Die Wellenausbreitung hängt von den elektromagnetischen Materialeigenschaften des Mediums ab. Wesentliche Parameter hierfür sind die Dielektrizitätskonstante ϵ ($\epsilon = \epsilon_r \cdot \epsilon_0$), die Leitfähigkeit σ sowie die magnetische Permeabilitätskonstante μ ($\mu = \mu_r \cdot \mu_0$). Für Baustoffe wie Mauerwerk oder Beton kann die magnetische Permeabilitätskonstante vernachlässigt werden ($\mu_r \cong 1, \mu \cong \mu_0$).

Die elektromagnetische Welle wird auf ihrem Weg durch das Medium an Diskontinuitäten gestreut, reflektiert und gebeugt sowie durch Absorption geschwächt. Die Ausbreitung der Welle wird mathematisch durch die Maxwell-Gleichungen beschrieben. Als spezielle Lösung in einem homogenen und unendlich ausgedehnten Material mit der Dielektrizitätszahl ϵ_r und der Permeabilitätszahl $\mu_r = 1$ ergibt sich eine zeitharmonische ebene Welle, beispielsweise in der vektoriellen elektrischen Feldstärke $\underline{E}(z, t)$ [29]:

$$\underline{E}(z, t) = \underline{E}_0(\omega) \cdot e^{i\omega t - \gamma z} \quad (3.7)$$

$$\gamma = \alpha + i\beta \quad (3.8)$$

$$\alpha = \frac{\omega}{c_0} \sqrt{\frac{\epsilon_r}{2} (\sqrt{1 + \tan^2 \sigma} - 1)} \quad (3.9)$$

$$\beta = \frac{\omega}{c_0} \sqrt{\frac{\epsilon_r}{2} (\sqrt{1 + \tan^2 \sigma} + 1)} \quad (3.10)$$

$$\tan \sigma = \frac{\sigma}{\omega \epsilon_0 \epsilon_r} \quad (3.11)$$

mit:

γ	komplexe Ausbreitungskonstante
α	Absorptionsfaktor
β	Phasenkonstante
$\tan \sigma$	Verlustwinkel
ω	Kreisfrequenz
$c_0 = \frac{1}{\sqrt{\epsilon_0 \mu_0}}$	Lichtgeschwindigkeit im Vakuum
ϵ_0	Elektrische Feldkonstante
ϵ_r	komplexe Dielektrizitätszahl des Mediums
μ_0	magnetische Feldkonstante
t	Laufzeit

Die ebene Welle gemäß Gleichung 3.7 breitet sich mit der Phasenkonstanten β in positive z-Richtung aus und erfährt dabei durch die Dämpfungskonstante α eine Amplitudenabnahme. Der Amplitudenvektor $\underline{E}_0(\omega)$ hat keine Komponente in Ausbreitungsrichtung, die beiden zur Ausbreitungsrichtung senkrechten Komponenten sind im Allgemeinen komplexwertig, ihr Verhältnis bestimmt die Polarisation der elektromagnetischen Welle. Die Polarisation ist linear in Richtung \widehat{E}_0 , wenn $E_0(\omega) = \underline{E}_0(\omega) \cdot \widehat{E}_0$ mit dem reellwertigen (Einheits-) Vektor \widehat{E}_0 geschrieben werden kann.

Die Messgröße beim Radarverfahren ist der zeitliche Verlauf der Signalamplitude (elektrisches Feld $E(t)$). Hieraus wird die Signallaufzeit bzw. unter Zuhilfenahme der Wellengeschwindigkeit der Laufweg bestimmt. Die Laufzeit wird durch die Phasenkonstante β (Gleichung 3.10) beschrieben. Hieraus lässt sich ableiten, dass die Wellengeschwindigkeit von materialspezifischen Eigenschaften abhängt. Für verlustarme Materialien, für die das Radarverfahren im Bauwesen eingesetzt wird, gilt $\tan \sigma \ll 1$. Damit folgt aus den Gleichungen 3.9 und 3.10 mit Hilfe der Reihenentwicklung näherungsweise:

$$\alpha = \frac{1}{2} \sigma \sqrt{\frac{\mu_0}{\epsilon_0 \epsilon_r}} = \frac{1}{2} Z_0 \frac{\sigma}{\sqrt{\epsilon_r}} \quad (3.12)$$

$$\beta = \frac{\omega \sqrt{\epsilon_r}}{c_0} \quad (3.13)$$

mit $Z_0 = \sqrt{\frac{\mu_0}{\epsilon_0}}$ gleich dem Wellenwiderstand des Vakuums [29].

Die Amplitude der Welle wird durch den Absorptionsfaktor α , den Öffnungswinkel der Antenne sowie in einem heterogenen Medium (z.B. Stahlbeton) durch die Reflexion und Streuung beeinflusst. Die wesentliche Einflussgröße im Absorptionsfaktor ist die elektrische Leitfähigkeit σ . Mit wachsendem σ steigt die Dämpfung der Welle an. Beim Einfall einer elektromagnetischen Welle auf eine Grenzfläche zwischen zwei Medien mit sprunghafter Änderung der elektrischen Eigenschaften entstehen eine reflektierte sowie eine gebrochene Welle. Bei Metallen findet im verwendeten Frequenzbereich eine Totalreflexion statt. Tabelle 3.2 gibt Auskunft über die elektromagnetischen Eigenschaften einiger Materialien.

Bei einer üblichen Anordnung des Reflexionsradars sind die elektrischen Felder der Sende- und Empfangsantenne parallel zueinander sowie parallel zur Messfläche angeordnet. Dies resultiert in einer Wellenausbreitung senkrecht zur Messfläche. Falls eine derartige Antennenanordnung beispielsweise über eine stabförmiges Bewehrungselement mit dem elektrischen Feld parallel zur Stabachse gezogen wird, erhält man eine relativ starke Reflexion des Bewehrungsstabes. Sind die Antennen und damit das elektrische Feld um 90° gegenüber der Stabachse gedreht, ist die

Tabelle 3.2: Elektromagnetischen Eigenschaften einiger Materialien [29]

Material	Leitfähigkeit σ [mS/m]	Dielektrizitätszahl ϵ_r [-]
Luft	0	1
Süßwasser	0,1 - 3	81
Salzwasser	3.000 - 10.000	81
Kalkstein (trocken)	$< 10^{-3}$	5 - 7
Kalkstein (feucht)	2 - 10	8 - 10
Asphalt	$< 10^{-3}$	5 - 9
Beton	$< 10^{-3}$	4 - 14

Antwort wesentlich abgeschwächer. Der Orientierung der Antennen kommt also eine besondere Bedeutung in Hinblick auf die Erkennbarkeit von Objekten im zu untersuchenden Medium zu.

Die Detektionsreichweite von Radarwellen hängt im Wesentlichen von folgenden Größen ab:

- Reflexionskoeffizient, d.h. Materialkontrast,
- Signalabsorption und -streuung,
- Objektgröße und -form,
- Signalfrequenzen und
- Messmethodik / Datenverarbeitung.

Ein Anhaltswert für die Detektionsreichweite von Radarwellen in Beton und Mauerwerk lässt sich mit etwa 0,3 bis 2 Meter angeben. Sollen Tiefenlagen bzw. Dicken von Strukturen oder Schichten ermittelt werden, ist die Kenntnis der Ausbreitungsgeschwindigkeit des Radarsignals im zu untersuchenden Medium zwingend erforderlich. Zu ihrer Bestimmung stehen wie beim Impact-Echo-Verfahren (vgl. Abschnitt 3.3) verschiedene Möglichkeiten zur Wahl [29]:

- Kalibrierung der Ausbreitungsgeschwindigkeit anhand eines bekannten Werts (z.B. Bohrkern),
- Verwendung von Literatur- und Erfahrungswerten,
- Auswertung von Diffraktionshyperbeln (Näheres: siehe [29]),
- Auswertung von Messungen mit variablem Abstand von Sender und Empfänger und

- Auswertung von Reflexionsamplituden (in der Fachwelt umstritten).

Prinzipiell kann gesagt werden, dass zumindest einige wenige Aufschlüsse (Boden) oder Bohrkern (Bauwerk) pro Untersuchungsobjekt nicht nur für die Ermittlung bzw. die Überprüfung der Ausbreitungsgeschwindigkeit nützlich sind, sondern auch die Interpretation der gewonnenen Daten unterstützen und das Risiko von Fehlinterpretationen erheblich reduzieren.

Das üblicherweise angewendete Messverfahren für Bauteile mit nur einseitiger Zugänglichkeit besteht im Reflexionsverfahren. Dabei sind Sende- und Empfangsantenne auf der gleichen Bezugsebene angeordnet und werden entlang einer Messlinie mit konstantem Abstand zueinander gleichmäßig über die Messfläche gezogen (siehe Abbildung 3.7 links).

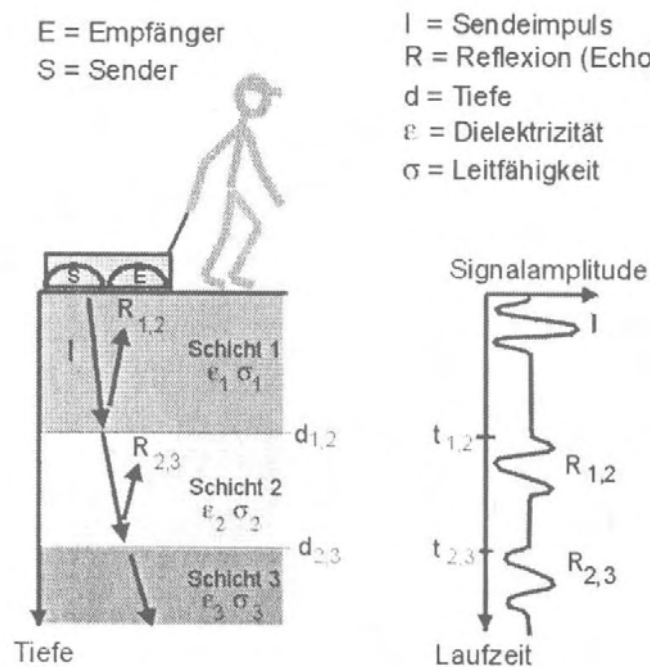


Abbildung 3.7: Reflexionsanordnung von Sende- und Empfangsantenne [29]

Durch die Aussendung kurzzeitiger elektromagnetischer Impulse erfolgen die Einzelmessungen in schneller Folge, wodurch geringe Messpunktabstände von einigen Millimetern bis Zentimetern zustande kommen. Pro Messpunkt wird eine Einzelspur (A-Bild) aufgezeichnet (siehe Abbildung 3.7 rechts). Die Aneinanderreihung der zu einem einzelnen Messprofil gehörigen Einzelspuren nennt man Radargramm (auch als B-Bild bezeichnet; siehe Abbildung 3.8 links).

Die Darstellung der Messergebnisse kann entweder als Zeitreihe mit graphischen Amplituden (*wiggle trace*) oder farb-/graukodiert (Abbildung 3.8 rechts) erfolgen. Werden Radardaten nicht nur entlang einzelner Linien gesammelt sondern auf zahlreichen parallelen und/oder sich kreuzenden Linien, also flächenhaft erfasst, so entsteht mithilfe einer geeigneten Auswerte-Software ein dreidimensionaler Datensatz, der graphisch als Datenkubus (3D-Körper) dargestellt werden

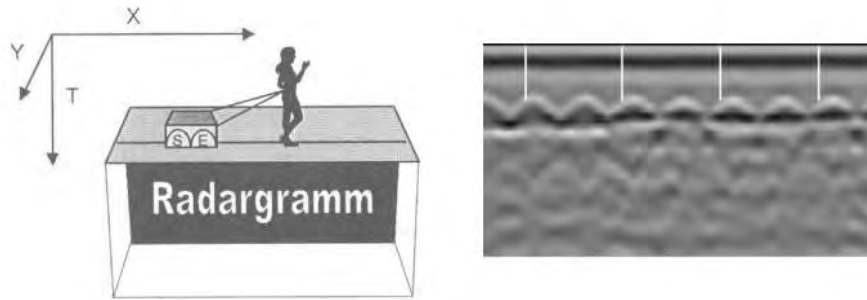


Abbildung 3.8: Radargramm: Schematische Illustration (links [29]) und Beispiel (rechts)

kann. Durch die Nachbearbeitung der Daten mit geeigneter Software lassen sich daraus wiederum Tiefenschnitte (C-Bilder) generieren.

Das Radarverfahren ist derzeit nicht anwendbar, wenn durchgängig eine Netzbewehrung mit Stababständen $< 5 \text{ cm}$ vorliegt. Für weiterführende Grundlagen wird auf das Merkblatt über das Radarverfahren zur Zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen (B10) [29] der Deutschen Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP) sowie die darin aufgeführte Referenzen verwiesen. Die elektromagnetischen Eigenschaften von Betonen in Abhängigkeit der Messfrequenz und des Feuchtegehaltes wurden beispielsweise von RHIM UND BÜYÜKÖZTÜRK [203], LAURENS ET AL. [150], LOULIZI ET AL. [162] und SBARTAI ET AL. [218] näher untersucht.

3.4.2 Anwendungen zur Schadensdetektion in Beton

3.4.2.1 Hohlräume und Fehlstellen

Das Radarverfahren eignet sich zur Tiefenortung und Größenbestimmung von *Hohlräumen und Fehlstellen* (makroskopische Schäden) in Beton, wenn die Fehlstelle eine im Vergleich zu den Bauteilabmessungen ausreichende Größe aufweist. Als Faustformel gilt hierfür: die Tiefenauflösung liegt bei 1 für den Verhältniswert des Durchmessers der Fehlstelle zur Tiefe im Bauteil [107]. Zudem muss, wie bei jedem Einsatz des Radarverfahrens, eine für die jeweilige Messaufgabe und das zu untersuchende Material geeignete Antenne mit passender Sendefrequenz gewählt werden. So eignet sich beispielsweise eine 1,6-GHz-Antenne zwar sehr gut für Beton, allerdings ist die Tiefenauflösung nur bis ca. 50 bis 60 cm zufriedenstellend. Sollen tiefer liegende Fehlstellen oder Objekte (z.B. Spannglieder in Massivbrücken) geortet werden, ist eine Antenne mit geringerer Sendefrequenz zu wählen (z.B. 900 MHz). Gemäß [69] sind im direkten Vergleich der beiden Antennen Fehlstellen mit einer 900 MHz Antenne etwas leichter zu erkennen, jedoch liefert die 1,6 GHz Antenne eine deutlich bessere horizontale und vertikale Ortsauflösung.

Grundlegende Untersuchungen zum Einsatz des Radarverfahrens zur Detektion von Schädli-

gungen in Beton liegen beispielsweise von LOULIZI ET AL. [162] (Ablösungen) oder HALABE ET AL. [99] (Zustandserfassung) vor. Als praktisches Anwendungsgebiet ist die Detektion von Fehlstellen in Brückenfahrbahnplatten zu nennen [141, 142, 98].

3.4.2.2 Degradation des Betongefüges (Gefügestörung)

Unter bestimmten Annahmen können auch *Gefügestörungen* mithilfe des Radarverfahrens detektiert werden. Dabei bedient man sich – wie auch beim Impact-Echo-Verfahren – einer Veränderung der Signallaufzeit. Da aber beim Radarverfahren keine elastische und somit direkt vom Zustand des Betongefüges abhängige Welle verwendet wird, kann die Messung nur indirekt erfolgen. Das heißt, um eine Änderung der Laufzeit der elektromagnetischen Welle zu registrieren, müssen sich die dielektrischen Eigenschaften des Materials verändert haben. Da diese wiederum maßgeblich vom Feuchtegehalt des Mediums abhängen, kann eine qualitative Aussage über die Qualität des Betongefüges mithilfe des in gestörtem, also weniger dichtem Gefüge, veränderten Feuchtegehalts gemacht werden (vgl. Abschnitt 3.4.2.3).

3.4.2.3 Weitere Anwendungen

Neben den oben genannten expliziten Schäden in Betonbauteilen kann das Radarverfahren auch zur **Bestimmung der Feuchteverteilung** eingesetzt werden. Feuchte in Beton lässt sich qualitativ und quantitativ aus der Laufzeit des Radarsignals beim Durchlaufen des Bauteils ableiten. Mit bekannten Bauteilabmessungen kann aus der Laufzeit die Geschwindigkeit (Phasenkonstante) der elektromagnetischen Wellen und daraus aus Gleichung 3.13 die Dielektrizitätszahl des Materials bestimmt werden. Diese Materialeigenschaft ist stark vom Feuchtegehalt abhängig (siehe auch Tabelle 3.2). Bei Feuchteuntersuchungen ist häufig eine qualitative Aussage ausreichend, um feuchte Bereiche zu orten bzw. die laterale Feuchteverteilung zu erkennen. Quantitativ lassen sich Feuchteverteilungen nur mit Hilfe von Kalibrierbeziehungen ermitteln, welche die materialspezifische Abhängigkeit der Dielektrizitätszahl vom Massen- und Volumengehalt beschreiben [29]. Mit dem Einfluss der Materialfeuchte auf die Dielektrizitätszahl von Beton haben sich neben anderen SBARTAI ET AL. [218] und LAURENS ET AL. [150] beschäftigt.

Der Einfluss der Feuchte lässt sich nutzen, um implizit Gefügestörungen nachzuweisen. Wird beispielsweise ein Bauteil, das in Teilbereichen starke Mikrorissbildung bis zur Bauteiloberfläche aufweist, mit gleichmäßiger Benetzung beaufschlagt und wieder abtrocknen, so lassen sich mithilfe von Radarmessungen die geschädigten Bereiche erkennen, da in diese die Feuchtigkeit tiefer eingedrungen ist und die Feuchtigkeit somit über einen längeren Zeitraum vorhanden ist als in ungeschädigten Bereichen. Dieser Effekt wird auch im Rahmen der eigenen

Untersuchungen (Kapitel 4 und [73]) genutzt.

Auf Basis der sich in Abhängigkeit des Korrosionsfortschrittes variablen Dielektrizitätszahl von Betonstahl kann das Radarverfahren auch zur **Detektion von Bewehrungskorrosion** als Alternative zur üblichen Potentialfeldmessung verwendet werden. Diese Anwendung des Radarverfahrens wurde beispielsweise von HUBBARD ET AL. in [112] erläutert.

Kapitel 4

Experimentelle Untersuchungen zur Schadensquantifizierung

4.1 Vorbemerkung

Aufgrund der baupraktischen Bedeutung von flächenhaften Stahlbetonbauteilen (Decken, Wandscheiben, etc.) wurden alle nachfolgend beschriebenen Untersuchungen an Stahlbetonplatten durchgeführt. Die Platten wurden einer beispielhaften hochdynamischen Beanspruchung in Form einer Kontakt- bzw. Nahdetonation unterzogen und somit lokal geschädigt. Wie zuvor beschrieben, können die grundlegenden Mechanismen der Schädigung auf fast alle hochdynamischen Beanspruchungen, die in Stahlbetonbauteilen zu lokalen Schädigungen führen ((Anprall, Impakt, Beschuss, etc.)), übertragen werden (vgl. Abschnitt 2.3).

Ziel der zerstörungsfreien Untersuchungen ist die quantitative Ortung des geschädigten Gesamtbereiches, bestehend aus Kernbereich und umgebendem Bereich (vgl. Abbildung 1.1), sowie der Nachweis der Eignung verschiedener ZfP-Verfahren für diesen Anwendungsfall. Alle erzielten Ergebnisse gelten für flächenhafte Bauteile, bei denen die Einflüsse der Bauteilgeometrie auf die Echo-Messungen (z.B. Mehrfachreflexionen im randnahen Bereich) möglichst gering ausgeprägt sind. Folglich wird vor einem kritiklosen Übertragen der Erkenntnisse auf stabförmige Bauteile (z.B. Stützen) gewarnt.

Im Folgenden bezieht sich der Begriff "Schädigung" auf den einen Kernbereich (Kraterbereich) umgebenden Bereich, gekennzeichnet durch Makrorissbildung, Gefügestörung des Betons und ggf. geschädigten Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton. Makroskopische Schäden wie Abplatzungen und Makrorisse werden aufgrund ihrer visuellen Erkennbarkeit im Rahmen der nachfolgend beschriebenen ZfP-Messungen nicht behandelt.

4.2 Versuchskörper

Alle Messungen und Versuche wurden an (Stahl-)Betonplatten mit verschiedenen Abmessungen (300 cm x 400 cm bzw. 200 cm x 200 cm) und verschiedenen Dicken (20 cm bzw. 30 cm) durchgeführt. Die Platten bestehen aus Normalbeton der Festigkeitsklasse C 30/37 und sind teilweise unbewehrt, teilweise mit orthogonaler Bewehrung in zwei Lagen (Bewehrungsgrad und -wahl unterschiedlich) ausgeführt. Die Platten wurden jeweils mit einer Kontakt- bzw. Nahdetonation beaufschlagt, wobei verschiedene Sprengstoffmengen zwischen 400 g PETN und 2750 g PETN verwendet wurden. Bei PETN (Pentaerythrittetranitrat; auch "Nitropenta" genannt) handelt es sich um einen TNT-äquivalenten Sprengstoff, der durch Zugabe von Plastifizierungsmitteln beinahe beliebig geformt werden kann. Im vorliegenden Fall wurden zylindrische Ladungskörper mit einem Verhältnis D/h von ca. 2 verwendet. Die Detonationsbeaufschlagungen wurden von der Wehrtechnischen Dienststelle für Schutz- und Sondertechnik (WTD 52) in Oberjettenberg durchgeführt. Die visuell feststellbaren Schädigungen bestehen aus Ausbruchkratern auf der Frontseite und Abplatzungen auf der belastungsabgewandten Rückseite sowie ggf. aus einem Durchschlag (Perforation).

Die Probekörper stammen aus einer Versuchsserie zum Schädigungsverhalten von Stahlbetonplatten unter Nah- und Kontaktdetonation, die im Rahmen einer früheren Studie an der Universität der Bundeswehr München in Zusammenarbeit mit der Wehrtechnischen Dienststelle für Schutz- und Sondertechnik (WTD 52) hergestellt und verwendet wurden (vgl. [148]). Baugleiche Versuchskörper aus diesem Forschungsvorhaben wurden auch zur experimentellen Ermittlung der Resttragfähigkeit herangezogen (vgl. Abschnitt 2.4 und MANGERIG UND HILLER [164]).

4.3 Impact-Echo-Messungen

4.3.1 Versuchsbeschreibung und -programm

Für die Impact-Echo-Messungen wurde auf ein kommerzielles System zurückgegriffen, das über eine manuelle Anregung mithilfe eines kugelförmigen Impactors verfügt. Weitere Komponenten des Systems (Abbildung 4.1 links) sind ein Geschwindigkeitsaufnehmer sowie ein Notebook mit Messkarte zur Erfassung der Sensordaten und zur Signalverarbeitung mit kommerzieller Software für die Datenanalyse (Durchführung der Fast-Fourier-Transformation (FFT)). Die grafische Darstellung der kommerziellen Auswerte-Software des über die Zeit aufgezeichneten Amplitudenverlaufs einer punktuellen Einzelmessung sowie dem zugehörigen Ergebnis der FFT-Analyse ist in Abbildung 4.1 rechts als Screenshot dargestellt.

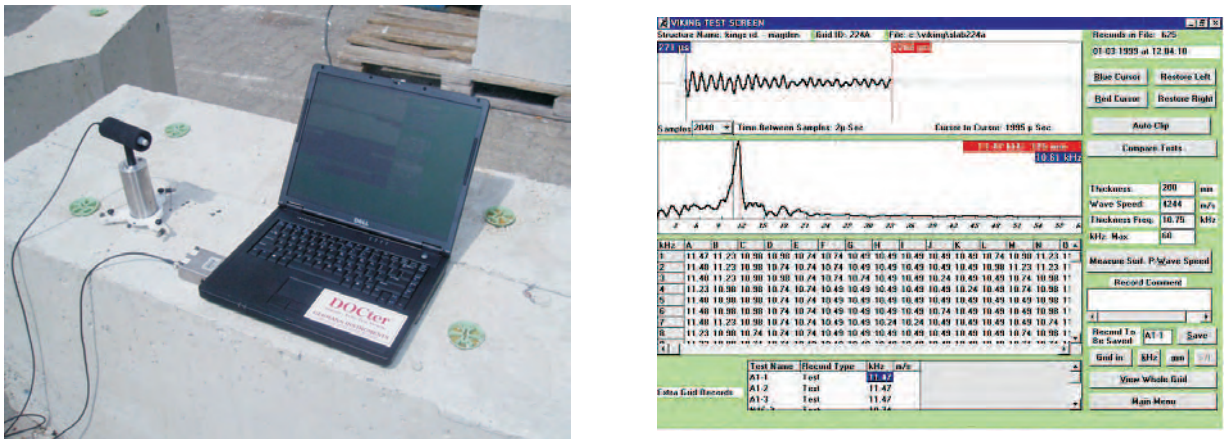


Abbildung 4.1: verwendetes kommerzielles Impact-Echo-System: Komponenten und Aufbau (links) und Screenshot der zugehörigen Auswerte-Software (rechts)

Vor der IE-Messung wurde auf der Oberfläche des Versuchskörpers ein orthogonales Messraster (Abbildung 4.2) aufgetragen. Dabei wurde darauf geachtet, dass die Messpunkte nicht direkt über einem Bewehrungsstab orientiert sind, da dies die Messung u.U. negativ beeinflussen würde.



Abbildung 4.2: mit Kreide aufgebrachtes Messraster (hellblau)

Aus der Signallaufzeit bzw. der daraus transformierten charakteristischen Frequenz kann über die bekannte Plattendicke die *äquivalente Kompressionswellengeschwindigkeit* für jeden Messpunkt ermittelt werden (vgl. Gleichung 3.1). Die Messung setzt sich aus Einzelmessungen

an jedem Punkt des Messrasters zusammen, deren Ergebnisse im Zuge der Ergebnisauswertung entsprechend der Messpunktanordnung grafisch aufgetragen werden. Zwischen den einzelnen Messpunkten wird linear interpoliert. Als Darstellungsform wurde in der Draufsicht eine Farbkodierung für verschiedene Wertebereiche der Wellengeschwindigkeit gewählt.

Tabelle 4.1 gibt eine Übersicht über die für die Impact-Echo-Versuche verwendeten Versuchskörper, ihre jeweiligen Abmessungen und Bewehrungsanordnungen* sowie die jeweils verwendete Sprengstoffmenge und -anordnung zur Induzierung der Schädigung. Eine Beschreibung der einzelnen Versuchskörper findet sich im Anhang A.1.

Tabelle 4.1: Übersicht über die Versuchsreihen der Impact-Echo-Versuche

Versuchskörper	Abmessungen [cm]	Bewehrung	Einwirkung
VB PLT 1	400 x 300 x 20	∅ 14/15	1000 g PETN Kontakt
VB PLT 2	400 x 300 x 20	∅ 14/15	600 g PETN Kontakt
VB PLT 3	400 x 300 x 20	∅ 14/15	400 g PETN Kontakt
WTD IE 1	200 x 200 x 20	∅ 10/10	2750 g PETN a = 50 cm
WTD IE 2	200 x 200 x 30	∅ 10/10	650 g PETN Kontakt
WTD IE 3	200 x 200 x 30	∅ 10/10	650 g PETN Kontakt
WTD IE 4	200 x 200 x 20	unbewehrt	650 g PETN Kontakt
WTD IE 5	200 x 200 x 20	∅ 10/12,5	650 g PETN a = 20 cm

4.3.2 Versuchsergebnisse

Abbildung 4.3 zeigt exemplarisch die Messergebnisse an zwei ausgewählten Versuchskörpern. Die Messwerte in den Randbereichen des Versuchskörpers sind verfahrensbedingt aufgrund von auftretenden Mehrfachreflexionen zum Teil verfälscht. Die Einzelergebnisse für die jeweiligen Versuchskörper finden sich im Anhang A.1.

Die Messungen zeigen, dass der Gesamtbereich der Schädigung größer ist, als der visuell erkennbare Krater- und Ausbruchbereich. Die Werte für die Wellengeschwindigkeit im geschädigten Bereich weisen deutlich größere Abweichungen zur regulären, im ungeschädigten Bereich gemessenen Wellengeschwindigkeit auf, als dies bei statisch im Gebrauchslastbereich beanspruchten Bauteilen der Fall ist (siehe Abschnitt 3.3.2). Dies weist auf eine erheblich größere Schädigung des Betongefüges hin, die im größeren Energieeintrag und der Art der Einwirkung begründet ist.

*Die Bewehrung ist jeweils in oberer und unterer Lage sowie in x- und y-Richtung identisch.

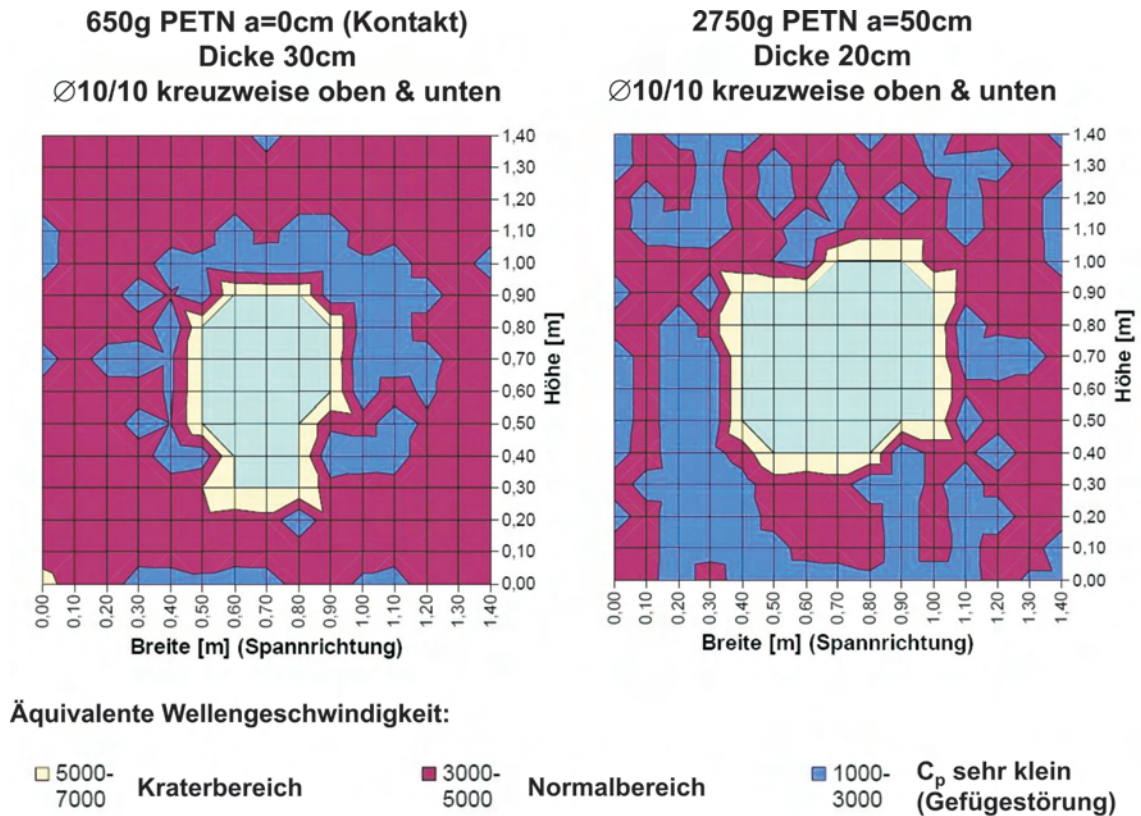


Abbildung 4.3: Impact-Echo-Messergebnis an 2 ausgewählten Versuchskörpern

Des Weiteren lässt sich anhand der IE-Messungen erkennen, dass der Verlauf der Schädigung im Versuchskörper trotz zylindrischer Ladungskörper nicht zwingend rotationssymmetrisch verläuft. Entscheidende Parameter für die Ausbreitung der Schädigung sind die Art der Lagerung der Platte während der Einwirkung (flächig, einachsig oder zweiachsig gespannt), die Menge und Anordnung der Bewehrung (Stabdurchmesser, Stababstand und Richtung) sowie die resultierende Energieverteilung bei Zündung der Sprengladung. Als weitere Einflüsse wurden die Größe des Versuchskörpers und die Art der Endverankerung der Bewehrung am Bauteilrand (gerade Stabenden, Haken) identifiziert. Letztere beeinflusst maßgeblich das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton bzw. die Lasteinleitung in die Bewehrung und somit direkt das Trag- und Verformungsverhalten des geschädigten Bauteils. Untersuchungen zur Resttragfähigkeit vergleichbarer Versuchsplatten [164] bestätigen diese Beobachtungen.

Es konnte ferner festgestellt werden, dass Bauteile, deren Schädigung durch eine Perforation gekennzeichnet ist, tendenziell über einen kleineren umgebenden Bereich und folglich einen kleineren Gesamtbereich der Schädigung verfügen als Bauteile, die lediglich Ausbruchs- und Abplatzungskrater aufwiesen. Dies lässt sich mithilfe einer Energiebetrachtung erklären: stellt sich während der Einwirkung eine Perforation ein, so verbleibt ein hohes Maß der Detonationsenergie in der Luft (Luftstoßwelle hinter der Platte). Kommt es nicht zu einer Perforation, so

muss die Energie hingegen weitgehend im Bauteil dissipiert werden. Dieser Effekt wurde auch bei Beschussversuchen mit Hartkernprojekten an Betonplatten [7] beobachtet.

4.4 Radarmessungen

4.4.1 Versuchsbeschreibung und -programm

Wie auch für die IE-Messungen wurde für die Messungen mit dem Radarverfahren auf ein kommerzielles System zurückgegriffen (Abbildung 4.4 (links)). Als Antenne kam eine 1,6 GHz-Antenne zur Anwendung. Die Messung erfolgte kreuzweise in Linienscans entlang eines vorher aufgetragenen Messrasters. Die Achsen des Messrasters lagen immer zwischen den Achsen der eingebauten Bewehrungsstäbe, um eine gleichmäßige Durchstrahlung bis auf die Rückseite des Versuchskörpers zu gewährleisten.



Abbildung 4.4: verwendetes kommerzielles Radar-System: portable Steuereinheit mit 1,6 GHz-Antenne im Feldeinsatz (links) und beispielhaft ermittelter Linienscan (rechts)

Im Anschluss an die Messung wurden mithilfe einer kommerziellen Auswerte-Software die Linienscans (Abbildung 4.4 rechts) zu einem 3D-Datenkubus migriert. Dadurch werden Tiefenschnitte (C-Bilder) generiert, die sich als Darstellungsform für die vorliegende Problematik gut eignen. Zur Darstellung von Messdaten, die mithilfe des Radarverfahrens ermittelt wurden, wird auf Abschnitt 3.4 verwiesen.

Tabelle 4.2 gibt eine Übersicht über die für die Radar-Versuche verwendeten Versuchskörper, ihre jeweiligen Abmessungen und Bewehrungsanordnungen[†] sowie die jeweils verwendete Sprengstoffmenge und -anordnung zur Induzierung der Schädigung. Eine Beschreibung der einzelnen Versuchskörper findet sich im Anhang A.2.

Tabelle 4.2: Übersicht über die Versuchsreihen der Radar-Versuche

Versuchskörper	Abmessungen [cm]	Bewehrung	Einwirkung
VB PLT 1	400 x 300 x 20	∅ 14/15	1000 g PETN Kontakt
VB PLT 2	400 x 300 x 20	∅ 14/15	600 g PETN Kontakt
WTD 3	200 x 200 x 30	∅ 10/10	650 g PETN Kontakt
WTD 10	200 x 200 x 30	∅ 10/10	850 g PETN Kontakt

4.4.2 Versuchsergebnisse

Exemplarisch zeigt Abbildung 4.5 eine 3D-Darstellung eines geschädigten Versuchskörpers. Im schwarzen Bereich in Versuchskörpermitte wurden aufgrund des dort vorhandenen Kraters keine Messdaten erfasst. Die blau/rot eingefärbten Bereiche entsprechen einem typischen Messergebnis für bewehrte Stahlbetonbauteile. Der den Krater umgebende Bereich weist dagegen bei gleicher vorhandener Bewehrung (Lage und Richtung) veränderte dielektrische Eigenschaften auf (nur rote Einfärbung), die auf eine Degradation des Betongefüges in diesem Bereich schließen lassen. Die Einzelergebnisse für die jeweiligen Versuchskörper finden sich im Anhang A.2.

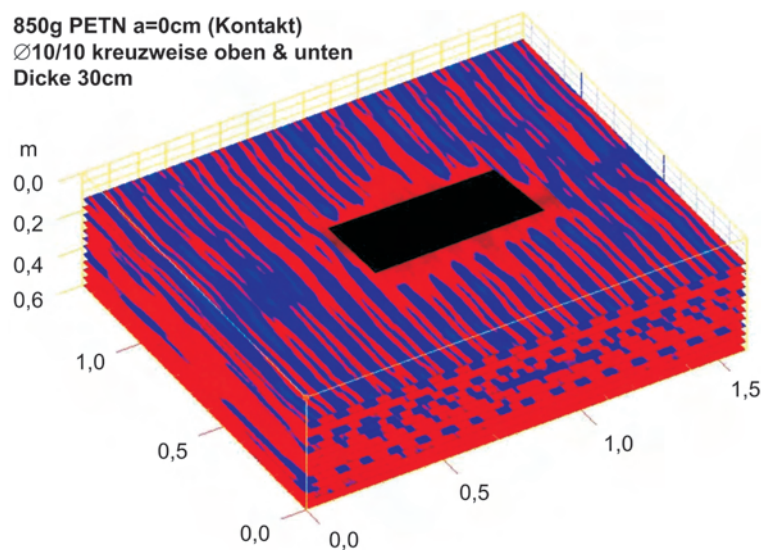


Abbildung 4.5: Radar-Messergebnis an einem Versuchskörper (3D-Darstellung)

[†]Die Bewehrung ist jeweils in oberer und unterer Lage sowie in x- und y-Richtung identisch.

Die Aussagekraft bzw. Eindeutigkeit des Messergebnisses hängt in hohem Maße vom Feuchtegehalt des Bauteils ab. Dieser Sachverhalt kann bei einer Messung dahingehend ausgenutzt werden, dass Bereiche mit gestörtem Gefüge über mehr Poren, Risse und Hohlräume verfügen als ungeschädigte Bereiche und daher vorhandene Feuchte schneller und tiefer in das Bauteil eindringen kann. Abbildung 4.6 zeigt den Schnitt durch einen angesprengten Versuchskörper, der im Freien gelagert wurde. Es ist deutlich zu erkennen, dass nach kurzer Lagerung in trockener Umgebung die geschädigten Bereiche feuchter sind als die ungeschädigten Randbereiche. Weisen die Versuchskörper eine derartige Feuchteverteilung auf, wird die Interpretation der Radar-Messergebnisse deutlich erleichtert. Darüber hinaus lässt sich das Ausmaß der gesamten Schädigung ansatzweise mit bloßem Auge erkennen (vgl. Bilddokumentation in Anhang A.3).



Abbildung 4.6: Feuchteverteilung in einem durchgeschnittenen Versuchskörper [148]

4.5 Messungen mit zerstörenden Prüfmethode

Zur Beschreibung der Schädigung ist die Kenntnis wesentlicher Materialkennwerte im Schädigungsbereich erforderlich. Hierzu wurden an einigen der o.g. Versuchskörper folgende Kenngrößen zerstörend ermittelt:

- dynamischer E-Modul (Ultraschall),
- Druckfestigkeit,
- Porosität sowie
- Dichte (letztere beiden mittels Quecksilberdruckporosimetrie).

Als Probekörper dienten Bohrkern, die Versuchskörpern entnommen wurden, die Ausbruchs- und Abplatzungskrater aufwiesen, aber nicht perforiert waren. Somit konnten Profile über den gesamten Schädigungsbereich erstellt werden.

4.5.1 Messungen an Bohrkernen

Die Bohrkernentnahme erfolgte an 2 Probekörpern (siehe Tabelle 4.3) in einem regelmäßigen Profil jeweils vom Kratermittelpunkt bis zum Rand der Platte. Der Bohrkerndurchmesser sowie der Abstand des Bohrrasters orientierte sich jeweils an der eingelegten Bewehrung dahingehend, dass beim Bohren keine Bewehrung getroffen werden sollte. Abbildung 4.7 zeigt exemplarisch Entnahmebereich und Bohrraster des Versuchskörpers WTD 2.

Tabelle 4.3: Übersicht über die entnommenen Bohrkern

Versuchskörper	Bewehrung	Einwirkung	Bohrkerne
WTD 2	∅ 10/12,5	650 g PETN Kontakt	8 Stück ∅ 70 mm
WTD 8	∅ 10/10	350 g PETN Kontakt	10 Stück ∅ 50 mm

Die Bohrkern wurden nach Entnahme sortiert und zunächst einer visuellen Auswertung unterzogen. Die visuelle Auswertung der Schädigung ergab, dass der Beton im Zugbereich auf der belastungsabgewandten Seite (Rückseite) sichtbarer geschädigt ist als im Druckbereich. D.h. es treten makroskopische Risse auf, die überwiegend entlang der Kontaktzone zwischen Zuschlagkorn und Zementmatrix verlaufen. Ferner lässt sich auf der Rückseite teilweise eine vollkommene Zerstörung des Zementsteins feststellen (Abbildung 4.8). In Anhang B findet sich eine vollständige Bilddokumentation aller entnommenen Bohrkern und Bohrkernwandungen.

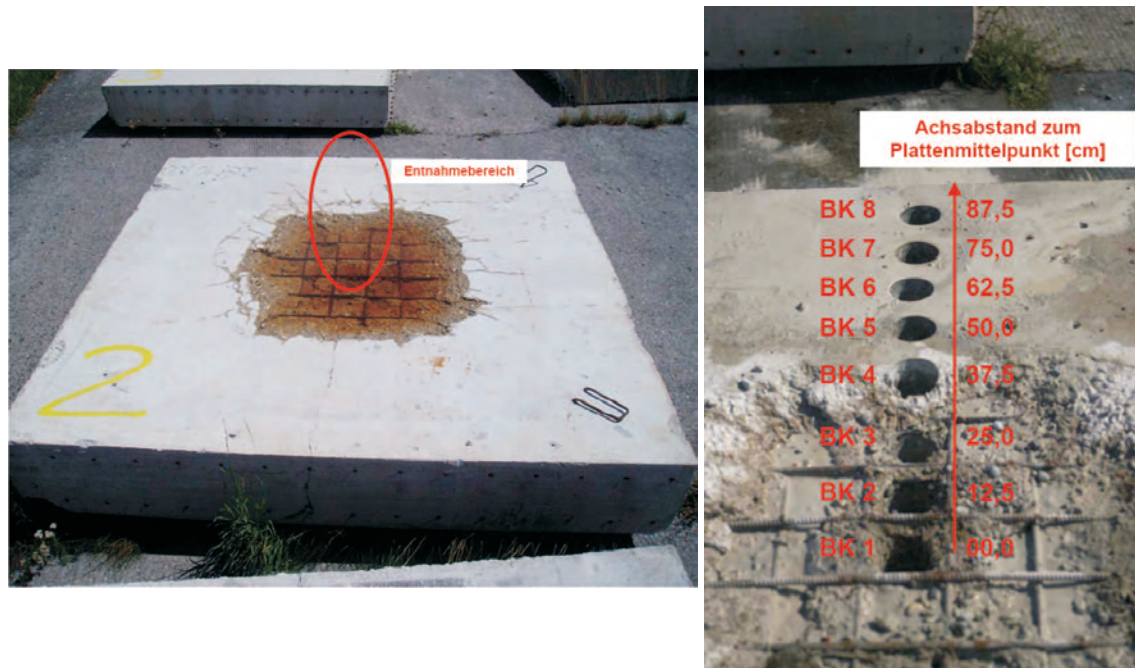


Abbildung 4.7: Entnahmebereich und Bohrraster des Versuchskörpers WTD 2

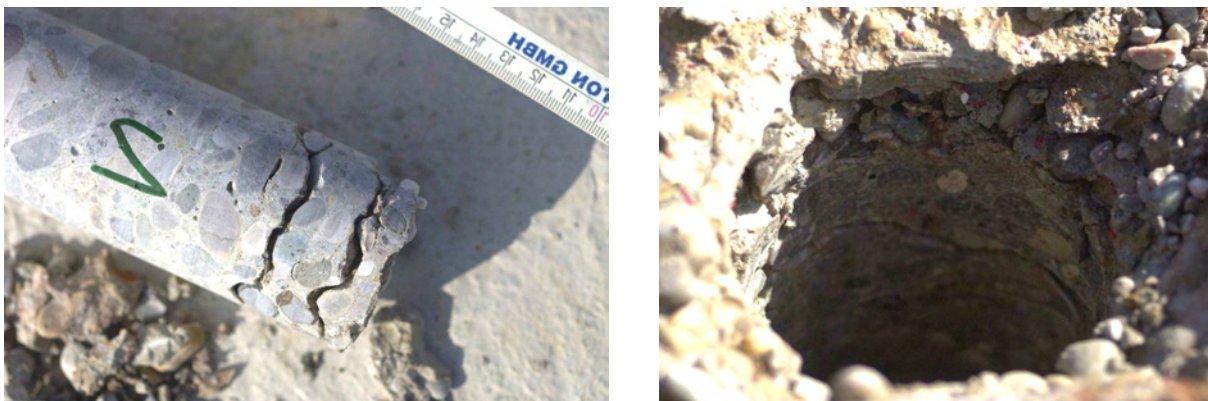


Abbildung 4.8: Bohrkern aus dem Kraterbereich und zugehörige Bohrkernwandung (Rückseite)

Nach der visuellen Bewertung erfolgte die Messung des dynamischen E-Moduls mithilfe eines Ultraschallprüfverfahrens mit 2 gegenüberliegenden Ultraschallköpfen und gelartigem Kopplungsmittel. Gemessen wurde der dynamische E-Modul an jedem Bohrkern an 3 Stellen über die Höhe des Bohrkerns verteilt, sofern der Bohrkern als Ganzes vorhanden war. Die Bohrkern aus dem Kraterbereich ließen meist nur eine Messung in Bohrkernmitte zu, da der Bohrkern aus dem verbleibenden Restquerschnitt entnommen wurde. In Abbildung 4.9 sind die Werte für den dynamischen E-Modul dargestellt. Die zugehörigen Messungen erfolgten in der Mitte des Bohrkerns (Plattenmittelebene). Es ist zu erkennen, dass der dynamisch gemessene E-Modul im Bereich der Schädigung deutlich abnimmt.

Im Anschluss an die Messung des dynamischen E-Moduls erfolgte die zerstörende Prüfung der Druckfestigkeit an Bohrkernprobestücken mit einem Verhältnis D/h von 1. Die ermittelte Druck-

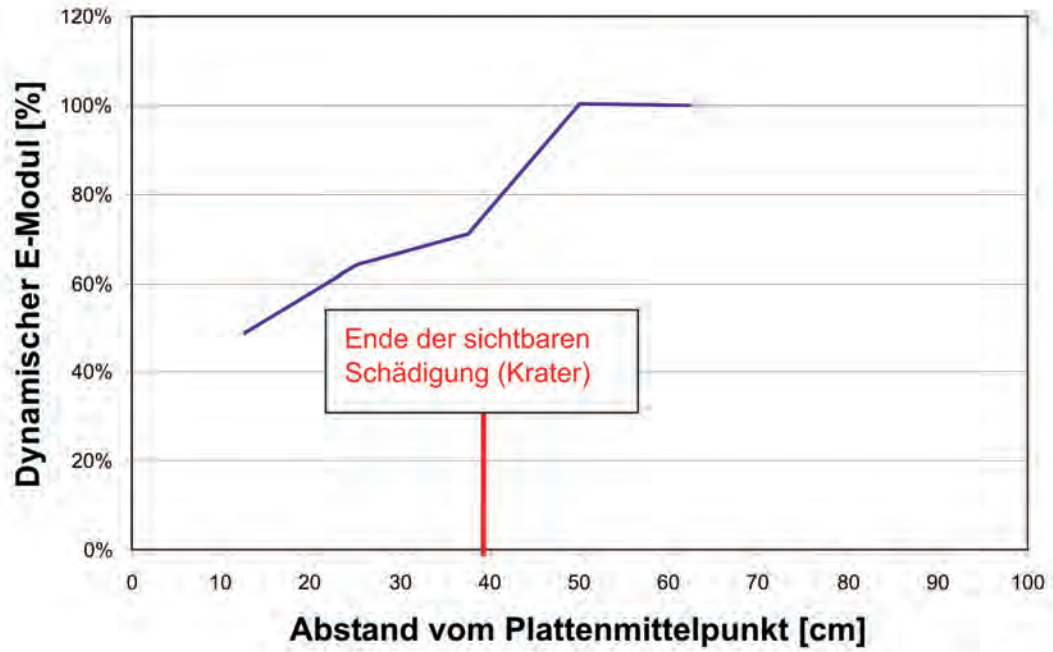


Abbildung 4.9: In Plattenmittelebene ermittelter dynamischer E-Modul

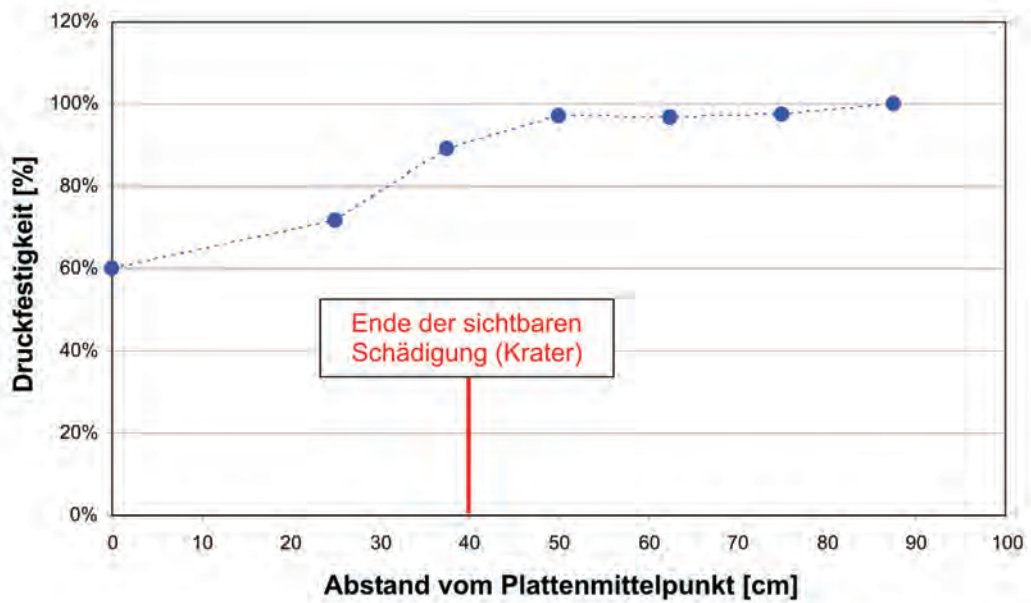


Abbildung 4.10: In Plattenmittelebene ermittelte Betondruckfestigkeit

festigkeit verhält sich ähnlich dem dynamischen E-Modul (Abbildung 4.10 rechts). Die Werte sinken auf etwa 60% der Festigkeit ab, die im äußeren, als ungeschädigt angenommenen Bereich vorhanden ist. Die Abnahme der Druckfestigkeit wie auch die Reduktion des E-Moduls im verbleibenden Restquerschnitt kann durch eine Degradation des Betongefüges, d.h. durch Mikrorissbildung, erklärt werden.

4.5.2 Messungen mithilfe der Quecksilberdruckporosimetrie

Neben den Messungen an Bohrkernen wurden an einigen ausgewählten Stellen (Kratermitte, Kraterrand, ungeschädigter Bereich) Probestücke für die Durchführung einer Messung mithilfe der Quecksilberdruckporosimetrie zur Bestimmung der Porosität und folglich der Dichte des Betongefüges entnommen. Die hierzu erforderlichen Probestück sind nur wenige Millimeter groß und bestehen im Wesentlichen aus Zementstein. Zum Verfahren der Quecksilberdruckporosimetrie wird auf die einschlägige Literatur (z.B. [189]) verwiesen.

In Abbildung 4.11 sind die gemessenen Werte für die Porosität sowie für die Dichte an einer ausgewählten Platte mit im Vergleich durchschnittlicher, visuell erkennbarer Schädigung dargestellt. Die erhöhte Porosität sowie die geringere Dichte im Schädigungsbereich stützen die These einer Degradation des Betongefüges.

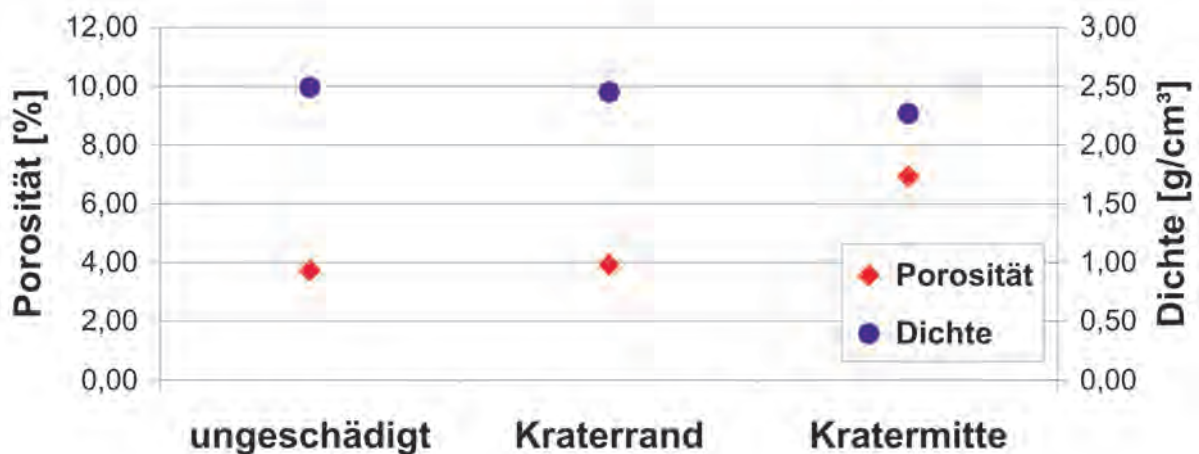


Abbildung 4.11: Gemessene Porosität und Dichte an ausgewählten Stellen

4.6 Interpretation der Versuchsergebnisse

Die durchgeführten zerstörungsfreien und zerstörenden Untersuchungen zur Schädigung von Stahlbetonplatten nach Nahfeld- und Kontaktdetonation lassen folgende Schlüsse zu: im direkten Lasteinwirkungsbereich existiert eine massive Gefügeschädigung bis hin zu vollständig

granularem Beton. Die Rissbildung setzt sich ausgehend vom Kraterbereich im umgebenden Bereich fort und ist – beim verwendeten Normalbeton – primär auf ein Verbundversagen zwischen Zuschlagkorn und Zementmatrix zurückzuführen. Im weiter außen liegenden Bereich erfolgt eine Konzentration der Risse in Bewehrungsebene, so dass es zu einer Schädigung des Verbundes zwischen Bewehrungsstahl und Beton kommt. Der aus der Literatur bekannte Schädigungsbereich (Kraterbereich) muss also um die Schädigung im umgebenden Bereich erweitert werden. Dies zeigen sowohl die zerstörungsfreien als auch die zerstörenden Untersuchungen.

Darüber hinaus konnte festgestellt werden, dass Bauteile, deren Schädigung durch eine Perforation – also einen Durchschuss – gekennzeichnet ist, tendenziell über einen kleineren umgebenden Bereich und folglich einen kleineren Gesamtbereich der Schädigung verfügen als Bauteile, die lediglich Ausbruchs- und Abplatzungskrater aufwiesen. Dies lässt sich mithilfe einer Energiebetrachtung erklären: stellt sich während der Einwirkung eine Perforation ein, so verbleibt ein hohes Maß der Detonationsenergie in der Luft (Luftstoßwelle hinter der Platte). Kommt es nicht zu einer Perforation, so muss die Energie hingegen weitgehend im Bauteil dissipiert werden.

Die konkreten Einzelergebnisse der zerstörungsfreien und zerstörenden Untersuchungen lassen Schlussfolgerungen hinsichtlich der statisch-konstruktiven Erfassung der Schädigung zu, die in Kapitel 5 beschrieben werden.

4.7 Anwendbarkeit der ZfP für Schäden infolge hochdynamischer Einwirkung

Die zerstörungsfreien Untersuchungen zeigen, dass die zerstörungsfreien Echo-Verfahren Impact-Echo und Radar grundsätzlich geeignet sind, auch den visuell nicht erkennbaren Schädigungsbereich im umgebenden Beton zu erfassen. Die Anwendung des Radarverfahrens für die Detektion der Bereiche mit geschädigtem Betongefüge basiert, wie in Abschnitt 3.4 erläutert, auf einem indirekten Nachweis. Die Quantifizierung der Schädigung gestaltet sich daher etwas schwieriger als bei Anwendung des IE-Verfahrens. Daher erscheint nach Meinung des Verfassers das Impact-Echo-Verfahren für den hier gezeigten Anwendungsfall als die geeignetere Methode. Wie für alle zerstörungsfreien Prüfmethode gilt für beide Echo-Verfahren, dass die Interpretation der Messergebnisse Erfahrung mit den einzelnen Messmethoden voraussetzt. Darüber hinaus ist für die in diesem Beitrag behandelte Fragestellung vertiefte Kenntnis über das Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter hochdynamischen Einwirkungen von großem Vorteil, um die Messergebnisse zielsicher und anwendungsorientiert interpretieren zu können.

Kapitel 5

Grundlagen eines empirischen Ingenieurmodells zur Beschreibung der Schädigung im Umfeld eines Kraterbereichs

5.1 Vorbemerkung und Problemstellung

Die entstehenden Schädigungen von (Stahl-)Betonbauteilen nach hochdynamischer Einwirkung können mithilfe numerischer Simulationen berechnet werden. Dies geschieht in der Regel mit sogenannten *Hydrocodes*. Dabei handelt es sich um leistungsstarke Softwareprodukte, die mathematisch auf Finiten Methoden (Finite-Elemente-Methode FEM, Finite-Differenzen-Methode FDM, etc.) basieren und mit deren Hilfe Prozesse in zeitlicher Abfolge (z.B. Fluid Dynamics oder Fluid-Struktur-Interaktion nach einer Detonation) numerisch abgebildet werden können.

Um das Verhalten eines Baustoffes möglichst wirklichkeitsnah beschreiben zu können, sind theoretische Schädigungsmodelle für die eingesetzten Materialien, welche in den Hydrocode implementiert werden, erforderlich. Derartige Modelle zur Berechnung von Schädigungen unter hochdynamischen Einwirkungen verwenden *Zustandsgleichungen* (Equation-of-State, kurz EoS) zur Abbildung des Verhaltens von Beton und Stahlbeton.

Nach Kenntnis des Verfassers beschreiben bisherige Schädigungsmodelle für Beton unter hochdynamischer Einwirkung primär das Verhalten unter hohem Druck im direkten Lasteinwirkungsbereich (Krater- oder Zielbereich), das neben der Gestaltänderung bei Erreichen der Bruchfläche (mehraxialer Spannungszustand im Beton; Zugversagen mit Festigkeitssteigerung; vgl. Abschnitt 2.1.1.3) durch die Porenkompaktion im Betongefüge gekennzeichnet ist. Dieses

Verhalten unter hohen Drücken wird mit einer Druck-Dichte-Funktion, der sogenannten *Hugoniot-Kurve* (siehe Abbildung 5.1), beschreiben.

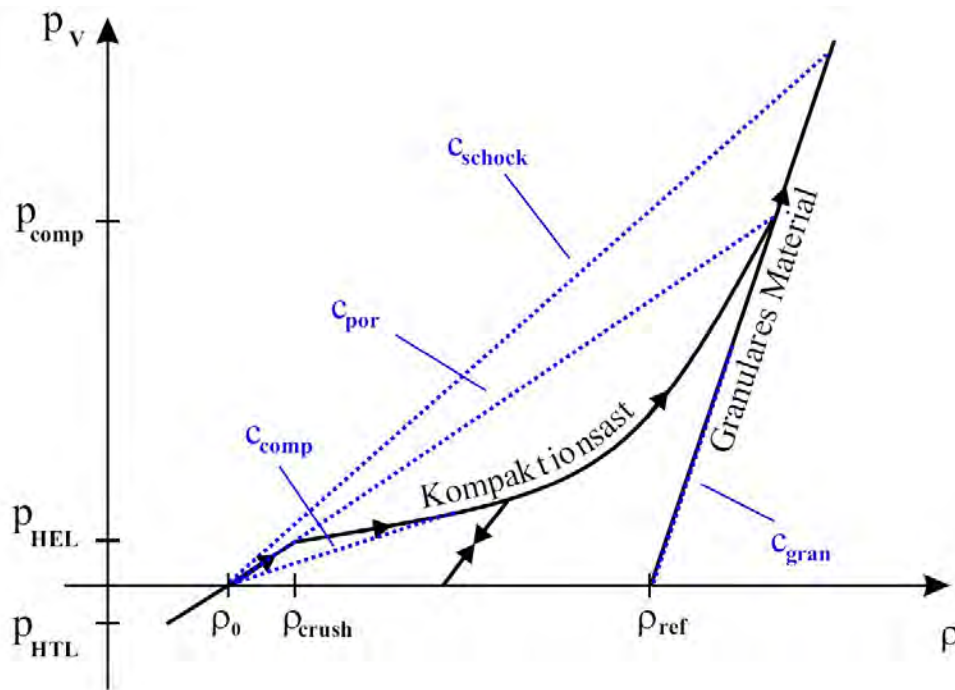


Abbildung 5.1: Hugoniot-Kurve zur Beschreibung des Kompressions- und Entlastungsverhaltens von porösen Werkstoffen (aus [90])

Nachfolgend werden exemplarisch für derartige numerische Modelle für Beton unter hochdynamischer Einwirkung das makroskopische Modell von RUPPERT [212] sowie das auf Meso-Ebene arbeitende Modell von RIEDEL [204] kurz skizziert. Mit diesen Modellen lässt sich die Größe des **Kraterbereichs** wirklichkeitsnah ermitteln. Jedoch wird die Schädigung im umgebenden Bereich des Kraters, gekennzeichnet durch eine Degradation des Betongefüges und durch eine Verbundschädigung zwischen Beton und Bewehrungsstahl, durch die numerischen Modelle nicht oder nur unzureichend erfasst.

Ergänzend zu den numerischen Ansätzen zur Beschreibung des Verhaltens des Betons unter hochdynamischer Einwirkung werden in der vorliegenden Arbeit Ingenieurmodelle mit empirisch ermittelten Ansätzen zur Beschreibung der Schädigung von Stahlbetonbauteilen nach hochdynamischer Einwirkung vorgeschlagen (Abschnitte 5.3 und 5.4), die auf zerstörungsfrei ermittelbaren und zerstörend messbaren Kenngrößen und Beobachtungen an Stahlbetonplatten, die durch Kontakt- und Nahdetonation geschädigt wurden, basieren. Mithilfe dieser Ingenieurmodelle können Abschätzungen zur Größe und Art der Schädigungen im **umgebenden Bereich** getroffen werden. Damit lassen sich die Ergebnisse von numerischen Simulationen

mittels Hydrocodes bzw. die Ergebnisse von Engineering-Tools (z.B. XploSim [82] [91]) ergänzen und ermöglichen so eine vergleichsweise schnelle Bewertung des gesamten Schädigungsbereich.

5.2 Exemplarische numerische Modelle

5.2.1 Modell Ruppert / Gebbeken

Das von RUPPERT in seiner Dissertation [212] am Institut für Mechanik und Statik der Universität der Bundeswehr München entwickelte numerische Modell zur Beschreibung des Betons unter hochdynamischer Einwirkung arbeitet auf makroskopischer Ebene, d.h. der Verbundbaustoff Beton, bestehend aus Zementsteinmatrix und Gesteinskörnung, wird vereinfachend als homogener Werkstoff betrachtet. Das Modell von RUPPERT, das für reinen Beton ohne Bewehrung entwickelt wurde, baut auf bereits aus der Literatur bekannten Materialbeschreibungen bis zum Stand des Wissens im Jahre 2000 auf. Aufgrund der Rotationssymmetrie des betrachteten Problems (Betonplatten unter Kontaktdetonation) war eine zweidimensionale Betrachtung möglich. Das Modell wurde folglich in einen zweidimensionalen Hydrocode (Autodyn2D) implementiert. Es beinhaltet neben dem bis dato üblichen Schädigungskriterium der Gestaltänderung auch die Kompaktion des Betons. Der Aufbau des Schädigungsmodells ist in Abbildung 5.2 dargestellt.

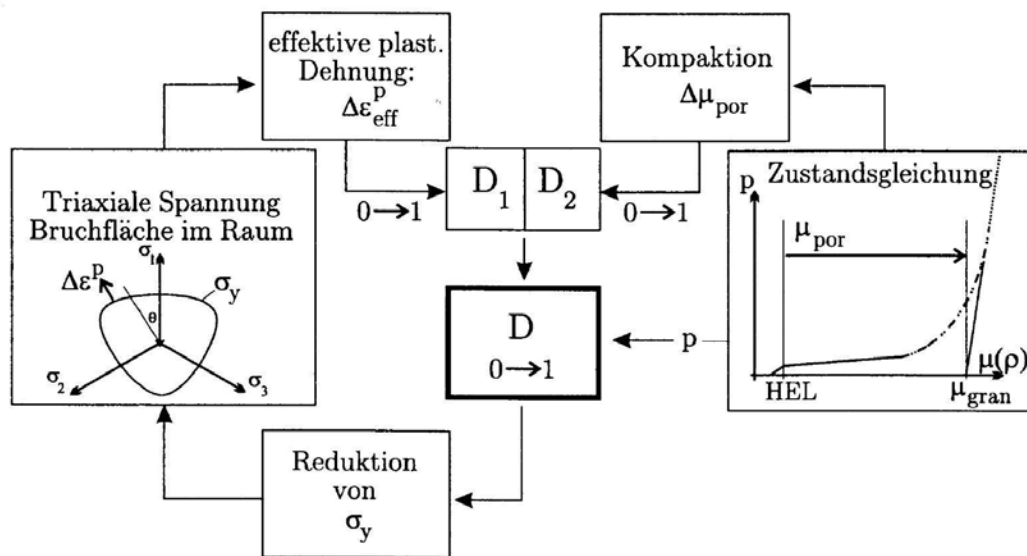


Abbildung 5.2: Aufbau des Schädigungsmodells von RUPPERT (aus [212])

Abbildung 5.2 zeigt auf der linken Seite den Anteil der Schädigung, der bei Erreichen der Bruchfläche entsteht. Dieser basiert auf dem plastischen Verzerrungszinkrement $\Delta \varepsilon_{eff}^p$, das von RUPPERT auf Basis der Plastizitätstheorie hergeleitet wird und auf eine Formulierung der Bruchfläche ("Drei-Invarianten Formulierung"), vgl. [83], zurückgreift. Auf der rechten Seite der Abbildung 5.2 ist der Schädigungsanteil dargestellt, der sich aus den Inkrementen der Kom-

paktion des Betons unter allseitigem Druck $\Delta\mu_{por}$ ergibt und innerhalb der Zustandsgleichung (EoS) definiert wird. Beide Anteile werden zur globalen Schädigung kombiniert [212].

Die von RUPPERT entwickelte EoS basiert auf Versuchsdaten verschiedener Autoren (z.B. OCKERT [185]) sowie auf eigenen Versuchsergebnissen von Versuchen, die an der Wehrtechnischen Dienststelle für Schutz und Sondertechnik (WTD 52) in Oberjettenberg durchgeführt wurden. Abbildung 5.3 zeigt die entwickelte Hugoniot-EoS für Beton C40/50 nach EC 2 [48], die eine für den vorliegenden Anwendungsfall ausreichende, vereinfachte Darstellung der EoS als Druck-Dichte-Funktion, bei der die Energieanteile (thermisch, elastisch, plastisch, kinetisch) nicht explizit berücksichtigt werden, angibt. Die Herleitung der EoS ist von RUPPERT in dessen Arbeit [212] ausführlich beschrieben. Das Modell wurde durch die Nachrechnung einer Vielzahl von Versuchen aus der Literatur validiert.

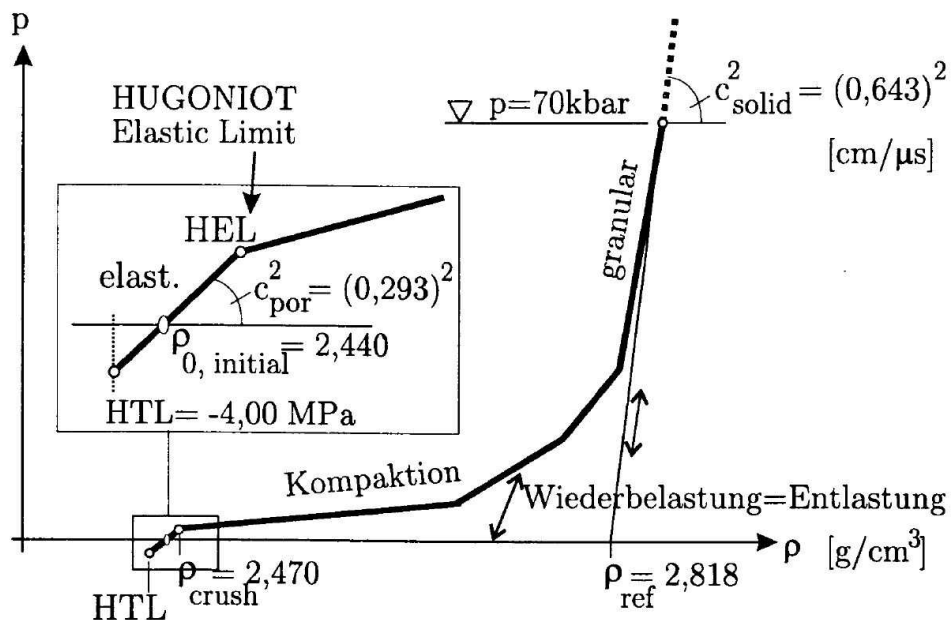


Abbildung 5.3: Von RUPPERT verwendete Hugoniot-EoS für Beton C40/50 nach EC 2 (aus [212])

Es sei noch angemerkt, dass das Schädigungsmodell später von GREULICH in dessen Dissertation [90] für Stahlfaserbeton erweitert wurde. Darüberhinaus wurde es von GREULICH durch die Kombination mit einer numerischen Diskretisierung des Bewehrungsstahls für den Verbundwerkstoff Stahlbeton anwendbar. Das Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrungsstahl, das für eine wirklichkeitsnahe Beschreibung der Schädigung von Stahlbetonbauteilen unerlässlich ist, kann durch ein geeignetes Verbundmodell numerisch beschrieben werden. Die Grundzüge eines derartigen Verbundmodells, das auf den experimentellen Ergebnissen von IDDA [115] (vgl. auch Abschnitt 2.1.6.2) basiert, wurden ebenfalls von GREULICH erarbeitet.

5.2.2 Modell von Riedel / Hiermaier

Das numerische Modell von RIEDEL [204], das am Fraunhofer Institut für Kurzzeitdynamik / Ernst-Mach-Institut (EMI) in Freiburg im Jahre 2004 entwickelt wurde, arbeitet auf Meso-Ebene, d.h. der Beton wird nicht mehr makroskopisch als homogener Werkstoff charakterisiert, sondern in einen 2-Phasen-Kompositwerkstoff bestehend aus den Anteilen *Zementsteinmatrix* und *Gesteinskörnung* zerlegt. Dieser Ansatz wird durch die zunehmende zur Verfügung stehende Rechenleistung für numerische Simulationen möglich und gilt als wegweisend in der Forschung zur Simulation hochdynamischer Vorgänge in Beton. Auch das Modell von RIEDEL beschreibt das Verhalten von reinem Beton ohne Bewehrung oder Fasern.

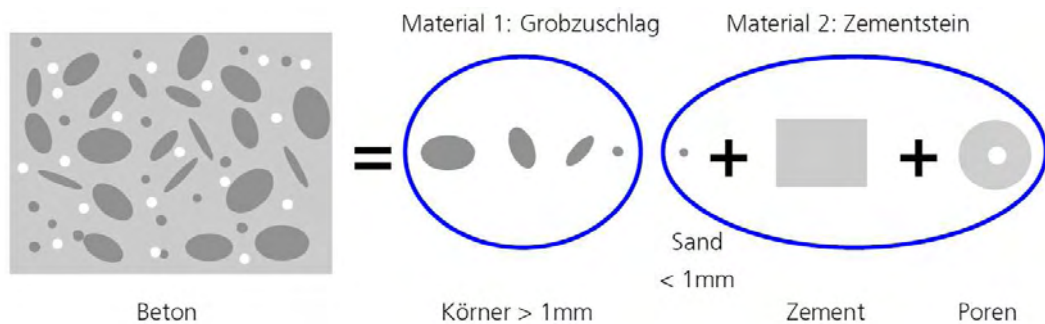


Abbildung 5.4: Zerlegung des Betons in homogene Untermaterialien (aus [204])

Das Hauptproblem bei numerischen Simulationen des Werkstoffs Beton, die Heterogenität, wird durch die Zerlegung in homogenere Bestandteile, die sogenannte *mesomechanische Direktsimulation*, umgangen. Abbildung 5.4 zeigt die von RIEDEL verwendete Zerlegung in Grobzuschlag (Gesteinskörnung) und Zementsteinmatrix. Für beide Komponenten führte RIEDEL zunächst getrennte experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der jeweiligen statischen und dynamischen Werkstoffeigenschaften (z.B. Bestimmung der Wellengeschwindigkeit) durch. Im Anschluss wurde ein repräsentatives Probenvolumen im Hydrocode mit einer Verteilung der Komponenten befüllt, sodass die gesamte Mischung einem realen Beton entspricht (siehe Abbildung 5.5). Über die Berechnung der Ausbreitung von einwirkenden Wellen verschiedener Intensität in der Struktur gelang es RIEDEL, die Verbindung zu den makroskopischen Eigenschaften des diskretisierten Probenvolumens herzustellen [204].

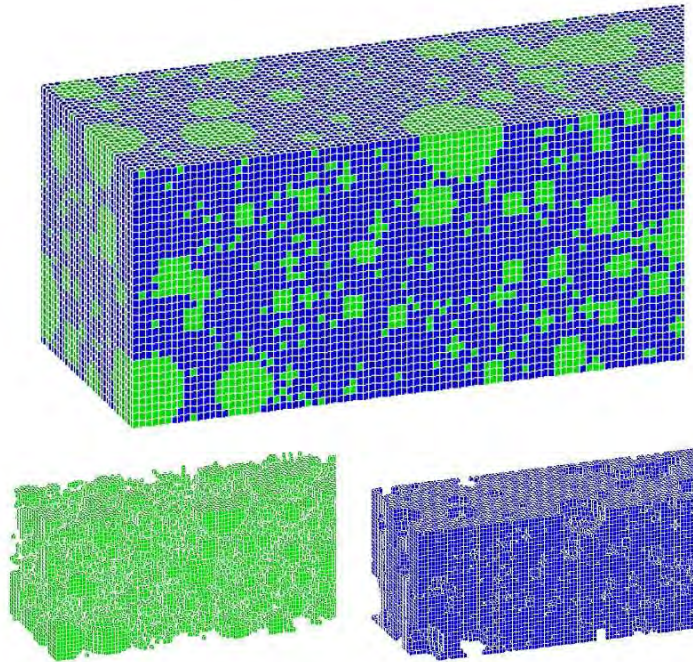


Abbildung 5.5: Zusammensetzung von Beton aus den Komponenten Zementstein (blau) und Zuschlag (grün) zur Direktsimulation der Wellenausbreitung im Hydrocode (aus [204])

RIEDEL führte in seiner Arbeit auch erweiterte Analysen und Parameterstudien durch. Exemplarisch sei hier die Einführung einer Grenzfläche zwischen Zuschlagkorn und Zementsteinmatrix mit veränderten Eigenschaften genannt (siehe Abbildung 5.6). Diese Simulation diente der Abschätzung des Einflusses geschwächter Grenzflächen, der in realen Versuchen immer wieder beobachtet wird.

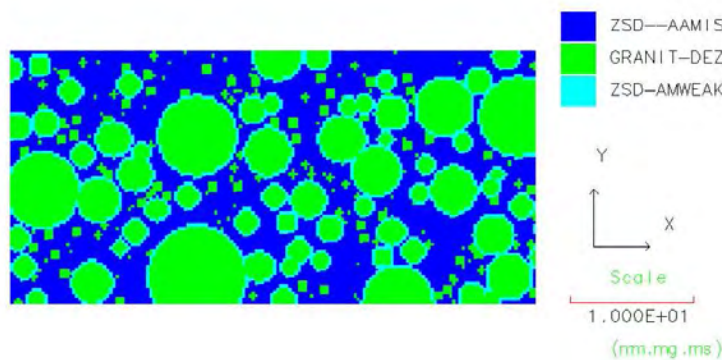


Abbildung 5.6: Belegung der Grenzflächen der Zuschlagkörner mit geschwächtem Zementstein (hellblaue Ränder); Ausschnitt einer numerische "Probe" (aus [204])

Mit dem Modell von RIEDEL kann das Verhalten von Beton unter hochdynamischen Einwirkungen numerisch gut und vergleichsweise wirklichkeitsnah beschrieben werden. Für die zukünftige Forschung zur numerischen Simulation von Beton gilt es zweifelsohne als wegweisend.

5.3 Ingenieurmodell zur Beschreibung der Degradation des Betongefüges

Die hohe hydrostatische Druckbeanspruchung im unmittelbaren Einwirkungsbereich der Last führt zur Kompaktion des Betons (d.h. die Poren und Hohlräume im Betongefüge werden zerstört, siehe Abschnitte 5.1 und 5.2), sodass im Kernbereich der Einwirkung lediglich ein granulares Medium verbleibt [83], das als Kraterausbruch keinen Festigkeitsbeitrag mehr leistet. Im verbleibenden Material (Kernbereich), kommt es zu einer plastischen Degradation des Betongefüges. Dies lässt sich mithilfe von Ultraschallmessungen zur Bestimmung des dynamischen E-Moduls nachweisen (Abbildung 4.9). Diese Degradation, die optisch nicht sichtbar ist, ist vergleichbar mit der Abnahme der Steifigkeit des Betongefüges, die bei zyklischer Beanspruchung im Gebrauchslastbereich zu beobachten ist (vgl. hierzu u.a. [9]). Ebenso konnte ein ähnlicher Effekt bei Ultraschallprüfungen von Betonproben, die Frost-Tau-Wechseln (CDF-Tests) unterzogen wurden, beobachtet werden (vgl. hierzu u.a. [65]).

Im umgebenden Bereich außerhalb des Kraters, der visuell nicht erkennbar geschädigt ist, lässt sich eine Degradation des Betongefüges mithilfe der Impact-Echo- und Radar-Messungen feststellen. Die geringere ermittelte äquivalente Wellengeschwindigkeit im Schädigungsbereich lässt diesen Schluss zu.

Aufgrund der Vielzahl von Einflussgrößen sowohl auf der Widerstandsseite als auch – und vor allem – auf Seiten der Einwirkung, ist es schwierig, eine Regel anzugeben, die die Größe des gesamten Schädigungsbereichs z.B. in Abhängigkeit der Ladungsmenge, des verwendeten Betons, des Bewehrungsgehaltes und der geometrischen Randbedingungen sicher abschätzt. Hierzu wäre eine enorme Anzahl von Versuchen mit umfassenden Parameterstudien erforderlich. Die Größe des Schädigungsbereichs sollte folglich in jedem Einzelfall begutachtet und abgeschätzt werden. Dabei können die in diesem Beitrag vorgestellten zerstörungsfreien Echo-Verfahren Anwendung finden (siehe Abbildung 5.7).

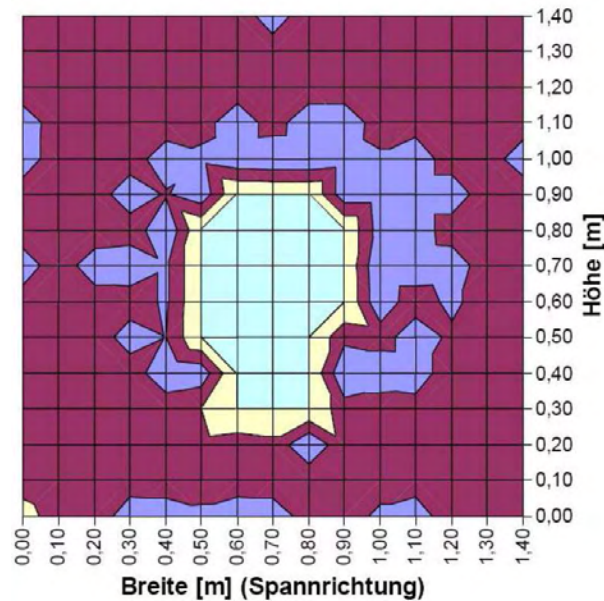


Abbildung 5.7: Abschätzung der Größe des umgebenden Schädigungsbereichs einer Betonplatte mit Hilfe des Impact-Echo-Verfahrens

Auf Basis der im Rahmen der vorliegenden Arbeit untersuchten Versuchsplatten kann – nach Ausscheiden der nahezu vollständig zerstörten Platten aufgrund fehlender Endverankerung der Bewehrung – dennoch eine vorsichtige Abschätzung der Größe des umgebenden Schädigungsbereichs angegeben werden. Diese hat lediglich Gültigkeit für Plattendicken zwischen 20 cm und 30 cm und gilt unter der Voraussetzung, dass die Bewehrung außerhalb des gesamten Schädigungsbereichs vollständig verankert sein muss. Die Größe des umgebenden Schädigungsbereichs lässt sich dann mit **ca. $D/2$ bzw. mindestens der Plattendicke h** angeben (siehe Abbildung 5.8), wobei D der mittlere Kraterdurchmesser ist. Für eine weitreichendere Gültigkeit dieser Abschätzung sind weitere Versuche erforderlich.

Ist die Größe des Schädigungsbereichs bestimmt, stellt sich im Anschluss die Frage nach der Resttragfähigkeit. Zur Ermittlung dieser mithilfe eines verbleibenden Restquerschnitts wird auf Seiten des Betons der Ansatz geringerer Festigkeiten im gesamten Schädigungsbereich (Kernbereich und umgebender Bereich) vorgeschlagen. Der E-Modul sollte im Schädigungsbereich auf der sicheren Seite liegend eine größere Abminderung erfahren als die Druckfestigkeit (siehe Tabelle 5.1 und Abbildung 5.8).

Tabelle 5.1: Vorschlag zur Modifikation der Betonkennwerte

Betonkennwert	Größenordnung
Druckfestigkeit	ca. 60 % des Wertes im ungeschädigten Bereich
E-Modul	< 50 % des Wertes im ungeschädigten Bereich

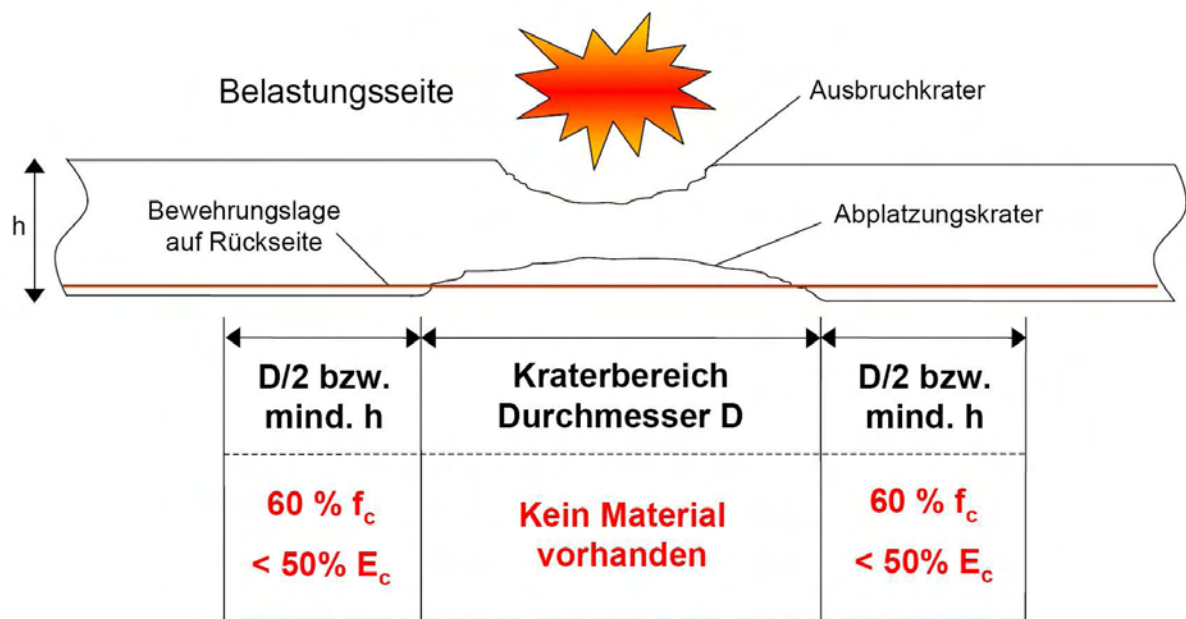


Abbildung 5.8: Vorschlag zur Abstufung der Betonkennwerte in Plattenmittelebene

Die vorgeschlagenen Werte resultieren aus der Auswertung der zerstörenden Untersuchungen zu Druckfestigkeit und E-Modul des Betons in Plattenmittelebene (siehe Abbildungen 4.9 und 4.10 in Abschnitt 4.5).

5.4 Ingenieurmodell zur Beschreibung der Verbundschädigung

Neben der Betondruckfestigkeit und der Betonstahzugfestigkeit stellt das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton die wesentliche Einflussgröße für das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen dar. Aufgrund dessen muss neben einer Reduzierung der Festigkeiten bei Ermittlung der Resttragfähigkeit auch das veränderte Verbundverhalten Berücksichtigung finden.

Werden Stahlbetonbauteile hochdynamischen Einwirkungen ausgesetzt, so beeinflusst die Bewehrung sowohl das Verhalten des Bauteils während der Einwirkung als auch das resultierende Schädigungsbild. Der Betonstahl weist ebenso wie der Beton festigkeitssteigerndes Verhalten bei hohen Verzerrungsraten auf. Untersuchungen von HJORTH [109] sowie von VOS UND REINHARDT [246] zeigten, dass bei Verwendung gerippten Betonstahls auch der Verbund zwischen Stahl und Beton ein Verhalten aufweist, das durch höhere Festigkeitswerte bei zunehmender Dehnrates gekennzeichnet ist. Maßgeblich ist hierbei die Festigkeitssteigerung des Betons in den Konsolen zwischen den Rippen des Bewehrungsstahls (vgl. Abschnitt 2.3.2).

Wie bereits in Abschnitt 2.3 erläutert, ist bei stoßartig beanspruchten Beton- und Stahlbetonbauteilen neben einem Druckversagen auch ein Zugversagen des Betons, gekennzeichnet durch Rissbildung, zu beobachten. Ebenso wie bei Rissbildung infolge statischer Beanspruchung ist eine Konzentration der makroskopischen Risse entlang der Bewehrungsstäbe festzustellen. Dies beruht auf der Schwächung des Betonquerschnittes im Bereich der Bewehrung und wird durch die orthogonale Anordnung der Bewehrung in einer Lage unterstützt. Darüber hinaus durchläuft die einwirkende Stoßwelle die Bewehrungsstäbe schneller als den umgebenden Beton und kann daher zu einer intensiven Längsrissbildung entlang der Bewehrungsstäbe führen. Aufgrund dieser Längsrisse ergibt sich eine Schwächung des Verbundes, die große Auswirkungen auf das Trag- und Verformungsverhalten des Bauteils hat.

Die Schwächung des Verbundes nach hochdynamischer Einwirkung lässt sich in zwei Bereiche unterteilen: im Kernbereich ist ein Verbund zwischen Stahl und Beton nicht mehr vorhanden. Die rückwärtig zur Einwirkungsseite angeordnete Biegebewehrung dient lediglich als Netz für die durch Scabbing (Abplatzung) freigesetzten Trümmer. Außerhalb des Kernbereiches lässt sich aufgrund der Konzentration der Risse eine Verbundschädigung beobachten, die vergleichbar ist mit der Verbundschädigung in statisch beanspruchten Bauteilen mit Rissbildung entlang der Bewehrungsstäbe (vgl. Abschnitt 2.1.6.2). Im Übergangsbereich zwischen Krater und umgebenden Bereich lässt sich eine Schollenbildung beobachten, d.h. die Betondeckung platzt in diesem Bereich großflächig ab (Abbildung 5.9 und Anhang B).



Abbildung 5.9: Schollenbildung aufgrund der Querschnittsschwächung durch die Bewehrung

Aufgrund dieser Beobachtungen wird vorgeschlagen, im Zuge der Beurteilung der Resttragfähigkeit den Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton gemäß den in Abbildung 5.10 skizzierten

Empfehlungen anzusetzen. Diese Empfehlungen gelten vorwiegend für den Abplatzungskrater (Scabbing) auf der lastabgewandten Seite des Bauteils. Auf der sicheren Seite liegend sollte der Vorschlag aber auch für den Ausbruchkrater (Spalling) auf der Belastungsseite Anwendung finden. Für die Gültigkeit der vorgeschlagenen Abschätzung wird immer davon ausgegangen, dass es sich um ein flächenhaftes Bauteil (Platte, Scheibe) handelt, das eine Umlagerung der Beanspruchung auf benachbarte Bereiche ermöglicht. Außerdem wird angenommen, dass die Bauteilabmessungen im Vergleich zu den Kraterabmessungen groß sind; d.h. die Stahlzugkräfte können im ungeschädigten Bereich über Verbund oder eine geeignete Verankerung in den Beton eingeleitet werden (kein Verbundversagen außerhalb des gesamten Schädigungsbereichs).

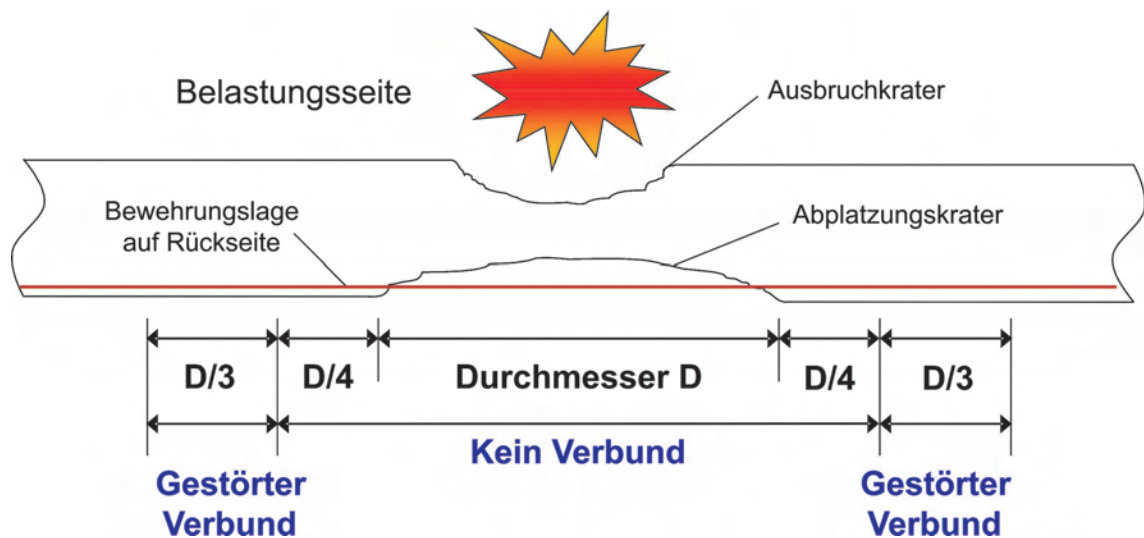


Abbildung 5.10: Empfehlung zur Abstufung des Verbundverhaltens

Kapitel 6

Füllen von Rissen und Hohlräumen – Stand der Forschung

6.1 Allgemeines zum Füllen von Rissen und Hohlräumen

Risse in Stahlbetonbauteilen können aus äußeren Einwirkungen, Zwang, Eigenspannungen und deren Kombination resultieren. Sie sind nicht zwangsläufig als Mangel zu betrachten, da das Konstruktionsprinzip des Stahlbetonbaus darauf beruht, dass vom Beton planmäßig keine Zugspannungen aufgenommen werden und der Beton sich im gerissenen Zustand, dem Zustand II, befindet. Dementsprechend sind Risse erst dann als Mangel zu betrachten, wenn die Dauerhaftigkeit und die Gebrauchstauglichkeit nicht sichergestellt sind oder wenn ihr Einfluss gar die Tragfähigkeit gefährdet. Neben Rissen können Betonbauteile auch Hohlräume aufweisen, die meist als Folge fehlerhafter Ausführung, ggf. auch durch ungeeignete Betonrezepturen, entstehen und die im Gegensatz zu Rissen immer als Mangel zu betrachten sind [56].

Besteht nach einer Beurteilung von Rissen und Hohlräumen Handlungsbedarf, diese zu füllen, stehen hierfür verschiedene Verfahren und Füllstoffe zur Verfügung. Grundlage für die Wahl des Füllstoffes und des Injektionsverfahrens bildet zwingend eine genaue Analyse des Schadensbildes. Vor der Planung, Ausschreibung und Ausführung einer Instandsetzungsmaßnahme in Form eines Füllens von Rissen hat eine fachkundige Bestandsaufnahme des Rissbildes, der Rissart (z.B. oberflächennahe Schwindrisse, Biegerisse oder Trennrissen über gesamten Querschnitt etc.) und der Rissbeschaffenheiten (feucht, trocken, nass, verschmutzt etc.) zu erfolgen. Insbesondere müssen die Rissursache geklärt und eventuell vorhandene Rissbewegungen erfasst sein [222].

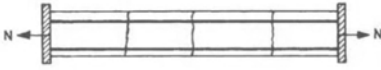
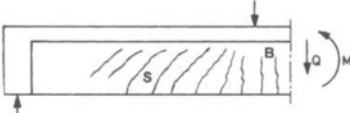
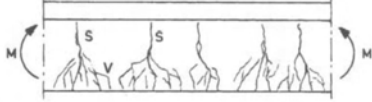
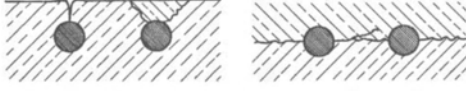
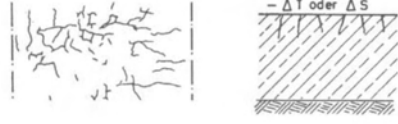
Erscheinungsform	Rissart
	Trennrisse
	Biegerisse (B) Schubrisse (S)
	Sammelrisse (S) Rissverzweigungen (V)
	Längsrisse entlang der Bewehrung
	Oberflächen- oder Netzrisse

Abbildung 6.1: Rissarten nach LEONHARDT [152] (aus [56])

Bei einer Beurteilung von Rissen in einem Stahlbetonbauteil ist zunächst die Rissart (Abbildung 6.1) zu definieren und im Anschluss die Rissursache zu ergründen. Die Mechanismen, die zur Entstehung von Rissen führen, wurden beispielsweise von JUNGWIRTH in [126] zusammengestellt. Zur weiteren Vertiefung der Thematik wird exemplarisch auf die Arbeiten von LEONHARDT [152, 153] und LINDER [158] verwiesen. Generelles zur Schadensfeststellung und Schadensanalyse findet sich unter anderem bei HILLEMEIER ET AL. [107].

Das Füllen von Rissen und Hohlräumen war und ist ein Feld intensiver Forschung in Deutschland. Stellvertretend hierfür seien an dieser Stelle die zahlreichen Arbeiten von IVÁNYI ET AL. [64, 119, 120, 121, 122, 123], FALKNER [66] und RAUPACH [195] genannt.

6.2 Normative Regelungen

Die Behandlung von Rissen und Hohlräumen wurde in Deutschland seit 1988 für den Geschäftsbereich des Bundesverkehrsministers im Zuge von "Zusätzlichen Technischen Vorschriften und Richtlinien für das Füllen von Rissen in Betonbauteilen", der ZTV-RISS 1988 und 1993 [12], geregelt. In diesen Regelwerken sind die konkreten Anforderungen an die Injektionsstoffe, die Injektionsverfahren und die Güteüberwachung der Stoffe und der Ausführung aufgeführt.

Die ZTV-RISS wurde 2003 zusammen mit weiteren ZTV's in die "Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten" – kurz ZTV-ING [14] – überführt. Im Rahmen der ZTV-ING, die seit 2006 in einer teilweise überarbeiteten Fassung vorliegt, bildet der Bereich "Füllen von Rissen und Hohlräumen in Betonbauteilen" den Abschnitt 5 im Teil 3 "Massivbau".

Außerhalb des Geschäftsbereiches des Bundesverkehrsministers existiert seit 1990 die Richtlinie für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauteilen ("Instandsetzungsrichtlinie" oder "RiLi SIB") des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, die seit 2001 in einer überarbeiteten Fassung [31] vorliegt. Diese Überarbeitung der Instandsetzungsrichtlinie des DAfStb wurde erforderlich, um die Richtlinie an die neue Normengeneration, bestehend aus DIN 1045-1 [35] und vor allem DIN 1045-2 [36] als Umsetzung der DIN EN 206-1 [49], anzupassen. Diese Gelegenheit der Überarbeitung wurde zudem genutzt, die Richtlinie an die ZTV-RISS 93 bzw. die ZTV-ING anzupassen.

Die nationale Umsetzung bzw. die bauaufsichtliche Einführung der europäischen Norm DIN EN 1504 "Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen" [46] erfolgt in Deutschland nur für die Normenteile 1 (Definitionen), 2, 3, 5 und 7 (Regelungen der verschiedenen Produktgruppen) und 8 (Qualitätssicherung). Die Teile 4 und 6 behandeln Kleber und Mörtel als Bestandteile von Systemen, die – wie bisher – in Zulassungen geregelt werden. Teil 9 und Teil 10, die die Planung und Ausführung regeln, werden in Deutschland nicht eingeführt, da mit den beiden oben genannten Regelwerken Instandsetzungsrichtlinie und ZTV-ING bewährte Regelwerke für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen vorliegen. Durch die Einführung der DIN EN 1504 in Deutschland ergeben sich im Wesentlichen Änderungen für die Herstellung und Prüfung einzelner Bauprodukte (CE-Kennzeichnung), weniger für deren Einsatz. Grundsätzlich wird künftig im Rahmen der Instandsetzungsplanung nicht mehr zwingend ein System (z.B. bestimmtes Oberflächenschutzsystem OS) eingesetzt, sondern vielmehr erfolgt die Planung und Auswahl geeigneter Produkte und Systemkomponenten anhand deren Eigenschaften getreu dem Planungsgrundsatz "Freedom for the Designer" [196]. Damit ergibt sich umso mehr die Notwendigkeit, jegliche Instandsetzungsplanung nur durch einen auf diesem Gebiet sachkundigen Planungsingenieur durchführen zu lassen. Dies fordert auch die Instandsetzungsrichtlinie des DAfStb ausdrücklich.

Während in Deutschland der Bereich des Füllens von Rissen und Hohlräumen durch die oben genannten Regelwerke geregelt ist, existiert in Österreich seit kurzem eine eigene Richtlinie "Injektionstechnik" der Österreichischen Vereinigung für Beton- und Bautechnik (ÖVBB) [238], die gemeinsam mit der in allen Teilen eingeführten europäischen Norm EN 1504 die Instandsetzung von Betonbauteilen mittels Injektionstechnik regelt.

6.3 Instandsetzungsziele und Verfahren

Mit dem Füllen von Rissen und Hohlräumen in Betonbauteilen können folgende Instandsetzungsziele verfolgt werden [31, 107]:

1. **Schließen:** Verhindern des Zutritts von korrosionsfördernden Stoffen (z.B. Chlorid)
2. **Abdichten:** Beseitigung wasserführender Risse / rissbedingter Undichtigkeiten (Dichtigkeit gegen Wasser)
3. **Dehnfähiges Verbinden:** Herstellen einer verformungsfähigen (in der Literatur und in den Regelwerken häufig als "dehnfähig" bezeichnet) Verbindung beider Rissufer, wenn mit Rissbewegungen zu rechnen ist (wiederkehrende Rissursache, z.B. Risse infolge Temperatureinwirkung)
4. **kraftschlüssiges Verbinden:** Herstellen einer kraftschlüssigen Verbindung beider Rissufer bei nicht wiederkehrender Rissursache (z.B. Risse infolge außergewöhnlicher Einwirkungen)

Bei oberflächennahen Rissen können die Ziele 1 bis 3 auch durch die Verwendung von Oberflächenschutzmaßnahmen erreicht werden, während ein kraftschlüssiges Verbinden der Rissufer nur mittels Tränkung oder Injektion möglich ist.

Wie bereits erwähnt, ist die Grundvoraussetzung für die Durchführung einer kraftschlüssigen Verbindung beider Rissufer, dass eine nicht wiederkehrende Rissursache vorliegt. Ist dies nicht der Fall, so ist ein dauerhaftes, kraftschlüssiges Schließen des Risses nicht möglich. Risse, die beispielsweise aus einer wiederkehrenden, zu hohen Verkehrsbelastung oder einer Zwangbeanspruchung infolge Temperatureinwirkung herrühren, sind durch eine kraftschlüssige Verbindung nicht nachhaltig zu schließen, sofern die Rissursache nicht beseitigt wird.

Als Füllgüter für die Ausführung kraftschlüssiger Verbindungen können gemäß [31] sowohl Epoxidharz (EP) als auch zementgebundene Injektionsgüter (Zementleim ZL oder Zementsuspension ZS) verwendet werden. Polyurethane (PUR) sind nicht geeignet. Während für eine EP-Injektion die Rissufer trocken sein müssen, um einen ausreichenden Verbund zwischen Füllgut und Beton zu gewährleisten, eignen sich ZL- und ZS-Injektionen auch für feuchte Rissflanken oder wasserführende Risse. Ferner ist bei der Wahl des Füllstoffes darauf zu achten, ob dieser für die vorliegende Rissbreite geeignet ist. So ist beispielsweise für ZL eine deutlich größere Rissöffnung erforderlich als für ZS. Eine Übersicht über zu verwendende Füllgüter in verschiedenen Anwendungsfällen ist Abbildung 6.2 zu entnehmen.

	Anwendungsziel	Feuchtezustand von Rissen, Rissufern und Rissflanken			
		trocken ¹⁾	feucht	wasserführend „drucklos“ unter Druck ²⁾	
1	schließen	EP-I PUR-I ZL-I ZS-I EP-T ZL-T ZS-T	PUR-I ZL-I ZS-I ZL-T ZS-T	PUR-I ZL-I ZS-I	PUR-I ZL-I ZS-I
2	abdichten	EP-I PUR-I ZL-I ZS-I	PUR-I ZL-I ZS-I	PUR-I ZL-I ZS-I	PUR-I ZL-I ZS-I
3	kraftschlüssig verbinden	EP-I ZL-I ZS-I	ZL-I ZS-I	ZL-I ZS-I	ZL-I ZS-I
4	begrenzt dehnfähig verbinden	PUR-I	PUR-I	PUR-I	PUR-I

¹⁾ Bei der Anwendung der ZL-I, ZS-I, ZL-T und ZS-T sind trockene Risse gemäß den Angaben zur Ausführung vorzubehandeln.

²⁾ Zusammen mit Maßnahmen zur Druckminderung, z.B. Entlastungsbohrungen, Wasserhaltung und rückwärtiges Abdichten.

Abbildung 6.2: Anwendungsbereiche für verschiedene Füllgüter nach [14]

Im Falle von außergewöhnlichen Einwirkungen, die Gegenstand dieser Arbeit sind, ist die Rissursache eindeutig nicht wiederkehrend. Folglich kann eine kraftschlüssige Verbindung der Rissufer durch eine Tränkung oder Injektion mit geeignetem Füllstoff hergestellt werden, sofern nicht lediglich auf eine Dichtungswirkung durch Schließen oder Abdichten abgezielt wird. Im Weiteren wird daher lediglich auf das **Kraftschlüssige Verbinden** und die zugehörigen Füllstoffe und Verfahren als Instandsetzungsmaßnahme zum Füllen von Rissen und Hohlräumen eingegangen.

6.4 Füllstoffe

6.4.1 Epoxidharze

6.4.1.1 Flüssigphase, Härungsverlauf und Viskosität

Zur Anwendung kommen lösungsmittelfreie, kalthärtende Reaktionsharze mit niedriger Viskosität und entsprechend niedrigem Molekulargewicht, die im Wesentlichen aus einem Epoxidharzstamm in der A-Komponente und Amin-Härter in der B-Komponente bestehen. Diese müssen intensiv zu einer homogenen, schlierenfreien Reaktionsharzmasse (Gebinde) vermischt werden. Dabei ist der einsetzende Reaktionsprozess sehr stark von der Temperatur abhängig. Umso mehr sich die Reaktionsharzmasse erwärmt, desto schneller verläuft die Vernetzung der Moleküle. Bei Zugabe von Katalysatoren kann die Reaktion auch knapp über dem Gefrierpunkt einsetzen.

In der Anfangsphase, der Initialzeit, ist die Reaktion noch verzögert, das Füllgut behält seinen Flüssigzustand bei; während dieser Phase muss die Verarbeitung erfolgen. Das Füllgut geht anschließend in einen gelartigen Zustand über, um im Anschluss in der eigentlichen, stark exotherm verlaufenden Hauptreaktion zu einem Feststoff zu vernetzen. Der Grad der Vernetzung nähert sich in der Folgezeit durch Nacherhärtung einem Endwert. Bei niedrigen Temperaturen kommt der Reaktionsprozess zum Stillstand und setzt später bei Überschreiten einer minimalen Temperatur sofort wieder ein. Abbildung 6.3 gibt einen Überblick über den **Härtungsverlauf**. Nach Aushärtung der Reaktionsharzmasse entstehen Epoxidpolymere, die den Duroplasten zugeordnet werden [56].

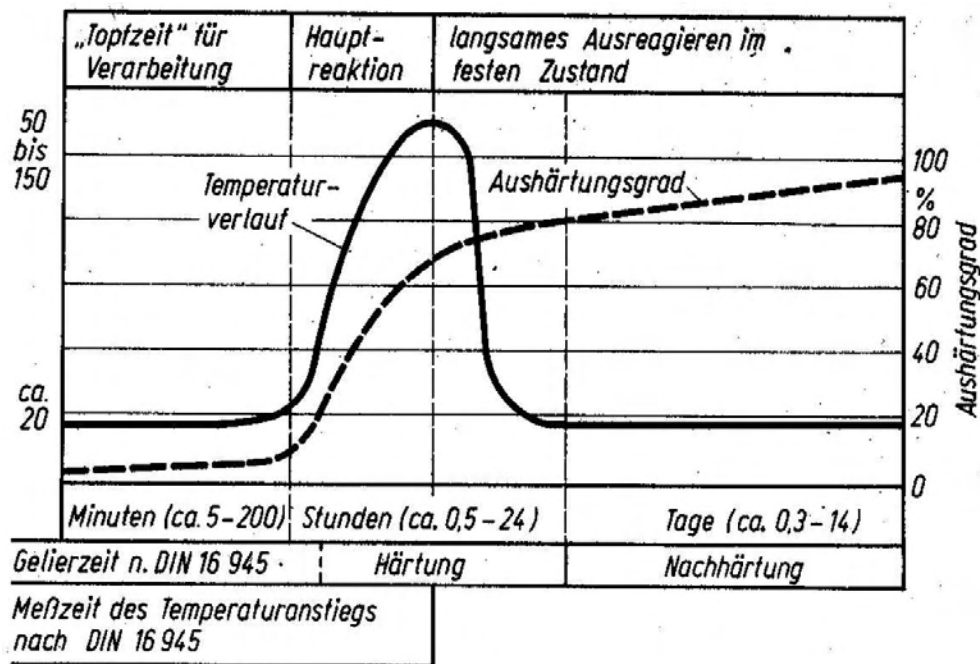


Abbildung 6.3: Kalthärtungsverlauf von Reaktionsharzen [214]

Die Auswirkungen des exothermen Reaktionsverlaufs sind entscheidend für die Verarbeitung des Harzes mit 1-Komponenten-Anlagen. Ein Harz ist nur unterhalb einer Grenzviskosität injizierbar. Der durch die Temperaturentwicklung beschleunigte Reaktionsverlauf bestimmt dabei die Verarbeitbarkeitsdauer des Gebindes. Betrachtet man allerdings die Vorgänge im injizierten Riss, so lässt sich feststellen, dass das Volumen des Betons größer ist als das des Füllguts. Die Reaktionswärme wird folglich sofort in den umgebenden Beton abgeführt und das Füllgut im Riss somit abgekühlt. Der Reaktionsverlauf im Riss ist somit vergleichbar mit isothermen Bedingungen [56].

Epoxidharze, die für Rissinjektionen genutzt werden, haben in der Regel eine sehr niedrige Anfangsviskosität zwischen 100 und 500 mPas bei 15°C. Abbildung 6.4 zeigt exemplarisch den Viskositätsanstieg eines Epoxidharzes bei drei verschiedenen Umgebungstemperaturen

unter isothermen Bedingungen, wie sie im injizierten Riss vorkommen. Die Viskositätszunahme lässt sich hier näherungsweise als Exponentialfunktion der Zeit beschreiben. Höhere Temperaturen haben eine geringere Anfangsviskosität jedoch einen beschleunigten Viskositätsanstieg zur Folge. Die gegenteilige Gesetzmäßigkeit lässt sich bei niedrigen Temperaturen beobachten [56].

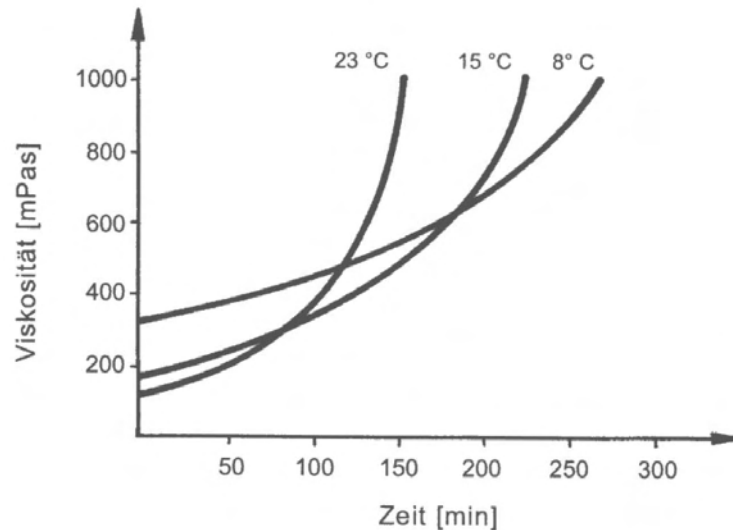


Abbildung 6.4: Viskositätsanstieg eines Epoxidharzes unter isothermischen Bedingungen bei Prüftemperaturen von 8°C, 15°C und 23°C nach SASSE UND BOUÉ [217] (aus [56])

Epoxidharze besitzen aufgrund ihrer Charakteristik in Bezug auf Viskosität, Benetzungsvermögen und Oberflächenspannung eine **kapillares Steigvermögen** (Kapillarität). Untersuchungen zum kapillaren Steigvermögen zwischen zwei präparierten Glasplatten von BOUÉ [217] zeigten, dass Epoxidharze auch in Spaltbreiten $w \leq 0,02 \text{ mm}$ eindringen können. Unterschiede in der Steighöhe bei Raumtemperatur (23°C) und bei tieferen Temperaturen (8°C) wurden dabei kaum festgestellt. Die aus diesen Versuchen abgeleiteten Oberflächenspannungen für eine Spaltbreite von $w = 0,02 \text{ mm}$ liegen zwischen $4,5 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}$ und $12 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}$. Weitere Versuche zeigten, dass der Grad der Vernetzung und damit verbunden die Änderung der Viskosität Einfluss auf die Kapillarität des Füllguts hat. Mit zunehmender Viskosität nimmt die Kapillarität ab [217].

Eine hohe Kapillarität des Füllguts hat den Vorteil, dass feinste Risse, Verästelungen und offene Poren im Beton während der Flüssigphase noch gefüllt werden können. Zu beachten ist dabei, dass das aus dem Riss abwandernde Füllgut noch vor dem Gelieren durch nachinjiziertes Füllgut ersetzt wird. Ein weiterer Volumenverlust des Füllguts kann durch die chemische Reaktion der Harzkomponenten auftreten, weswegen in [12] die Lösemittelfreiheit gefordert wird [56].

6.4.1.2 Mechanische Eigenschaften im erhärteten Zustand

Das mechanische Verhalten von polymeren Werkstoffen wird im Allgemeinen als *viskoelastisch* bezeichnet. Die Beschreibung des rheologischen Verhaltens kann durch unterschiedliche Anordnung der Grundmodule erfolgen. Der Grenzfall des ideal-elastischen Werkstoffverhaltens wird durch die Hooke'sche Feder dargestellt, während das ideal-viskose Stoffverhalten durch den Newton'schen Dämpfer beschrieben wird.

Geprägt wird das viskoelastische Verhalten durch den temperaturabhängigen Vernetzungsgrad. Der **Glasübergangstemperatur** – hier der Übergang vom spröden Glaszustand in den elastischen Übergangsbereich vor der Zersetzung – liegt bei vollständig ausgehärteten, handelsüblichen Harzen über 50°C , bei den von PERBIX [188] untersuchten bei ca. 70°C bis 85°C . Die Relaxationstemperatur dieser Harze liegt nach 28 Tagen bei über 50°C und damit über dem in der Regel auftretenden Temperaturbereich für Betonbauwerke im Gebrauchszustand.

Nach Untersuchungen von ESSER [56] beträgt der **E-Modul** für handelsübliche, nicht gefüllte Epoxidharze nach 5 Tagen bei einer Temperatur von 15°C im Mittel $E_D = 1200 \text{ N/mm}^2$. Die **Druckfestigkeit** erreicht dabei einen Mittelwert von $\beta_D = 87 \text{ N/mm}^2$, wobei im Versuch jedoch ein deutlicher Formverlust schon bei 75 N/mm^2 erkennbar wurde. Mit gefüllten Epoxidharzen (EP mit beigemengtem Sand) lassen sich andere Werte für die mechanischen Kenngrößen erzielen. Wird EP beispielsweise mit Sand der Körnung 0,2 - 0,7 mm im Verhältnis von 1:5 gemischt, beträgt der E-Modul $E_D = 12500 \text{ N/mm}^2$, während die Druckfestigkeit nur einen Wert von $\beta_D = 65 \text{ N/mm}^2$ erreicht [56].

Die **Zugfestigkeit** von Epoxidharzen liegt nach Untersuchungen von BOUÉ (Ergebnisse zusammengefasst in [217]) nach Aushärtung im Bereich von 40 N/mm^2 . Damit beträgt die Zugfestigkeit ein Vielfaches der (zentrischen) Zugfestigkeit des Normalbetons, die sich nach 28 Tagen in der Regel zwischen $2,5$ und 5 N/mm^2 einstellt. Betrachtet man diese Größenordnungen im Vergleich, so stellt sich beim kraftschlüssigen Füllen von Rissen in Betonbauteilen mit Epoxidharz weniger die Frage nach der Leistungsfähigkeit der kohäsiven Eigenschaften des Harzes selbst. Vielmehr wird der Erfolg einer EP-Injektion bzw. das Verhalten eines injizierten Betonbauteils von der Leistungsfähigkeit des adhäsiven Verbundes zwischen der Füllung aus Epoxidharz und den angrenzenden Rissflanken aus Beton bestimmt. Maßgeblich ist somit die **Haftzugfestigkeit**. Die mittlere Haftzugfestigkeit wurde in Versuchen von PERBIX [188] an mit EP injizierten Betonprismen mit $\beta_{BZ} = 3,5 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Um Epoxidharze auch auf einem höheren Festigkeitsniveau zu beurteilen, hat PERBIX die Epoxidharze mit einer 1,5 mm dicken Klebschicht zwischen Stahloberflächen versehen. Die daraus resultierenden Ergebnisse liegen im Bereich zwischen 16 und 26 N/mm^2 . Bei den Rissflanken des Betons sind diese idealen

Bedingungen bezüglich des Haftgrundes nicht zu erwarten. Es muss von Verunreinigungen, losen Betonpartikeln, Versprödung der oberflächennahen Schichten und von einem über die Ausgleichsfeuchte des Betons hinausgehenden Feuchtegehalts ausgegangen werden. Bei zeitweiser Wasserführung im Riss können zudem Aussinterungsprodukte als Störfaktoren hinzu kommen. Unter Einbeziehung aller Einflüsse, kommt der Feuchte eine besondere Bedeutung zu [56].

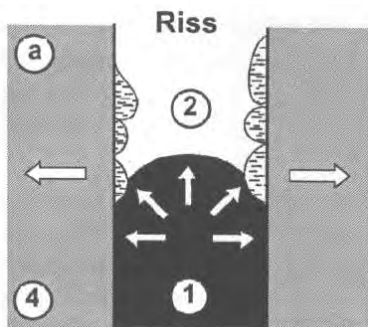
6.4.1.3 Einfluss von Feuchte

Bei dem Einfluss von Feuchte auf das mechanische Verhalten von Epoxidharzen ist zwischen einer Beaufschlagung der noch zu vernetzenden Harzmatrix und einer Beaufschlagung des bereits ausreagierten Epoxidharzes zu unterscheiden. PERBIX deutet in der Zusammenfassung seiner Literaturlauswertung bezüglich der Feuchteeinwirkungen auf bereits ausgehärtete Harzsysteme auf weichmachende Effekte hin, die auf die Einbindung der Wassermoleküle in die netzartige Struktur der Epoxidharzmatrix zurückzuführen sind. Die Menge der Wassersorption hängt dabei im Wesentlichen vom Grad der Vernetzung sowie der thermischen und mechanischen Beanspruchung des Harzes ab. Sind bei der Rissinjektion Feuchte und Wasser im Riss vorhanden, so sind Beeinträchtigungen bezüglich der Harzfestigkeiten und des Verbundes zwischen Epoxidharz und Beton zu erwarten [188].

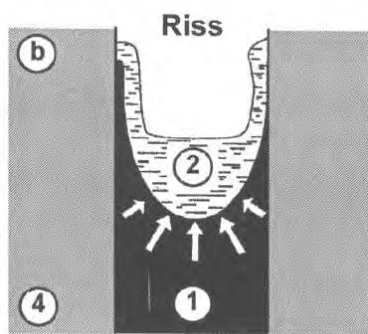
Die Feuchtezustände im Riss können sehr unterschiedlich sein. Es ist zu unterscheiden, ob die Rissflanken lediglich benetzt sind bzw. nur sehr geringe Wassermengen im Riss vorhanden sind, oder ob der Riss komplett wasserführend (drucklos oder unter Druck) ist. Die Qualität der Festigkeitseigenschaften hängt zum einen von der Wassermenge ab und zum anderen davon, ob das Epoxidharz eine Reaktion oder Vermengung mit dem Wasser eingeht. Die Situation im Riss lässt sich auf eine Modellvorstellung von BOUÉ zurückführen (vgl. Abbildung 6.5). Das Wasser im Riss wird dabei abhängig von der Oberflächenspannung und den hydrophilen Eigenschaften des injizierten Harzes entweder

- in den Beton gedrückt (Abbildung 6.5 a)),
- aus dem Riss heraus transportiert (Abbildung 6.5 b)) oder
- mit dem Harz vermischt (Abbildung 6.5 c)).

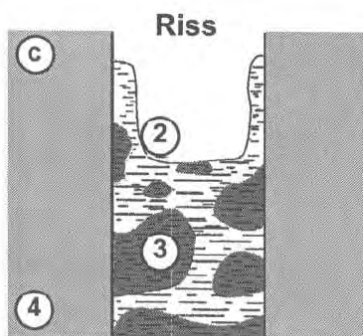
PERBIX ergänzt das Modell um die Darstellung eines (unter Druck) wasserführenden Risses (Abbildung 6.5 d)). An der Harzfront und den Rissflanken bildet sich aufgrund des größeren Wasserangebots vermutlich ein Wasser-Harz-Gemisch, während das Harz im Kernbereich eher unvermengt bleibt. Die rissfüllende, injizierte Harzmatrix wird somit inhomogen und es stellt sich im erhärteten Zustand ein feuchtegehaltsabhängiger Festigkeitsgradient ein [56].



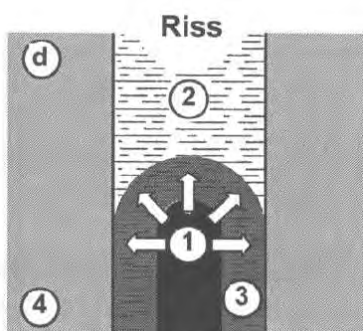
a) Das Harz drückt das Wasser in den Beton



b) Das Harz mit hohen Adsorptionskräften zum Beton kriecht zwischen Beton und Wasser; das Wasser wird aus dem Riss heraustransportiert



c) Das Harz vermischt sich mit dem Wasser



d) Das Harz wird in den Randzonen mit Wasser vermischt

- ① Harz
- ② Wasser/-tropfen/-film auf Beton
- ③ Harz-Wasser-Gemisch
- ④ Beton

Abbildung 6.5: Verhalten eines Epoxidharzes während der Injektion eines wasserführenden Risses [188]

Bei der Beurteilung aller bisher durchgeführten Versuche ist erkennbar, dass handelsübliche Epoxidharze tendenziell wenig feuchteverträglich sind. Es lässt sich ein Verlust der Zug- und Druckfestigkeit sowie ein zum Teil extremer Verlust der Haftzugfestigkeit beobachten. Ein kraftschlüssiges Verbinden von feuchten Rissen mit Epoxidharz (EP 1 gemäß [31]) muss somit in Frage gestellt werden. Für diese Anwendung sind von verschiedenen Herstellern Epoxidharze wie EP 2 bis EP 5 entwickelt worden, mit denen sich bei Injektion von feuchten Rissen teilweise gute Ergebnisse erzielen lassen (Abbildung 6.6). Über die Dauerhaftigkeit dieser Verbindungen kann bis dato noch keine sichere Aussage getroffen werden [188].

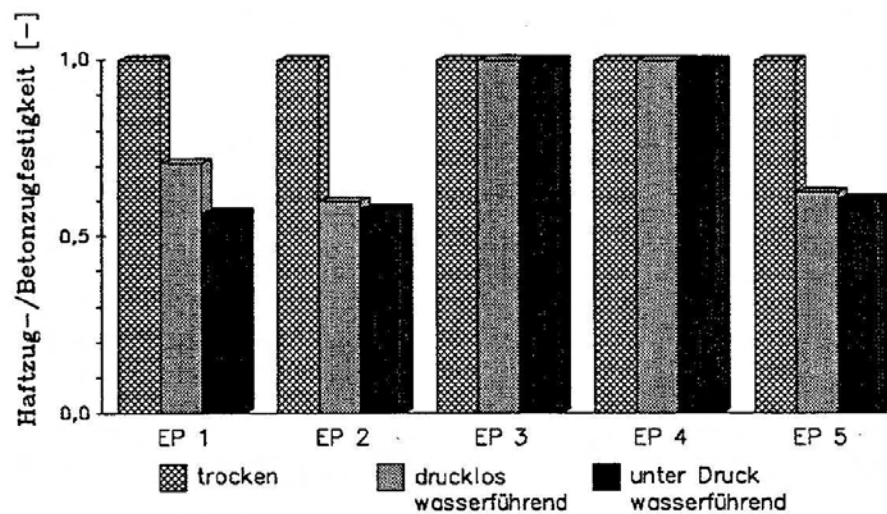


Abbildung 6.6: Haftzugfestigkeiten injizierter Prismen bezogen auf die Betonhaftzugfestigkeit (im Mittel $\beta_Z = 3,5 \text{ N/mm}^2$) [188]

Weitere Informationen zu Reaktionsharzen im Allgemeinen finden sich unter anderem bei SAECHTLING [214]. Rissinjektion mit Epoxidharz werden von PERBIX [188], WERSE [248], SASSE UND BOUÉ [217] sowie von IVÁNYI ET AL. [64, 121, 122] eingehend behandelt. ESSER stellt in [56] die Sachverhalte zur Rissinjektion mit Epoxidharz kompakt und zusammenhängend dar.

6.4.2 Zementgebundene Füllstoffe

6.4.2.1 Zement und Feinstzement

Bei zementgebundenen Füllstoffen handelt es sich um Wasser-Zement-Gemische, denen in der Regel Additive zur Stabilisierung und Verbesserung der Fließfähigkeit zugegeben werden. Ihre Anwendung im Bauwesen betrifft vorzugsweise die Bodenverbesserung im Grundbau. Durch die Weiterentwicklung der Verfahrenstechnik hinsichtlich des Mahlprozesses und gezielter Separierung der feinstgemahlten Zementpartikel in Kombination mit effizient wirkenden chemischen Zusatzmitteln ermöglichte eine Ausweitung der Anwendung auf feinkörnige Böden. Im Betonbau beschränkte sich der Einsatz von zementgebundenen Füllgütern aufgrund der

materialspezifischen Anwendungsbedingungen herkömmlicher Zemente bis vor wenigen Jahren auf Hohlräume und Risse mit Rissbreiten von mehreren Millimetern. Durch die Verwendung von sehr fein gemahlten Zementen konnte auch im Betonbau der Anwendungsbereich auf fehlerstellenfreies Füllen von Rissen mit Rissbreiten von wenigen Zehntelmillimetern erweitert werden [123, 136].

Zemente mit hoher Mahlfineinheit werden als Fein- oder Feinstzemente, mitunter auch als Ultrafeinstzemente oder Mikrozemente bezeichnet. Von Seiten der Zementhersteller wird häufig auch von *Feinstbindemitteln* gesprochen, da es sich bei diesen Produkten nicht um genormte Zemente handelt [114].

Für zementgebundene Füllgüter können sowohl herkömmliche Zemente gemäß DIN EN 197-1 [47] und DIN 1164-10 [40] als auch Feinstzemente und Feinstbindemittel nach bauaufsichtlicher Zulassung (z.B. [117]) verwendet werden [56].

Feinstzemente werden auf der Basis von unterschiedlichen Portland-, Hochofen- oder Sulfatzementen in Spezialmühlen hergestellt und beispielsweise durch Windsichtung über Filter gewonnen. Aufgrund des aufwändigen Herstellungsprozesses sind Feinstzemente im Verhältnis zu herkömmlichen Zementen je Mengeneinheit acht- bis zehnmal so teuer [114]. Ein signifikanter Unterschied zwischen Feinstzementen und Normalzementen liegt in der Mahlfineinheit, ausgedrückt durch die spezifische Oberfläche nach *Blaine* in der Einheit cm^2/g . Während Normzemente Blaine-Werte zwischen 2.800 und $4.000 cm^2/g$ aufweisen, kann die Mahlfineinheit bei Feinstzementen bis zu $16.000 cm^2/g$ betragen. Die Dichten sind hingegen vergleichbar, während das Schüttgewicht von Feinstzementen um ca. $0,6 kg/dm^3$ geringer ist. Der Wasseranspruch von Feinstzement ist aufgrund der großen Oberfläche ca. doppelt so groß wie bei Normalzementen. Trotz höherer W/Z-Werte hat dies jedoch nur sehr geringe Auswirkungen auf die erzielbaren Festigkeiten.

Entscheidende Unterschiede zwischen Normalzementen und Feinstzementen liegen im verwendeten Größtkorn sowie der zugehörigen Kornverteilung. In Abbildung 6.7 sind typische Kornverteilungen für Zement (CEM I 32,5 R, früher PZ 35 F) und zwei verschiedene Feinstzemente angegeben. Die Verteilungskurve sollte idealerweise stetig verlaufen. Die Eindringfähigkeit der Zement-Wasser-Gemische in Risse wird im Wesentlichen durch den oberen Bereich der Korngröße bestimmt. Als Richtwert für Feinstzemente gilt der Siebdurchgangswert bei $16 \mu m$. Gemäß RiLi SIB [31] sind für Rissinjektionen mit Zementsuspension nur Feinstzemente zu verwenden, in denen mindestens 95 % der Zementpartikel kleiner als $16 \mu m$ sind. Im Vergleich dazu weist ein herkömmlicher CEM I 32,5 R (PZ 35 F) ein Größtkorn von bis zu 8-fachem Durchmesser auf [56].

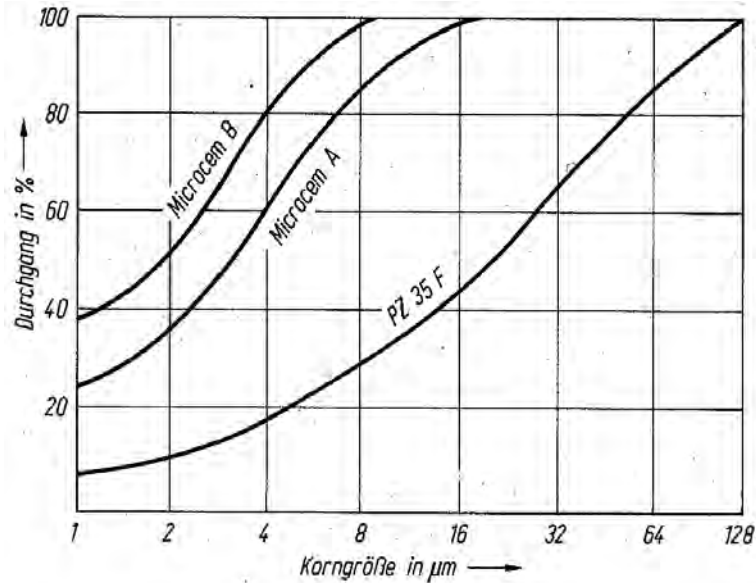


Abbildung 6.7: Kornverteilung verschiedener Zemente [123]

6.4.2.2 Zementleim und Zementsuspension

Eine genaue Definition und einheitliche Abgrenzung von verschiedenen Wasser-Zement-Gemischen geschieht in der Praxis nicht. ESSER fasst in [56] mehrere mögliche Definitionen (z.B. über den W/Z-Wert), die aus der Literatur bekannt sind, zusammen. Im Weiteren werden ausschließlich die zementgebundenen Füllgüter zum Füllen von Rissen und Hohlräumen in Betonbauteilen im Sinne der RiLi SIB [31] bzw. der ZTV-ING [14] behandelt und die dementsprechend vorliegende Begriffsdefinition verwendet. Die Definition von Zementleim (ZL) und Zementsuspension (ZS) erfolgt somit nicht über den W/Z-Wert, sondern rein über die auf die jeweilige Anwendung bezogene, zu füllende Rissbreite:

- Zementleim $\rightarrow w \geq 0,80 \text{ mm}$
- Zementsuspension $\rightarrow w \geq 0,20 \text{ mm}$

Die Differenzierung erfolgt demnach implizit über die zu verwendenden Bindemittel. Um eine Zementsuspension herzustellen sind folglich nur Feinstzemente zu verwenden, deren Größtkorn zu mindestens 95 % kleiner als $16 \mu\text{m}$ ist. Aus der geforderten hohen Mahlfineinheit ergibt sich eine spezifische Oberfläche $\geq 10.000 \text{ cm}^2/\text{g}$. Mit derartigen Zementsuspensionen können gemäß RiLi SIB [31] Risse mit Rissbreiten $w \geq 0,20 \text{ mm}$ kraftschlüssig injiziert werden (siehe Abbildung 6.8).

Für Zementleime können alle Zemente gemäß DIN EN 197-1 [47] und DIN 1164-10 [40] oder bauaufsichtlich zugelassene Zemente Anwendung finden, deren Korngröße nach [15] zu 99,9 % kleiner als $200 \mu\text{m}$ ist und deren spezifische Oberfläche größer als $4.500 \text{ cm}^2/\text{g}$ ist.

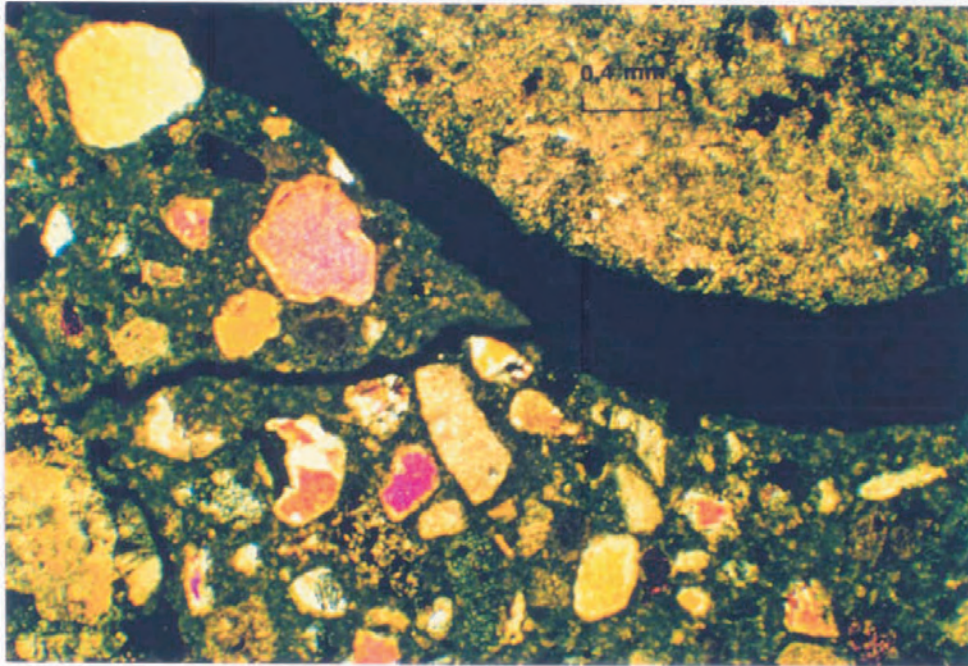


Abbildung 6.8: Verfüllter Hauptriss $w = 0,3 \text{ mm}$ mit Nebenriss $w = 0,05 \text{ mm}$ [117]

Zur Einhaltung konstanter Füllguteigenschaften werden die Einzelkomponenten von ZL/ZS im Werk aufeinander abgestimmt und in gekennzeichneten Einzelbinden zum Verwendungsort geliefert. In der Regel handelt es sich dabei um die Pulverkomponente, bestehend aus Zement/Feinstzement und ggf. Zusatzstoffe, sowie die Flüssigkomponente (Wasser mit Trinkwasserqualität, vorzugsweise demineralisiert). Die Zugabe von weiteren Zusatzmitteln ist möglich. Die Pulverkomponente kann pulverförmige Zusatzstoffe wie beispielsweise Quellmittel oder Zumahlungen für besondere Anwendungen aus Hüttensand, silikatischen Feinstäuben (Microsilika) oder Gesteinsmehlen (z.B. Trass) enthalten. Für alle Bestandteile werden konstante chemische Zusammensetzungen sowie ein gleich bleibende Kornverteilung gefordert. Die pulverförmigen Zusatzstoffe dürfen die geforderten maximalen Korngrößen der Zemente / Feinstzemente nicht überschreiten. Für die Flüssigkomponente gelten generell gleiche Bedingungen wie für das Anmachwasser des Betons (i.d.R. Trinkwasserqualität). Es hat sich jedoch gezeigt, dass die rheologischen Eigenschaften von Zementsuspensionen viel sensibler auf die unterschiedlichen Wasserqualitäten reagieren als dies bei Mörteln oder Betonen der Fall ist. Aufgründessen sollte zur Vermeidung negativer, nicht kalkulierbarer Einflüsse auf die Injizierfähigkeit bevorzugt demineralisiertes Wasser als Flüssigkomponente verwendet werden [56].

Zusatzmittel, vor allem Fließmittel und Stabilisierer, werden den Leimen und Suspensionen zur Verflüssigung, Herabsetzung des Wasseranspruchs und zur Verminderung von

Wasserabsonderungen beigemischt. Man spricht in Zusammenhang mit Füllgütern von Injektionshilfen. Durch ihre Wirkung erhält man für eine zeitlich begrenzte Verarbeitungsdauer eine Partikelgrößenverteilung, die nahe an die Korngrößenverteilung des trockenen Bindemittels herankommt und folglich die Injizierfähigkeit des Füllgutes deutlich verbessert wird. Ferner wird die innere Kohäsion des Füllgutes durch Injektionshilfen gesteigert, was sich positiv auf mögliches Entmischen bzw. Verwässern bei Injektionen gegen fließendes oder unter Druck stehendes Wasser im Riss auswirkt [136]. Für ZL/ZS können alle bauaufsichtlich zugelassenen Zusatzmittel und Zusatzstoffe verwendet werden.

Die Eigenschaften von Zementleimen und -suspensionen sowohl in der Flüssigphase als auch im erhärteten Zustand sind primär vom Wasser-Bindemittel-Wert abhängig. Es gelten die aus der Betontechnologie bekannten Zusammenhänge zwischen W/B-Wert und rheologischen und mechanischen Eigenschaften. Nach IVÁNYI / ROSA [123] sollte der W/B-Wert zum Erreichen nennenswerter, zum kraftschlüssigen Verbinden der Rissufer erforderlicher Festigkeiten unter 0,8 bleiben. Da der Wasseranspruch mit der Mahlfineinheit zunimmt, sind für Feinstzementsuspensionen höhere W/B-Werte möglich. Nach KÜHLING [136] sollte jedoch der W/B-Wert nicht größer als 1,6 sein. Die geforderten Fließeigenschaften lassen sich in diesem Fall nur durch die Zugabe spezieller Injektionshilfen (Fließmittel) erreichen.

Damit es im Riss nicht zur Entmischung und zur Sedimentation kommt, müssen die Komponenten durch geeignete Misch- und Verarbeitungsgeräte (z.B. Dispergierscheibe oder Kolloidalmischer) intensiv aufgeschlossen werden [195]. Zur Aufbereitungstechnik wird unter anderem auf [56] verwiesen.

6.4.2.3 Rheologisches Verhalten

Zementleim / Zementsuspension stellt nach Aufbereitung durch geeignetes Mischwerkzeug zunächst ein bewegliches System von einzelnen Feststoffpartikeln unterschiedlicher Korngröße in Wasser dar. Die durch die Hydratation entstehenden Hydratphasen bedingen unverzüglich zeitabhängige Systemveränderungen, die neben den interpartikulären Kräften, die zwischen den Feststoffpartikeln wirken, das rheologische Verhalten der ZL/ZS maßgeblich bestimmen. Ansteif-, Erstarrungs- und Erhärtingsbedingungen werden dabei im Wesentlichen durch die chemische Zusammensetzung, Korngröße und Kornverteilung des Zements, die Feststoffkonzentration sowie von der Temperatur und den evtl. beigemischten Zusätzen beeinflusst [5].

Bei sonst gleichen Voraussetzungen werden die Fließ- und die Sedimentationseigenschaften der Wasser-Zement-Gemische maßgeblich durch die Mahlfineinheit bestimmt. Ebenso bestimmt die Mahlfineinheit die Festigkeitsentwicklung. Je feiner der Zement gemahlen ist,

desto schneller verläuft die Entwicklung der Festigkeit. Dabei erhöht sich mit zunehmender massebezogener Oberfläche die Anfangsfestigkeit in stärkerem Maße als die Spätfestigkeit. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Menge der Hydratationsprodukte, die sich zu Beginn der Erhärtung bilden, überwiegend von der mit dem Anmachwasser reagierenden Oberfläche abhängt. Mit fortschreitender Hydratation nimmt jedoch die Reaktionsgeschwindigkeit ab, da das dichter werdende Gefüge der Reaktionsprodukte, insbesondere in der engeren Umgebung der Zementpartikel, die Diffusion des Anmachwassers und infolgedessen die Geschwindigkeit der Hydratation in zunehmendem Maße hemmt. Abbildung 6.9 gibt einen Überblick über den **Erhärtungsverlauf** einzelner Korngrößenfraktionen eines Zementklinkers [160]. Die dargestellten Zusammenhänge gelten für fein aufgemahlene Feinstzemente im Vergleich zu Normzementen analog.

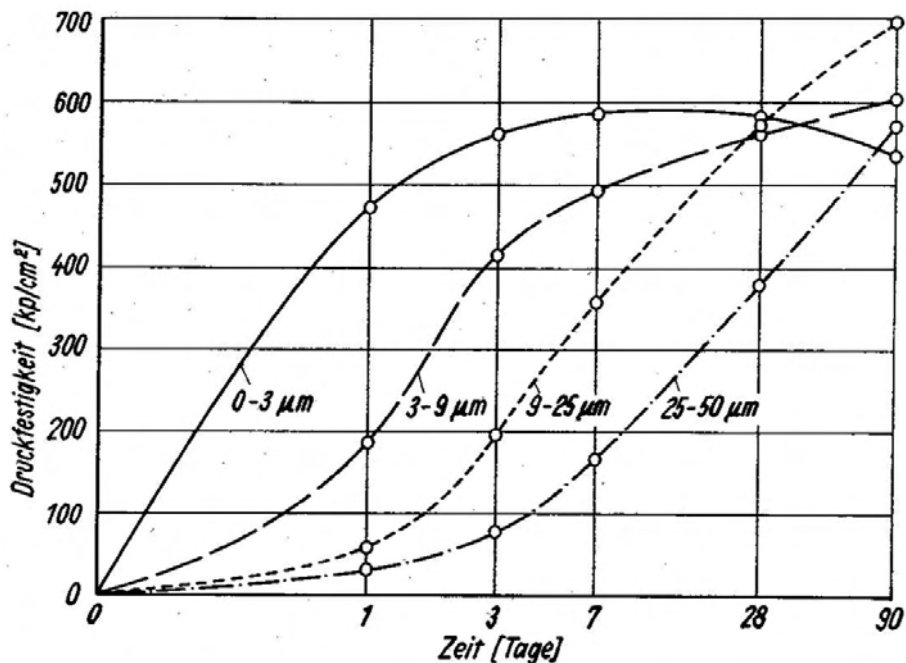


Abbildung 6.9: Festigkeitsentwicklung verschiedener Zementkorngruppen nach LOCHER ET AL. [161]

Das rheologische Verhalten von Zementleimen im Allgemeinen und Feinstzement-Suspensionen im Besonderen wurde in einer Vielzahl von Arbeiten (z.B. [5, 70]) untersucht und beispielsweise von ESSER in [56] umfassend dargestellt. Die Ergebnisse von Untersuchungen von ESSER zum Fließverhalten von ZL/ZS im Sinne der TL FG-ZL/ZS [15] mithilfe von Rotationsviskosimeter, Marshtrichter und Kasumeter lassen sich folgendermaßen zusammenfassen [56]:

- Bei Zementsuspensionen handelt es sich rheologisch betrachtet um Bingham-Körper mit relativ niedrigen Fließgrenzen. Sie verhalten sich leicht thixotrop und zeigen strukturviskoses Verhalten.
- Das **Fließverhalten** von ZL/ZS bleibt i.d.R. über 60 Minuten nahezu konstant und

verändert sich während der weiteren 60 Minuten nur unwesentlich, sodass für die Dauer von 120 Minuten von relativ konstanten Verarbeitungsbedingungen ausgegangen werden kann.

- Günstig auf das Fließverhalten wirken sich aufgezwungene Verformungen (z.B. Rotationsbewegungen, Umwälzen, Umpumpen) aus, die kontinuierlich oder zyklisch eingeleitet werden. Dabei werden erste Hydratationsprodukte zerstört und die Suspension wird wieder verflüssigt.
- Die schlechtesten Fließeigenschaften werden bei niedrigen Anwendungstemperaturen von $\leq 5C$ erzielt. Die optimale Verarbeitungstemperatur für ZL/ZS liegt bei $15C$ bis ca. $25C$.

Die bei Zementsuspensionen gemachten Beobachtungen sind auf Zementleime im Sinne der TL FG-ZL/ZS [15] übertragbar. Als wesentliche Eigenschaft wird von zementgebundenen Füllgütern die stabile Zustandsform während der Injektion gefordert (**Sedimentationsverhalten**). Während der Verarbeitungsdauer dürfen keine Trennungen zwischen Flüssig- und Feststoffphasen auftreten. Die **Frischmörtelrohndichten** liegen für Suspensionen im Bereich von 1,60 bis $1,65g/cm^3$, während die Dichten für Zementleime zwischen 1,80 und $1,85g/cm^3$ liegen [56].

Tendenziell bleibt festzuhalten, dass die rheologischen Eigenschaften von ZL/ZS starken Streuungen unterliegen. Aktuelle Erfahrungen zeigen, dass die Frischmörteleigenschaften von ZL/ZS – analog zu Einpressmörteln für Spannglieder im nachträglichen Verbund – in gewissem Maße auch von der Zementcharge ein und desselben Herstellers abhängen können. Bei Zementlieferungen mit mehrmonatigem Abstand können Schwankungen in den natürlichen Ausgangsstoffen der Zemente oder im Herstellungsprozess (u.a. Brenntemperaturen, Feuerungsmaterialien, Mahlfineinheit) auftreten. Diese wirken sich bei der Verwendung des Zements bzw. Feinstzements für Injektionen stärker aus als bei der Zementverwendung für Beton [97].

6.4.2.4 Mechanische Eigenschaften im erhärteten Zustand

Um die zu erzielende kraftschlüssige Verbindung der Rissufer nach Injektionen mit zementgebundenen Füllgütern zu erreichen, werden gemäß TL FG-ZL/ZS [15] Mindestfestigkeiten gefordert. Der Nachweis erfolgt an Prismen mit den Abmessungen $4 \times 4 \times 16$ cm in Anlehnung an DIN 1164 [40]. Die **Druckfestigkeit** ergibt sich nach Untersuchungen von ESSER für Zementsuspensionen nach 2 Tagen bereits zu $20 MPa$. Die geprüfte 28-Tage-Festigkeitswerte liegen je nach Produkt zwischen $30 MPa$ und $50 MPa$. Zementleime zeigen im Mittel etwas höhere Endfestigkeiten als Zementsuspensionen. Die **Biegezugfestigkeiten** von Zementsuspensionen betragen nach 2 Tagen mindestens $2 MPa$, mit zunehmendem Alter werden meist Werte um $4 MPa$ erreicht. Zementleime zeigen tendenziell auch im Bezug auf die Biegezugfestigkeit etwas

größere Werte als Zementsuspensionen [56].

Hinsichtlich der **Volumenänderung** verhalten sich zementgebundene Füllgüter in der Regel wie Mörtel und Betone, d.h. sie weisen Schwindverkürzungen – bestehend aus den Anteilen plastisches Schwinden (Frühschwinden), chemisches Schwinden (Schrumpfen) und Trocknungsschwinden – auf. Durch die Zugabe von chemischen Zusätzen (Quellmittel) kann eine Volumenvergrößerung bewirkt werden. Diese wirkt sich für den Einsatz von ZL/ZS für das Füllen von Rissen und Hohlräumen positiv aus. Die festgestellten Quellmaße bei handelsüblichen ZL/ZS liegen somit zwischen 0,5 und 2 % [56].

Weitere Informationen zu Zementleim und Zementsuspension zur Rissinjektion finden sich unter anderem bei HUTH [114], KÜHLING [136] und IVÁNYI ET AL. [119, 120, 123]. ESSER stellt in [56] die Sachverhalte zur Rissinjektion mit Zementleim und Zementsuspension umfassend dar.

6.5 Verfahren

6.5.1 Übersicht und Vorschriftenlage

Gemäß RiLi SIB [31] stehen als Verfahren für das **Schließen und Abdichten** von Rissen generell die Möglichkeiten der **Tränkung** und der **Injektion** zur Verfügung. Beide Verfahren erlauben hierfür den Einsatz sowohl von Epoxidharz als auch von zementgebundenen Füllgütern. Für das **kraftschlüssige Verbinden** der Rissufer erlaubt RiLi SIB die Injektion mit EP oder ZL/ZS. Desweiteren behandelt die RiLi SIB das **dehnfähige Verbinden** der Rissufer mit Füllgütern auf Polyurethanbasis. Wie bereits erwähnt, wird letzteres Verfahren im Weiteren vernachlässigt, da es sich bei außergewöhnlichen Einwirkungen, die im vorliegenden Falle behandelt werden, um nicht wiederkehrende Rissursachen handelt und somit ein dehnfähiges Verbinden der Rissufer nicht erforderlich wird. Nachfolgend werden die beiden Verfahren **Tränkung** und **Injektion** kurz beschrieben.

6.5.2 Tränkung

Unter **Tränkung** ist ein druckloses Füllen von Rissen im "Pinsel-" beziehungsweise "Gießverfahren" zu verstehen (siehe Abbildung 6.10). Als Füllgut kommt meist Epoxidharz mit sehr geringer Viskosität (z.B. MC-DUR 1264 KF; vgl. [169]) zum Einsatz. Bei sehr großen Rissbreiten ist auch das Füllen mit ZL/ZS möglich.



Abbildung 6.10: Instandsetzung mittels Tränkung

Das Füllgut dringt aufgrund der Kapillaraktivität und der Schwerkraft in den Riss ein. Die erzielbaren Eindringtiefen hängen von Benetzbarkeit, Viskosität, Verarbeitungsdauer und der Rissbreite ab. Das Füllziel gilt gemäß RiLi SIB als erreicht, wenn die Risse mindestens bis zu einer Tiefe von 5 mm bzw. der 15-fachen Rissbreite verfüllt sind. Dies gilt für oberflächennahe Risse. Trennrisse werden mit diesem Verfahren im Allgemeinen nicht vollständig verschlossen. Beispielsweise können jedoch Estrichrisse bei keilförmiger Rissöffnung mit mehrmaliger Wiederholung vollständig verfüllt werden [107].

Bei der Ausführung ist, wie bei allen Maßnahmen zum Füllen von Rissen und Hohlräumen, zunächst der Rissbereich zu säubern und von losen Partikeln zu befreien (z.B. mittels ölfreier Druckluft oder Industriestaubsauger). Benetzungs- und haftzugsverhindernde Verunreinigungen sind zu entfernen. Zur Erzielung des erforderlichen Tränkungsgrades muss innerhalb der von der Bauwerkstemperatur abhängigen Verarbeitbarkeitsdauer des Rissfüllstoffes für eine ununterbrochene Zufuhr des Füllgutes zum Riss gesorgt werden, bis augenscheinlich kein Material mehr aufgenommen wird [31].

Es bleibt festzuhalten, dass gemäß den Regelwerken [31] und [14] das *Tränken* nicht als Verfahren für eine kraftschlüssige Verbindung der Rissufer vorgesehen ist. Durch die Verwendung des gleichen Rissfüllstoffes und durch die gleichen Voraussetzungen hinsichtlich der Rissbreite wie bei einer kraftschlüssigen Injektion, kann jedoch auch beim drucklosen Füllen

(Tränken) eine zug- und druckfeste Verbindung der beiden Rissufer entstehen, sodass bei geeigneten Randbedingungen, vor allem gekennzeichnet durch eine ausreichende Rissbreite über eine bestimmte Risstiefe, von einer kraftschlüssigen Verbindung der Rissufer ausgegangen werden kann.

6.5.3 Injektion

Bei der Injektion wird das Füllgut mithilfe von Injektionsgeräten über Einfüllstutzen, sogenannte Packer, unter Druck in Risse injiziert. Je nach Verfahren wird dabei zwischen **Niederdruckinjektion** und **Hochdruckinjektion** unterschieden. Eine eindeutige Abgrenzung der beiden Verfahren existiert nicht, jedoch werden in der Literatur und in einigen neuen Regelwerken (z.B. Richtlinie "Injektionstechnik" des ÖVBB [238]) Verfahren, die mit Drücken bis zu 10 bar arbeiten als Niederdruckinjektionen bezeichnet. Demgegenüber verfügen Geräte zur Durchführung von Hochdruckinjektionen in der Regel über eine Druckregelung von null beginnend bis ca. 500 bar. Grundsätzlich gilt die Regel, dass die besten Füllergebnisse durch lange Injektionszeiten bei niedrigeren Drücken erzielt werden. Sind bei einer abdichtenden Injektion gegen drückendes Wasser höhere Injektionsdrücke erforderlich, so sollte der Maximaldruck in etwa ein Drittel der Nennfestigkeit des Betons nicht überschreiten, um Gefügestörungen im Beton zu vermeiden und die Gefahr, den Riss während der Injektion zu verlängern (Reißverschluss effekt), zu minimieren [28, 56, 64].



Abbildung 6.11: Selbstinjektor für Niederdruckinjektion

Im Niederdruckverfahren kann beispielsweise mit Schlauchpumpe, Drucktopf oder Selbstinjektoren injiziert werden. Letztere arbeiten mit zwei unterschiedlichen Prinzipien: bei einem Prinzip baut sich beim Befüllen mit Füllgut im expandierendem Gummischlauch ein Druck von maximal 3 bar auf, während das zweite Prinzip mit einer vorgespannten Spiralfeder und einem Druck kleiner 1 bar arbeitet (Abbildung 6.11). Gebräuchliche Injektionsgeräte für Hochdruckinjektionen

sind Membran- und Kolbenpumpen, die in einkomponentige (1-K) und zweikomponentige (2-K) Anlagen unterschieden werden. Bei 2-K-Anlagen werden die beiden Füllgut-Komponenten getrennt bis zu einem am Einfüllstutzen unmittelbar anschließenden Mischkopf geführt und dort über einen statischen Mischer gemischt. 1-K-Anlagen arbeiten mit einem fertig gemischten Füllgut, das in den Vorratsbehälter der Anlage gefüllt wird. Bei der Verarbeitung ist auf den störungsfreien Ablauf der Injektion, insbesondere auf die temperaturabhängige Verarbeitbarkeitsdauer zu achten. Für Niederdruckinjektion kommen meist 1-K-Anlagen zum Einsatz (siehe Abbildung 6.12) [56].



Abbildung 6.12: 1-K-Anlage für Niederdruckinjektionen

Vor Beginn der eigentlichen Injektionsarbeiten müssen die Einfüllstutzen und ggf. eine Verdämmung (oberflächliche Abdichtung) auf das Bauteil aufgebracht werden. Als Einfüllstutzen werden Klebepacker oder Bohrpacker verwendet. Klebepacker werden im Zuge der Aufbringung der Verdämmung auf das Bauteil über den Riss geklebt. Bohrpacker werden in eine vorbereitete Bohrung, die in der Regel in einem Winkel von 45° auf den Riss im Bauteilinneren trifft, gesetzt und durch Spreizwirkung im Bohrkanal befestigt. Abbildung 6.13 zeigt die beiden möglichen Einfüllstutzen, während in Abbildung 6.14 die Lage und Befestigung der Packer am bzw. im Bauteil dargestellt ist.

Als Verdämmmaterial werden üblicherweise thixotrop eingestellte Reaktionsharze (EP, PUR) oder zementgebundene Schlemmen eingesetzt. Diese halten nur Injektionsdrücken bis ca. 60 bar stand und werden daher beim Einsatz von Bohrpackern nicht verwendet. Der Abstand der Einfüllstutzen richtet sich nach deren Wirkungszone gemäß ZTV-ING [14], die in



Abbildung 6.13: Klebepacker (oben) und Bohrpacker (unten)

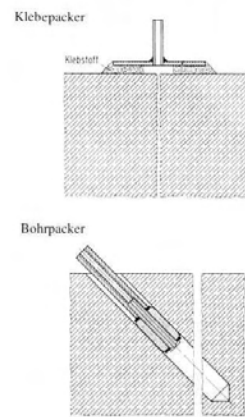
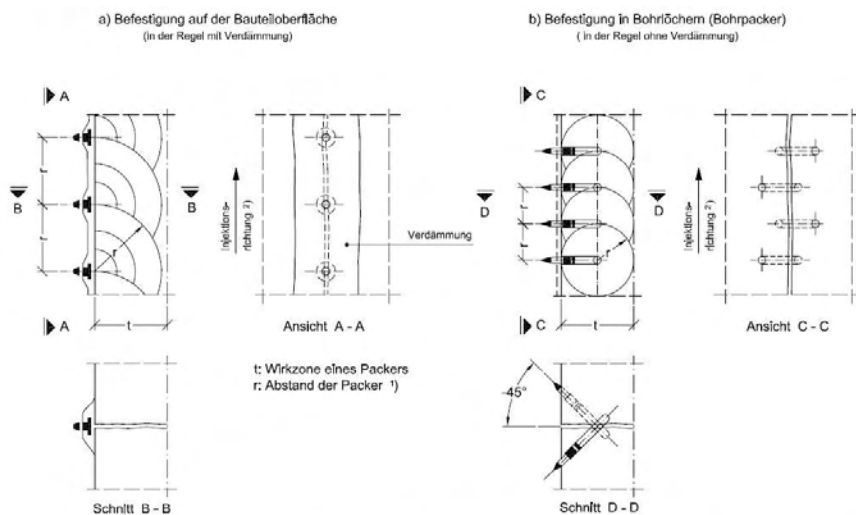


Abbildung 6.14: Befestigung der Packer [107]

Abbildung 6.15 dargestellt ist. Demnach sind einseitig angeordnete Klebepacker im Abstand der Bauteildicke, Bohrpacker im Abstand der halben Bauteildicke anzuordnen. Für größere Bauteilabmessungen sind die Abstände individuell festzulegen.

Innerhalb der Gebindeverarbeitbarkeitsdauer ist eine **Nachinjektion** vorzunehmen, um die in das poröse Betongefüge oder in Rissverästelungen abgewanderte Füllgutmenge zu ersetzen. Der Vollständigkeit halber sei noch die Rissinjektion über spezielle Injektionsschläuche, die bei der Erstellung eines Bauwerks als vorbeugende Maßnahme einbetoniert werden, genannt (hierzu siehe beispielsweise [27, 10]).



Anwendungsprinzip: wesentliche Bereiche der Rissufer müssen stets von den benachbarten Packern benetzbar sein.

1) Der Abstand r darf in beiden Fällen nur unwesentlich überschritten werden. Unterschreitungen in einer Größenordnung von 10 bis 15% sind unbedenklich. Bei Wirkungszonen, die 60 cm wesentlich überschreiten (siehe auch Nr. 3.3.4).

2) Injektionsrichtung: von unten nach oben. Nutzung der Packer nacheinander jeweils nach Austritt des Füllgutes aus dem vorhergehenden Füllvorgang.

Abbildung 6.15: Anordnung von Einfüllstutzen / Packern gemäß ZTV-ING [14]

6.6 Bewertung und Eignung der Füllstoffe und Verfahren

6.6.1 Materialspezifische Anwendungsbedingungen von EP und ZL/ZS

Wesentliches Kriterium für die Eignung eines Rissfüllstoffes und eines Verfahrens im Einzelfall stellt – neben etwaigen Rissbreitenänderungen, die im vorliegenden Fall explizit ausgeschlossen wurden – die vorhandene Rissbreite dar. In Abbildung 6.16 sind die jeweiligen **Mindestrissbreiten** und weitere Anwendungsbedingungen für die einzelnen Füllstoffe zusammengestellt. Die Zusammenstellung basiert auf den Angaben in RiLi SIB [31] und beinhaltet weitere Aspekte.

Merkmal		Anwendungsbedingungen			
		EP - I	ZL - I	ZS - I	PUR - I
vor Injektion	Rissart	Trennriss, oberflächennaher Riss	Trennriss	Trennriss, oberflächenn. Riss	Trennriss
	Rissverlauf	beliebig			
	vorangegangene Füllung	noch keine Füllung erfolgt	noch keine vorangegangene Füllung mit Reaktionsharzen, wiederholte Füllung mit ZL/ZS möglich		wiederholte Füllung mit PUR möglich
	Rissursache	bekannt, nicht wiederkehrend	bekannt, nicht wiederkehrend		bekannt
während Injektion	Rissbreite w	≥ 0,1 [mm]	≥ 0,80 [mm] ¹⁾	≥ 0,20 [mm]	≥ 0,3 [mm] ²⁾
	Feuchtezustand	trocken	trocken ³⁾ feucht drucklos wasserführend unter Druck wasserführend ⁴⁾	trocken feucht drucklos wasserführend unter Druck wasserführend ⁴⁾	
	niedrigste Anwendungstemperatur	8 [°C]	5 [°C]		6 [°C] ⁵⁾
während Erhärtung	Rissbreiten- änderung Δw	kurzzeitig	Δw ≤ 0,10 w Δw ≤ 0,03 [mm]	kleinerer Wert maßgebend	nicht zulässig
		täglich	f (Festigkeitsentwicklung), keine Begrenzung wenn β _{EPZ} ≥ 3,0 [N/mm ²] innerhalb von 10 h und Nachinjektion bei größter Rissbreite		
nach Erhärtung	kraftschlüssig Verbinden	σ _{Zwang-Last} ≤ β _{bz} mit β _{EPZ} ≥ β _{bz}	σ _{Zwang-Last} ≤ β _{ZL/ZS z} mit β _{bz} ≥ β _{ZL/ZS z}		nicht möglich
	begrenzt dehnfähig Verbinden	nicht möglich	nicht möglich		Δw ≤ 0,10 w ⁶⁾
	Schließen	max W _{neu} ≤ W _{kor}	max W _{neu} ≤ W _{kor}		max W _{neu} ≤ W _{kor}
	Abdichten	max W _{neu} ≤ W _{dicht}	max W _{neu} ≤ W _{dicht}		max W _{neu} ≤ W _{dicht}

- 1) Unter Laborbedingungen w ≥ 0,55 [mm] nachgewiesen.
- 2) Zum begrenzt dehnfähigen Verbinden nachgewiesene Mindestrissbreite. In Abhängigkeit von der Viskosität auch kleinere Rissbreiten injizierbar.
- 3) Risse sind gemäß Ausführungsanweisung vorzubehandeln.
- 4) Zusammen mit Maßnahmen zur Druckminderung, z. B. Entlastungsbohrungen, Wasserhaltung oder rückwärtiges Abdichten (bei PUR mit SPUR).
- 5) Eine niedrigere Anwendungstemperatur ist gemäß Ausführungsanweisung möglich.
- 6) Mindestwerte, nachgewiesen bei 15 [°C] für w = 0,5 [mm], grundsätzlich auf Rissbreite bis zu 1 [mm] übertragbar, gemäß Eignungsprüfung im Riss größere Werte möglich.

Abbildung 6.16: Materialspezifische Anwendungsbedingungen [56]

ESSER fasst in [56] die baupraktischen Überlegungen für die Anwendung von Epoxidharz und Zementleimen/Zementsuspensionen folgendermaßen zusammen:

Epoxidharze (EP) verfügen über eine sehr geringe Viskosität und lassen sich in Risse mit oberflächlichen Rissbreiten $w \geq 0,1\text{mm}$ injizieren. Das Füllgut wird zum kraftschlüssigen Verbinden der Rissflanken eingesetzt. Ein Vorteil des Materials liegt in der großen Leistungsfähigkeit der entstehenden zugfesten Verbindung, die in der Regel größer ist als die Zugfestigkeit des angrenzenden Betons. Dies gilt allerdings nur, sofern die Rissflanken trocken sind. In Verbindung mit Wasser verschlechtern sich die mechanischen Eigenschaften unkontrolliert.

Die optimale Anwendung von EP findet sich in der Wiederherstellung des Zustand I eine Betonbauteils, das durch einmalige, nicht wiederkehrende Ursache gerissen ist. D.h. während der weiteren Nutzung des Bauteils verbleiben die Beanspruchungen aus der ungünstigsten Kombination aus Last und Zwang unter der Risschnittgröße im betreffenden Querschnitt.

Als baupraktische Anwendungsbeispiele nennt [56] Risse in Fertigteilen infolge zu frühen Ausschalens, Biegerisse durch Herausheben aus der Schalung oder infolge Transportzustandes, Schalenrisse durch zu schnelles Abkühlen der äußeren Schichten bei massigen Bauteilen, Risse durch einmaliges Überlasten durch ein Schwerlastfahrzeug (z.B. auf einer Hofkellerdecke) oder durch Beanspruchungen infolge Anpralls.

Zementleime/Zementsuspensionen (ZL/ZS) sind im Gegensatz zu EP bei allen Feuchtzuständen einsetzbar. Im Falle von unter Druck wasserführenden Rissen sind ggf. zusätzliche Maßnahmen zur Reduktion des Wasserdrucks vorzusehen. Die Vorteile von zementgebundenen Füllgütern liegen neben der Wasserverträglichkeit in der guten Injizierfähigkeit, sodass Risse mit oberflächlichen Rissbreiten $w \geq 0,2\text{mm}$ mit ZS gut füllbar sind und im Falle einer erneuten Überbeanspruchung problemlos nachinjiziert werden können. Positiv zu bewerten ist auch der Aspekt einer möglichen Selbstheilung von wiederaufgegangenen Rissen mit Rissbreiten der Größenordnung $w \approx 0,1\text{mm}$ durch Zusinterung, die durch die Injektion von zementgebundenen Füllgütern unterstützt wird. Nachteilig ist die im Vergleich zu Epoxidharzen relativ geringe Zugfestigkeit des Materials zu beurteilen.

ZL/ZS sind bei überwiegend auf Druck beanspruchten Bauteilen (z.B. Wände, Stützen) ohne Bedenken einsetzbar. Für überwiegend auf Biegung oder Zug beanspruchte Bauteile, deren Steifigkeit wieder in den Bereich des Zustandes I gebracht werden soll, sind zementgebundene Füllgüter nur eingeschränkt einsetzbar, sofern die künftig zu erwartenden Zugspannungen aus äußeren Lasten und Zwangseinwirkungen in risserzeugender Größenordnung erwartet werden

müssen. Zementgebundene Füllgüter sind besonders geeignet zur Ertüchtigung hohlraumreicher Betone (z.B. Widerlager und Fundamente) und zur Instandsetzung von Gewölben und von historischen Natursteinbauwerken.

6.6.2 Eignung der Füllgüter und Verfahren für die Instandsetzung von Schäden infolge außergewöhnlicher Einwirkung

Da es sich bei den in dieser Arbeit behandelten Schädigungen infolge außergewöhnlicher Einwirkungen um nicht wiederkehrende Beanspruchungen und somit um eine nicht wiederkehrende Rissursache handelt, können die entstandenen Risse kraftschlüssig verpresst bzw. getränkt werden. Für die Anwendung zum **kraftschlüssigen Verbinden der Rissufer** eignen sich gemäß RiLi SIB [31] und ZTV-ING [14] lediglich Füllgüter auf Epoxidharzbasis oder zementgebundene Füllgüter. Daher wurden auch nur diese Füllgüter näher beschrieben.

Wie in Abschnitt 2.4 und in Kapitel 4 beschrieben, sind Schäden infolge außergewöhnlicher, hochdynamischer Einwirkung durch Abplatzungen und Schollenbildung im direkten Zielbereich sowie durch radiale und konzentrische Risse im umgebenden Bereich gekennzeichnet. Für den Anwendungsfall der Instandsetzung derartiger Schäden scheint aufgrund der in Abschnitt genannten Anwendungsbedingungen sowohl die Verwendung von **Epoxidharz** für geringere Rissbreiten als auch von **Zementsuspension** für den Bereich größerer Rissbreiten und Hohlstellen als sinnvoll. Um eine weitere Schädigung des Bauteils durch zu hohe Injektionsdrücke zu verhindern, kommen als Verfahren nur die **Niederdruckinjektion** und die **Tränkung** in Frage. Mit letzterem Verfahren kann – entgegen der üblichen Anwendung zum oberflächlichen Schließen der Risse – bei geeigneten Randbedingungen ebenso eine kraftschlüssige Verbindung der Rissufer erzielt werden wie mittels Injektion.

Eigene Untersuchungen belegen diese Vermutungen bzw. Folgerungen und stellen die Auswirkungen der Instandsetzung auf das Betongefüge unter Druckbeanspruchung und auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstahl und Beton dar (siehe Kapitel 7).

Kapitel 7

Experimentelle Untersuchungen zu den Auswirkungen einer Rissinjektion

7.1 Vorbemerkung

Das sich einstellende Rissbild bei bewehrten Stahlbetonplatten nach punktueller hochdynamischer Einwirkung ist durch radiale und tangentiale Risse gekennzeichnet. Die tangential verlaufenden Risse sammeln sich meist entlang der Bewehrungsachsen. Zudem kommt es insbesondere bei zweiachsig angeordneter Bewehrung häufig zur Ausbildung einer Rissebene auf Höhe der Bewehrungslage infolge der örtlichen Schwächung des Betonquerschnittes durch die vorhandenen Bewehrungsstäbe. Diese Rissbildung in Bewehrungsebene und entlang der Bewehrungsstäbe führt zu einer Beeinträchtigung des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben in Betonbauteilen mit Querkraft, also in Bauteilen, die über eine Längsrissbildung entlang der Bewehrung verfügen, wurde bereits in Abschnitt 2.1.6.2 ausführlich erläutert. Aufbauend auf diesen aus der Literatur bekannten Erkenntnissen und dem sich einstellenden Rissbild nach außergewöhnlicher Einwirkung wurden eigene Untersuchungen zum Verbundverhalten nach einer Instandsetzung mittels Injektion durchgeführt. Verwendet wurden dabei verschiedene Versuchskörper (einfach bewehrter Zugstab; Pull-Out-Körper) sowie verschiedene Instandsetzungsverfahren und Materialien zum Füllen der Risse (Niederdruckinjektion mit Zementsuspension; Tränkung mit Epoxidharz.)

Neben der Untersuchung der Auswirkungen von Rissinjektionen auf das Verbundverhalten wurden auch Versuche zum Verhalten des mittels Injektion instand gesetzten Betongefüges im gedrückten Bereich durchgeführt. Hintergrund dieser Untersuchungen ist die zu klärende Frage nach einer möglichen Instandsetzung der durch einmalige, außergewöhnliche Einwirkung

geschädigten Betondruckzone von Biegebauteilen (z.B. Fahrbahnplatten von Massivbrücken) oder der geschädigten Druckglieder (z.B. Brückenpfeilern) und deren Auswirkung auf das Trag- und Verformungsverhalten.

Versuche zur praktischen Eignung von Injektionsverfahren für den Anwendungsfall infolge außergewöhnlicher Beanspruchung geschädigter Stahlbetonbauteile waren ebenfalls Gegenstand der experimentellen Untersuchungen.

7.2 Injektion mit Zementsuspension – Auswirkungen auf das Zug- und Verbundverhalten

7.2.1 Versuchskonzeption

Wie bereits in Abschnitt 2.1.4.1 erläutert, kann das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton gut mit Stahlbetonzugkörpern beschrieben werden. Aufgründessen wurde für experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer Instandsetzung mittels Injektion auf die Steifigkeit und das Tragverhalten eines Stahlbetonbauteils der einaxiale Zugversuch am Stahlbetonzugstab gewählt.

Ziel der Untersuchungen ist die Klärung der Frage nach einer mögliche Wiederherstellung des Ausgangszustandes hinsichtlich der Dehnsteifigkeit von Bewehrungsstäben in Beton bei Quer- und/oder Längsrissebildung. Betrachtet wird dabei der Einfluss einer Instandsetzung mittels Injektion mit Feinstzementsuspension (ZS) auf das Trag- und Verformungsverhalten, gekennzeichnet durch die zwei Aspekte *Zugfestigkeit* und *Dehnsteifigkeit*. Hierzu wurden zum einen vergleichende Versuche mit Zugstäben mit (instand gesetztem) Querriss (Zugprüfkörper = ZPK) und zum anderen Untersuchungen mit Zugstäben mit (instand gesetztem) Längsrisse entlang der Bewehrung (Verbundprüfkörper = VPK) durchgeführt. Folgende Versuchskörper wurden für die Versuche verwendet [229]:

1. ungeschädigte Probekörper (Referenzkörper) – Versuchsserie VPK 4
2. geschädigte Verbundprüfkörper (Körper mit Vorschädigung in Form eines Längsrisse entlang der Bewehrung) – Versuchsserie VPK 3
3. instand gesetzte Zugprüfkörper (Querrisse mit ZS verpresst) – Versuchsserie ZPK 1
4. instand gesetzte Verbundprüfkörper (Längsrisse mit ZS verpresst) – Versuchsserie VPK 2

Um vergleichbare Aussagen zu erhalten, wurde die Anzahl der variierten Parameter möglichst klein gehalten. Als wesentliche Kenngröße wurde auf Basis einer Literaturstudie (vgl.

u.a. [60], [76], [115] und [165]) und vorangegangenen Untersuchungen am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der UniBwM (vgl. [133, 190, 191]) die Rissbreite identifiziert. Die verwendeten Probekörper wurden folglich mit Rissen verschiedener Rissbreiten versehen und entsprechend gruppiert.

7.2.2 Versuchsbeschreibung und -programm

7.2.2.1 Versuchsreihen

Als Versuch wurde in Anlehnung an [133] der einaxiale Zugversuch an einem Stahlbetonzugstab der Abmessungen $700 \times 150 \times 150 \text{ mm}$ ($l \times b \times h$) gewählt. Der Zugstab wurde mit einem zentrisch angeordneten Bewehrungsstab des Durchmessers $d_s = 14 \text{ mm}$ ausgeführt. Abbildung 7.1 zeigt schematisch den Versuchskörper (links) sowie den Versuchsaufbau in der Prüfmaschine (rechts). Es kam Beton der Festigkeitsklasse C 20/25 gemäß DIN 1045-1 [35] und Betonstahl der Güte BSt 500 gemäß DIN 488 [43, 44] zum Einsatz.

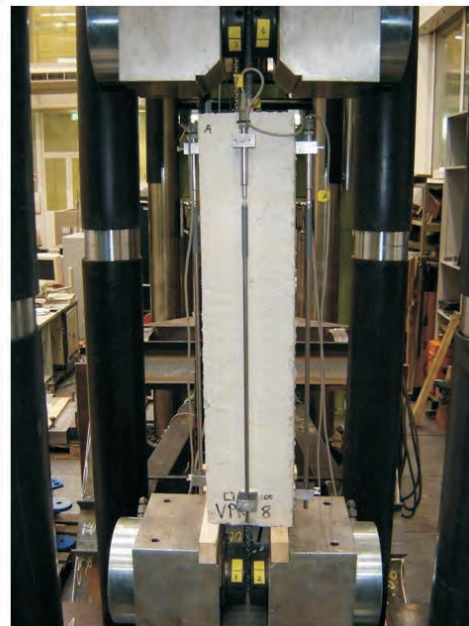
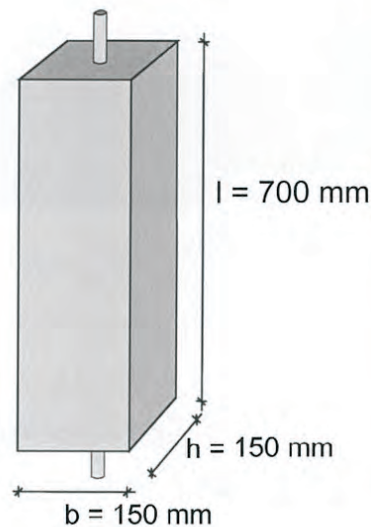


Abbildung 7.1: Versuchskörper (links) und einaxialer Zugversuch (rechts)

Um ein Auseinanderfallen der Verbundprüfkörper nach Induzierung der Vorschädigung zu verhindern, wurden die Probekörper mit einer bügel förmigen Querbewehrung versehen. Die weiteren konstanten Parameter ergaben sich wie folgt:

- Durchmesser der Längsbewehrung $d_s = 14 \text{ mm}$
- Bezogene Rippenfläche $f_R = 0,056 [-]$

- Rippenabstand $c_s = 8,4 \text{ mm}$
- Rippenhöhe $h_f = 0,91 \text{ mm}$
- Lage der Längsbewehrung: zentrisch
- Lage der Querbewehrung: in den Drittelpunkten
- Betondeckung der Längsbewehrung $c = 68 \text{ mm}$
- Lage des Stabes beim Betonieren: liegend
- Belastungsgeschwindigkeit $v = 0,01 \text{ mm/s}$

Tabelle 7.1 gibt einen Überblick über die einzelnen Versuchsreihen, die Anzahl der verwendeten Probekörper und ihre Parameter. Eine detaillierte Beschreibung der einzelnen Versuchskörper und die jeweiligen Beobachtungen finden sich im Anhang C.1.

Tabelle 7.1: Übersicht über die Zugstab-Versuchsreihen

Versuchsreihe	Anzahl Probekörper	mittlere Rissweite	Instandsetzung
VPK 4	4	–	nein
VPK 3	4	$w_l \ 0,50 \text{ mm}$	nein
ZPK 1-1	3	$w_q \ 0,07 \text{ mm}$	ja
ZPK 1-2	3	$w_q \ 0,17 \text{ mm}$	ja
VPK 2-1	3	$w_l \ 0,20 \text{ mm}$	ja
VPK 2-2	3	$w_l \ 0,50 \text{ mm}$	ja
VPK 2-3	3	$w_l \ 1,00 \text{ mm}$	ja

7.2.2.2 Vorschädigung

Die Vorschädigung der Zugprobekörper (ZPK) erfolgte durch eine Vorbelastung in Stablängsrichtung bis zur Ausbildung eines Erstrisses. Die Rissbreite dieses Risses konnte nicht definiert eingestellt werden, da im Bereich der Erstrisslast der Betonstahl noch nicht ins Fließen gerät und sich folglich der Riss bei Entlastung weitestgehend wieder schließt. Lediglich gegebenenfalls bei Rissbildung herausgebrochenes Material oder die Rauigkeit der Rissflanken führten zu einer nennenswerten, bleibenden Rissbreite.

Als Vorschädigung wurde bei den Verbundprobekörpern (VPK) ein bewehrungsparalleler Riss, der eine Verbundschädigung im Bauteil bewirkt, vor dem Zugversuch mit Hilfe einer Spaltzugbelastung längs zur Bauteilachse induziert (siehe Abbildung 7.2).

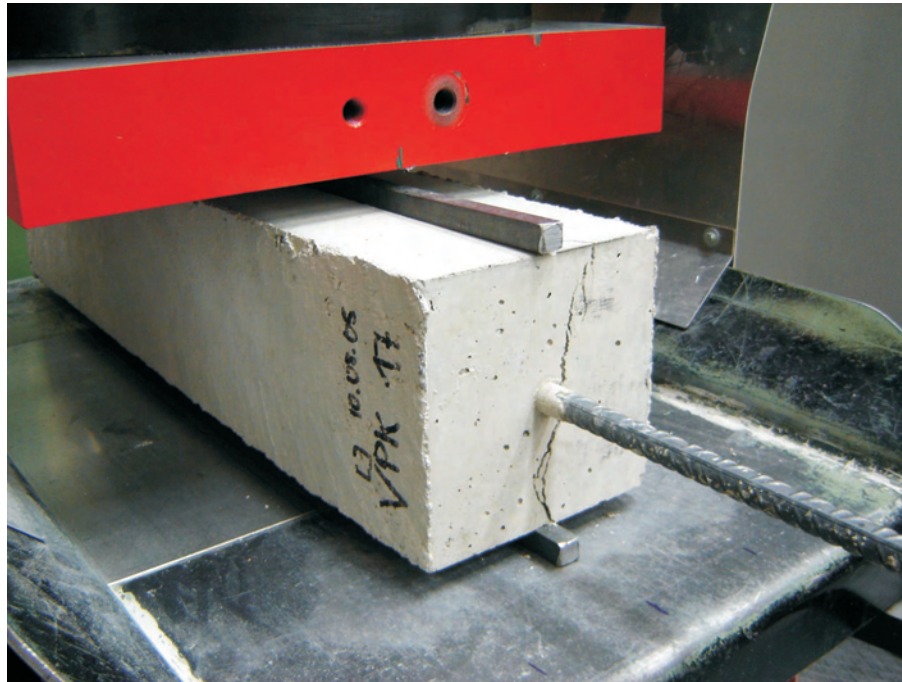


Abbildung 7.2: Induzierung des bewehrungsparallelen Risses mithilfe einer Spaltzugbeanspruchung

Um ein Auseinanderfallen der Probekörper zu verhindern, waren diese mit Querbewehrung in Form von Bügeln versehen. Durch den Grad der Querbewehrung war in gewissem Maße eine Steuerung der Rissbreite vorzunehmen. Eine definierte Rissbreite ließ sich durch eine derartige Konstruktion jedoch nicht einstellen.

7.2.2.3 Instandsetzung

Der indizierte Riss wurde im nächsten Schritt mittels Feinstzementsuspension verpresst und das Bauteil somit instand gesetzt. Als Verfahren kam eine Niederdruckinjektion mit einem konstanten Injektionsdruck von 5 bar zum Einsatz, die mithilfe einer 1-K-Anlage durchgeführt wurde (vgl. Abschnitt 6.5.3). Als Füllmaterial wurde eine handelsübliche Feinstzementsuspension verwendet, die für Anwendungen gemäß RiLi SIB [31] über eine bauaufsichtliche Zulassung verfügt.

Nach Setzen der Packer und Aufbringen der Verdämmung erfolgte zunächst die Prüfung der Durchgängigkeit des Rissystems mit Wasser, um im Anschluss die Injektion mit mittels Dispersierscheibe fein aufgeschlossener Suspension durchzuführen (Abbildung 7.3).

7.2.3 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Nach Aushärten der Zementsuspension wurde an den Versuchskörpern der einaxiale Zugversuch weggesteuert durchgeführt. Getestet wurden hierbei ungeschädigte, geschädigte (mit bewehr-



Abbildung 7.3: Verpressen der Versuchskörper mit Zementsuspension

rungsparallelem Längsriß) und mittels Injektion instand gesetzte Zugstäbe. Die Verformung längs der Bauteilachse wurde mit Hilfe von vier seitlich am Versuchskörper angebrachter induktiver Wegaufnehmer aufgezeichnet (siehe Abbildung 7.1). Die aufgenommenen Weggrößen an allen vier Bauteilseiten wurden gemittelt und mit dem gemessenen Kolbenweg der Prüfmaschine (beinhaltet elastische Dehnung des Längsbewehrung) abgeglichen.

7.2.3.1 Referenzkörper VPK 4

Die ungeschädigten Referenzkörper der Serie VPK 4 weisen das klassische Verhalten von Stahlbetonzugstäben auf und streuen dabei nur wenig (Abbildung 7.4). In der ersten Phase (ungerissener Bereich) zeigt der Zugstab ein annähernd linear-elastisches Verhalten. Mit dem Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons kommt es zum Auftreten des Erstrisses und der anschließenden sukzessiven Rissbildung. Die Last-Verformungs-Kurve zeigt einen deutlichen Lastabfall bei gleichzeitiger Zunahme der Dehnung. Dieses Verhalten ist kennzeichnend für eine weggesteuerte Lastaufbringung, sofern der gesamte Querschnitt reißt (Trennriss). Die gesamte Zugkraft wird vom Stahl

übertragen. Je geringer der Bewehrungsgrad eines Bauteils ist, umso größer ist die Rissöffnung des Erstrisses. Die Dehnungszunahme lässt einen Rückschluss auf die Größe der gerissenen Betonfläche zu. Je kleiner der gerissene Betonquerschnitt, desto weniger Zugkraft muss der Stahl schlagartig übernehmen und desto kleiner ist die zugehörige Stahldehnung.

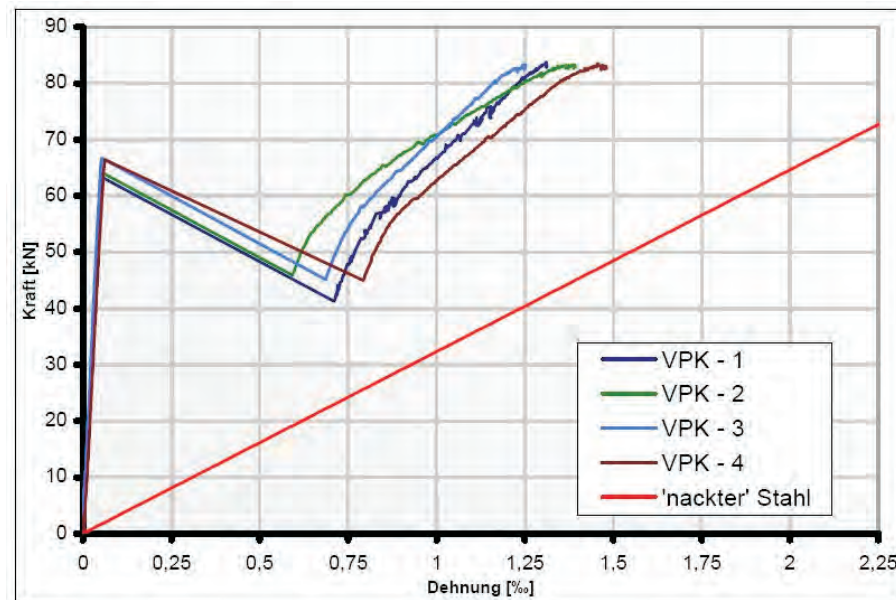


Abbildung 7.4: Last-Verformungs-Diagramm der ungeschädigten Stahlbetonzugstäbe

Durch die Relativverschiebung von Stahl und Beton kommt es im Bereich der sukzessiven Rissbildung zu einer erneuten Lasteinleitung in den Beton. Es kommt zu einem Abfall der Steifigkeit, der durch den flacheren Anstieg der Last-Verformungs-Kurve erkennbar ist. Entlang der Mantelfläche der Längsbewehrung werden Verbundspannungen aktiviert und die Last somit in den Beton übertragen. Erreicht die Betonspannung erneut die Zugfestigkeit des Betons, tritt ein weiterer Riss auf. Es stellt sich nach der Öffnung eines Risses jeweils ein nahezu linearer Verlauf der Last-Verformungs-Kurve ein. Die hier vorliegenden Zugstäbe weisen jedoch bedingt durch ihre Geometrie und ihre Querschnittsabmessungen keine weiteren Querrisse auf. Die zur Verfügung stehende Lasteinleitungslänge ist nicht ausreichend, um genügend Kraft zur erneuten Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons einzuleiten. Die Prüfkörper der Serie 4 zeigen in diesem Bereich einen fast parallelen Verlauf der Steifigkeit im Vergleich zum Stahl. Der Querriss öffnet sich bis zum Erreichen der Endlast.

7.2.3.2 Probekörper mit Querriss / Zugprüfkörper ZPK

Die Versuchskörper der **Serie 1-1** weisen im Last-Verformungs-Diagramm keinen deutlich erkennbaren Rissbereich auf (Abbildung 7.5). Die induzierten Querrisse weisen eine mittlere Rissbreite von $w_q = 0,07 \text{ mm}$ auf. Mit Beginn der Laststeigerung öffnen sich die bereits vorhandenen, jedoch verpressten Risse in Stabmitte und mit Erreichen der Fließspannung in der Längsbeweh-

rung beträgt die mittlere Rissweite $w_q = 0,32 \text{ mm}$. Es bilden sich keine Risse in Längsrichtung aus.

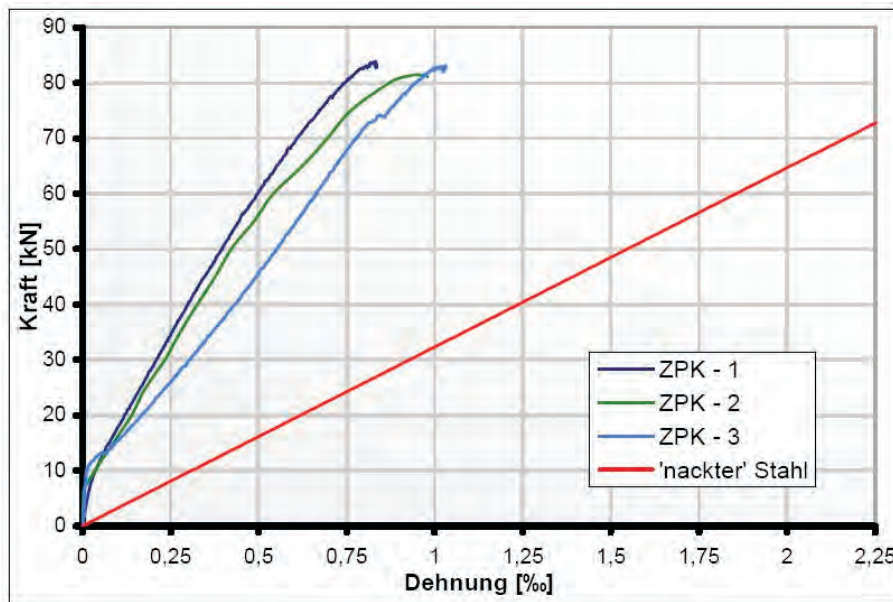


Abbildung 7.5: Last-Verformungs-Diagramm der instand gesetzten Stahlbetonzugstäbe der Serie 1-1 ($w_q = 0,07 \text{ mm}$)

Der erkennbare Steifigkeitsübergang bei einer aufgebrauchten Last von ca. 10 kN kann durch das langsame Öffnen der Rissflanken und die Überschreitung der Zugfestigkeit der Zementsuspension erklärt werden. Die Dehnsteifigkeit der drei Prüfkörper ist sehr ähnlich und liegt deutlich über der des reinen Stahls.

Im Vergleich zu den Referenzkörpern weisen die Zugprüfkörper der Serie 1-1 eine größere Dehnungsdifferenz zwischen Längsbewehrung und Beton auf. Die Referenzprüfkörper zeigen nach dem Auftreten des Erstrisses eine deutlich reduzierte Steifigkeit. Die Prüfkörper der Serie 1-1 sollten eine ähnliche Steifigkeit aufweisen, da sich bereits ein Querriss in der Prüfkörpermitte befindet. Der Anstieg der Last-Verformungs-Kurven in diesem Bereich ist nahezu identisch.

Wie bei Serie 1-1 ist auch bei den Versuchskörpern der **Serie 1-2** keine Risslast erkennbar. Es kommt bei allen Prüfkörpern zu einem Steifigkeitsabfall im Bereich von ca. 8 kN. Die Beobachtungen während der einaxialen Zugversuche zeigen aber, dass sich die Risse bereits mit dem Beginn der Laststeigerung öffnen. Die mittlere Rissweite der Vorschädigung beträgt $w_q = 0,17 \text{ mm}$ und die mittlere Rissweite bei Versuchende stellt sich – vergleichbar mit Serie 1-1 – mit $w_q = 0,32 \text{ mm}$ ein. Die Risse entsprechen wiederum den Querrissen der Vorschädigung. Wie in Serie 1-1 bilden sich keine Risse in Längsrichtung aus. Das weitere Last-Verformungs-Verhalten stellt sich linear dar.

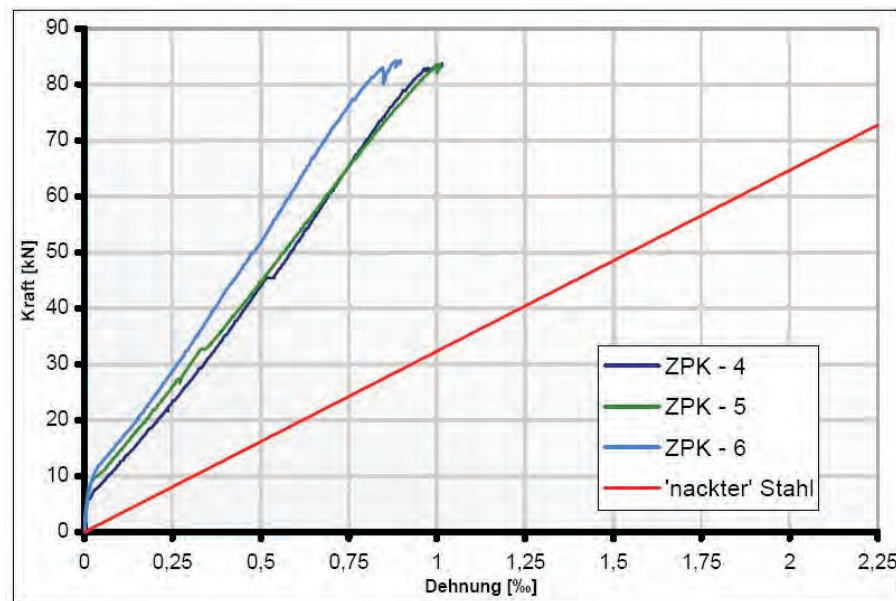


Abbildung 7.6: Last-Verformungs-Diagramm der instand gesetzten Stahlbetonzugstäbe der Serie 1-2 ($w_q = 0,17 \text{ mm}$)

Der Tension-Stiffening-Effekt ist an der größeren Steigung der Graphen im Vergleich zum "nackten" Stahl erkennbar. Insgesamt ist das Steifigkeitsverhalten der beiden Serien 1-1 und 1-2 erwartungsgemäß übereinstimmend.

7.2.3.3 Probekörper mit Längsriß / Verbundprüfkörper VPK

Die Probekörper der **Serie 2-1** ($w_l = 0,2 \text{ mm}$) weisen teilweise abweichende Ergebnisse auf (Abbildung 7.7). So zeigt der Probekörper VPK-13 bis zum Erstriss bei 26,4 kN ein sehr steifes Bauteilverhalten. Anschließend ist ein starker Steifigkeitsabfall zu beobachten. Im weiteren Verlauf zeigt sich ein lineares Last-Verformungs-Verhalten mit sehr kleinen Steifigkeitsabfällen nach dem Auftreten der Risse. Insgesamt bildet sich im Bereich der oberen Querbewehrung durch etappenweises Risswachstum ein durchgehender Querriss aus. Es kann bei der Rissbildung kein Lastabfall beobachtet werden. Daran ist zu erkennen, dass sich die Risse nicht schlagartig öffnen, sondern ein langsames Risswachstum stattfindet. Die Risskraft wird in die Längsbewehrung und den noch zur Verfügung stehenden Betonquerschnitt übertragen. Durch die Vorschädigung ist der Zugstab in zwei Hälften geteilt und lediglich durch den Feinstzement wieder verbunden worden. Der vergleichsweise große Schlupf zwischen Stahl und Beton bei geringer Laststeigerung weist auf schlechte Verbundbedingungen hin. Durch die geringen übertragbaren Verbundspannungen ist die Lasteinleitungslänge von 45 cm nicht ausreichend, um einen weiteren Querriss zu erzeugen. Dieses Bauteilverhalten lässt sich mit den Beobachtungen während des Injizierens erklären. Es konnte vor allem im mittleren Bereich kein ideales Verpressergebnis erwartet werden, da der Längsriß im mittleren Bereich nicht durchgängig war und sich die Rissweite daher stark

verringerte.

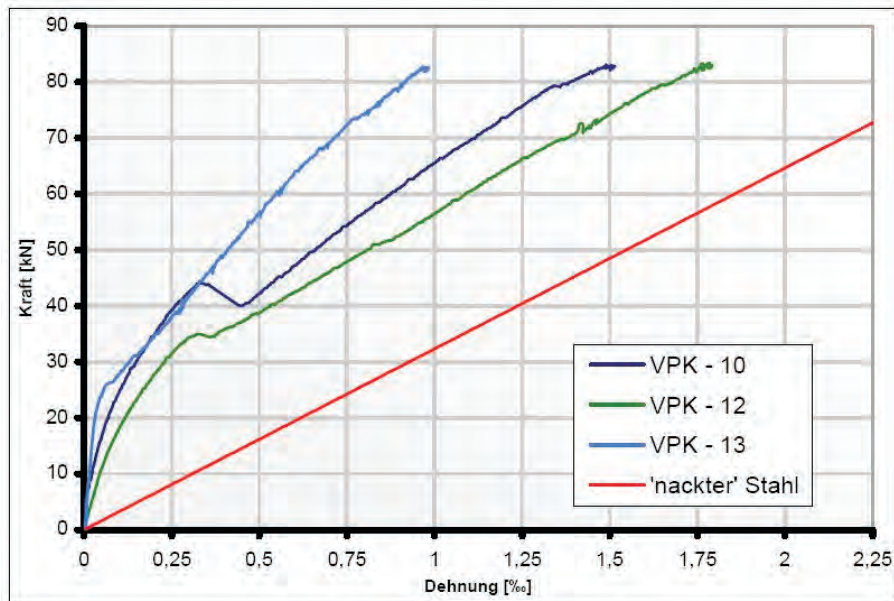


Abbildung 7.7: Last-Verformungs-Diagramm der instand gesetzten Stahlbetonzugstäbe der Serie 2-1 ($w_l = 0,2 \text{ mm}$)

Die beiden Prüfkörper VPK-10 und VPK-12 weisen hingegen qualitativ ein ähnliches Last-Verformungs-Verhalten. Die Prüfkörper weisen jeweils in der Mitte einen durchgehenden Querriss infolge der Vorbelastung auf, der sich mit Belastungsbeginn öffnet. Bis zum Erreichen der Erstrisslast stellt sich ein nicht-lineares Last-Verformungs-Verhalten ein. Im weiteren Verlauf zeigt VPK-10 eine geringfügig größerer Steifigkeit als Prüfkörper VPK-12. Dieses Verhalten kann mit dem größeren Schlupf erklärt werden. Die übertragbaren Verbundspannungen sind kleiner, da sich der Längsriss zum Teil wieder öffnet. Die Verbundspannungen sind jedoch groß genug, um im Abstand von 15 cm zur Vorschädigung einen neuen Querriss zu induzieren. Die Prüfkörper VPK-10 und VPK-12 zeigen eine mäßig erhöhte Steifigkeit durch die Instandsetzungsmaßnahmen. Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ist erkennbar.

Die Last-Verformungs-Kurven der Prüfkörper der **Serie 2-2** ($w_l = 0,5 \text{ mm}$) weisen nur geringe Streuungen auf und verlaufen nach dem Erstriss fast parallel zum "nackten" Stahl (Abbildung 7.10). Im Vergleich zu den ungeschädigten Referenzkörpern der Serie 4 lassen sich nur sehr geringe Dehnungsdifferenzen feststellen. Sowohl die Anzahl der Querrisse als auch der geringe Schlupf lassen auf gute Verbundbedingungen nach der Instandsetzung schließen.

Die Prüfkörper der **Serie 2-3** ($w_l = 1,0 \text{ mm}$) zeigen insgesamt betrachtet grundsätzlich ein ähnliches Verhalten. Jedoch konnte bei den Prüfkörpern VPK-17 und VPK-18, die teilweise einen klaffenden Längsriss mit großer Rissweite $w > 1,0 \text{ mm}$ aufwiesen, während des Zugversuchs eine sehr deutliche Rissöffnung des Längsrisses beobachtet werden. Dies führt zu einem nicht-linearen

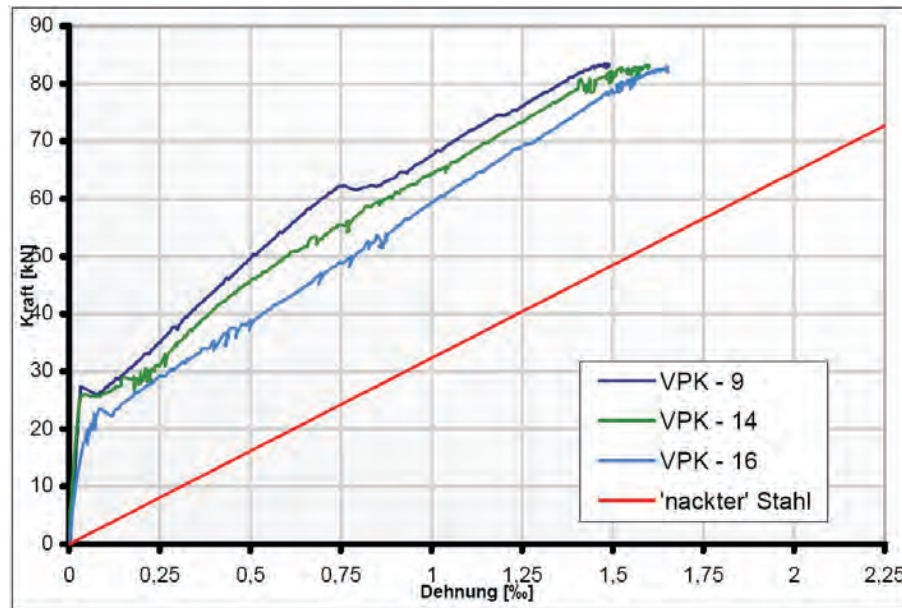


Abbildung 7.8: Last-Verformungs-Diagramm der instand gesetzten Stahlbetonzugstäbe der Serie 2-2 ($w_l = 0,5 \text{ mm}$)

Last-Verformungs-Verhalten bis zum kompletten Öffnen des Querrisses in Probekörpermitte (Trennriss). Der Vergleich von Kolbenweg und Betondehnung weist auf einen schlechten Verbund hin. Das Rissbild zeigt, dass die Feinstzementsuspension nicht in der Lage war, die Längsrisse mit Rissweite von teilweise bis zu $w_l = 1,4 \text{ mm}$ wieder instandzusetzen. Die vereinzelt Querrisse im oberen Bereich sind ein Indiz dafür, dass bei einer geringeren Rissweite der Verbund wesentlich besser instandgesetzt werden kann.

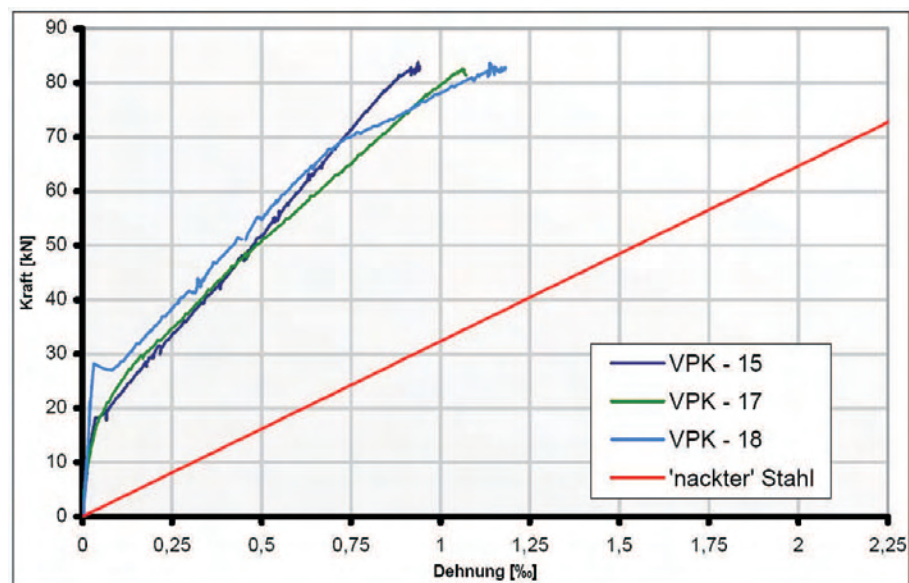


Abbildung 7.9: Last-Verformungs-Diagramm der instand gesetzten Stahlbetonzugstäbe der Serie 2-3 ($w_l = 1,0 \text{ mm}$)

Nach den Ergebnissen der Serie 2-2 konnte dieses Verhalten nicht unbedingt erwartet werden. Es ist denkbar, dass durch die sehr weite Rissöffnung der Vorschädigung zwar ein guter Injektionserfolg erzielt werden konnte, nicht jedoch ein Steigerung der übertragbaren Verbundspannung aufgrund eines fehlenden Verzahnungsmechanismus. Unter Berücksichtigung der Verbundmodelle nach IDDA [115] kann die Höhe der Stabstahlrippen h_f als Grenzwert für die Rissöffnung w_l betrachtet werden. Gemäß DIN 488 [44] weist der gerippte Stabstahl mit einem Durchmesser von $d_s = 14 \text{ mm}$ eine Rippenhöhe von $h_f = 0,91 \text{ mm}$ auf.

Die Daten der geschädigten Referenzkörper der **Serie 3** streuen aufgrund der unterschiedlichen Rissbreiten sehr stark und entsprechen nur zum Teil den Ergebnissen der vorangegangener Untersuchungen [133]. Die vergleichende Betrachtung mit den instand gesetzten Prüfkörpern kann aufgrund der Prüfkörperanzahl daher nur eine Einzelbetrachtung darstellen. Für die weiteren Betrachtungen wurde der geschädigter Referenzkörper der Probekörper VPK-11 mit einer Längsrissweite von $w = 0,5 \text{ mm}$ über die gesamte Probekörperlänge gewählt.

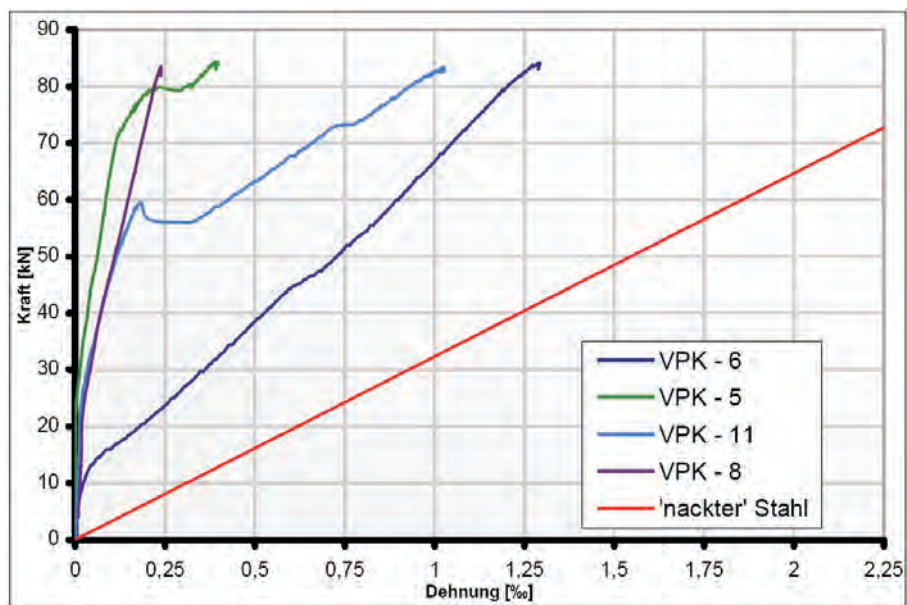


Abbildung 7.10: Last-Verformungs-Diagramm der geschädigten Stahlbetonzugstäbe der Serie 3 ($w_l = 0,50 \text{ mm}$)

7.2.4 Interpretation der Versuchsergebnisse

7.2.4.1 Probekörper mit Querriss / Zugverhalten

Die Auswertung der Serien 1-1 und 1-2 führt zu folgenden stichwortartigen Einzelergebnissen:

- keine Bildung neuer Risse

- nahezu lineares Steifigkeitsverhalten
- keine Steifigkeitserhöhung durch Instandsetzung erzielt
- kein Einfluss der Rissweite erkennbar.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass durch die sehr geringe Rissweite der Vorschädigung ein erfolgreiches Injizieren mit Feinstzementsuspension nicht gewährleistet werden kann. Zudem konnte das Ergebnis erwartet werden, da es sich bei dem einaxialen Zugversuch an Probekörpern mit Querriss um eine wiederkehrende Rissursache handelt. Eine Instandsetzung durch ZS-Injektionen ist bei wiederkehrender Rissursache gemäß RiLi SIB [31] und ZTV-ING [14] nicht zulässig.

Die verpressten Prüfkörper der Serie 1 weisen eine geringere Steifigkeit als die ungeschädigten Referenzprüfkörper auf. Das Bauteilverhalten im ungerissenen Bereich mit einer sehr hohen Steifigkeit kann durch die Instandsetzungsmaßnahme nicht wieder hergestellt werden. Die Last-Verformungs-Kurven der Serie 1 nähern sich dem Verlauf der ungeschädigten Prüfkörper nach dem Auftreten des Erstrisses an. Insgesamt kann keine Auswirkung auf die Dehnsteifigkeit festgestellt werden. Auch bei einer größeren Rissöffnung der Vorschädigung, die ein besseres Injektionsergebnis zulässt, kann kein grundsätzlich anderes Bauteilverhalten erwartet werden. Das kraftschlüssige Füllen von Rissen ist bei wiederkehrender Rissursache nicht möglich. Die erneute Rissbildung an der Rissflanke oder im Injektionsgut ermöglicht keine Steifigkeitserhöhung von praktischem Nutzen.

7.2.4.2 Probekörper mit Längsriss / Verbundverhalten

Das in Abbildung 7.11 exemplarisch dargestellte Ergebnis der Zugversuche zeigt, dass sich durch die Instandsetzungsmaßnahme eine Erhöhung der Dehnsteifigkeit des Stahlbetonzugstabes im Bereich der sukzessiven Rissbildung erzielen lässt. Nach Erstrissbildung konnte ein steiferes Bauteilverhalten, d.h. eine größere Mitwirkung des Betons auf Zug festgestellt werden (steilere Trendlinie in Abbildung 7.11). Dabei ist zu berücksichtigen, dass der dargestellte instandgesetzte Probekörper bereits vor Versuchsbeginn einen Querriss über die halben Querschnittsbreite aufwies, sodass die Erstrissbildung schon deutlich früher einsetzte. Die übertragbaren Verbundspannungen zwischen Beton und Bewehrungsstab und damit die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen blieben davon jedoch unberührt und konnten im Vergleich zu dem geschädigten und nicht verpressten Referenzprobekörper erhöht werden.

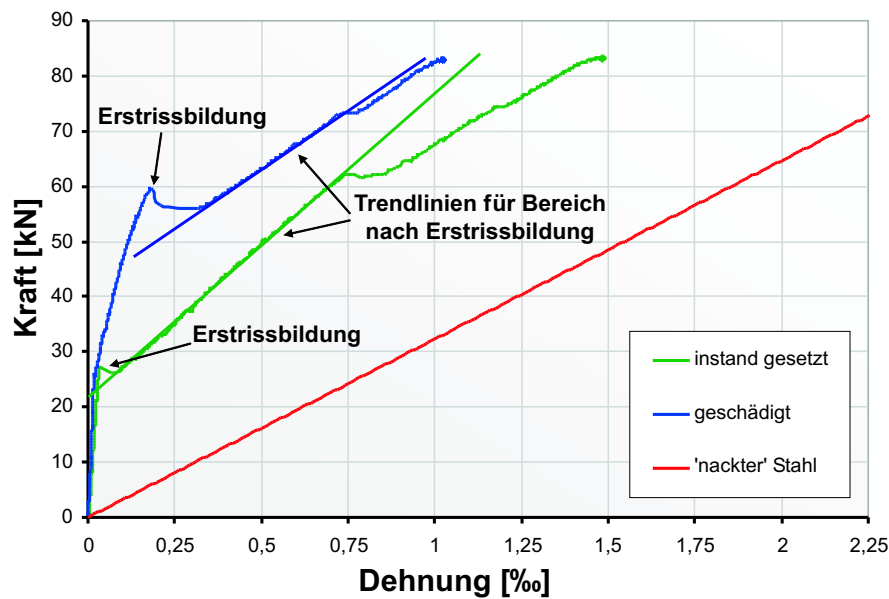


Abbildung 7.11: Vergleichendes Ergebnis der einaxialen Zugversuche VPK

7.2.4.3 Einflussgrößen

Die durchgeführten Versuche zeigen, dass das Verbund- und Mitwirkungsverhalten verpresster Körper maßgeblich durch den Verpresserfolg der instand gesetzten Risse beeinflusst wird. Probekörper, die sich gut verpressen ließen, d.h. viel Füllmaterial aufgenommen haben, weisen auch ein steiferes Bauteilverhalten auf. Der Verpresserfolg ist jedoch wiederum in erheblichem Maße von der Rissweite abhängig, da die Möglichkeit der Aufnahme des Füllmaterials maßgeblich durch die Rissweite und die Durchgängigkeit der Risse beeinflusst wird. Generell lässt sich anhand der durchgeführten Versuche folgende Aussage treffen: je größer die Rissweite w , desto erfolgreicher ist die Injektion mit Feinstzementsuspension. Die größte Steifigkeitserhöhung des Bauteils konnte bei einer Rissbreite von ca. $w = 0,5 \text{ mm}$ erzielt werden. Ist aber die Rissweite sehr groß ($w > 0,5 \text{ mm}$), so ist zwar der Verpresserfolg sichergestellt. Dennoch wurde für diesen Fall im Versuch nur eine geringe Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen erzielt. Eine mögliche Erklärung für ein derartiges Verhalten bei großen Rissweiten ist das Fehlen eines Verzahnungsmechanismus zwischen den Rippen des Bewehrungsstahls und dem Beton, sofern die Rissweite die doppelte Rippenhöhe h_f des Bewehrungsstabes übersteigt. Das Injektionsgut selbst weist einen im Vergleich zum Beton zu geringen E-Modul auf, um einen erkennbaren Verzahnungsmechanismus zu aktivieren.

7.3 Tränkung mit Epoxidharz – Auswirkungen auf das Verbundverhalten

7.3.1 Versuchskonzeption

Wie bereits in Abschnitt 2.1.3 erläutert, wird das Verbundverhalten von Bewehrungsstahl in Beton allgemein durch Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (siehe Abbildung 2.8) beschrieben. Zur Bestimmung derartiger Beziehungen werden in den entsprechenden RILEM Recommendations [205] sogenannte Beam-Tests oder Pull-Out-Tests vorgeschlagen. Bei letzteren handelt es sich um Ausziehversuche, bei denen der über eine bestimmte Verbundlänge l_b einbetonierte Stab aus dem in der Regel würfelförmigen Prüfkörper herausgezogen wird (siehe Abbildung 7.12).

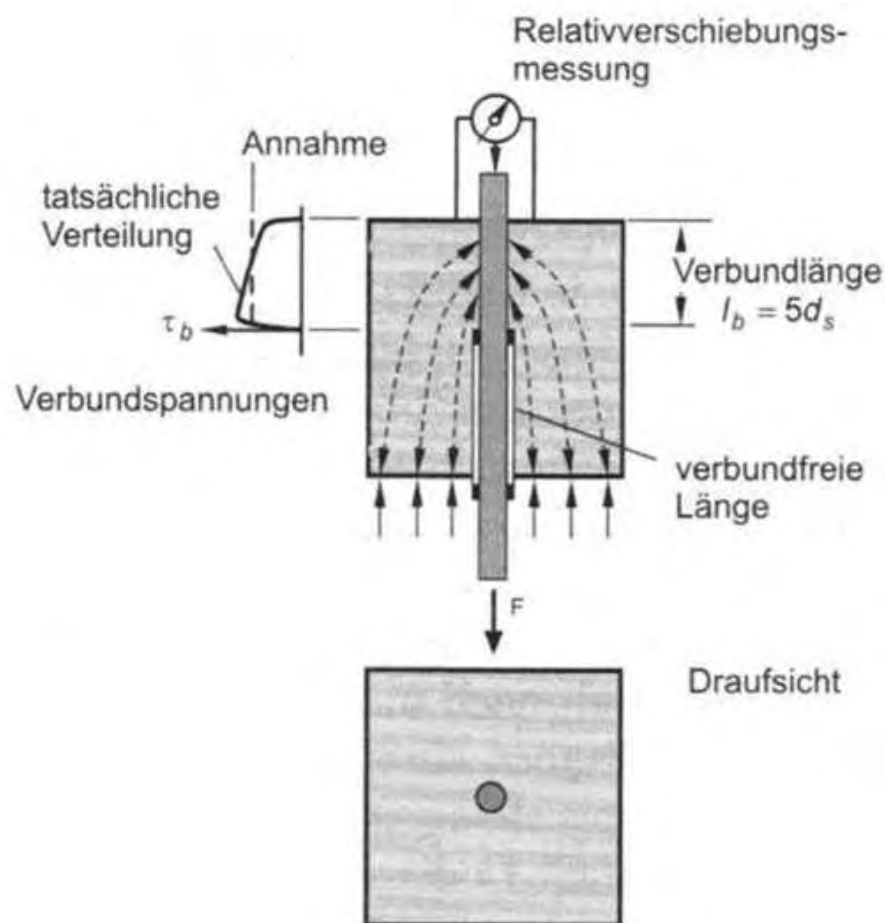


Abbildung 7.12: Pull-Out-Körper nach RILEM [253]

Als angenäherte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wird die aus der angreifenden Kraft errechnete, über die Verbundlänge konstant angenommene Verbundspannung τ_b gemäß Gleichung 7.1 über die Relativverschiebung am spannungslosen Ende des Stabes aufgetragen.

$$\tau_b = \frac{F}{d_s \pi l_b} \quad (7.1)$$

Da aufgrund der Verbundwirkung die Längsdehnung des Stabes über die Verbundlänge abnimmt, wird auch der Schlupf mit zunehmendem Abstand zum belasteten Stabende hin kleiner. Die Annahme einer über l_b konstanten Verbundspannung ist damit eine Näherung, deren Abweichung von den wirklichen Verhältnissen mit zunehmender Verbundlänge größer wird. In standardisierten Ausziehversuchen wird als repräsentative Verbundlänge $l_b = 5d_s$ vorgeschlagen (vgl. [125], [205]). Werden kürzere Verbundlängen verwendet, kann der Einfluss lokaler Inhomogenitäten – Fehlstellen oder große Zuschlagkörner unmittelbar vor den Rippen – zu erheblichen Streuungen der Ergebnisse führen. Neben der Verbundlänge beeinflussen Größe und Form des Prüfkörpers und insbesondere die Lage des Stabes im Körper die Ergebnisse der Ausziehversuche. Die Abmessungen des in [205] vorgeschlagenen Pull-Out-Versuchskörpers vermeiden eine Sprenggrissbildung. Auch wenn der Versuchskörper durch einen im Verbundbereich druckbeanspruchten Beton nicht unbedingt den Verhältnissen in der Zugzone eines biegebeanspruchten Bauteils entspricht, eignet er sich gut für vergleichende Untersuchungen von Stäben mit verschiedener Oberflächenbeschaffenheit [253].

In Anlehnung an Untersuchungen von SCHMIDT-THRÖ ET AL. [224], [223], [225] wurden für die nachfolgend beschriebenen Pull-Out-Versuche an RILEM angelehnte Probekörper mit einer Verbundlänge von $3d_s$ gewählt, um das Risiko einer (weiteren) Sprenggrissbildung zu vermeiden und somit eine wirklichkeitsnähere Abbildung des Verbundverhaltens im gerissenen Bauteil zu erzielen.

Die durchgeführten Pull-Out-Versuche dienen zum besseren Verständnis und zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Stahlbetonbauteilen, deren Riss entlang der Bewehrungsachsen mittels Epoxidharz-Tränkung instandgesetzt wurde. Als Instandsetzungsverfahren wurde bewusst die Tränkung (druckloses Füllen von Rissen) gewählt um

1. die Kraftschlüssigkeit derartig verbundener Rissufer und
2. deren Wirkung im oberflächennahen Bereich (vgl. Kraterbereich) nachzuweisen sowie
3. ein einfaches und schnelles Verfahren ohne großen Geräteeinsatz anzuwenden.

Als Instandsetzungsmaterial kommt Epoxidharz mit sehr geringer Viskosität zum Einsatz (z.B. MC-DUR 1264 KF; vgl. [169]).

7.3.2 Versuchsbeschreibung und -programm

7.3.2.1 Versuchsreihen

Ziel der Untersuchungen ist die Klärung der Frage nach einer mögliche Wiederherstellung des Ausgangszustandes hinsichtlich des Verbundverhaltens von Bewehrungsstäben in Beton bei Längsrissbildung. Betrachtet wird dabei der Einfluss einer Instandsetzung mittels Epoxidharz-Tränkung auf das Verbundverhalten, gekennzeichnet durch die zwei Aspekte *Verbundsteifigkeit* und *maximal übertragbare Verbundspannung*. Dazu wurden vergleichende Pull-Out-Versuche mit folgenden Versuchskörpern durchgeführt [68]:

1. ungeschädigte Pull-Out-Körper (Referenzkörper) – Versuchsserie V1-R
2. geschädigte Pull-Out-Körper (Körper mit Vorschädigung in Form eines definierten Längsrisses entlang der Bewehrung) – Versuchsserie V1-S
3. instand gesetzte Pull-Out-Körper (definierte Risse in Körper mit EP getränkt) – Versuchsserie V1-I

Um vergleichbare Aussagen zu erhalten, wurde die Anzahl der variierten Parameter möglichst klein gehalten. Als Versuchskörper diente ein Pull-Out-Körper in Anlehnung an [224] (ähnlich RILEM-Probekörper) mit der Kantenlänge $10 d_s = 160 \text{ mm}$. Als Bewehrungsstab wurde ein Betonstabstahl aus BSt 500 mit einem Stabdurchmesser von $d_s = 16 \text{ mm}$ gemäß DIN 488 [43], [44] gewählt. Die weiteren Parameter ergaben sich wie folgt:

- Bezogene Rippenfläche $f_R = 0,056 [-]$
- Rippenabstand $c_s = 9,6 \text{ mm}$
- Rippenhöhe $h_f = 1,04 \text{ mm}$
- Lage des Bewehrungsstabes im Probekörper: zentrisch
- Verbundlänge $l_b = 3 d_s = 3 \cdot 16 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$
- Betondeckung der Bewehrung $c = 72 \text{ mm}$
- Lage des Bewehrungsstabes beim Betonieren: vertikal
- Belastungsgeschwindigkeit $v = 0,01 \text{ mm/s}$

Als wesentlicher Parameter sowohl hinsichtlich der Auswirkungen auf das Verbundverhalten (vgl. beispielsweise [133]) als auch bezüglich der Eignung zur Rissfüllung (vgl. beispielsweise [75])

wurde die Rissbreite identifiziert und folglich variiert. Tabelle 7.2 gibt einen Überblick über die einzelnen Versuchsreihen, die Anzahl der verwendeten Probekörper und ihre Parameter. Eine detaillierte Beschreibung der einzelnen Versuchskörper und die jeweiligen Beobachtungen finden sich im Anhang C.2.

Tabelle 7.2: Übersicht über die Pull-Out-Versuchsreihen

Versuchsreihe	Anzahl Probekörper	Rissweite	Instandsetzung
V1-R	5	–	nein
V1-S15	1	0,15 mm	nein
V1-S30	1	0,30 mm	nein
V1-I15	4	0,15 mm	ja
V1-I30	4	0,30 mm	ja

7.3.2.2 Vorschädigung

Der bewehrungsparallele Riss, der eine Verbundschädigung im Bauteil bewirkt, wurde vor dem Ausziehversuch mithilfe einer Spaltzugbelastung längs zur Bewehrungsachse induziert und mittels einer speziell entwickelten Konstruktion, bestehend aus zwei starr mit dem Betonkörper verbundenen Ankerplatten und vier Gewindestangen mit Kontermuttern, auf die gewünschte Rissbreite ($w = 0,15 \text{ mm}$ oder $w = 0,30 \text{ mm}$) eingestellt (siehe Abbildung 7.13).

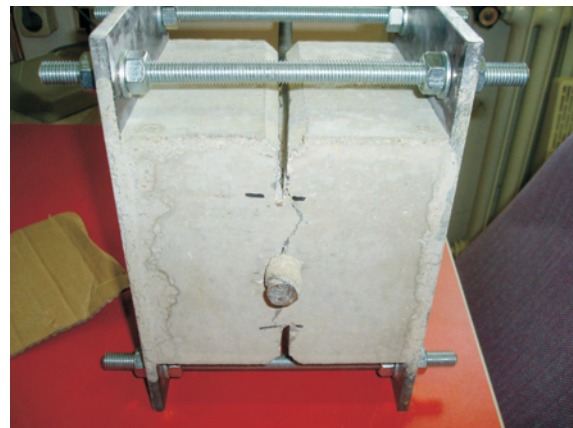
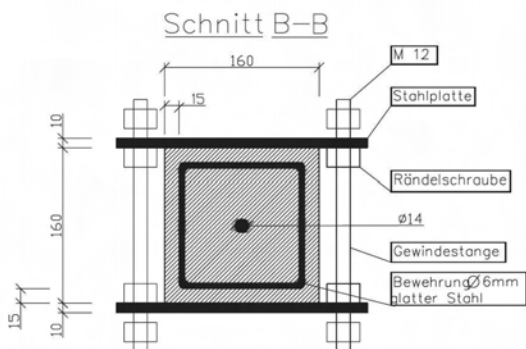


Abbildung 7.13: Vorrichtung zur Einstellung der Rissbreiten: Konstruktion und Ausführung

7.3.2.3 Instandsetzung

Die Risse der Probekörper wurden in einem nächsten Schritt mittels sehr niedrigviskosem Epoxidharz getränkt und der Probekörper somit instand gesetzt (siehe Abbildung 7.14). Zum Verfahren der Instandsetzung wird auf Abschnitt 6.5.2 verwiesen.



Abbildung 7.14: Instandsetzung mittels Tränkung

7.3.3 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Nach Instandsetzung wurde an den Versuchskörpern der Ausziehversuch weggesteuert durchgeführt. Vergleichend getestet wurden hierbei ungeschädigte, geschädigte (mit bewehrungsparallelem Längsriss) und mittels Tränkung instand gesetzte Pull-Out-Körper. Die Relativverformung längs der Bewehrungsachse wurde mithilfe eines am spannungslosen Ende des Bewehrungsstabes angebrachten induktiven Wegaufnehmers aufgezeichnet.

Die Untersuchung von ungeschädigten Referenzkörpern der **Serie V1-R** wurde erforderlich, um eine Aussage über den Erfolg der Instandsetzungsmaßnahmen bezüglich der Verbundfestigkeit der Prüfkörper zu treffen. Im ungerissenen Zustand verteilt sich die angreifende Kraft näherungsweise im Verhältnis der Steifigkeiten auf die beiden Werkstoffe Stahl und Beton. Treten in Stahlbetonbauteilen bei steigender Beanspruchung Risse im Beton auf, so fällt die Betonspannung in den Rissquerschnitten auf Null ab. Die mittlere Risslast der Probekörper der Serie V1-R1 beträgt 67,3 kN. Die relativ hohen Risskräfte der gesamten Versuchsreihen lassen sich auf die Versuchskörpergeometrie (Gewölbetragswirkung) und den Einschnürungseffekt durch einen eingelegten Bügel, der das Auseinanderfallen des Probekörpers nach Induzierung des Risses verhindert, zurückführen. Die vergleichende Betrachtung ungeschädigter, geschädigter und instand gesetzter Körper bleibt davon jedoch unberührt.

Die relativ starke Streuung der Ergebnisse der Referenzversuche (Abbildung 7.15) entspricht den aus der Literatur bekannten Streuungen für vergleichbare Ausziehversuche. Für die weitere Betrachtungen wird daher die Auswahl eines Probekörpers mit mittleren Kennwerten (V1-R2) als Vergleichskörper erforderlich.

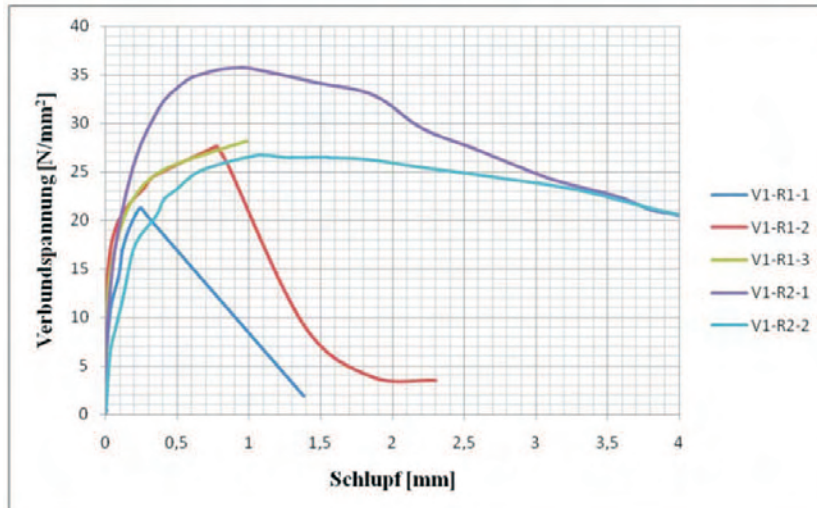


Abbildung 7.15: Ergebnis der Pull-Out-Versuche an Referenzkörpern V1-R

Wie erwartet, liegen die aufnehmbaren Verbundspannungen der geschädigten Prüfkörper der **Serie V1-S** deutlich unter den aufnehmbaren Verbundspannungen von ungeschädigten Referenzprobekörpern. Die mittlere Risslast der Serie V1-S beträgt 16 kN und ist mit 23,8% der mittleren Risslast von ungeschädigten Prüfkörpern weit unter dem Lastniveau der Serie V1-R. V1-S15-1 zeigt mit der Aufnahme von 1 N/mm^2 so gut wie keinen Haftverbund, da jegliche Verzahnung der Grenzflächen zwischen Stahl und Beton im mikroskopischen Bereich durch die Vorschädigung zerstört wurde und eine physikalisch-chemische Bindung nicht mehr existiert. Probekörper V1-S30-1 zeigt ebenso faktisch keinen Haftverbund. Zudem lässt sich im Gegensatz zu V1-S15-1 aufgrund seiner größeren Rissbreite von $w_l = 0,3 \text{ mm}$ kein Verzahnungsmechanismus (Scherverbund) mehr erkennen (Abbildung 7.16).

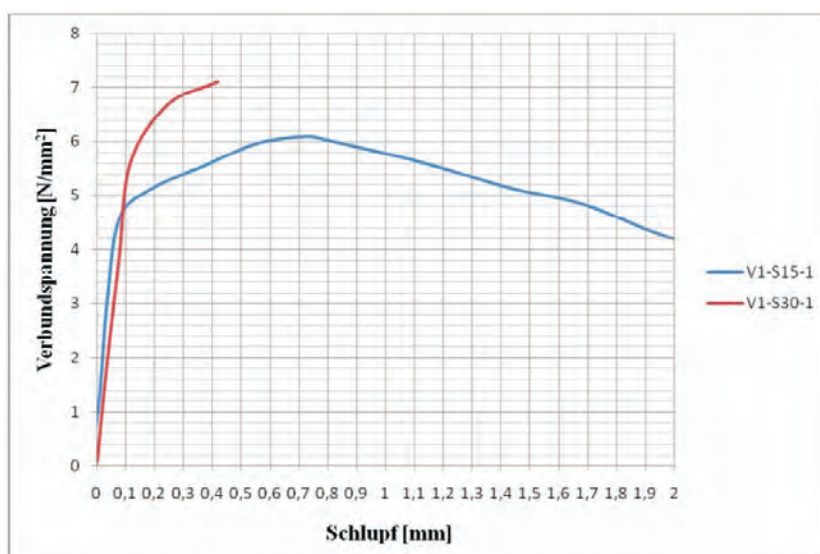


Abbildung 7.16: Ergebnis der Pull-Out-Versuche an geschädigten Körpern V1-S

Die Ergebnisse der beiden Serien V1-I15 und V1-I30 mit instand gesetzten Probekörpern sind in Abbildung 7.17 dargestellt. Insgesamt lässt sich festhalten, dass die Ergebnisse sowohl bezüglich des Haftverbundes als auch bezüglich des Scherververbundes stark streuen. Im Durchschnitt lässt sich jedoch erkennen, dass eine Steigerung der Verbundfestigkeit im Vergleich zu den geschädigten Versuchskörpern erzielt werden konnte. Der Einfluss der Rissweite kann dabei als relativ gering angesehen werden. Dies ist auf eine gute Füllung der Risse durch das verwendete niedrigviskose Epoxidharz und die entsprechende Rissbreiten zurückzuführen.

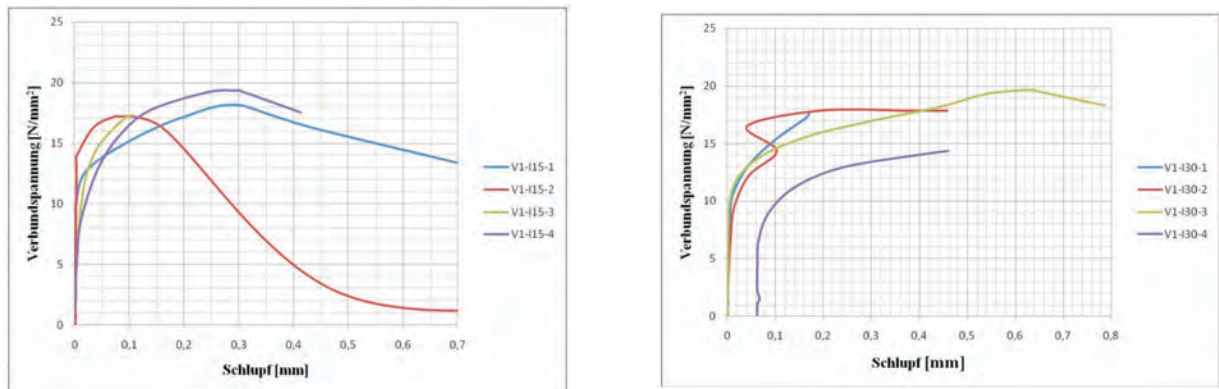


Abbildung 7.17: Ergebnis der Pull-Out-Versuche an geschädigten Körpern V1-I15 und V1-I30

7.3.4 Interpretation der Versuchsergebnisse

7.3.4.1 Maximal übertragbare Verbundspannung

Das in Abbildung 7.18 exemplarisch dargestellte Ergebnis der Ausziehversuche zeigt, dass sich durch die Instandsetzungsmaßnahme eine Erhöhung der übertragbaren Verbundspannung im Verbundbereich grundsätzlich erzielen lässt. Dies lässt sich vor allem damit begründen, dass durch eine Injektion oder Tränkung mit Epoxidharz im Bereich des Risses die Materialeigenschaften des EP vorliegen. Die erreichbare Zugfestigkeit von EP liegt über der des Betons. Dies führt dazu, dass bei erneuter Belastung ein neuer Riss direkt neben dem injizierten Riss entsteht und somit die Kennwerte des Betons maßgeblich werden. Es bleibt jedoch festzuhalten, dass durch eine Injektion des Verbundbereichs der mechanische Verzahnungsmechanismus zwischen Beton und Stahl nicht in dem Maße instand gesetzt wird, wie dies bei einem Körper mit ungestörtem Verbund (ungeschädigter Probekörper) der Fall ist. Somit lassen sich die geringeren übertragbaren Verbundspannungen im Vergleich zum ungeschädigten Probekörper erklären.

Die relativ großen Absolutwerte der übertragbaren Verbundspannung zwischen Beton und Bewehrungsstab im Versuch sind der Versuchskörpergeometrie (Gewölbetragswirkung) und dem Einschnüreffekt durch einen eingelegten Bügel, der das Auseinanderfallen des Probekörpers nach Induzierung des Risses verhindert, geschuldet. Die vergleichende Betrachtung ungeschädigter, geschädigter und instand gesetzter Körper bleibt davon jedoch unberührt.

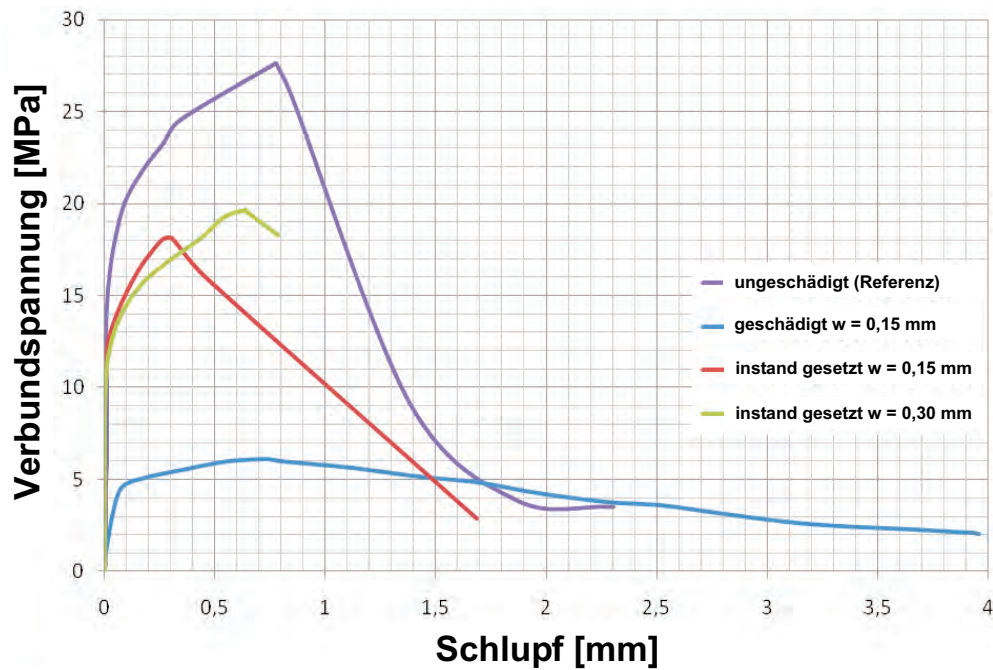


Abbildung 7.18: Vergleichendes Ergebnis der Pull-Out-Versuche

7.3.4.2 Verbundsteifigkeit

Hinsichtlich der Verbundsteifigkeit lässt sich festhalten, dass diese primär von der Rissöffnung des entstehenden Längsrisses abhängig ist und nicht von der Instandsetzung selbst (vgl. auch Abschnitt 7.2). Durch eine Injektion oder Tränkung mit Epoxidharz erfährt der Verbundbereich eine Verbesserung hinsichtlich der Zugfestigkeit (Haftverbund), nicht jedoch eine verbesserte mechanische Verzahnung (Scherverbund). Folglich ergibt sich in Hinblick auf die Verbundsteifigkeit, die anfänglich vor allem durch den Haftverbund gekennzeichnet ist, ein dem ungeschädigten Fall sehr ähnliches Verhalten.

Dieses Verhalten weist Parallelen mit dem Tragverhalten von in Beton eingemörtelten Bewehrungsstäben auf. Die hierzu aktuell vorliegenden Untersuchungen von SIMONS UND ELIGEHAUSEN [231] zeigen, dass auch bei eingemörtelten Bewehrungsstäben anfänglich im Bereich des Haftverbundes ein sehr ähnliches Verhalten zu planmäßig einbetonierten Stäben vorliegt (siehe Abbildung 7.19). Der weitere Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (Scherverbund) ist dagegen maßgeblich durch das verwendete Mörtelsystem (Epoxidharzsystem, Vinylestersystem, Zementsystem, Hybridsystem, etc.) beeinflusst.

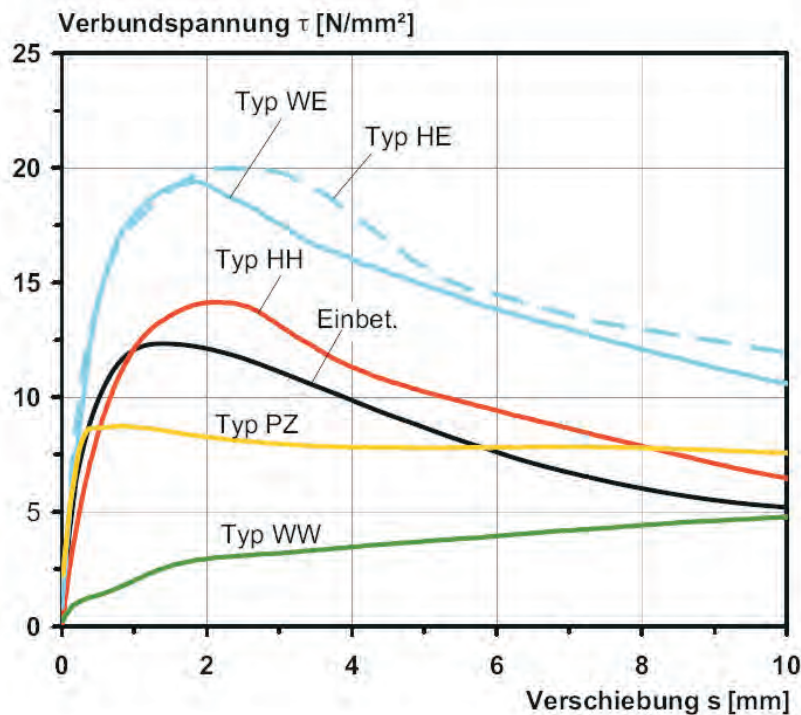


Abbildung 7.19: Einfluss des Mörtelsystems auf die mittlere Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung unter monotoner Beanspruchung im ungerissenen Beton [231]

7.3.4.3 Einflussgrößen

Die durchgeführten Versuche zeigten, dass das Verbundverhalten maßgeblich durch den Tränkungserfolg der instand gesetzten Risse beeinflusst wird. Dieser ist wiederum in erheblichem Maße von der Rissweite abhängig. Generell lässt sich für den Bereich geringer Rissbreiten (bis $w = 0,30 \text{ mm}$) festhalten, dass die Tränkung mit Epoxidharz umso erfolgreicher verläuft, je größer die Rissweite w ist.

Ferner zeigten die Versuche, dass trotz Verwendung der Tränkung als Instandsetzungsverfahren (= keine Rissinjektion gemäß DAfStB RiLi SIB und ZTV-ING) eine kraftschlüssige Verbindung der Rissufer bzw. des Betons mit dem Bewehrungsstab erzielt werden kann. Das Verfahren bietet im Falle einer geforderten schnellen Ausführung aufgrund des geringen Material- und Geräteeinsatzes gute Einsatzmöglichkeiten, sofern es sich bei den Rissen im Wesentlichen um Trennrisse mit einer ausreichenden oberflächlichen Rissbreite ($w \geq 0,15 \text{ mm}$) handelt, die mittels des Mechanismus des kapillaren Saugens das Füllmaterial gut in das Innere des Bauteils weiterleiten.

7.4 Injektion mit Epoxidharz – Auswirkungen auf den Beton im gedrückten Bereich

7.4.1 Versuchskonzeption

Neben den Versuchen zum Verbundverhalten instand gesetzter Stahlbetonbauteile wurden Versuche zum Verhalten des mittels Injektion instand gesetzten Betongefüges im gedrückten Bereich durchgeführt. Hierzu wurde als Versuch der klassische **einaxiale Druckversuch** mit Würfeln der Abmessungen 200 x 200 x 200 mm (l x b x h) gewählt. Zum Verhalten von Beton unter Druckbeanspruchung im einaxialen und mehraxialen Belastungsfall wird auf Abschnitt 2.1.1 verwiesen.

Die Seitenlänge der Würfel wurde auf 200 mm festgelegt, um eine Niederdruckinjektion mit Selbstinjektor ausführen zu können. Als Beton wurde Normalbeton der Druckfestigkeitsklasse C 40/50 gemäß DIN 1045-1 verwendet. Als wesentlicher Parameter der Versuchsreihe wurde der Winkel zwischen der angreifenden Druckkraft und dem Riss variiert (siehe Abbildung 7.20).

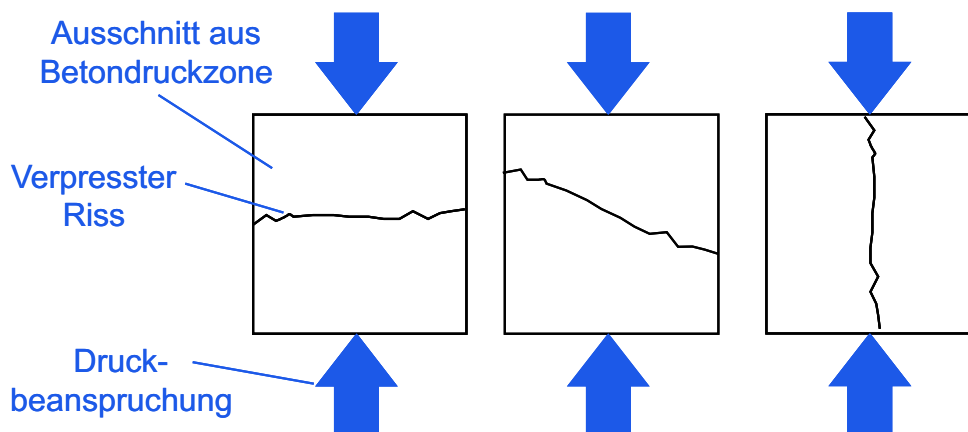


Abbildung 7.20: Grundgedanke zu den durchgeführten Druckversuchen

7.4.2 Versuchsbeschreibung und -programm

7.4.2.1 Versuchsreihen

Ziel der Untersuchungen ist die Frage nach den Auswirkungen einer Injektion auf das Verhalten des instand gesetzten Betongefüges im gedrückten Bereich. Betrachtet wird dabei die Auswirkung einer Instandsetzung mittels Epoxidharz-Niederdruckinjektion im einaxialen Druckversuch an würfelförmigen Probekörper. Dazu wurden vergleichende Druckversuche mit folgenden Versuchskörpern durchgeführt:

1. ungeschädigte Würfel (Referenzkörper) – Versuchsserie R
2. geschädigte Würfel (Körper mit Vorschädigung in Form eines Risses in einem definierten Winkel) – Versuchsserie S
3. instand gesetzte Würfel (Risse in Körper mit EP verpresst) – EP

Tabelle 7.3 gibt eine Übersicht über die einzelnen Versuchsreihen und die Aufteilung der Probekörper der durchgeführten Druckversuche. Eine detaillierte Beschreibung der einzelnen Versuchskörper und die jeweiligen Beobachtungen finden sich im Anhang C.3.

Tabelle 7.3: Übersicht über die Versuchsreihen der Druckversuche

Versuchsreihe	Anzahl Probekörper	Risswinkel	Instandsetzung
D-R	4	–	nein
D-S	1	90°	nein
D-EP-0	3	0°	ja
D-EP-45	4	45°	ja
D-EP-90	3	90°	ja

7.4.2.2 Vorschädigung

Die Gefügestörung im gedrückten Bereich wurde durch einen Riss simuliert, der vor dem Druckversuch mithilfe einer Spaltzugbelastung induziert wurde. Um ein Auseinanderfallen des Würfels infolge Spaltzugbeanspruchung zu verhindern, wurde bei der Betonage ein kurzes Stück Rödeldraht quer zur Rissrichtung eingelegt.

7.4.2.3 Instandsetzung

Die Risse der Probekörper wurden im nächsten Schritt mittels Selbstinjektor mit sehr niedrigviskosem Epoxidharz injiziert und das Bauteil somit instand gesetzt (siehe Abbildung 7.21). Zum Verfahren der Instandsetzung wird auf Abschnitt 6.5.3 verwiesen.



Abbildung 7.21: Injektion der gerissenen Würfel mittels Selbstinjektor (Niederdruckinjektion)

7.4.3 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Nach Instandsetzung und Aushärtung des Harzes wurde an den Versuchskörpern der einaxiale Druckversuch kraftgesteuert durchgeführt. Getestet wurden hierbei ungeschädigte, geschädigte (gerissene) und mittels Niederdruckinjektion instand gesetzte Würfel. Das gemittelte Ergebnis der vergleichenden Untersuchung ist in Abbildung 7.22 dargestellt. Bis auf einen Probekörper zeigten alle Versuchskörper ein klassisches Würfelversagen (Versagensform "Sanduhr").

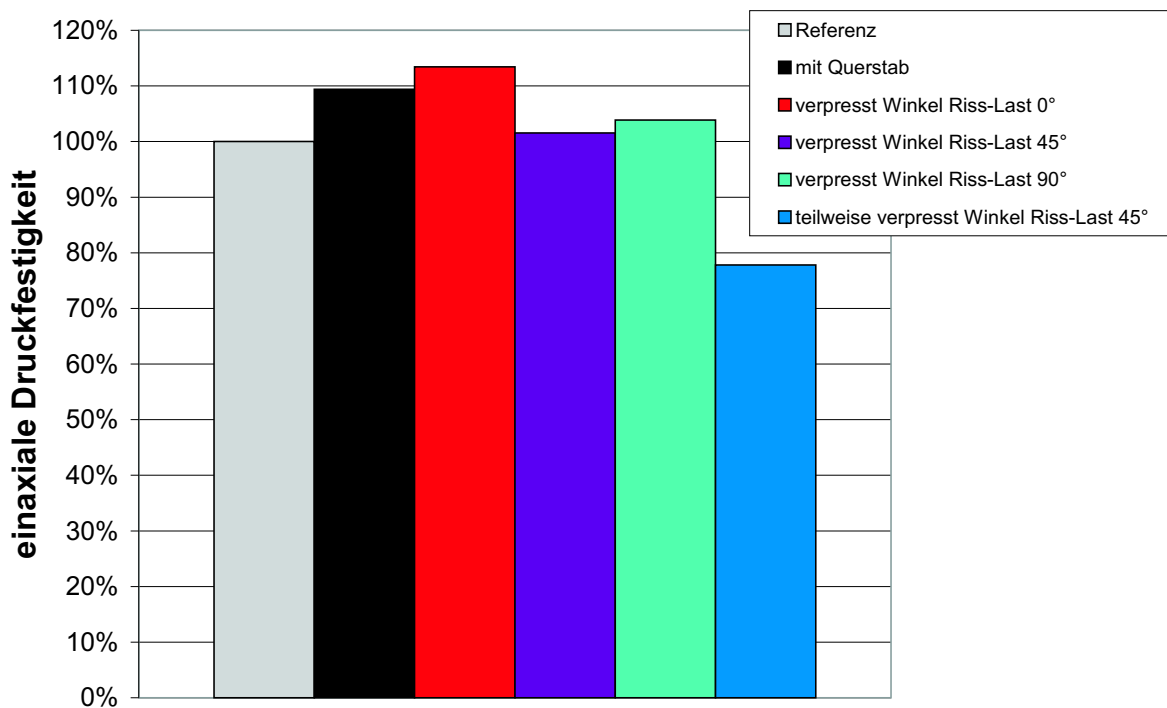


Abbildung 7.22: Ergebnisse der einaxialen Druckversuche an Würfeln ($a = 200 \text{ mm}$)

7.4.4 Interpretation der Versuchsergebnisse

Als wesentliches Versuchsergebnis lässt sich festhalten, dass bei den verpressten Würfeln unabhängig vom jeweiligen Last-Riss-Winkel eine Erhöhung der Druckfestigkeit gegenüber dem ungeschädigten Referenzkörper durch die Instandsetzung erzielt werden konnte. Dies ist darauf zurückzuführen, dass beim einaxialen Druckversuch die aufnehmbare Grenzdruckkraft durch die Querkzugfestigkeit des Probekörpers bestimmt wird. Dieser Effekt fällt bei Würfeln als Probekörperform zudem noch ausgeprägter aus als bei zylindrischen Probekörpern. Da die Zugfestigkeit des Harzes deutlich größer ist als die des umgebenden Betons kommt die Instandsetzung sogar einer Verbesserung gegenüber dem ungeschädigten Zustand gleich. Folglich lässt sich so auch erklären, dass der Erhöhungseffekt bei einem Last-Riss-Winkel von 0° am deutlichsten ausfällt (Verbesserung der Querkzugfestigkeit über die gesamte Würfelhöhe). Der beobachtete Effekt lässt sich vergleichen mit dem einer Verbügelung oder einem eingelegten Querstab zur Aufnahme der Zugkräfte quer zur Lastrichtung (vgl. auch Abbildung 7.22, schwarze Säule).

Wird ein Riss nicht verpresst bzw. ist die Injektion beispielsweise aufgrund zu geringer Rissbreiten nicht erfolgreich, kann die aufnehmbare Druckspannung signifikant kleiner sein als im ungeschädigten Bereich (siehe Abbildung 7.22, blaue Säule). Dies lässt die Bedeutung einer Instandsetzung des Betongefüges im gedrückten Bereich (z.B. Druckzone in einer Fahrbahnplatte einer Massivbrücke) erkennen.

7.5 Anwendbarkeit der Rissinjektion für Schädigungen infolge außergewöhnlicher Einwirkung

7.5.1 Praxisnaher Nachweis

Um den Nachweis der praktischen Anwendbarkeit von Injektionsverfahren zur Instandsetzung außergewöhnlich geschädigter Stahlbetonbauteile zu erbringen, wurden Eignungsversuche an angespannten (Stahl-)betonplatten durchgeführt. Dabei handelte es sich um bewehrte und unbewehrte Platten der Abmessungen 200 cm x 200 cm x 30 cm aus Normalbeton der Festigkeitsklasse C 30/37. Die Platten, die aus einer Versuchsserie zum Schädigungsverhalten stammen (vgl. [148]) und die bereits für Versuche zur Schadensidentifikation verwendet wurden (vgl. Kapitel 4), wurden jeweils mit einer Kontakt- bzw. Nahdetonation beaufschlagt, wobei verschiedene Sprengstoffmengen zwischen 400 g PETN und 2750 g PETN verwendet wurden.



Abbildung 7.23: Geschädigte Stahlbetonplatte, vorbereitet zur Injektion

7.5.2 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Aufgrund der bisherigen Erfahrung mit verschiedenen Injektionsverfahren und Füllgütern wurde als Instandsetzungsverfahren die Niederdruckinjektion mit Epoxidharz und Selbstinjektor gewählt, da dieses Verfahren durch eine gute Handhabbarkeit, eine schnelle Ausführung und kompaktes Gerät gekennzeichnet ist. Die Platten wurden zur Injektion vorbereitet (Abbildung 7.23; siehe auch Abschnitt 8) und anschließend verpresst (Abbildung 7.24).



Abbildung 7.24: Anwendung der EP-Injektion mittels Selbstinjektor bei angesprengten Platten

Die durchgeführten Versuche zeigen, dass das gewählte Verfahren bei den vorliegenden Platten grundsätzlich gut einsetzbar ist. Im Einzelnen bedeutet dies, dass sich die Injektion planmäßig durchführen lässt und dass der Probekörper teilweise mehr, teilweise weniger Füllmaterial aufgenommen hat. Voraussetzung hierfür ist jedoch die genaue Erfassung und Beurteilung des Ist-Zustandes und folglich die Auswahl der Injektionspunkte (Packerpositionierung). Desweiteren ist die Erfüllung der zur Anwendung erforderlichen Randbedingungen hinsichtlich Rissbreite und Feuchtezustand des Bauteils Grundvoraussetzung.

Bei den Injektionsversuchen wurde beobachtet, dass eine Injektion um so leichter durchzuführen ist, je näher sie am Kraterrand durchgeführt wird, d.h. je näher die Klebepacker am Kraterrand positioniert werde. Dies lässt auf ein durchgängigeres Rissystem und ein weniger dichtes Betongefüge im unmittelbar umgebenden Bereich schließen. Diese Erkenntnis stimmt gut mit den Ergebnissen der zerstörungsfreien Prüfung mit dem Impact-Echo- und Radarverfahren überein (vgl. Kapitel 4). Jedoch muss angeführt werden, dass teilweise eine Injektion aufgrund zu geringer Rissbreiten und einem nicht durchgängigen Rissystem auch in Bereichen nahe dem Kraterrand nicht erfolgreich durchgeführt werden konnte.

Ferner kann festgehalten werden, dass zum erfolgreichen Injizieren eine gewisse Erfahrung im Umgang mit dem Selbstinjektor und dem Füllgut erforderlich ist. Der Injektionserfolg hängt beispielsweise auch vom aufgebrachtem Injektionsdruck und einem etwaigen Nachinjizieren ab.

Neben Versuchen mit Niederdruckinjektion mittels Selbstinjektor wurden auch Tränkungsversuche mit sehr niedrigviskosem Epoxidharz an den angesprengten Platten durchgeführt (siehe Abbildung 7.25). Dabei zeigte sich, dass sich das Verfahren der Tränkung vor allem für das Füllen von Trennrissen mit Rissbreiten $w \geq 0,15 \text{ mm}$ gut eignet. Der wesentliche Vorteil der Tränkung besteht im geringen Geräteeinsatz und der sofortigen Anwendung ohne weitreichende Vorbereitungsmaßnahmen (Setzen der Packer, Aufbringen der Verdämmung, Aushärtezeiten).



Abbildung 7.25: Anwendung der EP-Tränkung bei Trennrissen in angesprengten Platten

Die gewonnenen Erkenntnisse aus allen experimentellen Untersuchungen führen zu Empfehlungen für die Instandsetzung von durch außergewöhnliche Einwirkung geschädigten Stahlbetonbauteilen mittels Injektionsverfahren. Diese werden in Kapitel 8 zusammenfassend aufgeführt und erläutert.

Kapitel 8

Folgerungen und Empfehlungen zur Instandsetzung geschädigter Stahlbetonbauteile

8.1 Zur Eignung des Verfahrens

Generell zeigen die durchgeführten experimentellen Untersuchungen, dass Injektionsverfahren für die Instandsetzung von Stahlbetonbauteilen mit Schäden infolge außergewöhnlicher Einwirkung geeignet sind. Dabei wurden als typische Bauteile Stahlbetonplatten (vergleichbar mit Fahrbahnplatten von Massiv- und Verbundbrücken) und als repräsentative außergewöhnliche Einwirkung eine Kontaktdetonation (vergleichbar mit kriegsbedingter Waffenwirkung) gewählt. Das resultierende Schadensbild wurde in Kapitel 4 näher untersucht und in Kapitel 5 die Grundlagen eines Schädigungsmodells skizziert.

Sofern sich die Schädigung auf einen lokalen Bereich beschränkt und durch die Schädigung die globale Tragfähigkeit des Bauwerks nicht gefährdet ist, kann eine Instandsetzung des geschädigten Bereiches lediglich mit **Injektionsverfahren in Kombination mit einem Betonersatz** im Kraterbereich erfolgen (siehe Abschnitt 8.2). Sind Auswirkungen der Schädigung auf das globale Trag- und Verformungsverhalten zu erwarten, ist eine **Kombination mit konstruktiven Verstärkungen** zu empfehlen. Derartige Instandsetzungsverfahren und Verstärkungen können beispielsweise

- Reprofilierungen mittels Ortbeton [116],
- Spritzbetonverstärkungen [59],
- Aufbetonverstärkungen [192],

- Bewehrungsergänzung mittels eingeklebten Bewehrungsstäben [235],
- oberflächlich applizierte Bewehrungen aus Faserverbundwerkstoffen (CFK, GFK, Aramid) [94] oder
- zusätzlich angeordnete externe Vorspannung [159] sein.

Zusammenstellungen derartiger konstruktiver Verstärkungen finden sich beispielsweise bei IVÁNYI [118], SCHÄFER ET AL. [219], VOCKRODT [245] und HANKERS [100]. Die Kombination von Riss- und Hohlraumfüllungen mit konstruktiven Verstärkungen sind sowohl mit EP als auch mit ZL/ZS als Füllstoff möglich.

Die Einsatzbedingungen für verschiedene Füllgüter lassen sich wie folgt thesenhaft zusammenfassen (vgl. auch Abschnitt 6.6.1):

- Risse mit **großer Rissbreite** ($w > 0,40 \text{ mm}$) und Hohlräume (z.B. unter abgelösten Schollen) können grundsätzlich erfolgreich mit **Zementleim bzw. Zementsuspension** (ZL/ZS) gefüllt werden.
- Risse mit **geringeren Rissbreiten** ($0,10 \text{ mm} \leq w \leq 0,40 \text{ mm}$) können grundsätzlich erfolgreich mit **Epoxidharz** (EP) gefüllt werden.
- Der Einsatz von **zementbasierten Füllgütern** bietet sich bei **sehr feuchten oder wasserführenden Rissen** an.
- Der Einsatz von **Epoxidharz** beschränkt sich auf **trockene oder nur sehr wenig feuchte Rissflanken**.

8.2 Empfehlungen zu Anwendung und Vorgehen

Auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse und Erfahrungen bei der Anwendung der Injektionsverfahren zur Instandsetzung durch außergewöhnliche Einwirkung geschädigter Stahlbetonbauteile werden folgende **Empfehlungen** formuliert:

- Grundsätzlich wird aufgrund der Anwendungskriterien primär **Epoxidharz** als **Füllgut** empfohlen. Es ist ein sehr niedrigviskoses Epoxidharz vorzuziehen. Der Feuchtezustand des Bauteils ist dabei angemessen zu berücksichtigen.
- Als Verfahren werden aufgrund der zur Vermeidung weiterer Schädigung des Bauteils durch zu hohe Injektionsdrücke die **Trängung** oder die **Niederdruckinjektion** empfohlen.

- Bei Ausführung einer Niederdruckinjektion empfiehlt sich die Anwendung von **Selbstinjektoren** aufgrund der guten Handhabbarkeit und des kompakten Gerätes.
- Die **Tränkung** eignet sich vor allem gut bei **Trennrissen** ($w \geq 0,15 \text{ mm}$). Vorteilhaft ist dabei der geringe Geräteeinsatz und die sofortige Anwendung ohne Vorbereitungsmaßnahmen (Setzen der Packer, Aufbringen der Verdämmung, Aushärtezeiten).
- Sehr **große Fehlstellen** müssen unabhängig von einer Injektion mit **Betonersatz** repariert werden (z.B. polymermodifizierte Betone oder schwindarme Vergussmörtel).

Der primäre Einsatz von Epoxidharz ist den im Kraterbereich und im umgebenden Bereich zu erwartenden Rissen mit kleinen Rissbreiten $w \leq 0,10$ bis $0,25 \text{ mm}$ geschuldet. Durch die marktüblichen geringen Gebindemengen von Epoxidharz ist zudem der Einsatz bei entsprechend kleinen Schädigungsbereichen vorteilhaft. Die Wahl des Verfahrens (Tränkung oder Niederdruckinjektion mittels Selbstinjektor) hängt vom Einzelfall ab und muss vom Planer und/oder Anwender individuell entschieden werden.

Aufgrund der gewonnenen Erfahrung wird folgendes **schrittweises Vorgehen** für die Instandsetzung mithilfe von Injektionsverfahren in Kombination mit einem Betonersatz empfohlen:

1. Inaugenscheinnahme der Schadstelle
2. Untersuchung des Rissbildes (Rissverlauf)
3. Stichprobenartige Messung der Rissbreiten
4. Bestimmung der Feuchtigkeit (handnahe Prüfung)
5. Auswahl des Verfahrens und des Füllgutes (Hinweise siehe oben)
6. Reinigung der Schadstelle und Entfernen von losen Teilen
7. Abklopfen des Schadbereiches, um Hohlstellen festzustellen
8. Evtl. Befestigung der abgelösten Schollen mit Epoxidharz
9. Bei Ausführung einer Injektion: Setzen der Packer (mit epoxidharzbasiertem Klebstoff; Abbildung 8.1)
10. Vorbereitung der Oberfläche im Kraterbereich (Vornässen; Abbildung 8.2)
11. Aufbringen des Betonersatzes im Kraterbereich (z.B. polymermodifizierte Betone oder schwindarme Vergussmörtel; Abbildungen 8.3, 8.4 und 8.5)

12. Bei Ausführung einer Injektion: Aufbringen der Verdämmung (z.B. zementgebundene Dichtschlämme; Abbildung 8.6)
13. Nach Aushärtung der Verdämmung und der Packerbefestigung: Injektion mit Epoxidharz (Abbildung 7.24)
14. ggf. Tränkung von Trennrissen (Abbildung 7.25)
15. Nach Aushärtung des Füllgutes: Abschlagen der Packer

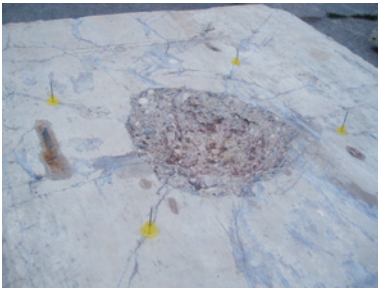


Abbildung 8.1: Gesetzte Packer



Abbildung 8.2: Vornässen des Kraterbereichs



Abbildung 8.3: Aufbringen des Betonersatzes



Abbildung 8.4: Einbau des Betonersatzes



Abbildung 8.5: Eingebachter Betonersatz



Abbildung 8.6: Fertiggestellte Verdämmung

8.3 Folgerungen

Abschließend bleibt festzuhalten, dass der Erfolg einer Instandsetzungsmaßnahme an geschädigten Bauteilen nur bedingt verifiziert werden kann (z.B. durch die Menge des aufgenommenen Füllgutes). Insbesondere sind die Auswirkungen einer Injektion auf das Verbundverhalten der Bewehrung im Bauteil nur sehr unzureichend zu quantifizieren. Quantitative Aussagen zu den Auswirkungen auf Festigkeit und Steifigkeit instand gesetzter Bereiche von Stahlbetonbauteilen lassen sich nach Meinung des Verfassers nicht angeben. Dies ist in der großen Streuung der Einflussparameter sowohl auf Seiten der Einwirkung (Art und Größe) als auch auf Seiten des Bauteilwiderstandes (Bewehrungsgrad und -lage, Festigkeit, Gefüge, Rissbildungszustand) begründet.

Eine Modifikation des Vorschlags zur Abstufung des Verbundverhaltens für geschädigte Bereiche (siehe Abbildung 5.10 in Abschnitt 5) hinsichtlich instand gesetzter Bauteile kann zwar erfolgen und zur Bewertung von Bauteilen nach der Instandsetzung herangezogen werden. Diese kann aber nicht allgemein angegeben werden, sondern ist im Einzelfall individuell festzulegen. Eingangsgrößen für die Festlegung können dabei das vorhandene Rissbild, der Rissverlauf in Bewehrungsebene und die aufgenommene Füllgutmenge sein.

Bei allen durchgeführten Versuchen handelt es sich um Tastversuche, um die Anwendbarkeit von Verfahren zum kraftschlüssigen Füllen von Rissen bei Schädigungen in Stahlbetonbauteilen infolge außergewöhnlicher Einwirkung nachzuweisen und um qualitative Aussagen zum Bauteilverhalten nach einer Instandsetzung zu erhalten. Es besteht weiterer Forschungsbedarf hinsichtlich der Quantifizierung und Absicherung einzelner beobachteter Effekte sowie hinsichtlich der praktischen Umsetzung unter verschiedenen Randbedingungen.

Kapitel 9

Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Gewonnene Erkenntnisse zur Schadensquantifizierung

Ziel der durchgeführten Untersuchungen ist die Ortung des geschädigten Gesamtbereiches, bestehend aus Kernbereich und umgebendem Bereich (vgl. Abbildung 1.1), sowie der Nachweis der Eignung verschiedener ZfP-Verfahren für diesen Anwendungsfall. Die Schädigung, die eine hochdynamische, außergewöhnliche Einwirkung in ein Stahlbetonbauteil einprägt, ist nur schwer zu quantifizieren. Die in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen zeigen jedoch, dass die zerstörungsfreien Echo-Verfahren Impact-Echo und Radar grundsätzlich geeignet sind, auch den visuell nicht erkennbaren Schädigungsbereich im umgebenden Beton zu erfassen. Die Anwendung des Radarverfahrens für die Detektion der Bereiche mit geschädigtem Betongefüge basiert auf einem indirekten Nachweis über die Feuchteverteilung im Bauteil. Die Quantifizierung der Schädigung gestaltet sich daher etwas schwieriger als bei Anwendung des IE-Verfahrens. Daher erscheint nach Meinung des Verfassers das Impact-Echo-Verfahren für den hier gezeigten Anwendungsfall als die geeignetere Methode. Wie für alle zerstörungsfreien Prüfmethode n gilt für beide Echo-Verfahren, dass die Interpretation der Messergebnisse viel Erfahrung mit den einzelnen Messmethoden voraussetzt. Darüber hinaus ist für die in diesem Beitrag behandelte Fragestellung vertiefte Kenntnis über das Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter hochdynamischen Einwirkungen von großem Vorteil, um die Messergebnisse zielsicher und anwendungsorientiert interpretieren zu können. Alle erzielten Ergebnisse gelten für flächenhafte Bauteile, bei denen die Einflüsse der Bauteilgeometrie auf die Echo-Messungen (z.B. Mehrfachreflexionen im randnahen Bereich) möglichst gering ausgeprägt sind. Folglich wird vor einem kritiklosen Übertragen der Erkenntnisse auf stabförmige Bauteile (z.B. Stützen) gewarnt.

Generell bleibt festzuhalten, dass sich neben der in der Literatur beschriebenen Schädigung im Kernbereich – ausgedrückt durch Kraterfläche und Kratervolumen – im umgebenden

Bereich eine Schädigung durch Rissbildung, Gefügestörung und Verbundschwächung existiert. Die Größe des umgebenden Bereichs lässt sich vor allem mittels des Impact-Echo-Verfahrens qualitativ angeben. Eine quantitative Aussage oder die Ableitung genereller Bewertungsregeln in Abhängigkeit der ist nach Meinung des Verfassers aufgrund der Vielzahl der beeinflussenden Parameter sowohl auf der Widerstandsseite (Güte der Baustoffe, Dicke des Bauteils, Bewehrungsmenge und -anordnung, Bauteilalter, etc.) als auch auf der Einwirkungsseite (Ladungsmenge und -art, Standoff, Ladungsgeometrie, Beanspruchungsgeschwindigkeit, etc.) nicht möglich. Dies ist auch nicht zielführend, da im Anwendungsfall in der Baupraxis ohnehin eine individuelle Schadensanalyse durchzuführen ist. Für eine Schadensbeurteilung in einem militärischen Umfeld wäre eine einfache Bewertungsregel jedoch als hilfreich anzusehen.

Als Detailergebnis konnte ferner festgestellt werden, dass Bauteile, deren Schädigung durch eine Perforation gekennzeichnet ist, tendenziell über einen kleineren umgebenden Bereich und folglich einen kleineren Gesamtbereich der Schädigung verfügen als Bauteile, die lediglich Ausbruchs- und Abplatzungskrater aufwiesen. Dies lässt sich mithilfe einer Energiebetrachtung erklären: stellt sich während der Einwirkung eine Perforation ein, so verbleibt ein hohes Maß der Detonationsenergie in der Luft (Luftstoßwelle hinter der Platte). Kommt es nicht zu einer Perforation, so muss die Energie hingegen vollständig im Bauteil dissipiert werden.

Neben den zerstörungsfreien Messungen wurde der Schädigungsbereich zerstörend untersucht und wichtige Materialkennwerte ermittelt. Auf Grundlage der zerstörungsfreien und zerstörenden Untersuchungen werden empirisch ermittelte Abschätzungen für Betonkennwerte und das Verbundverhalten vorgeschlagen, die auf eine Beschreibung der Schädigung *nach* hochdynamischer Einwirkung abzielen und bei der Beurteilung der Resttragfähigkeit als Hilfestellung dienen sollen.

9.2 Gewonnene Erkenntnisse zur Instandsetzung

Die durchgeführten Grundlagenversuche zur Auswirkung einer kraftschlüssigen Verbindung der Rissufer zeigen, dass ein Füllen der Risse mit geeigneten Füllstoffen sowohl das Verhalten des Betongefüge als auch das Verbundverhalten zwischen Bewehrungsstahl und Beton positiv beeinflussen kann. Beispielsweise konnten die übertragbaren Verbundspannungen im Pull-Out-Versuch eines instand gesetzten Probekörpers gegenüber einem Bauteil mit Verbundschädigung durch Längsrissbildung signifikant erhöht werden. Bei den Untersuchungen zum Verhalten des Betons im gedrückten Bereich hat sich gezeigt, dass bei verpressten Würfeln unabhängig vom jeweiligen Last-Riss-Winkel eine Erhöhung der Druckfestigkeit gegenüber dem ungeschädigten Referenzkörper durch die Instandsetzung erzielt werden konnte. Es wurde darüber

hinaus nachgewiesen, dass auch ein druckloses Füllen (*Tränken*) der Risse mit Epoxidharz bei geeigneten Randbedingungen zu einer kraftschlüssigen Verbindung der Rissufer führen kann.

Die Anwendbarkeit für Schädigungen nach außergewöhnlicher Einwirkung konnte dagegen nur bedingt nachgewiesen werden. Ebenso wie bei der Schadensquantifizierung gestaltet sich die Quantifizierung des Instandsetzungserfolgs aufgrund großer Parameteranzahl schwierig. Dennoch wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit Vorschläge zur Durchführung einer Instandsetzung von durch Kontakt- bzw. Nahdetonation geschädigten Stahlbetonplatten erarbeitet. Sinngemäß ist das angegebene Vorgehen auf Schädigungen infolge anderer hochdynamischer Vorgänge übertragbar.

9.3 Weiterer Forschungsbedarf

Es bleibt festzuhalten, dass es sich bei allen durchgeführten Versuchen um Tastversuche handelt, die die Anwendbarkeit von Verfahren zum kraftschlüssigen Füllen von Rissen bei Schädigungen in Stahlbetonbauteilen infolge außergewöhnlicher Einwirkung nachweisen und um qualitative Aussagen zum Bauteilverhalten nach einer Instandsetzung zu erhalten. Es besteht weiterer Forschungsbedarf hinsichtlich der Quantifizierung und Absicherung einzelner beobachteter Effekte sowie hinsichtlich der praktischen Umsetzung unter verschiedenen Randbedingungen. Inhaltlich können dabei beispielsweise folgende Aspekte verfolgt werden:

- Schadensquantifizierung mit Ultraschall-Echo,
- Versuche mit anderen Schädigungsarten / Einwirkungen (z.B. definierter Fahrzeuganprall),
- Ausdehnung auf Injektionen mit Bohrpäckern,
- Ausdehnung auf flächenhafte Rasterinjektionen,
- statistische Absicherung der beobachteten Effekte und Erkenntnisse,
- Experimentelle Untersuchungen zur Verbundschädigung durch hochdynamische Einwirkung, (Ausziehversuche mit hohen Belastungsgeschwindigkeiten, z.B. in einer Fallanlage),
- Numerische Simulation der Verbundschädigung durch hochdynamische Einwirkung (Hydrocode-Analyse) und
- Numerische Modellbildung zum Verbundverhalten nach Instandsetzung (FE-Analyse).

Literaturverzeichnis

- [1] Bachmann, H.: *Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton unter schneller Zugbeanspruchung*. Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 1993.
- [2] Bachmann, H.: *Stahlbeton, Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen – ein paar Widersprüche*. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 1, S. 47–60, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- [3] Balázs, G.: *Fatigue of Bond*. ACI Materials Journal 88, Nr. 6, S. 620–629, 1991.
- [4] Baumann, T.: *Tragwirkung orthogonaler Bewehrungsnetze beliebiger Richtung in Flächen-tragwerken aus Stahlbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 217, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1972.
- [5] vom Berg, W.: *Zum Fließverhalten von Zementsuspensionen*. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1982.
- [6] Bischoff, P. H.; Perry, S. H.: *Compressive behavior of concrete at high strain rates*. Materials and Structures 24; S. 425–450, 1991.
- [7] Bludau, C.; Keuser, M.; Kustermann, A.: *Perforation Resistance of High-Strength Concrete Panels*. ACI Structural Journal 103, Nr. 2, S. 188–195, 2006.
- [8] Bony, J. C.; Claude, G.; Soretz, S.: *Comparaison des essais d'adhérence par flexion (beam test) et par traction (pull-out test)*. Materials and Structures 6, Nr. 5, S. 395–401, 1973.
- [9] Breitenbücher, R.; Ibuk, H.: *Experimentally based investigations on the degradation-process of concrete under cyclic load*. Materials and Structures 39, Nr. 7, S. 717–724, 2006.
- [10] Brux, G.: *Verpresste Injektionsschläuche für Arbeitsfugen im Betonbau*. tis – Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau 39, Heft 6, S. 39–45, Bauverlag, Gütersloh, 1997.
- [11] Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM): *Zerstörungsfreie Strukturbe-stimmung von Betonbauteilen mit akustischen und elektromagnetischen Echo-Verfahren - Arbeitspaket C2 "Kombinierte Verfahren"*. Präsentationsposter Forschergruppe 384, 2006.

-
- [12] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): *ZTV-Riß 93: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für das Füllen von Rissen in Betonbauteilen*. Verkehrsblatt Verlag, Dortmund, 1993.
- [13] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): *Richtlinie für die Anwendung der zerstörungsfreien Prüfung von Tunnelinnenschalen (RI-ZFP-TU)*. Verkehrsblatt Verlag, Dortmund, 2001.
- [14] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): *ZTV-ING: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten*. Verkehrsblatt Verlag, Dortmund, 2006.
- [15] Bundesminister für Verkehr: *TL/TP FG - ZL/ZS: Technische Prüfvorschriften für Füllgut aus Zementleim/Zementsuspension und zugehöriges Injektionsverfahren*. Verkehrsblatt Verlag, Dortmund, 1995.
- [16] Carino, J.; Sansalone, M.; Hsu, N.: *A point source - point receiver, pulse echo technique for flaw detection in concrete*. ACI Materials Journal 83, Nr. 2, S. 199–208, 1986.
- [17] Carino, N.; Sansalone, M.: *Detection of Voids in Grouted Ducts using the Impact-Echo Method*. ACI Materials Journal 89, Nr. 3, S. 296–303, 1992.
- [18] Cheng, C.; Sansalone, M.: *Effects on impact-echo signals caused by steel reinforcing bars and voids around bars*. ACI Materials Journal 90, Nr. 5, S. 421–434, 1993.
- [19] Cheng, C.; Sansalone, M.: *The impact-echo response of concrete plates containing delaminations: numerical, experimental and field studies*. Materials and Structures 26, Nr. 5, S. 274–285, 1993.
- [20] Cheng, C.; Sansalone, M.: *Determining the minimum crack width that can be detected using the Impact-Echo method - Part I: Experimental study*. Materials and Structures 28, Nr. 2, S. 74–82, 1995.
- [21] Cheng, C.; Sansalone, M.: *Determining the minimum crack width that can be detected using the Impact-Echo method - Part II: Numerical fracture analysis*. Materials and Structures 28, Nr. 3, S.125–132, 1995.
- [22] Colla, C.; Wiggenhauser, H.: *Developments in the investigation of structures with the impact-echo technique*. Tagungsband DGZfP Jahrestagung, Berlin, 2001.
- [23] Comité Euro-International du Béton (CEB): *Concrete under Multiaxial States of Stress – Constitutive Equations for Practical Design*. CEB Bulletin d’information, Nr. 156, Lausanne, 1983.
- [24] Comité Euro-International du Béton (CEB) / Fédération Internationale de la Précontrainte: *Model Code 1990*. CEB Bulletin d’information, Nr. 203, Lausanne, 1991.

- [25] Curbach, M.: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 1987.
- [26] Curbach, M.; Speck, K.: *Zweiachiale Druckfestigkeit von ultrahochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 10, S. 664–673, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- [27] DBV-Merkblatt: *Verpresste Injektionsschläuche in Arbeitsfugen*. Merkblatt des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins, Berlin, 1996.
- [28] Depke, F.: *Rissinjektionen*. Bautenschutz und Bausanierung 3, Heft 4, S. 140–143, Verlagsgesellschaft Rudolf Müller GmbH & Co.KG, Köln, 1980.
- [29] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP): *Merkblatt über das Radarverfahren zur Zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen (B10)*. Ausgabe November 2001.
- [30] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP): *Merkblatt für das Impact-Echo-Verfahren zur zerstörungsfreien Prüfung von Beton (B11)*. in Vorbereitung.
- [31] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Richtlinie des DAfStb: Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen*. Ausgabe Oktober 2001, Beuth Verlag, Berlin, 2001.
- [32] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Erläuterungen zur DIN 1045-1*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 525, Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [33] Diener, J.: *Beitrag zur physikalisch und geometrisch nichtlinearen Berechnung langzeitbelasteter Bauteile aus Stahlbeton und Spannbeton unter besonderer Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechens und der Rißbildung*. Dissertation, Bauhaus Universität Weimar, 1998.
- [34] Dilger, W.: *Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluß auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 179, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1966.
- [35] 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.
- [36] DIN 1045-2: 2008-08: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [37] DIN 1055-100: 2001-03: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2001.

-
- [38] DIN 1055-3: 2003-08: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [39] DIN 1076: 1999-11: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 1999.
- [40] DIN 1164-10: 2004-08: *Zement mit besonderen Eigenschaften – Teil 10: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Normalzement mit besonderen Eigenschaften*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2004.
- [41] DIN 4194: 2005-04: *Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [42] DIN 4227-1: 1988-07: *Spannbeton, Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 1988.
- [43] DIN 488-1: 1984-09: *Betonstahl Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 1984.
- [44] DIN 488-2: 1986-06: *Betonstahl Teil 2: Betonstabstahl, Maße und Gewichte*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 1986.
- [45] DIN EN 13084-2: 2007-08: *Freistehende Schornsteine – Teil 2: Betonschornsteine*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2007.
- [46] DIN EN 1504: *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Definitionen, Anforderungen, Güteüberwachung und Beurteilung der Konformität*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [47] DIN EN 197-1: 2004-08: *Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2004.
- [48] DIN EN 1992-1-1: 2005-10: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [49] DIN EN 206-1: 2001-07: *Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2001.
- [50] DIN Fachbericht 101: *Einwirkungen auf Brücken*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2003.

- [51] DIN Fachbericht 102: *Betonbrücken*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [52] DIN V 1056: 2007-10: *Freistehende Schornsteine in Massivbauart – Berechnung und Ausführung (Vornorm)*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, 2007.
- [53] Dischinger, F.: *Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken*. Bauingenieur 20, Heft 5/6, S. 53–63, Heft 21/22, S. 286–294, Heft 31/32, S. 426–437 und Heft 47/48, S. 563–572, Springer Verlag, Berlin, 1939.
- [54] Donaubaauer, U.: *Rechnerische Untersuchung der Durchbiegung von Stahlbetonplatten*. Dissertation, Technische Universität München, 2002.
- [55] Duda, H.: *Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 419, Beuth Verlag, Berlin, 1991.
- [56] Eßer, A.: *Füllen von Rissen und Hohlräumen in Betonbauteilen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 527, Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [57] Ehret, K.-H.: *Ein Beitrag zur Theorie II. Ordnung bei kippgefährdeten Stahlbeton- und Spannbetonträgern*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 1989.
- [58] Eibl, J.: *Verhalten von Betonkonstruktionen unter außergewöhnlicher Einwirkung: Generalbericht und Verhalten von Stahlbeton unter Stoßbelastung*. Vorträge Deutscher Betontag 1979, Deutscher Beton-Verein e.V., Berlin, 1979.
- [59] Eibl, J.; Bachmann, H.: *Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 85, Heft 1, S. 1–4 und Heft 2, S. 39–44, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1990.
- [60] Eibl, J.; Iványi, G.: *Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 260, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1976.
- [61] Eibl, S.: *Schockwellenbeanspruchung von Stahlbetonwänden durch Kontaktdetonationen*. Dissertation, Technische Universität München, 1995.
- [62] Eligehausen, R.; Ozbolt, J.; Mayer, U.: *Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bei nichtelastischen Stahldehnungen - Optimierung des Verbunds*. Beton- und Stahlbetonbau 93, Heft 2, S. 29–35, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1998.
- [63] Empelmann, M.: *Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen*. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1995.

- [64] Engelke, P.; Iványi, G.: *Kraftschlüssiges Verpressen von Rissen in Überbauten von Massivbrücken mit Epoxidharzen*. Beton- und Stahlbetonbau 80, Heft 2, S. 29–35 und Heft 3, S. 79–82, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1985.
- [65] Erfurt, W.: *Erfassung von Gefügeveränderungen in Beton durch Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Einschätzung der Dauerhaftigkeit*. Dissertation, Bauhaus Universität Weimar, 2002.
- [66] Falkner, H.; Teutsch, M.: *Injizierte Risse unter Medien- und Lasteinfluß Teil 1 & 2*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 474, Beuth Verlag, Berlin, 1997.
- [67] Fastabend, M.: *Zur ingenieurmäßigen Bestimmung des Steifigkeitsabfalls von Stahlbeton im Zustand II*. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 8, S. 415–420, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- [68] Felk, A.: *Untersuchungen zur Schädigung und Instandsetzung des Verbundverhaltens nach hochdynamischen Einwirkungen*. Diplomarbeit am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, unveröffentlicht, 2007.
- [69] Fenchel, M.; Müller, H. S.: *Zerstörungsfreie Ortung von Gefügestörungen in Betonbodenplatten*. Fachtagung Bauwerksdiagnose: Praktische Anwendung Zerstörungsfreier Prüfungen, DGZfP-Berichtsband 100-CD, Vortrag 11, 2006.
- [70] Flatten, H.: *Untersuchungen über Fließverhalten von Zementleimen*. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1973.
- [71] Franke, L.: *Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen)*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 268, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1976.
- [72] Fuchs, M.; Dannhorn, T.: *Die neue Traunbrücke in Siegsdorf – Entwurf und Konstruktion einer vorgespannten integralen Zweifeldbrücke*. Beton- und Stahlbetonbau 103, Heft 3, S. 183–188, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- [73] Fuchs, M.; Keuser, M.: *Stahlbetonbauteile nach außergewöhnlicher Einwirkung – Schadensquantifizierung mittels zerstörungsfreier Echo-Verfahren*. Bauingenieur 83, Heft 4, S. 176–185, Springer Verlag, Berlin, 2008.
- [74] Fuchs, M.; Keuser, M.; Schuler, H.; Thoma, K.: *Faserbeton unter hochdynamischer Einwirkung*. Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 11, S. 759–769, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- [75] Fuchs, M.; Keuser, M.; Sendzek, S.: *Injektion mit Feinstzementsuspension – Verbundverhalten instand gesetzter Stahlbetonbauteile*. beton 56, Heft 10, S. 468, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 2006.

- [76] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.: *Bond and Splitting in reinforced Concrete: test results on bar pull-out*. Materials and Structures, Vol. 29: S. 267–276, 1996.
- [77] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.: *Bond and Splitting in bar pull-out: behavioural laws and concrete cover role*. Magazine of Concrete Research 49, No. 179, 1997.
- [78] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.; Sharif, S. O.: *Bond and Splitting in reinforced Concrete*. Report.
- [79] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.; Zasso, B.: *Steel-to-concrete bond after concrete splitting: constitutive laws and interface deterioration*. Materials and Structures 22, Nr. 5, S. 347–356, 1989.
- [80] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.; Zasso, B.: *Steel-to-concrete bond after concrete splitting: test results*. Materials and Structures 22, Nr. 1, S. 35–47, 1989.
- [81] Gödde, P.: *Rechnerische Untersuchung zur Betonfestigkeit unter hoher Belastungsgeschwindigkeit*. Dissertation, Universität Dortmund, 1986.
- [82] Gebbeken, N.; Greulich, S.; Pietzsch, A.; Landmann, F.: *The Engineering-Tool Xplosim to determine the effects of explosive loadings on reinforced and fibre reinforced concrete structures*. Tagungsbeitrag: 12. International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures (ISIEMS), New Orleans, USA, 2005.
- [83] Gebbeken, N.; Ruppert, M.: *Ein Beitrag zur Simulation von Baustrukturen unter hochdynamischen Kurzzeitbeanspruchungen*. Bauingenieur 74, Heft 11, Springer Verlag, Berlin, 1999.
- [84] Goto, Y.: *Cracks formed in Concrete Around Deformed Tension Bars*. ACI Journal 68, Nr. 4, S. 244–251, 1971.
- [85] Grasser, E.: *Darstellung und kritische Analyse der Grundlagen für eine wirklichkeitsnahe Bemessung von Stahlbetonquerschnitten bei einachsigen Spannungszuständen*. Dissertation, Technische Universität München, 1968.
- [86] Grasser, E.; Thielen, E.: *Hilfsmittel zur Berechnung von Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 240, Beuth Verlag, Berlin, 1991.
- [87] Graubner, C.-A.: *Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Stahlbetonbalken unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Stoffgesetze*. Dissertation, Technische Universität München, 1989.

- [88] Graubner, C.-A.; Schmidt, H.; Glowienka, S.: *Konstruktionsregeln für Tragstrukturen unter Druckeinwirkung infolge von Gasexplosionen im Hochbau*. Forschungsbericht TU Darmstadt, 2005.
- [89] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.: *Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [90] Greulich, S.: *Zur numerischen Simulation von Stahlbeton- und Faserbetonstrukturen unter Detonationsbeanspruchung*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2004.
- [91] Greulich, S.; Gebbeken, N.: *Tragverhalten von Betonbauteilen unter Detonations- und Impaktbelastung*. Tagungsband "Bauprotect 2004", Fraunhofer Institut für Kurzzeitdynamik, Ernst-Mach-Institut, Freiburg, 2004.
- [92] Grosse, C.: *Akustische Verfahren zur zerstörungsfreien Prüfung von Baustoffen und Bauteilen*. Habilitationsschrift, Universität Stuttgart, 2004.
- [93] Grosse, C.; Weiler, B.: *Analyse von Vielfachreflexionen nach mechanischer Pulsanregung (Impakt-Echo)*. Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau Nr. B18, S. 116-123, Wirtschaftsverlag, Bremerhaven, 1998.
- [94] Grunewald, D.: *Verstärkung von Massivbauteilen: Faserverbundwerkstoffe*. DiB Special Beton, Heft 6, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2005.
- [95] Guenther, G.: *Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton unter monoton steigender, schwellender und lang andauernder Belastung*. Dissertation, Gesamthochschule Kassel, 1989.
- [96] Guenther, G.; Mehlhorn, G.: *Wirkungszone des Bewehrung sowie Rißabstände und Rißbreiten bei Stahlbetonbauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 86, Heft 5, S. 124–126, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991.
- [97] Gutsch, A. W.: *Injizieren von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund mit Einpressmörtel*. Bautechnik 85 Heft 5, S. 322–331, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- [98] Halabe, U.; Chen, H.-L.; Bhandarkar, V.; Sami, Z.: *Detection of Sub-Surface Anomalies in Concrete Bridge Decks using Ground Penetrating Radar*. ACI Materials Journal 94, Nr. 5, S. 396–408, 1997.
- [99] Halabe, U.; Maser, K.; Kausel, E.: *Condition Assessment of Reinforced Concrete Structures using Electromagnetic Waves*. ACI Materials Journal 92, Nr. 5, S. 511–523, 1995.
- [100] Hankers, C.: *Möglichkeiten zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 95, Heft 9, S. 531–536, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000.

- [101] Heilmann, H.: *Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeiten des Betons*. beton 19, Heft 2, S. 68–70, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 1969.
- [102] Heilmann, H. G.: *Zugspannung und Dehnung in unbewehrten Betonquerschnitten bei exzentrischer Belastung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 269, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1976.
- [103] Heilmann, H. G.; Hilsdorf, H.; Finsterwalder, K.: *Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 203, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1969.
- [104] Herrmann, N.: *Experimentelle Erfassung des Betonverhaltens unter Schockwellen*. Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2002.
- [105] Herzog, M.: *Vereinfachte Schnittkraftermittlung für umfanggelagerte Rechteckplatten nach der Plastizitätstheorie*. Beton- und Stahlbetonbau 85, Heft 12, S. 311–315, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1990.
- [106] Herzog, M.: *Bemessung von Stahlbetonplatten nach der Bruchlinientheorie*. Bautechnik 85, Heft 7, S. 454–458, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- [107] Hillemeier, B.; Stenner, R.; Flohrer, C.; Polster, H.; Buchenau, G.: *Instandsetzung und Erhaltung von Betonbauwerken*. Betonkalender 1999, Teil 2, S. 595–720, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1999.
- [108] Hillerborg, A.; Modéer, M.; Peterson, P. E.: *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*. Cement and Concrete Research Vol. 6, Nr. 6, S. 773–782, Pergamon Press, New York, 1976.
- [109] Hjorth, O.: *Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten*. Dissertation, TU Braunschweig, 1976.
- [110] Hochreither, H. W. M.: *Bemessungsregeln für teilweise vorgespannte, biegebeanspruchte Betonkonstruktionen*. Dissertation, Technische Universität München, 1982.
- [111] Hofstetter, G.; Mang, H. A.: *Computational Mechanics of Reinforced Concrete Structures*. Vieweg Verlag, Braunschweig, 1995.
- [112] Hubbard, S.; Zhang, J.; Monteiro, P.; Peterson, J.; Rubin, Y.: *Experimental Detection of Reinforcing Bar Corrosion using Nondestructive Geophysical Techniques*. ACI Materials Journal 100, Nr. 6, S. 501–510, 2003.

- [113] Häußler-Combe, U.: *Dreiaxiale Stoffgesetze für Beton - Grundlagen, Formulierungen, Anwendung*. Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 3, S. 175–186, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2006.
- [114] Huth, R.: *Injektion mit Feinstbindemitteln*. beton 40, Heft 9, S. 372–374, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 1990.
- [115] Idda, K.: *Verbundverhalten von Betonrippenstählen bei Querkzug*. Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 1999.
- [116] Iványi, G.: *Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen durch nachträgliche Ergänzung der Druckzone*. Bautechnik 66, Heft 7, S. 221–224, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1989.
- [117] Iványi, G.: *B+B Niederdruck-Injektionsverfahren*. Untersuchungsbericht GH Essen im Auftrag der Bilfinger Berger AG, Essen, 1992.
- [118] Iványi, G.: *Verstärken von Betonbauteilen – Ziele, Verfahren und Techniken*. Beton- und Stahlbetonbau 89, Heft 1, S. 21–23, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1994.
- [119] Iványi, G.; Eßer, A.: *Prüfung der Dichtheit und Dehnfähigkeit von gefüllten Rissen und von Beschichtungen*. Beton- und Stahlbetonbau 87, Heft 9, S. 232–234, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1992.
- [120] Iványi, G.; Eßer, A.: *Füllen von Rissen und Hohlräumen in Betonbauteilen im Sinne der neuen Regelwerke*. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 7, S. 343–349, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- [121] Iványi, G.; Fastabend, M.: *Füllen von Rissen mit Epoxidharzen bei großen Rissbreitenänderungen während der Injektion*. Beton- und Stahlbetonbau 84, Heft 11, S. 280–282, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1989.
- [122] Iványi, G.; Fastabend, M.: *Versuche zum kraftschlüssigen Füllen von Rissen bei großen kurzzeitigen und täglichen Rißbreitenänderungen*. Forschungsberichte Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 576, 1990.
- [123] Iványi, G.; Rosa, W.: *Füllen von Rissen und Hohlräumen im Konstruktionsbeton mit Zementsuspension*. Beton- und Stahlbetonbau 87, Heft 9, S. 224–229, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1992.
- [124] Jaeger, B. J.; Sansalone, M.; Ponton, R. W.: *Using Impact-Echo to assess tendon ducts*. Concrete International 19, Nr. 2, S. 42–46, ACI, 1997.

- [125] Janovic, K.: *Verbundverhalten von Bewehrungsstählen unter Dauerbelastung in Normal- und Leichtbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 367, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1986.
- [126] Jungwirth, D.: *Begrenzung der Rissbreite im Stahlbeton- und Spannbetonbau aus Sicht der Praxis*. Beton- und Stahlbetonbau 80, Heft 7, S. 173–178 und Heft 8, S. 204–208, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1985.
- [127] Keintzel, E.: *Zähigkeitsfaktoren im Stahlbetonbau*. Beton- und Stahlbetonbau 79, Heft 10, S. 273–338, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1984.
- [128] Kesner, K.; Sansalone, M.; Poston, R.: *Detection and quantification of distributed damage in concrete using transient stress waves*. ACI Materials Journal 101, Nr. 4, S. 318–326, 2004.
- [129] Keuser, M.: *Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetonkonstruktionen*. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 1985.
- [130] Keuser, M.; Bludau, C.; Fuchs, M.: *Studies on the Resistance of High Strength Concrete Panels against Blast Load*. Proceedings of 19th International Symposium on Military Aspects of Blast and Shock (MABS 19), Calgary, Canada, 2006.
- [131] Keuser, M.; Fuchs, M.; Pražák, M.: *”Most v Náspu” – Tepelné namáhání souvislé železobetonové základové konstrukce*. Tagungsbeitrag ”Beton v podzemních a základových konstrukcích”, Tschechische Betongesellschaft (CBS), Prag, 2008.
- [132] Keuser, M.; Purainer, R.: *Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Tragwerken aus Stahlbeton*. Bauingenieur 78, Heft 5, S. 255–265, Springer Verlag, Berlin, 2003.
- [133] Keuser, M.; Purainer, R.; Brunner, S.: *Bauteile aus Stahlbeton unter Zugbeanspruchung*. Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 7, S. 552–560, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2004.
- [134] Keuser, M.; Rüdiger, L.: *Earthquake and Ship Impact Effects – Consequences of the new German codes for concrete bridges*. Proceedings of 7th German-Japanese Bridge Symposium (GJBS 2007), Osaka, Japan, 2007.
- [135] Keuser, M.; Rüdiger, L.; Hallermann, N.: *Platten aus Stahlbeton unter zweiaxialer Biegebeanspruchung*. Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 5, S. 296–309, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 200.
- [136] Kühling, G.: *Rissverpressung mit Feinstzementen*. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 3, S.106–110, Bauverlag, Wiesbaden, 1992.
- [137] Kinney, G.; Graham, K.: *Explosive Shocks in Air*. 2. Auflage; Springer-Verlag Berlin, 1985.

- [138] König, G.; Pauli, W.: *Nachweis der Kippstabilität von schlanken Fertigteilträgern aus Stahlbeton und Spannbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 87, Heft 4, S. 109–112 und Heft 5, S. 149–151, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1992.
- [139] König, G.; Tue, N.; Zink, M.: *Hochleistungsbeton – Bemessung, Herstellung und Anwendung*. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [140] König, G.; Tue, N. V.: *Grundlagen des Stahlbetonbaus*. 2., vollst. überarb. Auflage, B.G. Teubner Verlag, Wiesbaden, 2003.
- [141] Krause, H. J.; Rath, E.; Sawade, G.; Dumat, F.: *Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Heft B 55, 2007.
- [142] Krause, H. J.; Rath, E.; Sawade, G.; Dumat, F.: *Radar-Magnet-Betontest: Eine neue Methode zur Bestimmung der Feuchte und des Chloridgehalts von Brückenfahrbahnplatten aus Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 12, S. 825–834, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- [143] Kreller, H.: *Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 409, Beuth Verlag, Berlin, 1990.
- [144] Krüger, W.; Mertzsch, O.: *Beitrag zur Verformungsberechnung von Stahlbetonbauten*. Beton- und Stahlbetonbau 93, Heft 11, S. 300–303 und Heft 12, S. 330–336, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1998.
- [145] Krips, M.: *Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1984.
- [146] Kupfer, H.: *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 229, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1973.
- [147] Kustermann, A.; Thienel, K.-C.; Bludau, C.; Keuser, M.; Zimbelmann, R. K.: *Protection elements made of High Strength Fiber Reinforced Concrete (HSFRC) as single and multi layer constructions*. Tagungsbeitrag: 12. International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures (ISIEMS), New Orleans, USA, 2005.
- [148] Landmann, F.: *Dokumentation der Parameteruntersuchungen des Schädigungsverhaltens von Stahlbetonplatten unter Kontaktdetonation*. Zwischenbericht, Wehrtechnische Dienststelle für Schutz- und Sondertechnik, Oberjettenberg, 2001.

- [149] Larcher, M.: *Verwendung diskreter kohäsiver Risse zur Berechnung von Beton unter hochdynamischer Belastung*. Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 11, S. 750–758, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- [150] Laurens, S.; Balayssac, J.-P.; Rhazi, J.; Arliguie, G.: *Influence of concrete relative humidity on the amplitude of Ground-Penetrating Radar (GPR) signal*. Materials and Structures 35, Nr. 4, S. 198–203, 2002.
- [151] Lehmann, F.: *Practical application of non-destructive test methods at a single-shell tunnel lining*. Proceedings of the 7th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, University of Stuttgart, Germany, 2008.
- [152] Leonhardt, F.: *Vorlesungen über Massivbau – Vierter Teil: Nachweis der Gebrauchsfähigkeit*. Springer Verlag, Berlin, 1976.
- [153] Leonhardt, F.: *Zur Behandlung von Rissen im Beton in den Deutschen Vorschriften*. Beton- und Stahlbetonbau 80, Heft 7, S. 179–184 und Heft 8, S. 209–215, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1985.
- [154] Lin, F.: *Materialmodelle und Querschnittsverhalten von Stahlbetonbauteilen unter extrem dynamischer Beanspruchung*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2005.
- [155] Lin, J.-M.; Sansalone, M.: *Impact-Echo studies of interfacial bond quality in concrete: Part I - Effects of unbonded fraction area*. ACI Materials Journal 93, Nr. 3, S. 223–232, 1996.
- [156] Lin, J.-M.; Sansalone, M.; Poston, R.: *Impact-Echo studies of interfacial bond quality in concrete: Part II - Effects of bond tensile strength*. ACI Materials Journal 93, Nr. 4, S. 318–326, 1996.
- [157] Lin, Y. F.; Lin, Y.; Tsai, B. Y.: *Evaluating Bond Quality at Interface between Reinforcing Bars and Concrete Using Impact-Echo Method*. ACI Materials Journal 101, Nr. 2, S. 154–161, 2004.
- [158] Linder, R.: *Risse im Beton*. Betonsteinzeitung 37, Heft 4, S. 222–227, Heft 5, S. 282–289 und Heft 6, S. 337–343, Bauverlag, Wiesbaden, 1971.
- [159] Lindlbauer, W.: *Richtlinie der ÖVBB "Nachträgliche Verstärkung von Tragwerken durch vorgespannte Bewehrung"*. Tagungsband "Verstärken und Instandsetzen von Betonkonstruktionen 2007", Universität Innsbruck, 2007.
- [160] Locher, F.: *Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung*. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2000.

- [161] Locher, F.; Wuhrer, J.; Schweden, K.: *Einfluß der Mahlfineinheit und der Kornverteilung auf die Eigenschaften von Portland- und Hüttenzementen sowie von hydraulischen Kalken*. Tonindustrie-Zeitung 90, Nr. 12, S. 547–554, 1966.
- [162] Loulizi, A.; Al-Qadi, I.; Lahouar, S.: *Ground-Penetrating Radar Signal Modeling to assess Concrete Structures*. ACI Materials Journal 99, Nr.3, S. 282–291, 2002.
- [163] Mainz, J.; Stöckl, S.: *Einfluß der Probekörperform auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen – Finite-Element-Berechnungen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 426, Beuth Verlag, Berlin, 1992.
- [164] Mangerig, I.; Hiller, E.: *Bestimmung der Resttragfähigkeit von vorbelasteten Stahlbetonplatten – Teil I: Versuche*. Untersuchungsbericht, Universität der Bundeswehr München, Neubiberg, 2002.
- [165] Marti, P.; Alvarez, M.; Kaufmann, W.; Sigrist, V.: *Tragverhalten von Stahlbeton*. IBK Publikation ETH Zürich, Dokumentation zum Fortbildungskurs für Bauingenieure, 1999.
- [166] Martin, H.: *Zusammenhang zwischen Oberrflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungstählen unter Kurzzeitbelastung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 228, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1973.
- [167] Martin, H.; Noakowski, P.: *Verbundverhalten von Betonstählen - Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 319, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1981.
- [168] Mayer, H.: *Die Berechnung der Durchbiegung von Stahlbetonbauteilen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 194, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1967.
- [169] MC-Bauchemie: *Injektionssysteme und Technologien*. Produktbeschreibung, MC-Bauchemie Müller GmbH & Co. KG, Bottrop, 2008.
- [170] Mehlhorn, G.: *Einfluß wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens auf die kritischen Kipplasten schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 238, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1974.
- [171] Mehlhorn, G.: *Grundlagen zur physikalisch nichtlinearen FEM-Berechnung von Tragwerken aus Konstruktionsbeton*. Bauingenieur 70, Heft 7/8, S. 313–320, Springer Verlag, Berlin, 1995.
- [172] Mehlhorn, G.; Guenther, G.: *Untersuchungen zur Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen für monoton steigende und schwellende Belastungen*. Forschungsbericht Nr. 3/1987 Gesamthochschule Kassel, 1987.

- [173] Mehlhorn, G.; Seibel, P.: *Steifigkeit des einaxial beanspruchten, gerissenen Stahlbetons*. Beton- und Stahlbetonbau 92, Heft 4, S. 113–115, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1997.
- [174] Meiswinkel, R.: *Nichtlineare Nachweisverfahren von Stahlbeton-Flächentragwerken*. Beton- und Stahlbetonbau 96, Heft 1, S. 27–34, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [175] Meskouris, K.; Butenweg, C.: *Erdbebensichere Auslegung von Bauwerken nach DIN 4149:2005*. Betonkalender 2008, Teil 2, S. 1–53, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- [176] Mähner, D.; Rath, E.; Lange, D.: *Bestimmung der Tunnelinnenschalendicke mit zerstörungsfreien Prüfverfahren*. Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 8, S. 606–613, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2006.
- [177] Müller, H. S.: *Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton*. Dissertation, Universität Fredericana zu Karlsruhe (TH), 1986.
- [178] Müller, H. S.; Kvitsel, V.: *Kriechen und Schwinden von Beton – Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis*. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 1, S. 8–19, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- [179] Noakowski, P.: *Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung infolge Temperatur*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 296, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1978.
- [180] Noakowski, P.: *Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rissbreite*. Beton- und Stahlbetonbau 80, Heft 7, S. 185–190 und Heft 8, S. 215–221, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1985.
- [181] Noakowski, P.: *Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangbeanspruchung und Rißbreite*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 394, Beuth Verlag, Berlin, 1988.
- [182] Noakowski, P.; Breddermann, M.; Harling, A.; Rost, M.: *Turmartige Industriebauwerke – Bemessungsgrundlagen der CICIND, DIN EN 13084 und DIN V 1056 mit Beispielen und Anwendungen*. Betonkalender 2006, Teil 1, S. 225–318, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2006.
- [183] Noakowski, P.; Schaefer, H.: *Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau*. 1. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2003.
- [184] Noakowski, P.; Schäfer, H.; Breddermann, M.; Harling, A.: *Stahlbetonbauteile einfach steifigkeitsorientiert berechnen*. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 4, S. 191–201, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- [185] Ockert, J.: *Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton*. Dissertation, Universität Fredericana zu Karlsruhe (TH), 1997.

- [186] Ottosen, N.: *A failure criterion for concrete*. Journal of The Engineering Mechanics Division Vol. 103, Nr. 4, S. 525–535, Proceedings of ASCE, New York, 1977.
- [187] Paulay, T.; Bachmann, H.; Moser, K.: *Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten*. Birkhäuser Verlag, Basel, 1999.
- [188] Perbix, W.: *Feuchteabhängiges Tragverhalten von Epoxidharzen für das kraftschlüssige Füllen von Rissen in Betonbauteilen*. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993.
- [189] Polster, H.; Buwert, C.; Herrmann, P.; Pötke, W.; Trätner, A.; Wens, R.: *Quecksilberdruckporosimetrie*. in: Sanierungsgrundlagen Plattenbau – Prüfverfahren, Hrsg.: Institut für Erhaltung und Modernisierung von Bauwerken e.V. (IEMB), Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1995.
- [190] Purainer, R.: *Last- und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter zwei-axialer Zugbeanspruchung*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2005.
- [191] Purainer, R.; Keuser, M.: *Versuche an Stahlbetonscheiben und -platten unter Zugbeanspruchung*. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 06/3, Universität der Bundeswehr München, 2006.
- [192] Randl, N.; Münger, F.; Wicke, M.: *Verstärkung von Brückentragwerken mit Aufbeton*. Bauingenieur 80, Heft 4, S. 207–214, Springer Verlag, Berlin, 2005.
- [193] Randles, P. W.; Metcalf, J. G.: *High explosive damage in rock and concrete*. Proceedings of 18th International Symposium on Military Aspects of Blast and Shock (MABS 18), Bad Reichenhall, Deutschland, 2004.
- [194] Rao, P. S.: *Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 177, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1966.
- [195] Raupach, M.: *Füllen von Rissen und Hohlräumen*. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2005: "Erhaltung, Verstärkung, Instandsetzung", S. 24–31, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2005.
- [196] Raupach, M.: *Nationale Umsetzung der Europäischen Norm EN 1504 – Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen*. 6. Internationale Fachtagung "Verstärken und Instandsetzen von Betonkonstruktionen", Innsbruck, 2007.
- [197] Rüdiger, L.: *Tragverhalten von Stahlbetonplatten unter Berücksichtigung der Steifigkeitsänderung im gerissenen Zustand*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2008.

- [198] Rüdiger, L.; Keuser, M.; Berger, J.: *Numerische Berechnungen zur Untersuchung des Einflusses der Bewehrungsrichtung auf das Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbetonplatten*. Beton- und Stahlbetonbau 103, Heft 6, S. 388–397, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- [199] Rehm, G.: *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 138, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1961.
- [200] Reineck, K.-H.: *Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen*. Betonkalender 2005, Teil 2, S. 241–296, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2005.
- [201] Reinhardt, H. W.; et al.: *Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen*. Betonkalender 2007, Teil 1, S. 479–595, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- [202] Rimmel, G.: *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 444, Beuth Verlag, Berlin, 1994.
- [203] Rhim, H.; Büyükoztürk, O.: *Electromagnetic Properties of Concrete at Microwave Frequency Range*. ACI Materials Journal 95, Nr. 3, S. 262–271, 1998.
- [204] Riedel, W.: *Beton unter dynamischen Lasten - Meso- und makromechanische Modelle und ihre Parameter*. Forschungsergebnisse aus der Kurzzeitdynamik, ISBN 3-8167-6340-5, Fraunhofer Institut für Kurzzeitdynamik, Ernst-Mach-Institut, Freiburg, 2000.
- [205] RILEM: *Recommendations for bond test for reinforcing steel*. Materiaux et Constructions 6, Nr.32, S. 97–105, 1973.
- [206] Roberts, N. P.: *A limit state anchorage bond test for reinforcements in concrete*. Materials and Structures 6, No. 32, S. 119–122, 1973.
- [207] Roder, C.; Willmes, M.; Mähner, D.: *Einfluss der Firstspaltverpressung auf zerstörungsfreie Schalendickenmessungen an Tunnelinnenschalen im Bereich von Bundesfernstraßen*. Fachtagung Bauwerksdiagnose der Deutschen Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP), Berlin, 2008.
- [208] Rogge, A.: *Materialverhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung*. Dissertation, Technische Universität München, 2002.
- [209] Rostasy, F. S.; Henning, W.: *Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände*. Beton- und Stahlbetonbau 80, Heft 4, S. 108–113 und Heft 5, S. 134–136, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1985.

- [210] Rüscher, H.; Stöckl, S.: *Der Einfluß von Biegeln und Druckstreben auf das Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 140, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1963.
- [211] Rötzer, J.: *Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetontragwerken unter hohen Dehnungsgeschwindigkeiten und hohen Drücken*. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 97/1, Universität der Bundeswehr München, 1997.
- [212] Ruppert, M.: *Zur numerischen Simulation von hochdynamisch beanspruchten Betonstrukturen*. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 00/4, Universität der Bundeswehr München, 2000.
- [213] Rußwurm, D.: *Betonstähle für den Stahlbetonbau – Eigenschaften und Verwendung*. Institut für Betonstahlbewehrung e.V. München, Bauverlag, Wiesbaden, 1993.
- [214] Saechtling, H.: *Kunststoff-Taschenbuch*. 23. Ausgabe, Carl Hanser Verlag, München, 1986.
- [215] Sansalone, M.: *Impact-Echo: The Complete Story*. ACI Structural Journal 94, Nr. 6, S. 777–786, 1997.
- [216] Sansalone, M.; Lin, J.-M.; Streett, W.: *Determining the depth of surface-opening cracks using Impact-Generated Stress Waves and Time-of-Flight Techniques*. ACI Materials Journal 95, Nr. 2, S. 168–177, 1998.
- [217] Sasse, H. R.; Boué, A.: *Untersuchungen zum Stoffverhalten von Epoxidharzen zur kraftschlüssigen Injektion*. Forschungsberichte Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 576, 1990.
- [218] Sbartai, Z.; Laurens, S.; Balayssac, J.; Ballivy, G.; Arliguie, G.: *Effect of Concrete Moisture on Radar Signal Amplitude*. ACI Materials Journal 103, Nr. 6, S. 419–426, 2006.
- [219] Schaefer, H.; et al.: *Verstärken von Betonbauteilen - Sachstandsbericht*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 467, Beuth Verlag, Berlin, 1996.
- [220] Schäfer, H.: *Experimentelle Ermittlung der Steifigkeiten von Stahlbetonplatten*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 345, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1983.
- [221] Schlaich, J.; Schäfer, K.: *Konstruieren im Stahlbetonbau*. Betonkalender 2001, Teil 2, S. 311–492, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [222] Schlüter, F.-H.; Ruckebrod, C.: *Rißverpressung – Prinzipielle Anmerkungen zum Verpressen von Rissen in Betonbauteilen*. Prof. Eibl + Partner GbR, Eigenverlag, Karlsruhe, 2001.

- [223] Schmidt-Thrö, G.: *Verbundverhalten von Rippenstählen im Beton unter besonderer Berücksichtigung einer einachsigen Querpressung*. Dissertation, Technische Universität München, 1987.
- [224] Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: *Einfluß der Probekörperform und der Messpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 378, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1986.
- [225] Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: *Einfluß einer einachsigen Querpressung und der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten von Rippenstählen im Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 389, Beuth Verlag, Berlin, 1988.
- [226] Schuler, H.: *Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Schädigung von stoßbeanspruchtem Beton*. Forschungsergebnisse aus der Kurzzeitdynamik, ISSN 1612-6718, Fraunhofer Institut für Kurzzeitdynamik, Ernst-Mach-Institut, Freiburg, 2004.
- [227] Schuler, H.; Hanson, H.: *Fracture Behaviour of High Performance Concrete (HPC) investigated with a Hopkinson-Bar*. Journal de Physique IV(134), S. 1145–1151, 2006.
- [228] Schuler, H.; Mayrhofer, M.; Thoma, K.: *Spall experiments for the measurement of the tensile strength and fracture energy of concrete at high strain rates*. International Journal of Impact Engineering 32, S. 1635–1650, 2006.
- [229] Sendzek, S.: *Zug- und Verbundfestigkeit von instand gesetzten Stahlbetonbauteilen*. Diplomarbeit am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, unveröffentlicht, 2006.
- [230] Shen, J.-H.: *Lineare und nichtlineare Theorie des Kriechens und der Relaxation von Beton unter Druckbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 432, Beuth Verlag, Berlin, 1992.
- [231] Simons, I.; Eligehausen, R.: *Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung im ungerissenen und gerissenen Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 103, Heft 9, S. 598–608, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- [232] Sippel, T.: *Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 540, Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [233] Sodeikat, C.: *Instandsetzung eines fahrzeuganprallschadens einer straßenbrücke*. Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 9, S. 733–734, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2006.
- [234] Sparowitz, L.: *Eine geschlossene Näherungslösung des Verbundproblems*. Festschrift Univ.-Prof. Richard Greiner 60 Jahre; Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, Technische Universität Graz, Eigenverlag, 2001.

- [235] Spieth, H. A.; Eligehausen, R.: *Bewehrungsanschlüsse mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben*. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 9, S. 445–459, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- [236] Spitra, F.: *Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit*. Dissertation, Technische Universität München, 2006.
- [237] Stempniewski, L.; Larcher, M.; Steiner, S.: *Beton unter hochdynamischer Belastung*. Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 3, S. 152–162, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2006.
- [238] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik: *Richtlinie Injektionstechnik – Teil 1: Bauten aus Beton und Stahlbeton*. Ausgabe Jänner 2008, Eigenverlag ÖVBB, Wien, 2008.
- [239] Stiglat, K.; Wippel, H.: *Massive Platten*. Betonkalender 2000, Teil 2, S. 211–290, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000.
- [240] Streicher, D.; Kohl, C.; Wiggenhauser, H.; Taffe, A.: *Automatisierte zerstörungsfreie Zustandsuntersuchungen von Brückenbauwerken*. Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 5, S. 330–342, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2006.
- [241] Tawhed, W.; Gassman, S.: *Damage assessment of concrete bridge decks using Impact-Echo method*. ACI Materials Journal 99, Nr. 3, S. 273–281, 2002.
- [242] Technical Manual TM 5-1300 / UFC 3-340-02 December 2008: *Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*. United States of America, Department of Defense, Washington DC, USA, 2008.
- [243] Technical Manual TM 5-855-1 April 1997: *Design and Analysis of Hardened Structures to Conventional Weapons Effects*. Headquarters of the Army, the Navy and the Air Force, Washington DC, USA, 1997.
- [244] Trost, H.; Mainz, B.; Wolff, H.: *Zur Berechnung von Spannbetontragwerken im Gebrauchszustand unter Berücksichtigung des zeitabhängigen Betonverhaltens*. Beton- und Stahlbetonbau 66, Heft 5, S. 220–225, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1971.
- [245] Vockrodt, H.-J.; Feistel, D.; Stubbe, J.: *Handbuch Instandsetzung von Massivbrücken*. Birkhäuser Verlag, Berlin, 2003.
- [246] Vos, E.; Reinhardt, H.: *Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strands*. Materials and Structures 15, Nr. 1, S. 3–10, 1982.
- [247] Vos, E.; Reinhardt, H.: *Influence of Loading Rate on Bond in Reinforced Concrete*. Tagungsband "Concrete under Impact and Impulsive Loading", BAM, 1982.

-
- [248] Werse, M.: *Epoxidharze – Anwendung im Beton- u. Stahlbetonbau*. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975.
- [249] Wiggenhauser, H.; Taffe, A.: *Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen*. Bauphysik Kalender 2004, S. 305–418, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2004.
- [250] Yi, P.: *Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten*. Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 1991.
- [251] Zielinski, A.; Reinhardt, H.; Körmeling, H.: *Experiments on concrete under uniaxial impact tensile loading*. Materials and Structures 14, Nr. 2, S. 103–112, 1981.
- [252] Zilch, K.; Rogge, A.: *Grundlagen der Bemessung von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen nach DIN 1045-1*. Betonkalender 2002, Teil 1, S. 217–360, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- [253] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau – Nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1*. Springer Verlag, Heidelberg, 2006.
- [254] Zukas, J. A.; Nicholas, T.; Swift, H. F.; Greszcuck, L. B.; Curran, D. R.: *Impact Dynamics*. Krieger Publishing Company, Malabar, USA, 1992.

Notation

Auf folgende Abkürzungen und Bezeichnungen wurde in der vorliegenden Arbeit mehrfach zurückgegriffen:

Kleine lateinische Buchstaben

b	Breite
c	Betondeckung
c_0	Lichtgeschwindigkeit
d	statische Nutzhöhe, Tiefe
d...	infinitesimale Größe
f	Festigkeit
f_y	Streckgrenze (Stahl)
f_R	bezogene Rippenfläche (gerippter Betonstahl), Frequenz
h	Höhe
k	Korrekturfaktor
l	Länge
l_{ch}	charakteristische Länge
l_t	Eintragungslänge
m	Beiwert, Exponent
n	Beiwert, Exponent
p	Lastwert
q	Flächen- bzw. Streckenlast
r	Radius
s	Abstand, Schlupf
t	Zeit, Laufzeit, Blechdicke
w	Rissbreite
x	x-Koordinate, Druckzonenhöhe
y	y-Koordinate
z	z-Koordinate, Hebelarm der inneren Kräfte

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche
C	Betonfestigkeitsklasse, Korrekturfaktor, Wellengeschwindigkeit
C_P	Wellengeschwindigkeit der Primärwelle (Kompressionswellengeschwindigkeit)
D	Druckkraft, Durchmesser
E	Elastizitätsmodul, elektrisches Feld, Empfänger
F	Kraft
G_f	Bruchenergie
I	Flächenträgheitsmoment, Sendeimpuls
K	Konstante
M	Biegemoment
N	Plattensteifigkeit
P	Druck
R	Reflexion / Echo, Festigkeit (alte Nomenklatur)
S	Sender
U	Umfang
V	Querkraft
W	Widerstandsmoment
Z	Zugkraft, Wellenwiderstand, skaliertes Abstand

Griechische Buchstaben

α	Langzeitbeiwert, Verhältniswert, Absorptionsfaktor
β	Korrekturfaktor, Völligkeitsbeiwert, Phasenkonstante, Festigkeit (alte Nomenklatur)
β_t	Mitwirkungsfaktor
γ	Teilsicherheitsbeiwert, komplexe Ausbreitungskonstante
$\delta\dots$	infinitesimale Größe
ϵ	Dehnung, elektrische Feldkonstante, Dielektrizitätszahl
$\dot{\epsilon}$	Dehnrage / Verzerrungsrate
μ_0	magnetische Feldkonstante
ν	Querdehnzahl / Poisson'sche Zahl
ξ	bezogene Druckzonenhöhe, dimensionsloser Beiwert
ρ	Dichte
σ	Normalspannung, Verlustwinkel
τ	Schubspannung, Verbundspannung
$\dot{\tau}$	Belastungsgeschwindigkeit
ϕ	Kriechzahl
φ	Steigung der Dehnsteifigkeit im Zustand I

Griechische Buchstaben (Fortsetzung)

ψ	Relaxationszahl
ζ	Rissbildungsfaktor, bezogener innerer Hebelarm
ω	Kreisfrequenz
$\Delta...$	differentielle Größe

Allgemeingültige Indizes*

$(...)_b$	Verbund
$(...)_c$	Beton, Kriechen, Druck
$(...)_{c^r}$	Riss...
$(...)_d$	Designwert / Bemessungswert
$(...)_k$	charakteristischer Wert / Gebrauchswert
$(...)_i$	laufender Wert, ideeller Wert
$(...)_m$	Mittelwert
$(...)_s$	Stahl
$(...)_t$	Zug
$(...)_u$	Bruchwert
$(...)_x$	x-Richtung
$(...)_y$	y-Richtung
$(...)_z$	z-Richtung
$(...)_{eff}$	effektiver Wert / wirksamer Wert
$(...)_{max}$	Maximalwert
$(...)_{min}$	Minimalwert
$(...)_{cal}$	Rechenwert
$(...)_{atm}$	atmosphärischer Wert (Druck)
$(...)_E$	Einwirkung
$(...)_R$	Widerstand
$(...)_{BZ}$	Biegezug
$(...)_0$	bezogener Wert, Urzustand
$(...)_{1,2,3...}$	laufende Größe, Hauptspannungsrichtung
$(...)_{\nu}$	Vorschädigung
$(...)_{\beta}$	Streubreite
$(...)_{\eta}$	Ausmitte
$(...)^I$	Zustand I / ungerissen
$(...)^{II}$	Zustand II / gerissen

*Die hier angegebenen Indizes wurden im Rahmen der Arbeit auch in Kombination verwendet.

Abkürzungen

ZfP	Zerstörungsfreie Prüfung bzw. Prüfmethoden
IE	Impact Echo (Verfahren)
GPR	Ground Penetrating Radar / Radarverfahren
WTD	Wehrtechnische Dienststelle
VB	Versuchsbrücke
PLT	Platte
PETN	Pentaerythrittetranitrat / Nitropenta
EP	Epoxidharz
ZL	Zementleim
ZS	Zementsuspension
PUR	Polyurethanharz
VPK	Verbundprüfkörper
ZPK	Zugprüfkörper

Abbildungsverzeichnis

1.1	Schädigungsbereiche einer Stahlbetonplatte nach Kontaktdetonation	2
1.2	Im Rahmen der vorliegenden Arbeit behandelte Teilaspekte	3
2.1	Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung: Arbeitslinien von Betonen verschiedener Festigkeit nach CEB Model Code 90 [24] (links) und idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung nach DIN EN 1992-1-1 [48] (rechts)	6
2.2	Bezeichnungen zur Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton zur Berechnung der Verformungen nach DIN 1045-1 [253]	7
2.3	Modellvorstellung zum Beton unter Zugbeanspruchung [253]	9
2.4	Festigkeit des Betons bei mehraxialer Beanspruchung [253]	13
2.5	Dehnungskomponenten von Beton im Einstufenversuch [253]	14
2.6	Arbeitslinien von kaltverformtem und warmverformtem Betonstahl [213]	16
2.7	Idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Querschnittsbemessung nach DIN 1045-1 [35]	16
2.8	Verbundmechanismen und Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung [253]	18
2.9	Ausbreitung der durch Verbund eingeleiteten Druckspannungen; Sprenggrissbildung [253]	19
2.10	Differentielles Element eines Stahlbetonzugstabes [253]	20
2.11	Tragverhalten und Rissbildung eines Stahlbetonzugstabes [253]	22
2.12	Modellhafte Zerlegung eines Biegebalkens in Druck- und Zuggurt [63]	23
2.13	Verbundmechanismus für gestörten Verbund nach IDDA [115]	30
2.14	Gegenüberstellung der Ausziehung-Schlupf-Beziehungen für ungestörten ($w = 0,0$ mm) und gestörten Verbund ($w = 1,5$ mm) nach IDDA [115]	31

2.15	Dehnraten verschiedener Einwirkungen [226]	32
2.16	Schematischer Druck-Zeit-Verlauf nach einer Detonation nach [137]	36
2.17	Verschiedene Arten lokaler Schädigung einer Betonplatte nach Impakteinwirkung [104]	38
2.18	Veränderung der Betondruckfestigkeit und der Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dehnrates (aus BISCHOFF [6] und SCHULER [226])	39
2.19	Ursachen der Zugfestigkeitssteigerung nach CURBACH [25]	40
2.20	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen verschiedener Stähle in Abhängigkeit der Beanspruchungsgeschwindigkeit: a), b): gerippter Stahl, c): glatter Stahl, d): Litzen [246]	41
2.21	Einfluss der Beanspruchungsgeschwindigkeit $\dot{\tau}$ auf die übertragbare Verbundspannung gerippter Stähle für verschiedene Betondruckfestigkeiten bei einem Schlupf von a) $s = 0,01$ mm und b) $s = 0,20$ mm [246]	43
2.22	Schematische Darstellung der lokalen Wirkung einer Kontaktdetonation auf eine Stahlbetonplatte [91]	43
2.23	Makrorissbild auf der lastabgewandten Seite nach Kontaktdetonation (Schnitt) [148]	44
2.24	Rissöffnung und Rissverteilung in einer Stahlbetonplatte nach hochdynamischer Einwirkung [193]	45
2.25	Ausbildung einer Zerschellschicht für stützende Bauteile nach DIN 1055-9 [38]	46
3.1	Phasen bei Instandsetzungsprojekten, exemplarisch nach DIN 1504-9 [46]	47
3.2	Echo-Verfahren in der Anwendung [11]	50
3.3	Rekonstruktion eines Volumenelementes aus verschiedenen Messdaten [11]	50
3.4	Prinzip des Impact-Echo-Verfahrens	52
3.5	Versuchsaufbau zur Bestimmung der Tiefe von Oberflächenrissen (nach [216])	54
3.6	IE-Signale a) einer massiven Platte, b) einer Platte mit verpresstem Hüllrohr und c) einer Platte mit unverpresstem Hüllrohr [124]	55
3.7	Reflexionsanordnung von Sende- und Empfangsantenne [29]	61
3.8	Radargramm: Schematische Illustration (links [29]) und Beispiel (rechts)	62

4.1	verwendetes kommerzielles Impact-Echo-System: Komponenten und Aufbau (links) und Screenshot der zugehörigen Auswerte-Software (rechts)	67
4.2	mit Kreide aufgebrachtes Messraster (hellblau)	67
4.3	Impact-Echo-Messergebnis an 2 ausgewählten Versuchskörpern	69
4.4	verwendetes kommerzielles Radar-System: portable Steuereinheit mit 1,6 GHz-Antenne im Feldeinsatz (links) und beispielhaft ermittelter Linienscan (rechts) .	70
4.5	Radar-Messergebnis an einem Versuchskörper (3D-Darstellung)	71
4.6	Feuchteverteilung in einem durchgeschnittenen Versuchskörper [148]	72
4.7	Entnahmebereich und Bohrraster des Versuchskörpers WTD 2	74
4.8	Bohrkern aus dem Kraterbereich und zugehörige Bohrkernwandung (Rückseite) .	74
4.9	In Plattenmittelebene ermittelter dynamischer E-Modul	75
4.10	In Plattenmittelebene ermittelte Betondruckfestigkeit	75
4.11	Gemessene Porosität und Dichte an ausgewählten Stellen	76
5.1	Hugoniot-Kurve zur Beschreibung des Kompressions- und Entlastungsverhaltens von porösen Werkstoffen (aus [90])	80
5.2	Aufbau des Schädigungsmodells von RUPPERT (aus [212])	81
5.3	Von RUPPERT verwendete Hugoniot-EoS für Beton C40/50 nach EC 2 (aus [212])	82
5.4	Zerlegung des Betons in homogene Untermaterialien (aus [204])	83
5.5	Zusammensetzung von Beton aus den Komponenten Zementstein (blau) und Zuschlag (grün) zur Direktsimulation der Wellenausbreitung im Hydrocode (aus [204])	84
5.6	Belegung der Grenzflächen der Zuschlagkörner mit geschwächtem Zementstein (hellblaue Ränder); Ausschnitt einer numerische "Probe" (aus [204])	84
5.7	Abschätzung der Größe des umgebenden Schädigungsbereichs einer Betonplatte mit Hilfe des Impact-Echo-Verfahrens	86
5.8	Vorschlag zur Abstufung der Betonkennwerte in Plattenmittelebene	87
5.9	Schollenbildung aufgrund der Querschnittsschwächung durch die Bewehrung . . .	88
5.10	Empfehlung zur Abstufung des Verbundverhaltens	89
6.1	Rissarten nach LEONHARDT [152] (aus [56])	92

6.2	Anwendungsbereiche für verschiedene Füllgüter nach [14]	95
6.3	Kalthärtungsverlauf von Reaktionsharzen [214]	96
6.4	Viskositätsanstieg eines Epoxidharzes unter isothermischen Bedingungen bei Prüftemperaturen von 8°C, 15°C und 23°C nach SASSE UND BOUÉ [217] (aus [56])	97
6.5	Verhalten eines Epoxidharzes während der Injektion eines wasserführenden Risses [188]	100
6.6	Haftzugfestigkeiten injizierter Prismen bezogen auf die Betonhaftzugfestigkeit (im Mittel $\beta_Z = 3,5 N/mm^2$) [188]	101
6.7	Kornverteilung verschiedener Zemente [123]	103
6.8	Verfüllter Hauptriss $w = 0,3 mm$ mit Nebenriss $w = 0,05 mm$ [117]	104
6.9	Festigkeitsentwicklung verschiedener Zementkorngruppen nach LOCHER ET AL. [161]	106
6.10	Instandsetzung mittels Tränkung	109
6.11	Selbstinjektor für Niederdruckinjektion	110
6.12	1-K-Anlage für Niederdruckinjektionen	111
6.13	Klebpacker (oben) und Bohrpacker (unten)	112
6.14	Befestigung der Packer [107]	112
6.15	Anordnung von Einfüllstutzen / Packern gemäß ZTV-ING [14]	112
6.16	Materialspezifische Anwendungsbedingungen [56]	113
7.1	Versuchskörper (links) und einaxialer Zugversuch (rechts)	119
7.2	Induzierung des bewehrungsparallelen Risses mithilfe einer Spaltzugbeanspruchung	121
7.3	Verpressen der Versuchskörper mit Zementsuspension	122
7.4	Last-Verformungs-Diagramm der ungeschädigten Stahlbetonzugstäbe	123
7.5	Last-Verformungs-Diagramm der instand gesetzten Stahlbetonzugstäbe der Serie 1-1 ($w_q = 0,07 mm$)	124
7.6	Last-Verformungs-Diagramm der instand gesetzten Stahlbetonzugstäbe der Serie 1-2 ($w_q = 0,17 mm$)	125
7.7	Last-Verformungs-Diagramm der instand gesetzten Stahlbetonzugstäbe der Serie 2-1 ($w_l = 0,2 mm$)	126

7.8	Last-Verformungs-Diagramm der instand gesetzten Stahlbetonzugstäbe der Serie 2-2 ($w_l = 0,5 \text{ mm}$)	127
7.9	Last-Verformungs-Diagramm der instand gesetzten Stahlbetonzugstäbe der Serie 2-3 ($w_l = 1,0 \text{ mm}$)	127
7.10	Last-Verformungs-Diagramm der geschädigten Stahlbetonzugstäbe der Serie 3 ($w_l = 0,50 \text{ mm}$)	128
7.11	Vergleichendes Ergebnis der einaxialen Zugversuche VPK	130
7.12	Pull-Out-Körper nach RILEM [253]	131
7.13	Vorrichtung zur Einstellung der Rissbreiten: Konstruktion und Ausführung . . .	134
7.14	Instandsetzung mittels Tränkung	135
7.15	Ergebnis der Pull-Out-Versuche an Referenzkörpern V1-R	136
7.16	Ergebnis der Pull-Out-Versuche an geschädigten Körpern V1-S	136
7.17	Ergebnis der Pull-Out-Versuche an geschädigten Körpern V1-I15 und V1-I30 . .	137
7.18	Vergleichendes Ergebnis der Pull-Out-Versuche	138
7.19	Einfluss des Mörtelsystems auf die mittlere Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung unter monotoner Beanspruchung im ungerissenen Beton [231]	139
7.20	Grundgedanke zu den durchgeführten Druckversuchen	140
7.21	Injektion der gerissenen Würfel mittels Selbstinjektor (Niederdruckinjektion) . .	142
7.22	Ergebnisse der einaxialen Druckversuche an Würfeln ($a = 200 \text{ mm}$)	142
7.23	Geschädigte Stahlbetonplatte, vorbereitet zur Injektion	144
7.24	Anwendung der EP-Injektion mittels Selbstinjektor bei angesprengten Platten . .	144
7.25	Anwendung der EP-Tränkung bei Trennrissen in angesprengten Platten	145
8.1	Gesetzte Packer	150
8.2	Vornässen des Kraterbereichs	150
8.3	Aufbringen des Betonersatzes	150
8.4	Einbau des Betonersatzes	150
8.5	Eingebrachter Betonersatz	150
8.6	Fertiggestellte Verdämmung	150

Tabellenverzeichnis

2.1	Einordnung von Beanspruchungen und zugehörige Materialverhalten nach GEB- BEKEN UND RUPPERT [83]	33
3.1	Definition eines Schädigungsmaßes aufgrund von IE-Messungen und mikrosko- pisch gemessen Rissanteilen nach [128]	57
3.2	Elektromagnetischen Eigenschaften einiger Materialien [29]	60
4.1	Übersicht über die Versuchsreihen der Impact-Echo-Versuche	68
4.2	Übersicht über die Versuchsreihen der Radar-Versuche	71
4.3	Übersicht über die entnommenen Bohrkerne	73
5.1	Vorschlag zur Modifikation der Betonkennwerte	86
7.1	Übersicht über die Zugstab-Versuchsreihen	120
7.2	Übersicht über die Pull-Out-Versuchsreihen	134
7.3	Übersicht über die Versuchsreihen der Druckversuche	141

Anhang A

Versuchsergebnisse: Zerstörungsfreie Untersuchungen

A.1 Impact-Echo-Messungen

Objekt: VB PLT 1 (1000g PETN Kontakt, Dicke 20cm, \varnothing 14/15)
Datum Messungen: 21.02.2007
Ort Messungen: Versuchsgelände UniBwM
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 3808$ m/s (Basiswert)

Darstellung: gemessene Dicken

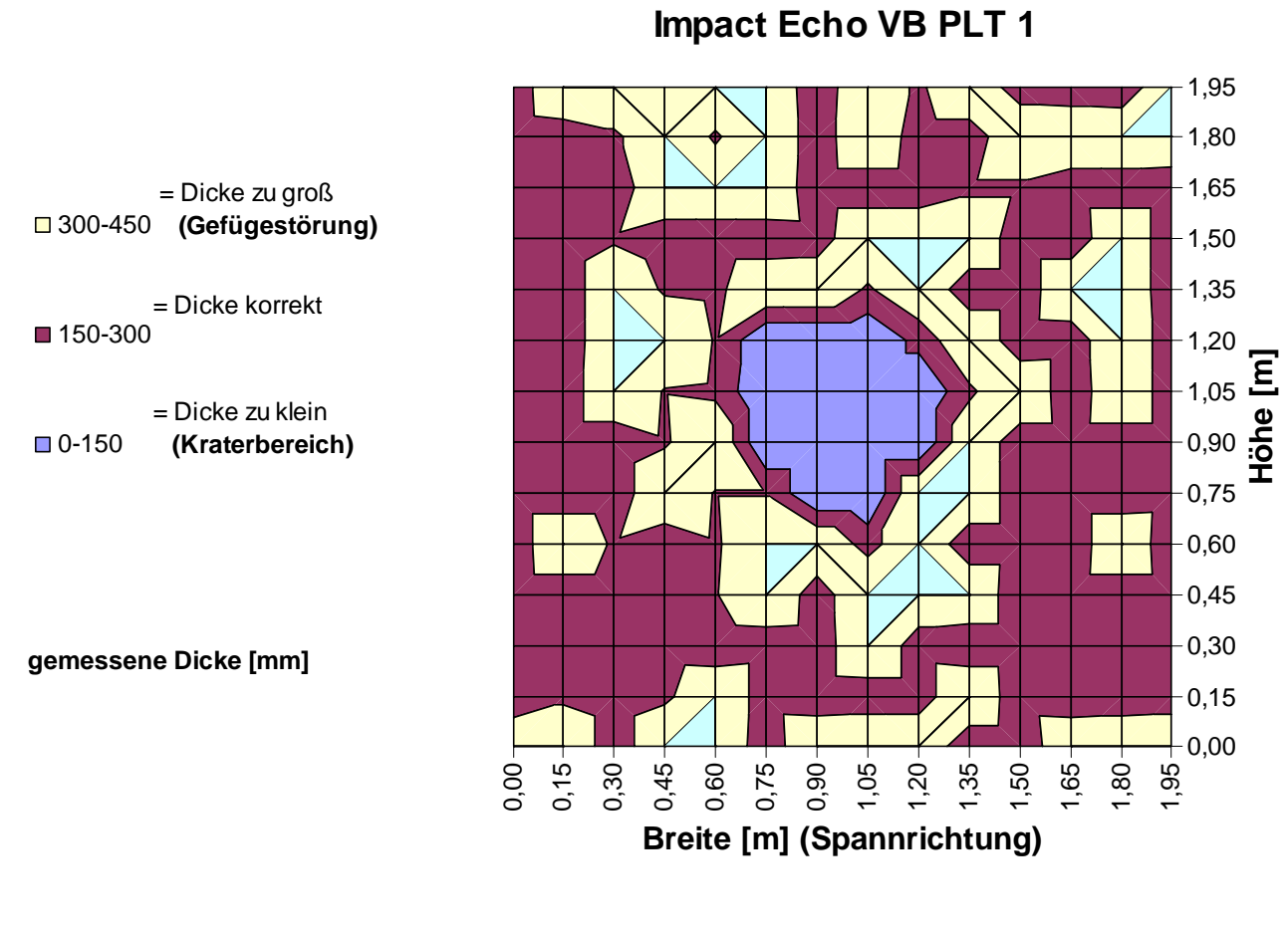


Abb. A.1.1: IE-Messergebnis Platte VB PLT 1: gemessene Dicke

Objekt: VB PLT 1 (1000g PETN Kontakt, Dicke 20cm, \varnothing 14/15)
Datum Messungen: 21.02.2007
Ort Messungen: Versuchsgelände UniBwM
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 3808 \text{ m/s}$ (Basiswert)

Darstellung: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p (Laufzeitunterschiede)

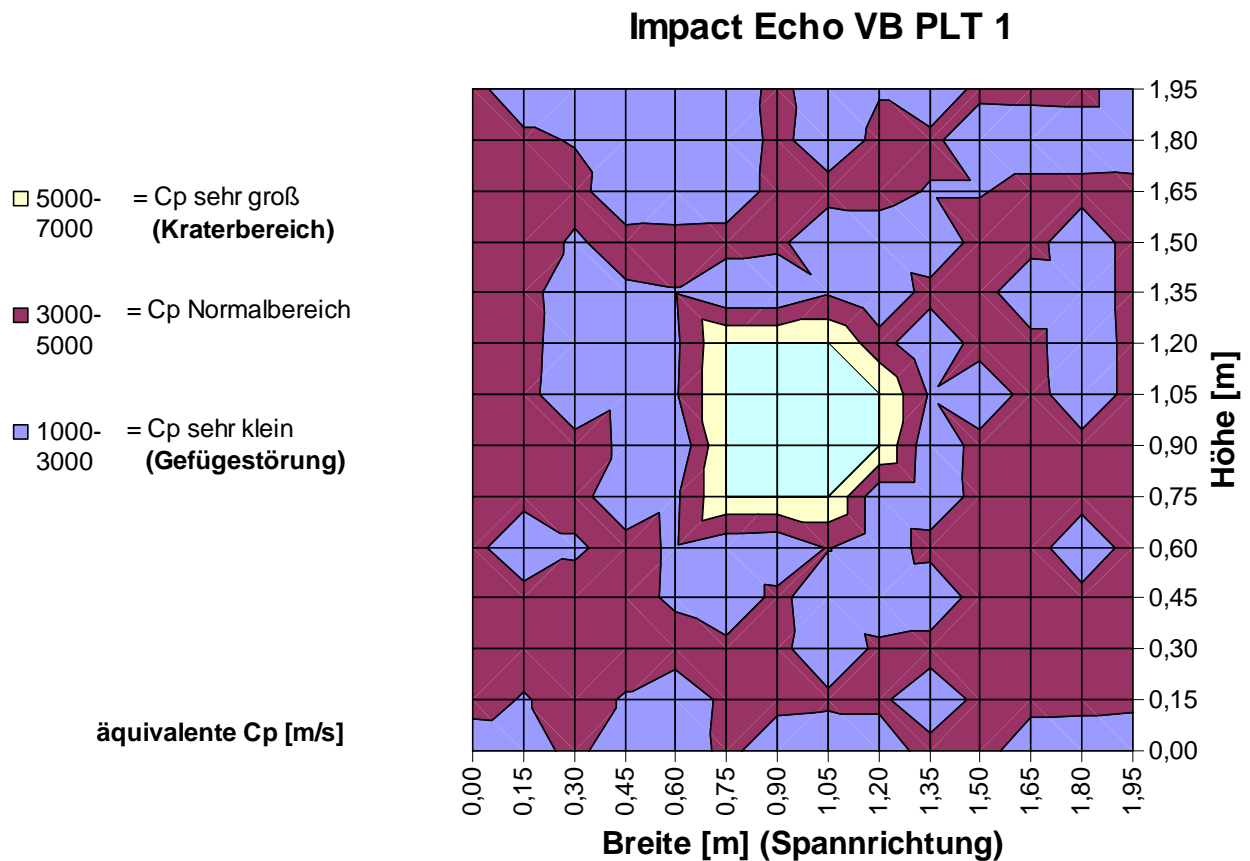


Abb. A.1.2: IE-Messergebnis Platte VB PLT 1: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p

Objekt: VB PLT 2 (600g PETN Kontakt, Dicke 20cm, \varnothing 14/15)
Datum Messungen: 21.02.2007
Ort Messungen: Versuchsgelände UniBwM
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 3904$ m/s (Basiswert)

Darstellung: gemessene Dicken

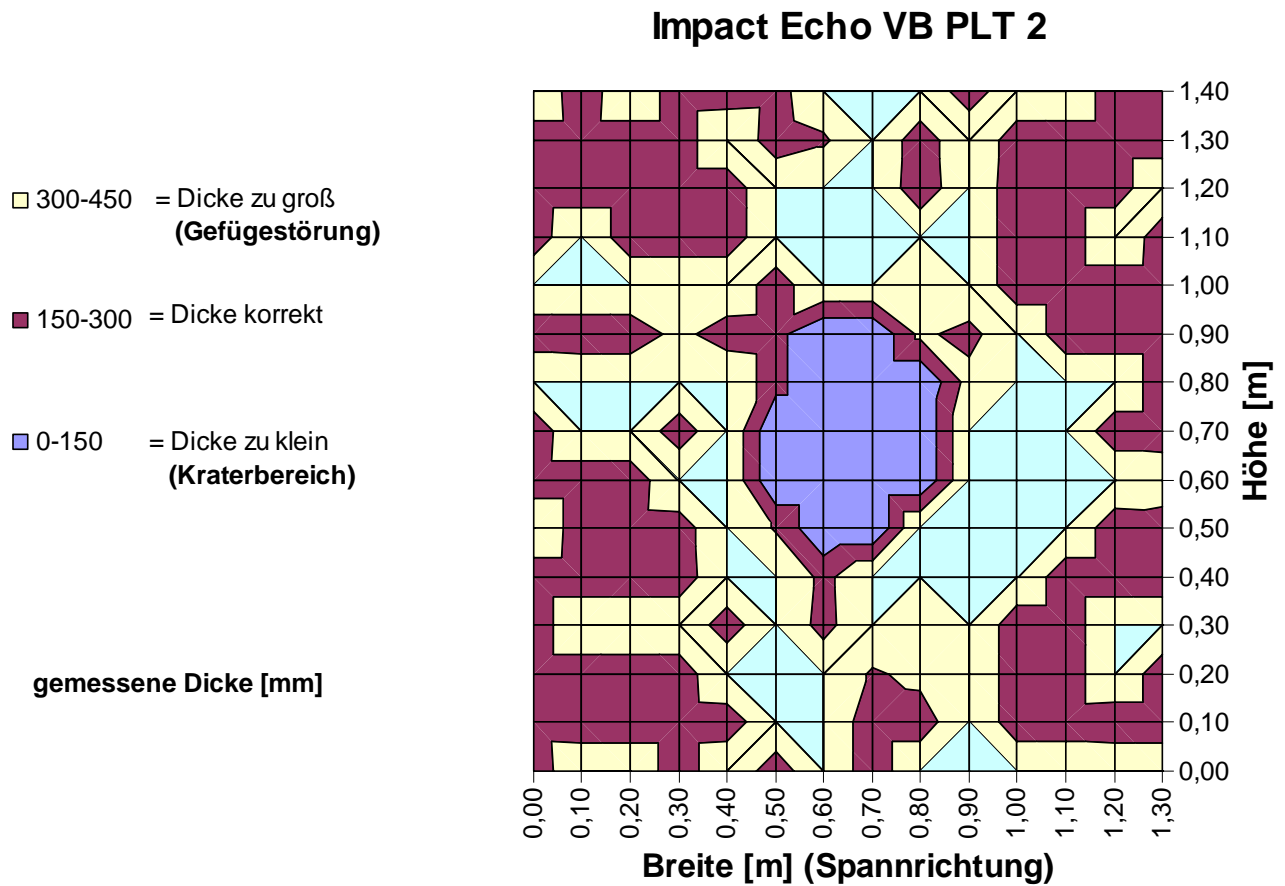


Abb. A.1.3: IE-Messergebnis Platte VB PLT 2: gemessene Dicke

Objekt: VB PLT 2 (600g PETN Kontakt, Dicke 20cm, \varnothing 14/15)
Datum Messungen: 21.02.2007
Ort Messungen: Versuchsgelände UniBwM
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 3904$ m/s (Basiswert)

Darstellung: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p (Laufzeitunterschiede)

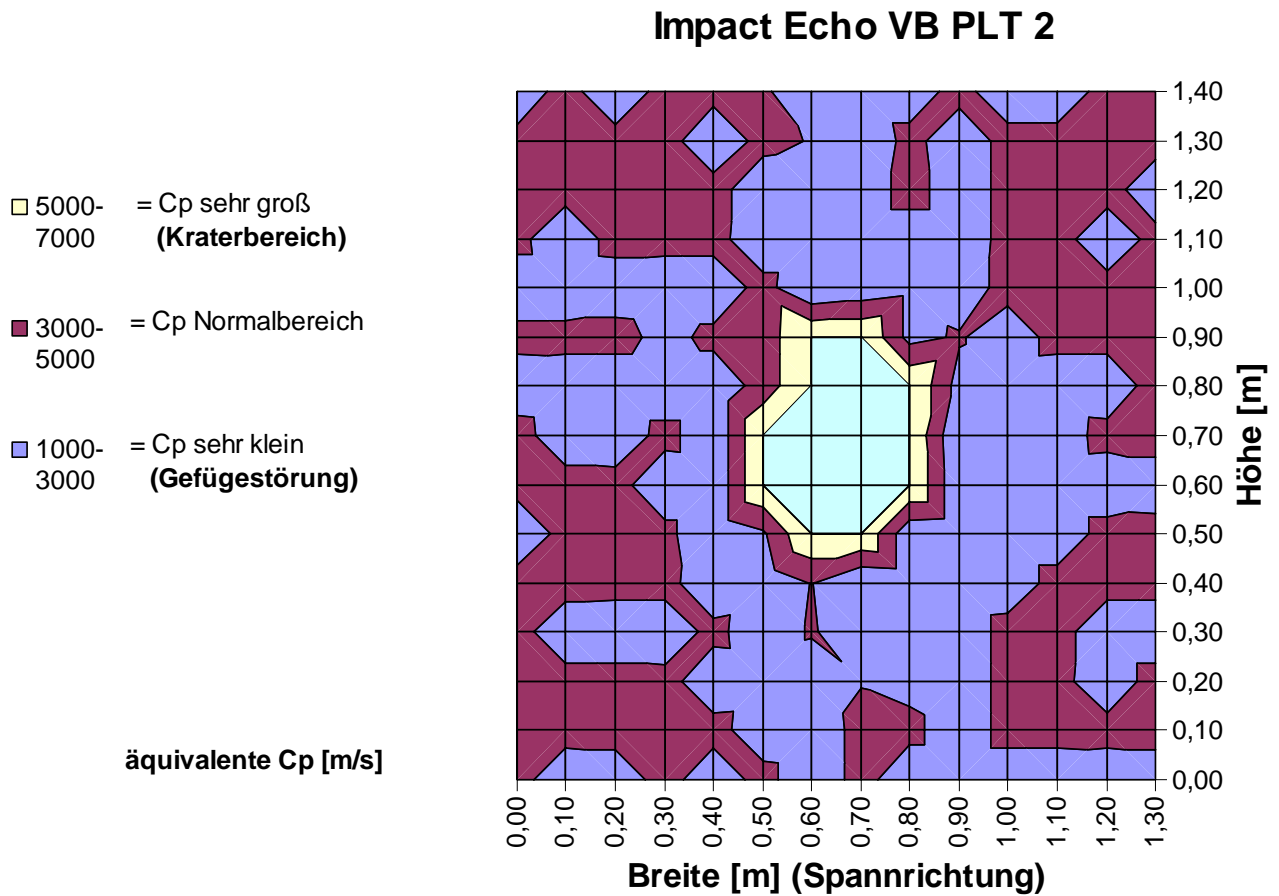


Abb. A.1.4: IE-Messergebnis Platte VB PLT 2: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p

Objekt: VB PLT 3 (400g PETN Kontakt, Dicke 20cm, Ø 14/15)
Datum Messungen: 21.02.2007
Ort Messungen: Versuchsgelände UniBwM
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 3904$ m/s (Basiswert)

Darstellung: gemessene Dicken

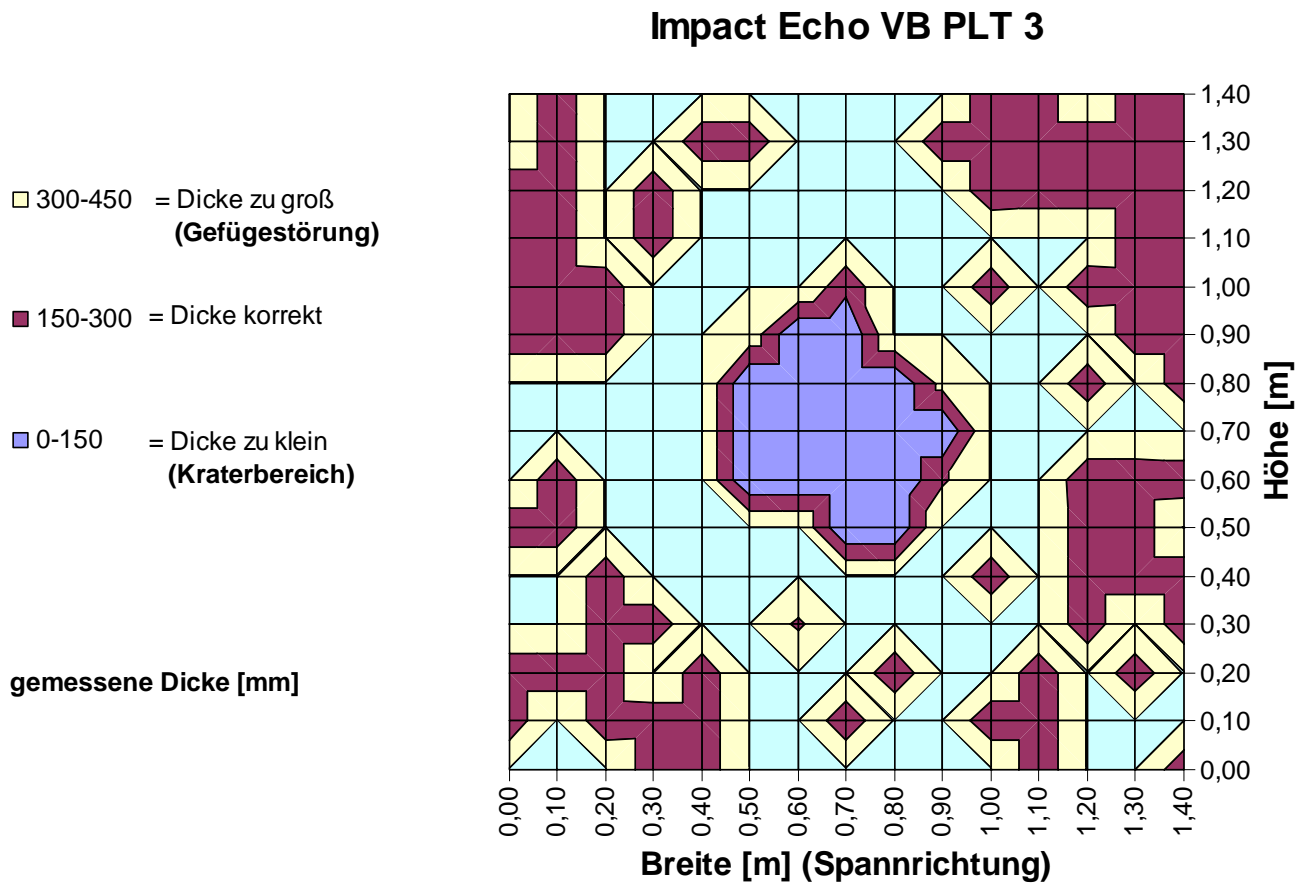


Abb. A.1.5: IE-Messergebnis Platte VB PLT 3: gemessene Dicke

Objekt: VB PLT 3 (400g PETN Kontakt, Dicke 20cm, Ø 14/15)
Datum Messungen: 21.02.2007
Ort Messungen: Versuchsgelände UniBwM
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 3904 \text{ m/s}$ (Basiswert)

Darstellung: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p (Laufzeitunterschiede)

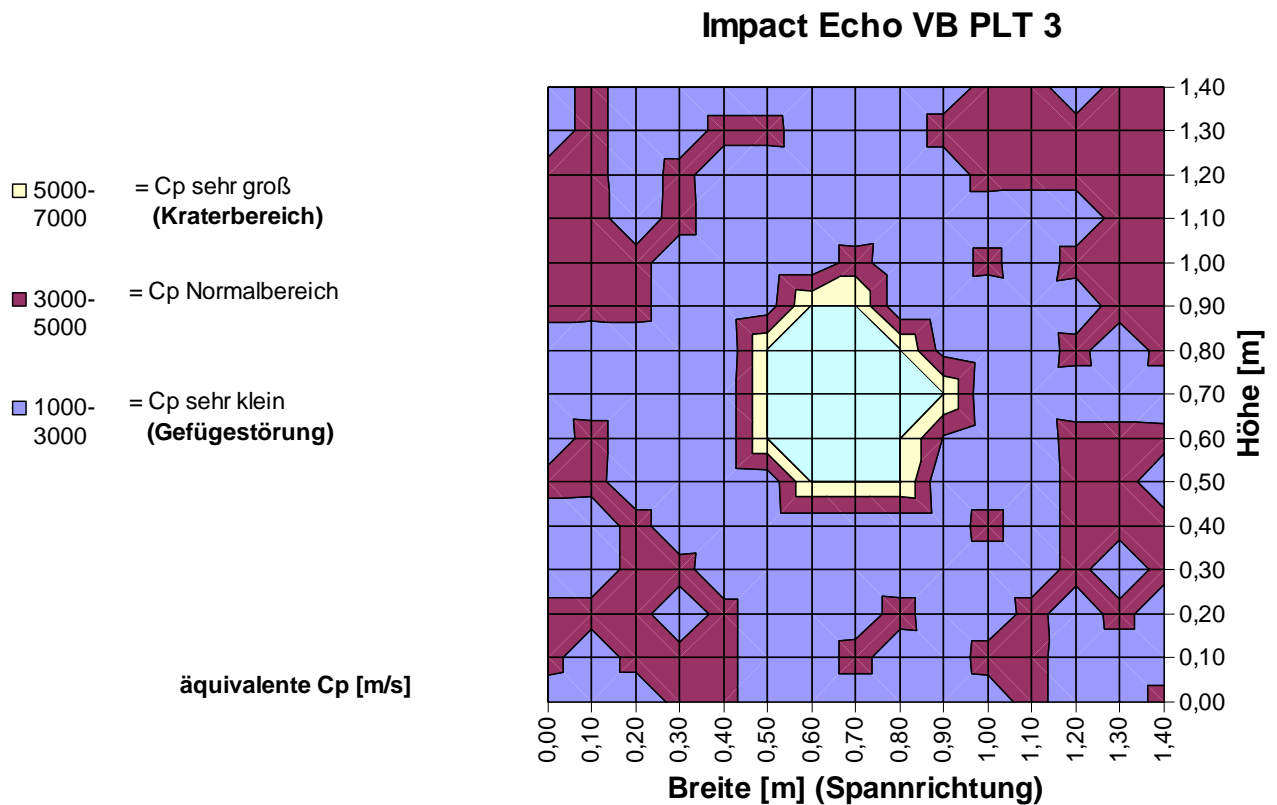


Abb. A.1.6: IE-Messergebnis Platte VB PLT 3: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p

Objekt: WTD IE 1 (2750g PETN a = 50cm, Dicke 20cm, Ø 10/10)
Datum Messungen: 05.04.2007
Ort Messungen: Freigelände Wehrtechnische Dienststelle 52, Oberjettenberg
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 4280$ m/s (Basiswert)

Darstellung: gemessene Dicken

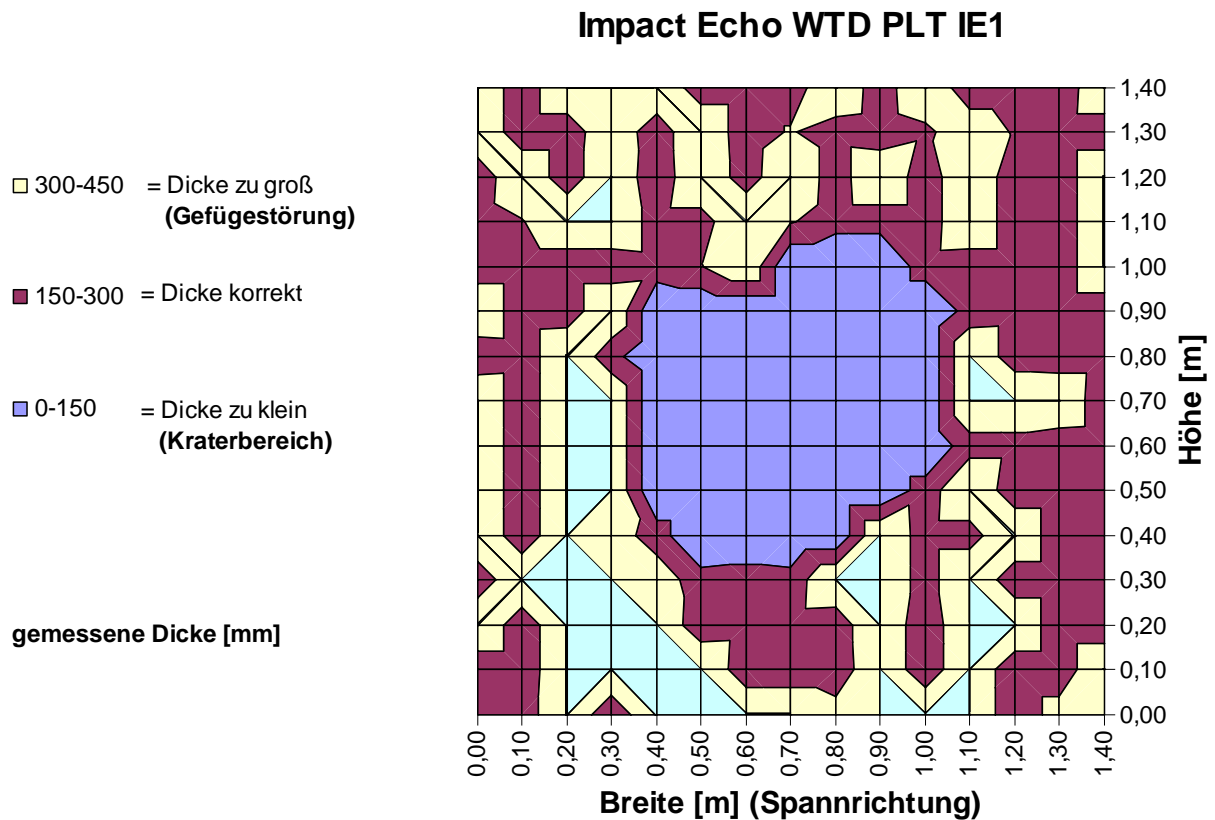


Abb. A.1.7: IE-Messergebnis Platte WTD IE 1: gemessene Dicke

Objekt: WTD IE 1 (2750g PETN a = 50cm, Dicke 20cm, Ø 10/10)
Datum Messungen: 05.04.2007
Ort Messungen: Freigelände Wehrtechnische Dienststelle 52, Oberjettenberg
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 4280$ m/s (Basiswert)

Darstellung: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p (Laufzeitunterschiede)

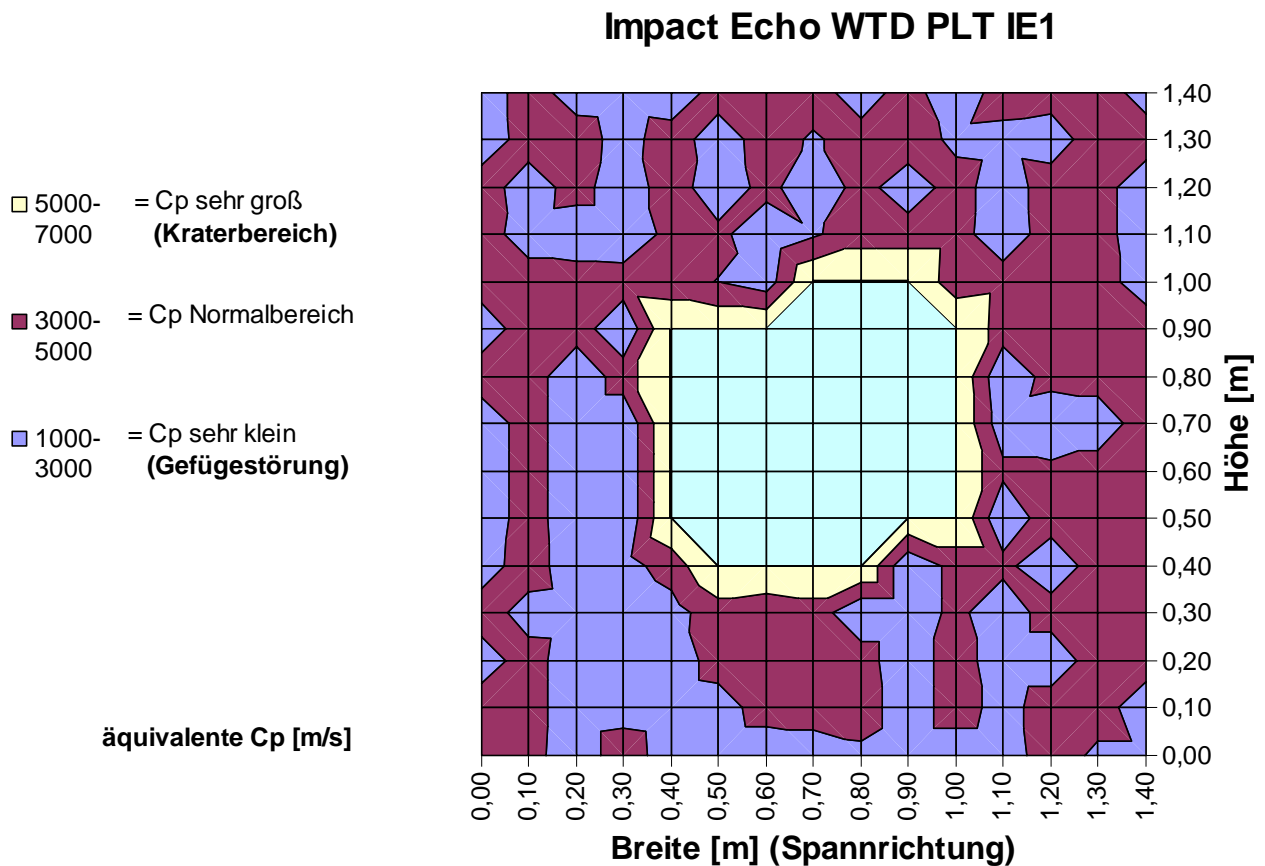


Abb. A.1.8: IE-Messergebnis Platte WTD IE 1: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p

Objekt: WTD IE 2 (650g PETN Kontakt, Dicke 30cm, Ø 10/10)
Datum Messungen: 05.04.2007
Ort Messungen: Freigelände Wehrtechnische Dienststelle 52, Oberjettenberg
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 4280$ m/s (Basiswert)

Darstellung: gemessene Dicken

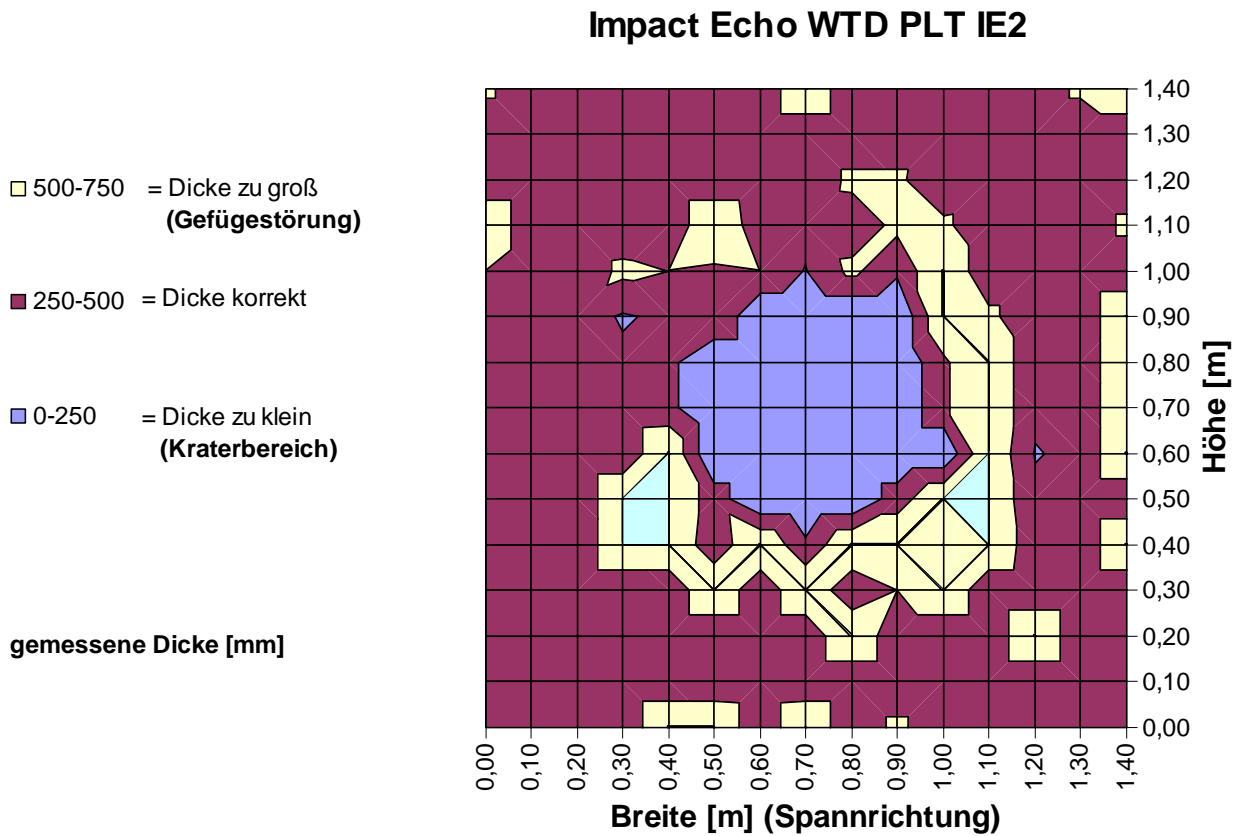


Abb. A.1.9: IE-Messergebnis Platte WTD IE 2: gemessene Dicke

Objekt: WTD IE 2 (650g PETN Kontakt, Dicke 30cm, Ø 10/10)
Datum Messungen: 05.04.2007
Ort Messungen: Freigelände Wehrtechnische Dienststelle 52, Oberjettenberg
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 4280 \text{ m/s}$ (Basiswert)

Darstellung: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p (Laufzeitunterschiede)

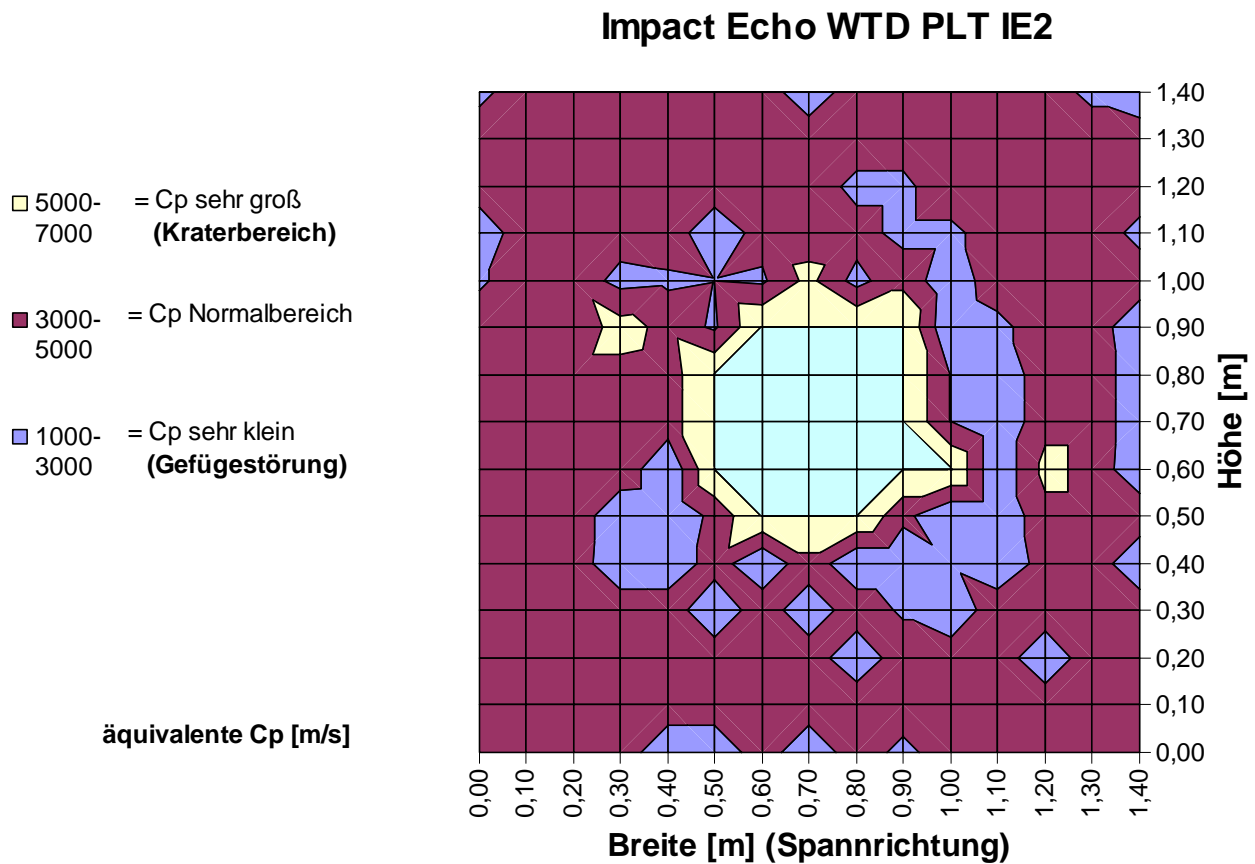


Abb. A.1.10: IE-Messergebnis Platte WTD IE 2: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p

Objekt: WTD IE 3 (650g PETN Kontakt, Dicke 30cm, \varnothing 10/10)
Datum Messungen: 05.04.2007
Ort Messungen: Freigelände Wehrtechnische Dienststelle 52, Oberjettenberg
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 4380$ m/s (Basiswert)

Darstellung: gemessene Dicken

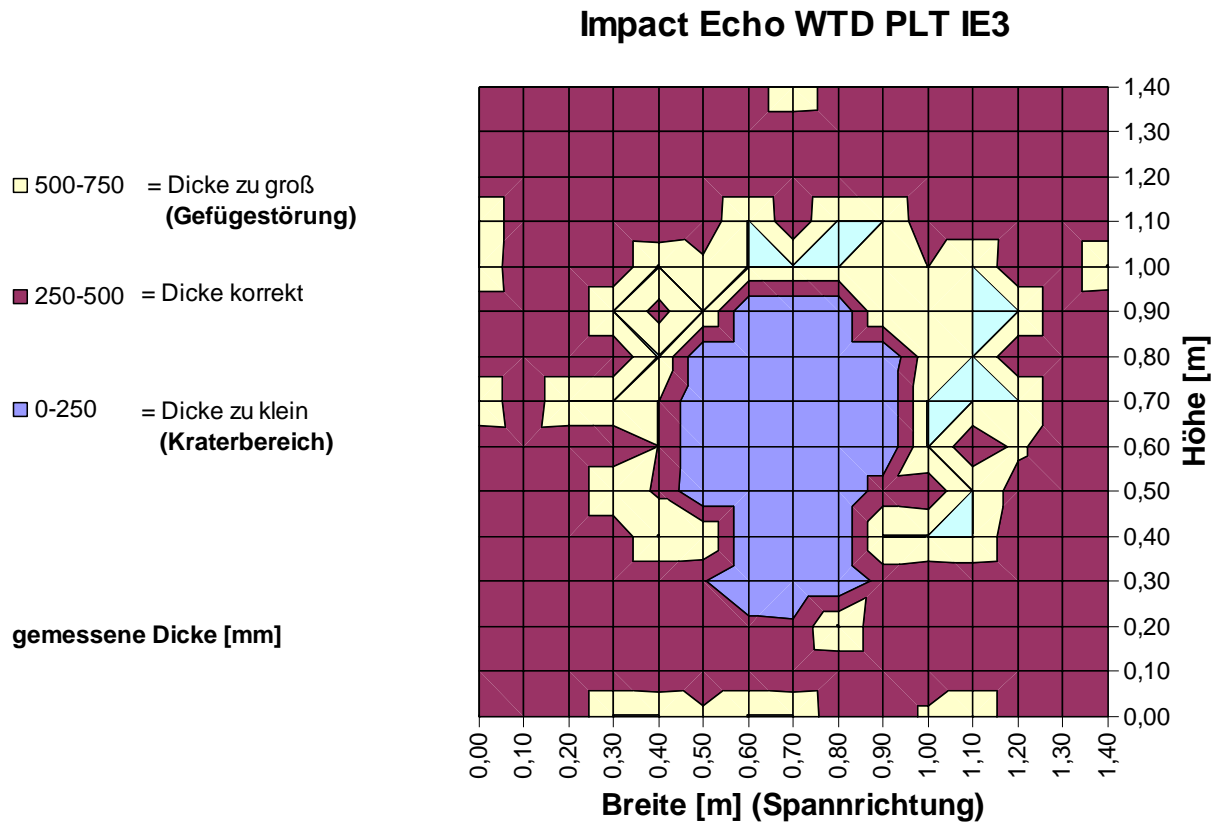


Abb. A.1.11: IE-Messergebnis Platte WTD IE 3: gemessene Dicke

Objekt: WTD IE 3 (650g PETN Kontakt, Dicke 30cm, Ø 10/10)
Datum Messungen: 05.04.2007
Ort Messungen: Freigelände Wehrtechnische Dienststelle 52, Oberjettenberg
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 4380 \text{ m/s}$ (Basiswert)

Darstellung: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p (Laufzeitunterschiede)

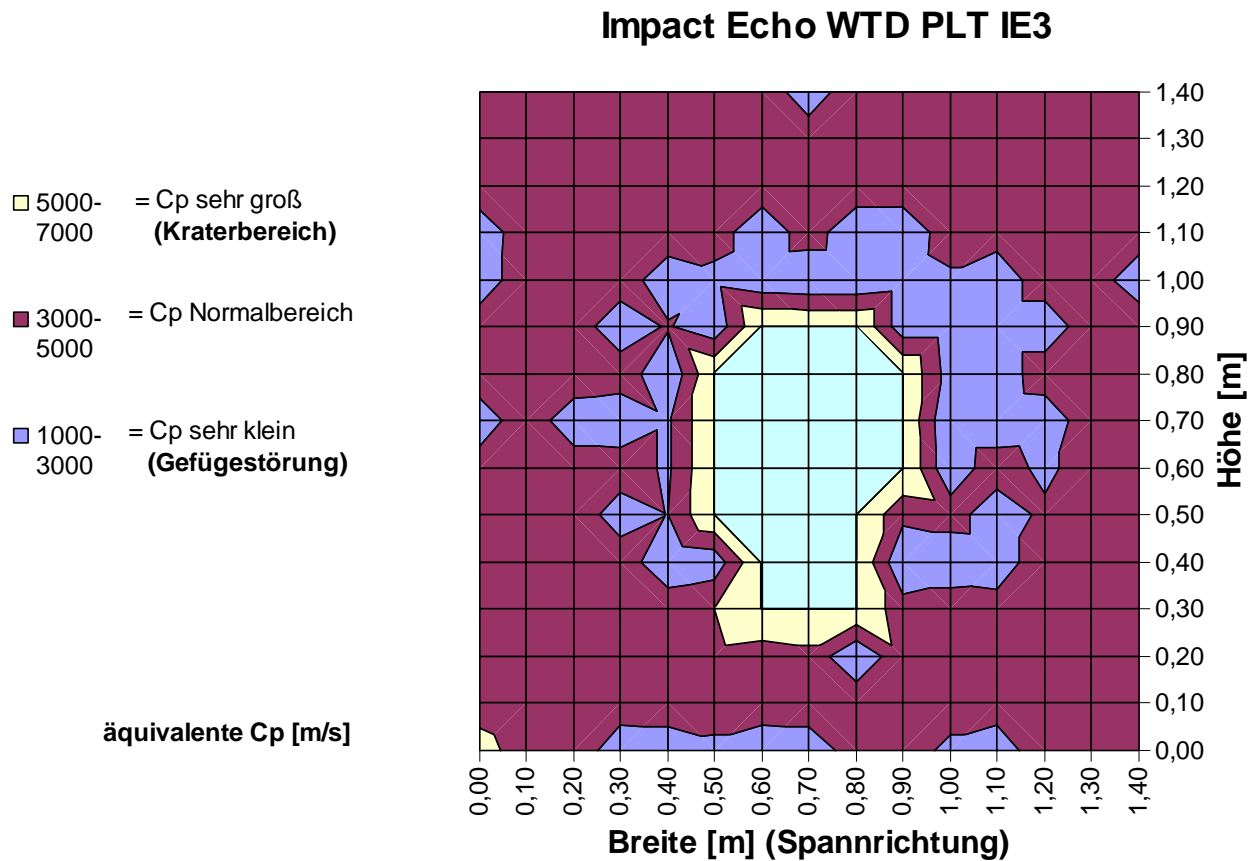


Abb. A.1.12: IE-Messergebnis Platte WTD IE 3: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p

Objekt: WTD IE 4 (650g PETN Kontakt, Dicke 20cm, unbewehrt)
Datum Messungen: 05.04.2007
Ort Messungen: Freigelände Wehrtechnische Dienststelle 52, Oberjettenberg
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 4280$ m/s (Basiswert)

Darstellung: gemessene Dicken

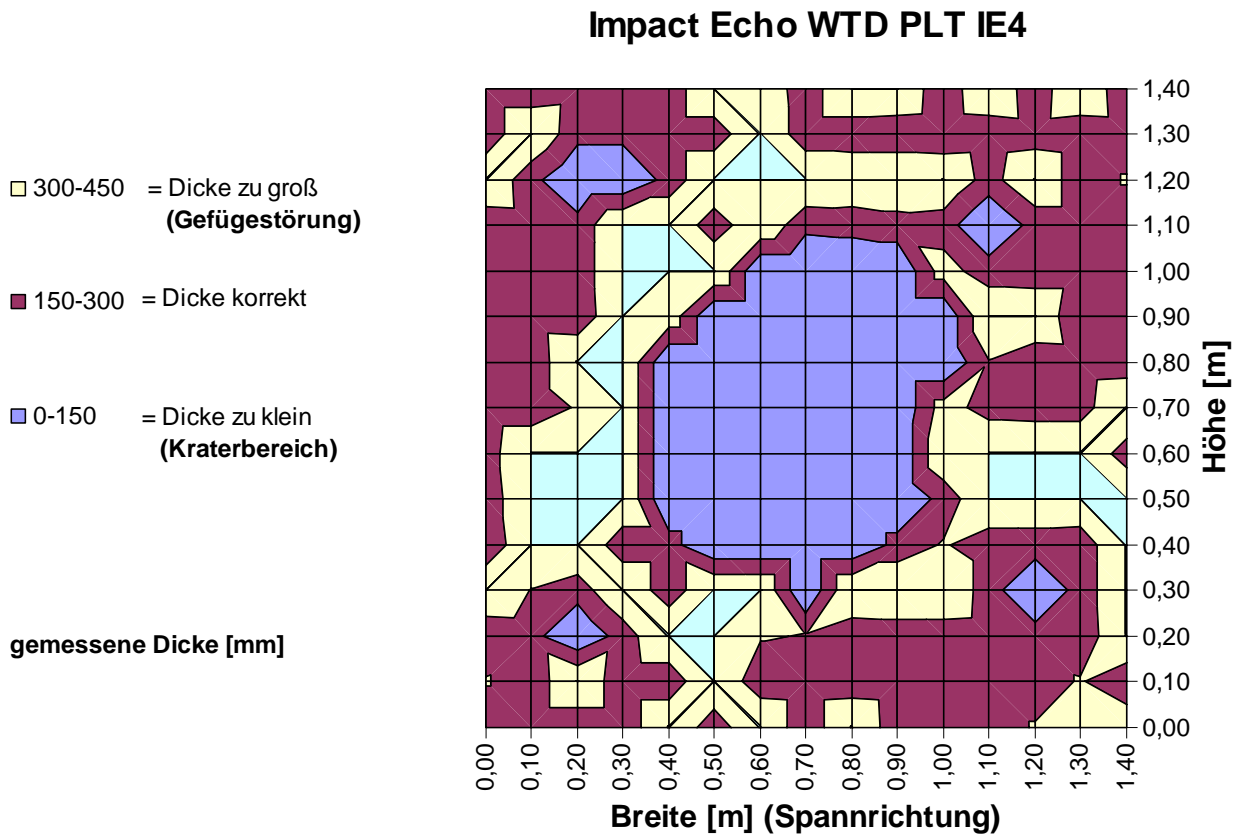


Abb. A.1.13: IE-Messergebnis Platte WTD IE 4: gemessene Dicke

Objekt: WTD IE 4 (650g PETN Kontakt, Dicke 20cm, unbewehrt)
Datum Messungen: 05.04.2007
Ort Messungen: Freigelände Wehrtechnische Dienststelle 52, Oberjettenberg
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 4380 \text{ m/s}$ (Basiswert)

Darstellung: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p (Laufzeitunterschiede)

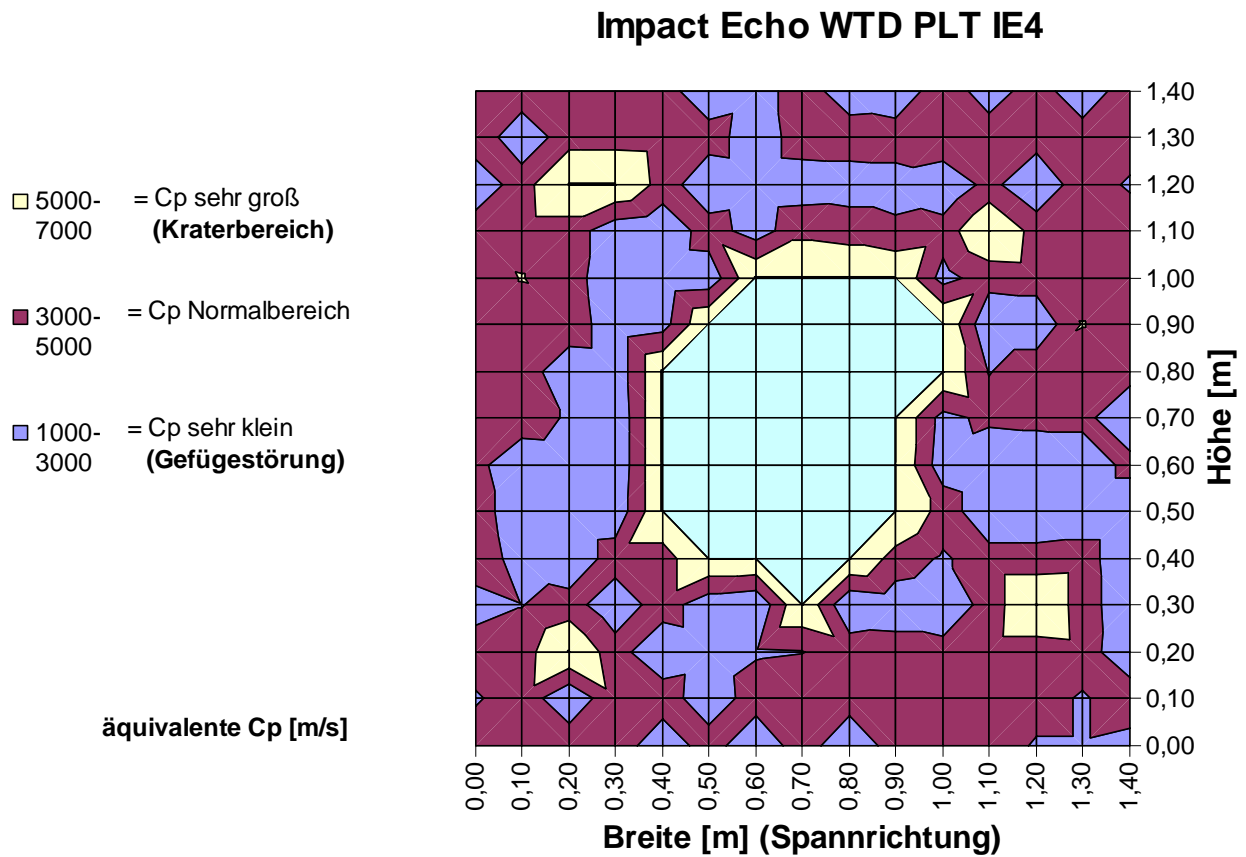


Abb. A.1.14: IE-Messergebnis Platte WTD IE 4: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p

Objekt: WTD IE 5 (650g PETN a = 20cm, Dicke 20cm, Ø 10/12,5)
Datum Messungen: 05.04.2007
Ort Messungen: Freigelände Wehrtechnische Dienststelle 52, Oberjettenberg
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 4480$ m/s (Basiswert)

Darstellung: gemessene Dicken

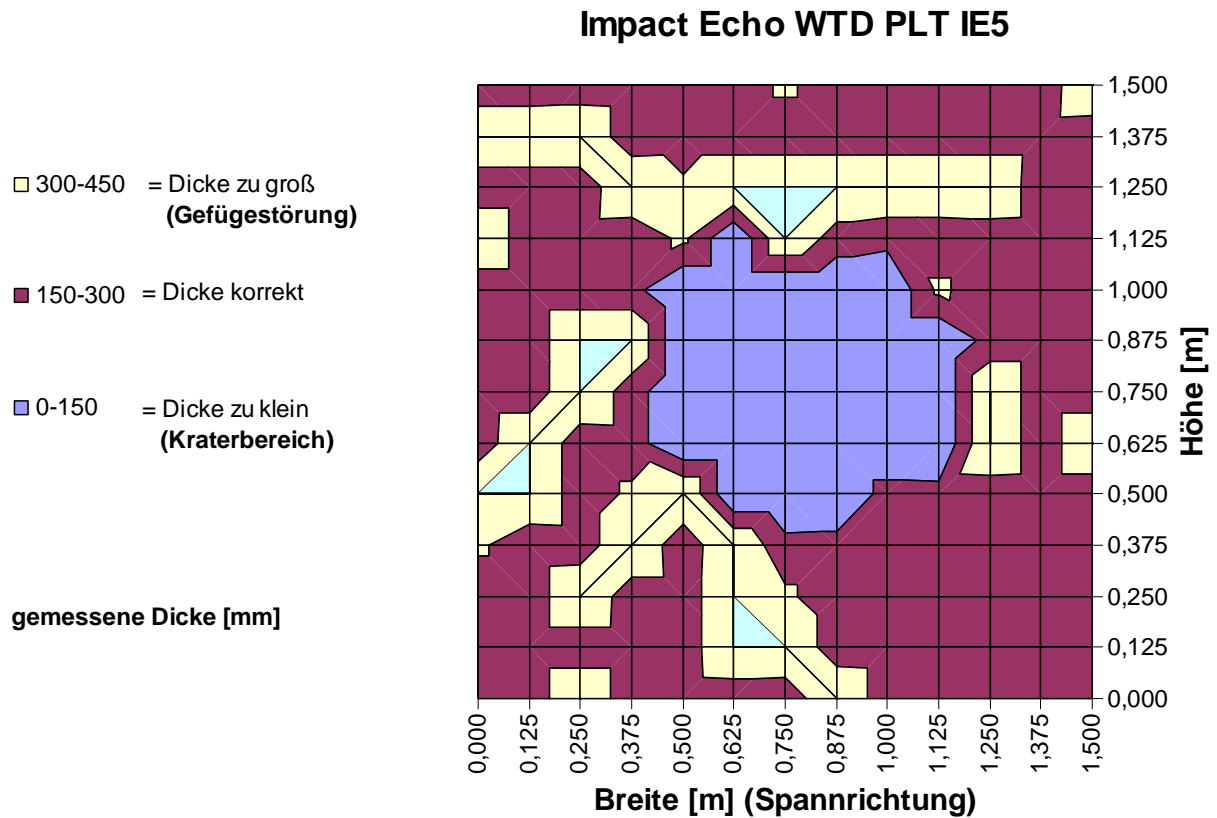


Abb. A.1.15: IE-Messergebnis Platte WTD IE 5: gemessene Dicke

Objekt: WTD IE 5 (650g PETN a = 20cm, Dicke 20cm, Ø 10/12,5)
Datum Messungen: 05.04.2007
Ort Messungen: Freigelände Wehrtechnische Dienststelle 52, Oberjettenberg
Bestimmung von C_p : durch tatsächlich gemessene Dicke;
 $C_p = 4480$ m/s (Basiswert)

Darstellung: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p (Laufzeitunterschiede)

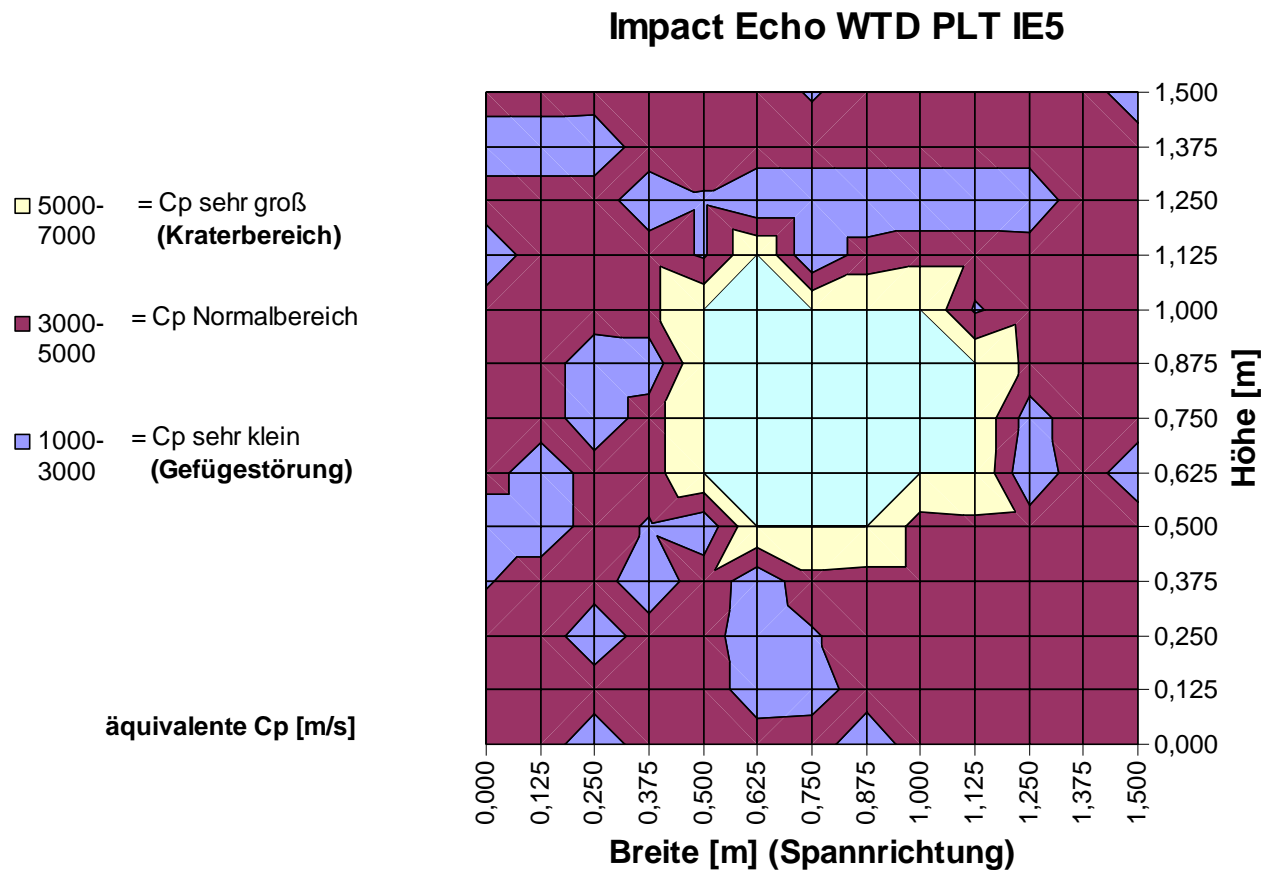


Abb. A.1.16: IE-Messergebnis Platte WTD IE 5: äquivalente Wellengeschwindigkeit C_p

A.2 Radar-Messungen

Objekt: VB PLT 1 (1000g PETN Kontakt, Dicke 20cm, Ø 14/15)
Datum Messungen: 24.10.2007
Ort Messungen: Versuchsgelände UniBwM

Darstellung auf Höhe der oberen Bewehrungslage

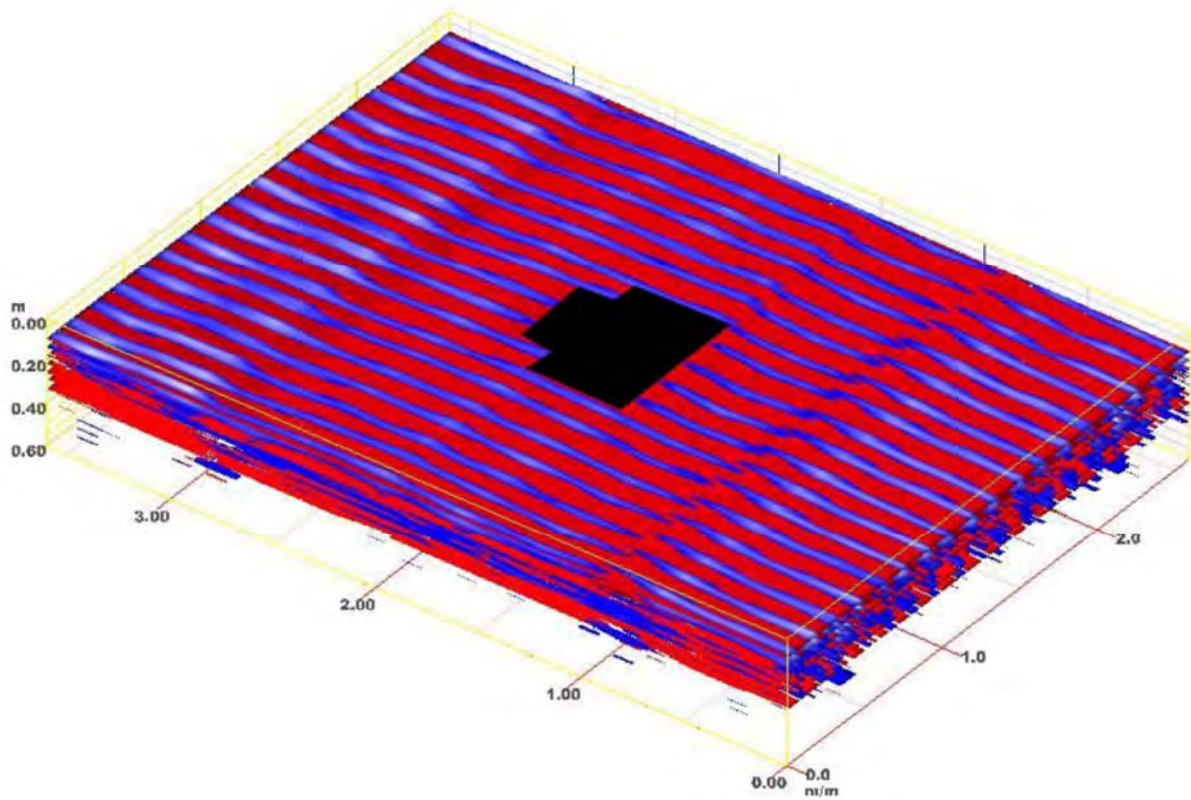


Abb. A.2.1: Radar-Messergebnis Platte VB PLT 1: 3D-Darstellung

Objekt: VB PLT 2 (600g PETN Kontakt, Dicke 20cm, \varnothing 14/15)
Datum Messungen: 24.10.2007
Ort Messungen: Versuchsgelände UniBwM

Darstellung auf Höhe der oberen Bewehrungslage

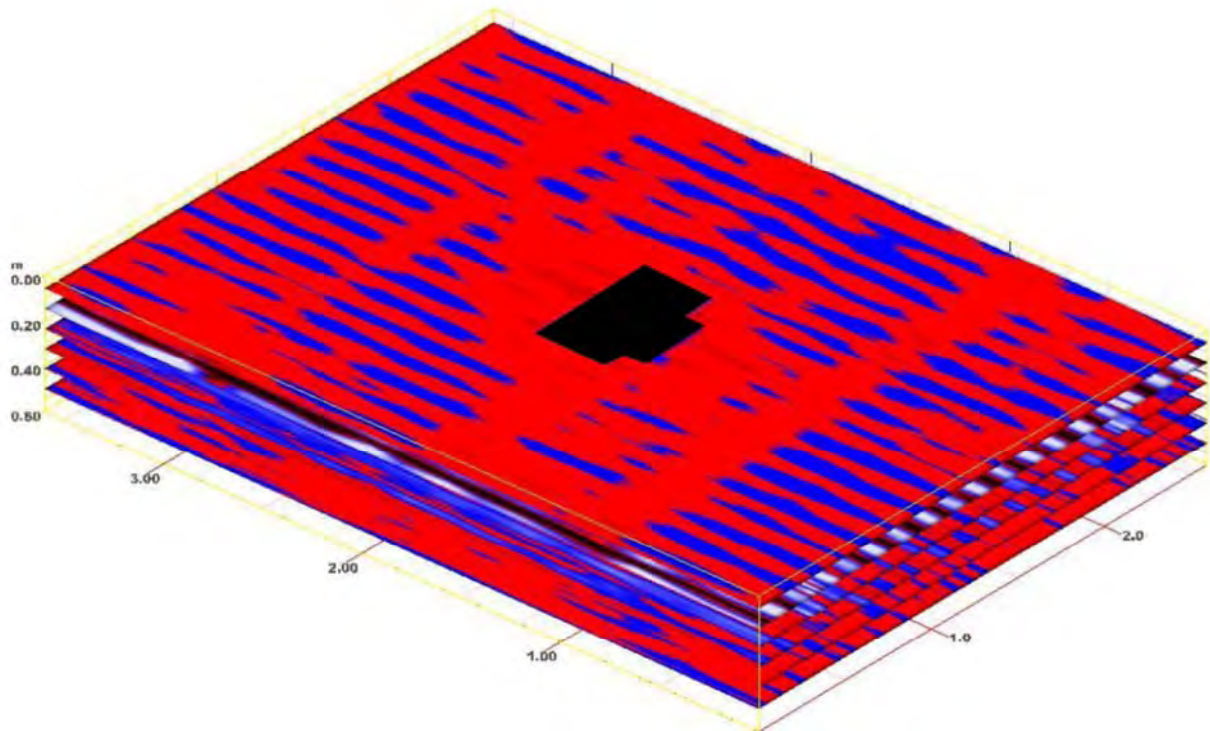


Abb. A.2.2: Radar-Messergebnis Platte VB PLT 2: 3D-Darstellung

Objekt: WTD 3 (650g PETN Kontakt, Dicke 30cm, \varnothing 10/10)
Datum Messungen: 24.10.2007
Ort Messungen: Versuchsgelände UniBwM

Darstellung auf Höhe der oberen Bewehrungslage

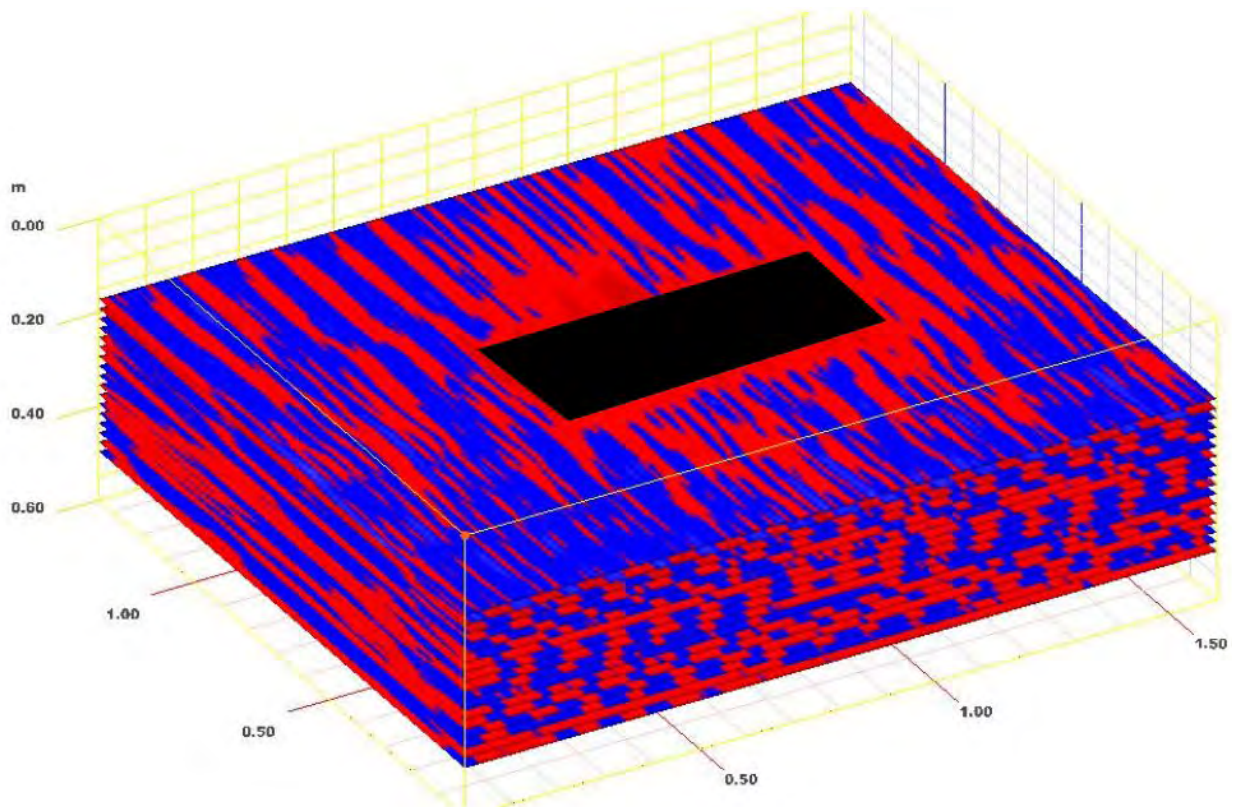


Abb. A.2.3: Radar-Messergebnis Platte WTD 3: 3D-Darstellung

Objekt: WTD 10 (850g PETN Kontakt, Dicke 30cm, Ø 10/10)
Datum Messungen: 24.10.2007
Ort Messungen: Versuchsgelände UniBwM

Darstellung auf Höhe der oberen Bewehrungslage

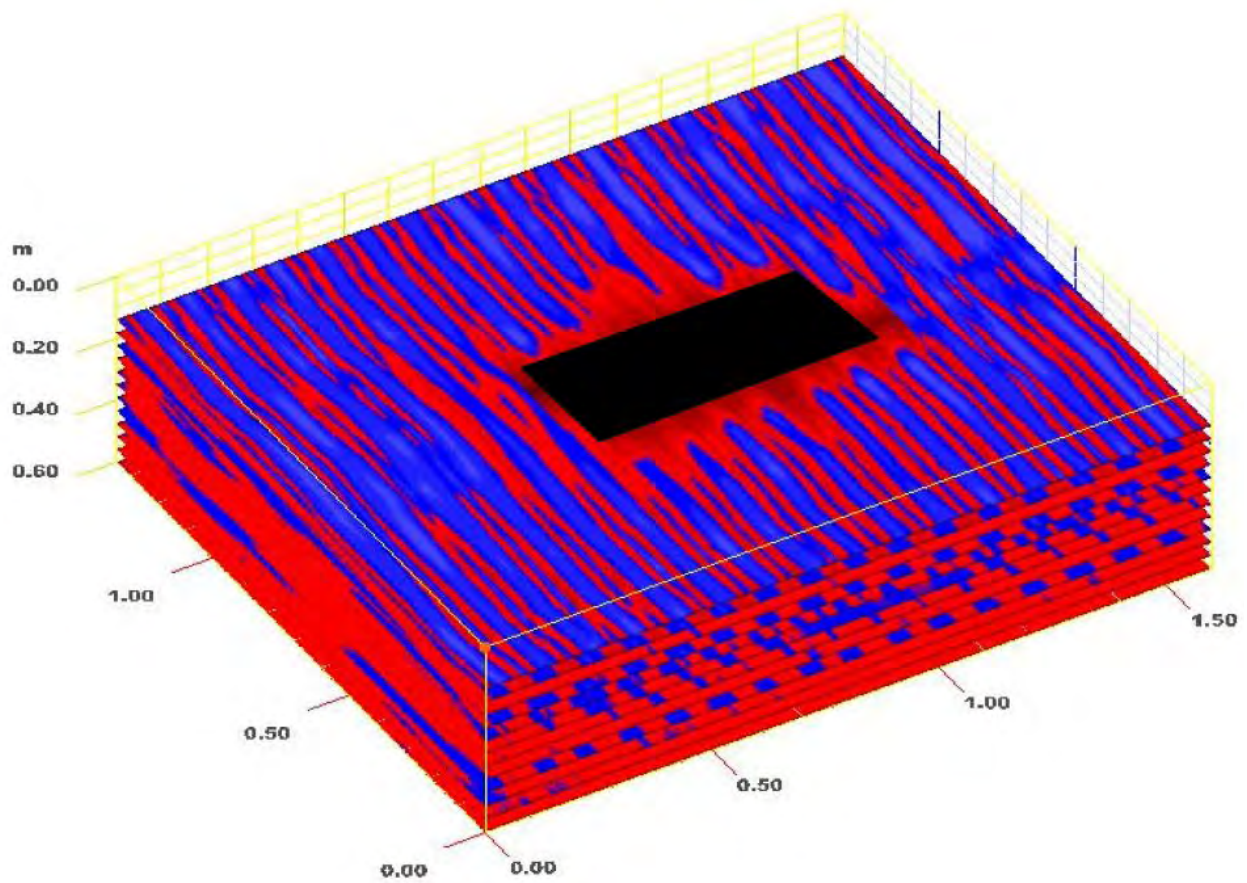


Abb. A.2.4: Radar-Messergebnis Platte WTD 10: 3D-Darstellung

A.3 Bilddokumentation Feuchteverteilung

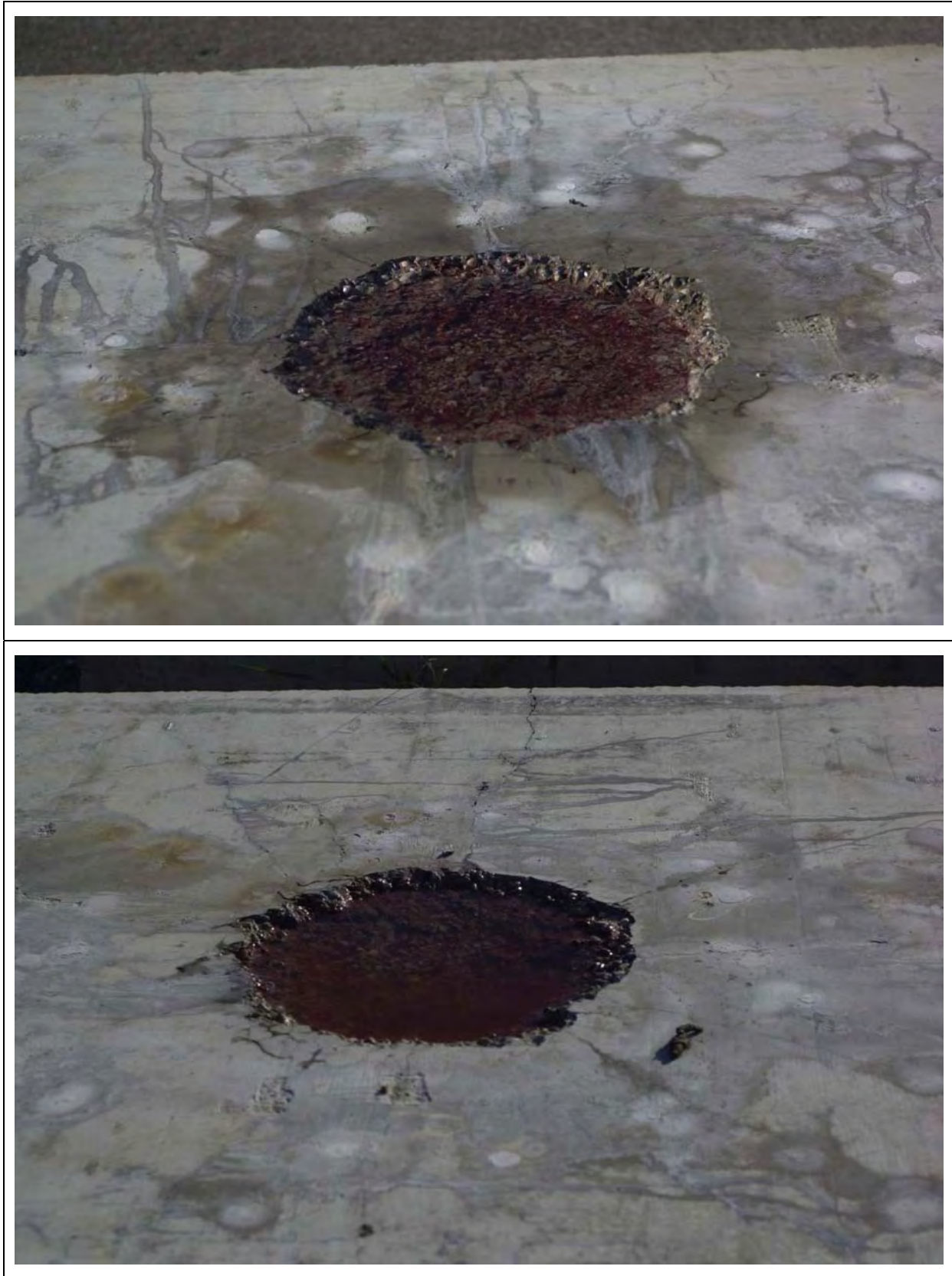


Abb. A.3.1: Oberflächliche Feuchteverteilung Lastseite Platte WTD 1

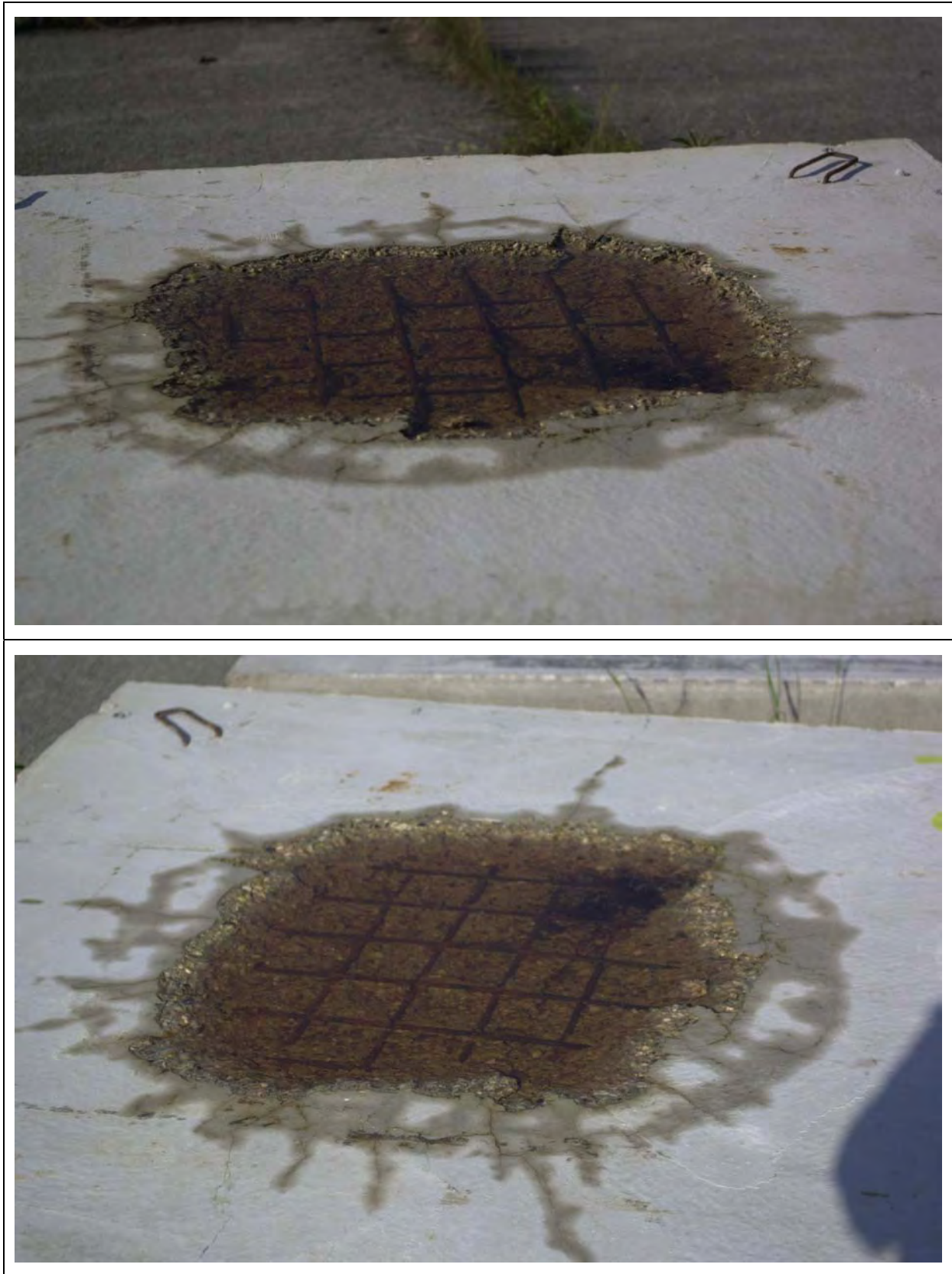


Abb. A.3.2: Oberflächliche Feuchteverteilung Rückseite Platte WTD 2

Anhang B

Dokumentation: Zerstörende Untersuchungen

B.1 Bohrkernentnahme Platte WTD 2

UniBwM		Institut für Konstruktiven Ingenieurbau	
Prüfkörperbezeichnung: Bohrkern zur Bestimmung Festigkeit + dyn. E-Modul			
1. Prüfkörperdaten:			
8 Bohrkern aus Platte WTD 2 vom Kraterzentrum radial ausgehend im Abstand 125 mm			
Hinweise zur Entnahme:			
<ul style="list-style-type: none"> - Platte liegt mit belasteter Seite (im weiteren „Lastseite“) unten - Sichtbarer Krater oben ist Abplatzungskrater auf der Rückseite (Scabbing-Krater) - Bohrrichtung: Rückseite → Lastseite 			
Länge BK:	300 mm	Durchmesser BK:	70 mm
Entnahmedatum:		20.09.2007	
2. Prüfung: dynamischer E-Modul			
Prüfmaschine: Ultraschall mit 2 Prüfköpfen		Prüfdatum: 26.09.2007	
Prüfstellen: 3 Stellen über Höhe Bohrkern verteilt (oben, Mitte, unten), soweit möglich			
3. Prüfung: einaxialer Druckfestigkeit			
Prüfmaschine: Druckprüfmaschine Alpha 3000 kN		Belastungsgeschwindigkeit: 0,001 N/s	
Prüfstellen: 3 Proben aus BK (oben, Mitte, unten), soweit möglich			
Prüfdatum: 10.10.2007			

Abb. B.1.1: Datenblatt zu Bohrkernen Platte WTD 2



Abb. B.1.2: Entnahmebereich Platte WTD 2



Abb. B.1.3: Bohrraster Platte WTD 2



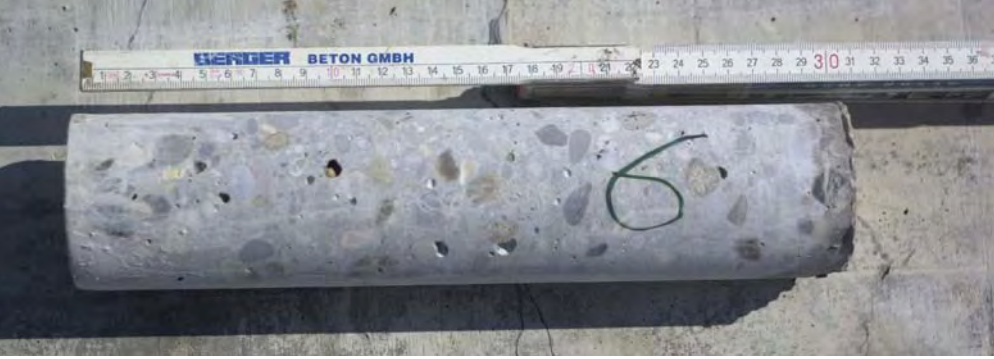
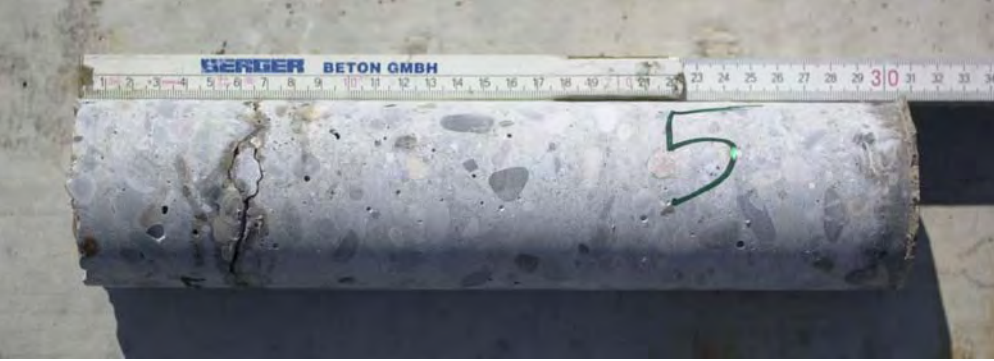

Last- seite	 <p>A cylindrical concrete core sample, approximately 30 cm long, with a green number '8' written on its right side. A ruler with the text 'BERGER BETON GMBH' is placed above it for scale.</p>	Rück- seite
Rück- seite	 <p>A cylindrical concrete core sample, approximately 30 cm long, with a green number '7' written on its right side. A ruler with the text 'BERGER BETON GMBH' is placed above it for scale.</p>	Last- seite
Rück- seite	 <p>A cylindrical concrete core sample, approximately 30 cm long, with a green number '6' written on its right side. A ruler with the text 'BERGER BETON GMBH' is placed above it for scale.</p>	Last- seite
Rück- seite	 <p>A cylindrical concrete core sample, approximately 30 cm long, with a green number '5' written on its right side. A ruler with the text 'BERGER BETON GMBH' is placed above it for scale.</p>	Last- seite
Rück- seite	 <p>A cylindrical concrete core sample, approximately 30 cm long, with a green number '4' written on its right side. The left end of the sample is broken into several pieces, each with a small green number '4' written on it. A ruler with the text 'BERGER BETON GMBH' is placed above it for scale.</p>	Last- seite

Abb. B.1.4: Entnommene Bohrkerne Platte WTD 2




<p>Rück- seite</p>		<p>Last- seite</p>
<p>Rück- seite</p>		<p>Last- seite</p>
<p>Rück- seite</p>		<p>Last- seite</p>

Abb. B.1.4: Entnommene Bohrkern e Platte WTD 2 (Fortsetzung)



Rückseite

Lastseite



Rückseite

Lastseite



Lastseite



Rückseite

Abb. B.1.5: Detailansichten Bohrkern Nr. 2 Platte WTD 2



Rückseite

Lastseite



Rückseite



Rückseite



Lastseite



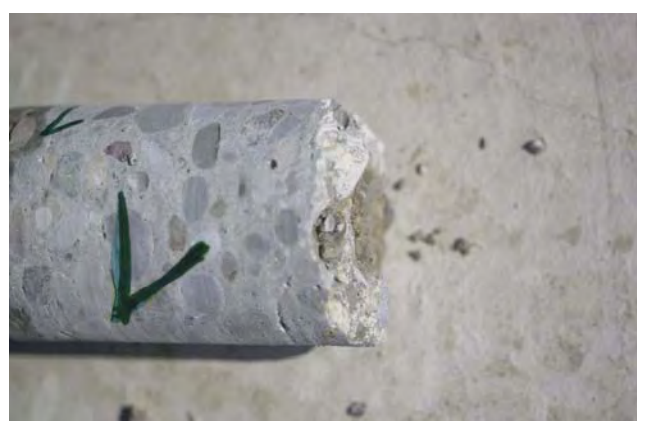
Lastseite



Lastseite



Lastseite



Rückseite

Abb. B.1.6: Detailansichten Bohrkern Nr. 1 Platte WTD 2



Abb. B.1.7: Detailansichten Wandung Nr. 1 Platte WTD 2

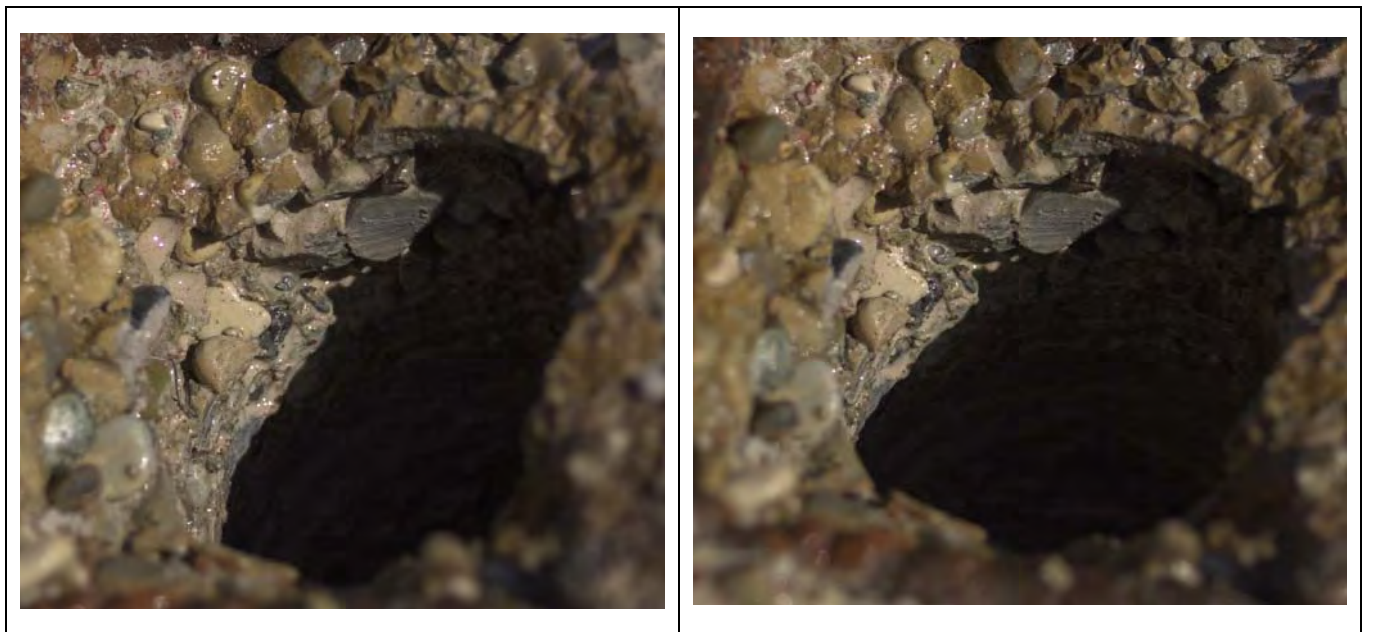


Abb. B.1.8: Detailansichten Wandung Nr. 2 Platte WTD 2

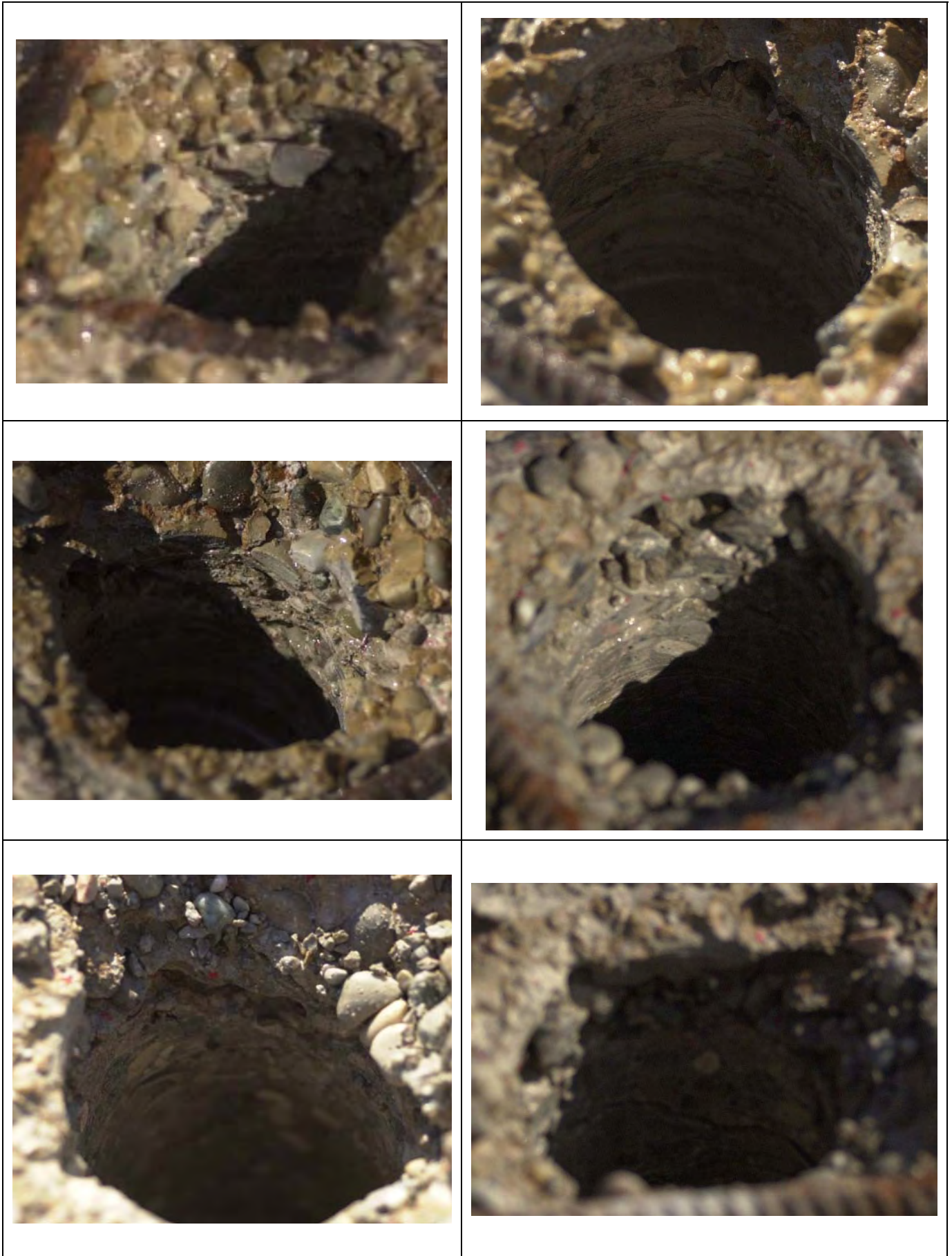


Abb. B.1.8: Detailansichten Wandung Nr. 1 Platte WTD 2 (Fortsetzung)



Abb. B.1.8: Detailansichten Wandung Nr. 2 Platte WTD 2 (Fortsetzung)

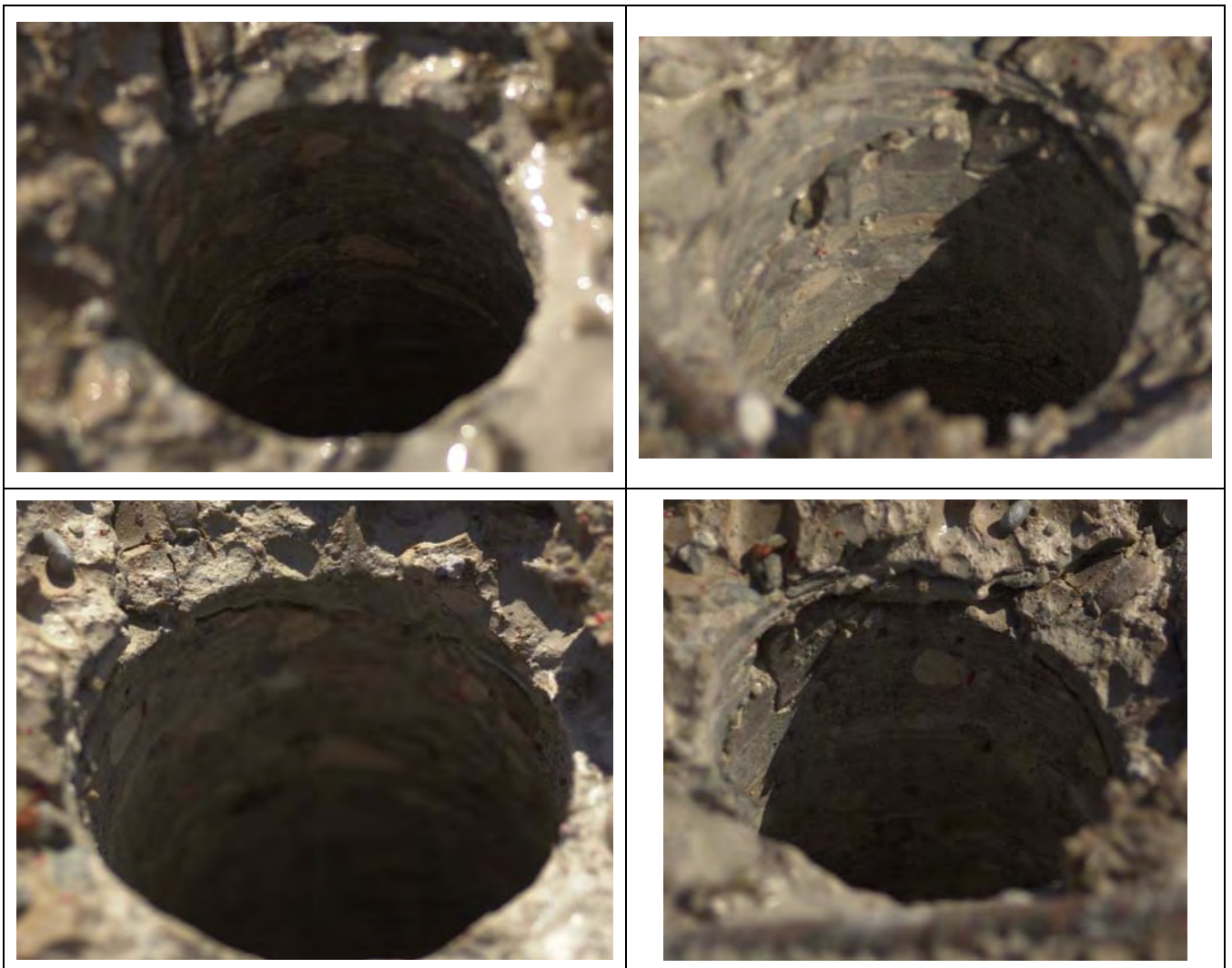


Abb. B.1.9: Detailansichten Wandung Nr. 3 Platte WTD 2



Abb. B.1.10: Detailansicht Wandung Nr. 4 Platte WTD 2



Abb. B.1.11: Detailansicht Wandung Nr. 5 Platte WTD 2

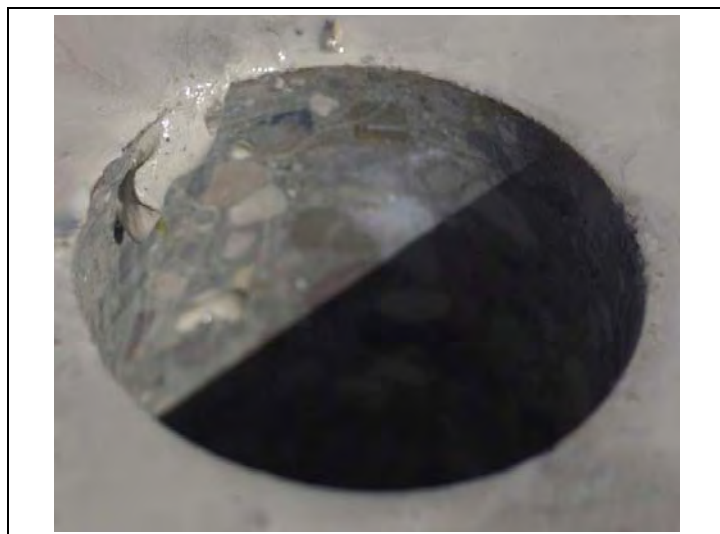


Abb. B.1.12: Detailansicht Wandung Nr. 6 Platte WTD 2



Abb. B.1.13: Detailansicht Wandung Nr. 7 Platte WTD 2

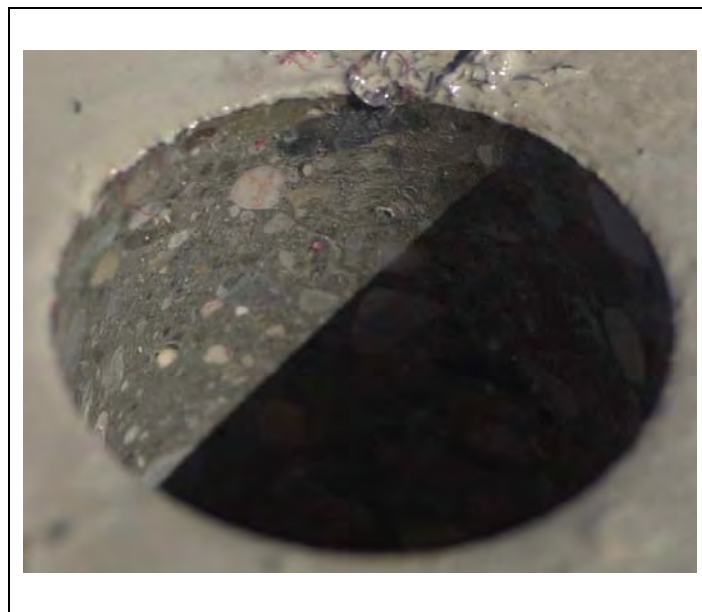


Abb. B.1.14: Detailansicht Wandung Nr. 8 Platte WTD 2

B.2 Bohrkernentnahme Platte WTD 8

UniBwM		Institut für Konstruktiven Ingenieurbau	
Prüfkörperbezeichnung: Bohrkern zur Bestimmung Festigkeit + dyn. E-Modul			
1. Prüfkörperdaten:			
10 Bohrkern aus Platte WTD 8 vom Kraterzentrum radial ausgehend im Abstand 100 mm			
Hinweise zur Entnahme:			
<ul style="list-style-type: none"> - Platte liegt mit belasteter Seite (im weiteren „Lastseite“) oben - Sichtbarer Krater oben ist Abplatzungskrater auf der Lastseite (Spalling-Krater) - Bohrrichtung: Lastseite → Rückseite 			
Länge BK:	300 mm	Durchmesser BK:	50 mm
Entnahmedatum:		10.10.2007	
2. Prüfung: dynamischer E-Modul			
Prüfmaschine: Ultraschall mit 2 Prüfköpfen		Prüfdatum: 06.11.2007	
Prüfstellen: 3 Stellen über Höhe Bohrkern verteilt (oben, Mitte, unten), soweit möglich			
3. Prüfung: einaxialer Druckfestigkeit			
Prüfmaschine: Druckprüfmaschine Alpha 3000 kN		Belastungsgeschwindigkeit: 0,001 N/s	
Prüfstellen: 3 Proben aus BK (oben, Mitte, unten), soweit möglich			
Prüfdatum: 22.11.2007			

Abb. B.2.1: Datenblatt zu Bohrkernen Platte WTD 8

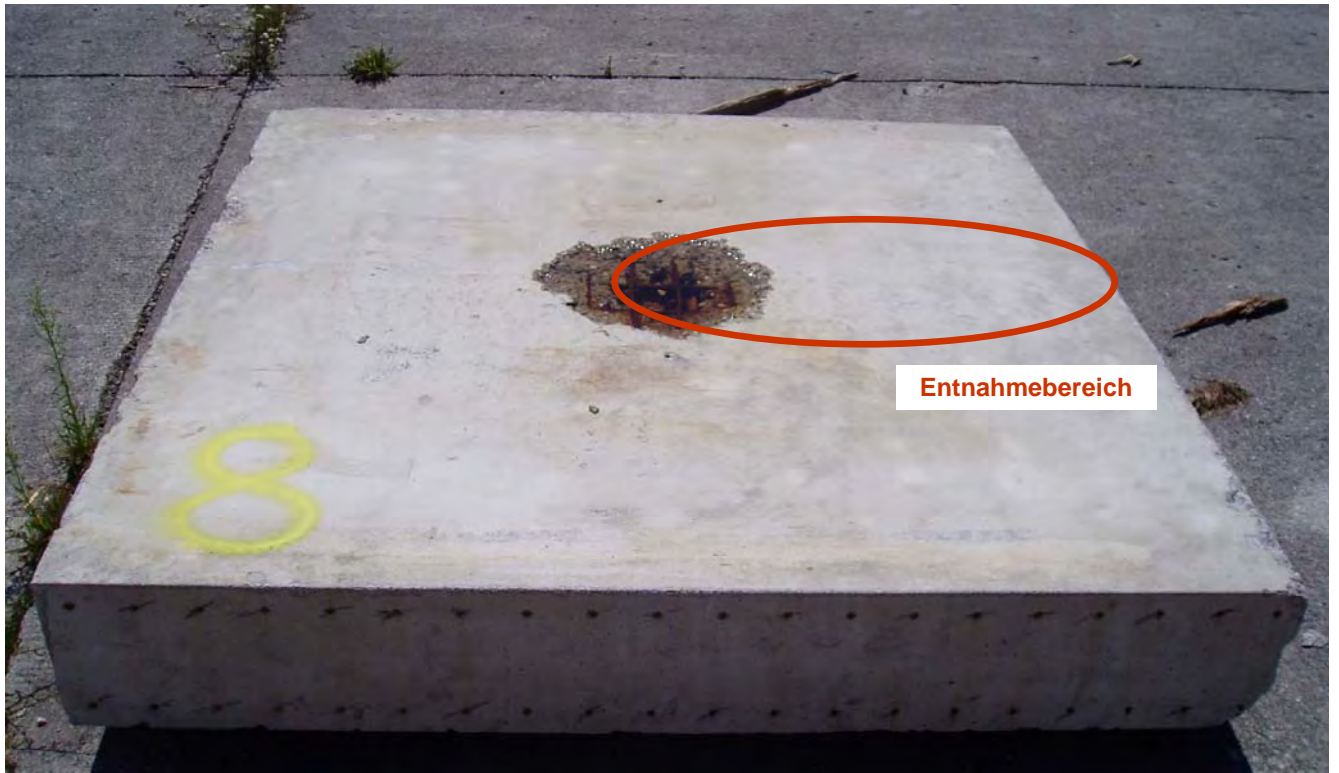


Abb. B.2.2: Entnahmebereich Platte WTD 8

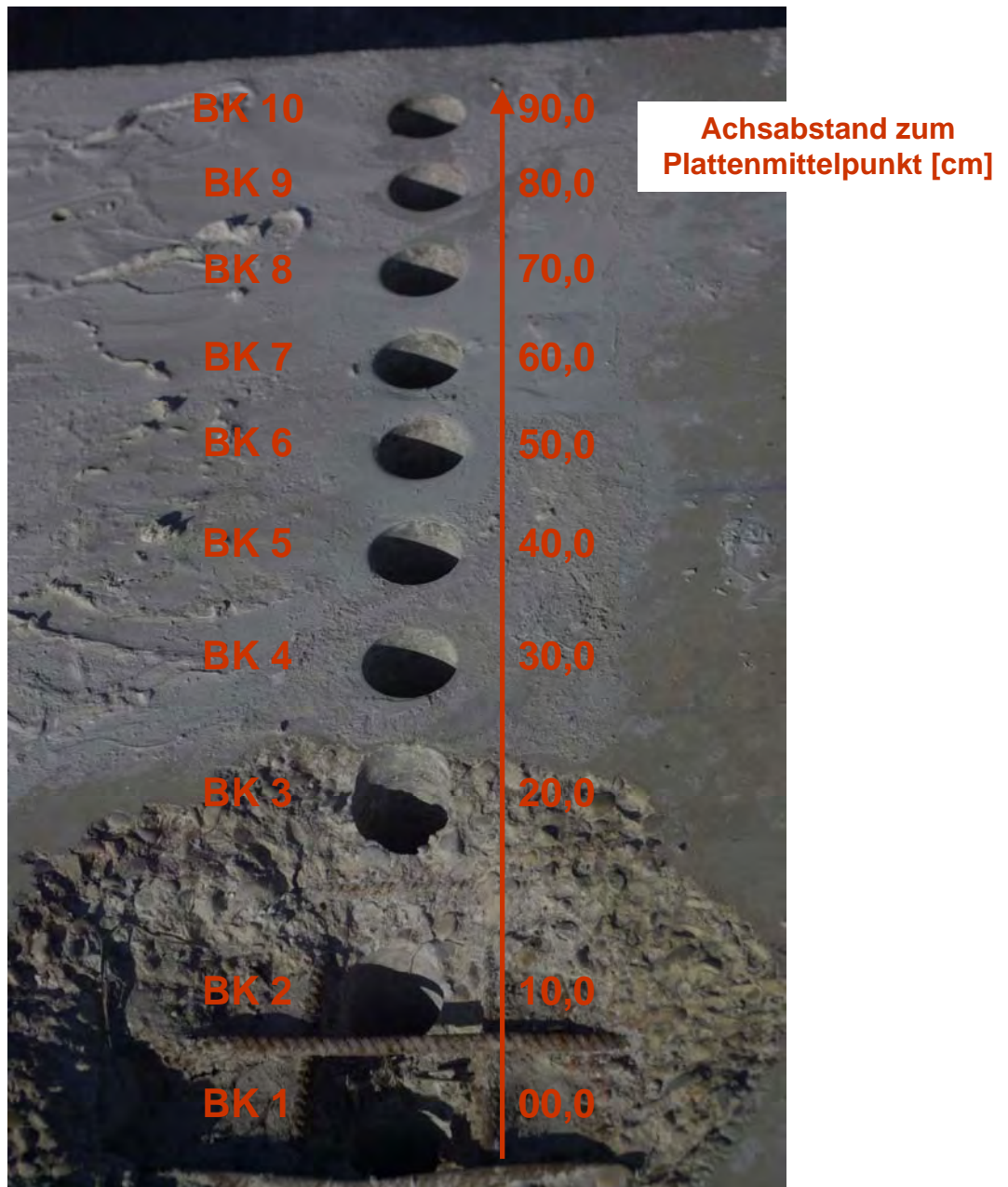


Abb. B.2.3: Bohrraster Platte WTD 8

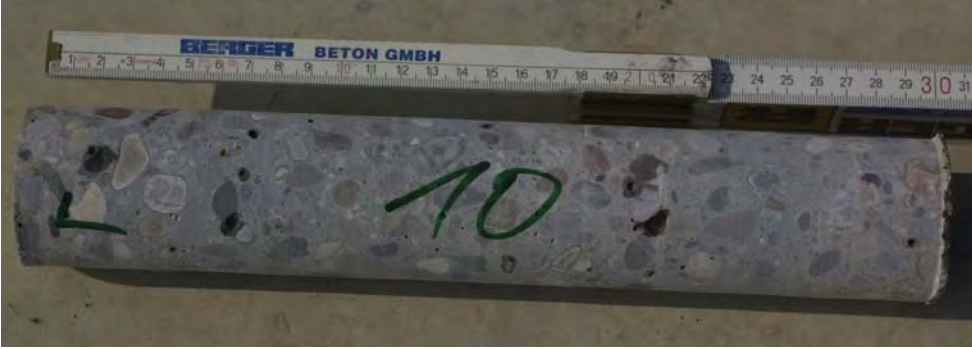

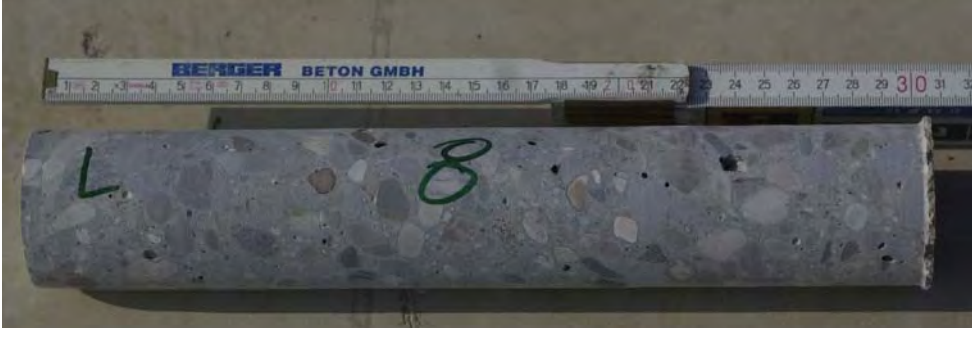

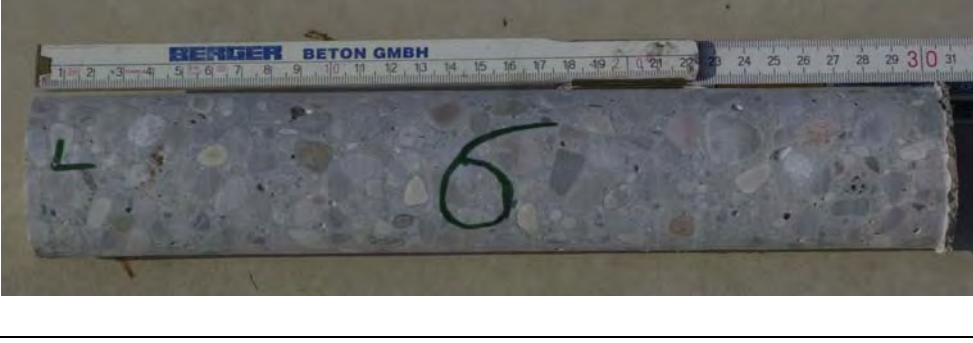
Last- seite		Rück- seite
Last- seite		Rück- seite
Last- seite		Rück- seite
Last- seite		Rück- seite
Last- seite		Rück- seite

Abb. B.2.4: Entnommene Bohrkern e Platte WTD 8





<p>Last- seite</p>		<p>Rück- seite</p>
<p>Last- seite</p>		<p>Rück- seite</p>
<p>Last- seite</p>		<p>Rück- seite</p>
<p>Last- seite</p>		<p>Rück- seite</p>

Abb. B.2.4: Entnommene Bohrkern e Platte WTD 8 (Fortsetzung)



Abb. B.2.4: Entnommene Bohrkern Platte WTD 8 (Fortsetzung)



Abb. B.2.5: Detailansicht Bohrkern Nr. 5 Platte WTD 8

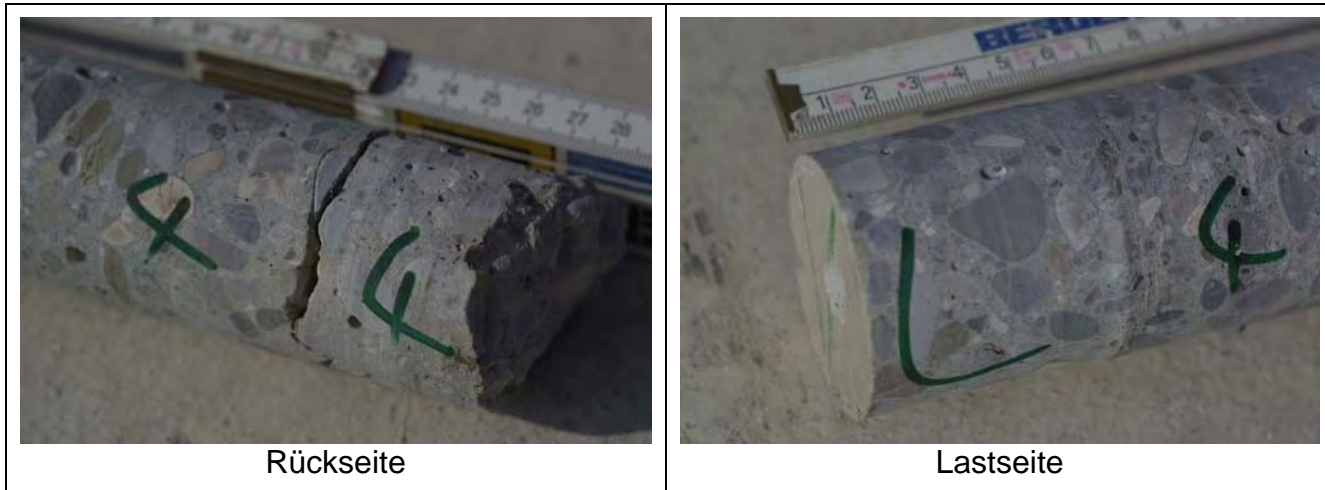


Abb. B.2.6: Detailansichten Bohrkern Nr. 4 Platte WTD 8



Abb. B.2.7: Detailansichten Bohrkern Nr. 3 Platte WTD 8



Rückseite



Lastseite



Rückseite



Rückseite



Rückseite



Rückseite

Abb. B.2.8: Detailansichten Bohrkern Nr. 2 Platte WTD 8



Rückseite



Lastseite

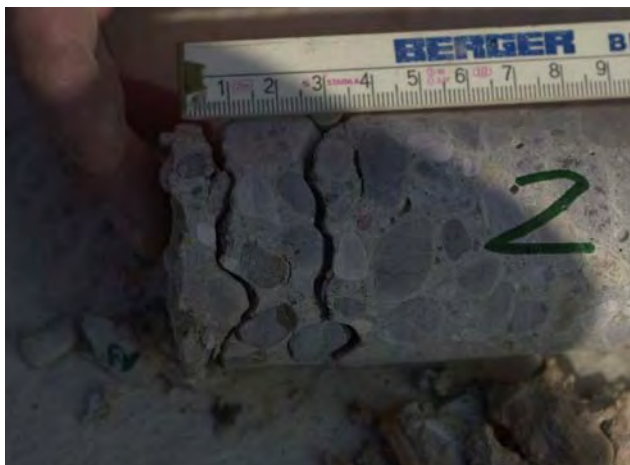


Lastseite



Rückseite

Lastseite



Rückseite



Rückseite

Abb. B.2.8: Detailansichten Bohrkern Nr. 2 Platte WTD 8 (Fortsetzung)



Abb. B.2.9: Detailansichten Bohrkern Nr. 1 Platte WTD 8



Abb. B.2.10: Detailansichten Wandung Nr. 1 Platte WTD 8



Abb. B.2.11: Detailansichten Wandung Nr. 2 Platte WTD 8



Abb. B.2.12: Detailansicht Wandung Nr. 3 Platte WTD 8



Abb. B.2.13: Detailansicht Wandung Nr. 4 Platte WTD 8

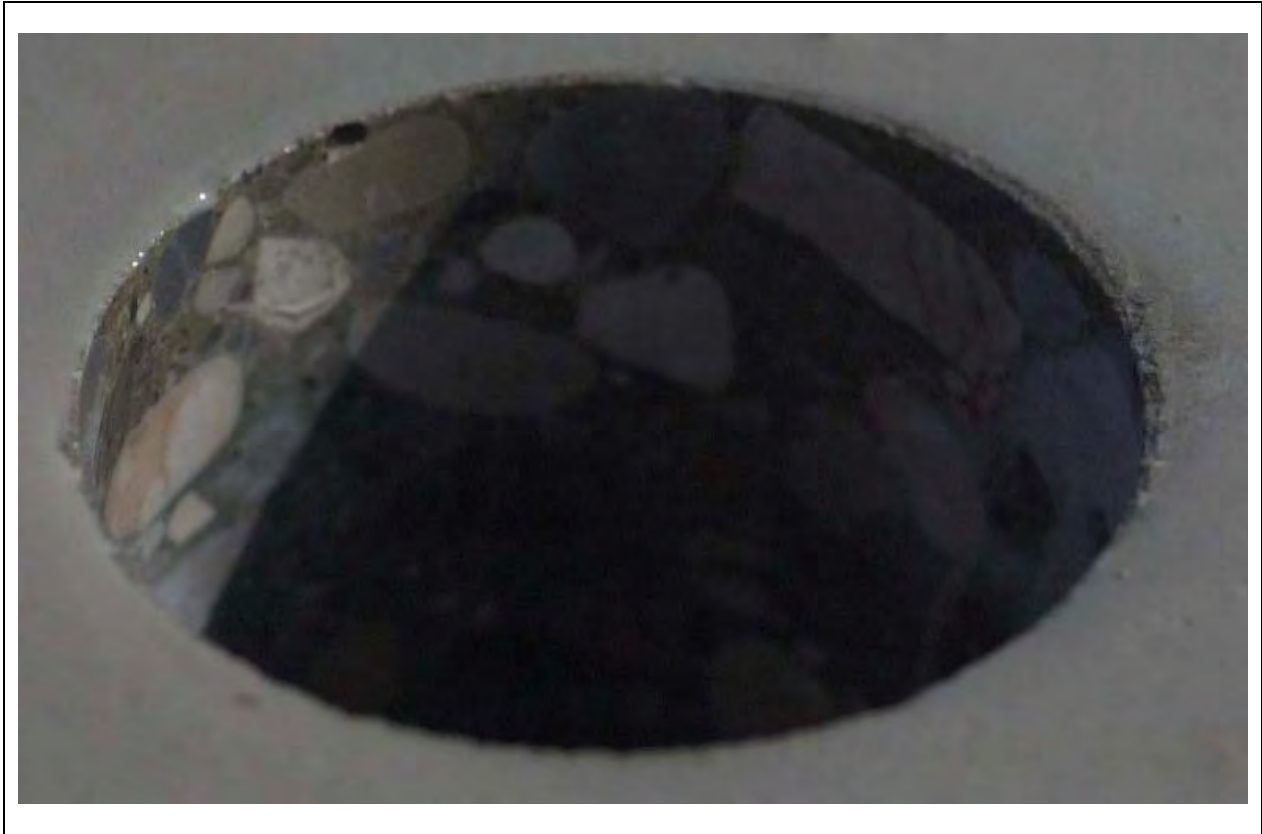


Abb. B.2.14: Detailansicht Wandung Nr. 9 Platte WTD 8

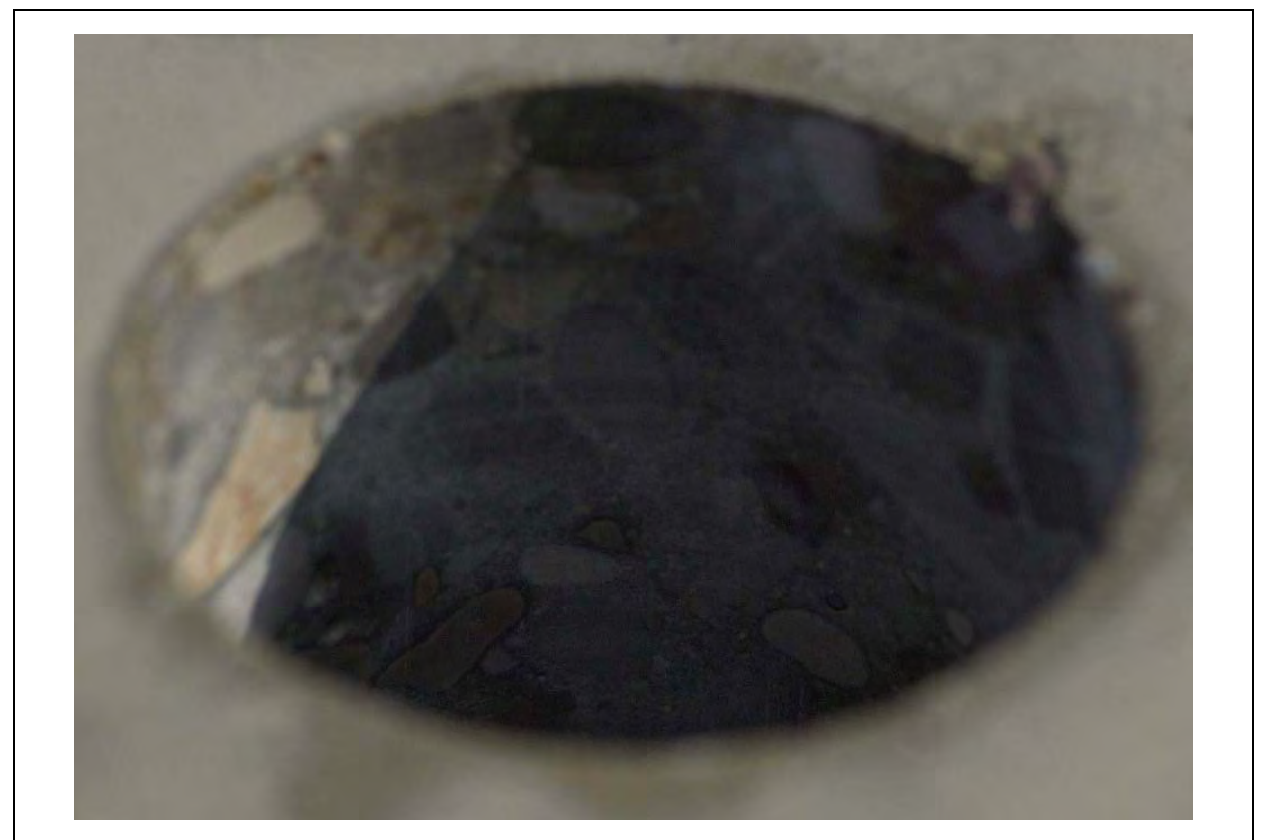


Abb. B.2.15: Detailansicht Wandung Nr. 10 Platte WTD 8

B.3 Bilddokumentation Schollenbildung



Abb. B.3.1: Detailansichten Schollenbildung Rückseite Platte VB PLT 1



Abb. B.3.1: Detailansichten Schollenbildung Rückseite Platte VB PLT 1 (Fortsetzung)

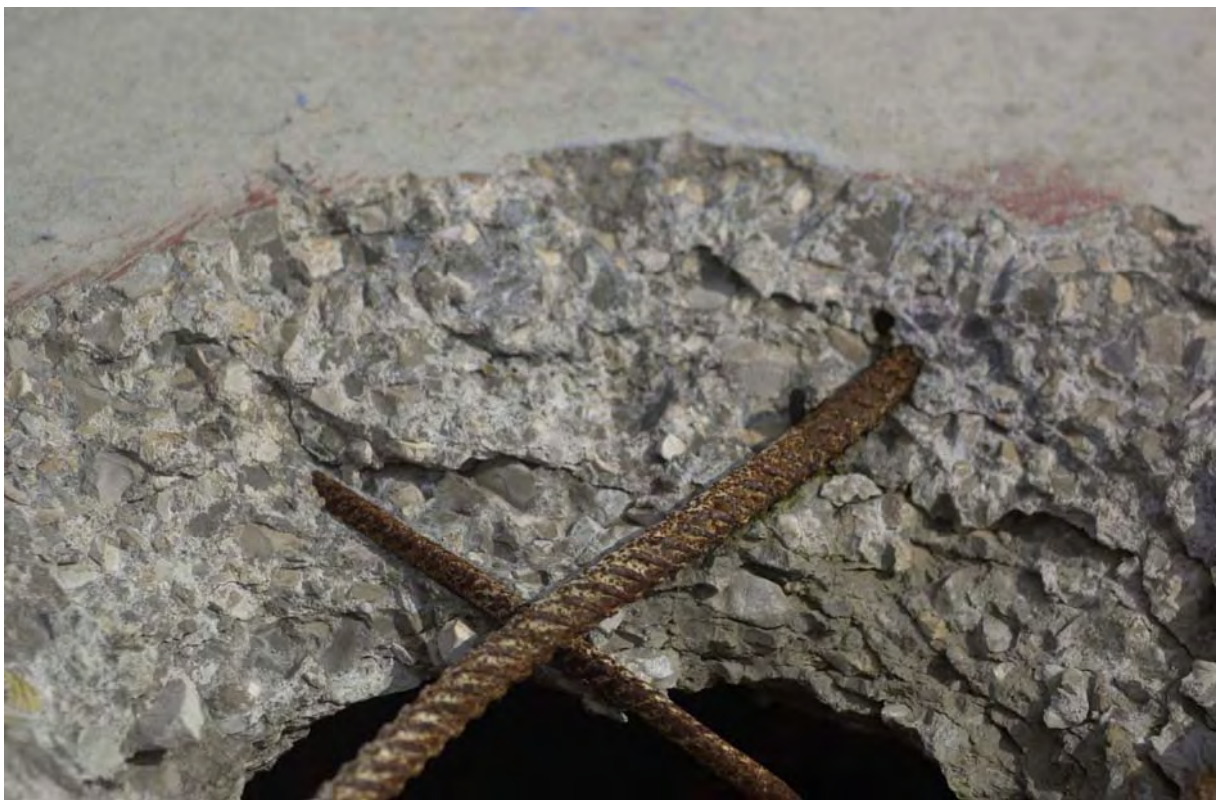


Abb. B.3.1: Detailansichten Schollenbildung Rückseite Platte VB PLT 1 (Fortsetzung)



Abb. B.3.2: Detailansichten Schollenbildung Lastseite Platte WTD 1



Abb. B.3.3: Detailansichten Schollenbildung Rückseite Platte WTD 2

Anhang C

Versuchsergebnisse: Instandsetzung mittels Injektion

C.1 Versuche am einaxialen Zugstab

ZPK 01	C.2
ZPK 02	C.4
ZPK 03	C.6
ZPK 04	C.8
ZPK 05	C.10
ZPK 06	C.12
VPK 01	C.14
VPK 02	C.16
VPK 03	C.18
VPK 04	C.20
VPK 05	C.22
VPK 06	C.24
VPK 07	C.26
VPK 08	C.28
VPK 09	C.30
VPK 10	C.32
VPK 11	C.34
VPK 12	C.36
VPK 13	C.38
VPK 14	C.40
VPK 15	C.42
VPK 16	C.44
VPK 17	C.46
VPK 18	C.48

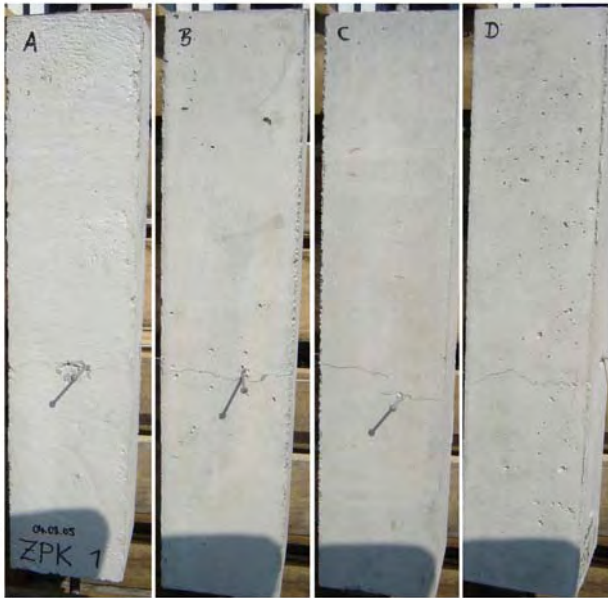


Abb. C.1.1: ZPK 01 Vorschädigung

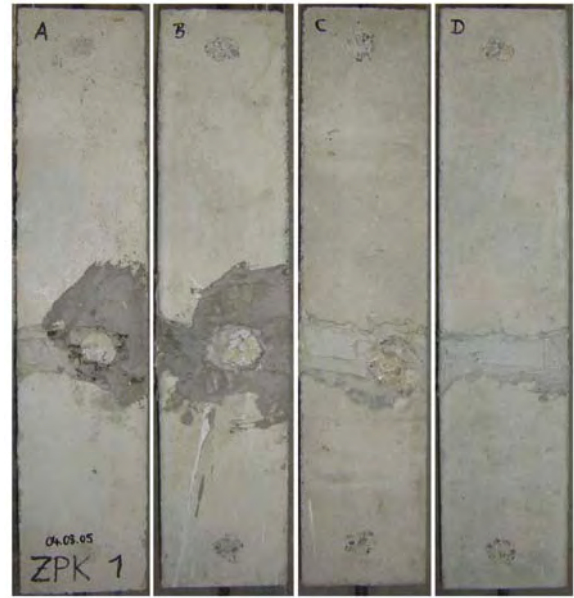


Abb. C.1.2: ZPK 01 Rissbild

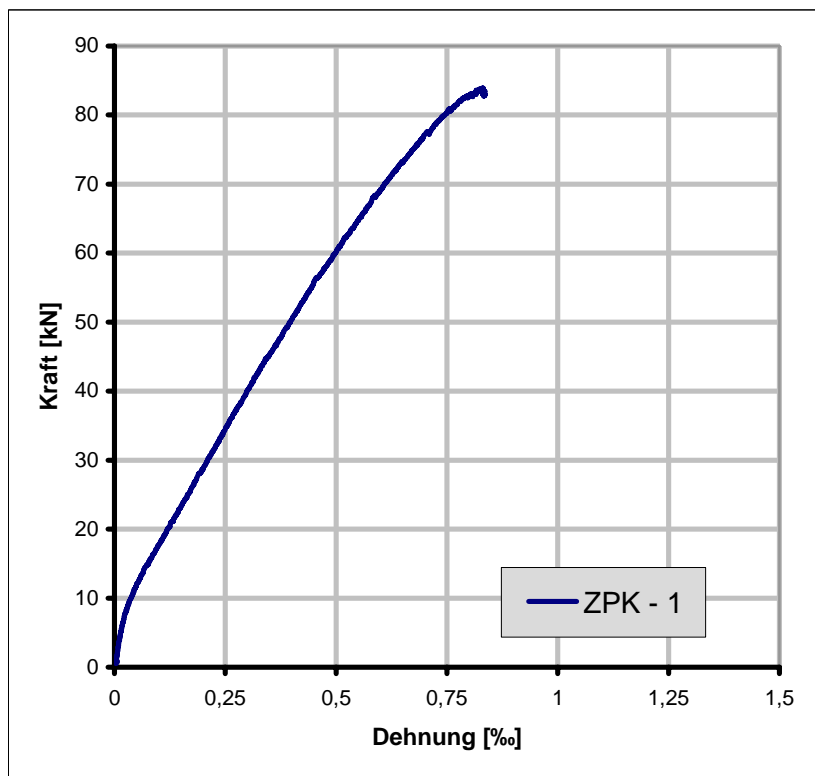


Abb. C.1.3: ZPK 01 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: ZPK 1							
1. Prüfkörperdaten:							
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm	Höhe:	150 mm		
Betonierdatum:	04.08.2005			Ausschalungsdatum:	09.08.2005		
Querbewehrung:	nein			Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$		
2. Vorschädigung: Querriss / einaxialer Zugversuch							
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN			Datum:	23.09.2005		
Risslast:	65,4 kN			mittlere Rissweite:	0,05 mm		
Beobachtung: - Prüfkörper ist nicht über den gesamten Querschnitt gerissen - Seite C: Versatz der Risse um 2,5 cm - Seite D: Riss endet ohne Verbindung zu Seite A							
3. Instandsetzung:							
Verdämmung:	EP-Spachtel			Injektionsdatum:	29.09.2005		
Beobachtung: - Klebepacker beim Vornässen durchgängig - Verpresst von A, B, C - Packer haben mit Zementsuspension nicht mehr korrespondiert Querriss nicht durchgehend verpresst - teilweise Verstärkung der Verdämmung notwendig							
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch							
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN			Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s		
Datum:	08.11.2005	mittlere Rissweite					
Endlast:	82,9 kN	Querrichtung $w_{r,q}$			Längsrichtung $w_{r,l}$		
Rissnummer	Risslast	0,25 mm			-		
-	-						
Beobachtung: - Riss öffnet direkt - keine Risslast erkennbar - Riss entspricht der Vorschädigung - keine Steifigkeitserhöhung durch die Instandsetzung - Mitwirkung des Betons im ungerissenen Bereich erkennbar - keine neuen Risse - Dehnungen des Stahls größer als die Dehnungen des Betons							

Abb. C.1.4: Datenblatt ZPK 01

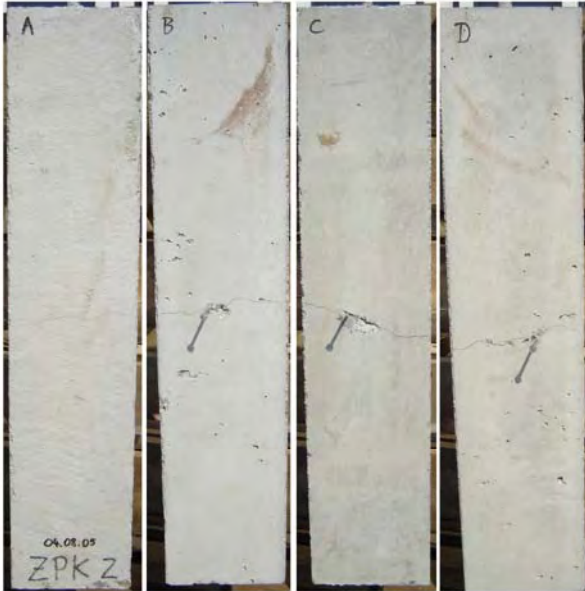


Abb. C.1.5: ZPK 2 Vorschädigung



Abb. C.1.6: ZPK 2 Rissbild

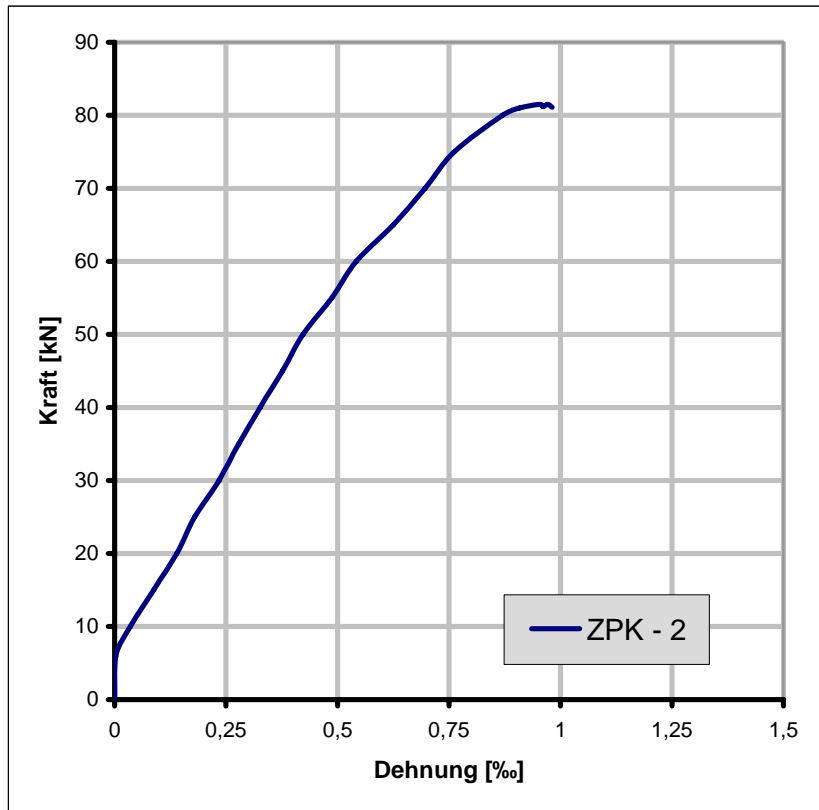


Abb. C.1.7: ZPK 02 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau					
Prüfkörperbezeichnung: ZPK 2					
1. Prüfkörperdaten:					
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm	Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	04.08.2005		Ausschalungsdatum:	09.08.2005	
Querbewehrung:	nein		Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$	
2. Vorschädigung: Querriss / einaxialer Zugversuch					
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN		Datum:	23.09.2005	
Risslast:	58,9 kN		mittlere Rissweite:	0,05 mm	
Beobachtung: - Prüfkörper ist über den kompletten Querschnitt gerissen - Riss in der Zugstabmitte					
3. Instandsetzung:					
Verdämmung:	Blitzzement		Injektionsdatum:	29.09.2005	
Beobachtung: - Klebepacker beim Vornässen Seite C nicht durchgängig - Verpresst von B, C, D - Packer haben mit Zementsuspension nicht mehr korrespondiert Querriss nicht durchgehend verpresst - Druckerhöhung auf 10 bar					
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch					
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN		Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s	
Datum:	08.11.2005	mittlere Rissweite			
Endlast:	81,8 kN				
Rissnummer	Risslast	0,35 mm		-	
1	7 kN				
Beobachtung: - Riss 1 öffnet direkt aber bei 7 kN geringer Steifigkeitsabfall erkennbar Zugfestigkeit des Injektionsmaterials ‚sofort‘ überschritten - keine Risslast erkennbar - Riss entspricht der Vorschädigung - keine Steifigkeitserhöhung durch die Instandsetzung - Mitwirkung des Betons im ungerissenen Bereich erkennbar - keine neuen Risse					

Abb. C.1.8: Datenblatt ZPK 02

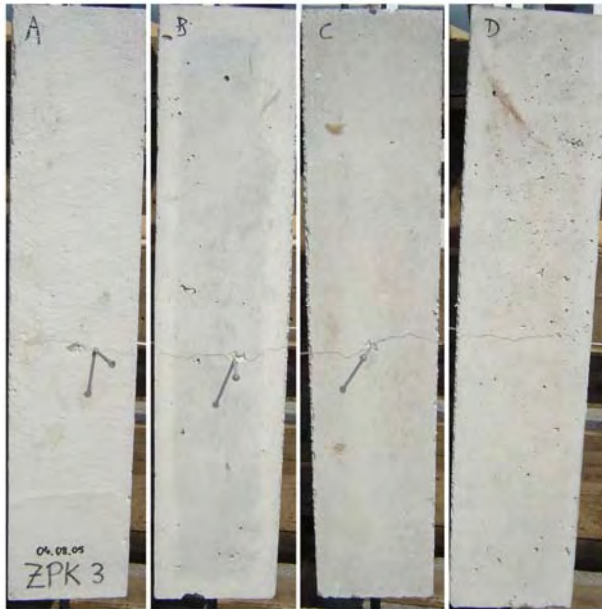


Abb. C.1.9: ZPK 03 Vorschädigung

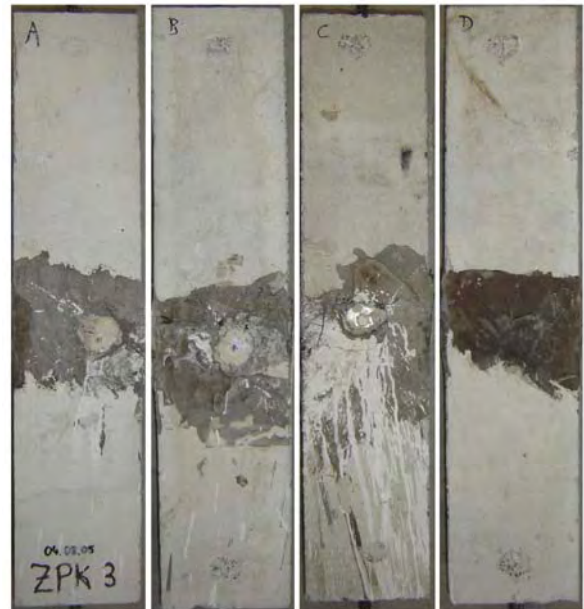


Abb. C.1.10: ZPK 03 Rissbild

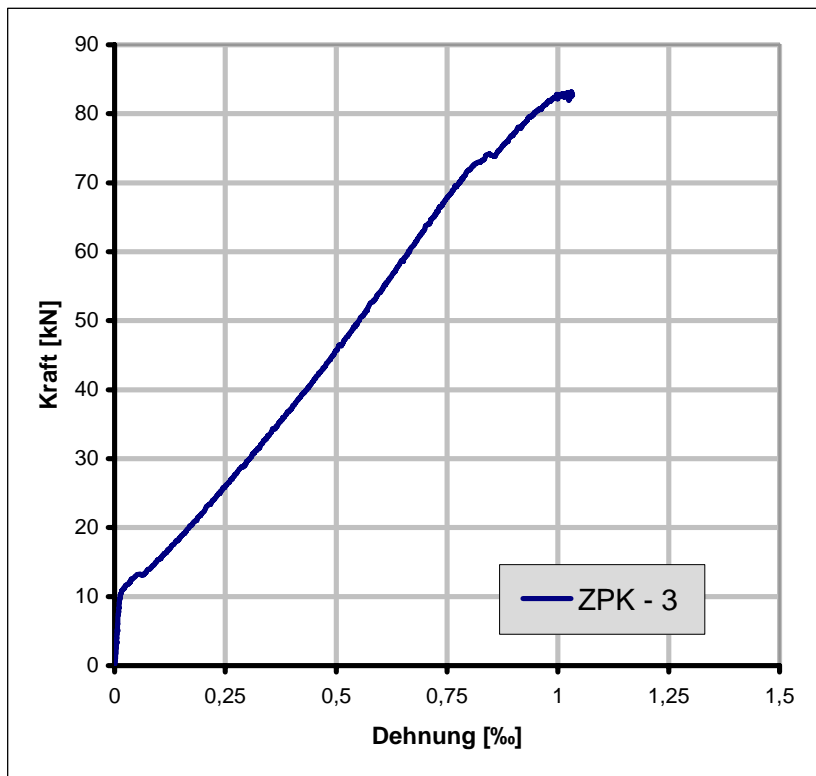


Abb. C.1.11: ZPK 03 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: ZPK 3							
1. Prüfkörperdaten:							
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm	Höhe:	150 mm		
Betonierdatum:	04.08.2005			Ausschalungsdatum:	09.08.2005		
Querbewehrung:	nein			Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$		
2. Vorschädigung: Querriss / einaxialer Zugversuch							
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN			Datum:	23.09.2005		
Risslast:	64,7 kN			mittlere Rissweite:	0,1 mm		
Beobachtung: - Prüfkörper ist über den kompletten Querschnitt gerissen - Riss in der Zugstabmitte							
3. Instandsetzung:							
Verdämmung:	EP-Spachtel			Injektionsdatum:	29.09.2005		
Beobachtung: - Klebepacker beim Vornässen durchgängig - Verpresst von A,B, C - Packer haben mit Zementsuspension nicht mehr korrespondiert Querriss nicht durchgehend verpresst - komplette Nachverdämmung mit Blitzzement erforderlich							
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch							
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN			Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s		
Datum:	09.11.2005	mittlere Rissweite					
Endlast:	82,7 kN	Querrichtung $w_{r,q}$			Längsrichtung $w_{r,l}$		
Rissnummer	Risslast	0,35 mm			-		
1	10 kN						
Beobachtung: - Riss 1 öffnet bei 10 kN Zugfestigkeit des Injektionsmaterials ‚sofort‘ überschritten - Riss entspricht der Vorschädigung - nach dem Öffnen der Querrisses Steifigkeit wie ZPK 1 und ZPK 2 - Mitwirkung des Betons in den ungerissenen Randbereichen - keine weiteren Risse							

Abb. C.1.12: Datenblatt ZPK 03

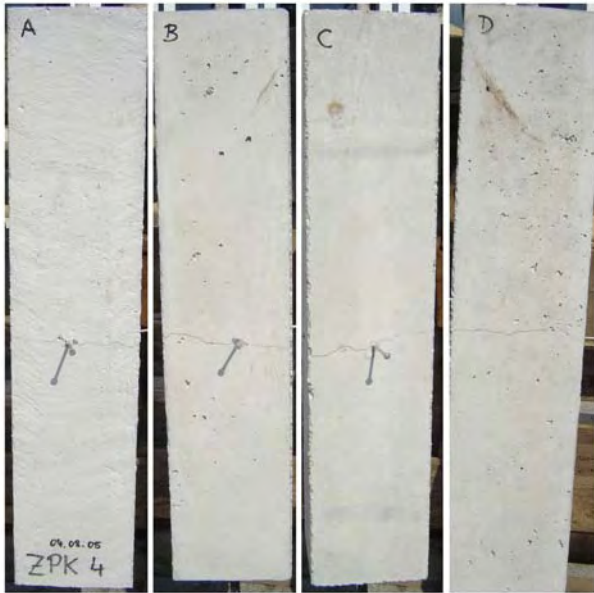


Abb. C.1.13: ZPK 04 Vorschädigung

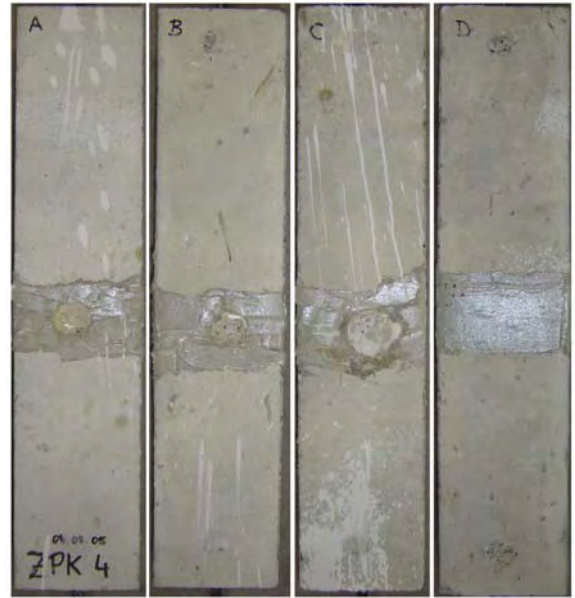


Abb. C.1.14: ZPK 04 Rissbild

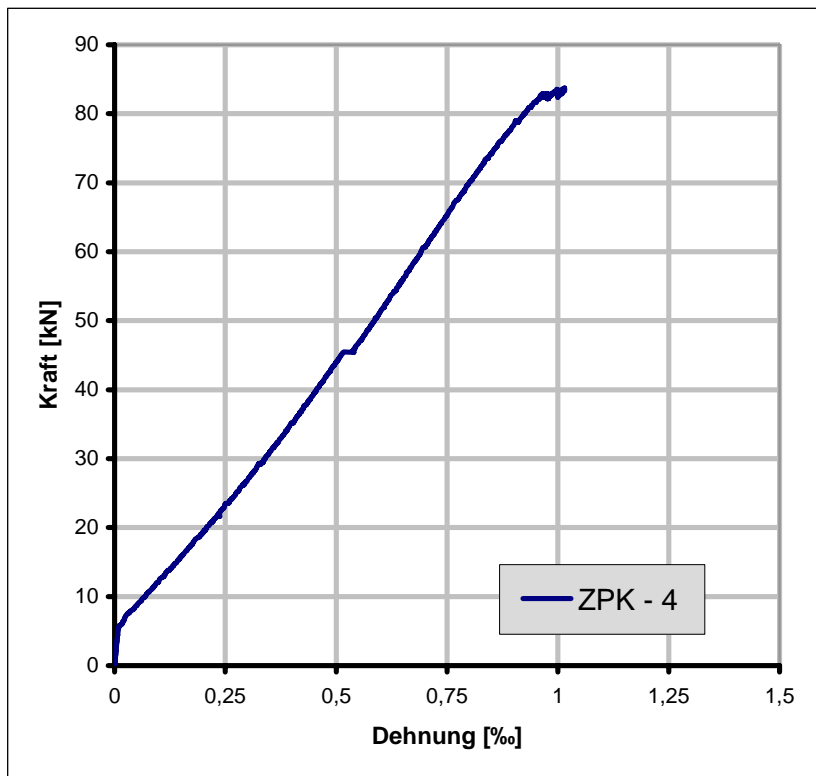


Abb. C.1.15: ZPK 04 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: ZPK 4							
1. Prüfkörperdaten:							
Länge:		700 mm		Breite:		150 mm	
				Höhe:		150 mm	
Betonierdatum:				04.08.2005		Ausschalungsdatum:	
						09.08.2005	
Querbewehrung:				nein		Betondruckfestigkeit:	
						$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$	
2. Vorschädigung: Querriss / einaxialer Zugversuch							
Prüfmaschine:				Hydropulsmaschine 630 kN		Datum:	
						23.09.2005	
Risslast:				61,2 kN		mittlere Rissweite:	
						0,15 mm	
Beobachtung: - Prüfkörper ist über den kompletten Querschnitt gerissen - Riss in der Zugstabmitte							
3. Instandsetzung:							
Verdämmung:				EP-Spachtel		Injektionsdatum:	
						29.09.2005	
Beobachtung: - Klebepacker beim Vornässen durchgängig - Verpresst von A, B, C - Packer haben mit Zementsuspension korrespondiert Querriss durchgehend verpresst							
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch							
Prüfmaschine:				Hydropulsmaschine 630 kN		Belastungsgeschwindigkeit:	
						0,01 mm/s	
Datum:		09.11.2005		mittlere Rissweite			
Endlast:		83,2 kN		Querrichtung $w_{r,q}$		Längsrichtung $w_{r,l}$	
Rissnummer		Risslast		0,35 mm		-	
1		6 kN					
Beobachtung: - Riss 1 öffnet direkt aber bei 6 kN geringer Steifigkeitsabfall erkennbar Zugfestigkeit des Injektionsmaterials ‚sofort‘ überschritten - keine Risslast erkennbar - Riss entspricht der Vorschädigung - bei 45,5 kN Verschiebung ohne Steifigkeitsabfall hier keine Rissbildung oder ähnliches erkennbar - keine Steifigkeitserhöhung durch die Instandsetzung - Mitwirkung des Betons im ungerissenen Bereich erkennbar - keine neuen Risse							

Abb. C.1.16: Datenblatt ZPK 04

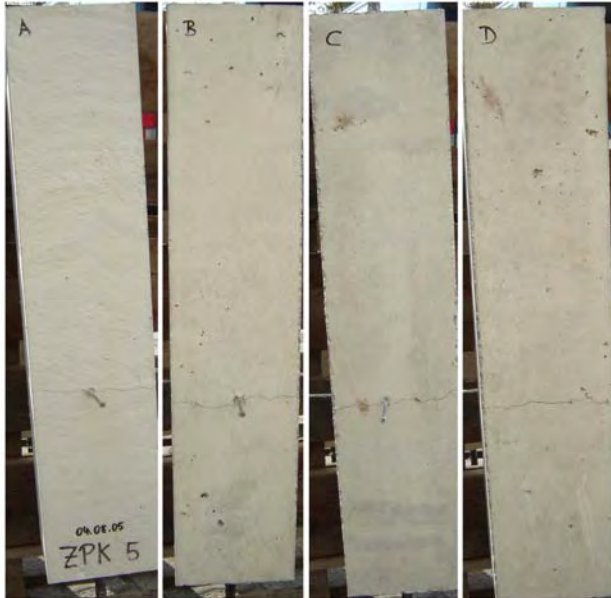


Abb. C.1.17: ZPK 05 Vorschädigung

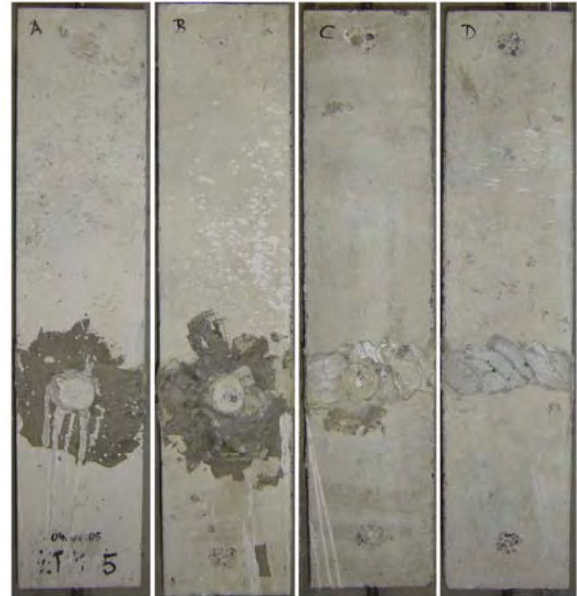


Abb. C.1.18: ZPK 05 Rissbild

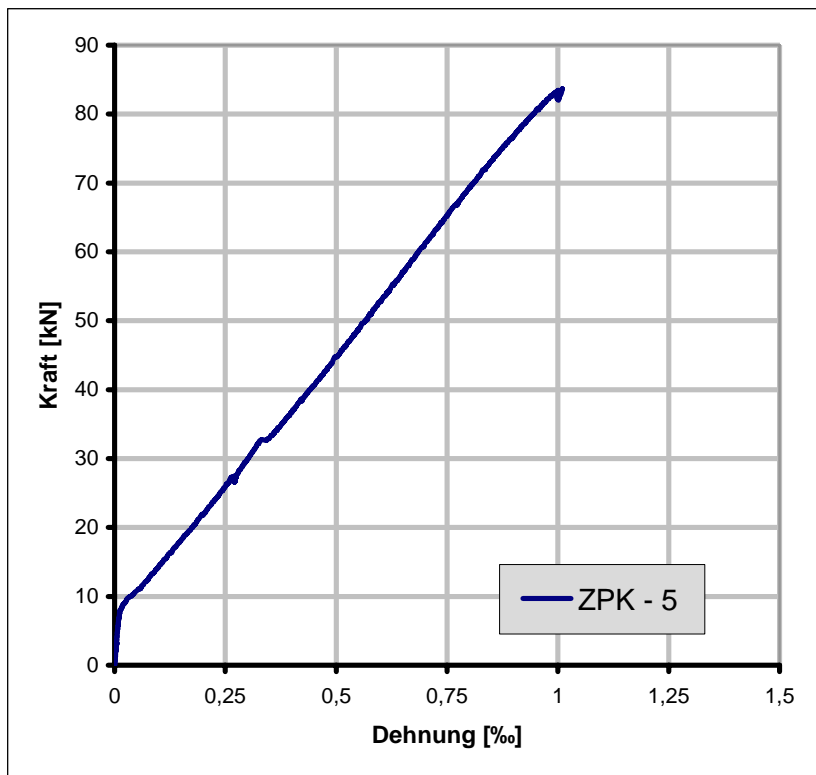


Abb. C.1.19: ZPK 05 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: ZPK 5			
1. Prüfkörperdaten:			
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm
		Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	04.08.2005	Ausschalungsdatum:	09.08.2005
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$
2. Vorschädigung: Querriss / einaxialer Zugversuch			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Datum:	23.09.2005
Risslast:	55,8 kN	mittlere Rissweite:	0,2 mm
Beobachtung: - Prüfkörper ist über den kompletten Querschnitt gerissen - Riss in der Zugstabmitte			
3. Instandsetzung:			
Verdämmung:	EP-Spachtel	Injektionsdatum:	29.09.2005
Beobachtung: - Klebepacker beim Vornässen durchgängig - Verpresst von A, B, C - Packer haben mit Zementsuspension nicht mehr korrespondiert Querriss nicht durchgehend verpresst - Verpresserfolg nicht gesichert - Seite A und B Verstärkung der Verdämmung notwendig			
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s
Datum:	08.11.2005	mittlere Rissweite	
Endlast:	82,3 kN	Querrichtung $w_{r,q}$	Längsrichtung $w_{r,l}$
Rissnummer	Risslast	0,35 mm	
1	8,8 kN	-	
Beobachtung: - Riss 1 öffnet direkt - bei 8,8 kN geringer Steifigkeitsabfall erkennbar Zugfestigkeit des Injektionsmaterials ‚sofort‘ überschritten - keine Risslast erkennbar - Riss entspricht der Vorschädigung - keine Steifigkeitserhöhung durch die Instandsetzung - linearer Verlauf im Kraft-Verformungs-Diagramm - keine neuen Risse			

Abb. C.1.20: Datenblatt ZPK 05

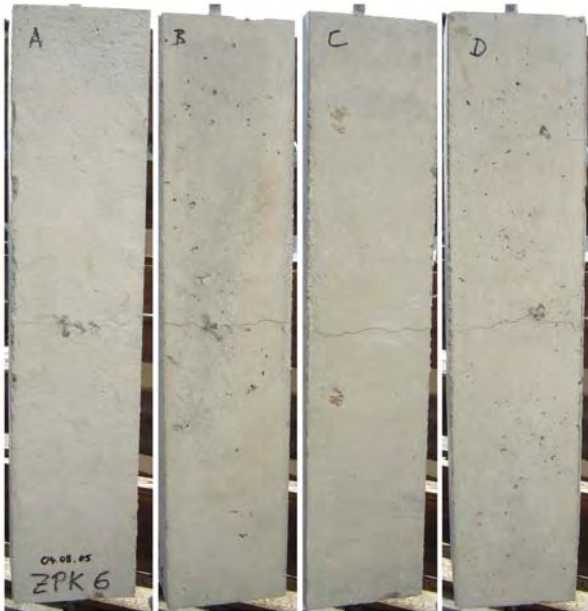


Abb. C.1.21: ZPK 06 Vorschädigung

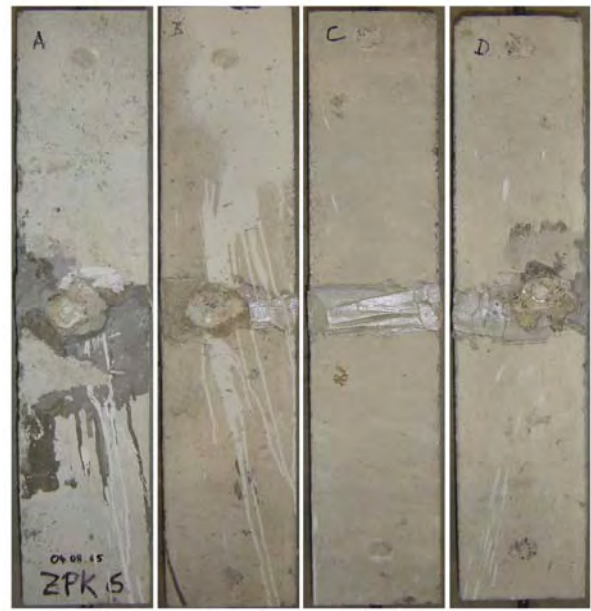


Abb. C.1.22: ZPK 06 Rissbild

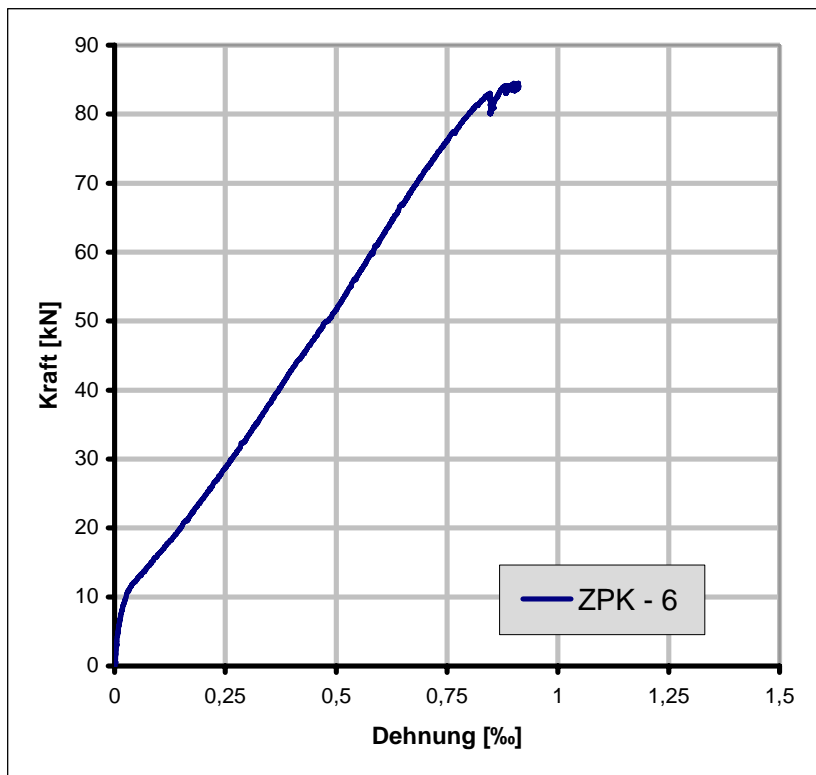


Abb. C.1.23: ZPK 06 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: ZPK 6			
1. Prüfkörperdaten:			
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm
		Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	04.08.2005	Ausschalungsdatum:	09.08.2005
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$
2. Vorschädigung: Querriss / einaxialer Zugversuch			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Datum:	23.09.2005
Risslast:	65,3 kN	mittlere Rissweite:	0,15 mm
Beobachtung: - Prüfkörper ist über den kompletten Querschnitt gerissen - Riss in der Zugstabmitte			
3. Instandsetzung:			
Verdämmung:	EP-Spachtel	Injektionsdatum:	29.09.2005
Beobachtung: - Klebepacker beim Vornässen nicht durchgängig - Verpresst von A, B, D - Packer mit Zementsuspension ebenfalls nicht durchgängig Querriss nicht durchgehend verpresst - Verpresserfolg nicht gesichert - Seite A und D Verstärkung der Verdämmung notwendig			
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s
Datum:	08.11.2005	mittlere Rissweite	
Endlast:	83,6 kN	Querrichtung $w_{r,q}$	Längsrichtung $w_{r,l}$
Rissnummer	Risslast	0,25 mm	
1	10,2 kN	-	
Beobachtung: - Riss 1 öffnet direkt - bei 10,2 kN geringer Steifigkeitsabfall erkennbar Zugfestigkeit des Injektionsmaterials ‚sofort‘ überschritten - keine Risslast erkennbar, da kein Knick sondern Übergang in den Bereich der geringeren Steifigkeit ohne Lastabfall - Riss entspricht der Vorschädigung - keine Steifigkeitserhöhung durch die Instandsetzung - keine neuen Risse - Dehnungen des Stahls größer als die Dehnungen des Betons			

Abb. C.1.24: Datenblatt ZPK 06

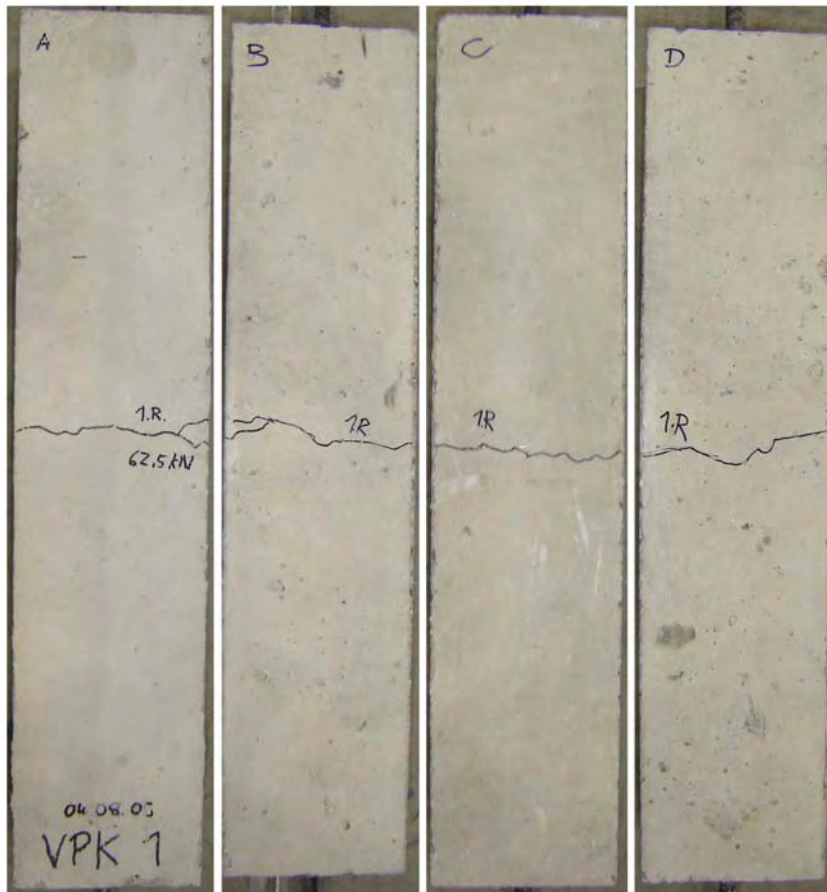


Abb. C.1.25: VPK 01 Rissbild

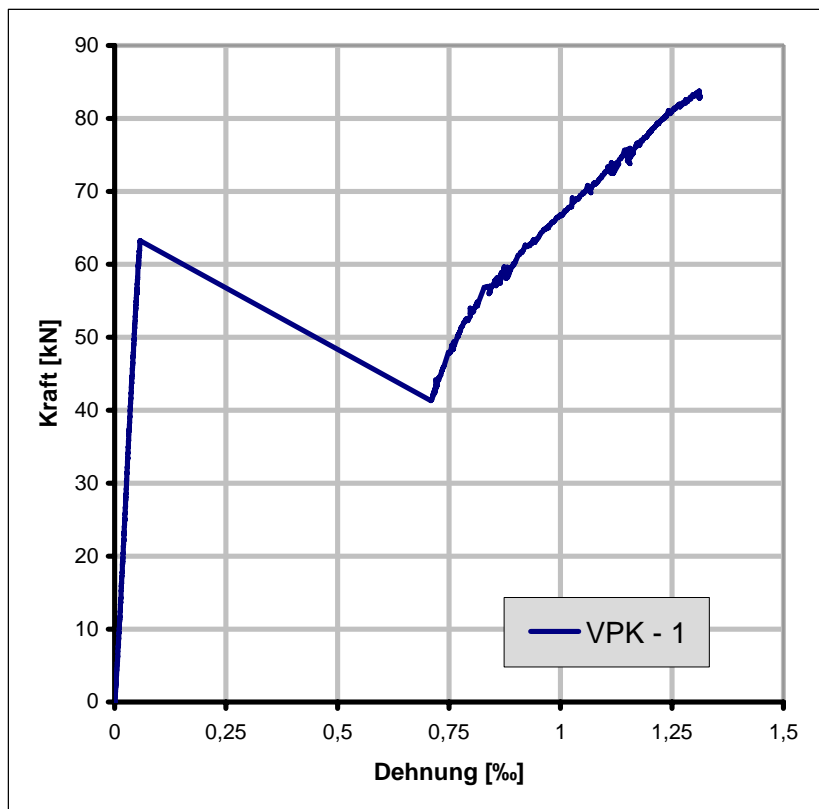


Abb. C.1.26: VPK 01 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: VPK 1			
1. Prüfkörperdaten:			
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm
		Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	04.08.2005	Ausschalungsdatum:	08.08.2005
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch			
Prüfmaschine:	-	Datum:	-
Risslast:	-	mittlere Rissweite:	-
Beobachtung: ungeschädigter Referenzprobekörper			
3. Instandsetzung:			
Verdämmung:	keine	Injektionsdatum:	-
Beobachtung: - ungeschädigter Referenzprobekörper			
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s
Datum:	11.11.2005	mittlere Rissweite	
Endlast:	82,9 kN	Querrichtung $w_{r,q}$	Längsrichtung $w_{r,l}$
Rissnummer	Risslast	A: 1.R = 0,45 mm	-
		B: 1.R = 0,5 mm	-
1	63,2 kN	C: 1.R = 0,4 mm	-
		D: 1.R = 0,45 mm	-
Beobachtung: - bis zum Erstriss hohe Steifigkeit und linearer Verlauf - Riss in Prüfkörpermitte - Steifigkeitsabfall aber wieder linearer Verlauf parallel zur Laststeigerung öffnet sich der vorhandene Riss weiter - keine weiteren Risse bis zum Erreichen der Endlast - geringe Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton - typisches Verhalten eines Stahlbetonzugstabes			

Abb. C.1.27: Datenblatt VPK 01

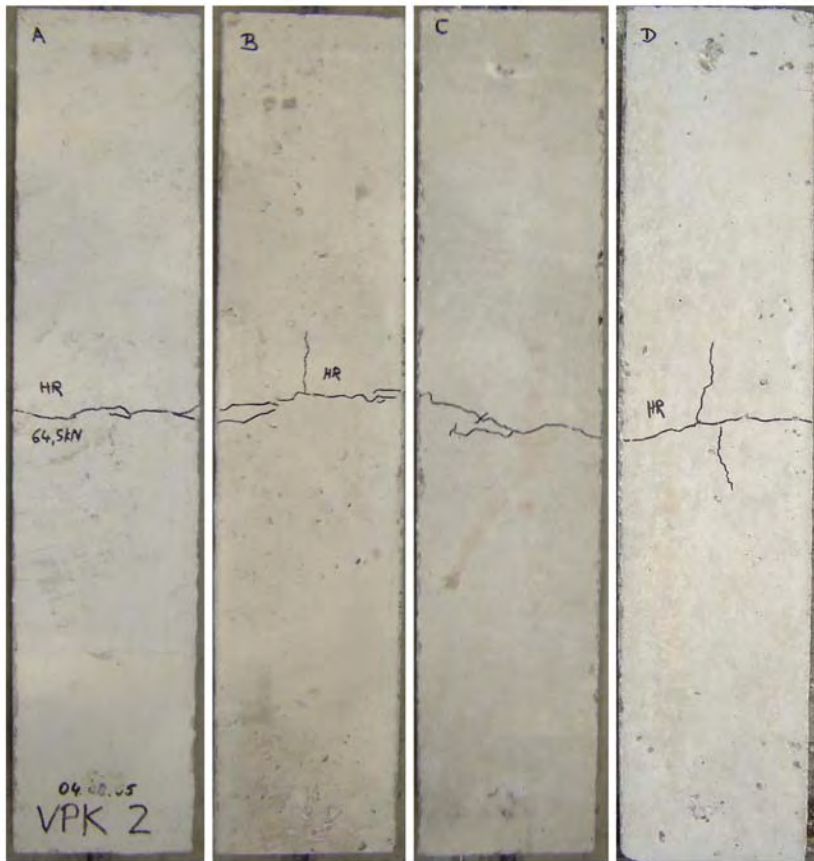


Abb. C.1.28: VPK 02 Rissbild

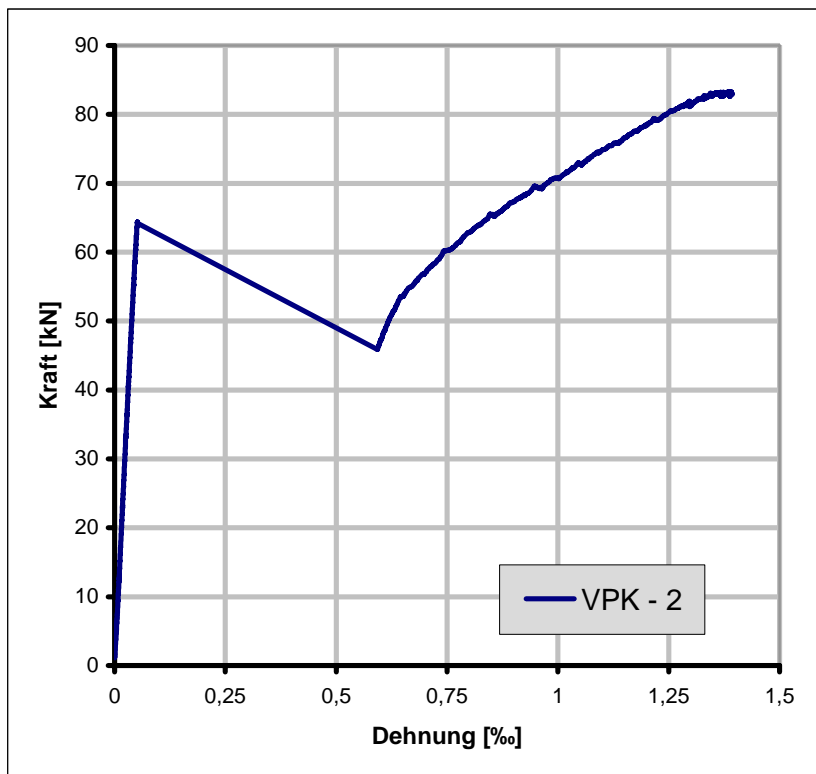


Abb. C.1.29: VPK 02 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau					
Prüfkörperbezeichnung: VPK 2					
1. Prüfkörperdaten:					
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm	Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	04.08.2005		Ausschalungsdatum:	08.08.2005	
Querbewehrung:	nein		Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$	
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch					
Prüfmaschine:	-		Datum:	-	
Risslast:	-		mittlere Rissweite:	-	
Beobachtung: ungeschädigter Referenzprobekörper					
3. Instandsetzung:					
Verdämmung:	keine		Injektionsdatum:	-	
Beobachtung: - ungeschädigter Referenzprobekörper					
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:					
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN		Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s	
Datum:	10.11.2005	mittlere Rissweite			
Endlast:	82,8 kN	Querrichtung $w_{r,q}$		Längsrichtung $w_{r,l}$	
Rissnummer	Risslast	A: 1.R = 0,55 mm		-	
		B: 1.R = 0,55 mm		0,05 mm	
		C: 1.R = 0,4 mm		-	
1	64,1 kN	D: 1.R = 0,45 mm		0,05 mm	
Beobachtung: - bis zum Erstriss hohe Steifigkeit und linearer Verlauf - Riss in Prüfkörpermitte - Steifigkeitsabfall aber wieder linearer Verlauf - keine weiteren Querrisse bis zum Erreichen der Endlast der vorhandene Riss öffnet sich weiter - typisches Verhalten eines Stahlbetonzugstabes - Seite B und D zeigen sehr kleine Längsrisse vom Hauptriss ausgehend - geringe Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton					

Abb. C.1.30: Datenblatt VPK 02

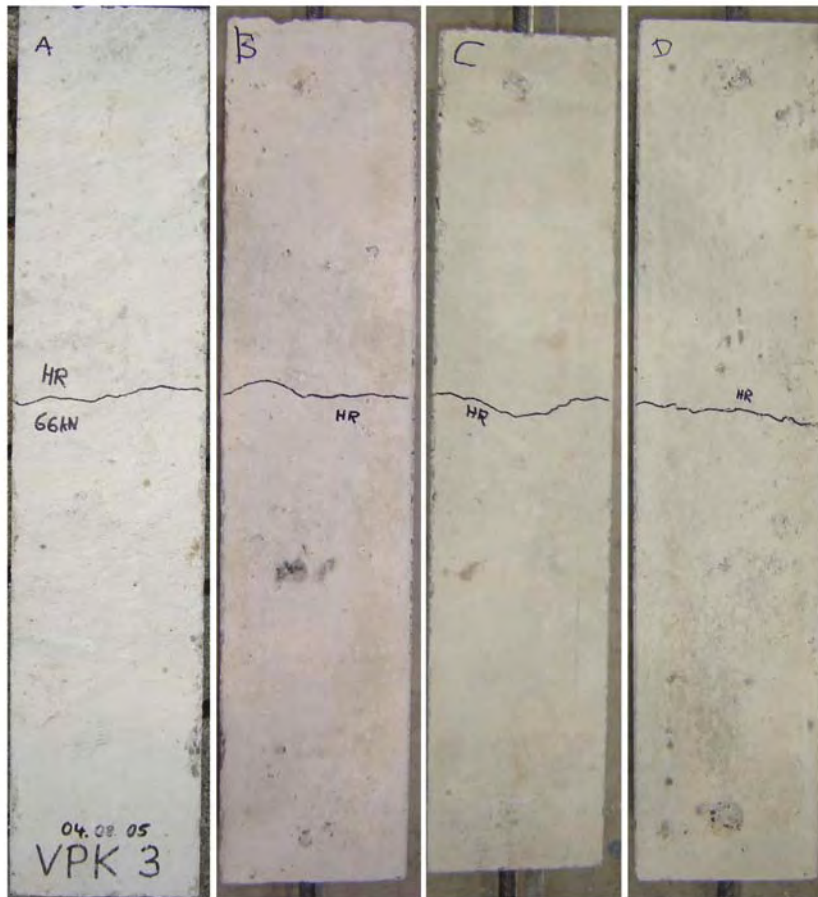


Abb. C.1.31: VPK 03 Rissbild

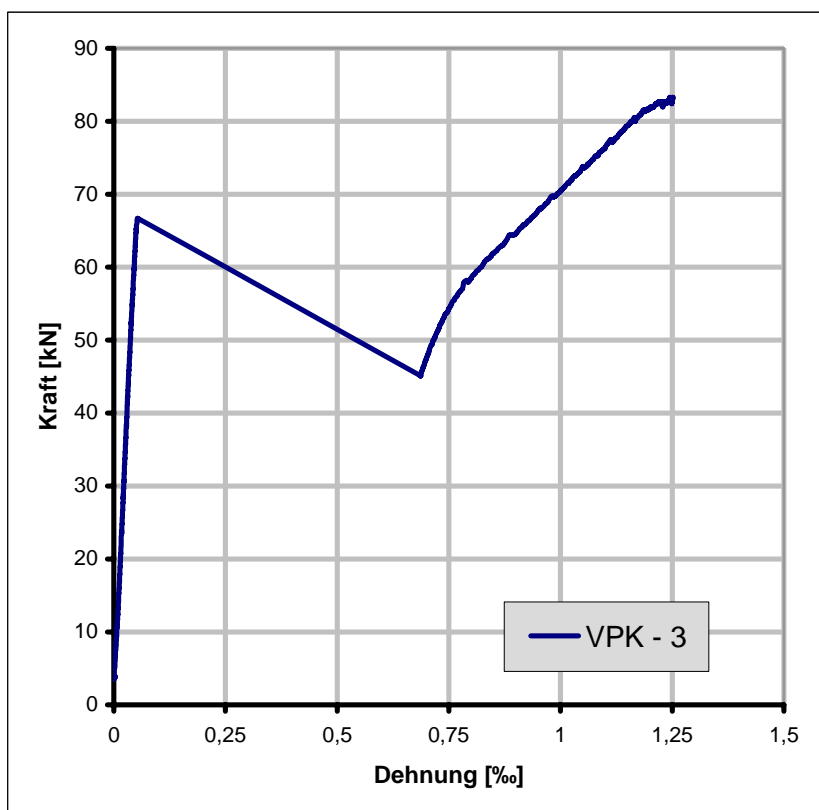


Abb. C.1.32: VPK 03 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: VPK 3			
1. Prüfkörperdaten:			
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm
		Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	04.08.2005	Ausschalungsdatum:	08.08.2005
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch			
Prüfmaschine:	-	Datum:	-
Risslast:	-	mittlere Rissweite:	-
Beobachtung: ungeschädigter Referenzprobekörper			
3. Instandsetzung:			
Verdämmung:	keine	Injektionsdatum:	-
Beobachtung: - ungeschädigter Referenzprobekörper			
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s
Datum:	10.11.2005	mittlere Rissweite	
Endlast:	82,7 kN	Querrichtung $w_{r,q}$	Längsrichtung $w_{r,l}$
Rissnummer	Risslast	A: 1.R = 0,4 mm	-
		B: 1.R = 0,5 mm	-
1	66,7 kN	C: 1.R = 0,45 mm	-
		D: 1.R = 0,35 mm	-
Beobachtung: - bis zum Erstriss hohe Steifigkeit und linearer Verlauf - Riss in Prüfkörpermitte - Steifigkeitsabfall aber wieder linearer Verlauf der vorhandene Riss öffnet sich weiter - keine weiteren Risse bis zum Erreichen der Endlast - typisches Verhalten eines Stahlbetonzugstabes			

Abb. C.1.33: Datenblatt VPK 03

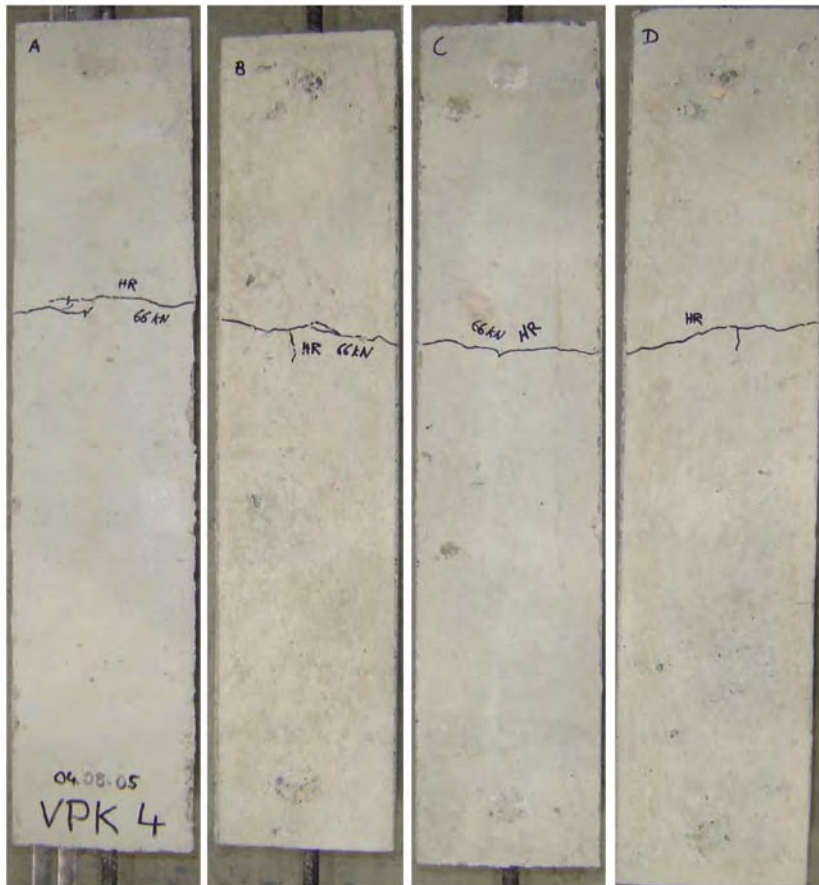


Abb. C.1.34: VPK 04 Rissbild

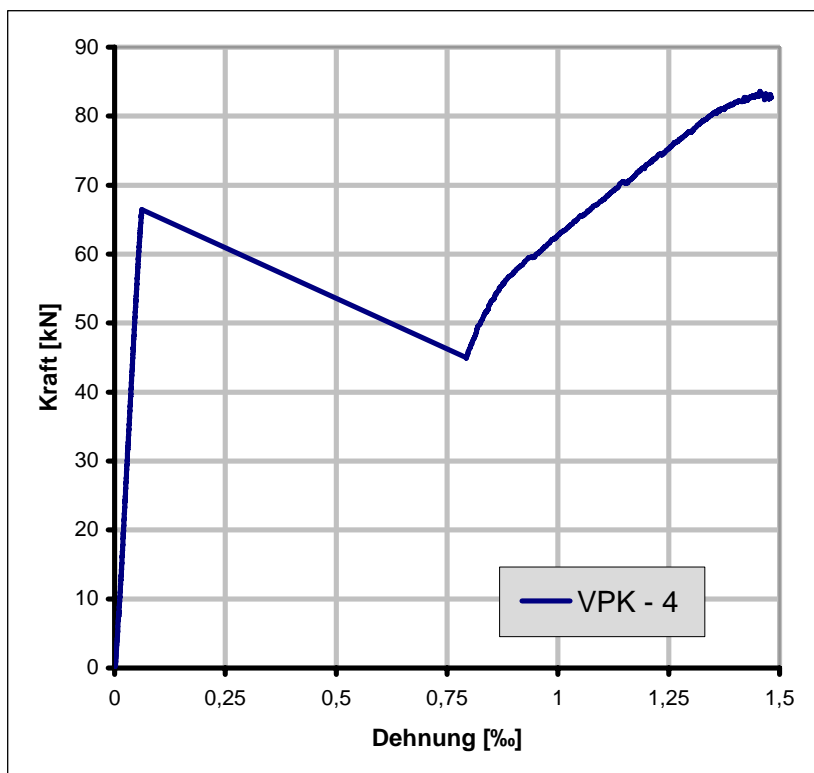


Abb. C.1.35: VPK 04 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: VPK 4			
1. Prüfkörperdaten:			
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm
		Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	04.08.2005	Ausschalungsdatum:	08.08.2005
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch			
Prüfmaschine:	-	Datum:	-
Risslast:	-	mittlere Rissweite:	-
Beobachtung: ungeschädigter Referenzprobekörper			
3. Instandsetzung:			
Verdämmung:	keine	Injektionsdatum:	-
Beobachtung: - ungeschädigter Referenzprobekörper			
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s
Datum:	10.11.2005	mittlere Rissweite	
Endlast:	83,2 kN	Querrichtung $w_{r,q}$	Längsrichtung $w_{r,l}$
Rissnummer	Risslast	A: 1.R = 0,5 mm	-
		B: 1.R = 0,55 mm	0,05 mm
1	66,5 kN	C: 1.R = 0,45 mm	-
		D: 1.R = 0,45 mm	0,05 mm
Beobachtung: - bis zum Erstriss hohe Steifigkeit und linearer Verlauf - Riss in Prüfkörpermitte - Steifigkeitsabfall aber wieder linearer Verlauf - keine weiteren Querrisse bis zum Erreichen der Endlast - typisches Verhalten eines Stahlbetonzugstabes - geringe Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton Achtung: Der Wegaufnehmer Seite C lieferte nur bis zum Erreichen der Risslast Daten. Daher hat der weitere Verlauf im Last-Verformungs-Diagramm nicht die gleiche Aussagekraft wie bei den Prüfkörpern VPK 1 bis VPK 4.			

Abb. C.1.36: Datenblatt VPK 04

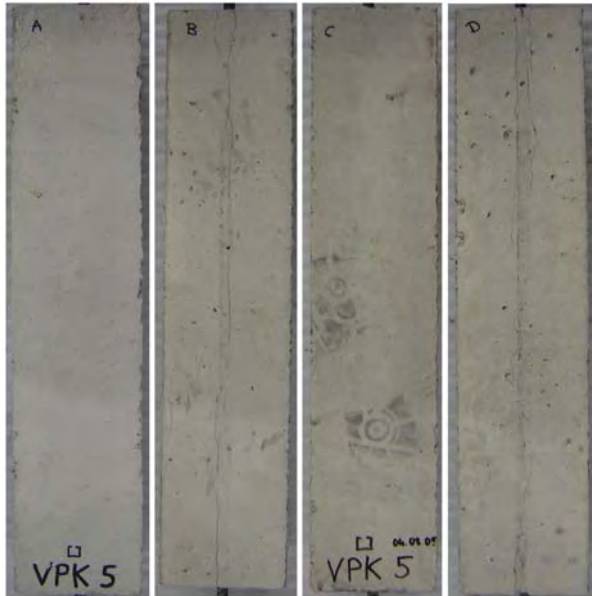


Abb. C.1.37: VPK 05 Vorschädigung

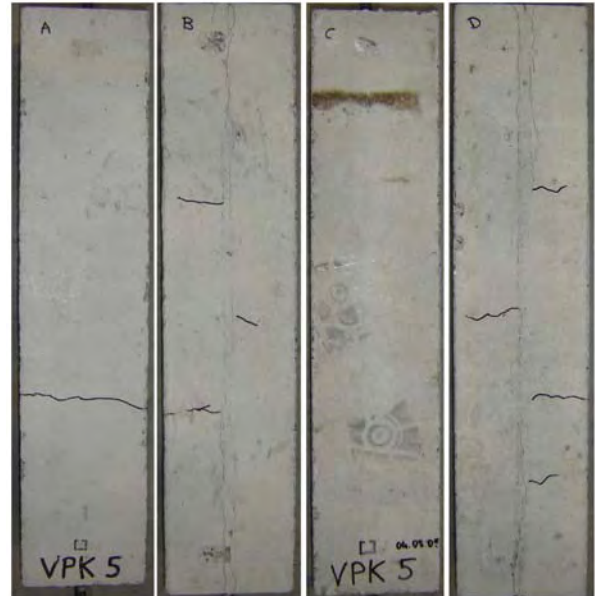


Abb. C.1.38: VPK 05 Rissbild

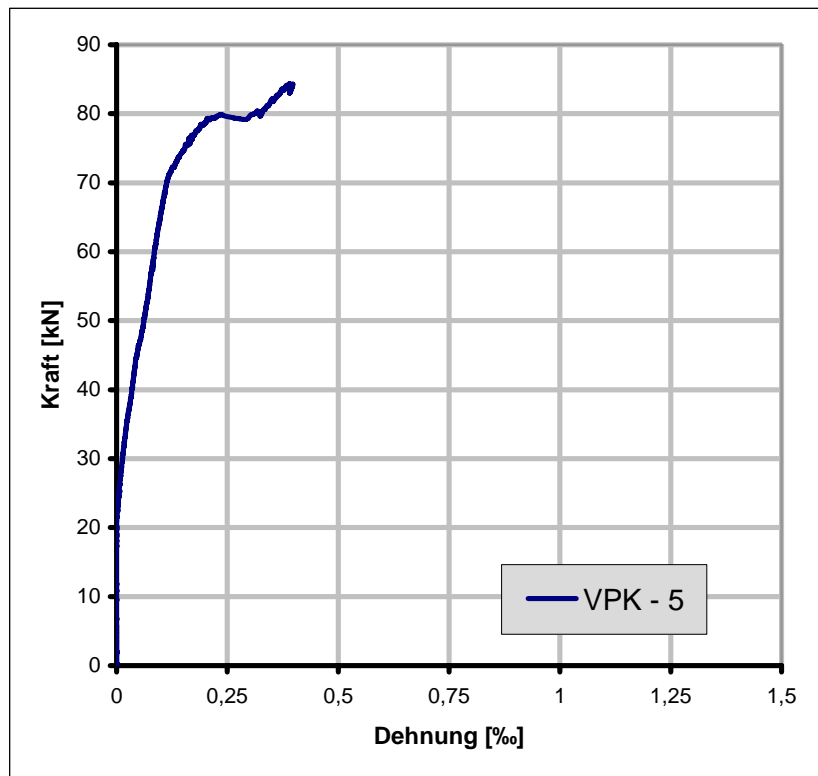


Abb. C.1.39 VPK 05 Last-Verformungs-Diagramm

UniBWM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau					
Prüfkörperbezeichnung: VPK 5					
1. Prüfkörperdaten:					
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm	Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	04.08.2005		Ausschalungsdatum:	09.08.2005	
Querbewehrung:	ja		Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$	
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch					
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine BPES		Datum:	22.09.2005	
Risslast:	161,3 kN		mittlere Rissweite:	0,5 mm	
Beobachtung: - A: - - B: Längsriss 0,55 mm (in der Mitte 8 cm unterbrochen) - C: - - D: Längsriss 0,4 mm (im mittleren Drittel zweimal für 7 cm unterbrochen)					
3. Instandsetzung:					
Verdämmung:	keine		Injektionsdatum:	-	
Beobachtung: - geschädigter Referenzprobekörper					
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:					
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN		Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s	
Datum:	09.11.2005	mittlere Rissweite			
Endlast:	83,9 kN	Querrichtung $w_{r,q}$	Längsrichtung $w_{r,l}$		
Rissnummer	Risslast	A: 3.R = 0,2 mm	-		
		B: 3.R = 0,2 mm (von A)	-		
„1“	24,8 kN	1.+ 2.R = 0,1 mm	-		
2	72,4 kN	C: -	-		
3	79,8 kN	D: 3.R = 0,2 mm (von A)	-		
		1.+ 2.R = 0,1 mm	-		
Beobachtung: - 1.R: 24,8 kN Prüfkörper zeigt keinen Einzelriss sondern verteilte Risse von 0,07 mm mit einer Länge von 4 und 6,5 cm (Seite B und D mittig) - geringer Steifigkeitsabfall - 2.R: Riss 2 stellt sich durch langsames Risswachstum auf Höhe der oberen Querbewehrung auf Seite B und D ein (Steifigkeitsabfall) - 3.R: halber Querschnitt (A) bei unterer Querbewehrung gerissen mehrere kleinere Risse bis 0,1 mm über den Prüfkörper verteilt - Hauptriss ist der 3.Riss - nach den Phasen der Rissbildung ist immer eine geringere Steifigkeit zu beobachten als in der vorhergehenden Phase - geringe Rissweiten lassen auf einen schlechten Verbund schließen Dehnungen des Stahls liegen deutlich über den Dehnungen des Betons					

Abb. C.1.40: Datenblatt VPK 05



Abb. C.1.41: VPK 06 Vorschädigung

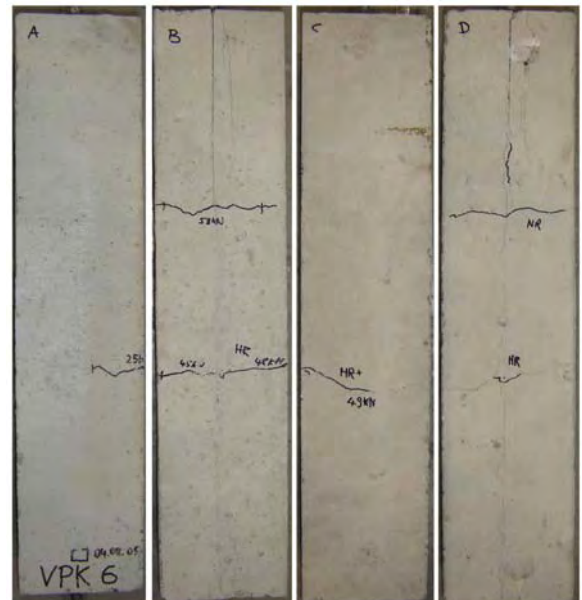


Abb. C.1.42: VPK 06 Rissbild

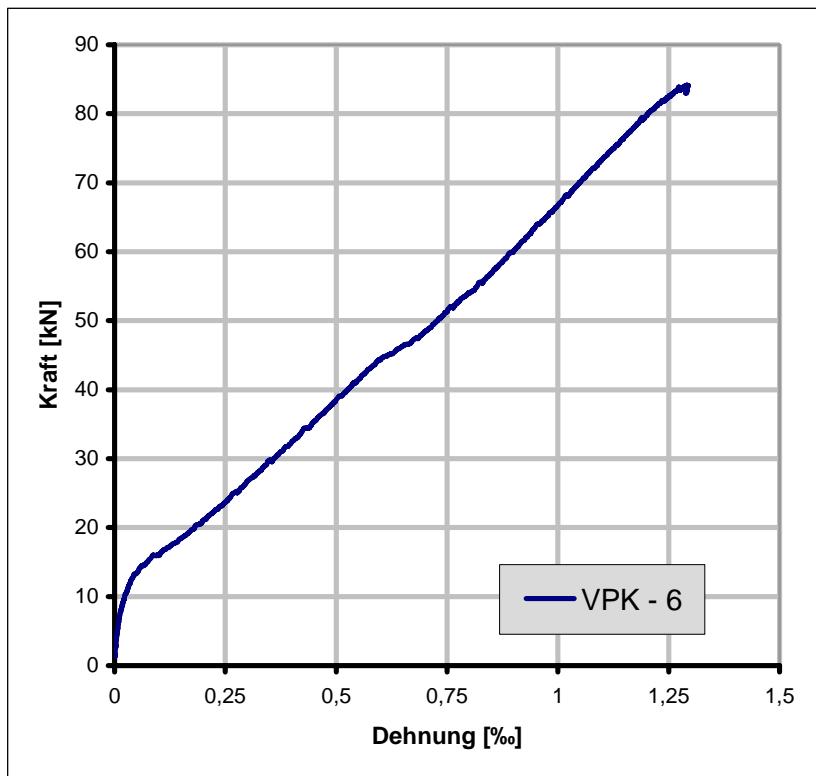


Abb. C.1.43: VPK 06 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: VPK 6			
1. Prüfkörperdaten:			
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm
		Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	04.08.2005	Ausschalungsdatum:	09.08.2005
Querbewehrung:	ja	Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 29,6 \text{ N/mm}^2$
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch			
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine BPES	Datum:	22.09.2005
Risslast:	224,2 kN	mittlere Rissweite:	0,2 mm
Beobachtung: - A: halber Querriss von D - B: Längsriss durchgehend 0,25 mm - C: kompletter Querriss - D: Längsriss 0,2 mm und Querrisse im unteren Drittel in Richtung C und A			
3. Instandsetzung:			
Verdämmung:	keine	Injektionsdatum:	-
Beobachtung: - geschädigter Referenzprobekörper			
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s
Datum:	10.11.2005	mittlere Rissweite	
Endlast:	83,0 kN	Querrichtung $w_{r,q}$	Längsrichtung $w_{r,l}$
Rissnummer	Risslast	A: 1.R = 0,2 mm 2.R = 0,5 mm B: 2.R = 0,45 mm 3.R = 0,15 mm C: 2.R = 0,35 mm D: 2.R = 0,4 mm 3.R = 0,2 mm	- 1,2 mm - 1,1 mm
1	14,3 kN		
2	45,8 kN		
3	83 kN		
Beobachtung: - 1.R: 14,3 kN Querriss Seite A im unteren Drittel (PK nicht durchgerissen) - Steifigkeitsabfall - Risswachstum stagniert - 2.R: 45,8 kN Riss 1 verläuft nun mit der Vorschädigung über den kompletten Querschnitt - 3.R: bis zum Erreichen der Fließgrenze stellen sich noch 2 nicht durchgängige Querrisse im oberen Drittel ein (B und D) - Längsrisse im oberen Bereich vergrößert - nach dem 2. Riss ist kein Steifigkeitsabfall zu beobachten			

Abb. C.1.44: Datenblatt VPK 06

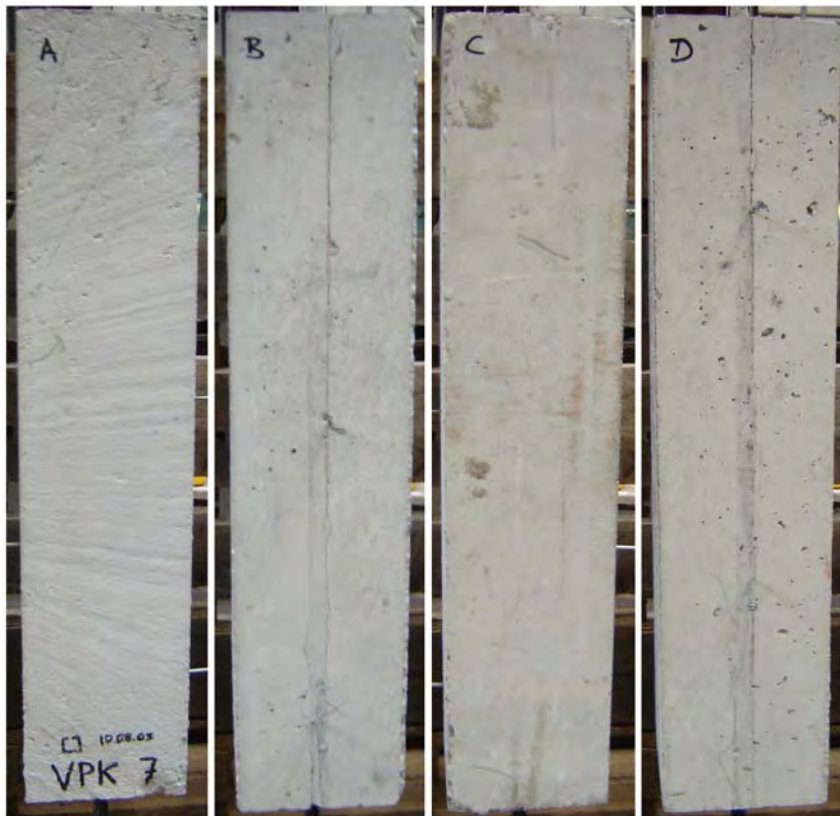


Abb. C.1.45: VPK 07 Vorschädigung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: VPK 7							
1. Prüfkörperdaten:							
Länge:		700 mm		Breite:		150 mm	
				Höhe:		150 mm	
Betonierdatum:				10.08.2005		Ausschalungsdatum:	
						16.08.2005	
Querbewehrung:				ja		Betondruckfestigkeit: $f_{cm} = 33,8 \text{ N/mm}^2$	
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch							
Prüfmaschine:				Druckprüfmaschine BPES		Datum:	
						22.09.2005	
Risslast:				236,9 kN		mittlere Rissweite:	
						0,35 mm	
Beobachtung: - A: - - B: durchgängiger Längsriss - C: - - D: Längsriss im mittleren Bereich für 15 cm unterbrochen - keine Querrisse							
3. Instandsetzung:							
Verdämmung:				EP-Spachtel		Injektionsdatum:	
						29.09.2005	
Beobachtung: - Vornässen und Verpressen erfolgreich - Verdämmung auf der Kopfseite verstärkt							
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:							
Prüfmaschine:				-		Belastungsgeschwindigkeit:	
						-	
Datum:		-		mittlere Rissweite			
Endlast:		-		Querrichtung $w_{r,q}$		Längsrichtung $w_{r,l}$	
Rissnummer	Risslast						
-	-						
Beobachtung: - kein Zugversuch durchgeführt - VPK 7 ist instandgesetzter Referenzprüfkörper - Bohrkernentnahme zur Untersuchung der Druck- und Spaltzugfestigkeit des Betons nach der Instandsetzung							

Abb. C.1.46: Datenblatt VPK 07

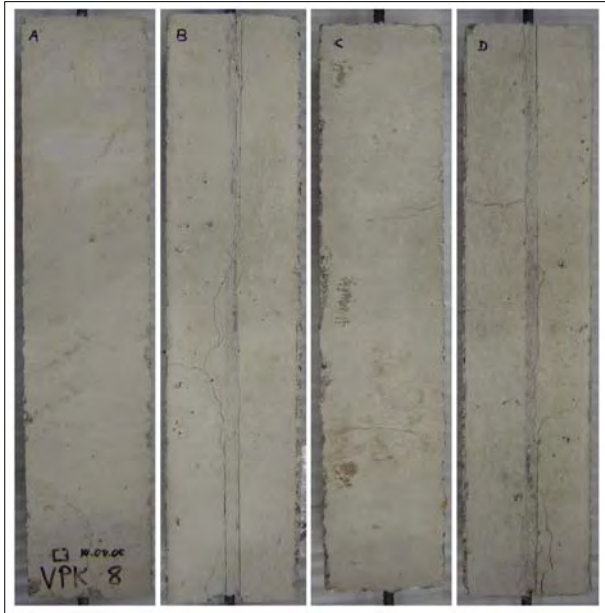


Abb. C.1.47: VPK 08 Vorschädigung



Abb. C.1.48: VPK 08 Rissbild

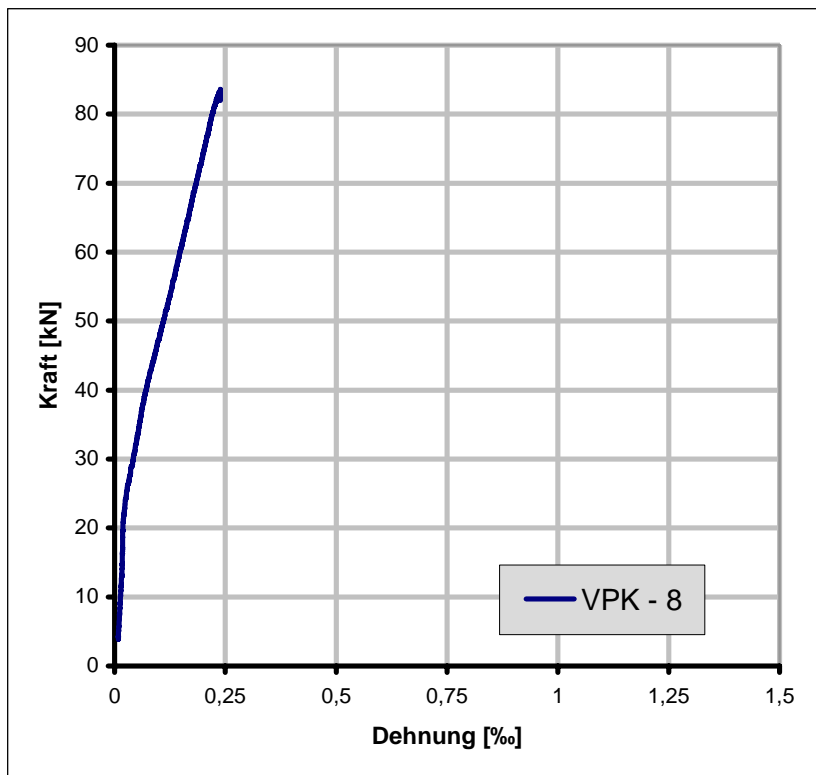


Abb. C.1.49: VPK 08 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau					
Prüfkörperbezeichnung: VPK 8					
1. Prüfkörperdaten:					
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm	Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	10.08.2005		Ausschalungsdatum:	16.08.2005	
Querbewehrung:	ja		Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,8 \text{ N/mm}^2$	
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch					
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine BPES		Datum:	22.09.2005	
Risslast:	218,8 kN		mittlere Rissweite:	1 mm	
Beobachtung: - A: - - B: kompletter Längsriss Querriss Richtung A - C: halber Querriss im oberen Drittel von D - D: kompletter Längsriss in den Drittelpunkten Querrisse (oben Richtung C; unten Anriss Richt. A)					
3. Instandsetzung:					
Verdämmung:	keine		Injektionsdatum:	-	
Beobachtung: - geschädigter Referenzprobekörper					
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:					
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN		Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s	
Datum:	10.11.2005	mittlere Rissweite			
Endlast:	82,9 kN	Querrichtung $w_{r,q}$		Längsrichtung $w_{r,l}$	
Rissnummer	Risslast	A: -		-	
1	24,8 kN	B: 1.R = 0,25 mm 2.R = 0,15 mm		geringe Rissöffnung	
		C: - D: 1.R = 0,25 mm 2.R = 0,2 mm		- geringe Rissöffnung	
Beobachtung: - 1.R.: mit Belastungsbeginn Risswachstum der Querrisse B unten geringer Steifigkeitsabfall - weiter linearer Verlauf - Ausbildung mehrerer kleiner Risse bis 0,2 mm über den gesamten Prüfkörperquerschnitt verteilt - Risse auf Höhe der Querbewehrung konzentriert - keine kompletter Querriss über den gesamten Prüfkörperquerschnitt beobachtet - Öffnung der Längsrisse in den Randbereichen - geringe Rissweiten lassen auf einen schlechten Verbund schließen Dehnungen des Stahls liegen deutlich über den Dehnungen des Betons					

Abb. C.1.50: Datenblatt VPK 08

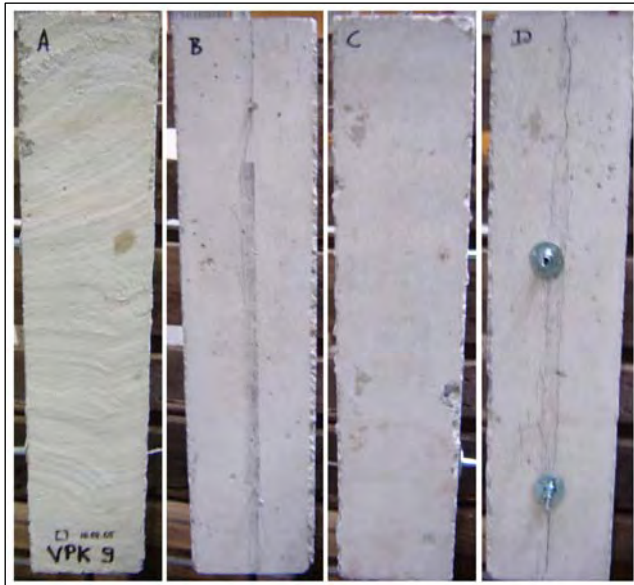


Abb. C.1.51: VPK 09 Vorschädigung

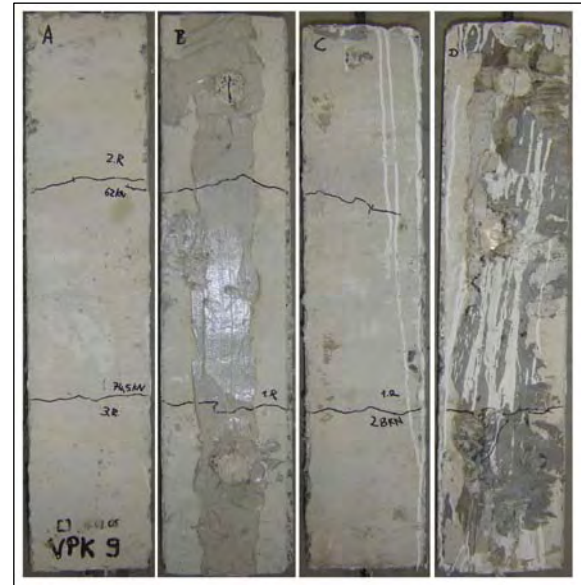


Abb. C.1.52: VPK 09 Rissbild

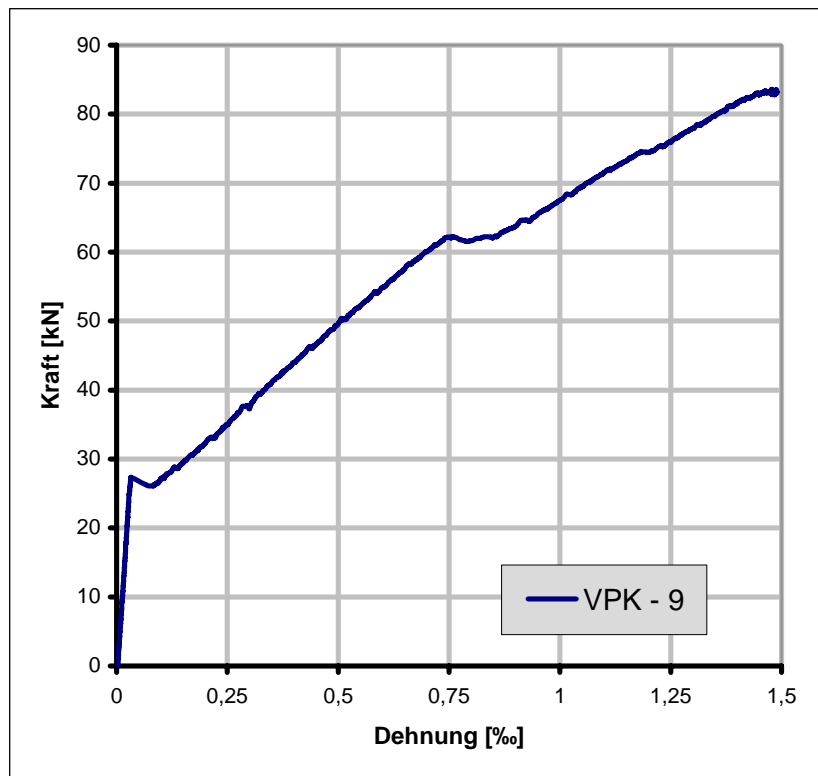


Abb. C.1.53: VPK 09 Last-Verformungs-Diagramm

UniBWM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau					
Prüfkörperbezeichnung: VPK 9					
1. Prüfkörperdaten:					
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm	Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	10.08.2005		Ausschalungsdatum:	16.08.2005	
Querbewehrung:	ja		Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,8 \text{ N/mm}^2$	
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch					
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine BPES		Datum:	22.09.2005	
Risslast:	208,9 kN		mittlere Rissweite:	0,5 mm	
Beobachtung: - A: - - B: Längsriss nicht durchgehend - C: - - D: kompletter Längsriss					
3. Instandsetzung:					
Verdämmung:	EP-Spachtel		Injektionsdatum:	29.09.2005	
Beobachtung: - komplett verpresst - Seite D Verdämmung komplett mit Blitzzement verstärkt					
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:					
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN		Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s	
Datum:	10.11.2005	mittlere Rissweite			
Endlast:	83,3 kN	Querrichtung $w_{r,q}$		Längsrichtung $w_{r,l}$	
Rissnummer	Risslast	A: 2.R = 0,25 mm 3.R = 0,35 mm		-	
1	27,3 kN	B: 1.R = 0,45 mm 2.R = 0,4 mm		oben 0,1 mm	
2	62,2 kN	C: 1.R = 0,45 mm		-	
3	74,7 kN	2.R = 0,2 mm D: 1.R = 0,4 mm		unten 0,1 mm	
Beobachtung: - 1.R: halber Querschnitt Seite C gerissen deutlicher Steifigkeitsabfall - 2.R: halber Querschnitt Seite B gerissen geringer Steifigkeitsabfall - 3.R: aus 1.R kompletter Querriss kein Steifigkeitsabfall erkennbar - lineares Steifigkeitsverhalten - Risskonzentration auf Höhe der Querbewehrung - geringe Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton					

Abb. C.1.54: Datenblatt VPK 09

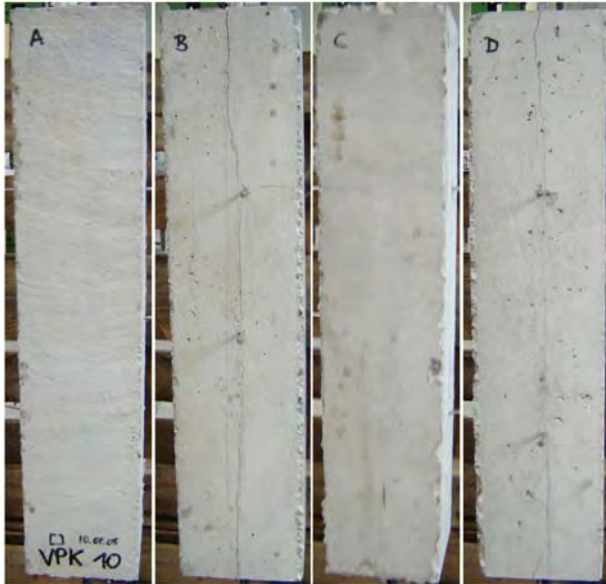


Abb. C.1.55: VPK 10 Vorschädigung



Abb. C.1.56: VPK 10 Rissbild

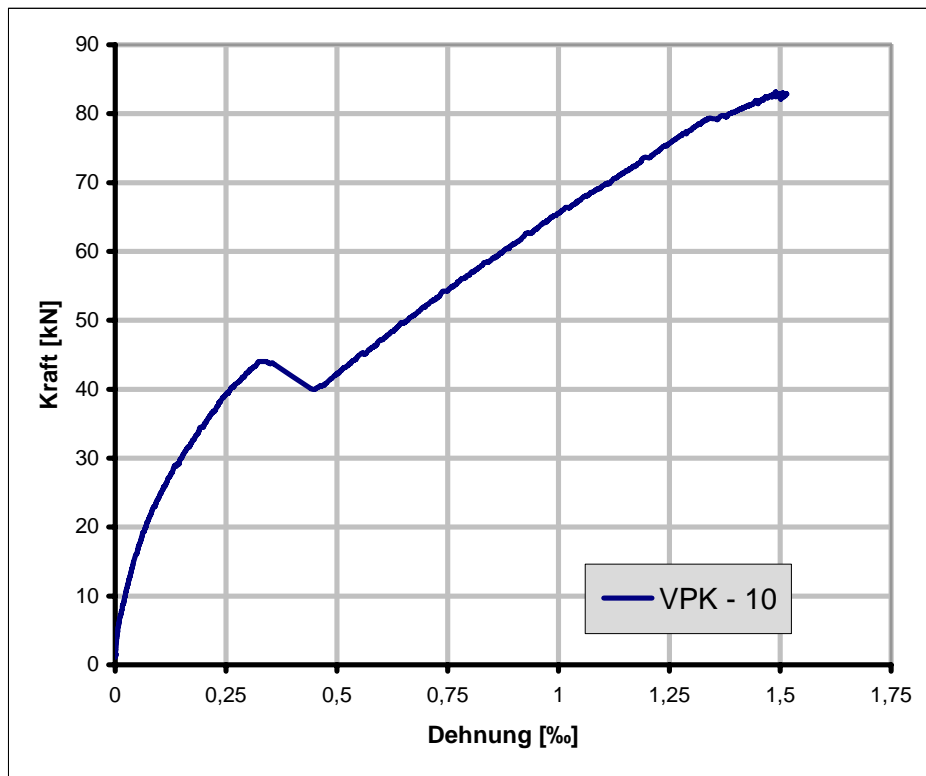


Abb. C.1.57: VPK 10 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: VPK 10			
1. Prüfkörperdaten:			
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm
		Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	10.08.2005	Ausschalungsdatum:	16.08.2005
Querbewehrung:	ja	Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,8 \text{ N/mm}^2$
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch			
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine BPES	Datum:	22.09.2005
Risslast:	249,5 kN	mittlere Rissweite:	0,2 mm
Beobachtung: - A: - - B: Längsriss durchgehend im oberen Drittel Querriss Richtung C - C: halber Querriss von B - D: kompletter Längsriss			
3. Instandsetzung:			
Verdämmung:	EP-Spachtel	Injektionsdatum:	29.09.2005
Beobachtung: - komplett verpresst - 2 Klebepacker sowie unterer Bereich der Verdämmung verstärkt			
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s
Datum:	10.11.2005	mittlere Rissweite	
Endlast:	82,9 kN	Querrichtung $w_{r,q}$	Längsrichtung $w_{r,l}$
Rissnummer	Risslast	A: 1.R = 0,45 mm Vorschädigung 0,3 mm	-
		B: 1.R = 0,3 mm Vorschädigung 0,55 mm	mittig 0,1 mm
1	44 kN	C: 1.R = 0,4 mm Vorschädigung 0,25 mm	-
2	79,3 kN	D: 1.R = 0,55 mm	-
Beobachtung: - Risswachstum mit Belastungsbeginn (von B Querriss Richtung A) damit kein linearer Verlauf im Kraft-Dehnungs-Diagramm - 1.R: halber Querschnitt in Prüfkörpermitte Seite A / D gerissen geringer Steifigkeitsabfall linearer Verlauf bis zum 2.Riss - 2.R: aus 1. Riss kompletter Querschnitt gerissen sehr geringer Steifigkeitsabfall kurz vor Erreichen der Fließgrenze des Stahls - Zugfestigkeit des Injektionsmaterials an den Querrissen sofort überschritten - geringe Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton			

Abb. C.1.58: Datenblatt VPK 10

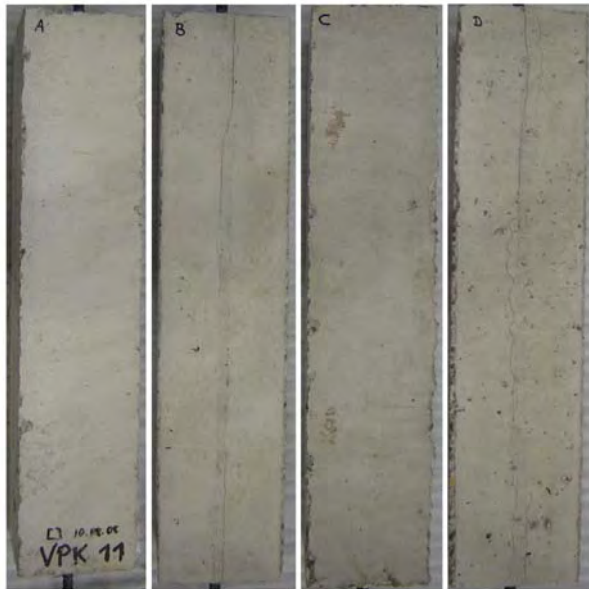


Abb. C.1.59: VPK 11 Vorschädigung

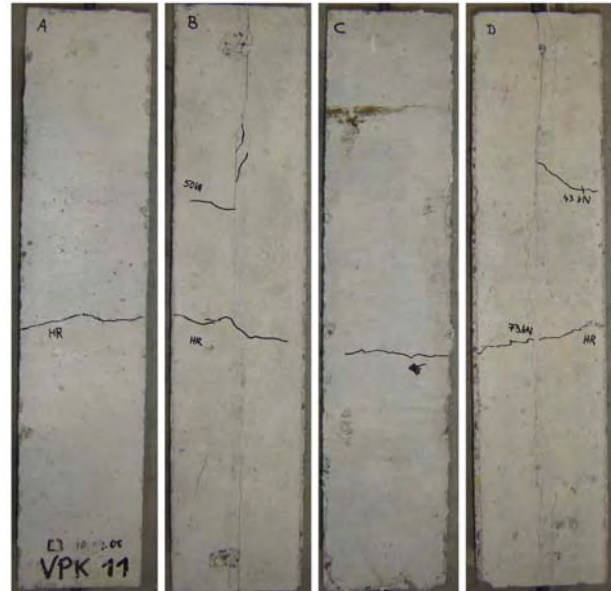


Abb. C.1.60: VPK 11 Rissbild

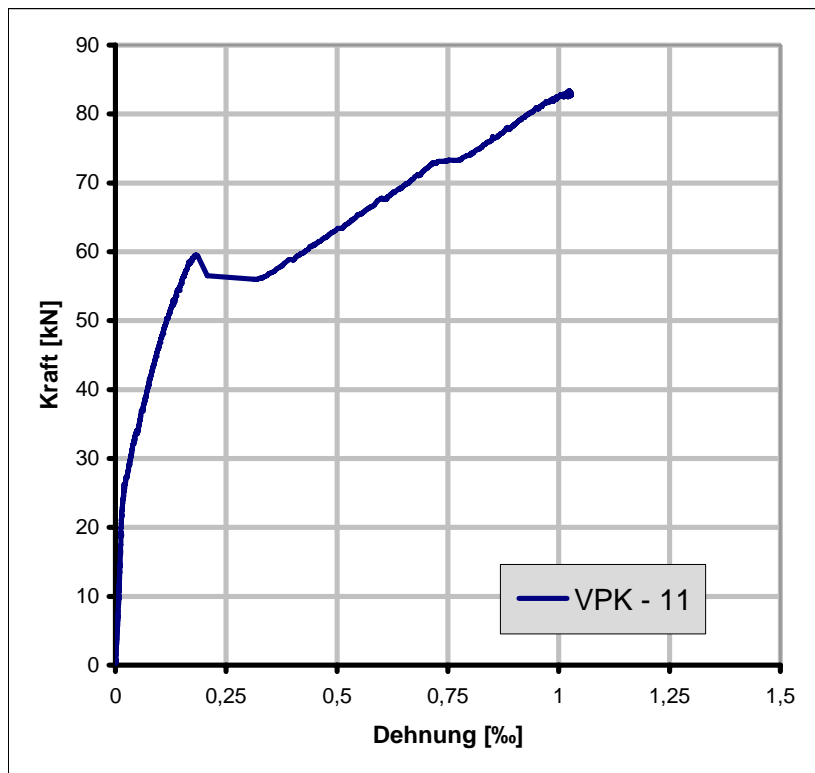


Abb. C.1.61: VPK 11 Last-Verformungs-Diagramm

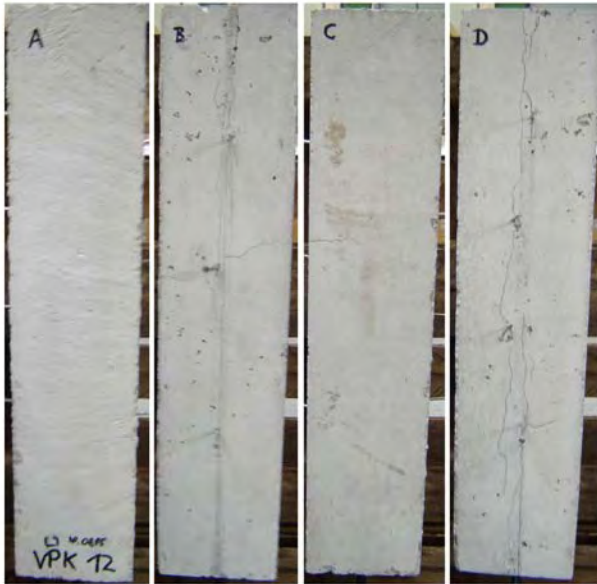


Abb. C.1.63: VPK 12 Vorschädigung

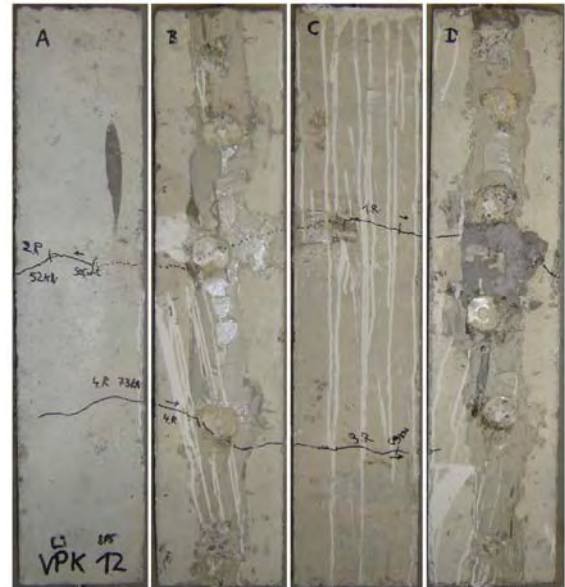


Abb. C.1.64: VPK 12 Rissbild

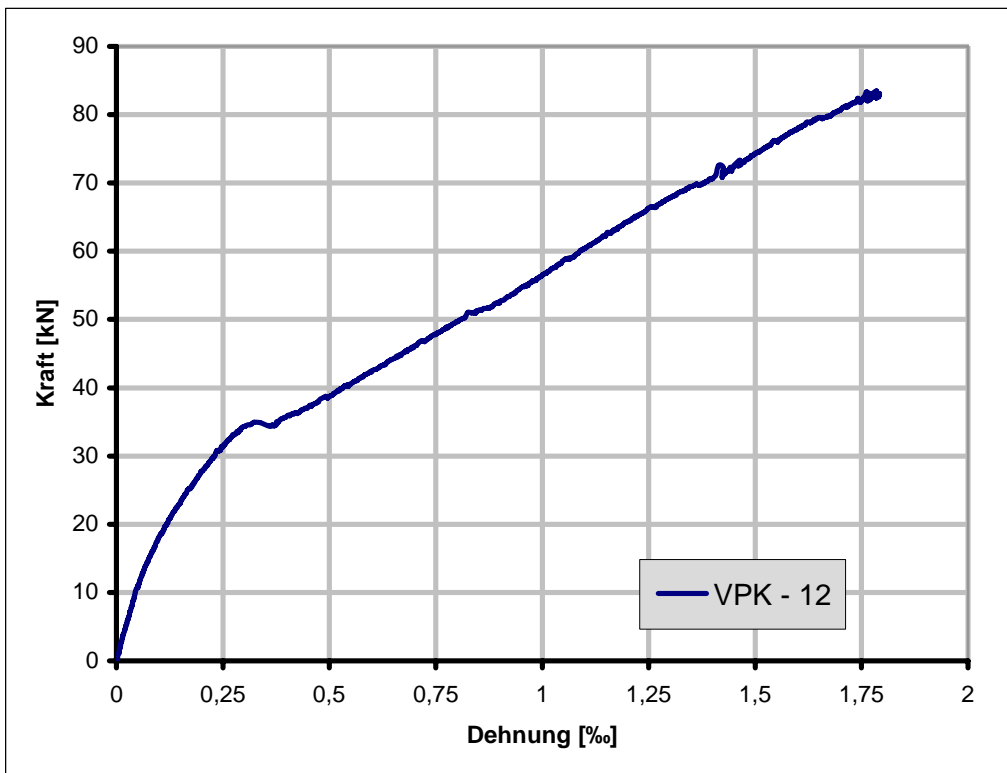


Abb. C.1.65: VPK 12 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau					
Prüfkörperbezeichnung: VPK 12					
1. Prüfkörperdaten:					
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm	Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	10.08.2005		Ausschalungsdatum:	16.08.2005	
Querbewehrung:	ja		Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,8 \text{ N/mm}^2$	
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch					
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine BPES		Datum:	22.09.2005	
Risslast:	286,2 kN		mittlere Rissweite:	0,3 mm	
Beobachtung: - A: halber Querriss 0,05 mm - B: Längsriss durchgehend in der Prüfkörpermitte Querriss 0,05 mm in Richtung A und C - C: halber Querriss von B 0,05 mm - D: Längsriss durchgehend					
3. Instandsetzung:					
Verdämmung:	EP-Spachtel		Injektionsdatum:	29.09.2005	
Beobachtung: - gutes Verpressergebnis zu erwarten					
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:					
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN		Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s	
Datum:	11.11.2005	mittlere Rissweite			
Endlast:	82,7 kN	Querrichtung $w_{r,q}$		Längsrichtung $w_{r,l}$	
Rissnummer	Risslast	A: 2.R = 0,6 mm Vorschädigung 0,5 mm		-	
1	34,9 kN	B: 3.R = 0,5 mm Vorschädigung 0,45 mm		-	
2	51,3 kN	C: 1.R = 0,45 mm		-	
3	72,6 kN	2.R = 0,4 mm		-	
4	79,4 kN	D: 4.R = 0,55 mm		-	
Beobachtung: - Risswachstum mit Belastungsbeginn (Querriss A) damit kein linearer Verlauf im Kraft-Dehnungs-Diagramm - 1.R: halber Querschnitt Seite C / D gerissen Steifigkeitsabfall in weiteren Verlauf konstante Steifigkeit - 2.R: aus Vorschädigung A und C weiteres Risswachstum nach D - 3.R: im Bereich der unteren Bewehrung Querriss (A / B / C) - 4.R: Seite D kompletter Querriss (aus 1. und 2.Riss) - Zugfestigkeit des Injektionsmaterials am Querriss sofort überschritten keine erhöhte Steifigkeit bei Belastungsbeginn - sehr geringe Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton					

Abb. C.1.66: Datenblatt VPK 12

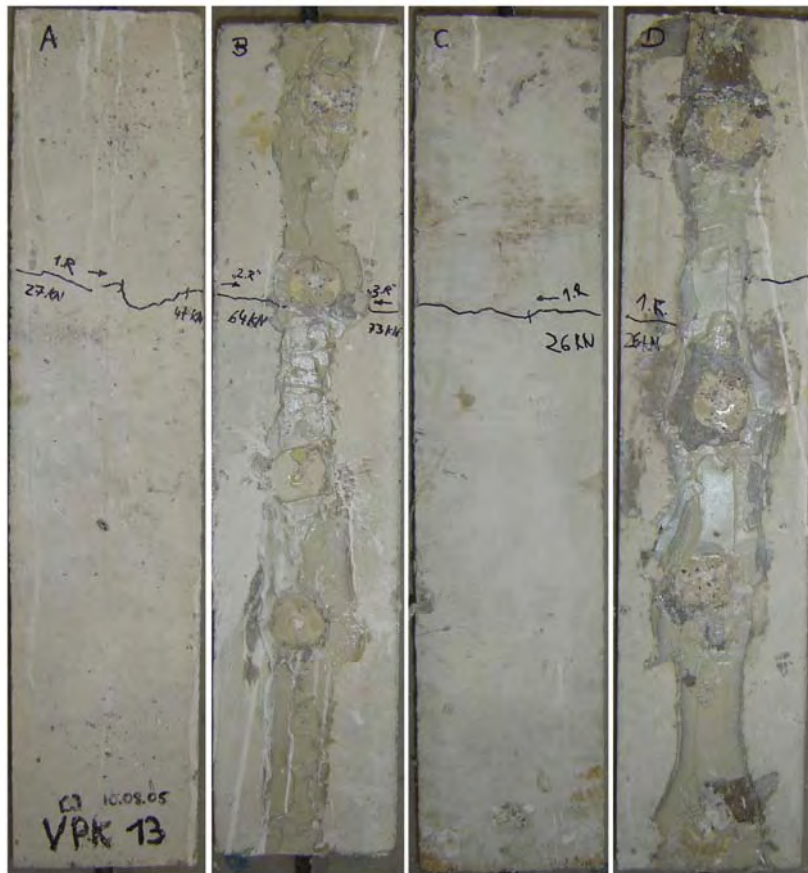


Abb. C.1.67: VPK 13 Rissbild

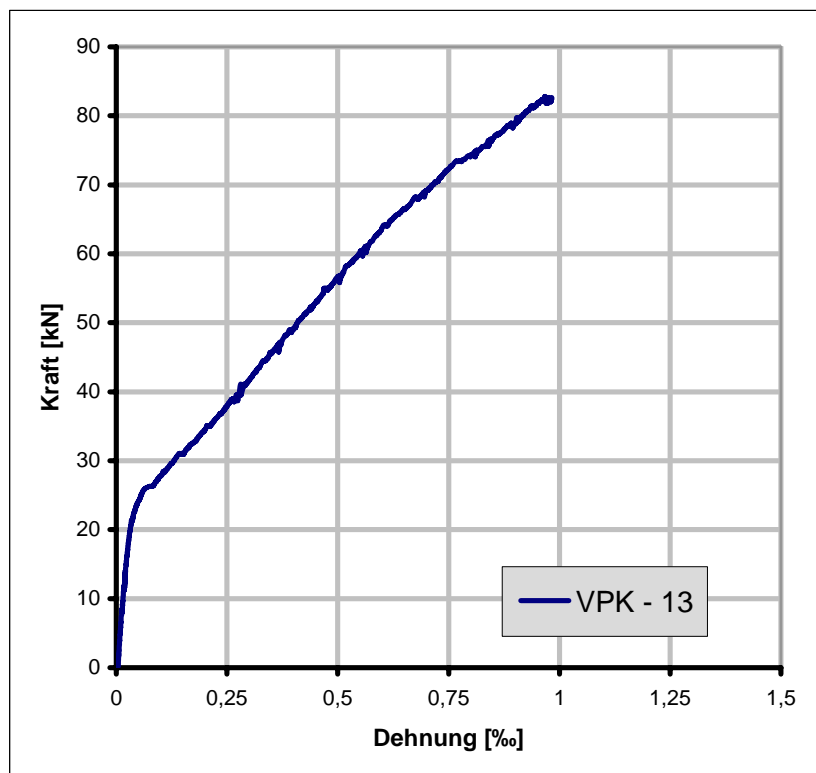


Abb. C.1.68: VPK 13 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: VPK 13							
1. Prüfkörperdaten:							
Länge:		700 mm		Breite:		150 mm	
				Höhe:		150 mm	
Betonierdatum:				10.08.2005		Ausschalungsdatum:	
						16.08.2005	
Querbewehrung:				ja		Betondruckfestigkeit: $f_{cm} = 33,8 \text{ N/mm}^2$	
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch							
Prüfmaschine:				Druckprüfmaschine BPES		Datum:	
						21.09.2005	
Risslast:				274,9 kN		mittlere Rissweite:	
						0,15 mm	
Beobachtung: - A: - - B: Längsriss nicht durchgehend - C: - - D: Längsriss durchgehend							
3. Instandsetzung:							
Verdämmung:				EP-Spachtel		Injektionsdatum:	
						29.09.2005	
Beobachtung: - Prüfkörper beim Vornässen durchgängig - im mittleren Bereich Austritt von Wasser beim Verpressen Schlussfolgerung: Rissweite in der PK-Mitte zu klein für Injektionsmaterial - Verstärkung der Verdämmung komplette Seite D notwendig - kein ideales Verpressergebnis zu erwarten							
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:							
Prüfmaschine:				Hydropulsmaschine 630 kN		Belastungsgeschwindigkeit:	
						0,01 mm/s	
Datum:		11.11.2005		mittlere Rissweite			
Endlast:		82,6 kN		Querrichtung $w_{r,q}$		Längsrichtung $w_{r,l}$	
Rissnummer	Risslast	A: 0,4 mm				-	
1	26,4 kN	B: 0,35 mm				-	
2	68,1 kN	C: 0,35 mm				-	
3	74,2 kN	D: 0,4 mm				Rissöffnung unten um 0,25 mm	
Beobachtung: - lineares Bauteilverhalten bis zum Erstriss - 1.R: je halbe Seite A / D gerissen Steifigkeitsabfall in weiteren Verlauf bis zum 3. Riss konstante Steifigkeit - 2.R: Risswachstum 1. Riss in beide Richtungen bis Seite A komplett gerissen - 3.R: Riss 1 erreicht den Längsriss Seite B damit kompletter Querriss; geringer Steifigkeitsabfall - bis zum Erreichen der Fließgrenze des Stahls langsames Risswachstum - durch sukzessives Risswachstum bildet sich ein durchgehender Querriss auf Höhe der oberen Querbewehrung aus - Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton erkennbar							

Abb. C.1.89: Datenblatt VPK 13

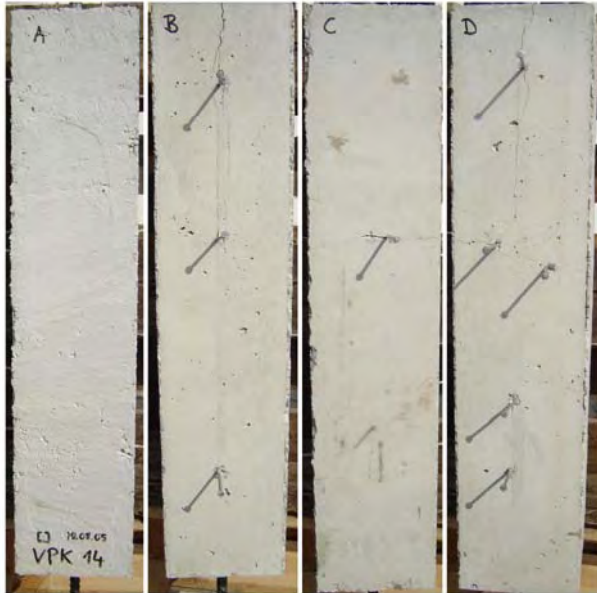


Abb. C.1.70: VPK 14 Vorschädigung



Abb. C.1.71: VPK 14 Rissbild

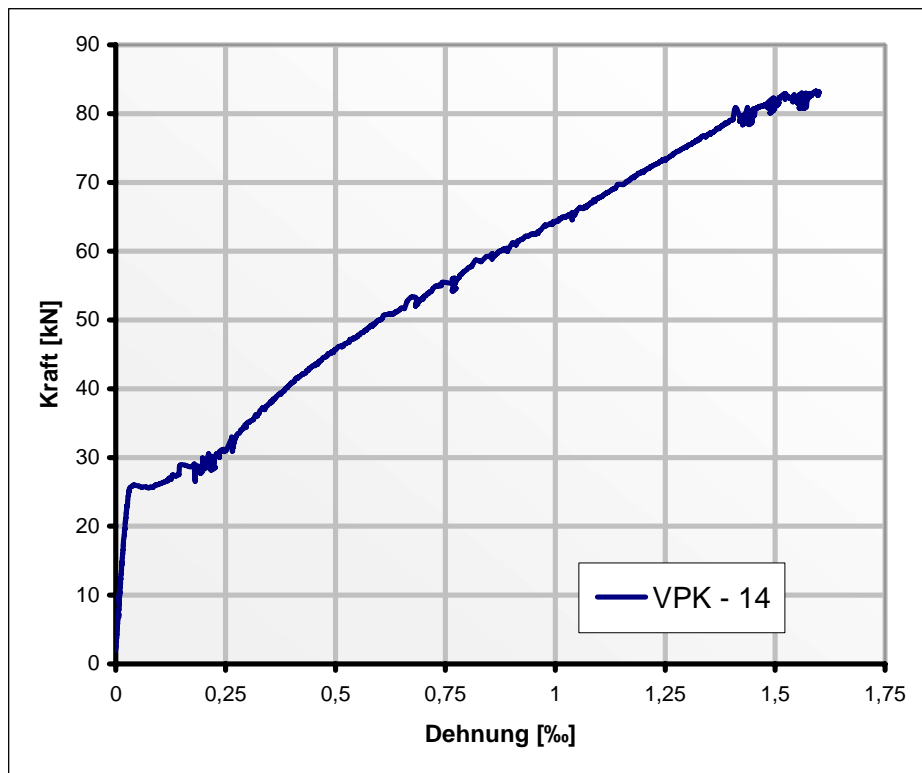


Abb. C.1.72: VPK 14 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: VPK 14			
1. Prüfkörperdaten:			
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm
		Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	10.08.2005	Ausschalungsdatum:	16.08.2005
Querbewehrung:	ja	Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,8 \text{ N/mm}^2$
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch			
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine BPES	Datum:	21.09.2005
Risslast:	341,3 kN	mittlere Rissweite:	0,45 mm
Beobachtung: - A: halber Querriss von D - B: Längsriss im unteren Drittel nicht durchgehend - C: halber Querriss in Richtung D - D: Längsriss über Querversatz in der PK-Mitte durchgehend kompletter Querriss			
3. Instandsetzung:			
Verdämmung:	EP-Spachtel	Injektionsdatum:	29.09.2005
Beobachtung: - Zementsuspension Seite B sowie an der Unterseite nicht eingedrungen - großflächige Verstärkung der Verdämmung notwendig			
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s
Datum:	11.11.2005	mittlere Rissweite	
Endlast:	82,5 kN	Querrichtung $w_{r,q}$	Längsrichtung $w_{r,l}$
Rissnummer	Risslast	A: 1.R = 0,7 mm	-
		B: 1.R = 0,55 mm	-
1	26 kN	C: Vorschädigung 0,35 mm	-
"2"	44,6 kN	D: Vorschädigung 0,4 mm	-
Beobachtung: - 1.R: halber Querschnitt Seite A / B gerissen deutlicher Steifigkeitsabfall - 2.R: die Vorschädigung öffnet sich langsam Zugfestigkeit des Injektionsmaterials wird ohne Widerstand überschritten sehr geringer Steifigkeitsabfall - durch sukzessives Risswachstum bildet sich ein durchgehender Querriss in der Prüfkörpermitte auf Höhe der Vorschädigung aus - erhöhte Steifigkeit bei Belastungsbeginn erkennbar - sehr geringe Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton			

Abb. C.1.73: Datenblatt VPK 14

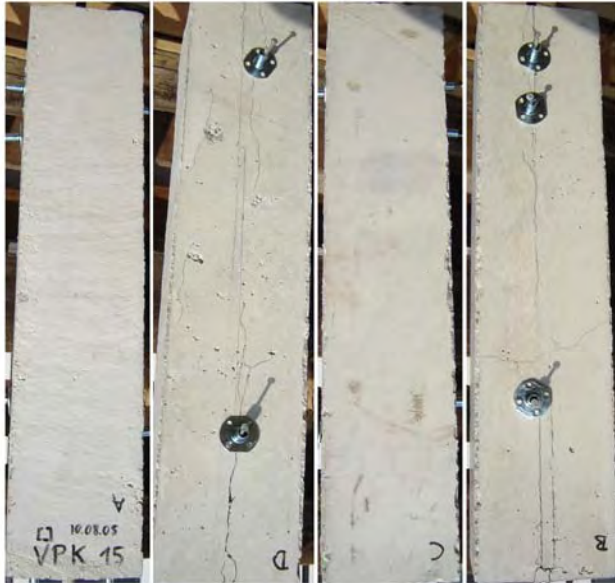


Abb. C.1.74: VPK 15 Vorschädigung

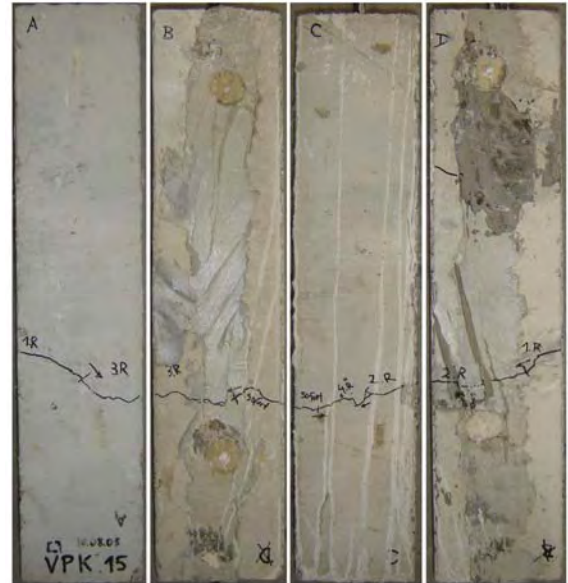


Abb. C.1.75: VPK 15 Rissbild

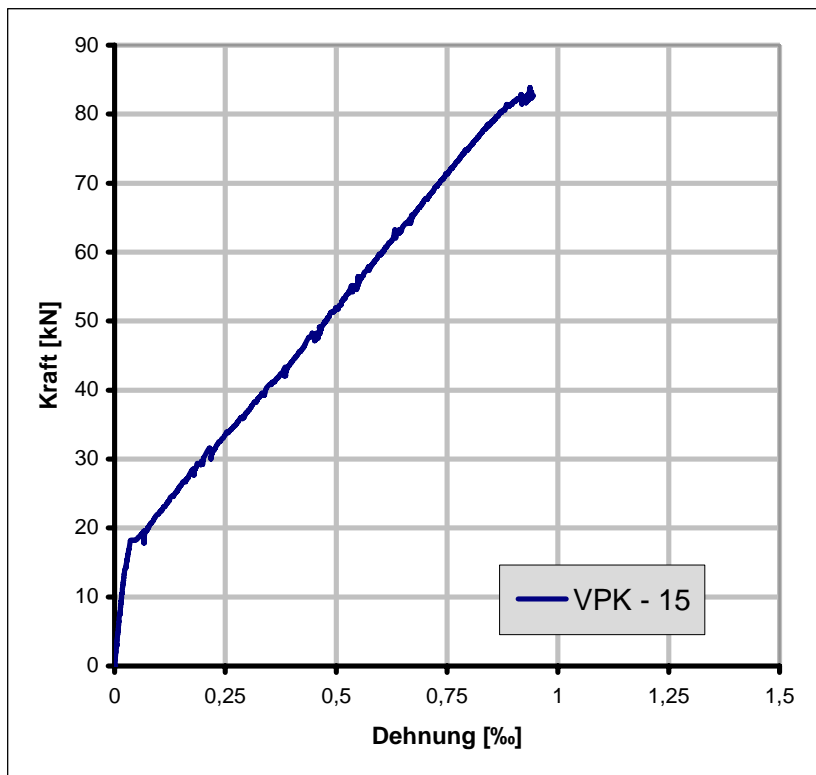


Abb. C.1.76: VPK 15 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau					
Prüfkörperbezeichnung: VPK 15					
1. Prüfkörperdaten:					
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm	Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	10.08.2005		Ausschalungsdatum:	16.08.2005	
Querbewehrung:	ja		Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,8 \text{ N/mm}^2$	
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch					
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine BPES		Datum:	21.09.2005	
Risslast:	250 kN		mittlere Rissweite:	1,3 mm	
Beobachtung: - A: - - B: Längsriss und ein Querriss durchgehend - C: - - D: Längsriss in der PK-Mitte für 18 cm unterbrochen kurzer Anriss (3 cm) quer vom Längsriss ausgehend in Richtung A					
3. Instandsetzung:					
Verdämmung:	EP-Spachtel		Injektionsdatum:	29.09.2005	
Beobachtung: - gutes Verpressergebnis zu erwarten - Seite B und D Verdämmungsverstärkung notwendig					
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:					
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN		Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s	
Datum:	11.11.2005	mittlere Rissweite			
Endlast:	82,1 kN				
		Querrichtung $w_{r,q}$		Längsrichtung $w_{r,l}$	
Rissnummer	Risslast	A: 1.R und 3.R = 0,65 mm		- oben 0,15 mm - oben 0,4 mm	
1	18,5 kN	B: 3.R = 0,5 mm			
"2"	31,3 kN	C: 2.R = 0,1 mm			
"3"	47,9 kN	D: 1.R = 0,6 mm 2.R = 0,15 mm			
Beobachtung: - Querriss an der Kante B / C öffnet mit Belastungsbeginn - 1.R: halber Querschnitt Seite A / D gerissen deutlicher Steifigkeitsabfall - 2.R: Riss 1 öffnet sich langsam weiter (Seite D in Richtung C) kein Steifigkeitsabfall zu beobachten - 3.R: vorhandene Risse schließen sich zum kompletten Querriss (B und C) kein Steifigkeitsabfall - durch sukzessives Risswachstum bildet sich ein durchgehender Querriss in der Prüfkörpermitte auf Höhe der Vorschädigung aus - erhöhte Steifigkeit bei Belastungsbeginn - Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton erkennbar					

Abb. C.1.77: Datenblatt VPK 15



Abb. C.1.78: VPK 16 Verdämmung

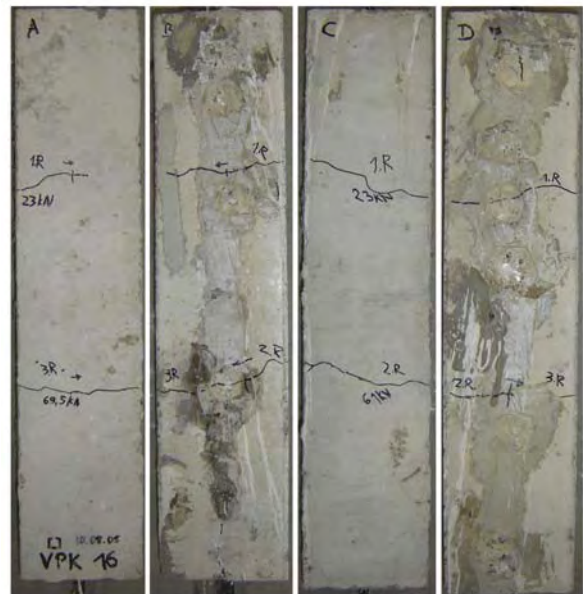


Abb. C.1.79: VPK 16 Rissbild

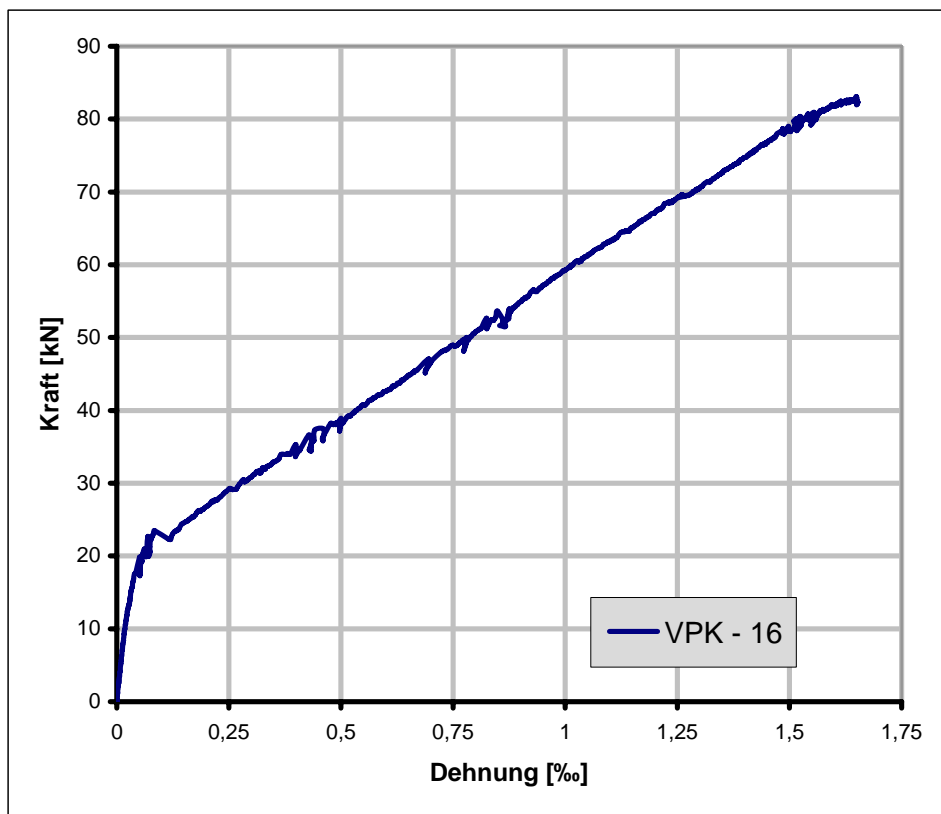


Abb. C.1.80: VPK 16 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: VPK 16							
1. Prüfkörperdaten:							
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm	Höhe:	150 mm		
Betonierdatum:	10.08.2005	Ausschalungsdatum:	16.08.2005				
Querbewehrung:	ja	Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,8 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch							
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine BPES	Datum:	21.09.2005				
Risslast:	263,3 kN	mittlere Rissweite:	0,6 mm				
Beobachtung: - A: - - B: Längsriss im unteren Drittel nicht vorhanden im oberen Drittel halber Querriss 0,05 mm - C: - - D: Längsriss im unteren Drittel nicht vorhanden							
3. Instandsetzung:							
Verdämmung:	EP-Spachtel	Injektionsdatum:	29.09.2005				
Beobachtung: - im mittleren Bereich von B und D Austritt von Wasser beim Verpressen Schlussfolgerung: Rissweite in der PK-Mitte zu klein für Injektionsmaterial - Seite B und D Verdämmungsverstärkung notwendig							
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:							
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s				
Datum:	11.11.2005	mittlere Rissweite					
Endlast:	82,5 kN	Querrichtung $w_{r,q}$			Längsrichtung $w_{r,l}$		
Rissnummer	Risslast	A: 1.R = 0,1mm; 3.R = 0,55mm			- unten 0,05 mm - oben 0,2 mm		
1	23,5 kN	B: 1. und 2.R = 0,35 mm					
2	53,6 kN	3.R = 0,5 mm					
3	69,8 kN	C: 1.R = 0,55mm; 2.R = 0,3mm					
D: 1.R = 0,3mm; 3.R = 0,45mm							
Beobachtung: - Querriss an der Kante B / C öffnet mit Belastungsbeginn - 1.R: halber Querschnitt Seite B / C / D gerissen deutlicher Steifigkeitsabfall - 2.R: halber Querschnitt Seite B / C / D gerissen kein Steifigkeitsabfall zu beobachten - 3.R: vorhandener Riss 2 schließt sich zum kompletten Querriss (D / A / C) kein Steifigkeitsabfall - durch sukzessives Risswachstum bildet sich die Querriss in den Drittelpunkten des Prüfkörpers aus - geringe Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton							

Abb. C.1.81: Datenblatt VPK 16

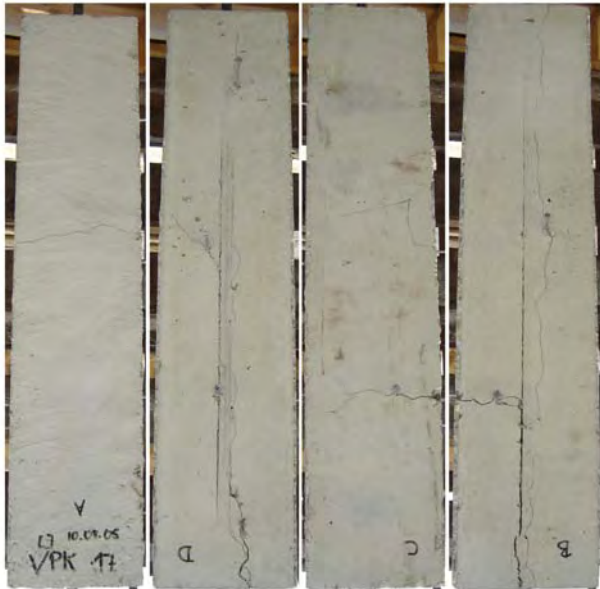


Abb. C.1.82: VPK 17 Vorschädigung



Abb. C.1.83: VPK 17 Rissbild

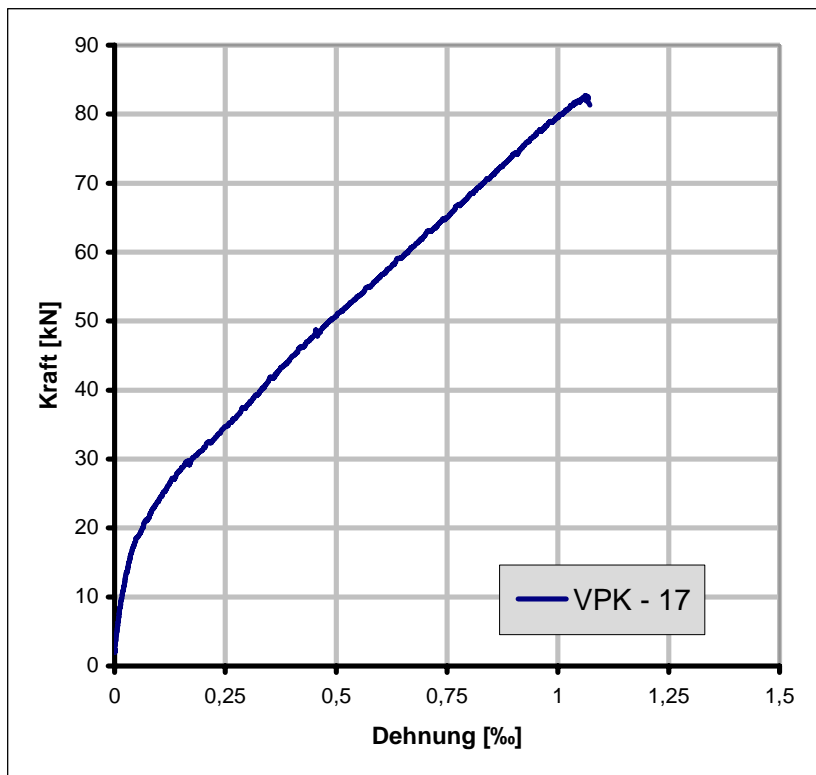


Abb. C.1.84: VPK 17 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: VPK 17			
1. Prüfkörperdaten:			
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm
		Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	10.08.2005	Ausschalungsdatum:	16.08.2005
Querbewehrung:	ja	Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,8 \text{ N/mm}^2$
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch			
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine BPES	Datum:	21.09.2005
Risslast:	281,3 kN	mittlere Rissweite:	0,75 mm
Beobachtung: - A: Querriss im oberen Drittel - B: Längsriss oben nicht durchgehend und ein halber Querriss Richtung A - C: Querriss von D in Prüfkörpermitte - D: Längsriss durchgehend und halber Querriss Richtung C			
3. Instandsetzung:			
Verdämmung:	EP-Spachtel	Injektionsdatum:	29.09.2005
Beobachtung: - gutes Verpressergebnis in den oberen 2 Dritteln zu erwarten - Seite D großflächige Verdämmungsverstärkung notwendig			
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s
Datum:	10.11.2005	mittlere Rissweite	
Endlast:	82,4 kN	Querrichtung $w_{r,q}$	Längsrichtung $w_{r,l}$
Rissnummer	Risslast	A: 1.R = 0,65 mm B: 1.R = 0,35 mm 2.R = 0,15 mm C: 2.R = 0,2 mm D: 1.R = 0,35 mm 2.R = 0,1 mm	- oben 0,2 mm unten 0,55 mm - oben 0,15 mm unten 0,05 mm
"1"	21,4 kN		
"2"	29,2 kN		
Beobachtung: - Vorschädigung Querriss D öffnet mit Belastungsbeginn Zugfestigkeit des Injektionsmaterials hier ‚sofort‘ überschritten langsamer Steifigkeitsabfall - 1.R: Vorschädigung Seite A öffnet sich linearer Verlauf im Kraft-Dehnungs-Diagramm - 2.R: neuer Riss Seite C langsames Wachstum (Richtung Riss 1) kein Steifigkeitsabfall zu beobachten - vorhandene Risse schließen sich zum kompletten Querriss (B und C) kein Steifigkeitsabfall - Risse bilden sich aus den Vorschädigungen aus - keine erhöhte Steifigkeit bei Belastungsbeginn			

Abb. C.1.85: Datenblatt VPK 17

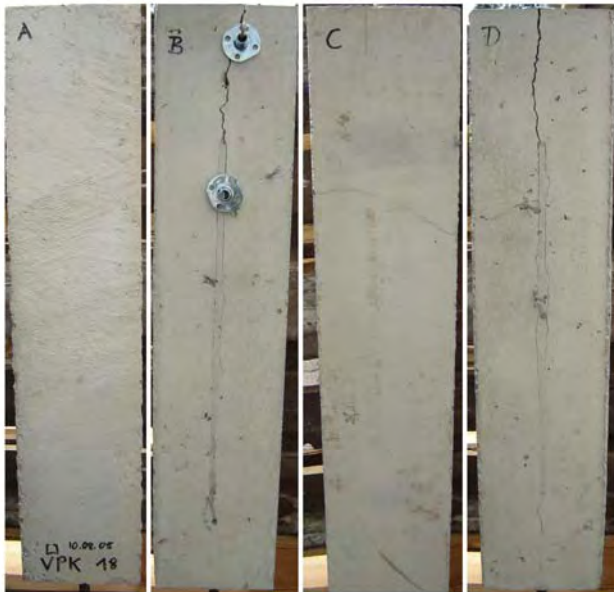


Abb. C.1.86: VPK 18 Vorschädigung

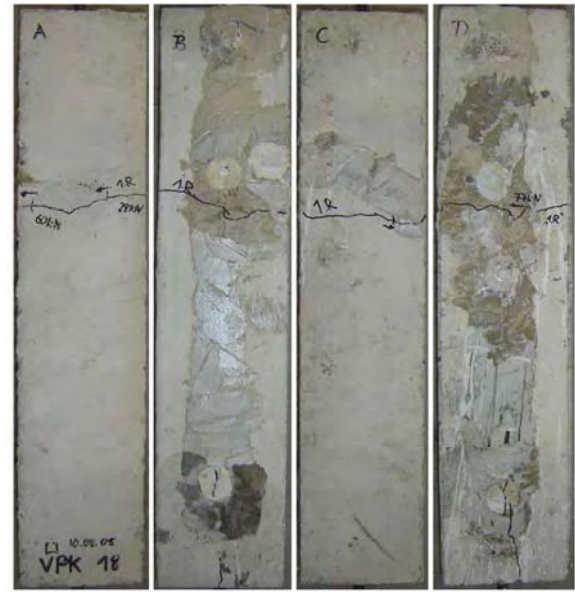


Abb. C.1.87: VPK 18 Rissbild

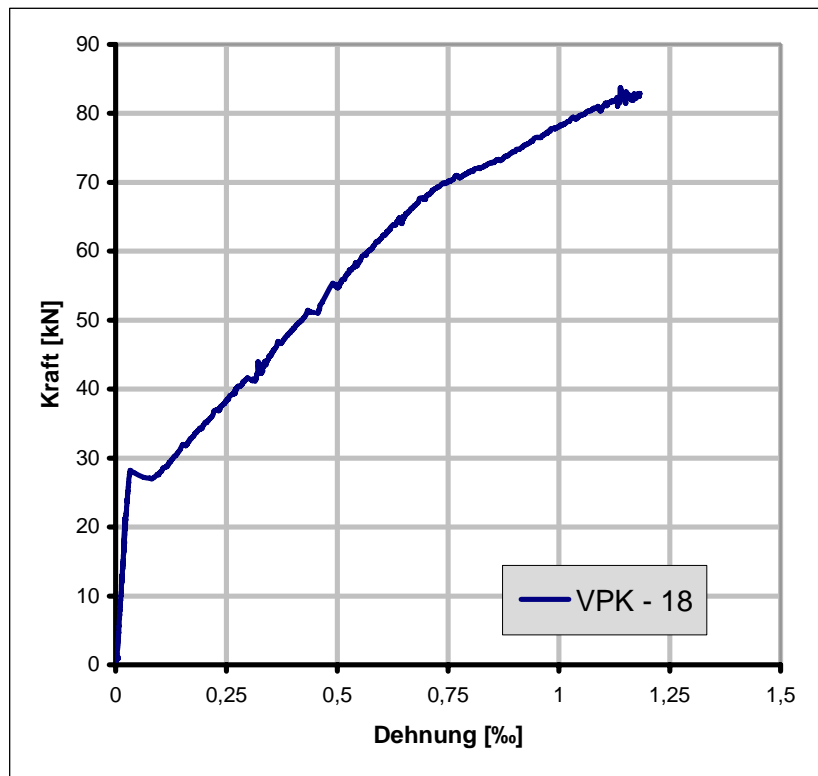


Abb. C.1.88: VPK 18 Last-Verformungs-Diagramm

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: VPK 18			
1. Prüfkörperdaten:			
Länge:	700 mm	Breite:	150 mm
		Höhe:	150 mm
Betonierdatum:	10.08.2005	Ausschalungsdatum:	16.08.2005
Querbewehrung:	ja	Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 33,8 \text{ N/mm}^2$
2. Vorschädigung: Längsriss / Spaltzugversuch			
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine BPES	Datum:	21.09.2005
Risslast:	292,6 kN	mittlere Rissweite:	1,1 mm
Beobachtung: - A: - - B: Längsriss im unteren Drittel nicht vorhanden - C: Querriss im oberen Drittel - D: Längsriss wie B; halber Querriss Richtung C			
3. Instandsetzung:			
Verdämmung:	EP-Spachtel	Injektionsdatum:	29.09.2005
Beobachtung: - gutes Verpressergebnis in den oberen 2 Dritteln zu erwarten - Seite D Verdämmungsverstärkung notwendig			
4. Prüfung: einaxialer Zugversuch:			
Prüfmaschine:	Hydropulsmaschine 630 kN	Belastungsgeschwindigkeit:	0,01 mm/s
Datum:	10.11.2005	mittlere Rissweite	
Endlast:	82,7 kN	Querrichtung $w_{r,q}$	Längsrichtung $w_{r,l}$
Rissnummer	Risslast	A: 0,55 mm B: 0,65 mm C: 0,25 mm D: 0,4 mm	- unten 0,2 mm - unten 0,15 mm
1	27,9 kN		
“2“	69,2 kN		
Beobachtung: - 1.R: Seite B / C gerissen langsames Risswachstum deutlicher Steifigkeitsabfall - 2.R: Riss 1 öffnet sich zum durchgehenden Querriss geringer Steifigkeitsabfall zu beobachten - Längsriss unten neu - durch sukzessives Risswachstum bildet sich ein durchgehender Querriss in der Prüfkörpermitte auf Höhe der Vorschädigung aus - erhöhte Steifigkeit bei Belastungsbeginn - 3 Phasen mit immer weiter abfallender Steifigkeit			

Abb. C.1.89: Datenblatt VPK 18

C.2 Pull-Out-Versuche

V1-R1-1	C.51
V1-R1-2	C.53
V1-R1-3	C.55
V1-R2-1	C.57
V1-R2-2	C.59
V1-S15-1	C.61
V1-S30-1	C.63
V1-I15-1	C.65
V1-I15-2	C.67
V1-I15-3	C.69
V1-I15-4	C.71
V1-I30-1	C.73
V1-I30-2	C.75
V1-I30-3	C.77
V1-I30-4	C.79



Abb. C.2.1: V1-R1-1 Rissbild

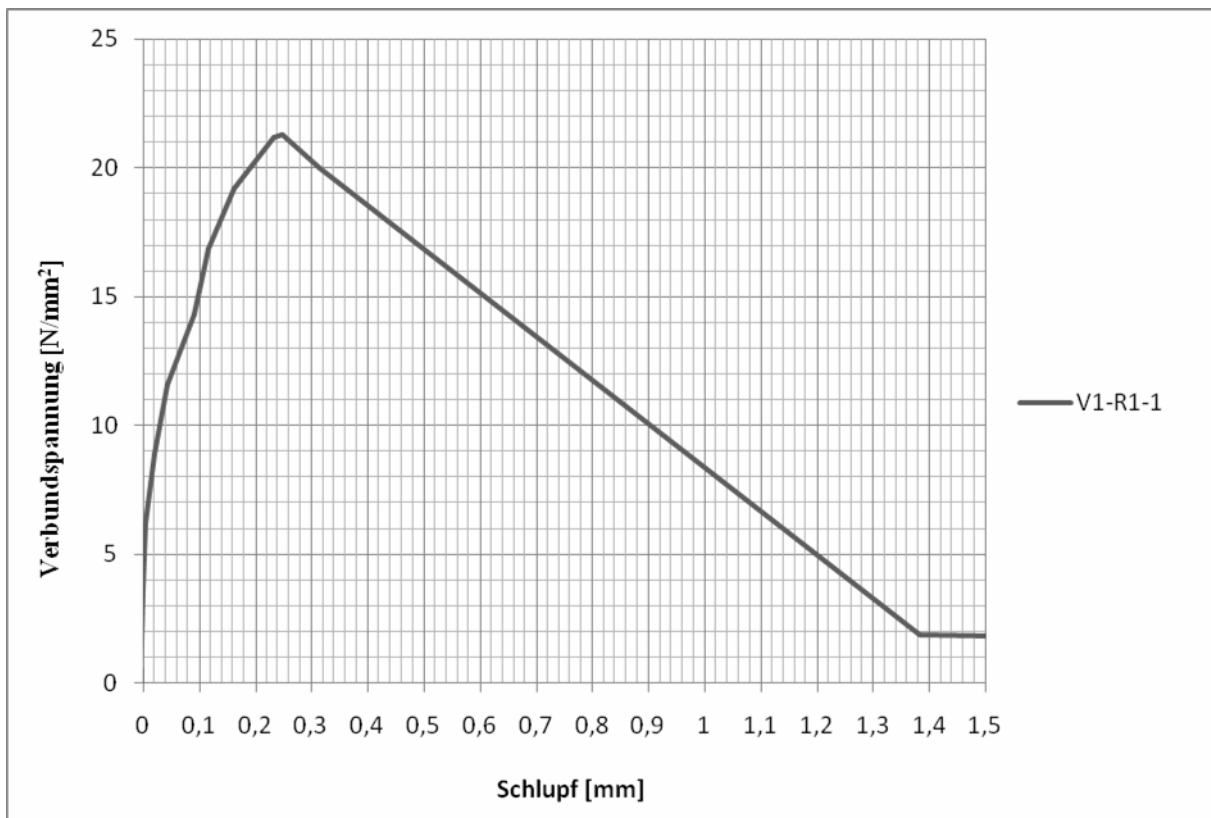


Abb. C.2.2: V1-R1-1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-R1-1								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:		10.07.07				
Querbewehrung:	nein		Betondruckfestigkeit	$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper sollte ursprünglich nach Vorgabe vorgeschädigt werden - Abplatzungen in Eckbereichen am Prüfkörper statt erwarteter Längsrisse in Prüfkörpermitte - Verwendung als ungeschädigten Referenzprobekörper								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:				keine	Tränkungsdatum:		-	
Beobachtung: Ungeschädigter Referenzprobekörper								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)				Belastungsgeschwindigkeit: 0,01 mm/s (Weggesteuert)				
Datum:				12.10.07	Risslast:		51,4 kN	
Beobachtung: - Erstriss öffnet direkt in Prüfkörpermitte - schlagartiges Versagen - mäßiger Haftverbund - mäßiger Scherverbund - hörbares Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - weite Rissöffnung Die anschließende Spaltung des Körpers zeigte, dass der Zugstab nicht signifikant rausgezogen wurde. Quereingelegte lange Nägel waren auffällig zum Vorschein gekommen.								

Abb. C.2.3: Datenblatt V1-R1-1

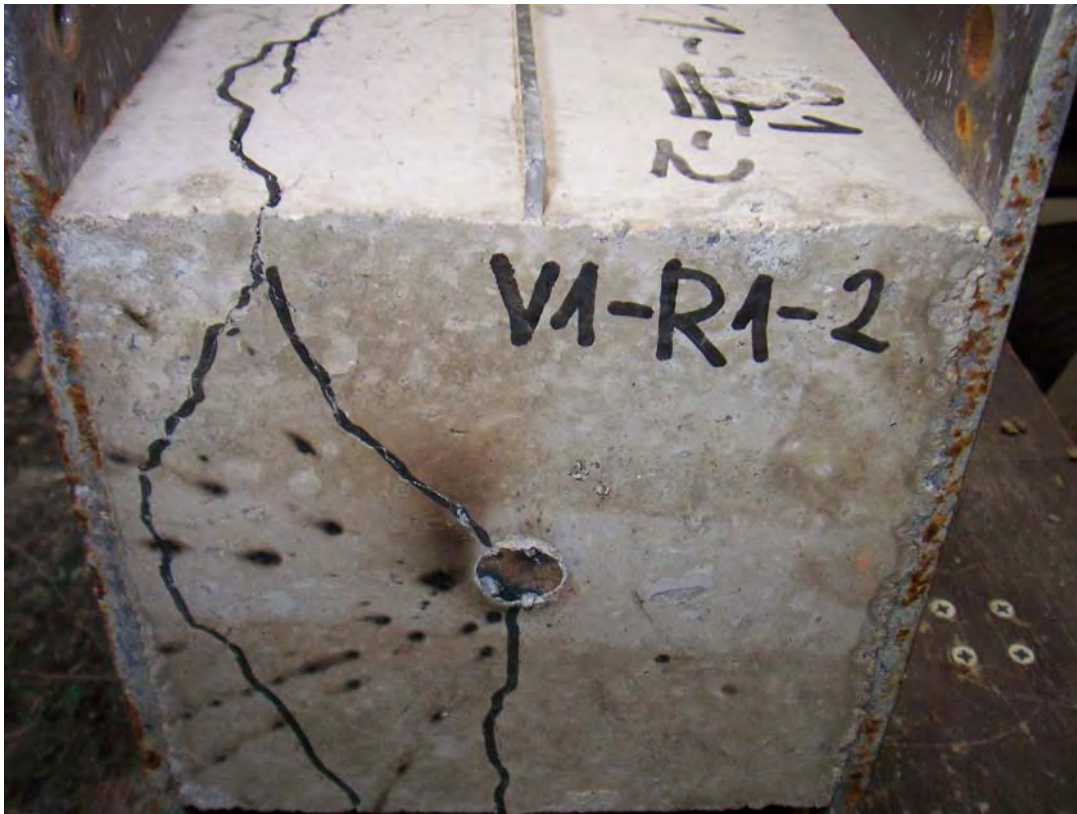


Abb. C.2.4: V1-R1-2 Rissbild

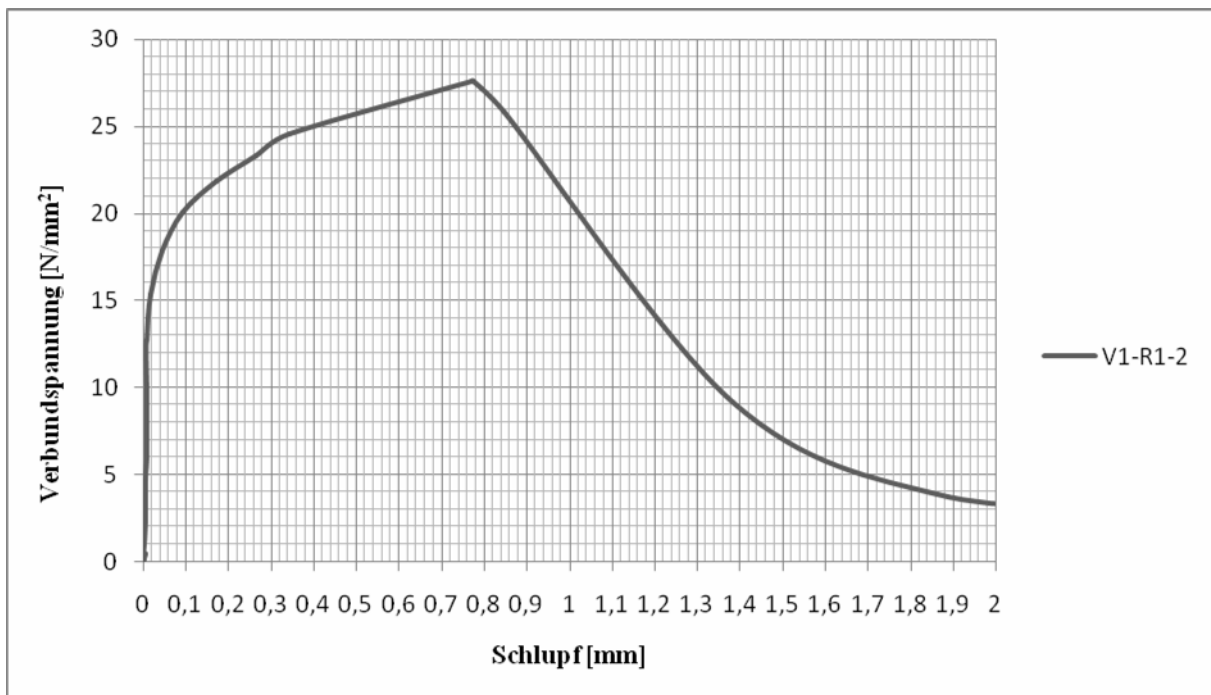


Abb. C.2.5: V1-R1-2 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM		Institut für Konstruktiven Ingenieurbau	
Prüfkörperbezeichnung: V1-R1-2			
1. Prüfkörperdaten:			
Länge:	160mm	Breite:	160mm
Höhe:			160mm
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:	10.07.07
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit	$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$
2. Vorschädigung: Längsriss			
Definierter Querzug manuell aufgebracht		Datum: 19.07.07	
Beobachtung: - Prüfkörper sollte ursprünglich nach Vorgabe vorgeschädigt werden - Abplatzungen in Eckbereichen am Prüfkörper statt erwarteter Längsrisse in Prüfkörpermitte - Verwendung als ungeschädigten Referenzprobekörper			
3. Instandsetzung:			
Tränkung:		keine	Tränkungsdatum: -
Beobachtung: Ungeschädigter Referenzprobekörper			
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch			
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)		Belastungsgeschwindigkeit: 0,01 mm/s (Weggesteuert)	
Datum: 12.10.07		Risslast: 66,6 kN	
Beobachtung: - Riss öffnet nicht durchgehend direkt in Prüfkörpermitte - schlagartiges Versagen; dumpfer Knall hörbar - Rissvereinigung mit Rissen aus Vorschädigung - Hohe Haftverbundfestigkeit - deutlicher Scherverbund - hörbares Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - Zugstab deutlich rausgezogen - feine Rissbildung - Aufteilung der Kraft näherungsweise im Verhältnis der Steifigkeiten auf Stahl und Beton			

Abb. C.2.6: Datenblatt V1-R1-2



Abb. C.2.7: V1-R1-3 Rissbild

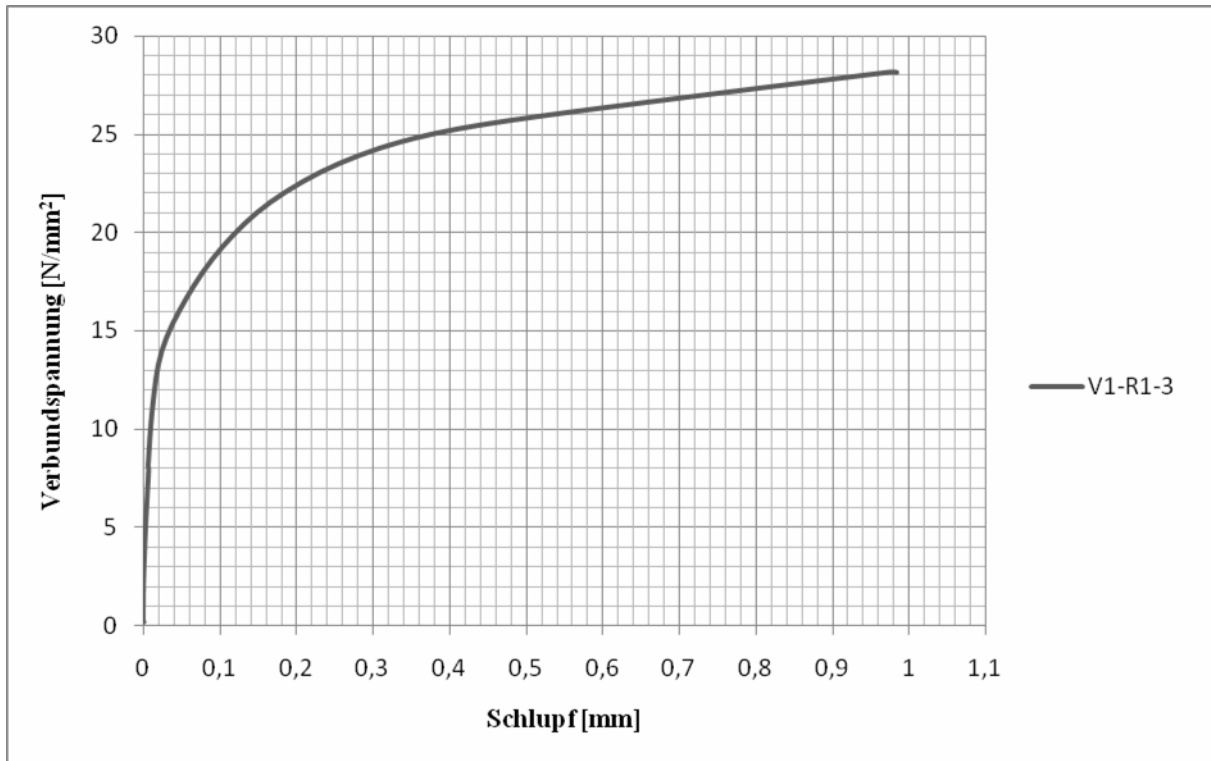


Abb. C.2.8: V1-R1-3 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-R1-3								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07		Ausschalungsdatum:	10.07.07				
Querbewehrung:	nein		Betondruckfestigkeit	$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper sollte ursprünglich nach Vorgabe vorgeschädigt werden - Abplatzungen in Eckbereichen am Prüfkörper statt erwarteter Längsrisse in Prüfkörpermitte - Verwendung als ungeschädigten Referenzprobekörper								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:		keine		Tränkungsdatum:		-		
Beobachtung: Ungeschädigter Referenzprobekörper								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)			Belastungsgeschwindigkeit: 0,01 mm/s (Weggesteuert)					
Datum: 12.10.07			Risslast: 67,9 kN					
Beobachtung: - Erstriss öffnet direkt in Prüfkörpermitte - unangekündigtes Versagen - Risse an den Seiten aus Vorschädigung - hörbares Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - Zugstab deutlich rausgezogen - Aufteilung der Kraft näherungsweise im Verhältnis der Steifigkeiten auf Stahl und Beton Die anschließende Spaltung des Körpers zeigte, dass der Zugstab signifikant rausgezogen wurde. Die Verzahnung der Grenzflächen zwischen Stahl und Beton ist vollständig zerstört.								

Abb. C.2.9: Datenblatt V1-R1-3



Abb. C.2.10: V1-R2-1 Ausziehversagen

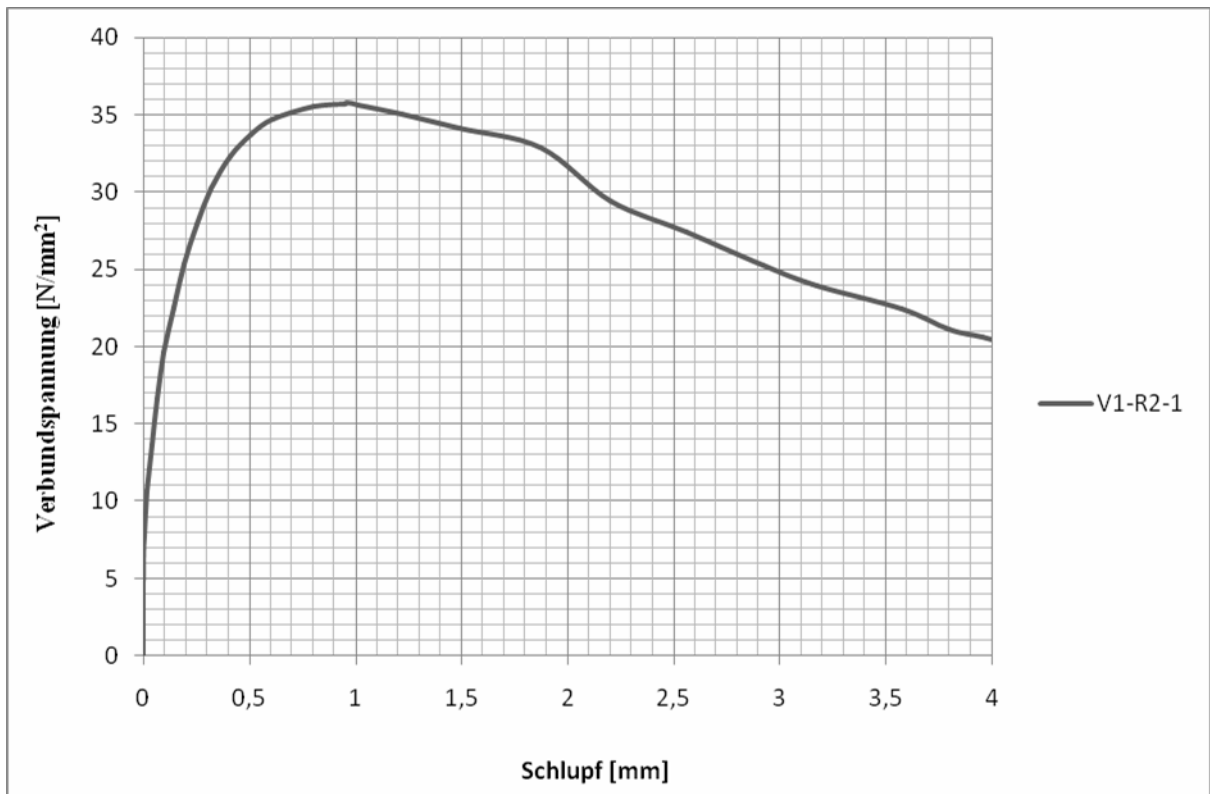


Abb. C.2.11: V1-R2-1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: V1-R2-1							
1. Prüfkörperdaten:							
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm		
Betonierdatum:	19.06.07		Ausschalungsdatum:	10.07.07			
Querbewehrung:	nein		Betondruckfestigkeit	$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$			
2. Vorschädigung: Längsriss							
Definierter Querzug manuell aufgebracht			Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Verwendung als ungeschädigten Referenzprobekörper							
3. Instandsetzung:							
Tränkung:			keine		Tränkungsdatum:		-
Beobachtung: Ungeschädigter Referenzprobekörper							
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch							
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 630 kN Kraftaufnahme)			Belastungsgeschwindigkeit:				0,01 mm/s (Weggesteuert)
Datum:			12.10.07		Risslast:		86,2 kN
Beobachtung: - Keine Rissbildung erkennbar <ul style="list-style-type: none"> - schlagartiges Ausziehversagen - hörbares Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - hoher Scherverbund; gute mechanische Verzahnung - deutlich ausgeprägter Reibungswiderstand - hohe Rauigkeit der Kontaktflächen - Zugstab nicht signifikant rausgezogen - Aufteilung der Kraft näherungsweise im Verhältnis der Steifigkeiten auf Stahl und Beton - Manuelle Spaltung des Prüfkörpers blieb ohne Erfolg 							

Abb. C.2.12: Datenblatt V1-R2-1



Abb. C.2.13: V1-R2-2 Ausziehversagen

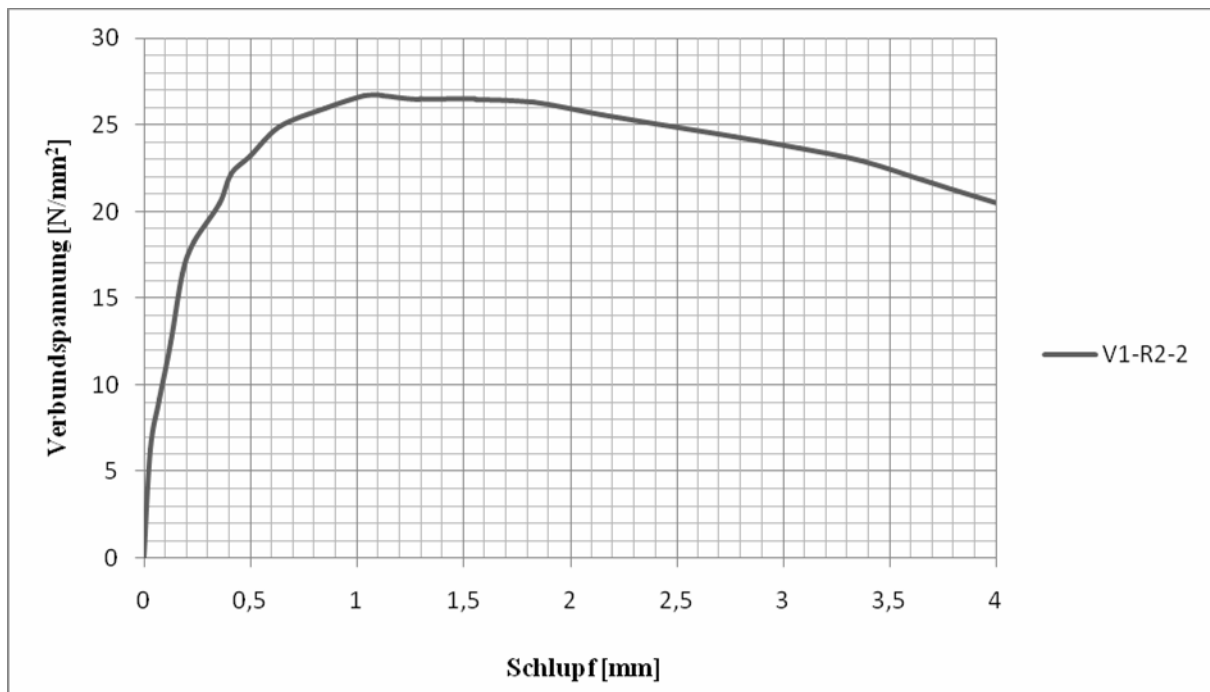


Abb. C.2.14: V1-R2-2 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-R2-2								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:			10.07.07			
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit		$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Verwendung als ungeschädigten Referenzprobekörper								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:				keine	Tränkungsdatum:		-	
Beobachtung: Ungeschädigter Referenzprobekörper								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 630 kN Kraftaufnahme)				Belastungsgeschwindigkeit:				0,01 mm/s (Weggesteuert)
Datum:				12.10.07	Risslast:		64,4 kN	
Beobachtung: - Keine Rissbildung erkennbar <ul style="list-style-type: none"> - schlagartiges Ausziehversagen - hörbares Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - schlechter Haftverbund - mäßiger Scherverbund; durchschnittliche mechanische Verzahnung - deutlich ausgeprägter Reibungswiderstand - hohe Rauigkeit der Kontaktflächen - Zugstab signifikant rausgezogen - Aufteilung der Kraft näherungsweise im Verhältnis der Steifigkeiten auf Stahl und Beton 								

Abb. C.2.15: Datenblatt V1-R2-2



Abb. C.2.16: V1-S15-1 Rissbild

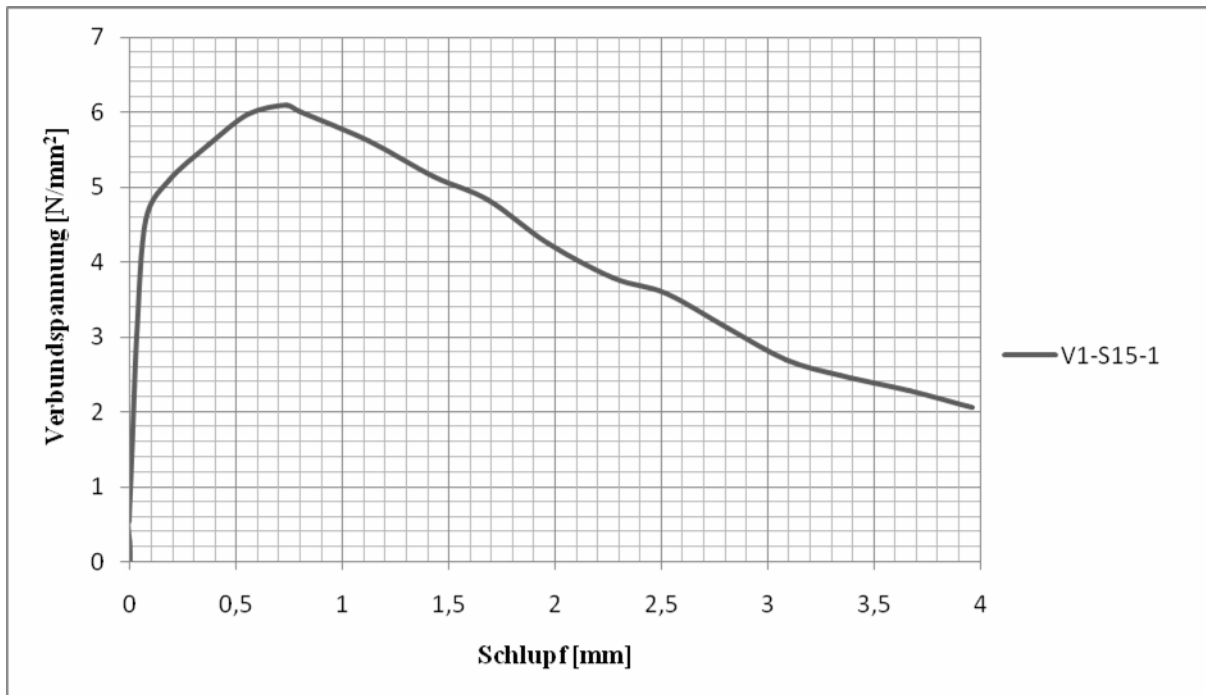


Abb. C.2.17: V1-S15-1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-S15-1								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:			10.07.07			
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit		$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper wird nach Vorgabe vorgeschädigt <ul style="list-style-type: none"> - erwarteter Längsriss in Prüfkörpermitte verläuft über gesamte Körperlänge - Verwendung als geschädigten Referenzprobekörper - Einstellung auf vordefinierte Rissweite aufgehoben durch Entfernung der Umschnürung 								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:				keine	Tränkungsdatum:		-	
Beobachtung: Geschädigter Referenzprobekörper								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)				Belastungsgeschwindigkeit:				0,01 mm/s (Weggesteuert)
Datum:				12.10.07	Risslast:		14,7 kN	
Beobachtung: - minimaler Haftverbund <ul style="list-style-type: none"> - Rissöffnung in Prüfkörpermitte erweitert - physikalisch-chemische Bindung existiert nicht - kein schlagartiges Versagen - ein „lauter Knall“ war begleitend zum Versagen nicht hörbar - niedriger Scherverbund - ausgeprägter Gleitwiderstand - weite Rissöffnung 								

Abb. C.2.18: Datenblatt V1-S15-1

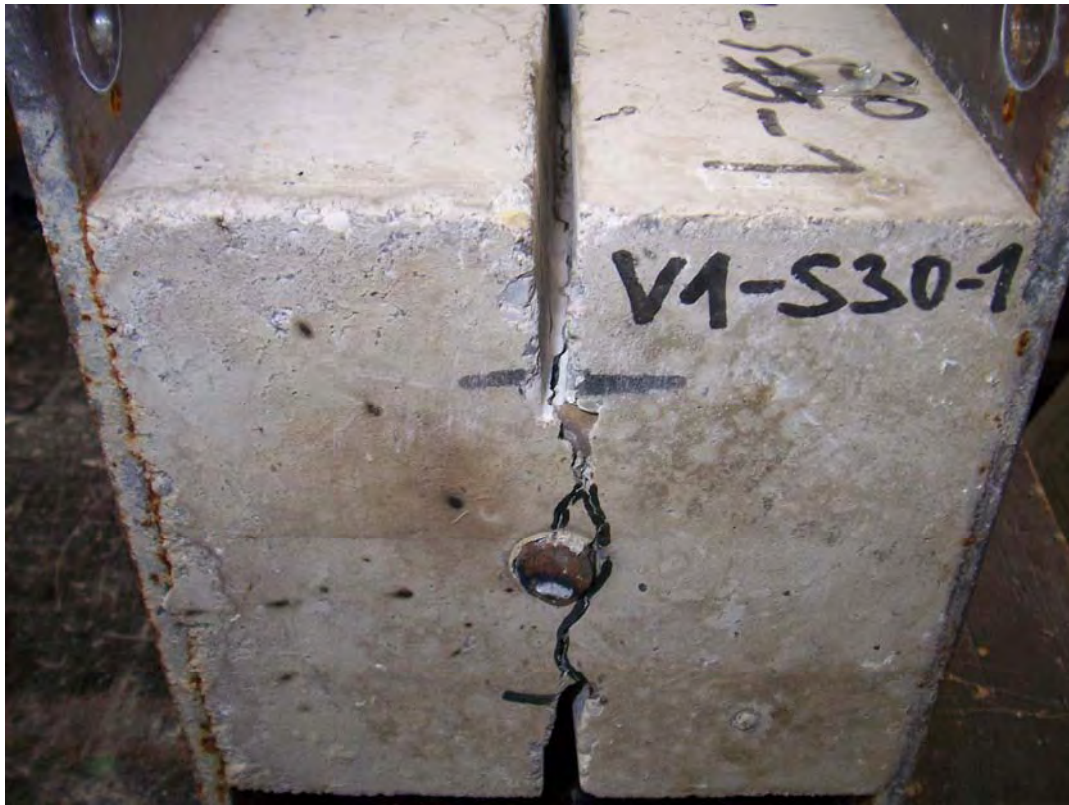


Abb. C.2.19: V1-S30-1 Rissbild

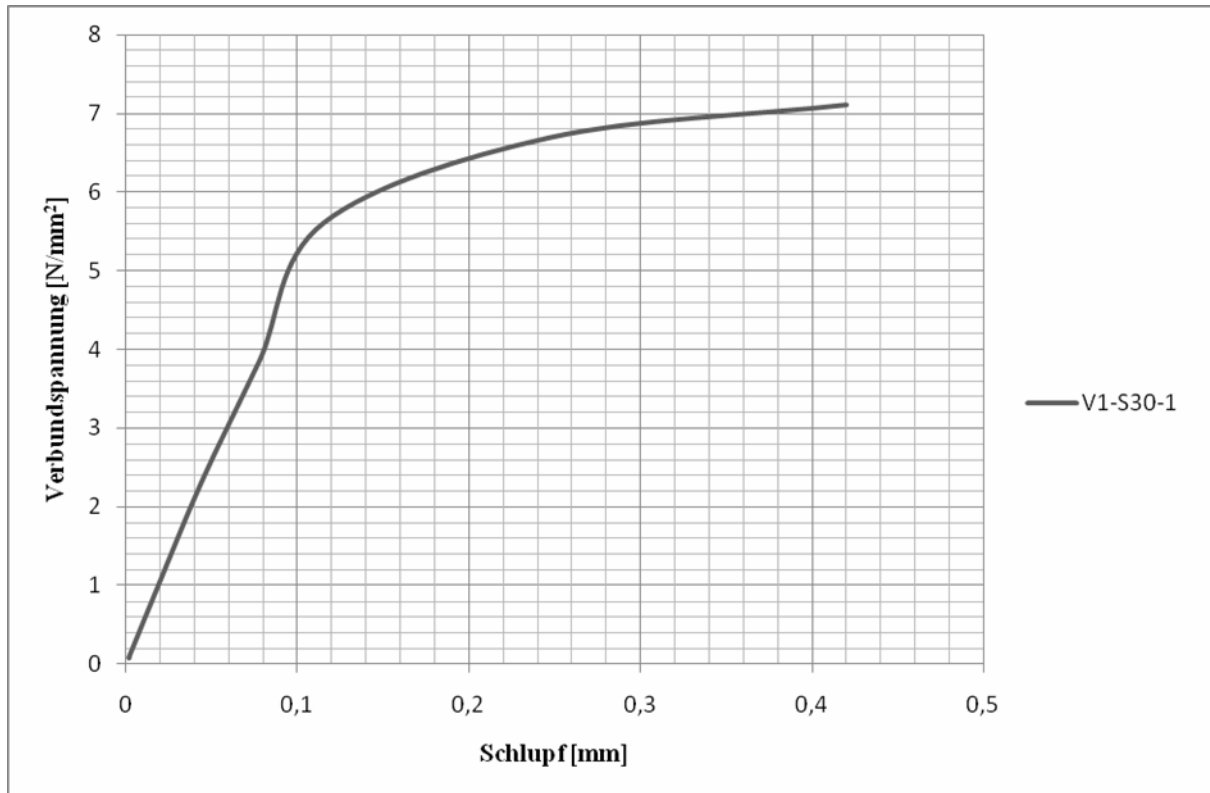


Abb. C.2.20: V1-S30-1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-S30-1								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:			10.07.07			
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit		$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper wird nach Vorgabe vorgeschädigt <ul style="list-style-type: none"> - erwarteter Längsriss in Prüfkörpermitte verläuft über gesamte Körperlänge - Verwendung als geschädigten Referenzprobekörper - Einstellung auf vordefinierte Rissweite aufgehoben durch Entfernung der Umschnürung 								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:				keine	Tränkungsdatum:		-	
Beobachtung: Geschädigter Referenzprobekörper								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)				Belastungsgeschwindigkeit:				0,01 mm/s (Weggesteuert)
Datum:				12.10.07	Risslast:		17,3 kN	
Beobachtung: - minimaler Haftverbund <ul style="list-style-type: none"> - Rissöffnung in Prüfkörpermitte erweitert - physikalisch-chemische Bindung existiert nicht - kein schlagartiges Versagen - ein „lauter Knall“ war begleitend zum Versagen nicht hörbar - niedriger Scherverbund - weite Rissöffnung Die anschließende Spaltung des Körpers zeigte, dass der Zugstab nicht signifikant rausgezogen wurde. Quereingelegte lange Nägel waren auffällig zum Vorschein gekommen.								

Abb. C.2.21: Datenblatt V1-S30-1



Abb. C.2.22: V1-I15-1 Rissbild

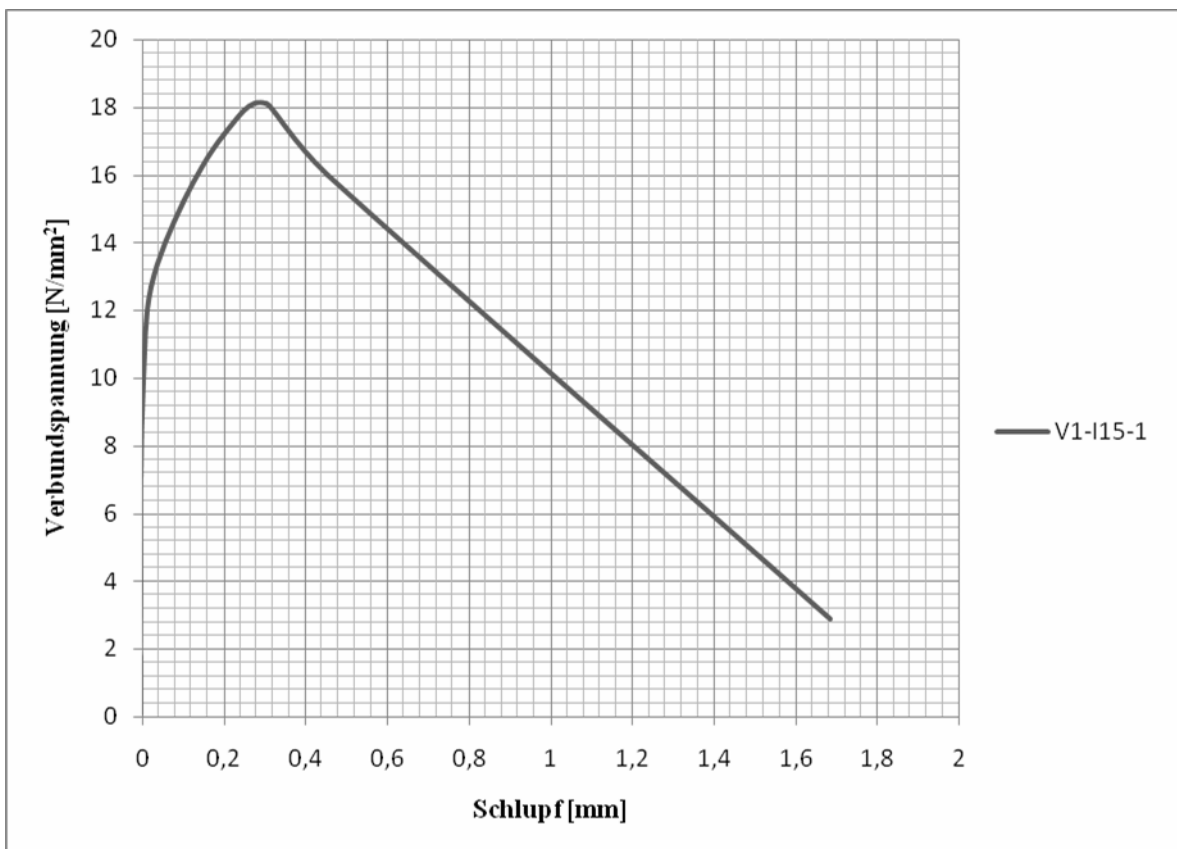


Abb. C.2.23: V1-I15-1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-I15-1								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:			10.07.07			
Querbewehrung:	nein		Betondruckfestigkeit	$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper wird nach Vorgabe vorgeschädigt - erwarteter Längsriss in Prüfkörpermitte verläuft über gesamte Körperlänge - Einstellung auf vordefinierte Rissweite erfolgt durch die Umschnürung								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:			Epoxidharz		Tränkungsdatum:			26.07.07
Beobachtung: - Das kraftschlüssige Füllen des Risses wird durch die erfolgreiche Tränkung erwartet; durchgehende Tränkung des Risses - Verdämmung hat eine schnelle Festigkeitsentwicklung								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)				Belastungsgeschwindigkeit:				0,01 mm/s (Weggesteuert)
Datum:			11.10.07		Risslast:		43,7 kN	
Beobachtung: - Rissbildung in Prüfkörpermitte im Bereich der Instandsetzung - schlagartiges Ausziehversagen - Riss entspricht der Vorschädigung; keine weiteren Risse erkennbar - hörbares Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - hoher Haftverbund - vergleichsweise schlechter Scherverbund; schlechte mechanische Verzahnung - lineare Minderung des Gleitwiderstandes - Zugstab signifikant rausgezogen Die Spaltung des Probekörpers zeigt keine besondere Auffälligkeit der Mörtelmatrix.								

Abb. C.2.24: Datenblatt V1-I15-1



Abb. C.2.25: V1-I15-2 Rissbild

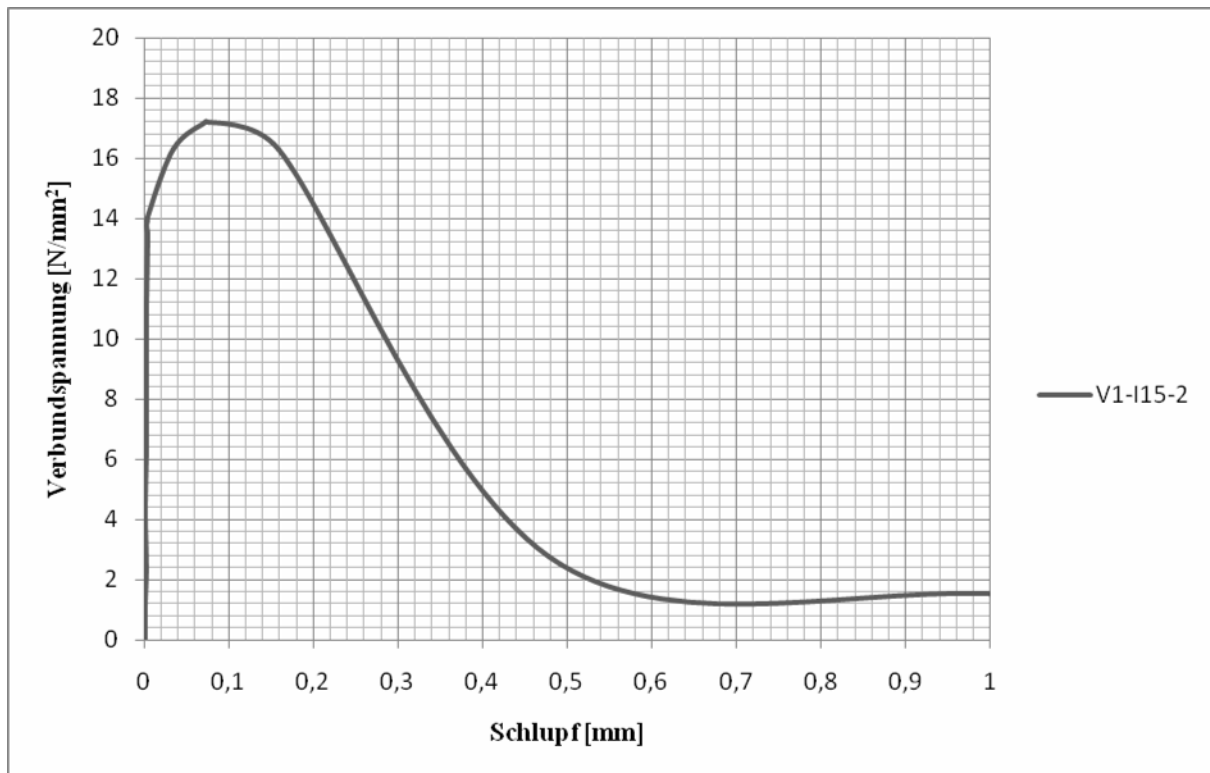


Abb. C.2.26: V1-I15-2 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau			
Prüfkörperbezeichnung: V1-I15-2							
1. Prüfkörperdaten:							
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm		
Betonierdatum:	19.06.07		Ausschalungsdatum:	10.07.07			
Querbewehrung:	nein		Betondruckfestigkeit	$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$			
2. Vorschädigung: Längsriss							
Definierter Querzug manuell aufgebracht			Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper wird nach Vorgabe vorgeschädigt - erwarteter Längsriss in Prüfkörpermitte verläuft über gesamte Körperlänge - Einstellung auf vordefinierte Rissweite erfolgt durch die Umschnürung							
3. Instandsetzung:							
Tränkung:			Epoxidharz	Tränkungsdatum:			26.07.07
Beobachtung: - Das kraftschlüssige Füllen des Risses wird durch die erfolgreiche Tränkung erwartet; durchgehende Tränkung des Risses - Verdämmung hat eine schnelle Festigkeitsentwicklung							
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch							
Prüfmaschine:			Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)	Belastungsgeschwindigkeit:		0,01 mm/s (Weggesteuert)	
Datum:			11.10.07	Risslast:		41,5 kN	
Beobachtung: - Rissbildung in Prüfkörpermitte im Bereich der Instandsetzung - schlagartiges Ausziehversagen - Riss entspricht der Vorschädigung; keine weiteren Risse erkennbar - hörbares Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - hoher Haftverbund - vergleichsweise guter Scherverbund; befriedigende mechanische Verzahnung - lineare Minderung des Gleitwiderstandes bis 0,4 mm - Zugstab signifikant rausgezogen Die Spaltung des Probekörpers zeigt keine besondere Auffälligkeit der Mörtelmatrix.							

Abb. C.2.27: Datenblatt V1-I15-2



Abb. C.2.28: V1-I15-3 Schädigung

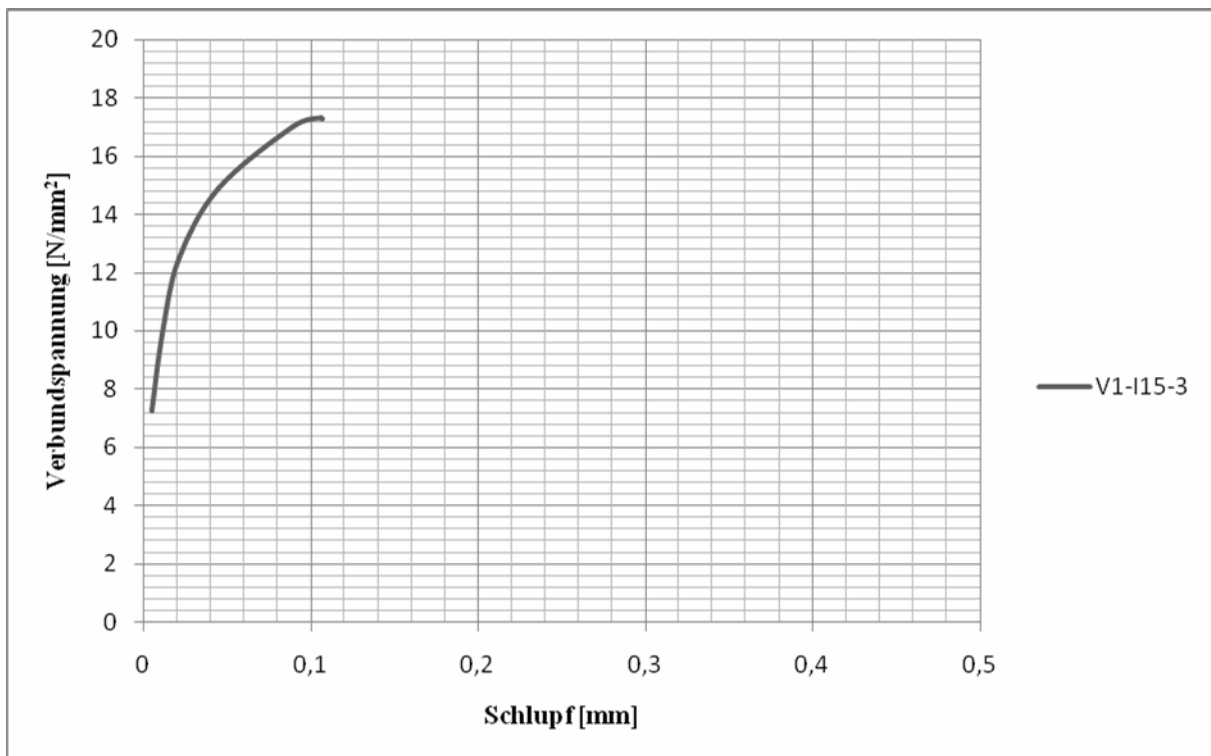


Abb. C.2.29: V1-I15-3 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-I15-3								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:			10.07.07			
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit		$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper wird nach Vorgabe vorgeschädigt - erwarteter Längsriss in Prüfkörpermitte verläuft über gesamte Körperlänge - Einstellung auf vordefinierte Rissweite erfolgt durch die Umschnürung								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:		Epoxidharz		Tränkungsdatum:		26.07.07		
Beobachtung: - Das kraftschlüssige Füllen des Risses wird durch die erfolgreiche Tränkung erwartet; durchgehende Tränkung des Risses - Verdämmung hat eine schnelle Festigkeitsentwicklung								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)			Belastungsgeschwindigkeit:			0,01 mm/s (Weggesteuert)		
Datum:			11.10.07		Risslast:			41,7 kN
Beobachtung: - Prüfkörper ist im Bereich der Instandsetzung komplett auseinander - gebrochen; keine weiteren Risse erkennbar - schlagartiges Versagen - hörbares Abscheren des Betons vor dem Versagen - geringer Haftverbund - vergleichsweise guter Scherverbund; befriedigende mechanische Verzahnung - geringer Gleitwiderstand - Zugstab rausgebrochen Der Probekörper zeigt keine besondere Auffälligkeit der Mörtelmatrix.								

Abb. C.2.30: Datenblatt V1-I15-3



Abb. C.2.31: V1-I15-4 Rissbild

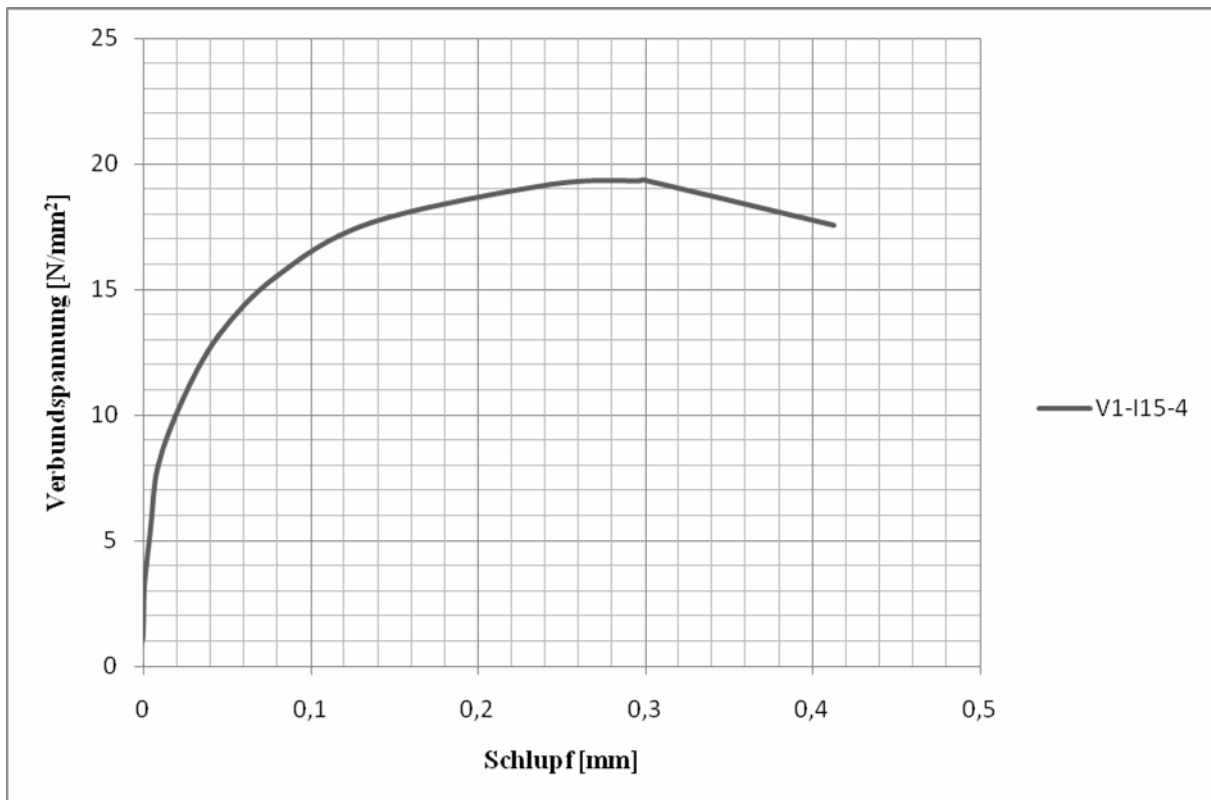


Abb. C.2.32: V1-I15-4 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-I15-4								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:			10.07.07			
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit		$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper wird nach Vorgabe vorgeschädigt - erwarteter Längsriss in Prüfkörpermitte verläuft über gesamte Körperlänge - Einstellung auf vordefinierte Rissweite erfolgt durch die Umschnürung								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:				Epoxidharz	Tränkungsdatum:		26.07.07	
Beobachtung: - Das kraftschlüssige Füllen des Risses wird durch die erfolgreiche Tränkung erwartet; durchgehende Tränkung des Risses - Verdämmung hat eine schnelle Festigkeitsentwicklung								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)				Belastungsgeschwindigkeit:				0,01 mm/s (Weggesteuert)
Datum:				11.10.07	Risslast:		46,7 kN	
Beobachtung: - Rissbildung in Prüfkörpermitte im Bereich der Instandsetzung - schlagartiges Ausziehversagen - Riss entspricht der Vorschädigung; keine weiteren Risse erkennbar - hörbares Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - niedriger Haftverbund - ausgeprägter Scherverbund; befriedigende mechanische Verzahnung - Zugstab nicht signifikant rausgezogen								

Abb. C.2.33: Datenblatt V1-I15-4



Abb. C.2.34: V1-I30-1 Rissbild

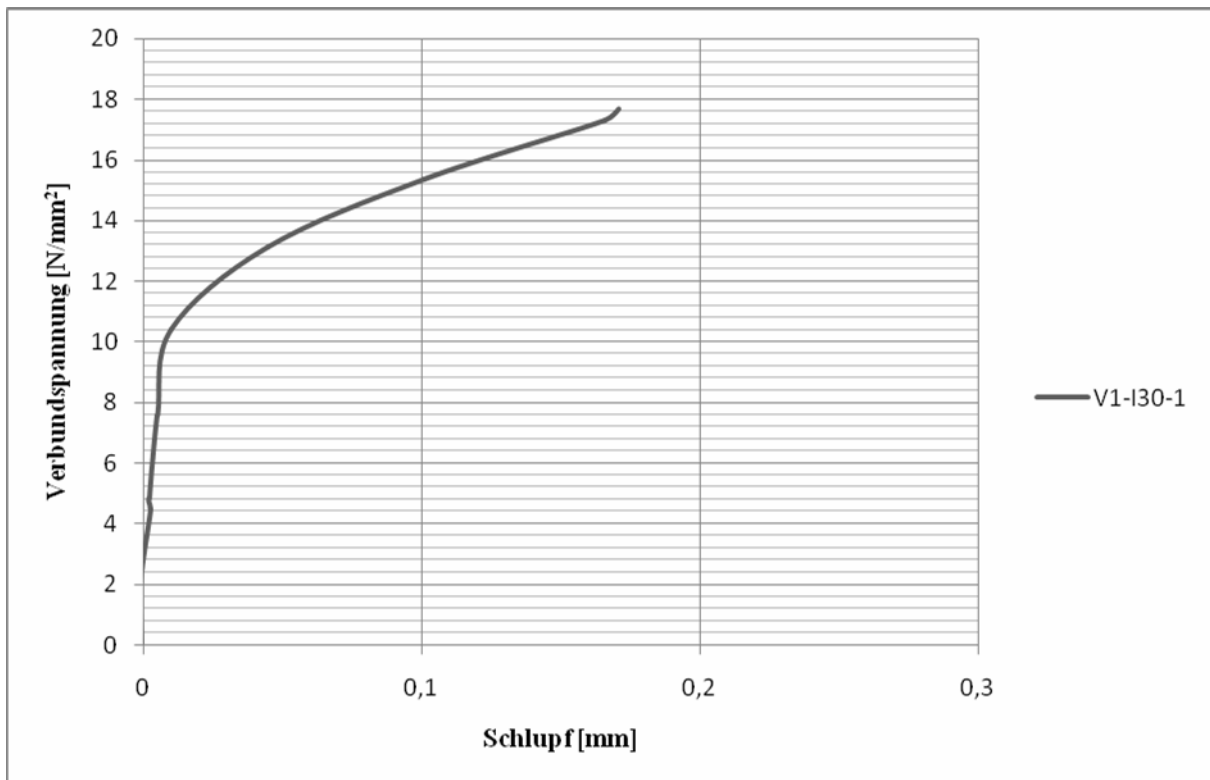


Abb. C.2.35: V1-I30-1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-I30-1								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:			10.07.07			
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit		$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper wird nach Vorgabe vorgeschädigt - erwarteter Längsriss in Prüfkörpermitte verläuft über gesamte Körperlänge - Einstellung auf vordefinierte Rissweite erfolgt durch die Umschnürung								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:			Epoxidharz		Tränkungsdatum:			26.07.07
Beobachtung: - Das kraftschlüssige Füllen des Risses wird durch die erfolgreiche Tränkung erwartet; durchgehende Tränkung des Risses - Verdämmung hat eine schnelle Festigkeitsentwicklung								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)				Belastungsgeschwindigkeit:				0,01 mm/s (Weggesteuert)
Datum:			12.10.07		Risslast:		46,7 kN	
Beobachtung: - Rissbildung in Prüfkörpermitte im Bereich der Instandsetzung - schlagartiges Ausziehversagen - Riss entspricht der Vorschädigung; keine weiteren Risse erkennbar - hörbares Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - schlechter Haftverbund - bei 0,01 mm deutlicher Abfall des Scherverbundes - geringer Gleitwiderstand - Zugstab nicht signifikant rausgezogen								

Abb. C.2.36: Datenblatt V1-I30-1



Abb. C.2.37: V1-I30-2 Rissbild

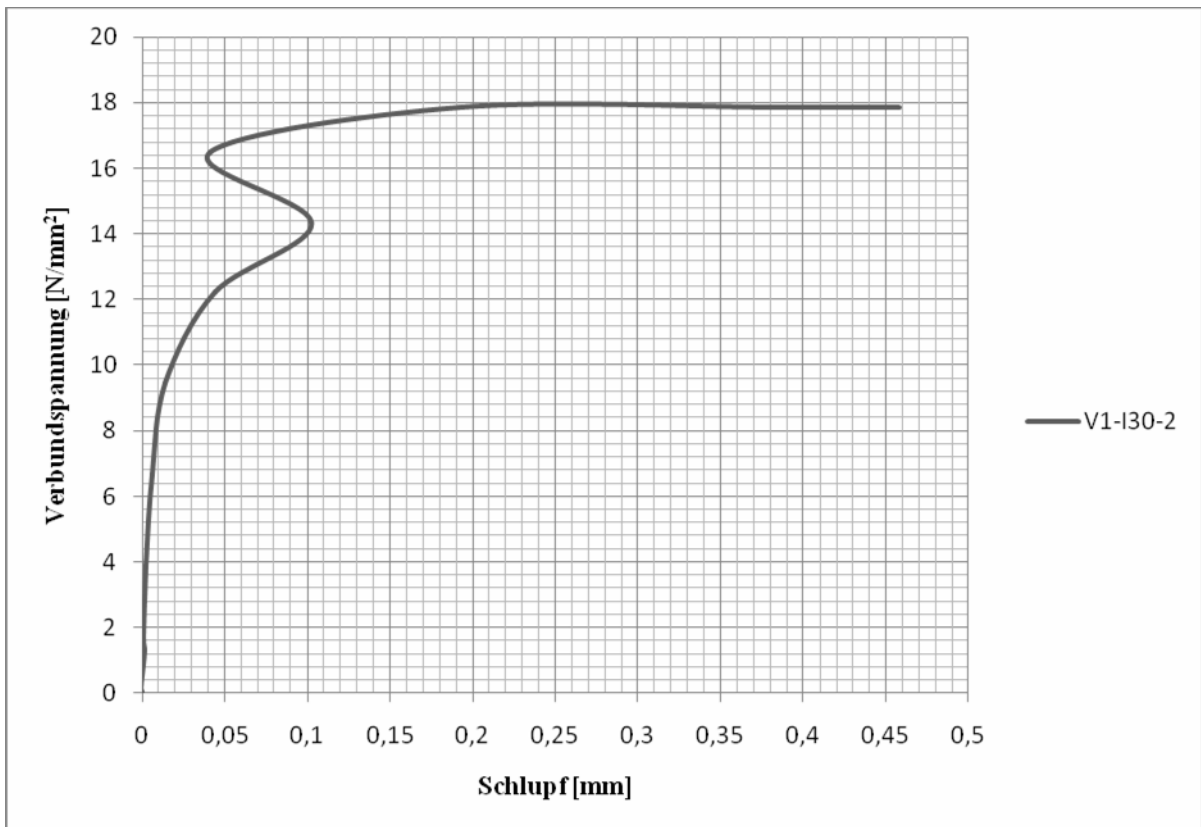


Abb. C.2.38: V1-I30-2 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-I30-2								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:			10.07.07			
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit		$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper wird nach Vorgabe vorgeschädigt - erwarteter Längsriss in Prüfkörpermitte verläuft über gesamte Körperlänge - Einstellung auf vordefinierte Rissweite erfolgt durch die Umschnürung								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:			Epoxidharz		Tränkungsdatum:			26.07.07
Beobachtung: - Das kraftschlüssige Füllen des Risses wird durch die erfolgreiche Tränkung erwartet; durchgehende Tränkung des Risses - Verdämmung hat eine schnelle Festigkeitsentwicklung								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)				Belastungsgeschwindigkeit:				0,01 mm/s (Weggesteuert)
Datum:			12.10.07		Risslast:		45,5 kN	
Beobachtung: - Rissbildung in Prüfkörpermitte im Bereich der Instandsetzung - schlagartiges Ausziehversagen - Riss entspricht der Vorschädigung; keine weiteren Risse erkennbar - hörbares Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - geringer Haftverbund - hoher und markant ausgeprägter Scherverbund; gute mechanische Verzahnung - Zugstab nicht signifikant rausgezogen								

Abb. C.2.39: Datenblatt V1-I30-2



Abb. C.2.40: V1-I30-3 Rissbild

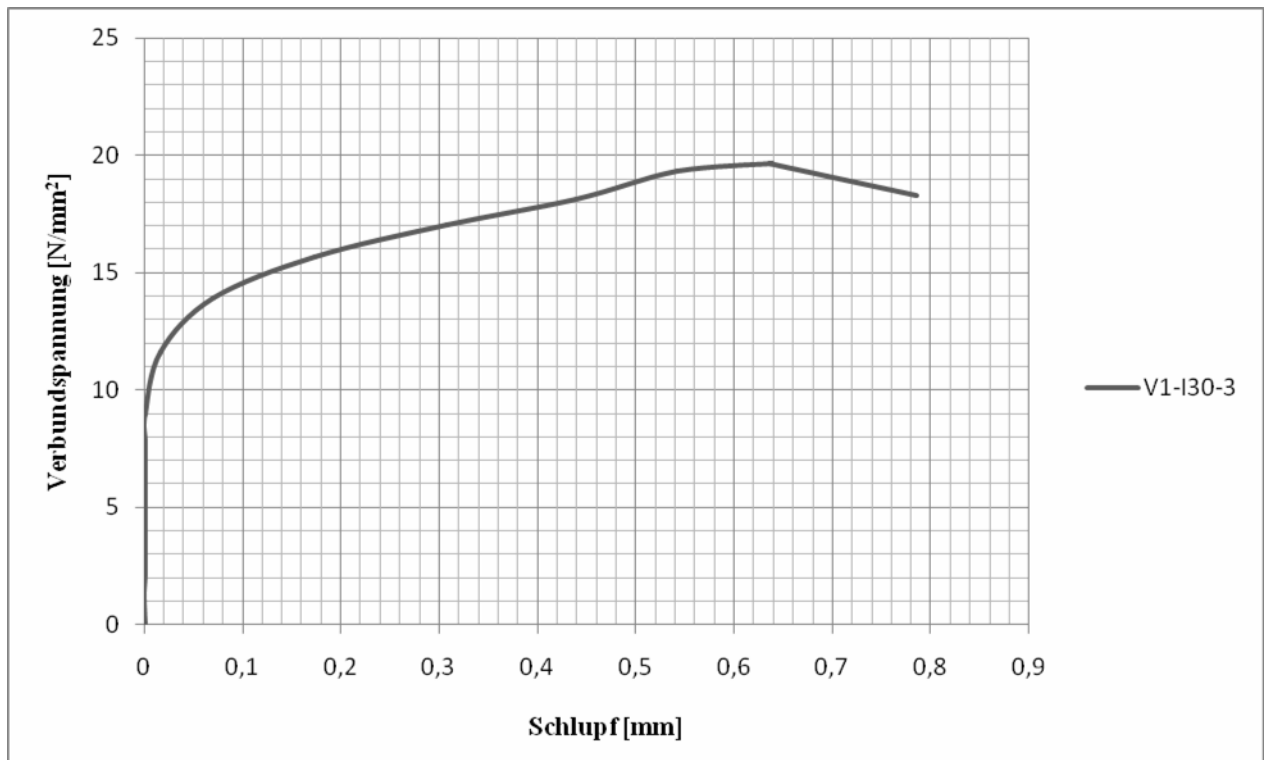


Abb. C.2.41: V1-I30-3 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-I30-3								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:			10.07.07			
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit		$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper wird nach Vorgabe vorgeschädigt - erwarteter Längsriss in Prüfkörpermitte verläuft über gesamte Körperlänge - Einstellung auf vordefinierte Rissweite erfolgt durch die Umschnürung								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:			Epoxidharz		Tränkungsdatum:			26.07.07
Beobachtung: - Das kraftschlüssige Füllen des Risses wird durch die erfolgreiche Tränkung erwartet; durchgehende Tränkung des Risses - Verdämmung hat eine schnelle Festigkeitsentwicklung								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)				Belastungsgeschwindigkeit:				0,01 mm/s (Weggesteuert)
Datum:			12.10.07		Risslast:		47,45 kN	
Beobachtung: - Rissbildung in Prüfkörpermitte im Bereich der Instandsetzung - kein schlagartiges Ausziehversagen wie bei anderen Prüfkörpern - Riss entspricht der Vorschädigung; keine weiteren Risse erkennbar - hörbares langandauerndes Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - hoher Haftverbund - mäßiger Scherverbund; durchschnittliche mechanische Verzahnung - Zugstab signifikant rausgezogen								

Abb. C.2.42: Datenblatt V1-I30-3



Abb. C.2.43: V1-I30-4 Rissbild

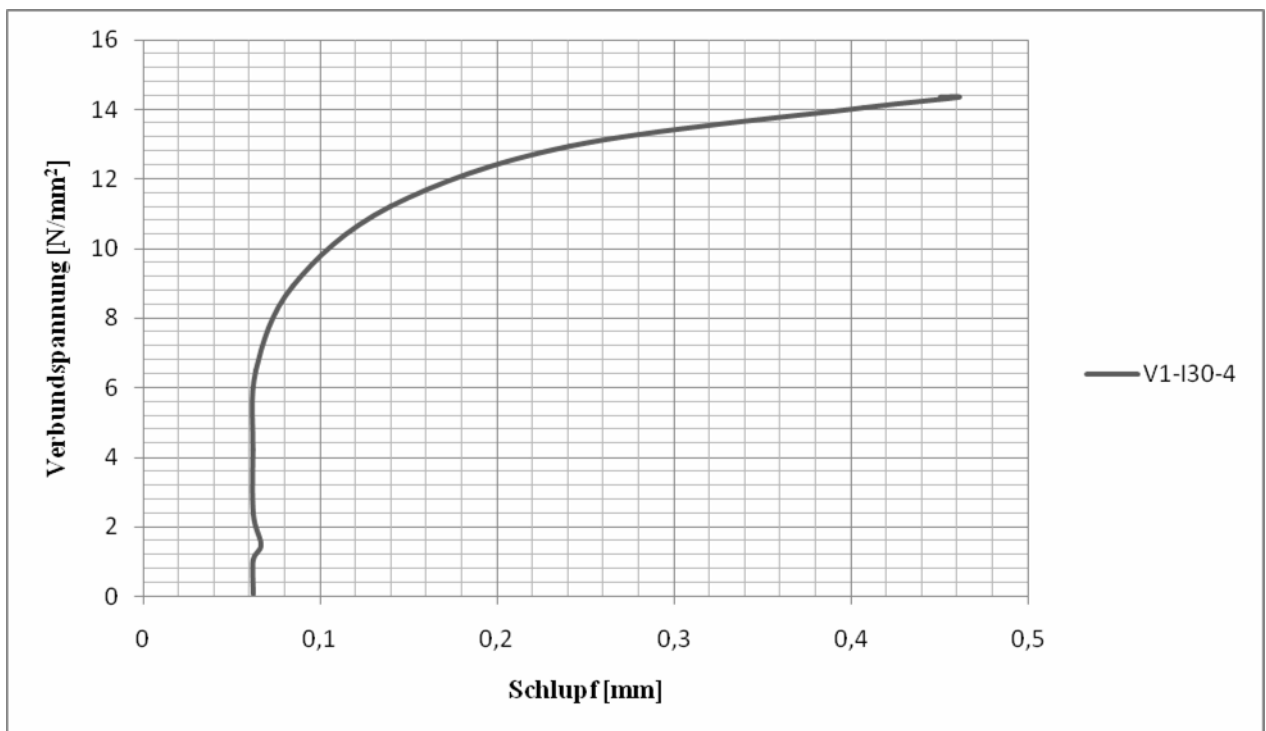


Abb. C.2.44: V1-I30-4 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

UniBwM				Institut für Konstruktiven Ingenieurbau				
Prüfkörperbezeichnung: V1-I30-4								
1. Prüfkörperdaten:								
Länge:	160mm	Breite:	160mm	Höhe:	160mm			
Betonierdatum:	19.06.07	Ausschalungsdatum:			10.07.07			
Querbewehrung:	nein	Betondruckfestigkeit		$f_{ck,cube} = 32,6 \text{ N/mm}^2$				
2. Vorschädigung: Längsriss								
Definierter Querzug manuell aufgebracht				Datum:				19.07.07
Beobachtung: - Prüfkörper wird nach Vorgabe vorgeschädigt - erwarteter Längsriss in Prüfkörpermitte verläuft über gesamte Körperlänge - Einstellung auf vordefinierte Rissweite erfolgt durch die Umschnürung								
3. Instandsetzung:								
Tränkung:			Epoxidharz		Tränkungsdatum:			26.07.07
Beobachtung: - Das kraftschlüssige Füllen des Risses wird durch die erfolgreiche Tränkung erwartet; durchgehende Tränkung des Risses - Verdämmung hat eine schnelle Festigkeitsentwicklung								
4. Prüfung: Einaxialer Zugversuch								
Prüfmaschine: Hydropulsmaschine 630 kN (justiert auf max. 63 kN Kraftaufnahme)				Belastungsgeschwindigkeit:				0,01 mm/s (Weggesteuert)
Datum:				12.10.07		Risslast:		34,7 kN
Beobachtung: - Rissbildung in Prüfkörpermitte im Bereich der Instandsetzung - kein schlagartiges Ausziehversagen wie bei anderen Prüfkörpern - Riss entspricht der Vorschädigung; keine weiteren Risse erkennbar - hörbares Abscheren des Betons vor dem Ausziehversagen - geringer Haftverbund - feine Rissausbreitung - mäßiger Scherverbund; geringe mechanische Verzahnung - Zugstab signifikant rausgezogen								

Abb. C.2.45: Datenblatt V1-I30-4

C.3 Druckversuche an Würfeln

Probekörper	C.82
Übersicht Ergebnisse	C.83
Bilddokumentation	C.84

UniBwM Institut für Konstruktiven Ingenieurbau					
Prüfkörperbezeichnung: Würfel zur Druckfestigkeitsprüfung					
1. Prüfkörperdaten:					
Länge:	200 mm	Breite:	200 mm	Höhe:	200 mm
Betonierdatum:	15.11.2007		Ausschalungsdatum:	14.12.2007	
Querbewehrung:	Draht gegen Auseinanderfallen		Betondruckfestigkeit:	$f_{cm} = 48,5 \text{ N/mm}^2$	
2. Vorschädigung: Querriss / Spaltzugversuch					
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine Alpha 3000 kN			Datum:	17.12.2007
Rissweiten:	ca. 0,05 bis 0,3 mm				
3. Instandsetzung:					
Verdämmung:	EP-Spachtel			Injektionsdatum:	04.02.2008
Injektion:	<ul style="list-style-type: none"> - Epoxidharz: MC DUR 1264 KF - Klebepacker - Niederdruckinjektion mit Selbstinjektor 				
4. Prüfung: einaxialer Druckversuch					
Prüfmaschine:	Druckprüfmaschine Alpha 3000 kN			Belastungsgeschwindigkeit:	0,001 N/s
Datum:	27.02.2008				

Abb. C.3.1: Datenblatt zu Druckversuchen

Nr.	Winkel	Schädigung	Instandsetzung	Kommentar	Bruchlast [kN]	einaxiale Druckfestigkeit [MPa]	Mittelwerte Druckfestigkeit [MPa]	bezogene Druckfestigkeit [%]
R-1	-	-	-	einfacher Würfel; klassisches Versagen	1916	47,9		
R-2	-	-	-	einfacher Würfel; klassisches Versagen	1849	46,2	47,4	100%
R-3	-	-	-	einfacher Würfel; klassisches Versagen	1929	48,2		
R-4	-	-	-	Würfel mit Querstab; klassisches Versagen	2077	51,9	51,9	109%
S-90-1	90°	Riss infolge Spaltzug	-	kein Verpressen möglich; klassisches Versagen	1821	45,5	45,5	96%
EP-0-1	0°	Riss infolge Spaltzug	mit EP verpresst	klassisches Würfelversagen	2142	53,6		
EP-0-2	0°	Riss infolge Spaltzug	mit EP verpresst	klassisches Würfelversagen	2165	54,1	53,8	113%
EP-0-3	0°	Riss infolge Spaltzug	mit EP verpresst	klassisches Würfelversagen	2148	53,7		
EP-45-1	45°	Riss infolge Spaltzug	mit EP verpresst	klassisches Würfelversagen	1993	49,1		
EP-45-2	45°	Riss infolge Spaltzug	mit EP verpresst	klassisches Würfelversagen	1985	49,6	48,2	102%
EP-45-3	45°	Riss infolge Spaltzug	mit EP verpresst	Versagen entlang Verpressfuge	1477	36,9	36,9	78%
EP-45-4	45°	Riss infolge Spaltzug	mit EP verpresst	klassisches Würfelversagen	1833	45,8	siehe oben	-
EP-90-1	90°	Riss infolge Spaltzug	mit EP verpresst	klassisches Würfelversagen	2067	51,7		
EP-90-2	90°	Riss infolge Spaltzug	mit EP verpresst	klassisches Würfelversagen	1883	47,1	49,3	104%
EP-90-3	90°	Riss infolge Spaltzug	mit EP verpresst	klassisches Würfelversagen	1959	49,0		

Abb. C.3.2:Übersicht Ergebnisse Druckversuche



Abb. C.3.3: Schalung der Probewürfel (links) und eingelegter Draht gegen Auseinanderfallen des Würfels nach Vorschädigung (rechts)



Abb. C.3.4: Riss infolge Spaltzugbelastung als Vorschädigung



Abb. C.3.5: Instandsetzen der Probekörper durch Verpressen mit Epoxidharz mittels Niederdruckinjektion mit Selbstinjektor



Abb. C.3.6: Instand gesetzte Probekörper vor einaxialem Druckversuch (alle)

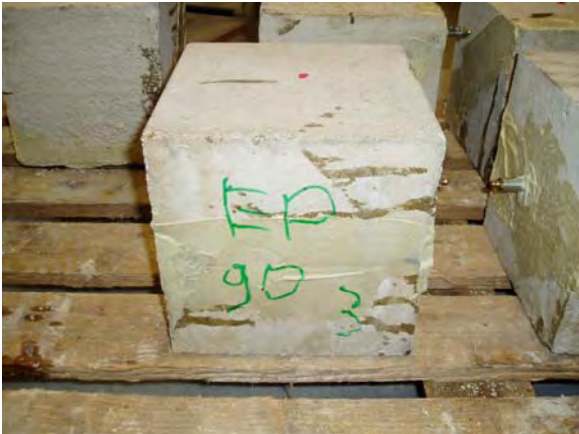


Abb. C.3.7: Instand gesetzte Probekörper vor einaxialem Druckversuch (Auswahl)

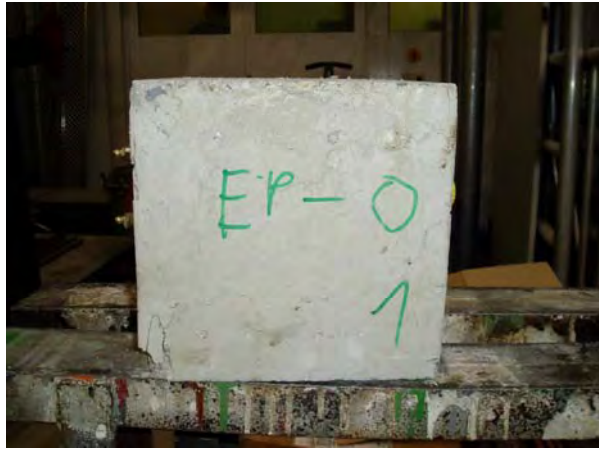


Abb. C.3.8: Referenzkörper R-1 (links) und instand gesetzter Würfel EP-0-1 (rechts) nach einaxialem Druckversuch (klassisches Würfelversagen: Ausbildung einer „Sanduhr“)



Abb. C.3.9: Instand gesetzte Würfel EP-45-4 (links) und EP-90-1 (rechts) nach einaxialem Druckversuch (klassisches Würfelversagen: Ausbildung einer „Sanduhr“)



Abb. C.3.10: Instand gesetzter Würfel EP-45-3 nach einaxialem Druckversuch (Versagen: entlang der Verpressfuge)