

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Lehrstuhl für Massivbau

Institut für Baustoffe und Konstruktion

Beton-Beton-Verbund

Potenziale für Schubfugen

Peter Lenz

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch (i.R.)
2. Prof. dr. ir., Dr.-Ing.E.h. Joost C. Walraven,
Delft University of Technology/Niederlande
3. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix
Universität Innsbruck/Österreich

Die Dissertation wurde am 14. 05. 2012 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 21. 11. 2012 angenommen.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München. Ermöglicht wurde die Arbeit durch Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch (i.R.), dem mein besonderer Dank für seine Anregungen, seine Unterstützung und sein Vertrauen gilt.

Herrn Prof. dr. ir., Dr.-Ing. E.h. Joost C. Walraven und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix möchte ich herzlich für ihr Interesse und die bereitwillige Übernahme der Koreferate danken. Für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes gilt mein Dank Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer.

Zum Gelingen dieser Arbeit haben meine Kollegen am MPA Bau und am Lehrstuhl für Massivbau beigetragen, bei denen ich mich für die schöne Zeit und die freundschaftliche Zusammenarbeit bedanke. Weiterhin gilt mein Dank den Studenten, die im Rahmen dieser Arbeit ihre Abschlussarbeiten erstellt haben. Insbesondere möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Florian Dier für seine Hinweise und Anregungen bedanken und bei Frau Dipl.-Ing. (Arch.) Elke Hartmannsgruber für das Mitwirken bei der graphischen Gestaltung der Arbeit.

Meinen Eltern und Geschwistern danke ich für die stete Unterstützung und das Vertrauen. Besonders danke ich meiner Frau Claudia für Ihre Geduld und den Rückhalt in den zurückliegenden Jahren.

Emmering, Dezember 2012

Peter Lenz

Kontakt (Hochschule):

Lehrstuhl für Massivbau
Institut für Baustoffe und Konstruktion
Technische Universität München
Theresienstraße 90, Gebäude N6
80333 München
Tel.: +49 (0) 89 289230-18
Fax: +49 (0) 89 289230-45
E-Mail: peter.lenz@tum.de

1 Inhaltsverzeichnis

1	Inhaltsverzeichnis	3
2	Verwendete Zeichen und Abkürzungen.....	8
2.1	Abkürzungen und Sonderzeichen	8
2.2	Große lateinische Buchstaben	8
2.3	Kleine Lateinische Buchstaben	8
2.4	Griechische Buchstaben	9
2.5	Begriffe und Definitionen	10
3	Kurzfassung.....	11
4	Einleitung.....	12
4.1	Was sind Fugen?	12
4.2	Ausgangssituation und Motivation.....	13
4.3	Zielsetzung und Abgrenzung der Arbeit	18
5	Bemessungspraxis	20
5.1	Normenentwicklung.....	20
5.2	Empfehlungen für die Fugenvorbereitung	27
5.3	Bewertung	27
6	Stand der Forschung	28
6.1	Vorbemerkung.....	28
6.2	Mechanismen des Schub-Zug-Tragverhaltens.....	28
6.3	Naturwissenschaftliche Aspekte der Adhäsion.....	32
6.3.1	Benetzungsfähigkeit.....	34
6.3.2	Eindringverhalten von Flüssigkeiten	36
6.3.3	Zusammenfassung.....	38
6.4	Rauheit	39
6.5	Modellvorstellungen zum Krafftfluss an der Fuge	42
6.6	Experimentelle Untersuchungen zum Haftverbund	46
6.7	Zusammenfassung.....	50
7	Versuchsprogramm	51
7.1	Vorbemerkung.....	51

Inhaltsverzeichnis

7.2	Zielsetzung	51
7.3	Verwendete Ausgangsstoffe	52
7.3.1	Zement.....	52
7.3.2	Zuschläge	57
7.3.3	Fließmittel.....	58
7.3.4	Zusammenfassung.....	64
7.4	Parameterkombinationen	65
7.4.1	Variation des Altbetons	66
7.4.2	Variation des Neubetons.....	66
7.4.3	Variation der Altbetonoberflächen.....	67
7.4.4	Variation der Wassersättigung des Altbetons	67
7.4.5	Zusammenfassung.....	67
7.5	Frisch- und Festbetoneigenschaften der Betonmischungen	67
7.6	Herstellung der Verbundkörper	72
7.7	Verwendete Altbetonoberflächen	76
8	Versuchsdurchführung und Ergebnisse.....	81
8.1	Vorbemerkung	81
8.2	Herstellungsbedingte Schäden an rauen Altbetonoberflächen und deren Bewertung	82
8.2.1	Abtragmechanismen – Energieeintrag in die Betonoberfläche	83
8.2.2	Aufrauung von Oberflächen	86
8.2.3	Untersuchung des Betonuntergrundes auf Schäden	89
8.2.4	Zusammenfassung.....	91
8.3	Bestimmung der Rauheit.....	92
8.3.1	Das Sandflächenverfahren nach Kaufmann	92
8.3.2	Digitalisierung von Oberflächen – Wenzel’scher Quotient	93
8.3.3	Digitalisierung von Oberflächen in der Baupraxis	99
8.3.4	Zusammenfassung.....	107
8.4	Spaltzugversuch.....	108
8.4.1	Theorie – kritische Betrachtung	108

Inhaltsverzeichnis

8.4.2	Optische Verformungsmessung – Überprüfung der theoretischen Dehnungs- bzw. Spannungszustände	113
8.5	Keilspaltzugversuch	114
8.5.1	Probekörpergeometrie	116
8.5.2	Versuchsaufbau, Durchführung und Messtechnik	119
8.5.3	Versuchsauswertung.....	122
8.5.4	Optische Verformungsmessung.....	128
8.6	Auswertung der Spaltzug- und Keilspaltzugversuche	130
8.6.1	Allgemeines zur Auswertung der Versuche	130
8.6.2	Allgemeines zur Auswertung der Versuche – Ergebnisdarstellung	132
8.6.3	Auswertung – Übersicht.....	136
8.6.4	Auswertung – Einfluss der Mischungszusammensetzung	140
8.6.5	Auswertung – Frischbetoneigenschaften: w/z-Wert und Ausbreitmaß	144
8.6.6	Auswertung – Saugende Oberflächen	146
8.6.7	Auswertung – Einfluss von glatten, selektiv bearbeiteten Oberflächen	152
8.6.8	Auswertung – Einfluss des Altersunterschieds zwischen Alt- und Neubeton	155
8.6.9	Auswertung – Einfluss von profilierten und bewehrten Fugen	160
8.7	Formänderung von Beton.....	166
8.7.1	Vorbemerkung	166
8.7.2	Freies Schwinden	167
8.7.3	Kriechen.....	181
8.7.4	Schwinden unter Verformungsbehinderung.....	184
8.8	Wasseraufnahme des Altbetons.....	199
8.8.1	Kapillare Wasseraufnahme.....	199
8.8.2	Tauchwägung	200
8.8.3	Aufnahme und Eindringtiefe von Porenlösung des Neubetons.....	203
8.8.4	Bestimmung der Sauggeschwindigkeit	205
8.8.5	Zusammenfassung.....	207

Inhaltsverzeichnis

8.9	Bestimmung der Flüssigkeitsverteilung durch kernmagnetische Resonanz ($^1\text{H-NMR}$).....	208
8.9.1	Allgemeines und Versuchsaufbau.....	209
8.9.2	Auswertung.....	211
8.9.3	Zusammenfassung.....	218
8.10	Plattenversuche.....	220
8.10.1	Wasser mit und ohne Fließmittel.....	221
8.10.2	Zementleime.....	222
8.10.3	Variation der Oberflächen.....	223
8.10.4	Zusammenfassung.....	226
8.11	Mikroskopische Untersuchungen an Verbundkörpern.....	227
8.11.1	Untersuchungen an ausgehärteten Verbundfugen.....	227
8.11.2	Untersuchungen an „jungen“ Verbundfugen.....	228
8.11.3	Zusammenfassung.....	231
9	Parameteridentifikation.....	232
10	Bewertung der Versuchsergebnisse.....	241
10.1	Sortierung der Thesen.....	241
10.1.1	Thesen zur Altbetonoberfläche.....	241
10.1.2	Thesen zur Wasseraufnahme von Altbetonoberflächen.....	241
10.1.3	Thesen zum Zement.....	242
10.1.4	Thesen zur Betonierpause.....	242
10.1.5	Thesen zur Zielfestigkeitsklasse.....	243
10.1.6	Thesen zur Oberflächenspannung.....	243
10.1.7	Einfluss des Fließmittels.....	243
10.1.8	Einfluss einer Verbundbewehrung.....	243
10.1.9	Einfluss des Schwindens.....	243
10.2	Bindungsmechanismus.....	245
11	Bemessungsvorschlag.....	248
12	Weitere Fragestellungen.....	253
13	Zusammenfassung und Ausblick.....	255

Inhaltsverzeichnis

14	Literaturverzeichnis.....	258
15	Abbildungsverzeichnis	264
16	Tabellenverzeichnis	275
17	Verzeichnis der Thesen	276
18	Anhang	278
18.1	Spaltzugversuche – Absolute Einzelwerte	278
18.2	Keilspaltzugversuche – Absolute Einzelwerte $f_{ct,kspz}$	279
18.3	Schwindmaße.....	281
18.4	Schwindverläufe	283
18.5	Ergebnisse der Fluoresceinversuche	288
18.5.1	Altbeton C20/25	288
18.5.2	Altbeton C35/45	288
18.6	Auswertung der $^1\text{H-NMR}$ Versuche.....	290

2 Verwendete Zeichen und Abkürzungen

2.1 Abkürzungen und Sonderzeichen

2.2 Große lateinische Buchstaben

B	Körperbreite (Keilspaltzugversuch)
H	Körperhöhe (Keilspaltzugversuch)
L	Körperlänge bzw. -tiefe (Keilspaltzugversuch)
W	Wenzel'scher Quotient
F_{cd}	Bemessungswert der Gurtlängskraft infolge Biegung
F_{cdj}	Bemessungswert des über die Fuge zu übertragenden Längskraftanteils
G_f	spezifische Bruchenergie nach AAC 13.1
H^*	Bezugshöhe(Keilspaltzugversuch)
H_L	Ligamenthöhe (Höhe der Bruchfläche) (Keilspaltzugversuch)
M_{Ed}	Bemessungswert des Moments
R^2	Bestimmtheitsmaß
R_p	Profilkuppenhöhe
R_t	Rautiefe nach Kaufmann
R_y	Profilhöhe
V_{Ed}	Bemessungswert der Querkraft

2.3 Kleine Lateinische Buchstaben

a_0	Kerbtiefe (Keilspaltzugversuch)
a_s	Querschnitt der kreuzenden Bewehrung
b	Breite der Kontaktfläche
c_{cod}	(Rilem: crack opening displacement; cod)
c_j	Rauigkeitsbeiwert
d	Kapillarradius, hier halber Plattenabstand
d_G	Größtkorndurchmesser
f_{ck}	Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
$f_{ct,spz}$	Spaltzugfestigkeit
f_{ct}	Zentrische Zugfestigkeit
f_{ctd}	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
f_{cwk}	Würfeldruckfestigkeit (Randl)
f_{yd}	Streckgrenze der Bewehrung

Verwendete Zeichen und Abkürzungen

h_{max}	Maximale kapillare Steighöhe
g	Erdbeschleunigung
k	Breite der Aussparung (Keilspaltzugversuch)
s	Höhe der Aussparung (Keilspaltzugversuch)
$t_{0,Er}$	Bezugszeitpunkt auf Erhärtungszeitpunkt bezogen
$t_{0,W}$	Bezugszeitpunkt auf Wasserzugabe bezogen

2.4 Griechische Buchstaben

α	Neigung der Bewehrung
α	Rauheitsbeiwert
θ	Kontaktwinkel
θ	Neigung der Betondruckstrebe
κ	Rauheitsbeiwert
μ	Rauigkeitsbeiwert für Reibtraganteil
ν	Rauigkeitsbeiwert zur Abminderung der Betondruckfestigkeit
ρ	Dichte des Wassers
σ	Oberflächenspannung
β_{ct}	Rauigkeitsbeiwert
η_1	1 für Normalbeton
ν_{Ed}	Bemessungswert der Schubkraft je Längeneinheit
$\nu_{Rd,ct}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft ohne Ansatz der Bewehrung
$\nu_{Rd,sy}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft unter Ansatz der Bewehrung
$\nu_{Rdj,max}$	Bemessungswert der maximal aufnehmbaren Schubkraft
ν_{Rdj}	Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft
$\sigma_{KSPZ,el}$	maximal aufnehmbare elastische Keilspaltzugspannung
σ_{Nd}	Bemessungswert der Normalkraft senkrecht zur Fuge
σ_j	Fugennormaldruckspannung
σ_n	Normaldruckspannung senkrecht zur Fuge
τ_0	Einwirkende Schubspannung
τ_{01}	Grenzs Schubspannung für Schubbereich 1
τ_{02}	Grenzs Schubspannung für Schubbereich 1
τ_{ad}	Adhäsionsschubwiderstand
τ_j	Ertragbare Schubspannung beim spröden Bruch

Verwendete Zeichen und Abkürzungen

τ_{uc}	Bemessungswert des „Kohäsionsanteils“ (Randl)
τ_{ud}	Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft (Randl)

2.5 Begriffe und Definitionen

Altbeton	Beton des Bauteils welches nachträglich ergänzt wird
Neubeton	Beton mit welchem das Bauteil nachträglich ergänzt wird, der also auf den Altbeton aufgebracht wird
Reihe	Unter einer Reihe ist eine Versuchsreihe zu verstehen deren Altbeton aus einer Mischung entstammt. Die Reihen wurden aufsteigend nach dem Herstellungsdatum des Altbetons benannt. In der Regel wurden innerhalb einer Reihe die Altbetone mit verschiedenen Neubetonen ergänzt.
Kohäsion	Anziehungskraft zwischen (Makro-) Molekülen zweier Stoffe. Bei beiden Stoffen handelt es sich um ein und dasselbe Material. Beispiel : Anziehungskräfte im Altbeton
Adhäsion	Anziehungskraft zwischen (Makro-) Molekülen zweier Stoffe. Bei den Stoffen handelt es sich um verschiedene Stoffe, also zwei unterschiedliche Materialien, auch in zeitlicher Hinsicht. Beispiel: Anziehungskräfte zwischen Alt- und Neubeton
quasi monolithisc her Verbund	Die Verbundfestigkeit in der Verbundfuge ist größer als die zugehörige Alt- oder Neubetonspaltzugfestigkeit.

3 Kurzfassung

Beton-Beton-Verbund - Potenziale für Schubfugen

Die Arbeit zeigt die bisher in der Praxis ungenutzten Potenziale des Beton-Beton-Verbundes auf. Durch die Darstellung des Bindungsmechanismus zwischen den Betonen unterschiedlichen Alters wurde gezeigt, dass neben der Rauheit insbesondere die Saugfähigkeit des Altbetons und stabile Zementsuspensionen den Verbund prägen. Bisherige, nicht zielführende Regelungen zur Fugenvorbereitung wurden durch Betrachtungen zum Wassertransport zwischen Neu- und Altbeton korrigiert.

Durch die Berücksichtigung weiterer Faktoren wird eine auf modernen Sicherheitskonzepten beruhende zuverlässige und wirtschaftliche Bemessung von Betonverbundfugen ermöglicht. Die bessere Ausnutzbarkeit der Verbundfugen ist insbesondere beim Verstärken und der Sanierung ein wesentlicher Beitrag zur Nachhaltigkeit. Die vorgestellten Verfahren zur Messung und Beurteilung der Rauheit liefern zudem einen wichtigen Beitrag zur Qualitätssicherung und zur Beurteilung von Verbundbauteilen.

Concrete to concrete bond - Potentials for joints

The graduate thesis indicates unused potentials of concrete to concrete bond in practice. By investigating the connection mechanism between concretes of different age, it is evident, that beside roughness in particular the absorbency of the old concrete and stable cement suspension are formative for concrete to concrete bond. Considerations of water transportation mechanism between new and old concrete showed, that in some extent counterproductive processing guidelines were corrected. Under consideration of further parameters, a reliable but economic concrete joint design based on principles of limit state design is possible. Additionally a higher resistance of concrete joints enables more reliable structures especially in rehabilitation. A better quality management of concrete joints is provided by some introduced methods to measure and evaluate the roughness.

4 Einleitung

4.1 Was sind Fugen?

Generell kann zwischen kraftschlüssigen und nichtkraftschlüssigen Fugen unterschieden werden. Fugen werden planmäßig angeordnet, um z. B. ein unterschiedliches Setzungs- und oder Dehnungsverhalten von Bauteilen schadfrei aufnehmen zu können. Ungewollte Fugen entstehen, falls eigentlich monolithisch bemessene Bauteile nicht als Eingussystem (aus einem Guss) hergestellt werden können. Generell wären diese Fugen bemessungsrelevant. Falls in kurzer zeitlicher Abfolge Beton lagen- bzw. abschnittsweise eingebracht werden kann und durch das Verdichten der Lagen bzw. der Abschnitte die Betone homogenisiert werden können, wird von einer Betonage „frisch in frisch“ gesprochen. Es wird im Allgemeinen davon ausgegangen, dass das Durchstoßen der Schütffuge zwischen den unterschiedlich alten Betonen zu einer homogenen Vermischung der beiden Betone führt (vgl. (VDZ 2002)). Die Abbildung 4.1 stellt die Vermischung des Alt- mit dem Neubeton im Bereich der Schütffuge schematisch dar. Wegen der zeitlichen Abfolge der Betonage wird zwischen Alt- und Neubeton unterschieden.

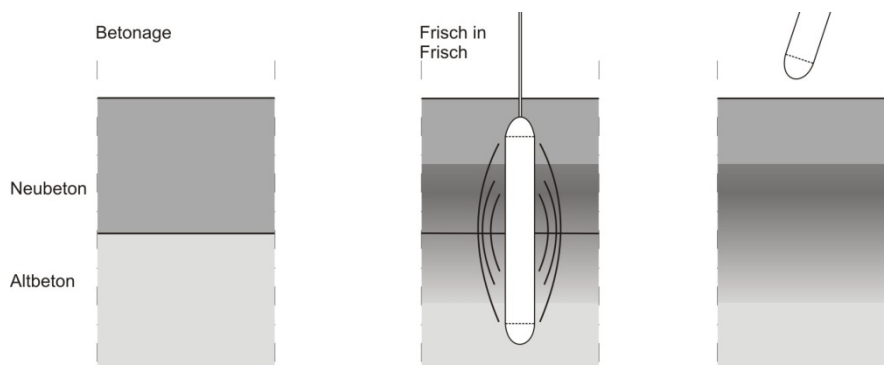


Abbildung 4.1: Betonage "frisch in frisch"

Zeitlich wird die Betonage „frisch in frisch“ durch den Erhärtungsbeginn des Altbetons begrenzt. Dieser wird z. B. durch sich nicht mehr schließende Rüttelgassen gekennzeichnet, da mit beginnender Erhärtung der Beton an Tragfähigkeit gewinnt. Eine Vermischung der Betone ist somit nicht mehr möglich (vgl. Abbildung 4.2)

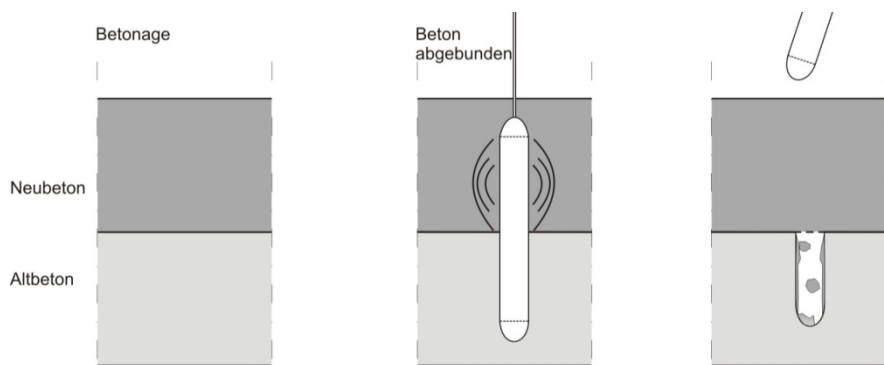


Abbildung 4.2: Betonage nach Erstarren des Altbetons

Der Betonquerschnitt kann nicht mehr „homogenisiert“ werden, zwischen Alt- und Neubeton liegt somit eine Fuge vor. Es stellt sich die Frage, ob die Adhäsionsfestigkeit zwischen Alt- und Neubeton der Zugfestigkeit der beiden Betone entspricht. Zudem entwickeln die beiden Betone durch den zeitlichen Versatz voneinander abweichende Materialparameter. In der Fuge treten daher neben den planmäßigen Einwirkungen somit zusätzliche ungewollte auf, für die die Fuge bemessen werden muss. Generell wird davon ausgegangen, dass mit wachsendem Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton die ungewollten Einwirkungen (z. B. durch wachsende Schwindunterschiede) zunehmen.

Üblicherweise wird die Problematik von Fugen zwischen unterschiedlich alten Betonen in der Regel nur bei sogenannten „Schubfugen“ als bemessungsrelevant angesehen. Als „Schubfugen“ werden Fugen bezeichnet, wenn längs der Bauteilachse nur Schubkräfte übertragen werden. Dies trifft beispielsweise (vgl. Abbildung 4.3) auf nachträglich ergänzte Platten- und Balkentragwerke zu.

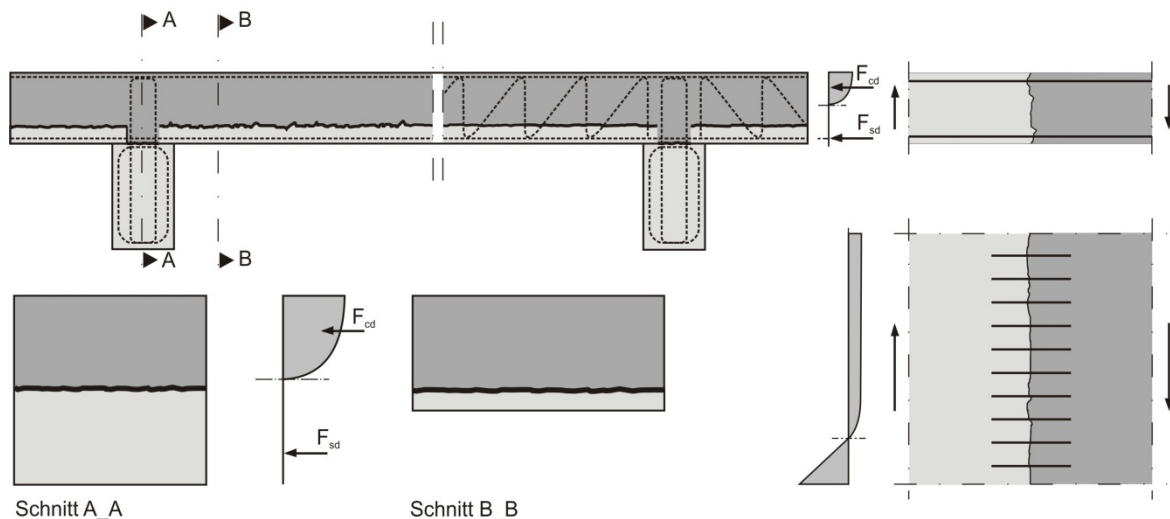


Abbildung 4.3: Ausgewählte Verbundbauteile

Schubkräfte sind jedoch nur Rechenwerte, die der Vereinfachung der Bemessung dienen. Auch entlang der sogenannten Schubfugen treten veränderliche (Haupt-) Zug- und Druckspannungen auf, die für das Versagen der Verbundquerschnitte maßgeblich sind. Diese Arbeit ist daher auf Fugen, deren Tragwiderstand vor allem auf der Zug- bzw. der Verbundfestigkeit, dem sogenannten „Adhäsionstraganteil“ zwischen Alt- und Neubeton beruht, anwendbar.

4.2 Ausgangssituation und Motivation

Die Motivation zu dieser Forschungsarbeit gründet auf der Tatsache, dass der Verbund zwischen Betonen unterschiedlichen Alters in der Baupraxis eine immer wichtigere Rolle spielt. In diesem Sinne sind nicht nur „klassische“ Verbundfugen zwischen Fertigteil und Ergänzungsbeton von Bedeutung, sondern jede Fuge bei der nicht „frisch in frisch“ betoniert wird.

Angesichts des steigenden Vorfertigungsgrades und des erhöhten Ertüchtigungsbedarfs (Bauen im Bestand) gewinnen nachträglich ergänzte Bauteile immer mehr an Bedeutung, da durch Vorfertigung die Bauzeit beschleunigt werden kann. Auch vor dem Hintergrund der sich verknappenden Ressourcen und in Hinblick auf ökologische und energieeffiziente Gebäude bieten zum Beispiel Betonerhöhungen Vorteile, indem Bestandsbauwerke hinsichtlich Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit ertüchtigt werden können. Die wirtschaftliche Bedeutung der Instandsetzung bzw. der Ertüchtigung von Betonbauwerken hat in den letzten Jahren stetig zugenommen. Europaweit sind etwa 55 % des Bauvolumens den Erhaltungs- und Erneuerungsbauten zuzuordnen. Das Bauvolumen des Bauhauptgewerbes betrug im Jahr 2007 ca. 51 Mrd. € (Bundesamt) und verdeutlicht das erhebliche wirtschaftliche Potenzial der Optimierung des Beton-Beton-Verbundes.

Die Abbildung 4.4 stellt prinzipiell das Versagen einer Schubverbundfuge dar, indem die Fugenufer zueinander, also der Neubeton gegenüber dem Altbeton, verschoben werden.

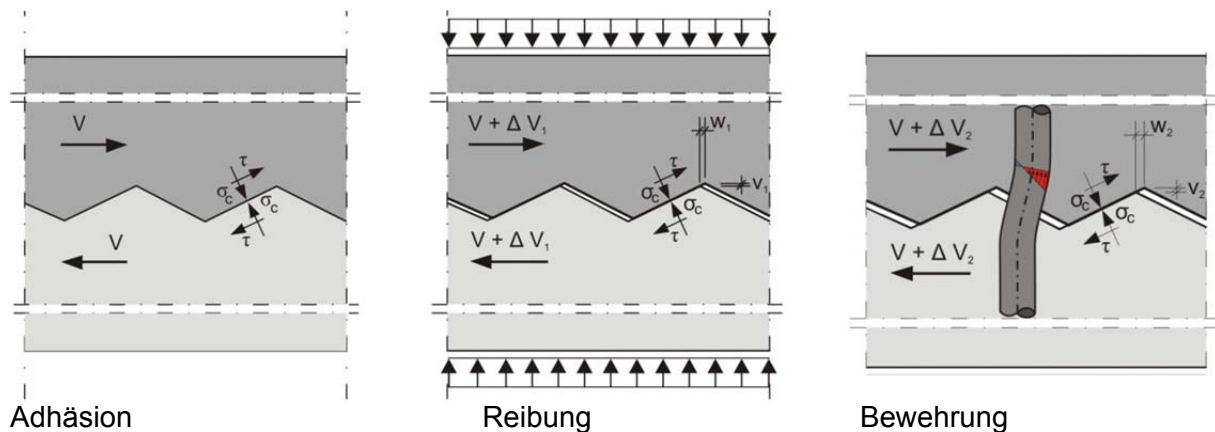


Abbildung 4.4: Versagensschema der Fuge bei zunehmender Fugenverschiebung
Links: Adhäsionstragwiderstand
Mitte: Reibungstragwiderstand
Rechts: Bewehrungstragwiderstand

Im Sinne einer nachhaltigen Verbundfuge wäre ein Verformungszustand, wie in Abbildung 4.4 Links dargestellt, erstrebenswert, da hier starrer Verbund bei geschlossenem Betongefüge vorliegt. Die Vorteile rissfreier Fugen hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit gegenüber dem nachgiebigen Verbund (vgl. Abbildung 4.4 Mitte und rechts) sind bekannt. Zudem kann auf Verbundbewehrung verzichtet werden. Reiner Beton-Beton-Verbund (Haftverbund, Adhäsion) wäre demnach als Idealzustand anzusehen, da das Verbundbauteil einem „quasi monolithischen“ Bauteil entsprechen würde.

Ein quasi monolithisches Verbundbauteil unterscheidet sich vom monolithischen vor allem durch unausweichliche Unterschiede der Materialparameter zwischen Alt- und Neubeton (bzw. Grund- und Ergänzungsbeton). Die Unterschiede sind einerseits auf den Altersunterschied der Betone zurückzuführen, falls für Alt- und Neubeton gleiche Betonrezepturen gewählt wurden. Andererseits können unterschiedliche Betonrezepturen für Alt- und Neubeton gewählt werden. Neben der planmäßigen Beanspruchung des

Querschnitts wird der Verbundquerschnitt im Vergleich zum monolithischen Querschnitt durch zusätzliche Zwängungen beansprucht.

Zugbeanspruchter, unbewehrter Beton versagt in der Regel spröde. Das Schubtragverhalten des Beton-Beton-Verbundes (Adhäsionstraganteil) entspricht dem. Der Schub- bzw. Zugtraganteil nimmt beim Überschreiten der aufnehmbaren Grenzdehnung durch Rissöffnung schlagartig ab (vgl. Abbildung 4.5).

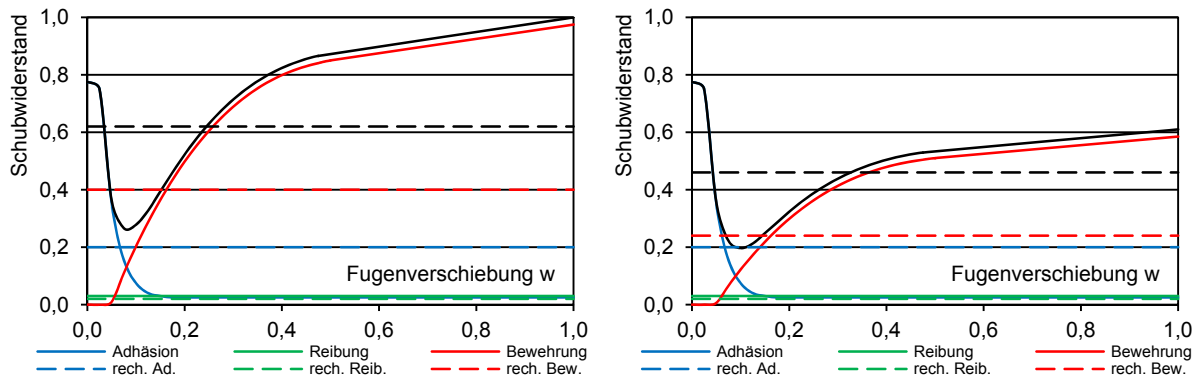


Abbildung 4.5: Entwicklung der Einzeltraganteile bei fortschreitender Fugenverschiebung;
gestrichelte Verläufe: rechnerische Traganteile (nach Gl. 4.1)
durchgezogene Verläufe: tatsächliche Traganteile (schematisch)
schwarze Verläufe: Addition der jeweiligen Traganteile
Links: duktiles Bauteilverhalten, $\tau_{Bew} \geq \tau_{Adhäsion}$
Rechts: kein duktiles Bauteilverhalten, $\tau_{Bew} < \tau_{Adhäsion}$

Im Gegensatz dazu kann der Bewehrungstraganteil ein duktileres Bauteilverhalten gewährleisten (vgl. Abbildung 4.5), falls der maximale Bewehrungstraganteil der Fuge größer ist als der maximale Adhäsionstraganteil. Es ergibt sich zwar mit fortschreitender Fugenverschiebung ein lokales Tragwiderstandsminimum, da hier die Verformung der Fuge noch nicht ausreicht um den maximalen Bewehrungstraganteil zu aktivieren. Mit weiterer Fugenverschiebung wird der maximale Bauteilwiderstand jedoch erreicht (vgl. Abbildung 4.5 Links).

Sind die Bewehrungsgrade der Fuge zu klein, dann ist der tatsächliche Adhäsionstraganteil eventuell größer als der maximal mögliche Bewehrungstraganteil der Fuge. Dies bedeutet dass die Fuge nach Überwinden des Adhäsionstraganteils spröde versagt (vgl. Abbildung 4.5 Rechts). (Randl 1997) stellt zum Beispiel fest, dass bei Bewehrungsgraden unter 0,2 % der Kohäsionsanteil (Anmerkung: Adhäsionswiderstand im Sinne dieser Arbeit) maßgebend ist. Ein Bewehrungsgrad von 0,2 % entspricht dabei einer flächigen Verbundbewehrung mit einem Durchmesser von 10 mm, im Abstand von 20 cm zueinander. Um ein durchweg duktileres Versagen von Beton-Beton-Verbundfugen sicherzustellen, müsste in Analogie zur Robustheitsbewehrung nach (DIN 1045-1:2008-08) auch eine Schub- bzw. Zugrobustheitsbewehrung berücksichtigt werden, die die volle Zug- bzw. Schubfestigkeit des Beton-Beton-Verbundes abdeckt. Aus dieser Überlegung ergäben sich jedoch sehr hohe erforderliche Bewehrungsgrade, die aus baupraktischer und wirtschaftlicher Sicht nicht zu vertreten wären. Auch vor dem Hintergrund, dass für monolithische Bauteile ebenfalls keine

Einleitung

entsprechende „Schubsicherung“ erforderlich ist, besteht die Motivation der Arbeit darin, den Beton-Beton-Verbund möglichst robust zu gestalten, damit das Verbundbauwerk einem quasi monolithischen entspricht.

In Abbildung 4.5 sind neben der tatsächlichen, verformungsabhängigen Entwicklung der einzelnen Traganteile die rechnerischen Traganteile (nach Gl. 4.1) dargestellt.

$$v_{Rdj} = (\eta_1 \cdot c_j \cdot f_{ctd} - \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b + v_{Rdj, sy} \leq v_{Rdj, max} \quad \text{DIN 1045-1 (84)}$$

$$v_{Rdj, sy} = a_s \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{DIN 1045-1 (85)}$$

$$v_{Rdj, max} = 0,5 \cdot \eta_1 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b \quad \text{DIN 1045-1 (86)}$$

$$v_{Rdj} = \eta_1 \cdot c_j \cdot f_{ctd} \cdot b - \mu \cdot \sigma_{Nd} \cdot b + a_s \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{Gl. 4.1}$$

mit:	v_{Rdj}	Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft
	$v_{Rdj, sy}$	Bemessungswert der durch Bewehrung aufnehmbaren Schubkraft
	$v_{Rdj, max}$	Bemessungswert der maximal aufnehmbaren Schubkraft
	c_j	Rauigkeitsbeiwert für Adhäsionstraganteil
	f_{ctd}	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
	μ	Rauigkeitsbeiwert für Reibtragsanteil
	σ_{Nd}	Bemessungswert der Normalkraft senkrecht zur Fuge
	b	Breite der Kontaktfläche
	a_s	Querschnitt der kreuzenden Bewehrung
	α	Winkel der kreuzenden Bewehrung
	v	Rauigkeitsbeiwert zur Abminderung der Betondruckfestigkeit

Das aktuelle Bemessungskonzept nach (DIN 1045-1:2008-08) geht im Falle der Verbundfugen von kleinen Verformungen aus, weshalb nicht zwischen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit unterschieden werden kann. Daher erschien die Addition der einzelnen Traganteile zur Berechnung des aufnehmbaren Schubwiderstandes als gerechtfertigt. Die Konsequenz des additiven Ansatzes ist jedoch, dass nicht die Maxima der einzelnen Traganteile superponiert werden, sondern lediglich Bruchteile davon, da die Maxima bei unterschiedlichen Verformungszuständen erreicht werden. Neben der Menge und Lage der die Fuge kreuzenden Bewehrung und der Zugfestigkeit der verwendeten Betone, wird der Schubwiderstand vor allem über die durch die Rauheit der Fuge bestimmten Parameter c_j und μ festgelegt (vgl. Gl. 4.1).

Um im Rahmen der Neufassung der DIN 1045-1:2008-08 die nationalen Parameter c_j und μ festzulegen wurde in (Zilch, Müller 2007), unter Variation der Parameter c_j und μ , das Verhältnis von experimentellen zu rechnerischen Schubtragfähigkeiten derart bestimmt, dass unter Ansatz des erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerts von 1,5 sichere Bemessungswerte ermittelt werden konnten. Die Abbildung 4.6 zeigt exemplarisch die Ergebnisse für glatte und für raue Fugen, wobei der erforderliche Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 (vgl. rote Linie in Abbildung 4.6) in der Regel überschritten wird.

Einleitung

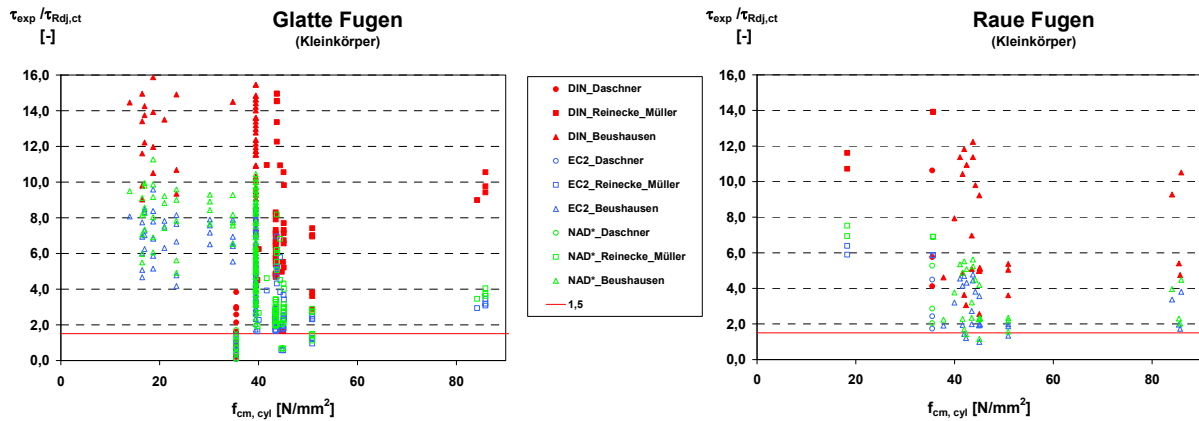


Abbildung 4.6: Festlegung der Parameter c und μ nach (Zilch, Müller 2007)

Auffallend ist die extreme Streuung der Verhältniszerte der experimentellen zur rechnerischen Schubfestigkeit von kleiner eins bis annähernd zwanzig. Die Verhältniszerte sind nicht mit Versuchsstreuungen zu erklären, weshalb bezweifelt wird, dass die Adhäsionsschubtragfähigkeit nur mit einem rechnerisch berücksichtigten, ausschließlich von der Rauheit abhängigen Parameter beschrieben werden kann.

Nach Studium der Versuchsbedingungen und sonstiger Einflüsse auf die Verhältniszerte wird deutlich, dass die Streuungen durch weitere Faktoren erklärbar werden. Unter anderem kamen die experimentellen Ergebnisse unter stark unterschiedlichen

- Verhältnissen der Druckfestigkeiten des Alt- und Neubetons,
- Aufrauungsmethoden und
- durch ein unterschiedliches Schwindmaß des Neubetons

zustande. Zudem besteht genereller Konsens, dass der Beton-Beton-Verbund durch eine Vielzahl weiterer Faktoren bestimmt wird. Bisher wurden vor allem die Einflüsse der Festbetoneigenschaften (Betondruckfestigkeit, Schwindmaß, usw.) als maßgeblich erachtet. Aktuelle Forschungsarbeiten (z. B. (Müller 2008)) zeigen, dass die Tragfähigkeit des Beton-Beton-Verbundes auch durch Frischbetoneigenschaften beeinflusst wird. Einflüsse auf Beton-Beton-Verbund können in diesem Zusammenhang demnach auf drei Parametergruppen verteilt werden:

- die Eigenschaften des Altbetons,
- die Eigenschaften des Neubetons und
- die Verbundbedingungen (Rauheit, usw.).

Die Abbildung 4.7 soll diese systematisch verdeutlichen, wobei die Einflussfaktoren nicht vollständig dargestellt werden können. Weitere Verästelungen dieser Netzstruktur bzw. zusätzliche Abhängigkeiten sind nicht ausgeschlossen.

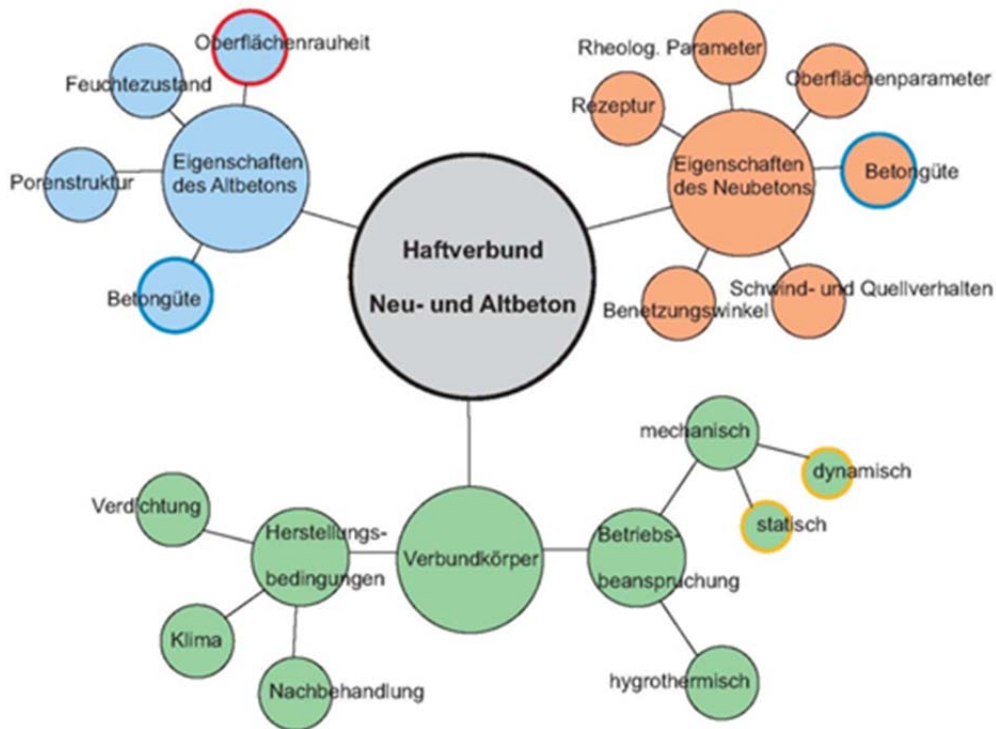


Abbildung 4.7: Prinzipielle Einflüsse auf den Beton-Beton-Verbund

4.3 Zielsetzung und Abgrenzung der Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit soll daher aufgeklärt werden, ob neben den momentan in der Bemessungspraxis berücksichtigten Parametern (Rauheit, Betonzugfestigkeit) weitere bemessungsrelevante Faktoren existieren. Und in Folge dessen, ob durch die Berücksichtigung weiterer Faktoren die Bemessung von Beton-Beton-Verbundfugen wirtschaftlicher gestaltet werden kann.

Ein Ansatzpunkt hierfür ergab sich aus der Arbeit von (Müller 2008), der einen positiven Einfluss von Fließmitteln im Neubeton auf den Beton-Beton-Verbund ableiten konnte. Als Grundlage für diese Arbeit diente daher das von der Deutschen Forschungsgemeinschaft finanzierte Forschungsvorhaben „Grundlagenuntersuchungen zum Einfluss von Fließmitteln im Ergänzungsbeton auf die Verbundfestigkeit bei nachträglich ergänzten Bauteilen“ (vgl. (Plank, de Reese 2011), (Zilch, Lenz 2011)), das in Kooperation mit dem Lehrstuhl für Bauchemie der Technischen Universität München durchgeführt wurde. Neben den auf makroskopischer Ebene gewonnenen Erkenntnissen von (Müller 2008), konnte somit auch auf Forschungsergebnisse von (Hirsch 2004) aufgebaut werden, die auf mikroskopischer Ebene gewonnen wurden. Er konnte u.a. nachweisen, dass Kristallisationsvorgänge bei der Hydratation von Zement durch den Einsatz von verschiedenartigen Fließmitteln gezielt beeinflusst werden.

Im Grunde sollen durch Variation der wichtigsten Frisch- und Festbetoneigenschaften vor allem des Neubetons und der Oberflächeneigenschaften des Altbetons die maßgeblichen

Einleitung

Parameter identifiziert werden. Nach Identifikation der Parameter werden diese hinsichtlich ihres Einflusses auf den Beton-Beton-Verbund dahingehend gewertet, ob sie in einen erweiterten Bemessungsansatz berücksichtigt werden können.

Die Zielvorstellung eines erweiterten Bemessungsansatzes ist, eine wirtschaftlichere und mechanisch sinnvollere Bemessung von Beton-Beton-Verbundfugen zu ermöglichen. Dies soll dabei nicht zu Lasten der Einfachheit der rechnerischen Nachweise bzw. zu Lasten der Bauausführung ermöglicht werden. Dem auszuarbeitenden Bemessungsvorschlag sowie der Umsetzung in der Bauausführung liegt der Grundsatz der Einfachheit zu Grunde. Quasi monolithischer Verbund zwischen Alt- und Neubeton soll ausschließlich durch eine möglichst einfache Oberflächenvorbereitung des Altbetons, dem fachgerechten Einbau eines Neubetons – der hinsichtlich seiner Frisch- und Festbetoneigenschaften optimiert wurde – und einer angemessenen Nachbehandlung erreicht werden. Durch die Optimierung des Beton-Beton-Verbundes soll somit auch ein weitreichender Verzicht auf Verbundbewehrung erreicht werden.

Die Arbeit beschränkt sich dabei auf die Optimierung der Zugfestigkeit in der Beton-Beton-Fuge und der damit verbundenen Steigerung des Schubwiderstandes. Hinsichtlich der angestrebten Optimierung des Bemessungsansatzes wird daher vor allem der erste Traganteil des aktuellen Bemessungsansatzes (vgl. Gl. 4.1) betrachtet. Von zentraler Bedeutung sind hierbei folgende Fragestellungen:

Frage 1: Kann durch die Variation klassischer Frischbetoneigenschaften der Beton-Beton-Verbund beeinflusst werden?

Frage 2: Wie kommt eine hohe Adhäsionsverbundfestigkeit zwischen Alt- und Neubeton zustande?

Frage 3: Wie muss die Altbetonoberfläche beschaffen sein, um optimale Verbundbedingungen zu gewährleisten?

Frage 4: Können erforderliche Eigenschaften der Altbetonoberfläche quantitativ beschrieben werden?

Ein erweiterter Bemessungsansatz kann nur umgesetzt werden, falls zusätzliche Parameter quantifiziert werden können. Dies trifft vor allem auf die Eigenschaften des Altbetons zu, da z. B. Oberflächenparameter bisher eher qualitativ beschrieben wurden.

Auf Grund der formulierten Zielvorstellungen werden sogenannte Haftbrücken (Beschichtungen mit/ohne Einstreuung) im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachtet. Zwar kann durch Haftbrücken zum Teil eine hohe Verbundfestigkeit erreicht werden, jedoch sind sie wegen ihrer Komplexität (zwei Fugen statt einer, stark unterschiedliche Materialparameter) aus wirtschaftlicher und baupraktischer Sicht nicht zu empfehlen.

5 Bemessungspraxis

5.1 Normenentwicklung

Der folgende Abschnitt soll die aktuelle Bemessungspraxis vor dem Hintergrund der geschichtlichen Entwicklung der nationalen Norm darstellen. Hier wird vor allem auf die nationale Normenreihe DIN 1045 eingegangen, die aktuell von der internationalen Normenreihe EN 1992 abgelöst wird.

Erstmals wird das „Zusammenwirken von Fertigteilen und Ortbeton in Decken“ bzw. eine „Verbundbewehrung zwischen Fertigteilen und Ortbeton“ in (DN 1045:1972-01) geregelt. Durch diese Fassung der DIN 1045 wurde die Normenreihe DIN 4225 „Fertigteile aus Stahlbeton“ ersetzt

In der Ausgabe der DIN 4225:1944 wurden bereits Betonverbunddecken geregelt (vgl. Abbildung 5.1), wobei der „Überbeton“ nach Abbildung 5.1 nicht als statisch wirksam, sondern nur zur besseren Querverteilung der Lasten zu berücksichtigen war. Eine kraftschlüssige Verbindung von Fertigteilen und Ortbeton war nicht vorgesehen.

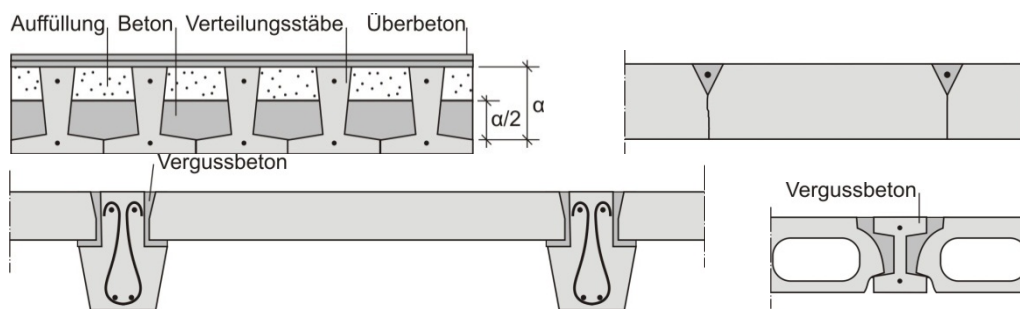


Abbildung 5.1: Nachträglich ergänzte Querschnitte nach (DIN 4225:1944)

Für Rippendecken aus Fertigteilen nach Abbildung 5.1 war für das Zusammenwirken von Balken und Platte der Anschluss der Druckflansche mit Bewehrung sicherzustellen. Zur Verteilung von Einzellasten war ein Überbeton anzuordnen. Wurden die Tragbalken nachträglich ergänzt, durfte bei ausreichender Unterstützung im Bauzustand der gesamte Querschnitt des Balkens beim Spannungsnachweis in Rechnung gestellt werden.

Generell galten die Regelungen nur für flächig verteilte, vorwiegend ruhende Lasten, wobei der Abstand der Stege auf 0,75 m begrenzt war. Diese „Verbunddecken“ durften nicht für Werkstatt- oder Fabrikgebäude eingesetzt werden. Zusätzlich bedurften die Decken einer „allgemeinen baupolizeilichen Zulassung“.

Gegenüber DIN 4225:1944 finden sich in der Ausgabe von 1951 (DIN 4225:1951-02) nur wenige Änderungen. Der zulässige Stegabstand wurde auf 1,25 m vergrößert. Zudem wird die Rippendecke mit Ortbetonergänzung behandelt, also eine aus heutiger Sicht klassische Schubfuge (vgl. Abbildung 5.2).

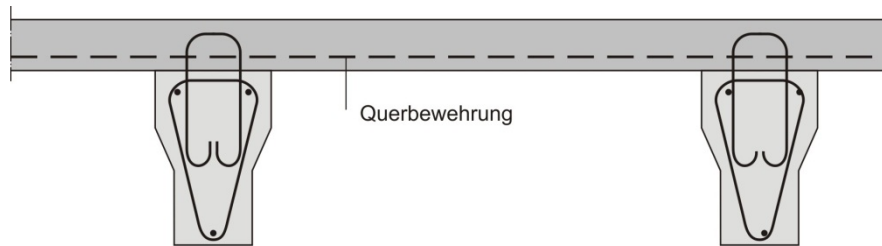


Abbildung 5.2: Nachträglich ergänzte Querschnitte nach (DIN 4225:1951-02)

Der Anschluss der Ortbetondruckplatte an den Balken war dabei statisch nachzuweisen und ausschließlich durch Bewehrung sicherzustellen. Zudem wurde gefordert, dass die Anschlussfuge „ausreichend rau“ sein muss. Eine genaue Definition der Begrifflichkeit „rau“ findet sich nicht in der Norm. Demgegenüber ergeben sich in der Ausgabe von 1960 (DIN 4225:1960-07) kaum Änderungen.

Im Gegensatz zur DIN 4225 erlaubt DIN 1045 (DN 1045:1972-01), unabhängig von der gewählten Bauart, nachträglich durch Ortbeton ergänzte Fertigteilquerschnitte als statisch wirksamen Gesamtquerschnitt zu betrachten. Voraussetzung hierfür ist der Nachweis der Schubtragfähigkeit und die Ausbildung rauer oder profilierter Fugenoberflächen und die Aufnahme der Schubkräfte durch Bewehrung. Der Rechenwert der einwirkenden Schubspannung τ_0 durfte dabei den Grenzwert τ_{02} nicht übersteigen. Wirken in Decken Fertigteile mit Ortbeton zusammen, ist eine verminderte Schubdeckung, mit Ausnahme von Fabriken oder Werkstätten, für vorwiegend ruhende Lasten und Verkehrslasten kleiner 500 kp/m^2 zulässig. Der zulässige Bereich für die verminderte Schubdeckung wurde jedoch auf 70 % der Grenzscherkraft des Schubbereichs 1 (vgl. Gl. 5.1), also erheblich gegenüber der Querkraftbemessung (vgl. Gl. 5.2) reduziert. Auf Verbundbewehrung konnte nicht verzichtet werden, diese war bügelartig auszuführen.

$$\tau = \frac{vorh \tau_0^2}{0,7 \cdot \tau_{01}} \geq 0,4 \cdot \tau_0 \quad \text{Gl. 5.1}$$

Verminderte Schubkraftdeckung beim Zusammenwirken von Fertigteilen und Ortbeton nach (DN 1045:1972-01), (DIN 1045:1978-12) und (DIN 1045:1988-07)

$$\tau = \frac{vorh \tau_0^2}{\tau_{02}} \geq 0,4 \cdot \tau_0 \quad \text{Gl. 5.2}$$

Verminderte Schubkraftdeckung - Querkraftbemessung nach (DN 1045:1972-01), (DIN 1045:1978-12) und (DIN 1045:1988-07)



Abbildung 5.3: Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht nach (DN 1045:1972-01), Verbundbewehrung ist nicht dargestellt

Während sich in den beiden nachfolgenden Ausgaben (DIN 1045:1978-12) und (DIN 1045:1988-07) keine entscheidenden Änderungen ergaben, wurde das rechnerische Zusammenwirken von Fertigteilen und Ortbeton durch das Heft 400 (DAfStb Heft 400) entscheidend präzisiert. Unter Einhaltung zusätzlicher Gesichtspunkte wurde eine wirtschaftlichere Verbundbemessung ermöglicht.

Bei vorwiegend ruhenden Lasten, rauher und nicht verschmutzter Fuge, konnte analog zur Schubbemessung für Schubspannungen von $\tau_{011} \leq \tau_0 \leq \tau_{02}$ generell eine verminderte Schubdeckung angesetzt werden. Die Verbundbewehrung entsprach damit der Schubbewehrung und überstieg diese nicht mehr. Hierbei wurde die Begrifflichkeit „rau“ erstmals genauer definiert. Eine raue Fuge konnte zum Beispiel durch das Einprägen einer definierten Rechenstruktur mit einer Furchentiefe von mehr als 3 mm und einem Furchenmindestabstand von weniger als 40 mm in die frische Fertigteilbetonoberfläche hergestellt werden. Falls alternativ die Zuschlagskörnung an der Fertigteilbetonoberfläche deutlich freigelegt war, galt die Fuge ebenfalls als rau.

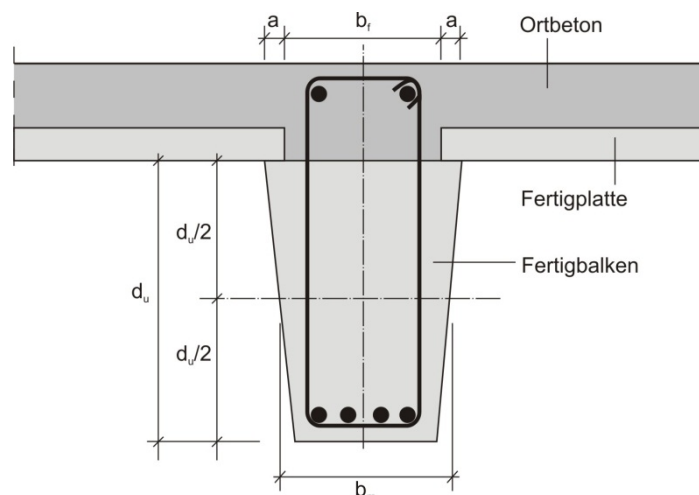


Abbildung 5.4: Fugen bei teilvorgefertigten Konstruktionen nach (DAfStb Heft 400)

Zudem wurden die für ergänzte Fertigbalken maximal zulässigen Schubspannungen auf den Schubbereich 3 ausgedehnt. Voraussetzung hierfür war die Herstellung einer definierten Zahnstruktur zwischen den Bügelschenkeln der Verbund- bzw. Schubbewehrung und volle Schubdeckung der Verbundbewehrung.

Noch weitgehender war die Möglichkeit, bei Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonerfüllung mit rauher Fugenoberfläche und vorwiegend ruhender Belastung vollständig auf die Verbundbewehrung zu verzichten. Diese Möglichkeit bestand, falls die rechnerische Schubspannung $\tau_0 \leq 0,5 \cdot \tau_{011}$ war und zusätzlich der Neubeton den Konsistenzklassen weich bis fließfähig entsprach.

Die Erweiterung des Einsatzbereiches und Optimierung der nachträglich ergänzten Querschnitte wurde vor allem durch die umfangreichen Forschungsarbeiten am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München ermöglicht.

Die Einführung des semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts im Rahmen der Neufassung der DIN 1045-1 (DIN 1045-1:2001-07) ist unter anderem auf die Harmonisierung der europäischen Normung zurückzuführen. Im Grunde wurden hiermit hinsichtlich der Bemessung von Schubfugen die Regelungen der CEB/FIP-Mustervorschrift „Model Code 1990“ (CEB-FIB Model Code 1990:) bzw. des EUROCODE 2 (EC2) (prEN 1992-1-1:2001-01) übernommen. Um im Rahmen der DIN 1045-1 (DIN 1045-1:2001-07) ein einheitliches Bemessungskonzept für schubbeanspruchte Bauteile zu bieten, wurde der additive Bemessungsansatz des Model Code bzw. des EC2 durch die Berücksichtigung des Druckstrebenwinkels in einen multiplikativen Ansatz überführt. Der maximale Tragwiderstand $v_{Ed,max}$ wurde durch Umstellen von (86) bzw. Gl. 5.7 erhalten.

Tabelle 5.1: Bemessungsansatz nach DIN 1045-1:2001 (DIN 1045-1:2001-07)

$$v_{Ed} = \frac{F_{cdj}}{F_{cd}} \cdot \frac{V_{Ed}}{z} \quad (83) \text{ bzw. Gl. 5.3}$$

$$F_{cd} = \frac{M_{Ed}}{z} \quad \text{Gl. 5.4}$$

$$v_{Rd,ct} = \left(0,042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{1/3} - \mu \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b \quad (84) \text{ bzw. Gl. 5.5}$$

$$v_{Rd,sy} = a_s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha - \mu \cdot \sigma_{Nd} \cdot b \quad (85) \text{ bzw. Gl. 5.6}$$

$$1 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 \cdot \mu - 1,4 \cdot \sigma_{cd}/f_{yd}}{1 - v_{Rd,ct}/v_{Ed}} \quad \begin{cases} \leq 3 \text{ für Normalbeton} \\ \leq 2 \text{ für Leichtbeton} \end{cases} \quad (86) \text{ bzw. Gl. 5.7}$$

mit:	V_{Ed}	Bemessungswert der Querkraft
	M_{Ed}	Bemessungswert des Moments
	v_{Ed}	Bemessungswert der Schubkraft je Längeneinheit
	F_{cdj}	Bemessungswert des über die Fuge zu übertragenden Längskraftanteils
	F_{cd}	Bemessungswert der Gurtlängskraft infolge Biegung
	$v_{Rd,ct}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft ohne Ansatz der Bewehrung
	η_1	1 für Normalbeton
	β_{ct}	Rauigkeitsbeiwert
	f_{ck}	Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
	μ	Reibungsbeiwert
	σ_{Nd}	Normalkraft senkrecht zur Fuge je Längeneinheit
	b	Breite der Kontaktfläche
	$v_{Rd,sy}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft unter Ansatz der Bewehrung
	a_s	Querschnitt der die Fuge kreuzenden Bewehrung
	f_{yd}	Streckgrenze der Bewehrung
	θ	Neigung der Betondruckstrebe
	α	Neigung der Bewehrung

Bemessungspraxis

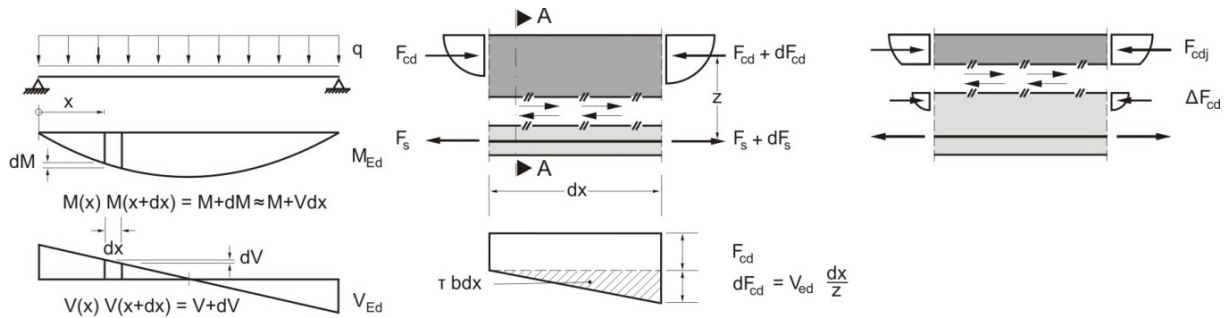


Abbildung 5.5: Kräfte am Verbundquerschnitt nach (Zilch, Zehetmaier 2010)

Gegenüber den vorhergehenden Regelungen in DIN 1045:1988-07 in Verbindung mit Heft 400 wird nun zwischen drei Traganteilen (Adhäsion, Reibung und Bewehrung) unterschieden, wobei diese neben der Betondruckfestigkeit und dem Bewehrungsgrad vor allem durch die Oberflächencharakteristik der Altbetonoberfläche bestimmt werden. Anhand überwiegend qualitativer Beurteilung werden die Altbetonoberflächen den Kategorien

- sehr glatt,
- glatt,
- rau und
- verzahnt

zugeordnet. In Abhängigkeit der vorhandenen Beanspruchung und der Ausbildung der Altbetonoberfläche konnte der Bemessungswiderstand der Fuge bestimmt werden. Bei entsprechender Belastung blieb freigestellt, ob zum Beispiel eine glatte bewehrte Fuge oder eine verzahnte unbewehrte Fuge ausgeführt wurde.

Mit Einführung der DIN 1045-1:2008-08 (DIN 1045-1:2008-08) wurde hinsichtlich der Fugenbemessung weiter zur Harmonisierung der Normen beigetragen, wobei das Nachweiskonzept des EC2 (EN 1992-1-1:2005-06) übernommen wurde. Der multiplikative Bemessungsansatz wurde dabei durch den additiven Bemessungsansatz ersetzt, wobei der maximale Tragwiderstand direkt bestimmt werden kann.

Tabelle 5.2: Bemessungsansatz nach DIN 1045-1:2008 (DIN 1045-1:2008-08)

$$v_{Ed} = \frac{F_{cdj}}{F_{cd}} \cdot \frac{V_{Ed}}{z} \quad \text{Gl. 5.8}$$

$$F_{cd} = \frac{M_{Ed}}{z} \quad \text{Gl. 5.9}$$

$$v_{Rdj} = (\eta_1 \cdot c_j \cdot f_{ctd} - \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b + v_{Rdj,sy} \leq v_{Rdj,max} \quad \text{Gl. 5.10}$$

$$v_{Rdj,sy} = a_s \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{Gl. 5.11}$$

$$v_{Rdj,max} = 0,5 \cdot \eta_1 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b \quad \text{Gl. 5.12}$$

mit:

V_{Ed}	Bemessungswert der Querkraft
M_{Ed}	Bemessungswert des Moments
v_{Ed}	Bemessungswert der Schubkraft je Längeneinheit
F_{cdj}	Bemessungswert des über die Fuge zu übertragenden Längskraftanteils
F_{cd}	Bemessungswert der Gurtlängskraft infolge Biegung
v_{Rdj}	Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft
η_1	1 für Normalbeton
c_j	Rauigkeitsbeiwert
f_{ctd}	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
μ	Reibungsbeiwert
σ_{Nd}	Normalkraft senkrecht zur Fuge je Längeneinheit
b	Breite der Kontaktfläche
$v_{Rdj,sy}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft unter Ansatz der Bewehrung
a_s	Querschnitt der die Fuge kreuzenden Bewehrung
f_{yd}	Streckgrenze der Bewehrung
α	Neigung der Bewehrung

Im Grunde entsprechen beide Nachweiskonzepte einander, jedoch ergeben sich durch die voneinander abweichenden Rauheitsdefinitionen unterschiedliche Bemessungsergebnisse. Ein direkter Vergleich der Normen ist deshalb nicht möglich. Bemessungsbeispiele bzw. detailliertere Angaben zu den Abweichungen können (Zilch, Müller 2007) entnommen werden. Generell entspricht der Ansatz der DIN 1045-1:2008 dem Adhäsionswiderstandsniveau im Heft 400. Im Vergleich dazu lieferte die DIN 1045-1:2001 ungünstigere Werte (vgl. Abbildung 5.6).

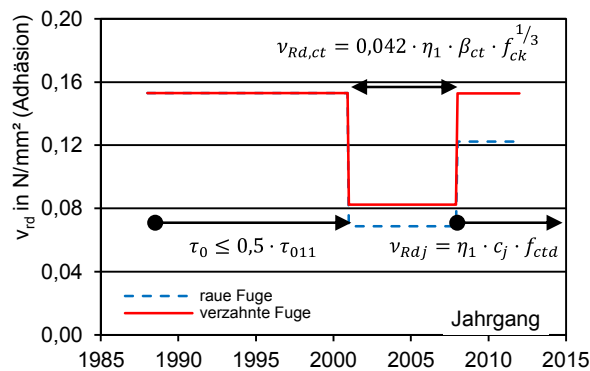


Abbildung 5.6: Normativ durch Adhäsion aufnehmbare Schubspannung für C35/45 gemäß DIN 1045

Mit der bauaufsichtlichen Einführung des EC2 in Deutschland wird DIN 1045-1:2008-08 voraussichtlich zum 01.07.2012 zurückgezogen. Im Rahmen der Erprobungsphase des

EC2 (vgl. (Breitschaft 2010)) wurde deutlich, dass zur nationalen Anwendung neben den national veränderbaren Parametern (national determined parameters - NDP), ergänzende nicht widersprechende Angaben (non-contradictory complementary information – NCI) nötig sind, um hinsichtlich der erforderlichen Sicherheiten aber auch hinsichtlich wirtschaftlicher Aspekte den nationalen Anforderungen zu genügen.

Tabelle 5.3: Bemessungsansatz nach EN 1992-1-1 (EN 1992-1-1:2005-06)

EN, DIN EN	$v_{Edi} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{z \cdot b_i}$ mit $\beta = \frac{F_{cdj}}{F_{cd}}$	Gl. 5.13
EN	$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$	Gl. 5.14
DIN EN	$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$	Gl. 5.15
EN, DIN EN	$\rho = \frac{A_s}{A_i}$	Gl. 5.16
EN	$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$	Gl. 5.17
DIN EN	v in Abhängigkeit der Fugenrauheit	Gl. 5.18
mit:	V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft	
	v_{Edi} Bemessungswert der Schubspannung je Längeneinheit	
	β das Verhältnis der Normalkraft in der Betongergänzung und der Gesamtnormalkraft in der Druck- bzw. Zugzone im betrachteten Querschnitt	
	z Hebelarm des zusammengesetzten Querschnitts	
	b_i die Breite der Fuge	
	c Rauigkeitsbeiwert	
	f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit	
	μ Reibungsbeiwert	
	σ_n Normalkraft senkrecht zur Fuge je Längeneinheit	
	A_s Querschnitt der die Fuge kreuzenden Bewehrung	
	f_{yd} Streckgrenze der Bewehrung	
	α Neigung der Bewehrung $45 \leq \alpha \leq 90$	

Im Gegensatz zu DIN 1045-1 kann gemäß EC2 Bewehrung, die entgegen der Verformungsrichtung angeordnet ist (Druckdiagonalen), zur Verbundsicherung herangezogen werden. Dies kann nicht empfohlen werden, da eigene Versuchsergebnisse (Zilch et al. 02.2008) einen solchen Ansatz nicht rechtfertigen.

Seit Einführung von Heft 400 kann bei der Bemessung von nachträglich ergänzten Bauteilen ein Adhäsionstraganteil in Abhängigkeit der Betondruck- bzw. Betonzugfestigkeit berücksichtigt werden. Nach Heft 400 erfolgte dies anhand einer von der Betondruckfestigkeit abhängigen zulässigen Schubspannung τ_{01} ausschließlich für zumindest raue Fugen. In den beiden Ausgaben von DIN 1045-1 und im EC2 werden neben rauen auch glatte und verzahnte Fugen berücksichtigt. Die zulässige Schubspannung errechnet sich aus von der Rauheit abhängigen Faktoren und der Druck- bzw. Zugfestigkeit der verwendeten Betone. Die zulässigen Schubspannungsniveaus sind im Grunde, bis auf die Geltungsdauer der DIN 1045-1:2001, seit 1988 gleich.

5.2 Empfehlungen für die Fugenvorbereitung

In den aktuellen Normen finden sich wenige bzw. keine Vorgaben, wie Arbeitsfugen vorzubereiten sind. Generell wird in Anlehnung an DIN 1045:1988 für Arbeitsfugen gefordert, dass:

- für einen ausreichend festen und dichten Zusammenschluss der Betonschichten gesorgt wird,
- Verunreinigungen, Zementschlamm und nicht einwandfreier Beton vor dem Weiterbetonieren entfernt wird,
- trockener älterer Beton vor dem Anbetonieren mehrere Tage feucht zu halten ist, um das Schwindgefälle zwischen jungem und altem Beton gering zu halten und um weitgehend zu verhindern, dass dem jungen Beton Wasser entzogen wird,
- zum Zeitpunkt des Anbetonierens die Oberfläche des älteren Betons jedoch etwas abgetrocknet sein muss und
- das Temperaturgefälle zwischen altem und neuem Beton dadurch gering gehalten werden kann, dass der alte Beton warm gehalten oder der neue gekühlt eingebracht wird.

Wie auch die Beschreibung der Rauheit der Betonoberflächen sind diese Angaben qualitativ. Zudem fehlen Angaben wie ggf. die Traganteile zu vermindern sind, falls die Empfehlungen nicht eingehalten werden. Eine Qualitätssicherung auf dieser Grundlage ist nur bedingt möglich und mit großem Interpretationsspielraum verbunden, da keine quantifizierbaren Merkmale zur Verfügung gestellt werden.

5.3 Bewertung

Die in Abbildung 4.6 dokumentierten starken Streuungen der Verhältnismerte der experimentellen zu den rechnerischen Tragfähigkeiten sind auf die subjektive Auslegung der Bemessungsparameter und den nur bedingt mechanisch nachvollziehbaren (vgl. Abbildung 4.5) empirischen Charakter des Bemessungsansatzes zurückzuführen. Die momentan als richtig angesehenen Empfehlungen zur Fugenvorbereitung sind zum Teil veraltet, da Entwicklungen in der Betontechnologie nicht berücksichtigt wurden. Zudem ist mit den qualitativen Empfehlungen und der qualitativen Beschreibung der Oberflächen keine hinreichende Qualitätssicherung möglich.

Ein zukünftiger Bemessungsansatz sollte möglichst mechanisch sinnvoll sein, um unsinnige Bemessungsergebnisse auszuschließen. Falls die Qualität der Fugenvorbereitung Einfluss auf den Tragwiderstand hat, sollte dies normativ durch z. B. Abminderungs- bzw. Erhöhungsfaktoren berücksichtigt werden.

6 Stand der Forschung

6.1 Vorbemerkung

Im Folgenden soll der „Stand der Forschung“ hinsichtlich nachträglich ergänzter Schubfugen kurz dargestellt werden. Bewusst wird an dieser Stelle auf eine umfangreiche Darstellung verzichtet, da diese Arbeit auf den Erkenntnissen der thematisch vorangehenden Arbeiten von (Reinecke 2004) und (Müller 2008) aufbaut. Anhand der Grundzüge einiger grundlegender Forschungsarbeiten soll erläutert werden, aus welchen Ansätzen heraus sich die momentanen Modellvorstellungen zum Verbundtragverhalten entwickelt haben, um dann im speziellen die für das Adhäsionstragverhalten maßgebenden Mechanismen genauer zu beleuchten.

6.2 Mechanismen des Schub-Zug-Tragverhaltens

Es besteht eine grundsätzliche Übereinstimmung, dass sich die Schubkraftübertragung über Fugen hinweg aus mehreren Traganteilen zusammensetzt. Im Wesentlichen lassen sich die Traganteile auf:

- den Adhäsionstraganteil (Haftverbundtraganteil, der logischerweise auch den Kohäsionsverbundtraganteil enthält),
- den Kornverzahnungstraganteil,
- den Reibungstraganteil und
- den Bewehrungstraganteil

reduzieren. Die Problematik besteht vor allem darin, dass die verschiedenen Traganteile direkt aber auch indirekt abhängig von der Fugenverschiebung bzw. von der Belastungssituation sind. Hinzu kommt, dass nur ein Teil der Traganteile ein elastisches bzw. elastisch-plastisches Tragverhalten aufweist. Relative Verformungen der Fugenufer zueinander sind nur dann reversibel, falls sämtliche Traganteile entsprechend der Belastung noch ein elastisches Materialverhalten aufweisen.

Erste Ansätze zur Entwicklung des heute gebräuchlichen additiven Bemessungsansatzes lieferten Rüschi und Zelger (Zelger, Rüschi), indem sie die Grenzschubkraft einer unbewehrten Fuge entsprechend der Coulomb'schen Reibungshypothesen nach Gl. 6.1 bestimmten.

$$\tau_j = \tau_{ad} - \mu \cdot \sigma_j \quad \text{Gl. 6.1}$$

mit:	τ_j	Ertragbare Schubspannung beim spröden Bruch
	τ_{ad}	Haftwiderstand
	μ	Reibungsbeiwert
	σ_j	Fugennormaldruckspannung

Für Einwirkungen kleiner als τ_j ergibt sich ein quasi rein elastisches Tragverhalten, wodurch eine eventuelle Verbundbewehrung nur in geringem Maße zum Lastabtrag beitragen kann.

Nach dem einmaligen Überwinden des Haftverbundes stellt sich eine Bruchfläche ein. Die Geometrie der Bruchfläche hängt dabei von verschiedenen Faktoren (Zuschlagsfestigkeit, Zuschlagsform, Betondruckfestigkeit usw.) ab. Die Bruchgeometrie kann eine Verzahnung der beiden Bruchufer ermöglichen.

(Birkland, Birkeland 1966) und (Mast 1968) entwickelten aus einer abstrahierten Verzahnung (Sägezahnmodell, vgl. Abbildung 6.1) die sogenannte Schubreibungstheorie. Durch die Neigung der Zahnflanken zur Horizontalen und eine Normalkraft senkrecht zur Fuge ergibt sich eine horizontale Kraftkomponente (vgl. Gl. 6.2), die auch als Reibkraft interpretiert werden kann.

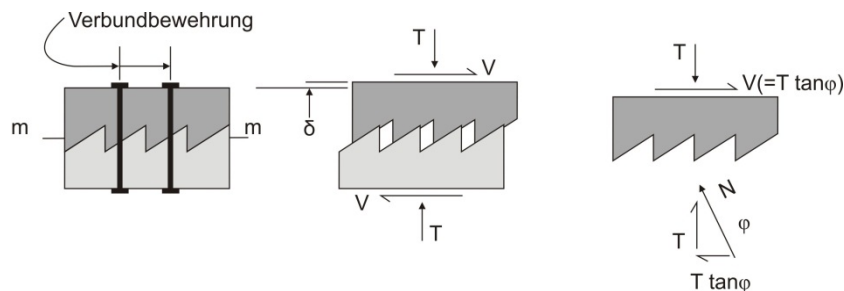


Abbildung 6.1: Modell zur Schubreibungstheorie nach (Birkland, Birkeland 1966)

$$V = \mu \cdot T \text{ bzw. } V = T \cdot \tan\varphi$$

Gl. 6.2

Die Normalkraft senkrecht zur Fuge kann dabei eine äußere Kraft sein, aber auch durch Verbundbewehrung hervorgerufen werden. Mit der Fugenverschiebung stellt sich auch eine Fugenöffnung δ ein. Mit der Fugenöffnung wird die Verbundbewehrung gedehnt und somit eine Fugennormalkraft hervorgerufen, die im Gleichgewicht zur über die Zahnflanke übertragbaren Kraft steht. Generell wurde davon ausgegangen, dass bei ausreichender Rauheit die Verbundmittel vornehmlich auf Zug belastet werden und daher als Klemmwirkung die volle Fließlast des Bewehrungsstahls angenommen werden darf.

Ein erster Sachstandsbericht zur Bemessung von nachträglich ergänzten Querschnitten stellt der Guide for good Practice (FIP 1982) dar. Die Angaben zur Fugenbemessung sind vor allem auf Forschungsarbeiten zum Swedish Standard SIS zurückzuführen. Für die Bemessung der Schubfugen wird ein additiver Bemessungsansatz (vgl. Gl. 6.3) vorgestellt, wobei ein Bewehrungs- und ein Adhäsionstraganteil berücksichtigt werden, deren Größe von der Rauheitskategorie abhängt.

$$f_{vd} = \beta_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} + \beta_2 \cdot f_{td} \leq 0,25 \cdot f_{ck}$$

Gl. 6.3

mit:	f_{vd}	Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft
	ρ	Bewehrungsgrad
	f_{yd}	Streckgrenze der Bewehrung
	f_{td}	$f_{td} = 0,25 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
	β_1, β_2	Beiwerte in Abhängigkeit der Rauheitskategorie

Um die Rauheit von Oberflächen zu beurteilen, werden 10 Kategorien qualitativ benannt. Daneben wird ein Verfahren vorgestellt, wie die Rauheit der Betonoberflächen „quantitativ“

bestimmt werden kann. Neben der Rauheit der Altbetonoberfläche wird vor allem der enorme Einfluss

- der Aufrauungsmethode bzw. der Herstellung der Altbetonoberfläche,
- der Vorbereitung der Altbetonoberfläche vor Betonage,
- der Frischbetoneigenschaften in Abstimmung mit der Verdichtung,
- der Nachbehandlung,
- der Sauberkeit der Altbetonoberfläche und
- des Sättigungsgrades bzw. der Oberflächenfeuchte des Altbetons

dargestellt.

Auch (Ackermann, Burkhardt 1992) stellt einen Bemessungsansatz vor, indem die einzelnen Traganteile additiv, jedoch in Abhängigkeit von der Fugenverschiebung berücksichtigt werden. Dabei wird zwischen

- starrem $(0 \text{ mm} < w \leq 0,02 \text{ mm})$,
- quasi starrem $(0,02 \text{ mm} < w \leq 0,05 \text{ mm})$ und
- verschieblichem Verbund $(0,05 \text{ mm} < w)$

unterschieden. Die Superposition der einzelnen Traganteile wird nur für den jeweiligen Verformungszustand der Fuge erlaubt.

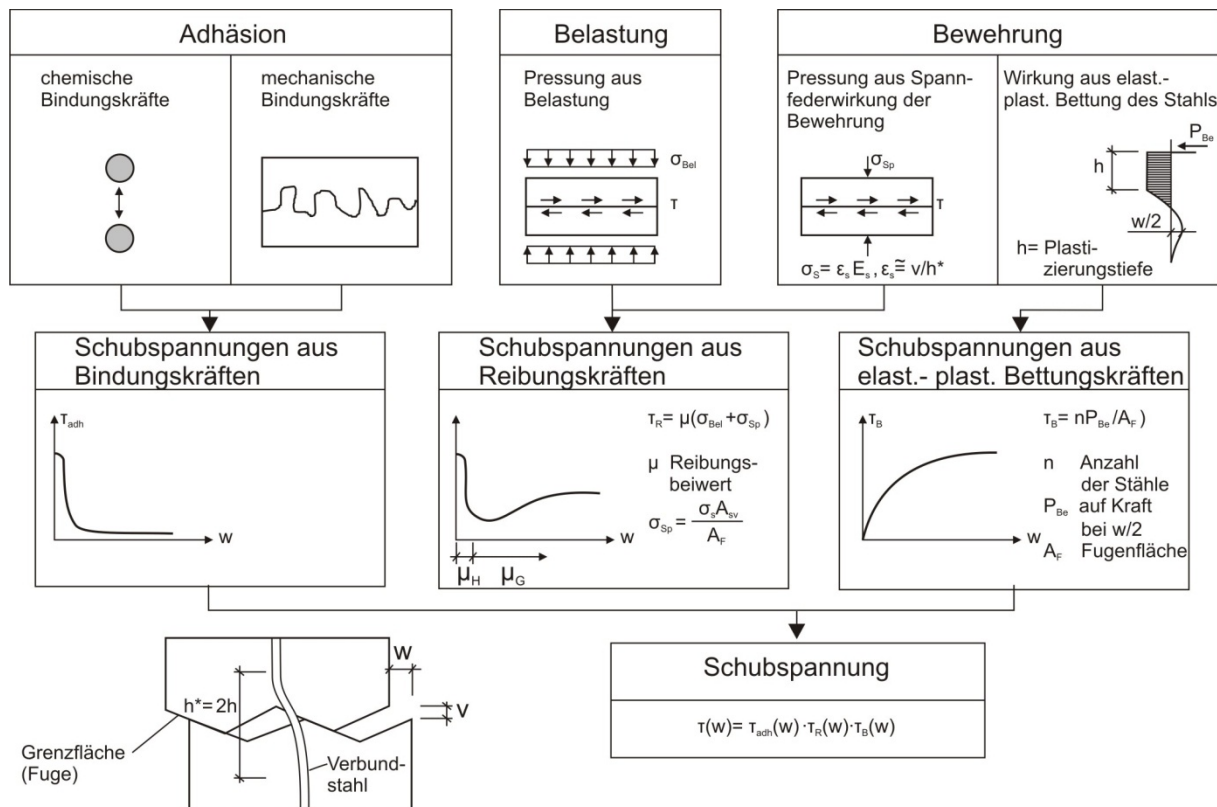


Abbildung 6.2: Schematische Darstellung der Tragmechanismen nach (Ackermann, Burkhardt 1992)

Basierend auf der von (Vintzeleou, Tassios 1985) (vgl. Gl. 6.4) beschriebenen Abhängigkeit der Fugenöffnung von der Fugenverschiebung stellt Ackermann einen auf Fugenverschiebungen aufbauenden Bemessungsansatz vor. Hinsichtlich des

Bewehrungstraganteils unterscheidet Ackermann zwischen „Dübelwirkung“ und „Spannfedereffekt“. In Analogie zum elastisch gebetteten Balken, unter Ansatz einer Momenten-Normalkraft-Interaktion, konnte der Tragwiderstand der Bewehrung in Abhängigkeit der Fugenverschiebung bestimmt werden. Anhand zulässiger Rissbreiten wird somit auch ein Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit möglich.

$$v = \alpha \cdot \sqrt[3]{w^2} \quad \text{Gl. 6.4}$$

mit: v Vertikale Fugenöffnung
 w Horizontale Fugenverschiebung
 α Faktor in Abhängigkeit der Fugenrauheit

Hinsichtlich der notwendigen Schubbewehrung schlägt Ackermann vor, den sich aus der jeweiligen Betonzugfestigkeit ergebenden Adhäsionstraganteil vollständig mit Bewehrung abzudecken, um ein duktileres Tragverhalten zu gewährleisten. Dem entsprechend ergeben sich hohe Mindestbewehrungsgrade.

Im Grunde verfolgt (Randl 1997) einen ähnlichen Ansatz. Im Gegensatz zu Ackermann verzichtet Randl jedoch auf die direkte Bestimmung des Tragwiderstandes für den jeweiligen Verformungszustand, indem er den maximalen Tragwiderstand von mechanisch möglichen Grenzzuständen bestimmt. Die durchgeführten Versuche bestätigten dabei die Annahme, dass die Verbundmittelnormalkraft ($\max N_d \neq A_s \cdot f_y$) nicht bis zur vollständigen Streckgrenze des Bewehrungsstahls ausgenutzt werden kann. Der Grund hierfür liegt in der Momenten-Normalkraft-Interaktion der Bewehrung. Die Rauheit der Fugenoberfläche bestimmt dabei das Verhältnis von Spannfedereffekt (\rightarrow Normalkräfte im Stab) zu Dübelwirkung (\rightarrow Biegemomente im Stab). Je rauer die Fuge, desto größer ist bei gleicher Fugenverschiebung die Fugenöffnung und somit die Stabnormalkraft.

Im Gegensatz zu Ackermann ist es nach dem Ansatz von Randl (vgl. Gl. 6.5) nicht mehr möglich, alle Traganteile mit ihren maximal möglichen Widerstand zu berücksichtigen, da unabhängig vom Verformungszustand alle Traganteile miteinander addiert werden. Eine Beschränkung der Rissbreite ist ebenfalls nicht vorgesehen.

$$\tau_{ud} = \frac{\tau_{uc}}{\gamma} + \left(\rho \cdot \kappa \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_s} + \frac{\sigma_n}{\gamma_F} \right) + \alpha \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{f_{cwk}}{\gamma_c}} \quad \text{Gl. 6.5}$$

mit: τ_{ud} Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft
 τ_{uc} Bemessungswert des „Kohäsionsanteils“
 ρ Bewehrungsgrad
 κ Rauheitsbeiwert
 f_{yd} Streckgrenze der Bewehrung
 σ_n Bemessungswert der Normalkraft senkrecht zur Fuge
 α Rauheitsbeiwert
 f_{cwk} Würfeldruckfestigkeit
 γ Teilsicherheitsbeiwert

Die weiteren Ausführungen behandeln im Schwerpunkt den Adhäsionstraganteil, da durch entsprechende Fugenvorbereitung und Neubetoneigenschaften (vgl. (Müller 2008)) quasi

monolithischer Verbund erreicht und somit ein monolithischen Bauteilen entsprechendes Tragverhalten sichergestellt werden kann.

6.3 Naturwissenschaftliche Aspekte der Adhäsion

Nach (Fiebrich 1987) können Adhäsionsphänomene entsprechend der derzeitig gängigen Modellvorstellungen auf:

- mechanische Verzahnungseffekte,
- physikalische Wirkungen und
- chemische Reaktionen

zurückgeführt werden. Um die Adhäsionsphänomene vollständig nachvollziehen zu können, ist die isolierte Betrachtung einzelner Aspekte nicht ausreichend, da jeder Anteil hinsichtlich der Adhäsion mit den anderen verknüpft ist.

Hinsichtlich der theoretischen realisierbaren Adhäsionsfestigkeit ergeben chemische Bindungen (bzw. Hauptvalenzkräfte) wie z. B.

- Ionenbindungen,
- polare Kovalenzbindungen und
- metallische Bindungen

die theoretisch größten Bindungskräfte (vgl. Abbildung 6.3). Echte chemische Verbindungen zwischen Alt- und Neubeton sind jedoch sehr unwahrscheinlich, es sei denn, es wird noch frisch in frisch betoniert, wobei CSH-Phasen über die frische Schütffuge hinweg wachsen könnten.

Kräfte		Bindung sennergie	theoretische Adhäsionsfestigkeit	technische Adäsionsfestigkeit	Betonzugfestigkeit f_{ctm}
		kJ/mol	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Neben valenz	permanente Dipol	≤ 20	200 - 1750	15 - 25	0 - 5
	induzierte Dipol	≤ 2	35 - 300		
	Dispersions	0,1 - 40	60 - 360		
	Wasserstoffbrückenbindung	≤ 50	500		
Haupt valenz	kovalente	60 - 700	17500	15 - 25	0 - 5
	metallische	110 - 260	5000		
	ionische	600 - 1000	30		

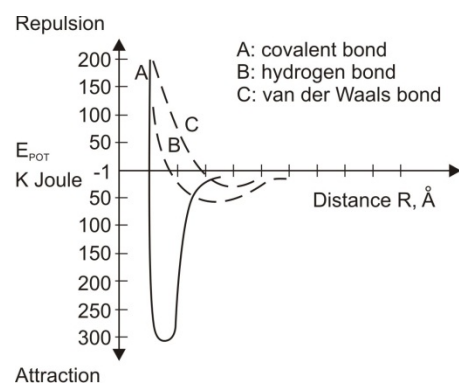


Abbildung 6.3: Links: Theoretische Adhäsionsfestigkeiten nach (Fiebrich 1987)
Rechts: Theoretische Adhäsionsfestigkeiten nach (Fiebrich 1994) in Abhängigkeit vom Abstand

Gegenüber den physikalischen Bindungen (Nebenvalenzkräfte) sind chemischen Bindungen etwa 100-mal stärker. Könnte nach Abschätzungen von (Reinecke 2004) im Vergleich zur physikalischen eine chemische Haftung von nur einem Prozent realisiert werden, dann könnte die Adhäsionskraft um 100 % gesteigert werden.

Die physikalischen Bindungskräfte sind auf molekular-physikalische Adhäsionsphänomene, also auf zwischenmolekulare Bindungskräfte durch gegenseitig orientierte elektrische Felder, sogenannte Van der Waals Kräfte zurückzuführen. Hierzu gehören unter anderem:

- Wasserstoffbrückenbindungen und
- Dipol-Dipol-Bindungen.

Hinsichtlich des Beton-Beton-Verbundes sind chemische Bindungen trotz ihres großen Potentials zu vernachlässigen. Das Hauptaugenmerk liegt daher vor allem auf den physikalischen Wirkungen und mechanischen Verhakungseffekten.

In Abbildung 6.4 ist die Kontaktfläche zwischen Zuschlag und Zementstein systematisch dargestellt. Nach (Rehm et al. 1977) ist in Abhängigkeit der Erhärtung des Betons zuerst ein Bruch in der Zwischenschicht und dann in der Kontaktschicht zu erwarten (vgl. Abbildung 6.4). Die Haftung der Kontaktschicht (wird vor allem aus Ettringitkristallen und Calciumhydroxid gebildet) auf der Zuschlagsoberfläche ist auf die Oberflächenenergie der Kontaktschicht zurückzuführen. Während sich diese mit der Zeit nicht mehr steigern lässt, wird die Zwischenschicht (senkrecht zur Kontaktschicht angeordnete $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Platten, die im Übergangsbereich und der Kontaktschicht verankert sind) durch Hydratationsprodukte weiter verdichtet, wodurch die Festigkeit weiter zunimmt. Der Bruch verlagert sich also von der Zwischenschicht in die Kontaktschicht.

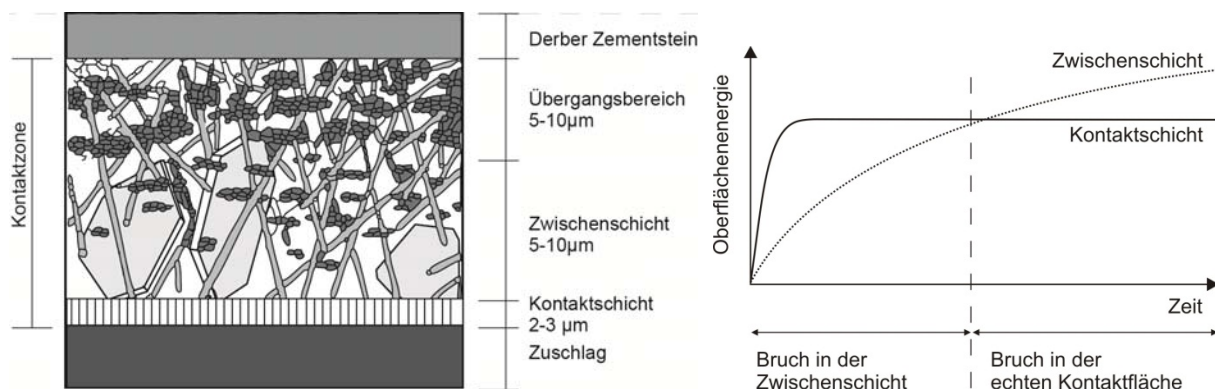


Abbildung 6.4: Struktur des Zementsteins in der Kontaktzone und relative Traganteile nach (Rehm et al. 1977)

Die Zwischenschicht versagt dabei im frühen Alter, indem die $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Platten aus der Kontaktschicht gerissen werden, wobei in der Kontaktschicht linienförmige Narben zurückbleiben. Durch die Verdichtung der Zwischenschicht, wachsen zunehmend weiter Hydratationsprodukte an die Kontaktschicht heran, wodurch die physikalische Bindung zwischen Zwischenschicht und Kontaktschicht verstärkt wird, mit der Folge, dass der Bruch in der Kontaktschicht selbst bzw. zwischen Kontaktschicht und Zuschlag erfolgt.

Die Haftung zwischen Zementstein und Zuschlag kann nach (Rehm et al. 1977) verbessert werden indem:

- die Zwischenschicht dichter ausgebildet wird, bzw.
- die Kontaktschicht eine höhere Affinität zum Zuschlag aufweist.

6.3.1 Benetzungsfähigkeit

Um mechanische Verhakungseffekte und physikalische Wechselwirkungen zu ermöglichen ist vor allem eine gute Benetzung des Absorbers, d. h. der Altbetonoberfläche notwendig. In Abhängigkeit der Oberflächenspannung des Festkörpers (Altbeton), der benetzenden Flüssigkeit (Neubeton) und der sich einstellenden Grenzflächenspannung kann der theoretische Randwinkel ϑ bestimmt werden. Eine komplette Benetzung findet nur bei einem Randwinkel $\vartheta = 0^\circ$ statt, keine Benetzung bei einem Randwinkel von $\vartheta = 180^\circ$. Dazwischen erfolgt nur eine unvollständige Benetzung (vgl. Abbildung 6.5).

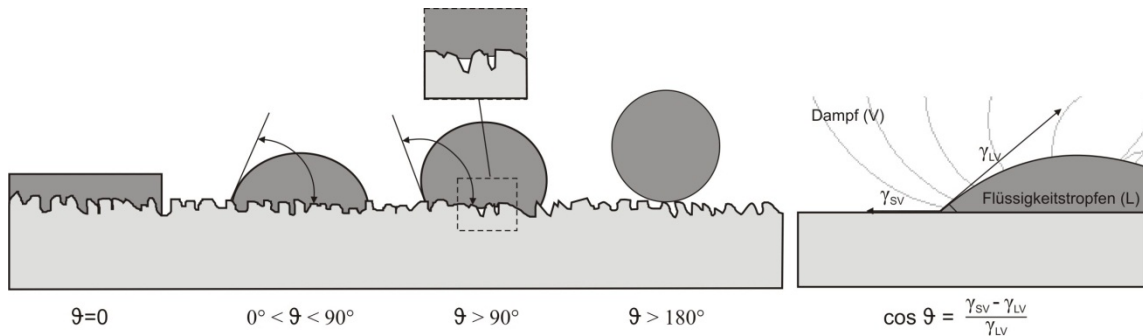


Abbildung 6.5: Links: Randwinkel zwischen Festkörper und Flüssigkeit nach (Reinecke 2004)
Rechts: Ober- und Grenzflächenenergien an der Dreiphasenlinie fest-flüssig-gasförmig nach (Fiebrich 1990)

Hinsichtlich der Benetzung ist offensichtlich ein möglichst kleiner Randwinkel erwünscht. Der Randwinkel ergibt sich vereinfacht aus Gl. 6.6.

$$\cos \vartheta = \frac{\gamma_{SV} - \gamma_{SL}}{\gamma_{LV}} \quad \text{Gl. 6.6}$$

mit:

- ϑ Randwinkel
- γ_{SV} Oberflächenenergie Festkörper - Dampf
- γ_{SL} Oberflächenenergie Flüssigkeit - Dampf
- γ_{LV} Grenzflächenenergie Festkörper - Flüssigkeit

Aus diesen Gesichtspunkten heraus erscheint es zunächst als konsequent, dass die Verwendung fließfähiger Neubetone mit vor allem geringer Oberflächenspannung zu einer besseren Benetzung, zu einer Vergrößerung der Kontaktfläche und damit zu einer Verbesserung des Haftverbundes führt. Zur Veranschaulichung wird hierfür meist die Abbildung 6.6 herangezogen (vgl. (Reinecke 2004), (Müller 2008)).

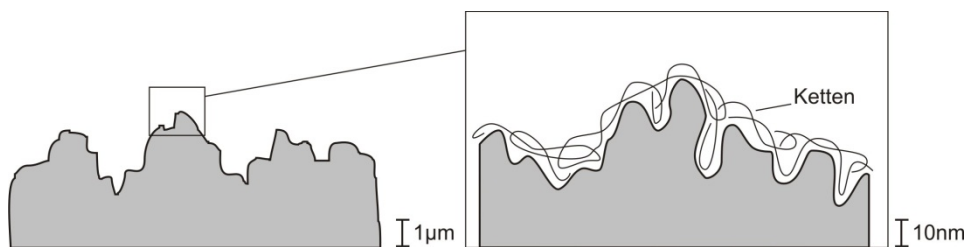


Abbildung 6.6: „Mechanische Verhakung“ nach (Fiebrich 1990)
Links: Festkörperoberfläche, Topografie mit technischer Rauheit definiert
Rechts: Festkörperoberfläche, submikroskopische Rauheit

Es wird davon ausgegangen, dass bei reduzierter Oberflächenspannung der Zementsuspension und bei gleicher Verdichtungsenergie eine bessere Grenzflächenbenetzung erzielt werden kann.

Vor diesem Hintergrund ist jedoch zwischen technischer, also messbarer Rauheit und submikroskopischer Rauheit zu unterscheiden. In Abbildung 6.6 sind submikroskopische Verzahnungseffekte dargestellt, die vor allem von der Molekülgröße des benetzenden Stoffes (hier: Makromoleküle von Epoxidharzen) abhängen. Sollen submikroskopische Verzahnungseffekte für Zementleime als benetzender Stoff betrachtet werden, dann muss auch die zu betrachtende Größenordnung der Verzahnungsmöglichkeiten angepasst werden. Die Partikelgrößenverteilungen von Zementen ergeben in der Regel im Mittel einen Lageparameter x' von 10,8 bis 24,8 μm (CEM I 52,5 bis 32,5, nach (VDZ 2000)). Durch die Zugabe von Wasser neigen die feinen Zementbestandteile zu Agglomerationen, die in der Zementsuspension vorherrschenden Partikelgrößen sind noch größer (vgl. (Müller 2008)). Die Abbildung 6.6 ist auf tatsächliche Größenordnungen zu skalieren (vgl. Abbildung 6.7). Submikroskopische Verzahnungseffekte sind daher nur durch Hydratationsprodukte, z. B. Ettringit möglich.

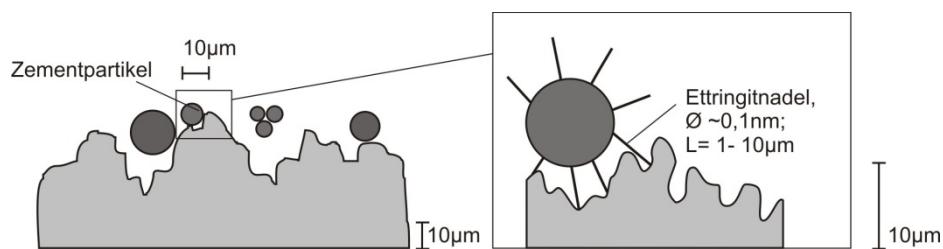


Abbildung 6.7: mögliche mechanische Verzahnung von Zementpartikeln

Es stellt sich daher die Frage, ob eine vollständige Benetzung durch eine geringe Oberflächenenergie der benetzenden Flüssigkeit nötig ist. Anhaltspunkte, dass eine geringe Oberflächenspannung – also ein kleiner Randwinkel – nicht unbedingt eine gute Haftzugfestigkeit liefert, kann (Fiebrich 1990) entnommen werden. Fiebrich untersuchte die Haftung von dünnen Beschichtungen (Harze) auf Beton. Wegen der physikalischen Gesetzmäßigkeiten sind die Ergebnisse auch auf die Haftung von Neu- auf Altbeton übertragbar.

Stand der Forschung

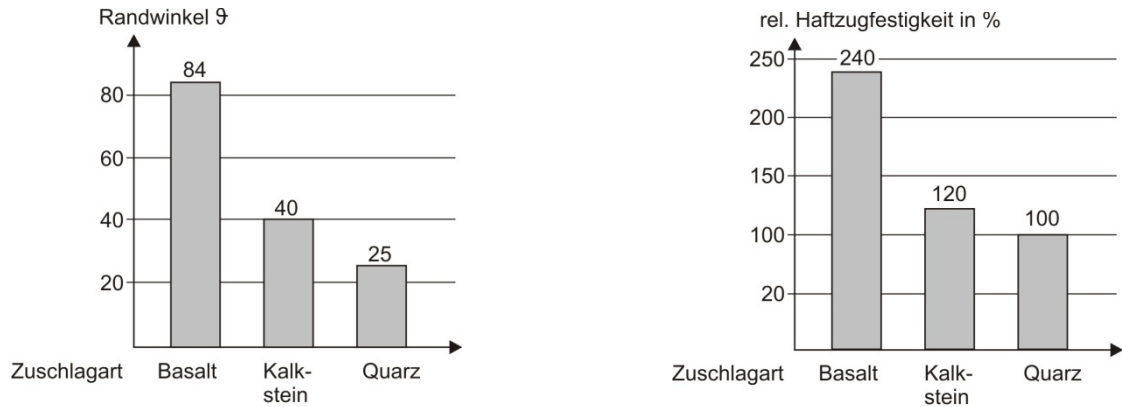


Abbildung 6.8: **Abhängigkeit Randwinkel zu Adhäsionsfestigkeit nach (Fiebrich 1990)**
Links: gemessene Randwinkel zwischen Zuschlag und Kunstharz
Rechts: relative Haftzugfestigkeit

Entgegen den vorherigen Ausführungen zur Benetzung, weist die benetzende Flüssigkeit mit dem größten Randwinkel die größte Haftzugfestigkeit auf. (Fiebrich 1987) folgert daher, dass um ein Maximum an technischer Haftzugfestigkeit zu erzielen, nicht die Oberflächenenergie des Ergänzungsmaterials minimiert werden soll, sondern die Grenzflächenenergie von Harz und Beton. Es soll der polare Anteil der Oberflächenspannung des Harzes dem der Betonoberfläche angeglichen werden, da somit auch die Kapillaraktivität des Harzes für die erreichbare Eindringtiefe optimal genutzt werden kann.

Offensichtlich steht der Erhöhung der Benetzungsfähigkeit durch Absenkung der Oberflächenspannung die Reduzierung der Kapillaraktivität der benetzenden Flüssigkeit entgegen. Es bleibt zu untersuchen, durch welchen Effekt die Adhäsion stärker beeinflusst wird.

These 1: „Die Reduzierung der Oberflächenspannung führt nicht unbedingt zu einer Erhöhung der Adhäsionsfestigkeit.“

6.3.2 Eindringverhalten von Flüssigkeiten

Die Kapillarität bzw. das Eindringverhalten von Flüssigkeiten in poröse Festkörper wird in der Regel durch die Washburne Gleichung (vgl. Gl. 6.7) beschrieben:

$$h(t) = \sqrt{\frac{r \cdot \sigma \cdot \cos \theta}{2 \cdot \eta}} \cdot \sqrt{t} \quad \text{Gl. 6.7}$$

mit:

$h(t)$	Kapillare Steighöhe
r	Kapillarradius
σ	Oberflächenspannung
θ	Kontaktwinkel
η	Viskosität
t	Zeit

Die porösen Festkörper werden dabei auf kleine, zylindrische Kapillare reduziert (Washburne 1921). Die Gleichung ist daher auch als grobe Näherung anzusehen. Für große Saugzeiten ergeben sich gegenüber experimentell bestimmten Saughöhen um mehrere Potenzen

größere Werte. Da das Saugverhalten von porösen Baustoffen jedoch dem \sqrt{t} – Gesetz entspricht, wird Gl. 6.7 in der Regel um einen konstanten (Umweg-) Faktor q erweitert.

$$h(t) = \frac{1}{q} \cdot \sqrt{\frac{r \cdot \sigma \cdot \cos \theta}{2 \cdot \eta}} \cdot \sqrt{t} \quad \text{Gl. 6.8}$$

q Umwegfaktor (bis zu 300 für reale Baustoffe)

Der Umwegfaktor wird dabei einerseits auf den im Vergleich zur idealisierten Kapillare längeren, eventuell verzweigten Porenverlauf und zudem auf die unterschiedlichen Radien der Poren entlang des Verlaufs zurückgeführt. Die Abbildung 6.9 verdeutlicht dabei den großen Einfluss des Porenneigungswinkels. Grundsätzlich stellt sich aufgrund der tatsächlichen unregelmäßigen Geometrie der Porenwandungen die Frage, inwieweit einfache Modellvorstellungen zum kapillaren Saugen die tatsächlichen Kapillarkräfte beschreiben können.

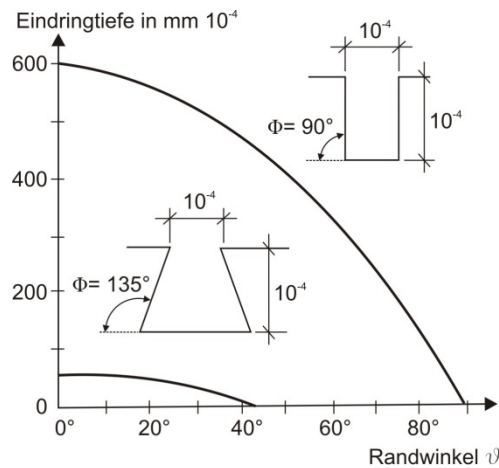


Abbildung 6.9: Einfluss der Porengeometrie auf die Eindringtiefe nach (de Bruyne 1956)

Zur exakteren Beschreibung der Porengeometrie existieren verschiedene Modelle, die jedoch entsprechend ihres Abstrahierungsgrades entweder analytisch noch lösbar, aber zu ungenau (z. B. das „cutting and joining modell“ nach (Marshall 1958)), oder relativ exakt aber analytisch nicht mehr lösbar sind.

In (Riecken 1997) wird daher ausgehend von Saugversuchen von definierten Kugelschüttungen ein Modell zum Kapillartransport in porösen Feststoffsystemen entwickelt, welches numerisch gelöst wurde. Bei den Untersuchungen konnte generell eine ausreichende Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit der modifizierten Washburn-Gleichung (vgl. Gl. 6.9) beobachtet werden.

$$h(t) = \frac{1}{q_K} \cdot \sqrt{\frac{r \cdot \sigma \cdot \cos \theta}{q_G^2 \cdot 2 \cdot \eta}} \cdot \sqrt{t} \quad \text{Gl. 6.9}$$

mit:	$h(t)$	Kapillare Steighöhe
	r	Kapillarradius
	σ	Oberflächenspannung
	θ	Kontaktwinkel
	η	Viskosität
	q_G	Umwegfaktor
	q_K	von der Strömungskinetik abhängiger Faktor
	t	Zeit

Anhand von Parametervariationen konnten für die Kugelschüttungen sowie weitere poröse Materialien u. a. folgende allgemeine Aussagen getroffen werden:

- Mit dem \sqrt{t} Gesetz können Saugvorgänge (für kurze Zeiträume) generell beschrieben werden.
- Eine vorhandene Substratfeuchte erhöht die kapillare Eindringtiefe, reduziert jedoch die aufgenommene Flüssigkeitsmenge (\rightarrow der Porenfüllungsgrad wird reduziert).

Als zu betrachtende Parameter verbleiben also die Oberflächenspannung, der Kontaktwinkel und die Viskosität, wobei die Oberflächenspannung von (Riecken 1997) als nicht maßgebender Faktor angesehen wurde.

6.3.3 Zusammenfassung

Aus naturwissenschaftlicher Sicht kann Adhäsion zwischen unterschiedlich alten Betonen in der Regel auf physikalische Bindungen zurückgeführt werden. Um starke physikalische Bindungen zu erreichen, muss die Altbetonoberfläche möglichst ohne Fehlstellen mit Neubeton benetzt werden. Neben den rein physikalischen Bindungskräften werden somit auch mechanische Verzahnungen ermöglicht, die einen hohen Anteil der Adhäsionsfestigkeit ausmachen. Dies wird vor allem durch einen filmbildenden Neubeton auf dem Altbeton erreicht. Neben der guten Benetzung der Altbetonoberfläche könnte auch die Kapillaraktivität des Altbetons zur Steigerung der Adhäsion beitragen, indem die benetzbare Oberfläche um Anteile der Kapillarporen quasi vergrößert wird. Angaben in der Literatur hierzu sind jedoch nicht zu finden.

Im Rahmen der Arbeit ist daher auch der offensichtliche Widerspruch zwischen guter Benetzung durch eine niedrige Oberflächenspannung der benetzenden Flüssigkeit und höher Kapillaraktivität durch größere Oberflächenspannungen aufzuklären. Die Oberflächenspannung der Neubetonzementsuspension kann gezielt durch die Frischbetoneigenschaften des Neubetons beeinflusst werden und ist daher für die eigenen Untersuchungen von zentralem Interesse. Gegenüber den aus der Literatur bekannten Untersuchungen kommt für den Fall der Zementsuspension erschwerend hinzu, dass hinsichtlich des Eindringverhaltens keine homogene Flüssigkeit, sondern eine Suspension von in Wasser gelösten Zementpartikeln vorliegt.

6.4 Rauheit

Der Begriff der Rauheit entstammt der Oberflächenphysik und bezeichnet die Unebenheit einer Oberfläche. Generell kann zwischen globaler und lokaler, makroskopischer und mikroskopischer Rauheit unterschieden werden, wobei die betrachteten Maßstäbe sehr unterschiedlich sein können (vgl. Abbildung 6.10). Eine einheitliche absolute Kenngröße zur Beschreibung der Rauheit existiert jedoch nicht. In der Regel wird die Rauheit durch die Welligkeit (Stichwort: Fourier Analyse, Abschätzung von Wellenlängen, Amplituden, usw.) mathematisch beschreibbar.



Abbildung 6.10: Oberflächen unterschiedlicher Rauheit (v. l. n. r. globale bis mikroskopische Rauheit)

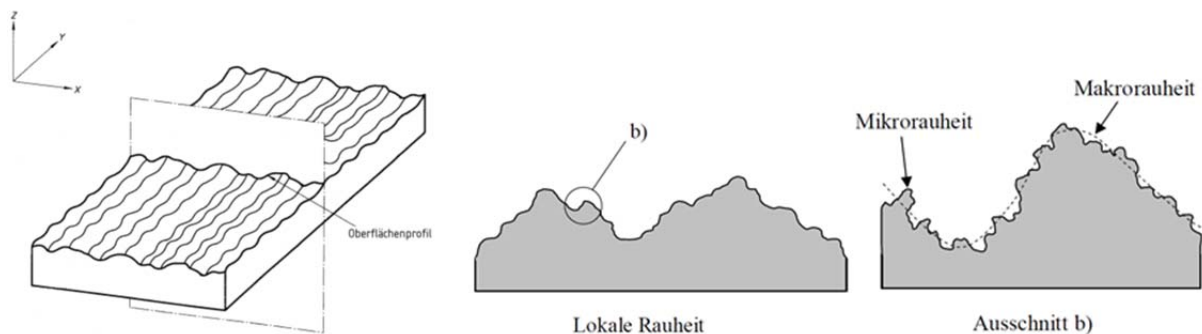


Abbildung 6.11: raue Oberfläche mit Profilschnitt; Profilschnitt; Ausschnitt (v. l. n. r.)

Als Verfahren zur Beurteilung der Rauheit bietet sich die Messung von Profillängen an. Im Gegensatz zu geometrischen Figuren (Kreis, Ellipse, usw.) kann die Länge eines Profilschnittes jedoch nicht exakt bestimmt werden. Wird eine bekannte Eichlänge (Lineal) an die jeweiligen Profilschnitte angelegt, dann kann durch Addition der Eichlängen die tatsächliche Länge des Profilschnittes abgeschätzt werden (vgl. Abbildung 6.12 links). Durch Variation der Eichlänge ergeben sich für dieselben Profilschnitte unterschiedliche Profillängen (vgl. Abbildung 6.12 rechts). Neben der gewählten Messlänge hängt die Bestimmung der Rauheit zudem von der Genauigkeit der Verfahren ab, mit denen die Oberfläche bzw. der Profilschnitt gemessen wurden.

Stand der Forschung

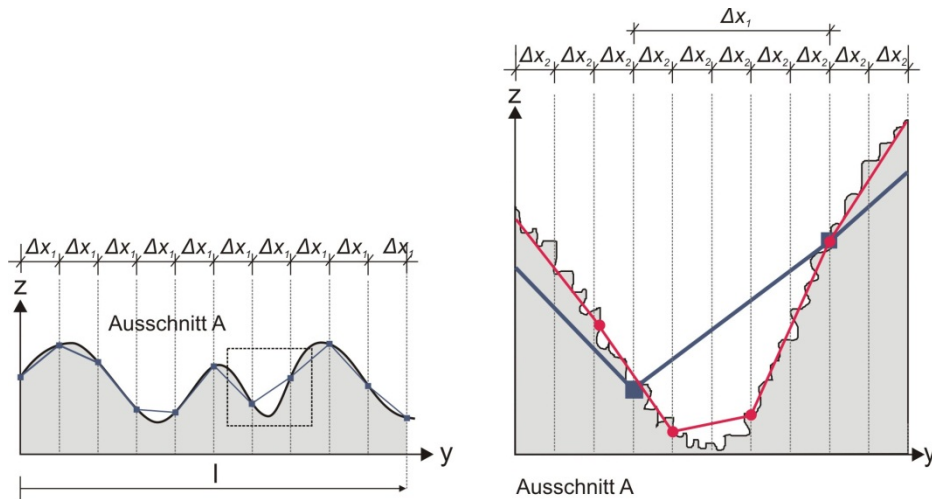


Abbildung 6.12: Variation der Messlängen

Aus dem in Abbildung 6.11 Links dargestellten Ausschnitt könnte wiederum ein Ausschnitt mit entsprechender Makro- und Mikrorauheit mit anderem Maßstab dargestellt werden, bis letztendlich die Kristallstruktur der Oberfläche vermessen würde.

Es wird deutlich, dass aufgrund der angesprochenen Maßstabeffekte der Begriff der Rauheit für nachträglich ergänzte Betonoberflächen näher eingegrenzt werden muss. In Anlehnung an (DIN 4760:1982-06) schlägt (Reinecke 2004) vier Ordnungsklassen für Oberflächen nachträglich ergänzter Betonbauteile vor (vgl. Tabelle 6.1).

Tabelle 6.1: Ordnungssystem für Gestaltabweichungen nach (Reinecke 2004)

Gestaltabweichung	Art der Abweichung	Beispiele für die Entstehungsursache
0. Ordnung: Globale Rauheit	Großwellige Abweichung von der idealen Geometrie ($\lambda^1 > 10 \text{ cm}$ und $R_t^2 < 3,5 \text{ mm}$)	Ungenauigkeiten beim Betonieren oder bei Herstellung der Rauheit
1. Ordnung: Makrorauheit	Abweichungen variabler Geometrie (im Bereich $0,5 \text{ mm} < R_t^2 < 3,5 \text{ mm}$)	Freigelegte Zuschlagkörner
2. Ordnung: Mikrorauheit	Abweichungen variabler Geometrie (im Bereich $10 \mu\text{m} < R_t^2 < 500 \mu\text{m}$)	Oberflächenstruktur der Zuschläge, Verformung beim Sandstrahlen
3. Ordnung: Gefügestruktur	Abweichungen bei der Kristallbildung $R_t^2 < 10 \mu\text{m}$	Kristallisationsvorgänge

¹⁾ Die Wellenlänge der Gestaltabweichung

²⁾ Die rechnerische mittlere Rautiefe R_t als Amplitude der Gestaltsabweichung

Für den Beton-Beton-Verbund sind Rauheiten der 1. und 2. Ordnung relevant. Die Rauheit 0. Ordnung ist für die betrachteten Effekte nicht relevant, da die großwelligen Formabweichungen weder eine effektive Steigerung der Verbundfläche noch effektive Verzahnungseffekte bieten. Formabweichungen der 3. Ordnung, d. h. im submikroskopischen Bereich, sind ebenso nicht von Bedeutung, zumal sie technisch nur mit erhöhtem Aufwand zu erfassen sind.

Für das Bauwesen wurde bereits in (FIP 1982) ein „quantitatives“ Verfahren zur Bestimmung der Oberflächengeometrie vorgeschlagen, um anhand dieser Kennwerte einen

Rauheitsbeiwert zu bestimmen. Es sieht vor, in einem Messraster von 5 mm die relativen Höhenkoten von rauen Oberflächen zu erfassen und statistisch auszuwerten.

(Reinecke 2004) vergleicht verschiedenste Ansätze und Verfahren zur Bestimmung der Rauheit. Es wird deutlich, dass berührungslose Verfahren gegenüber tastenden Verfahren eine höhere Auflösung ermöglichen und deshalb zu bevorzugen sind. Auf der Grundlage von aufgenommenen Profilschnitten untersuchte (Reinecke 2004) verschiedene Verfahren, um einen möglichst quantitativ bestimmbar Parameter zur Beschreibung der Bauteiloberflächen zu finden. Neben anderen empfiehlt (Reinecke 2004) den „Wenzel’schen Quotienten“ als brauchbaren Parameter zur Beschreibung rauer Oberflächen.

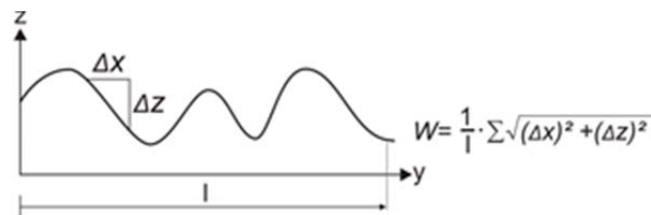


Abbildung 6.13: Prinzipskizze Wenzel’scher Quotient

Eine eindeutige Reproduktion von Profilschnitten durch den Wenzel’schen Quotienten ist jedoch nicht möglich. Die beiden Funktionen $z = 2 \cdot \sin y$ bzw. $z = \sin(2 \cdot y)$ besitzen z. B. auf die Basislänge von 2π bezogen denselben Wenzel’schen Quotienten, obwohl sie sich in der Wellenlänge sowie der Amplitude um dem Faktor 2 voneinander unterscheiden. Hinzu kommt der Einfluss des Messrasters, d. h. wie viele Stützpunkte hat das aufgenommene Profil, und die Wahl der Basislänge l für die Bestimmung des Wenzel’schen Quotienten (vgl. Abbildung 6.12). Die Wenzel’schen Quotienten können streng genommen nur dann quantitativ miteinander verglichen werden, wenn die gewählte Basislänge Δx und das gewählte Messraster übereinstimmen.

Trotz der Probleme bei der eindeutigen Beschreibung der Rauheit besteht insofern Einigkeit, dass eine aufgeraute Oberfläche aufgrund der Aufrauung eine größere Fläche bietet. Durch die im Vergleich zur reinen Querschnittsfläche größere Bauteiloberfläche kann daher auch eine vergleichsweise höhere Verbundspannung aufgenommen werden. Der Wenzel’sche Quotient ist dabei ein Maß, inwiefern die Oberfläche im Vergleich zur projizierten Grundfläche abweicht.

6.5 Modellvorstellungen zum Kraftfluss an der Fuge

Abgesehen von Zwangsbeanspruchungen und planmäßigen Spannungen normal zur Fuge, bewirken nicht konstante Biegemomente eine Änderung der Gurtkräfte (Zug- und Druckgurt) und daher Schubspannungen parallel zur Fuge (vgl. Abbildung 6.14).

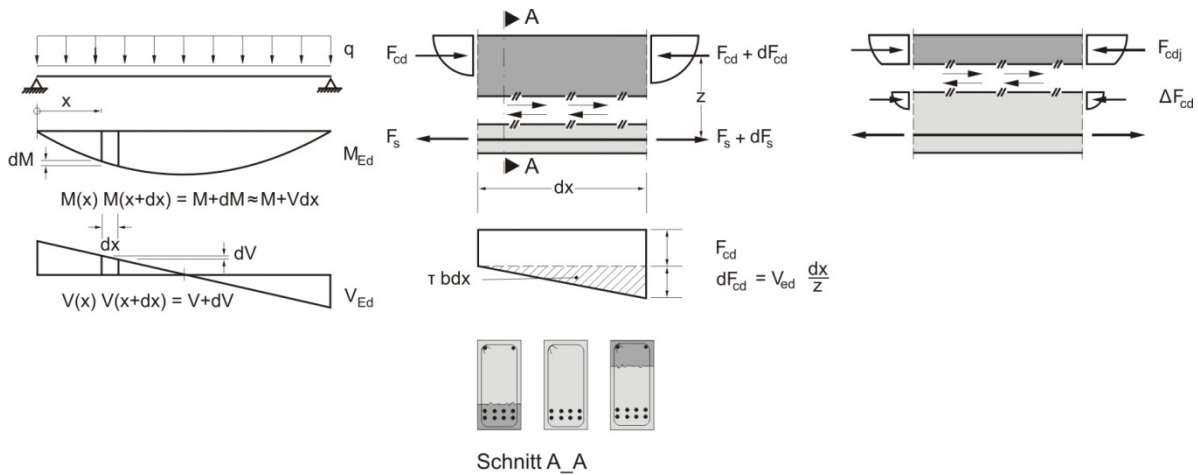


Abbildung 6.14: Schubspannungen in der Fuge nach (Zilch, Zehetmaier 2010)

$$dF_{cd} = \frac{dM_{Ed}}{z} = \frac{V_{Ed} dx}{z}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{dF_{cd}}{b dx} = \frac{V_{Ed} dx}{b \cdot z dx} = \frac{V_{Ed}}{b \cdot z} \quad \text{Gl. 6.10}$$

Liegt die Verbundfuge außerhalb der Druckzone, dann ist die volle Änderung der Gurtkraft als Schub aufzunehmen, liegt sie in der Druckzone selbst, dann ist nur der anzuschließende Anteil aufzunehmen.

Generell muss an dieser Stelle angemerkt werden, dass durch das gewählte Vorgehen eine idealisierte Fugenbemessung, jedoch keine Querschnittsbemessung durchgeführt wird. Für den Querschnitt ergibt sich in der Schwereachse eine einwirkende Schubspannung die größer als diejenige ist, die in der Fuge übertragen werden muss (vgl. Gl. 6.11). Der monolithische Querschnitt wird für diese Belastung jedoch nicht bemessen.

$$\tau_{max} = \frac{V \cdot S_y}{J \cdot b} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{h \cdot b} \cong \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{b \cdot z / (0,8 \text{ bis } 0,9)} \cong (1,2 \text{ bis } 1,35) \cdot \frac{V}{b \cdot z} \quad \text{Gl. 6.11}$$

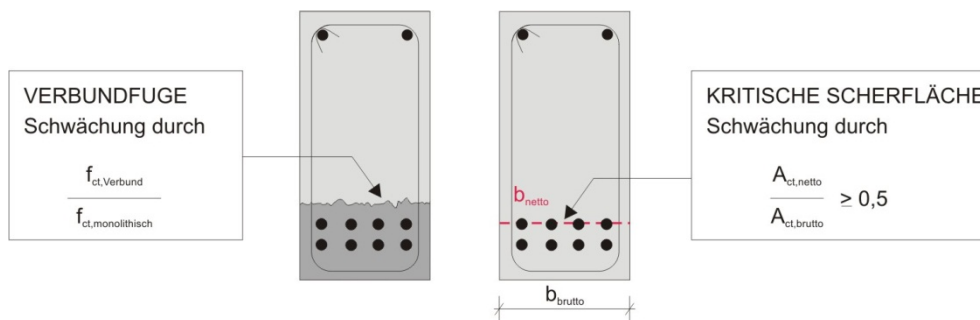


Abbildung 6.15: Weitere „kritische“ jedoch nicht bemessungsrelevante Scherfläche

In Abbildung 6.15 ist eine weitere „kritische“ Scherfläche, hier entlang engliegender mehrlagiger Biegebewehrung dargestellt. Entsprechend der gewählten Bewehrung und der Bewehrungsabstände kann der tatsächlich noch vorhandene Betonquerschnitt ($A_{ct,netto}$) auf bis zu 50 % des ungestörten Betonquerschnitts ($A_{ct,brutto}$) reduziert werden. Dies entspräche einer Reduzierung der Verbundzugfestigkeit auf 50 % der ursprünglichen Betonzugfestigkeit bei vergleichbaren Verbundfugen. Es stellt sich die Frage, wie Fugen beschaffen sein müssen, um als nicht bemessungsrelevant zu gelten.

Es besteht im Grunde seit (Mörsch 1927) Einigkeit, dass die Schubspannung τ nur einen Rechen(hilfs)wert darstellt und die tatsächlich im Bauteil vorhandenen Spannungszustände treffender mit Hilfe der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen, sowohl im Zustand I als auch im Zustand II beschrieben werden können ((Leonhardt, Mönning 1984)). Das „Schubversagen“ kann also auf die Überschreitung der Hauptzugspannungen zurückgeführt werden, wobei daraus entstehende Risse senkrecht zur Hauptzugspannungsrichtung wachsen, also entlang der Hauptdruckspannungstrajektorien. Das „Schubversagen“ ist daher im Grunde auf ein Zugversagen zurückzuführen.

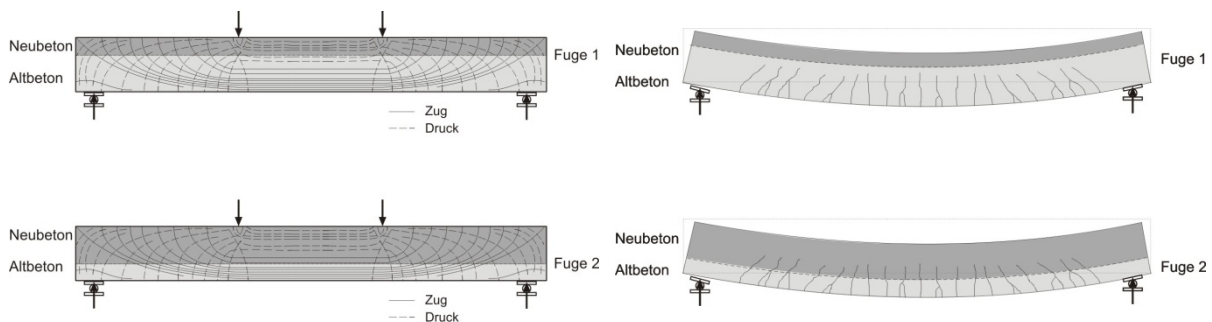


Abbildung 6.16: Links: Hauptspannungstrajektorien am Einfeldträger
Rechts: Abgeschlossenes Rissbild am Einfeldträger

Liegt die Verbundfuge, z. B. bei Einfeldträgern, in der Nähe des oberen Querschnittsrandes dann stehen die Hauptzugspannungen quasi senkrecht zur Fuge. Liegt die Fuge tief im Querschnitt, dann stehen die Hauptdruckspannungen nahezu senkrecht zur Fuge. In Abhängigkeit der Lage der Fuge im Querschnitt ergeben sich unterschiedliche Belastungszustände.

Führt die Überschreitung der Hauptzugspannungen zu Rissen und werden die Hauptzugspannungen durch Bewehrung aufgenommen, dann bleiben nach (Leonhardt, Mönning 1984) die Hauptdruckspannungen im Wesentlichen erhalten. Je nach Lage der Fuge im Querschnitt (vgl. Abbildung 6.16) ergeben sich daher unterschiedliche Hauptspannungsverhältnisse entlang der Fuge (vgl. Abbildung 6.17 und Abbildung 6.18). In den Abbildungen ist jeweils der Verlauf der Hauptspannungen entlang des Beispielträgers (vgl. x-Achse) dargestellt, wobei der Träger in zehn äquidistante Teile geteilt wurde. An der y-Achse wurden die Hauptspannungen angetragen und an der sekundären y-Achse der Winkel der Hauptzugspannung zur gedachten Fuge.

Stand der Forschung

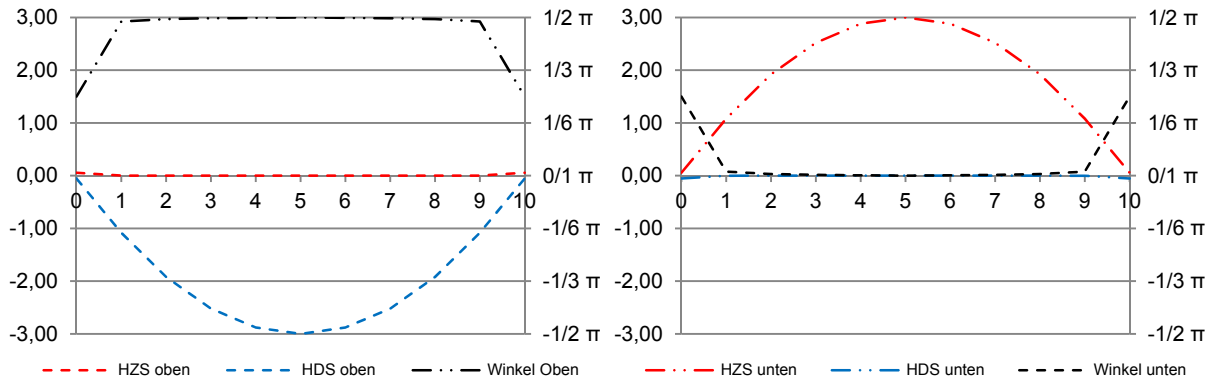


Abbildung 6.17: Hauptdruck- (HDS) und Hauptzugspannungen (HZS) am Einfeldträger (Linienlast)
Links: Fuge oben (vgl. Abbildung 6.16)
Rechts: Fuge unten (vgl. Abbildung 6.16)

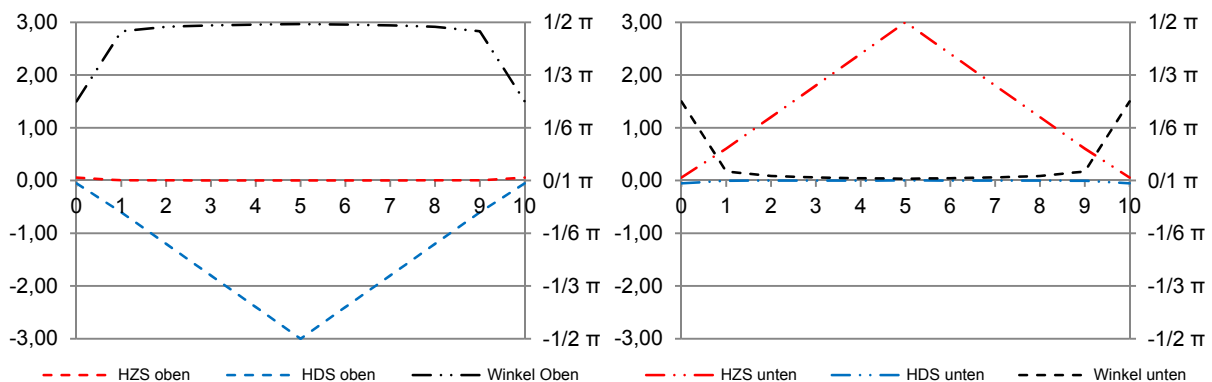


Abbildung 6.18: Hauptdruck- und Hauptzugspannungen am Einfeldträger (mittige Punktlast)
Links: obere Fuge (vgl. Abbildung 6.16)
Rechts: untere Fuge (vgl. Abbildung 6.16)

Die Verläufe der Hauptdruck- und Hauptzugspannungen für die oben- und untenliegende Fuge sind einander ähnlich, jedoch hinsichtlich des Vorzeichens vertauscht. Der Verlauf der Neigung der Hauptzugspannung entlang des Trägers ist bei $\pi/4$ „gespiegelt“. Aus der Neigung der Hauptzugspannung zur Fuge wird deutlich, dass Risse entlang der Schubfuge für dieses Beispiel eigentlich nur bei der oben angeordneten Fuge zu erwarten sind (vgl. Abbildung 6.17 Links), da entlang des Trägers die Hauptzugspannung senkrecht zur Fuge steht. Der Winkel der Hauptzugspannungen zur Fuge wächst von $\pi/4$ auf $\pi/2$ an, gleichzeitig nimmt der Betrag der Hauptzugspannung jedoch ab. D. h. die Spannungen sind für ein Versagen der Fuge zu klein.

Liegt die Fuge im unteren Bereich des Querschnitts (vgl. Abbildung 6.17, rechts) dann sind die Hauptzugspannungen zwar betragsmäßig groß, verlaufen jedoch parallel zur Fuge. Nach Überschreiten der Hauptzugspannung werden vornehmlich Biegerisse auftreten. Dass sich ausgehend von Biegerissen, Risse in der Fuge fortsetzen, wird als nicht realistisch betrachtet, da diese entgegen der prognostizierten Rissneigung verlaufen würden.

Zu klären wäre noch, wie die zur Fugenachse geneigten Hauptdruckspannungen über diese übertragen werden können. Ein anschauliches Verfahren wird hierfür in (Ruth 1993) dargestellt. Aufbauend auf dem „Aggregat Interlock Modell“ nach (Walraven 1980) und dem

„Zahnmodell“ von (Nissen 1987) wird anhand geometrischer Betrachtungen ein vereinfachtes Stabwerkmodell zur Ermittlung der maximal zulässigen Belastung des Einzelzahns erstellt. In Analogie zu dem in Abbildung 6.19 dargestellten Druck-Schub-Körper mit geneigter Fuge und der Gl. 6.12 kann die Tragfähigkeit der Schubfuge mit oder ohne Ansatz einer Adhäsionsfestigkeit bestimmt werden.

$$\tau = c + \mu \cdot \sigma$$

Gl. 6.12

mit: τ Wert der aufnehmbaren Schubkraft
 c Startwert
 μ Reibbeiwert
 σ Normalspannung

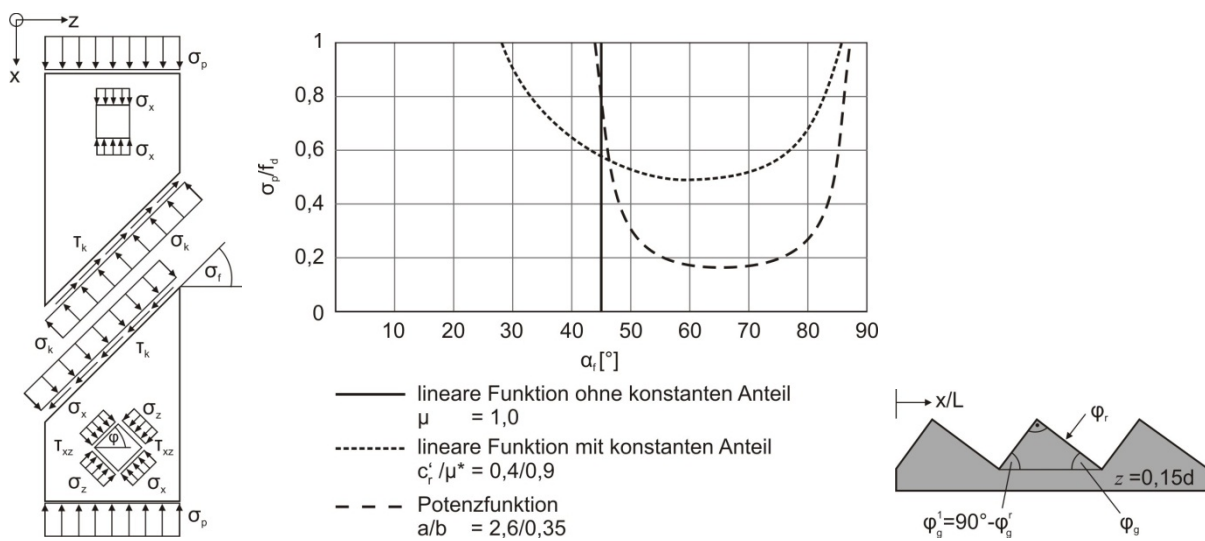


Abbildung 6.19: Tragfähigkeit der Fugen nach (Ruth 1993)

Wird vereinfacht angenommen, dass keine Reibung und keine Zugfestigkeit zwischen den Schnittufern aktiviert werden kann, dann muss die Resultierende aus Hauptzug und Hauptdruckspannung in der Fuge zumindest senkrecht zu dieser stehen (vgl. Abbildung 6.20). Ist die Resultierende parallel zur Fugenachse, dann muss die belastete Zahnflanke senkrecht zur Fugenachse ausgebildet werden.

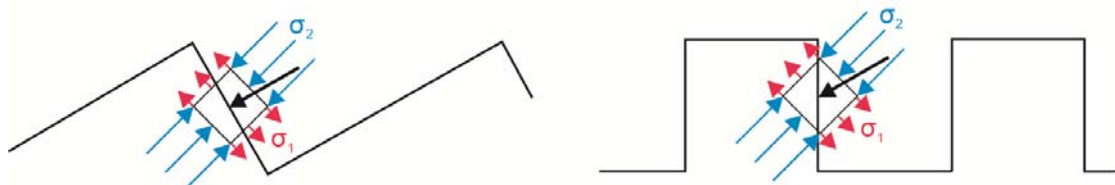


Abbildung 6.20: Hauptspannungen an Modellzähnen

Kann auf der belasteten Zahnflanke Reibung und/oder eine aufnehmbare Zugspannung ($c, \mu > 0$) aktiviert werden, dann reduziert sich der erforderliche Neigungswinkel des Zahns bzw. die Verbundtragfähigkeit wird entsprechend erhöht.

6.6 Experimentelle Untersuchungen zum Haftverbund

Nachfolgend werden exemplarisch experimentelle Untersuchungen zum Haftverbund vorgestellt. Im Gegensatz zur vergleichsweise hohen Anzahl von Schubversuchen, finden sich nur wenige Untersuchungen, die den Haftverbund anhand von Zugversuchen bewerten. (Pfeffer 1948) wertete in den Nachkriegsjahren Versuche zum Haftverbund im deutschsprachigen Raum aus. Das Vornässen des Altbetons, das Entfernen der Zementschlempeschicht und das Aufräuen der Fugen hatten demnach einen positiven Effekt auf den Haftverbund. Betonierpausen von einem Tag bis zu sieben Tagen wirken sich jedoch negativ auf den Haftverbund aus. Bereits (Pfeffer 1948) konnte die positive Wirkung von Betonzusatzmitteln auf den Haftverbund darstellen. Der Einsatz eines Stabilisierers („Plastiment“) beeinflusste den Haftverbund positiv.

In den 70er Jahren untersuchte (Brockmann 1973) die Auswirkungen verschieden langer Betonierpausen auf den erreichbaren Haftverbund. Seine experimentellen Untersuchungen zeigten, dass bereits bei einer Betonierpause von mehr als vier Stunden die Verbundfestigkeit gegenüber der monolithischen Zugfestigkeit stark abnimmt. Dabei wurden Alt- und Neubeton nicht durch Innenrüttler „vernadelt“, sondern die Neubetonschicht mit Außenrüttlern verdichtet. Unter der „Berücksichtigung der Bedingungen des Einzelfalls“ schlägt (Brockmann 1973) Regeln zur Ausführung von Arbeitsfugen vor. Unter anderem soll:

- die Anschlussfläche „gesund“ und rau sein. Ggf. ist „ungesunder“ oberflächennaher Beton zu entfernen und die gewünschte Rauheit herzustellen.
- der ältere Beton wassergesättigt sein (Schwinden, Wasserverlust des Neubetons).
- für Alt- und Neubeton die gleiche Zusammensetzung verwendet werden (evtl. Anschlussmischung).
- sorgfältig verdichtet und nachbehandelt werden.

In Tabelle 6.2 sind die Versuchswerte von (Brockmann 1973) zusammengestellt. Die Daten wurden in Abbildung 6.21 in Abhängigkeit der vorhandenen Betonierpause neu ausgewertet.

Stand der Forschung

Tabelle 6.2: Zugfestigkeit in der Fuge nach (Brockmann 1973), Prüfung 7 Tage nach Betonage des Oberbetons mit Unterwasserlagerung

Konstruktionsbeton			Zugfestigkeit in der Fuge	
Alter beim Aufbringen des Verschleißbetons (Neubeton)	Lagerung bis zum Aufbringen des Verschleißbetons (Neubeton)	Behandlung der Oberfläche (Altbeton)		Abweichungen gegen „frisch auf frisch“
Stunden	-	-	kp/cm ²	%
1	nicht abgedeckt, trocken		16,7	0%
4	nicht abgedeckt, trocken		17,3	4%
6	nicht abgedeckt, trocken	angefeuchtet	12,8	-23%
8	nicht abgedeckt, trocken	angefeuchtet	13,4	-20%
24	nicht abgedeckt, trocken	angefeuchtet	12,4	-26%
48	abgedeckt	nicht angefeuchtet	14,4	-14%
24	abgedeckt	angefeuchtet	12,3	-26%
24	abgedeckt	mit Stahlbesen aufgeraut	13,9	-17%
24	abgedeckt	sandgestrahlt	19,4	16%
24	abgedeckt	Waschbeton-Verfahren	16,8	1%
24	abgedeckt	Waschbeton-Verfahren	15,0	-10%

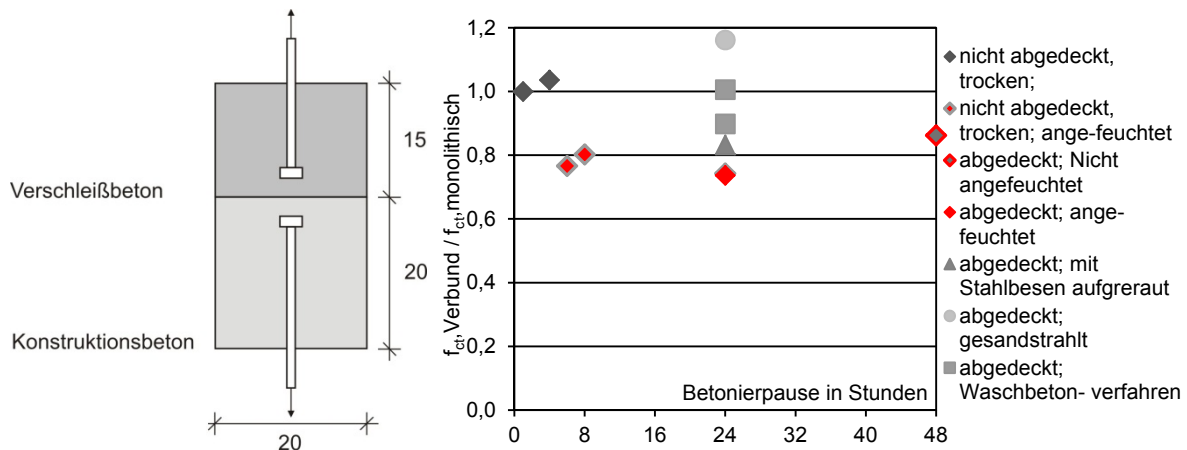


Abbildung 6.21: Links: Versuchskörper nach (Brockmann 1973)
Rechts: Verhältnis der Verbundfestigkeit zu „frisch in frisch“ in Abhängigkeit der Zeit (eigene Auswertung)

Die Versuchswerte sind auf die monolithische Zugfestigkeit bezogen. Auffällig ist, dass die Versuchswerte der angefeuchteten Oberflächen die kleinsten Vergleichswerte liefern. Anhand welcher Erkenntnisse das Feuchthalten des Betons abgeleitet wurde, konnte jedoch nicht nachvollzogen werden.

Neben zahlreichen Bauteilversuchen führten (Schäfer et al.) ergänzende Zugversuche durch. Die Ergebnisse wurden in (Reinecke 2004) zusammengefasst und in Tabelle 6.3 nochmals aufbereitet.

Tabelle 6.3: Haftzugfestigkeiten nach (Schäfer et al.) aus (Reinecke 2004)

Oberfläche	R_t in mm	R_p in mm	$R_y^{4)}$ in mm	$W^{5)}$	Haftzugfestig keit in N/mm ²
rüttelrau KR	1,28	1,08	1,39	1,02	1,02
bekiest 2-4 mm ¹⁾	2,56	1,4	2,23	1,09	0,75
bekiest 4-8 mm ¹⁾	3,63	2,08	3,06	1,09	1,28
bekiest 2-4 mm ²⁾	3,04	1,18	2,06		1,54
bekiest 4-8 mm ²⁾	3,95	2,14	3,35	1,09	1,03
Dreikantleiste		1,41	6,05	1,11	0,67
Drahtbürste		2,89	5,26	1,16	2,07
Drahtbürste	1,71	1,17	2,5	1,03	0,84
rüttelrau KP ³⁾	2,09	1,6	2,81	1,07	0,93
rüttelrau KP ³⁾		2,77	4,94	1,16	1,23
rüttelrau KS ³⁾	3,54	2,53	4,07	1,11	1,56
rüttelrau KS ³⁾	3,61	2,44	4,83	1,23	1,47
rüttelrau KS ³⁾	4,02	2,91	4,95	1,15	1,11

¹⁾ Durchmesser der runden aufgestreuten Zuschläge

⁴⁾ maximale Profilhöhe

²⁾ Durchmesser der gebrochenen aufgestreuten Zuschläge

⁵⁾ Wenzel'scher Quotient

³⁾ Konsistenz nach DIN 1045:1988

Für die Versuche wurden unterschiedliche Rauheitsparameter bestimmt. Neben dem bis heute in der Baupraxis üblichem Sandflächenverfahren nach Kaufmann (Rautiefe R_t) wurde die Rauheit der Altbetonoberflächen zusätzlich an Profilschnitten anhand der Profilkuppenhöhe R_p , der Profilhöhe R_y und dem Wenzel'schen Quotienten W bestimmt. Die Abbildung 6.22 zeigt die eigene Auswertung der Abhängigkeit der Haftzugfestigkeit von den jeweiligen Rauheitsparametern.

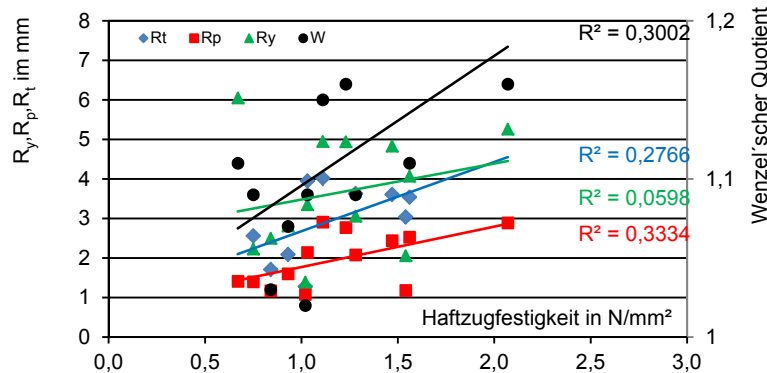


Abbildung 6.22: Ergebnisse der Zugversuche nach (Schäfer et al.) mit linearen Korrelationsgeraden (eigene Auswertung)

Die Auswertung zeigt, dass die Rauheitsparameter mit der Haftzugfestigkeit unterschiedlich gut korrelieren. Die Bestimmtheitsmaße (R^2) weichen jedoch zum Teil stark voneinander ab, wobei Profilkuppenhöhe und Wenzel'scher Quotient das größte Bestimmtheitsmaß aufweisen. Mit der Steigerung der Rauheit der Altbetonoberfläche kann der Haftverbund gesteigert werden. Zudem wird von (Schäfer et al. 1996) darauf hingewiesen, dass die Verbundzugfestigkeit vor allem auf die Qualität der oberflächennahen Zementschlempeschicht zurückgeführt werden kann.

Die aktuellsten hier vorgestellten Untersuchungen zur Verbundzugfestigkeit stammen von (Müller 2008). Im Zuge von umfangreichen Parameterstudien an Kleinkörpern wurde die

Verbundzugfestigkeit anhand von Spaltzugversuchen bestimmt. Im Rahmen seiner Versuchsreihen wurden hochfeste Altbetone mit normalfesten Neubetonen und umgekehrt kombiniert. Um die hochfesten Alt- und Neubetone herstellen und deren Verarbeitbarkeit sicherstellen zu können, wurden Fließmittel eingesetzt. Die normalfesten Betone wurden in der Regel ohne Zusatz von Fließmitteln hergestellt. Es wurde erwartet, dass die minimale Zugfestigkeit der beiden Betone das Verbundtragverhalten bestimmt. Die Versuche zeigten jedoch, dass der realisierbare Haftverbund bei der Kombination niederfester Altbetone mit höherfesterem Neubeton vergleichsweise größer ausfiel. Dies wurde vor allem auf den positiven Effekt der Fließmittelzugabe in den Neubeton zurückgeführt (vgl. Abbildung 6.23). Selbst bei geringen Rauheiten (ca. 0 bis 10 % größere Oberfläche gegenüber der projizierten Grundfläche; entspricht in etwa einem modifizierten Wenzel'schen Quotienten von 0 bis 10) konnte die Verbundfestigkeit gesteigert werden.

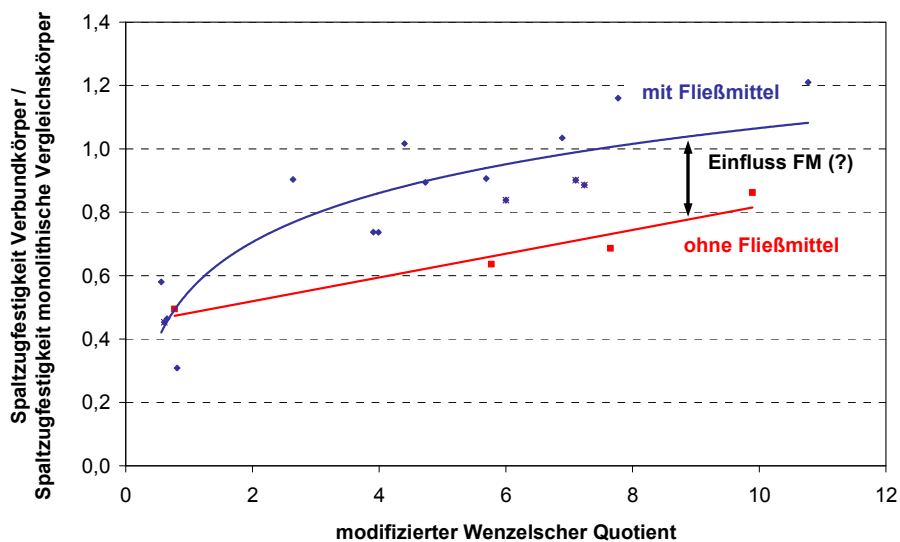


Abbildung 6.23: Bezogene Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Fugenrauheit (mod. Wenzel'scher Quotient) nach (Müller 2008).

Roter Verlauf: Trend für Neubetone ohne Fließmittel
 Blauer Verlauf: Trend für Neubetone mit Fließmittel

Anhand weiterer Untersuchungsergebnisse werden für die Baupraxis

- schonende Aufrauungsmethoden,
- saubere Fugenoberflächen,
- vorgemässte Altbetonoberflächen,
- gut verdichtete Neubetone
- und gezielte Nachbehandlungsmethoden zur Verringerung von Temperatur- und Schwindunterschieden zwischen Alt- und Neubeton

empfohlen. Wie auch (Brockmann 1973) empfiehlt (Müller 2008) den Altbeton vorzunässen, um das Schwindgefälle gering zu halten.

6.7 Zusammenfassung

Vor allem anhand der Betrachtungen zu möglichen Spannungszuständen in der Fuge selbst (vgl. Kapitel 6.5) wird deutlich, dass der „Schubwiderstand“ von ungerissenen Fugen allein von der Zugfestigkeit des Verbundes abhängt. Die Ermittlung der Rechenspannung τ an der Verbundfuge ist daher nicht zielführend. Für ungerissene Fugen ist die Betrachtung von Hauptspannungen sinnvoller.

Da die Risse in der Regel senkrecht zur Hauptzugspannung wachsen, sind Risse ausgehend von Biegerissen, die sich in der Fuge fortsetzen, eher nicht zu erwarten, da Zugspannungen senkrecht zur Fuge in der Regel klein bleiben.

Es wird im Rahmen der eigenen Untersuchungen deshalb auf aufwendige Schubversuche verzichtet, da diese keine klar definierten Spannungsverhältnisse abbilden können. Zudem wird davon ausgegangen, dass es sich beim Adhäsionsversagen vornehmlich um ein Zugversagen handelt. Für die eigenen Betrachtungen wurden deshalb nur „Zugversuche“ an Kleinkörpern durchgeführt.

Aus den vorgestellten Forschungsarbeiten ergeben sich die momentan allgemein anerkannten Regeln zur Erzielung eines guten Haftverbundes. Generell besteht Einigkeit, dass

- durch die Fugenaufbereitung die Oberflächenzugfestigkeit des Altbetons erhöht wird,
- je rauer die Oberfläche ist, desto größer ist die zur Verfügung stehende Adhäsionsfläche ,
- eine hohe Verdichtungsenergie im Neubeton zu einer kompakteren Grenzschicht führt,
- zur Reduzierung des Schwindgefälles der Altbeton vorgehästet werden sollte,
- die Betonierpause wegen des Schwindgefälles zwischen Alt- und Neubeton möglichst zeitlich kurz gehalten werden sollte,
- das Vornässen das „Verdursten“ des Neubetons an der Fuge verhindert,
- eine gute Nachbehandlung Eigenspannungen verringert und
- die Abstimmung der Frischbetoneigenschaften (Fließmittel oder Anschlussmischung) in Kombination mit den weiteren Faktoren zu einer hohen Verbundfestigkeit

führt. Irritierend ist in diesem Zusammenhang die Forderung nach dem Vornässen der Fuge, da einige Versuche belegen, dass dies zu kleineren Haftzugfestigkeiten führt.

7 Versuchsprogramm

7.1 Vorbemerkung

Das eigene Versuchsprogramm ist als Weiterführung der Arbeiten von (Reinecke 2004) und (Müller 2008) zu verstehen, um vor allem das Tragverhalten von unbewehrten (Schub-) Fugen möglichst vollständig aufzuklären. Die aufgegriffenen Fragestellungen ergaben sich unter anderen aus ungeklärten Zusammenhängen, mitunter der beiden vorangegangenen Arbeiten.

In Abbildung 7.1 sind die von Reinecke und Müller verwendeten (Haupt-) Versuchsaufbauten dargestellt. Im Verlauf der beiden Arbeiten wurde deutlich, dass die Darstellung einer konstanten Schubbeanspruchung entlang der Verbundfugen der Versuchskörper nicht möglich ist. Bei Versuchskörper Typ I stellt sich kein konstanter Verlauf der Schubspannungen entlang der Fuge ein. Durch Exzentrizitäten der Lasteinleitung ergeben sich zudem Zugkräfte senkrecht zur Fuge.

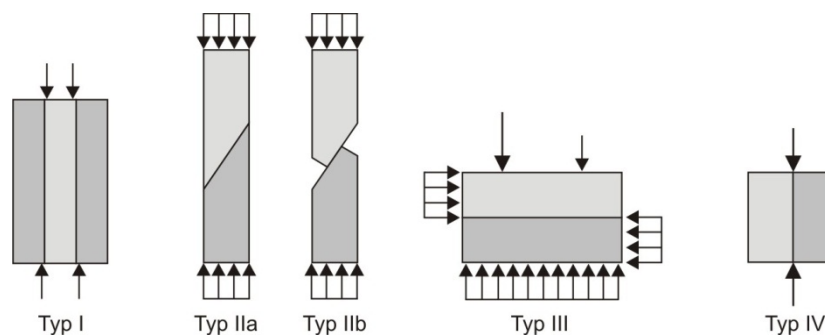


Abbildung 7.1: Kleinkörper nach (Reinecke 2004) und (Müller 2008)

Bei den Schub-Druck-Körpern (Typ II und III) ergeben sich ähnliche Effekte. Zudem stellt sich die Frage, ob eine „Rechenhilfsgröße“ – die Schubspannung – oder sinnvoller eine Materialkenngröße – die Zugfestigkeit – bei den Versuchen untersucht werden soll. Deshalb wurde der Spaltzugversuch (Typ IV) gewählt, um die Zugfestigkeit des Verbundes zu bestimmen und davon ausgehend auf die Schubfestigkeit zu schließen. Um zusätzliche Daten zum Bruchvorgang zu erhalten, wurden die Versuchsmethoden weiter verfeinert und weiter entwickelt. Durch zusätzliche Keilspaltzugversuche wurden beispielsweise zusätzliche Daten zum Bruchvorgang gewonnen.

7.2 Zielsetzung

Die Fragestellungen, wie Frischbetoneigenschaften (vgl. Kapitel 6.7) – respektive wie die Fließmittelzugabe – die Adhäsionstragwirkung beeinflussen, wurde im Rahmen eines von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Forschungsprojekts (Zilch, Lenz 2011) bearbeitet. Das Forschungsvorhaben wurde in Kooperation mit dem Lehrstuhl für Bauchemie der Technischen Universität München durchgeführt, um durchgehend Effekte auf makroskopischer bis hin zu mikroskopischer Ebene zu untersuchen. Die Motivation für

dieses Vorhaben ergab sich aus den Arbeiten von (Müller 2008) und (Hirsch 2004). Müller konnte beobachten, dass Fließmittel nicht nur die Frischbetoneigenschaften des Ergänzungsbetons positiv beeinflusst, sondern auch die Verbundfestigkeit. Die Ergebnisse von Hirsch legten zudem nahe, dass die Steigerung der Verbundfestigkeit nicht alleine auf die verflüssigende Wirkung der Fließmittel zurückzuführen ist, da verschiedene Fließmittel in Abhängigkeit des Wirkstoffs bzw. Wirkungsweise die Zementhydratation unterschiedlich beeinflussen.

Neben der ganzheitlichen, mehrskaligen Betrachtung der Verbundproblematik, sollten bei den Untersuchungen möglichst alle ausschlaggebenden Einflussgrößen (Fließmittelart, Wasserreduktion bzw. w/z-Wert, Erniedrigung sowie Erhöhung der Fließfähigkeit, Oberflächencharakteristika usw.) mit einbezogen werden. Hierbei wurde vor allem Wert auf die Quantifizierbarkeit dieser Parameter gelegt, um die Basis der verwertbaren Verbundversuchsergebnisse zu erweitern.

Grundsätzlich lag den Untersuchungen die Vorstellung zu Grunde, durch die Zugabe eines Fließmittels nicht nur die Frischbetoneigenschaften, sondern darüber hinaus auch die Festbetoneigenschaften positiv zu beeinflussen. Falls allein durch ein Betonzusatzmittel „quasi monolithischer Verbund“ herzustellen wäre, würden Verbundbauteile wesentlich wirtschaftlicher herzustellen sein. Durch den Verzicht auf zusätzliche Verbundbewehrung bzw. Haftvermittler ließen sich zudem vielfältige Fehlerquellen vermeiden. Durch den Entfall von zeit- und materialintensiven Arbeitsschritten würden die Bauausführung vereinfacht, Kosten reduziert und robustere Bauteile realisiert. Vor dem Hintergrund der notwendigen Ressourcenschonung ist der alleinige Beton-Beton-Verbund auch nachhaltiger als Bauweisen mit Verbindungsmitteln oder Haftvermittlern.

7.3 Verwendete Ausgangsstoffe

Nachfolgend werden die verwendeten Ausgangsstoffe charakterisiert. Wie bereits angesprochen soll dies möglichst quantitativ erfolgen, um die erzielten Versuchsergebnisse ohne Einschränkungen auf ähnliche Bedingungen übertragen zu können.

7.3.1 Zement

Entsprechend der angestrebten Betonzielfestigkeiten der Alt- und Neubetone wurden drei verschiedene Zementtypen verwendet:

- Zement 1: Märker CEM I 32,5R Betonzielfestigkeit: C20/25
- Zement 2: Märker CEM I 42,5R Betonzielfestigkeit: \geq C35/45
- Zement 3: Schwenk CEM I 42,5R-HS Betonzielfestigkeit: \geq C35/45

Die chemische Zusammensetzung der Zemente 1 und 2 ist identisch. Die beiden Zemente weisen jedoch unterschiedliche Zementfestigkeiten auf, wodurch die höhere Mahlfineinheit (vgl. Tabelle 7.1) bzw. der höhere Blainewert von CEM I 42,5R gegenüber Zement 1 erklärt

werden kann. Der CEM I 42,5R-HS, ein sogenannter „HS-Zement“, also ein Zement mit einem hohen Sulfatwiderstand, weist gegenüber den beiden anderen Zementen eine vergleichsweise noch höhere Mahlfeinheit auf.

Tabelle 7.1: Zementanalyse – Mahlfeinheit

	Märker		Schwenk
	CEM I 32,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5 R-HS
Dichte in g/cm ³	3,124	3,145	3,261
Blaine in cm ² /g	3379	3564	3889
d ₅₀ – Wert in µm	20,55	17,48	9,4

Um die Zemente hinsichtlich ihrer bautechnischen Eigenschaften genauer einstufen zu können, wurden zudem die Partikelgrößenverteilungen durch Lasergranulometrie (vgl. (Plank, de Reese 2011), Abbildung 7.2) bestimmt. Von besonderem Interesse ist die Verteilung der kleinen Zementpartikel, da diese vor allem die Festigkeitsentwicklung bzw. die Hydratationsgeschwindigkeit beeinflussen. Neben der Partikelgrößenverteilung der trockenen Zemente wurden die Partikelgrößenverteilungen von Zementleimen unterschiedlicher w/z-Werte und Fließmittelarten untersucht.

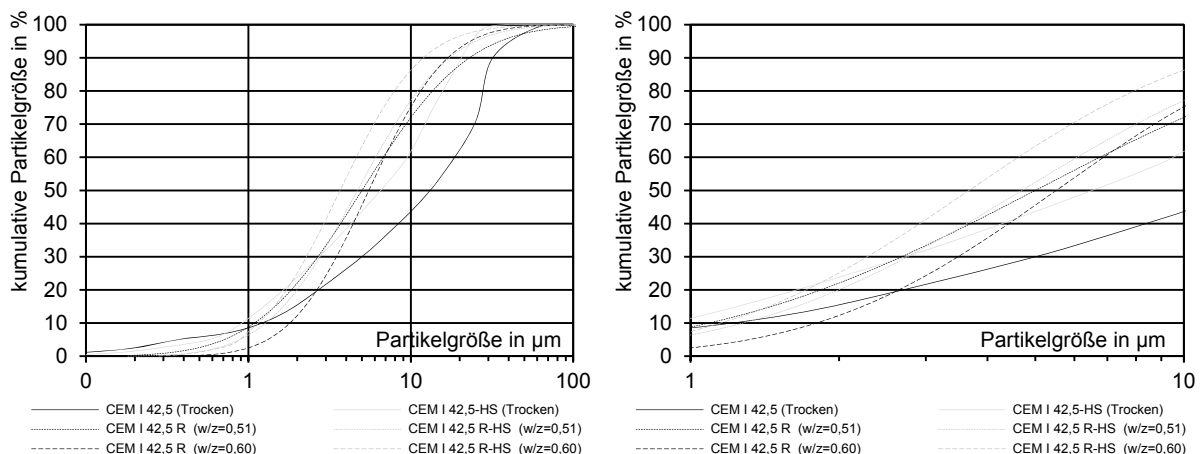


Abbildung 7.2: Partikelgrößenverteilungen der verschiedenen Zemente, ohne Zusatz von Fließmitteln, w/z = 0,51 bzw. 0,6

Die Abbildung 7.2 verdeutlicht, dass in den Zementleimen sich feinste Zementpartikel agglomerieren, aber auch große Zementpartikel – vermutlich während des Mischprozesses und Lösungsprozesses – geteilt werden. Die Steigung der Verteilungskurve nimmt im Bereich der Feinst- und Grobanteile ab und wird somit im Zwischenbereich steiler. Es liegen vermehrt Partikel im mittleren Durchmesserbereich vor. Offensichtlich ist dieser Effekt bei CEM I 42,5R gegenüber CEM I 42,5R-HS stärker ausgeprägt.

Nach (Odler, Borstel 1989) wird durch die Zugabe von Fließmitteln die Agglomeration der Zementpartikel gehemmt. Dies trifft jedoch für die, im Rahmen dieser Arbeit eingesetzten Fließmittel-Zement-Kombinationen nur bedingt zu. Entsprechend Abbildung 7.3 Links bleibt für CEM I 42,5R die Partikelgrößenverteilung, unabhängig vom w/z-Wert und von der Fließmittelart, in etwa gleich. Für den w/z-Wert von 0,51 wird die Partikelgrößenverteilung bei Zugabe von Fließmittel etwas in den feineren Bereich verschoben. Das Gegenteil ist für den

Versuchsprogramm

w/z-Wert von 0,6 zu beobachten. Tendenziell besitzen die Verläufe einen gemeinsamen Schnittpunkt.

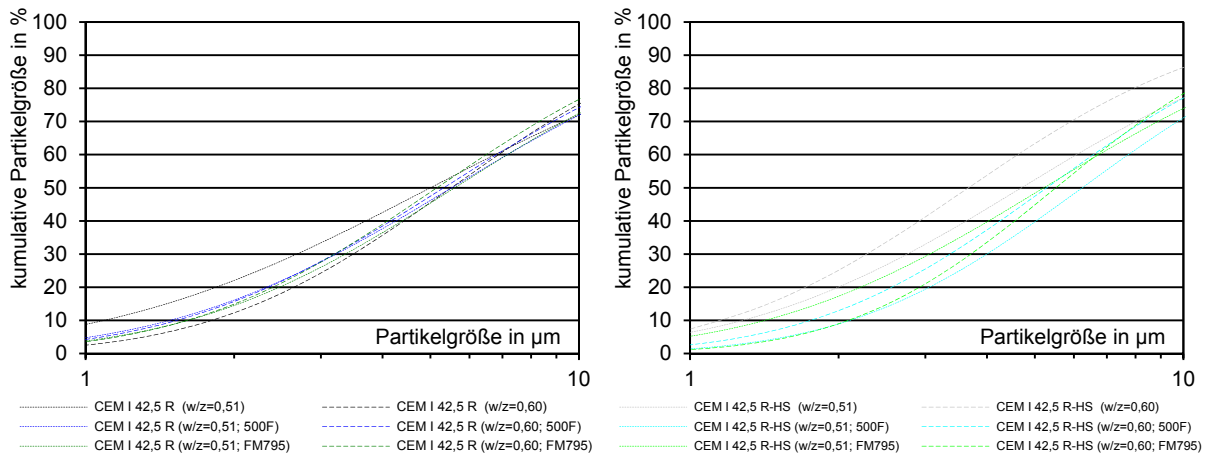


Abbildung 7.3: Partikelgrößenverteilungen in Abhängigkeit des w/z-Wertes und des Fließmittels
Links: CEM I 42,5R
Rechts: CEM I 42,5R-HS

In Abbildung 7.3 Rechts sind die Partikelgrößenverteilungen CEM I 42,5R-HS dargestellt. Durch die Zugabe von Fließmittel werden alle Verteilungen nach rechts in den groben Bereich verschoben. Ein wie oben beschriebener Einfluss des w/z-Wertes ist nicht zu beobachten. Im Gegensatz zum oben beschriebenen gemeinsamen Schnittpunkt sind die Verläufe eher zueinander verschoben.

Die hier vorgestellten Ergebnisse erlauben jedoch keine allgemeingültigen Schlüsse. Sie dienen lediglich der Charakterisierung der verwendeten Materialien, wobei tendenziell Unterschiede aufgrund der Kombination von Fließmittel und Zement festgestellt werden konnten. Die Ergebnisse sind als Tastversuche zu verstehen.

These 2: „Aus der Partikelgrößenverteilung eines trockenen Zements kann nur bedingt auf die Partikelgrößenverteilung der Zementleime geschlossen werden. Die Dispergierwirkung der Fließmittel beschränkt sich auf große Partikelgrößen ab ca. 10 µm. Die Zement-Fließmittelkombination und der w/z-Wert beeinflussen die Verteilung.“

Die Tabelle 7.2 zeigt die chemische Zusammensetzung der verwendeten Zemente. Ob die Verschiebung der Verläufe der Partikelgrößenverteilungen auf die chemische Zusammensetzung zurückgeführt werden kann wurde nicht untersucht. Um die Dispergierwirkung der Fließmittel im Zement zu aktivieren, müssen diese an bestimmten frühen Mineralphasen der Zementhydratation (Ettringit, Syngenit, Monosulfat, Gips, Portlandit) adsorbieren. Nach (Hirsch 2004) weist Ettringit die höchste Adsorptionsrate auf, die restlichen Phasen spielen nur eine untergeordnete Rolle. Für die frühe Ettringitbildung ist vor allem der C_3A -Gehalt des Zements entscheidend, wobei zwischen zwei Modifikationen, dem

- kubischen, sehr reaktiven C_3A und dem

Versuchsprogramm

- orthorhombischen, weniger reaktiven C_3A

unterschieden werden muss. Aufgrund der Reaktivität der beiden Modifikationen ist nicht der Gesamtgehalt an C_3A , sondern vor allem der Anteil am reaktiveren, kubischen C_3A von Interesse.

Tabelle 7.2: Zementanalyse – Zementchemie

	Märker CEM I		Schwenk	Durchschnitt für PZ
	32,5R	42,5R	CEM I 42,5 R-HS	
Tricalciumsilicat (C_3S)	59,0%	61,7%	46,4%	63,0%
Dicalciumsilicat (C_2S)	12,7%	13,6%	25,4%	16,0%
kub. Tricalciumaluminat (C_3A)	5,0%	4,7%	0,1%	11,0%
ortho. Tricalciumaluminat (C_3A)	2,0%	2,4%	0,2%	
Calciumaluminatferrat (C_4AF)	10,4%	10,2%	20,0%	8,0%

Die chemischen Zusammensetzungen der Zemente unterscheiden sich sehr stark. Die chemischen Analysewerte des CEM I 42,5R liegen im Erwartungsbereich üblicher Portlandzemente. Die chemische Zusammensetzung von CEM I 42,5R-HS weicht, wegen der geforderten Eigenschaften des HS-Zements hinsichtlich des (kubischen) C_3A -Gehalts, stark vom Durchschnitt ab. Durch die Verwendung, der in ihrer chemischen Zusammensetzung stark unterschiedlichen Zemente, sollte die Verträglichkeit der Zemente mit den Fließmitteln analysiert werden, bzw. geklärt werden in wie fern das Adsorptionsverhalten der Fließmittel den Beton-Beton-Verbund beeinflusst.

Die verschiedenen Hydratationsphasen können nach (Langenfeld, Stark 1998) anhand der Hydratationswärmefreisetzungsrate (vgl. Abbildung 7.4) bestimmt werden.

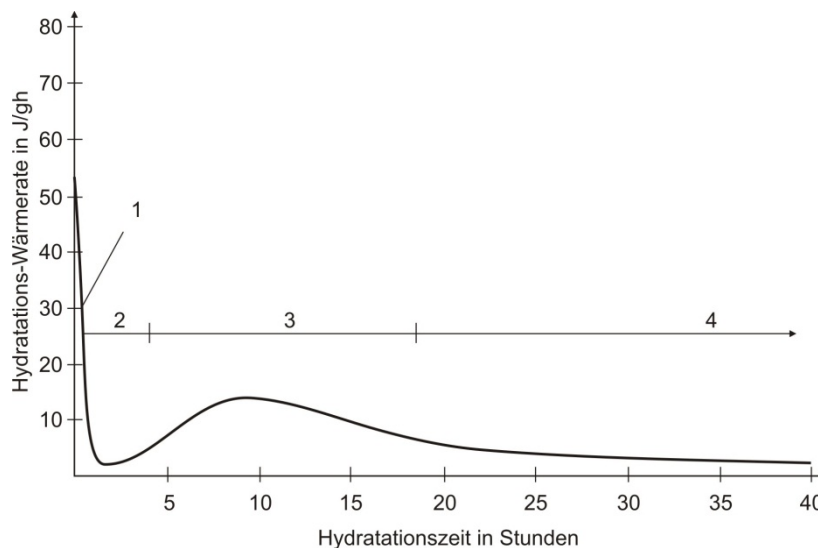


Abbildung 7.4: Hydratationsphasen und Wärmefreisetzungsrate nach (Langenfeld, Stark 1998)

Demnach kann die Hydratation in vier Phasen eingeteilt werden;

- Phase 1: Induktionsphase (C_3A – Umwandlung):
 C_3A reagiert bei Anwesenheit eines Sulfatträgers am schnellsten mit dem Anmachwasser unter Bildung großer hexagonaler C-A-H Kristalle, die Porenraum leicht überbrücken können, der Frischbeton steift an.

Versuchsprogramm

Durch Zugabe von Gips wird dieser Prozess unterbunden, da vermehrt Ettringitkristalle auf die Hydratphasen aufwachsen und somit eine weite Reaktion unterbinden

- Phase 2: Ruhephase (dormante Periode):
Die Bildung einer Gelhülle der Reaktionsprodukte aus Phase 1 unterbindet den Wasserzutritt zum Klinker und damit die weitere Reaktion des Zementklinkers
- Phase 3: Akzelerationsphase (C_3S – Umsetzung):
Die Phase 3 kennzeichnet die eigentliche Zementerhärtung indem durch die Umsetzung von C_3S CSH-Phasen miteinander verwachsen.
- Phase 4: Retardationsphase (Verdichtung und Erhärtung):
In dieser Phase kommt es zu einer weiteren Verdichtung der Phasen indem zusätzlich C_2S umgesetzt wird.

Anhand der Reaktionsenthalpie (vgl. Tabelle 7.3) der Klinkerphasen kann die Wärmeentwicklung der verschiedenen Zemente abgeschätzt werden. Der Einfluss des C_3A wird auch hier wieder deutlich.

Tabelle 7.3: Exotherme Reaktionsenthalpie nach (Stark, Wicht 2000)

Klinkerphase	Hydratationsprodukt	exotherme Reaktionsenthalpie in J/g
C_3S	$C_3S_2H_4$	500
C_2S	$C_3S_2H_4$	250
C_3A	$C_3A_2 \cdot CS \cdot H_{12}$	1340
C_3A	$C_3A_2 \cdot 3CS \cdot H_{32}$	540
C_3A	C_4AH_{13}	1258
C_4AF	$C_4AH_{13} + C_4FH_{13}$	375

Dass auch Fließmittel die Entwicklung der Hydratationswärme beeinflussen, konnte in (Langenfeld, Stark 1998) gezeigt werden. Die Senkung der Wärmefreisetzungsrate wurde dabei auf eine gehemmte C_3S – Umsetzung zurückgeführt. Um die Einflüsse der Zement-Fließmittel-Kombinationen zu berücksichtigen wurden kalorimetrische Messungen durchgeführt (vgl. Abbildung 7.5). Über den zeitlichen Wärmefluss kann auf die Entwicklung von Zwangsspannungen geschlossen werden.

Versuchsprogramm

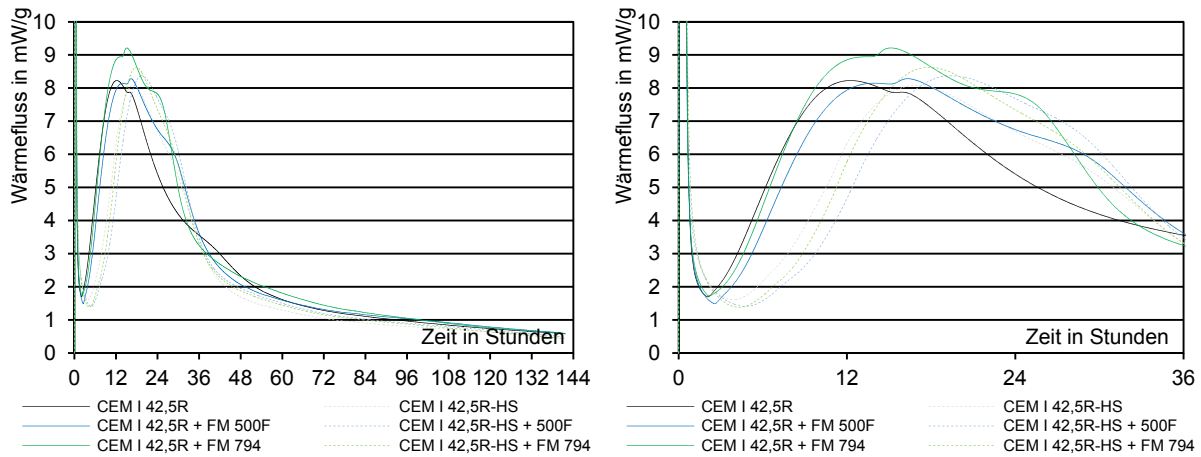


Abbildung 7.5: Kalorimetrische Bestimmung des Wärmeflusses (CEM I 42,5R und CEM I 42,5R-HS (HS))

Tabelle 7.4: Kalorimetrische Bestimmung des Wärmeflusses

Zement w/z = 0,6	Fließmittel Dosierung	$t_0^{1)}$	Wärmefluss t_0+24h mW/g·24h	Verhältnis werte	t_0	Wärmefluss t_0+24h
		in Stunden			Verhältniswerte CEM I 42,5R zu CEM I 42,5R-HS	
CEM I 42,5R	-	2,07	150	100%		
CEM I 42,5R	FM 500F (0,23 M.-%)	2,56	155	103%		
CEM I 42,5R	FM 794 (0,06 M.-%)	2,18	173	115%		
CEM I 42,5R-HS	-	2,72	137	100%	131%	91%
CEM I 42,5R-HS	FM 500F (0,23 M.-%)	2,64	132	96%	103%	85%
CEM I 42,5R-HS	FM 794 (0,06 M.-%)	2,57	138	101%	118%	80%

$t_0^{1)}$ ist auf den minimalen Wärmefluss in der Ruhephase bezogen

Die Akzelerationsphase von CEM I 42,5R-HS setzt gegenüber CEM I 42,5R um etwa 3 Stunden zeitversetzt ein. Das Maximum der Wärmeentwicklung ist in etwa gleich. Die Kurven sind einander ähnlich, jedoch um die Differenz der Dauer der Ruhephase zueinander versetzt. Der Wärmeabfluss für den Zeitraum t_0+24h des CEM I 42,5R-HS ist in Abhängigkeit des verwendeten Fließmittels um 10 bis 20 % geringer als der des CEM I 42,5R.

These 3: „Die verwendeten Zement-Fließmittelkombinationen unterscheiden sich nicht entscheidend in ihrer Wärmeentwicklung.“

Die Rohdaten der Zementanalysen wurden im Rahmen des DFG-Forschungsvorhabens am Lehrstuhl für Bauchemie (Plank, de Reese 2011) ermittelt.

7.3.2 Zuschläge

Als Betonzuschlag wurden Gesteinskörnungen entsprechend (DIN EN 12620:2008-05) verwendet. Für die Hauptversuche wurde ausschließlich quartärer Sand und Kies aus dem Raum München verwendet. Petrografische Zusammensetzung und weiterführende Materialparameter sind dem Anhang zu entnehmen. Als Sieblinie wurde der Typ A/B16 gewählt.

Zur Bestimmung des Einflusses der Zugschlagart auf die Ergebnisse verschiedener Aufräummethoden, wurde zudem die Zuschlagsart der Zuschlagskörnung 8/16 variiert. Hierzu wurde neben quartärem Kies, Tertiärkies (Landshuter und Peracher Schotter –

Kernbereich) sowie gebrochener Kalkstein und Basalt verwendet. Diese Versuchsreihe sollte vor allem zeigen, inwiefern sich die Art des Grobkorns auf die erzielbare Rauheit der Altbetonoberfläche bei verschiedenen Aufrauungsmethoden auswirkt. Unterschieden wurde zwischen weichem und festem bzw. vorselektiertem und gebrochenem Korn. Es wurde ausschließlich die Korngruppe 8/16 variiert, da weitere Zuschlagseinflüsse ausgeschlossen werden sollten.

7.3.3 Fließmittel

Durch die Verwendung von Fließmitteln kann bei gleichbleibendem Ausbreitmaß der Wasseranspruch der Beton- oder Mörtelmischung gesenkt werden. Der Wirkungsgrad üblicher Fließmittel kann der Tabelle 7.5 entnommen werden.

Tabelle 7.5: Wirkungsgrad der Fließmittel nach (Plank et al. 2005)

Dispergiermittel Polykondensat (PK), Polycarboxylat (PC)		Klassifikation	Wassereinsparung in %	
			durchschnittlich	maximal
PK	Lignosulfonat	Verflüssiger	5 - 15	20
PK	NSF	Fließmittel	10 - 25	30
PK	MFS	Fließmittel	10 - 25	30
PC	Polycarboxylat	Fließmittel	20 - 30	40
PC	Zwitterionisches Polycarboxylat	Fließmittel	30 - 45	60

Die sogenannten NSF-Harze (β -Naphthalinsulfonsäure-Formaldehyd-Kondensate) bzw. MFS-Harze (Melamin-Formaldehyd-Sulfit-Kondensate) sind der Gruppe der Polykondensate (PK) zuzuordnen und werden seit 1962 zur Verflüssigung von Bindemittelsuspensionen eingesetzt. Ab Mitte der 80er Jahre wurden die gegenüber den Polykondensaten noch wirksameren Polycarboxylate (PC) parallel eingesetzt. Neben der Effektivität der verflüssigenden Wirkung der Fließmittel ist das jeweilige Fließmittel auf seinen Einsatzbereich abzustimmen. Fließmittel im Transportbetonbereich müssen sowohl auf den Grad der Verflüssigung als auch auf die mögliche Dauer (Transportzeiten) der Verflüssigung abgestimmt werden. Für Fertigteilbetone ist die Wirkungszeit weniger von Interesse.

Zudem unterscheiden sich Fließmitteltypen in der Wirkungsweise, d. h. in der Art und Weise, wie sie der Agglomeration der Zementpartikel entgegenwirken bzw. die Verflüssigung gewährleisten. Neben der elektrostatischen Abstoßung, wie sie bei Polykondensaten üblich ist, ergibt sich aufgrund der Seitenketten der Polycarboxylate eine zusätzliche sterische (räumliche) Abstoßung. In Abbildung 7.6 ist die chemische Struktur und die Wirkungsweise der Fließmittel schematisch dargestellt.

Versuchsprogramm

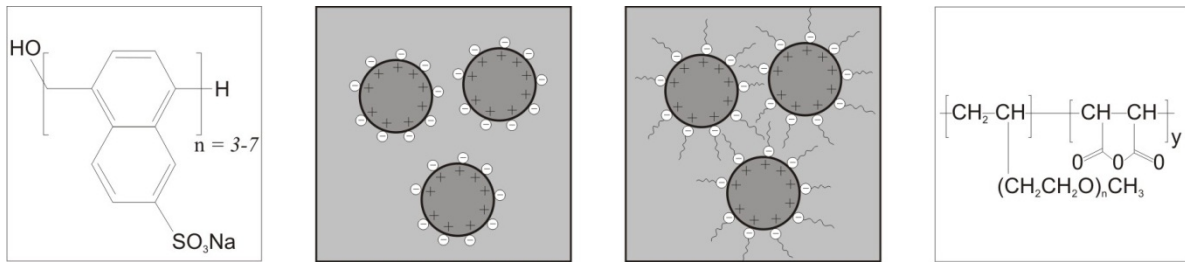


Abbildung 7.6: Wirkungsweise und Struktur der Fließmittel:
Links: elektrostatische Abstoßung bei Polycondensaten;
Rechts: zusätzliche sterische Abstoßung (prinzipielle Darstellung) bei Polycarboxylaten

Neben der Reduktion des Wasseranspruchs von Mörtel- oder Betonmischungen können logischerweise auch die rheologischen Eigenschaften der Mischungen verändert werden, indem das Ausbreitmaß bei konstantem w/z-Wert vergrößert bzw. die Viskosität der Mischung herabgesetzt wird (vgl. (Müller 2008)).

Für die eigenen Untersuchungen sind vor allem Sekundäreffekte der Fließmittel von Bedeutung. Um möglichst viele Sekundäreffekte der Fließmittel und deren Einfluss auf den Beton-Beton-Verbund im Rahmen der eigenen Untersuchungen herausstellen zu können, wurden bewusst möglichst verschiedenartige handelsübliche Fließmittel verarbeitet.

Tabelle 7.6: Charakterisierung der verwendeten Fließmittel

Hersteller	Woerment		BASF
	FM 794	FM 30	Melcret® 500 F
Produktname	FM 794	FM 30	FM 500 F
Bezeichnung	FM 794	FM 30	FM 500 F
Typ	Polycarboxylat (PC)	Polycondensat (PK)	Polycondensat (PK)
Rohstoffbasis	Polycarboxylatether	Naphthalinsulfonat	β -Naphthalinsulfonsäure Formaldehyd-Harz
Farbe und Lieferform	braune Flüssigkeit	braune Flüssigkeit	braunes Pulver
Dichte (bei 20°C)	1,06 ± 0,02 g/cm ³	1,20 ± 0,03 g/cm ³	0,65 ± 0,15 g/cm ³ ³⁾
pH-Wert (bei 20°C)	6,5 ± 1,5	7,5 ± 1,0	7,5 ± 1,5
max. Chloridgehalt	0,10 M%	0,10 M%	k.A.
max. Alkaligehalt	1,0 M% ¹⁾	6,5 M% ¹⁾	k.A.
Empf.Dosierbereich:	0,1 – 3,0 M-% ²⁾	0,1 – 3,6 M% ²⁾	0,2 – 2,0 M% ²⁾
an. Ladungsmenge (w/z=0,6; pH=12,6)			
NaOH (ph=12,6)	396	3488	3138
Märker CEM I 32,5R	209	2789	2600
Märker CEM I 42,5R	215	3119	2758

¹⁾ als Na₂O-Äquivalent

²⁾ vom Zementgewicht

³⁾ Schüttdichte

In Tabelle 7.6 sind die Herstellerangaben zu den Fließmitteln angegeben. Im nachfolgenden Text werden die Fließmittel entsprechend ihrer Zuordnung der Rohstoffbasis als Polycondensat-Fließmitteltyp (PK) oder als Polycarboxylat-Fließmitteltyp (PC) anhand der Abkürzungen benannt. Die Produktnamen werden auf die Kürzel FM 794, FM 30 und FM 500 F reduziert:

- BASF Melcret 500 F (FM 500 F, Gruppe der Polycondensate (PK))
- Woerment FM 794 (FM 794, Gruppe der Polycarboxylate, (PC))
- Woerment FM 30 (FM 30, Gruppe der Polycondensate, (PK)).

Ein wesentlicher Sekundäreffekt ist die bekannte tensidische Wirkung bestimmter Polycarboxylate aufgrund der Anordnung ihrer Seitenketten. Es gilt zu analysieren, inwiefern

Versuchsprogramm

durch die Zugabe von Fließmitteln die Oberflächenspannung von Wasser bzw. der Porenlösung beeinflusst wird (vgl. Abbildung 7.7). Zudem wie die Benetzungsfähigkeit und die Kapillarspannung (vgl. Kapitel 6.3) von der Oberflächenspannung abhängig sind und somit der Beton-Beton-Verbund. Die Analyse der Oberflächenspannungen erfolgte im Rahmen des Forschungsprojekts (vgl. (Plank, de Reese 2011)).

Die Oberflächenspannung (OFS) von Wasser (72,75 mN/m bei 20 °C) wird durch die Dosierung von FM 500 F kaum geändert. Bei einer Konzentration von $10 \text{ g}_{\text{FM 500F}}/\text{l}_{\text{Wasser}}$ fällt die Oberflächenspannung lediglich um 4 % auf 70 mN/m. Der Abfall ist vernachlässigbar.

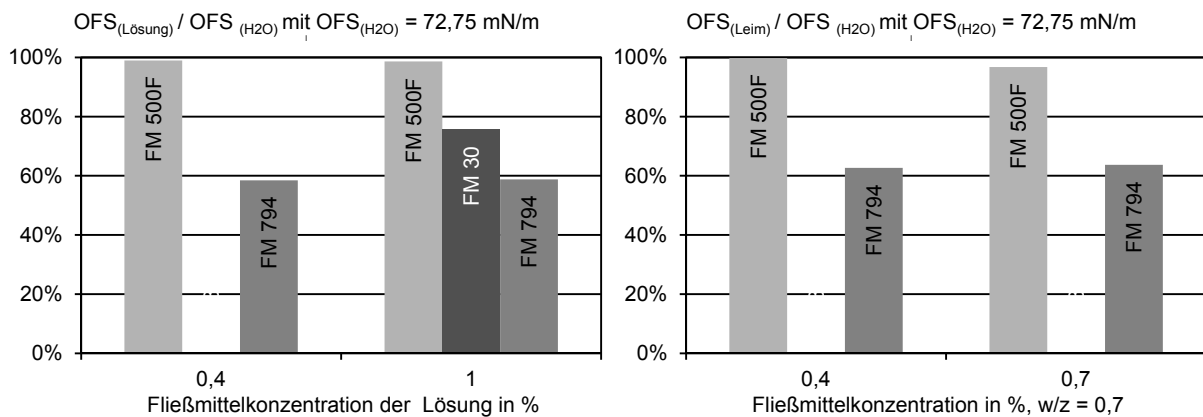


Abbildung 7.7: Beeinflussung der Oberflächenspannung durch die verwendeten Fließmittel nach (Plank, de Reese 2011) und (Müller 2008)
Links: Lösung aus Fließmittel und Wasser
Rechts: Zementleimfiltrat

Selbst bei niedrigen Dosierungen von FM 794 ($0,3 \text{ g}_{\text{FM794}}/\text{l}_{\text{Wasser}}$) wird die Oberflächenspannung der Lösung auf ca. 60 % des Ausgangswertes herabgesetzt. Bei höheren Dosierungen wird die Oberflächenspannung noch weiter herabgesetzt (55 % bei $10 \text{ g}_{\text{FM794}}/\text{l}_{\text{Wasser}}$). Die Werte für FM 30, ein Vertreter der Polykondensate, liegen dazwischen (Müller 2008). Bei einer Dosierung von $10 \text{ g}_{\text{FM30}}/\text{l}_{\text{Wasser}}$ wird die Oberflächenspannung auf 75 % des Wertes für reines Wasser gesenkt.

Festzuhalten bleibt, dass FM 794 (PC) nahezu unabhängig von seiner Konzentration die Oberflächenspannung der Lösung deutlich verringert. Die Absenkung der Oberflächenspannung fällt geringer aus, falls Polykondensate (FM 500 F, FM 30) zugesetzt werden. Es kann jedoch keine generelle Aussage getroffen werden, dass Polycarboxylate die Oberflächenspannung herabsetzen und Polykondensate nicht. Die Verminderung der Oberflächenspannung ist produktspezifisch. Für allgemeingültige Aussagen müssten weitere Fließmittel untersucht werden.

Entscheidend für die Beeinflussung der Oberflächenspannung des Porenwassers ist jedoch nicht die Gesamtmenge des zugegebenen Fließmittels, sondern der Anteil des nicht an den Klinkerphasen adsorbierten Fließmittels, sprich der Anteil, der ungebunden in der Porenlösung verbleibt. Mit der TOC-Methode (Total Organic Carbon) kann der organische Kohlenstoffgehalt einer flüssigen Polymerprobe – hier die abfiltrierte Porenlösung eines

Versuchsprogramm

Zementleims mit festem w/z-Wert – bestimmt und auf die in der Lösung vorhandene Fließmittelmenge geschlossen werden. Indirekt kann auch auf die Menge des auf den Hydratphasen adsorbierten Fließmittels geschlossen werden (vgl. z. B. (Hirsch 2004)).

Tabelle 7.7: Adsorptionsgrad und freie Konzentration (c_{frei}) des Fließmittels in Lösung aus (Plank, de Reese 2011) für w/z-Wert von 0,51

Zement	Fließmittel (Dosierung)	Adsorptionsgrad in %	c_{frei} [g/L] s
CEM I 42,5 R	FM 500 F (0,23 % bwoc)	85	0,7
	FM 794 (0,11 % bwoc)	63	0,8
CEM I 42,5 R-HS	FM 500 F (0,23 % bwoc)	90	0,5
	FM 794 (0,11 % bwoc)	59	0,9

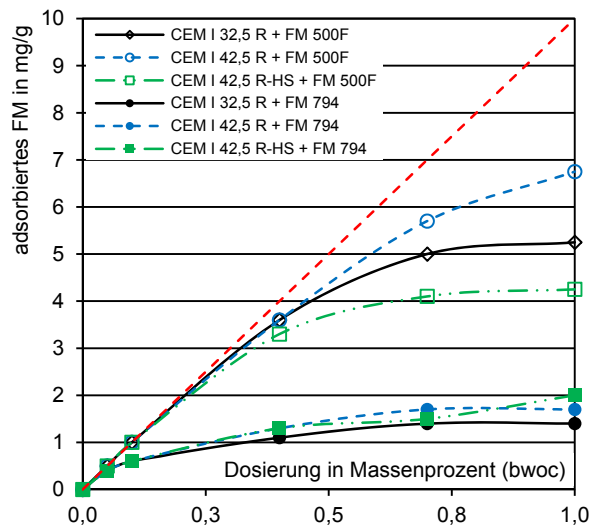


Abbildung 7.8: Adsorptionsisotherme für w/z = 0,6

Abbildung 7.8 zeigt den Adsorptionsgrad in Abhängigkeit der Dosierung der jeweiligen Fließmittel. Die Grenzlinie beschreibt den Zustand einer vollständigen Adsorption, d. h. 100 % der Fließmittelmoleküle sind an den Hydratphasen gebunden, es verbleibt kein Fließmittelrest in der Lösung. Mit zunehmender Dosierung nimmt der Adsorptionsgrad der Fließmittel ab und nähert sich einem Grenzwert. Bei einer Dosierung von 1 M.-% werden z. B. nur noch etwa 10 % des zugegebenen FM 794 adsorbiert, der Rest bleibt ungebunden in der Porenlösung. Aufgrund der höheren anionischen Ladungsdichte ist der Adsorptionsgrad von FM 500 F wesentlich größer als der von FM 794. CEM I 42,5R-HS weist kleinere Adsorptionsgrade als CEM I 42,5R auf, da aufgrund des C_3A -Gehalts weniger Hydratationsprodukte zur Verfügung stehen, auf deren Oberfläche die Fließmittelmoleküle adsorbieren können.

Die Fließmittelkonzentration der untersuchten Mischungen wurde deshalb auf Grundlage der Adsorptionsisothermen derart gewählt, dass bei Verwendung von FM 794 als Fließmittel noch genügend nicht adsorbiertes Fließmittel in der Porenlösung verbleibt, um die Oberflächenspannung stark absenken zu können. Die Konzentration des nicht adsorbierten Fließmittels (vgl. Tabelle 7.7) ist gemäß Abbildung 7.7 ausreichend, um die Oberflächenspannung der Porenlösung erheblich herabzusetzen.

Versuchsprogramm

(Hirsch 2004) konnte nachweisen, dass durch den Zusatz von Fließmitteln das Kristallwachstum manipuliert werden kann. Dafür wurden synthetische Hydratphasen unter Einfluss verschiedener Fließmittel hergestellt. Es stellte sich heraus, dass vor allem das Ettringitkristallwachstum durch Fließmittel beeinflusst werden kann. Die Hemmung des Wachstums ist auf die Adsorption der anionischen Ladungsdichte der Fließmittel an der Spitze der nadeligen Ettringitkristalle zurückzuführen.

ESEM-Aufnahmen (nach 120 Minuten Hydratation)	Heterogene Keimbildung der Ettringitkristalle			Homogene Keimbildung der Ettringitkristalle		
	Länge [nm]	Durch- messer [nm]	L/D- Verhält- nis	Länge [nm]	Durch- messer [nm]	L/D- Verhält nis
MFS	80- 400	60- 240	1,3- 1,7	300- 700	160-240	1,9- 2,9
NSF	80- 350	50- 150	1,6- 2,3	300- 700	150-220	2,0- 3,2
PC-24	200- 900	100- 300	2,0- 3,0	600- 1000	200-500	2,0- 3,0
PC-4	200- 900	100- 300	2,0- 3,0	600- 1300	200-500	2,6- 3,0
PC-18	200- 1000	100- 300	2,0- 3,3	600- 1600	200-600	2,7- 3,0
ohne FM	200- 1000	60- 230	3,3- 4,3	830- 2000	170-500	4,0- 4,9

Abbildung 7.9: Längen- / Durchmesser-Verhältnis der Ettringitkristalle nach (Hirsch 2004, S. 212) nach 120 min Hydratation

Je kleiner die Ladungsdichte, desto weniger Fließmittel wird adsorbiert und umso weniger wird das Kristallwachstum behindert. Die heterogene Keimbildung (von der Oberfläche des Zemetklinkers) der Ettringitkristalle wird dabei stärker gehemmt, da die Fließmittel mit hoher anionischer Ladungsdichte stärker adsorbieren und nur wenige in Lösung verbleiben, um die homogene Keimbildung zu hemmen. Neben weiteren Einflüssen vermutete (Müller 2008), dass die Manipulation des Kristallwachstums (kürzere Ettringitkristalle) den Beton-Beton-Verbund positiv beeinflussen könnte.

Um auch diesen Effekt für die eigenen Untersuchungen zu berücksichtigen, wurden die Kristallisationsprodukte der möglichen Fließmittel-Zement-Kombinationen untersucht. Die nachfolgenden Abbildungen wurden im Rahmen der Untersuchungen am Lehrstuhl für Bauchemie der Technischen Universität München durchgeführt (vgl. (Plank, de Reese 2011).

Versuchsprogramm

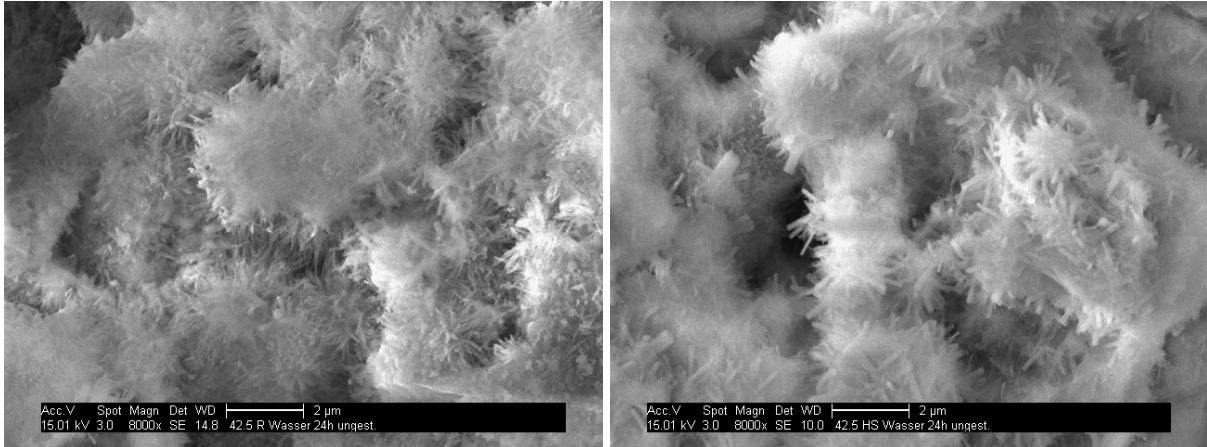


Abbildung 7.10: Hydratationsprodukte 24 Stunden nach Wasserzugabe
Links: CEM I 42,5 R
Rechts: CEM I 42,5 R-HS

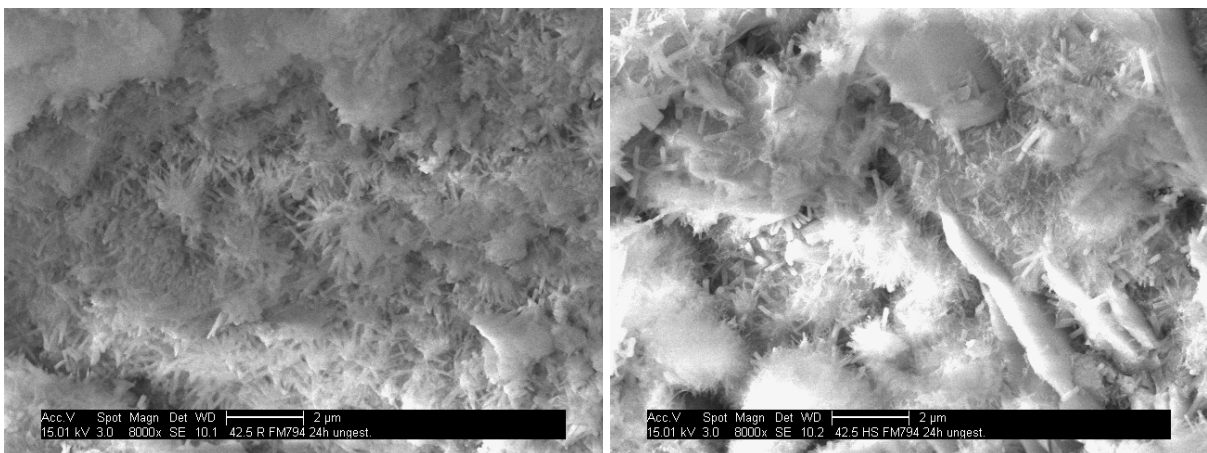


Abbildung 7.11: Hydratationsprodukte 24 Stunden nach Wasserzugabe (Wasser+FM 794)
Links: CEM I 42,5 R
Rechts: CEM I 42,5 R-HS

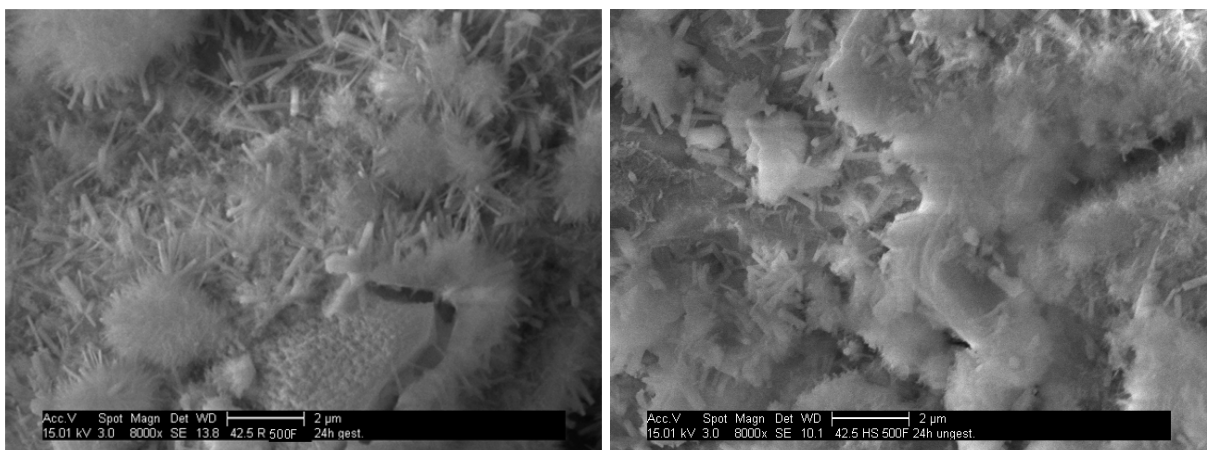


Abbildung 7.12: Hydratationsprodukte 24 Stunden nach Wasserzugabe (Wasser+FM 500F)
Links: CEM I 42,5 R
Rechts: CEM I 42,5 R-HS

Es wird deutlich, dass 24 Stunden nach Wasserzugabe bei den Mischungen mit CEM I 42,5R-HS deutlich weniger Hydratationsprodukte zu finden sind. Ein eindeutiger Trend zum Längenwachstum der Ettringitkristalle ist jedoch nicht feststellbar.

7.3.4 Zusammenfassung

Die Analyse der Ausgangsstoffe zeigt, dass diese sich hinsichtlich ihrer chemischen und physikalischen Eigenschaften stark unterscheiden. Ziel der Charakterisierung der Ausgangsstoffe war, diese Unterschiede aufzuzeigen, um deren evtl. Einflüsse auf den Beton-Beton-Verbund nach Abschluss der geplanten Versuche zu bewerten. Die Ausgangsstoffe unterscheiden sich vor allem hinsichtlich ihrer Härte (Zuschläge), dem C₃A-Gehalt (Zement) und in der Art der Beeinflussung der Oberflächenspannung und Kristallisation (Fließmittel).

7.4 Parameterkombinationen

Die Parameter der durchgeführten Versuche sind in Tabelle 7.8 in einer Übersicht zusammengestellt.

Tabelle 7.8: Bezeichnungen der Probekörper

Zusammensetzung der Verbundkörper entsprechend der Bezeichnung												
Serie	Altbeton		Neubeton			Rauheit		Feuchte	Lage			
A	B	b.1	D	d.1	d.2	E	e.1	F	f.1	G	g.1	H
1 bis 18	1.1-	C20/25	1.	C20/25	CEM I 32,5R	1-	Grundmischung	H	HDW	-	Altbeton trocken	Lage des Körpers
	2.1-	C35/45	2.	C35/45	CEM I 42,5R	2-	+FM (FM 500F)	R	Rüttelrau	N-	Altbeton nass	
	3.1-	C50/60	3.	C50/60	CEM I 42,5R	3-	-H ₂ O+FM (FM 500F)	ua.		F-	Altbeton feucht	
			21.	C35/45	CEM I 42,5R-HS	4-	-H ₂ O					
			31.	C50/60	CEM I 42,5R-HS	5-	+FM (FM 794)					
						6-	-H ₂ O+FM (FM 794)					
						8-	+FM (FM 30)					
						9-	-H ₂ O+FM (FM 30)					

Bezeichnung der Verbundkörper: S_A_B-D.E-FG-H

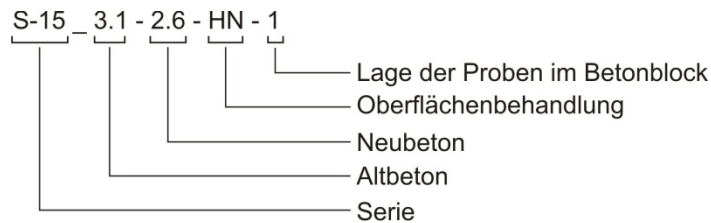


Abbildung 7.13: Schema zur Probekörperbezeichnung

Anhand der Bezeichnung der Verbundkörper (vgl. Tabelle 7.8 mit Abbildung 7.13) kann auf die jeweilige Parameterkombination geschlossen werden. Innerhalb der durchgeführten Versuchsserien wurden:

- Altbetone mit
 - drei verschiedenen Zielfestigkeitsklassen, vgl. Spalte B von Tabelle 7.8 mit
- Neubetonen mit
 - drei verschiedenen Zielfestigkeitsklassen, vgl. Spalte d.1 von Tabelle 7.8,
 - drei verschiedenen Zementsorten, vgl. Spalte d.2 von Tabelle 7.8,
 - drei verschiedenen Fließmitteln, vgl. Spalte e.1 von Tabelle 7.8 unter
 - Variation des w/z-Wertes und des Ausbreitmaßes, vgl. Spalte e.1 von Tabelle 7.8

ergänzt.

Die Bezeichnung „S_15_3.1-2.6-HN-1“ (vgl. Abbildung 7.13) bedeutet demnach, dass der Probekörper der Serie 15 zuzuordnen ist. Der Altbeton („3.1“) entspricht der Zielfestigkeit eines C50/60. Der Neubeton („2.6“) wurde mit einem CEM I 42,5R hergestellt und entspricht der Zielfestigkeit eines C35/45. Für den Neubeton („2.6“) wurde im Vergleich zur Grundmischung der w/z-Wert durch Entzug von Wasser reduziert, bei gleichzeitig konstantem Ausbreitmaß. Die Veränderung des w/z-Wertes und des Ausbreitmaßes durch

Wasserentzug und Fließmittelzugabe gegenüber der Grundmischung ist schematisch in Abbildung 7.14 dargestellt.

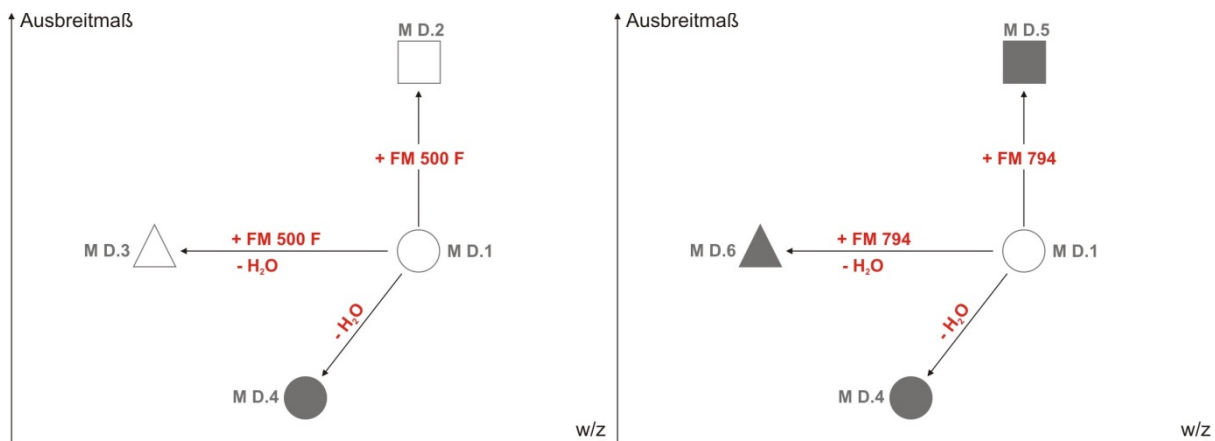


Abbildung 7.14: Prinzipskizze der w/z-Werte und Ausbreitmaße der Neubetone ausgehend vom Grundbeton

Die Oberfläche des Altbetons („HN“) wurde vor der Ergänzung mit Neubeton druckwassergestrahlt und war zum Zeitpunkt der Betonage wassergesättigt.

7.4.1 Variation des Altbetons

Der Altbeton wurde ausschließlich mit CEM I 32,5 bzw. mit CEM I 42,5 ohne Fließmittelzugabe hergestellt. Es sollte hierdurch der für Altbetone übliche baupraktische Druckfestigkeitsbereich abgedeckt werden.

7.4.2 Variation des Neubetons

Gemäß (DIN EN 934-2:2002-02) ist Fließmittel ein „Zusatzmittel, das eine erhebliche Verminderung des Wassergehalts einer gegebenen Betonmischung ermöglicht, ohne die Konsistenz zu beeinträchtigen, oder ohne Veränderung des Wassergehalts das Setzmaß/Ausbreitmaß erheblich erhöht, oder das gleichzeitig beide Wirkungen hervorruft“. Um zu untersuchen, wie Fließmittel die Adhäsionsfestigkeit verändern können, wurde das Ausbreitmaß und der Wasser-Zement-Wert der Neubetone durch die Zugabe dreier Fließmittelsorten (FM 794, FM 30 und M 500 F, vgl. 7.3.3) gezielt verändert. Die Untersuchungen wurden auf für die Baupraxis relevante Betonfestigkeitsklassen beschränkt. Die Neubetone entsprechen im Grunde den verwendeten Altbetonen. Von diesen „Grundbetonen“ ausgehend, wurden Ausbreitmaß und/oder w/z-Wert durch Fließmittelzugabe und/oder Variation des Wassergehalts verändert (vgl. Abbildung 7.14). Zudem wurde für den Neubeton auch CEM I 42,5R durch CEM I 45,5R-HS ersetzt (vgl. Tabelle 7.9). Bei gleichen Festbetoneigenschaften sollte der Einfluss der chemischen Zusammensetzung (C_3A -Gehaltes) und damit verbundene sonstige Eigenschaften (Wärmeentwicklung, usw.) verschiedener Zementtypen untersucht werden.

Die Variation der Neubetoneigenschaften ermöglicht somit die versuchstechnische Abdeckung eines breiten Druckfestigkeitsbereichs, eines ausgedehnten Ausbreitmaßbereichs und unterschiedlicher w/z-Werte. Zudem werden nicht nur typische, baupraktisch offensichtliche fließmittelproduktspezifische Aspekte (Erhöhung des Ausbreitmaßes bzw. Wasserreduktion) betrachtet, sondern zudem auch die Verträglichkeit von drei handelsüblichen Fließmitteln mit unterschiedlichen Zementen. Zwei der Fließmittel sind dabei der Gruppe Polykondensate und eines der Gruppe der Polycarboxylate zuzuordnen.

7.4.3 Variation der Altbetonoberflächen

Neben den Frisch- und Festbetoneigenschaften wurde zudem die Oberflächenbeschaffenheit des Altbetons variiert. Zur Erzeugung unterschiedlicher Rauheiten wurden die Oberflächen folgendermaßen bearbeitet:

- Druckwasserstrahlen (HDW),
- Sandstrahlen (SS),
- mechanische Aufrauung durch Meißel (MA),
- geschliffen (GS),
- geschalt (SC),
- Rechenstruktur eingeprägt (L, Q) und
- im rüttelrauen Zustand belassen (RR).

Neben der herstellungsbedingten Charakteristik der Oberflächen weisen diese auch unterschiedliche Rauheiten auf, die in Form des Wenzel'schen Quotienten bestimmt wurden.

7.4.4 Variation der Wassersättigung des Altbetons

Um die als allgemein anerkannten „Empfehlungen zur Fugenvorbereitung“ (vgl. 5.2) zu überprüfen, wurde der Wassersättigungsgrad des Altbetons variiert.

7.4.5 Zusammenfassung

Im Grunde sollen die Auswirkungen der Variation der Frischbetoneigenschaften des Neubetons auf die Adhäsionsfestigkeit untersucht werden. Ausgehend von den Ergebnissen sollen möglichst optimale Neubetonmischungen bestimmt werden. Mit Hilfe der weiteren Parameter soll vor allem die Anwendbarkeit der Ergebnisse in baupraktischer Hinsicht überprüft werden. Weitere noch zu untersuchende Parameter sind denkbar, konnten jedoch aufgrund des gesteckten Zeitrahmens nicht untersucht werden.

7.5 Frisch- und Festbetoneigenschaften der Betonmischungen

Im Rahmen der Untersuchungen wurden mehrere zeitlich versetzte Versuchsserien durchgeführt, wobei für alle Serien jeweils die Frisch- und Festbetoneigenschaften bestimmt

Versuchsprogramm

wurden. Generell lassen sich die Betone entsprechend ihrer „Soll-Zielfestigkeiten“ (C20/25 bis C50/60; vgl. Tabelle 7.10 und Tabelle 7.11) in drei Gruppen unterteilen:

- Niedrigfeste Betone,
- Normalfeste Betone und
- Höherfeste Betone.

Die unterschiedlichen Zielfestigkeiten wurden durch unterschiedliche Zementmengen eingestellt (vgl. Tabelle 7.9). Innerhalb der Zielfestigkeitsgruppen wurde die Zementeinwaage konstant belassen. Wegen der unterschiedlichen w/z-Werte innerhalb der Gruppen, ändern sich die Zuschlagsmengen in geringem Maße.

Versuchsprogramm

Tabelle 7.9: Zusammensetzung der verwendeten Betone

Mischung	Zement		Zuschlag			Wasser		Fließmittel	
	Typ [-]	[kg/m³]	0/4 [kg/m³]	4/8 [kg/m³]	8/16 [kg/m³]	[kg/m³]	w/z [-]	Typ [-]	[‰]
1.1	CEM I 32,5 R	250,0	928	465	595	175	0,700	-	0,00
1.2	CEM I 32,5 R	250,0	928	465	595	175	0,700	500F	4,00
1.3	CEM I 32,5 R	250,0	954	477	611	150	0,600	500F	4,00
1.4	CEM I 32,5 R	250,0	954	477	611	150	0,600	-	0,00
1.5	CEM I 32,5 R	250,0	928	465	595	175	0,700	FM794	0,93
1.6	CEM I 32,5 R	250,0	954	477	611	150	0,600	FM794	1,86
2.1	CEM I 42,5 R	301,5	894	447	573	181	0,600	-	0,00
2.2	CEM I 42,5 R	301,5	894	447	573	181	0,600	500F	2,32
2.3	CEM I 42,5 R	301,5	926	464	594	154	0,510	500F	2,32
2.4	CEM I 42,5 R	301,5	928	464	595	154	0,510	-	0,00
2.5	CEM I 42,5 R	301,5	894	447	573	181	0,600	FM794	0,64
2.6	CEM I 42,5 R	301,5	926	464	594	154	0,510	FM794	1,12
2.8	CEM I 42,5 R	301,5	893	447	572	181	0,600	FM30	0,39
2.9	CEM I 42,5 R	301,5	926	463	593	181	0,600	FM30	2,13
3.1	CEM I 42,5 R	392,5	856	429	549	181	0,461	-	0,00
3.2	CEM I 42,5 R	392,5	856	429	549	181	0,461	500F	2,12
3.3	CEM I 42,5 R	392,5	889	445	570	155	0,395	500F	3,40
3.4	CEM I 42,5 R	392,5	856	429	549	190	0,485	-	0,00
3.5	CEM I 42,5 R	392,5	856	429	549	181	0,461	FM794	0,83
3.6	CEM I 42,5 R	392,5	889	445	570	155	0,395	FM794	1,30
21.1	CEM I 42,5 R-HS	301,5	894	447	573	181	0,600	-	0,00
21.2	CEM I 42,5 R-HS	301,5	894	447	573	181	0,600	500F	2,32
21.3	CEM I 42,5 R-HS	301,5	926	464	594	154	0,510	500F	2,32
21.4	CEM I 42,5 R-HS	301,5	914	457	586	166	0,550	-	0,00
21.5	CEM I 42,5 R-HS	301,5	894	447	573	181	0,600	FM794	0,85
21.6	CEM I 42,5 R-HS	301,5	926	464	594	154	0,510	FM794	1,30
21.8	CEM I 42,5 R-HS	301,5	893	447	572	181	0,600	FM30	0,48
21.9	CEM I 42,5 R-HS	301,5	893	447	572	181	0,600	FM30	1,23
31.1	CEM I 42,5 R-HS	392,5	856	429	549	181	0,461	-	0,00
31.2	CEM I 42,5 R-HS	392,5	856	429	549	181	0,461	500F	2,12
31.3	CEM I 42,5 R-HS	392,5	889	445	570	155	0,395	500F	3,96
31.4	CEM I 42,5 R-HS	392,5	845	423	541	192	0,490	-	0,00
31.5	CEM I 42,5 R-HS	392,5	856	429	549	181	0,461	FM794	0,69
31.6	CEM I 42,5 R-HS	392,5	889	445	570	155	0,395	FM794	1,76
3.1QK	CEM I 42,5 R	392,5	856	429	549 ¹⁾	181	0,461	-	0,00
3.1TK	CEM I 42,5 R	392,5	856	429	549 ²⁾	181	0,461	-	0,00
3.1KA	CEM I 42,5 R	392,5	856	429	549 ³⁾	181	0,461	-	0,00
3.1BA	CEM I 42,5 R	392,5	856	429	549 ⁴⁾	181	0,461	-	0,00

1) Quartärkies 2) Tertiärkies 3) Kalksplitt 4) Basaltspitt

Durch die Fließmittelzugabe und Reduktion der verwendeten Wassermenge wurden die Frischbetoneigenschaften (Ausbreitmaß, w/z-Wert) entsprechend dem in Abbildung 7.14 dargestellten Schema variiert.

Dies bedeutet, dass trotz konstanter Zementeinwaage innerhalb einer Gruppe, die Festbetoneigenschaften der Betone der jeweiligen Gruppe aufgrund der unterschiedlichen w/z-Werte variieren. Die angestrebte „Soll-Zielfestigkeit“ der Gruppe stellt in diesem Zusammenhang nur eine grobe Einteilung der Mischungen in Klassen dar.

Versuchsprogramm

Herstellungsbedingt konnten die Betoneigenschaften von Wiederholungsmischungen für verschiedene Serien nicht absolut konstant gehalten werden. Streuungen bezüglich der Betoneigenschaften ergeben sich nicht nur innerhalb einer Serie selbst, sondern vor allem auch zwischen den Serien bei Wiederholungsmischungen. Deshalb werden neben den Mittelwerten der Frisch- und Festbetoneigenschaften zusätzlich die Variationskoeffizienten in Tabelle 7.10 und Tabelle 7.11 angegeben.

Tabelle 7.10: Frisch und Festbetoneigenschaften der verwendeten Altbetone

Mischung	$f_{cm56,cube}$		$E_{cm56,cube}$		$f_{ctm,spz56}$		Ausbreitmaß		Luftporen		Rohdichte	
	[N/mm ²]	VarK	[N/mm ²]	VarK	[N/mm ²]	VarK	[cm]	VarK	[%]	VarK	[kg/m ³]	VarK
C 20/25 1.1	34,27	0,05	29.598	0,04	2,00	0,61	40,25	0,03	1	0,15	2448,00	0,00
C 35/45 2.1	46,92	0,05	31.983	0,02	3,15	0,11	42,63	0,03	1	0,15	2446,04	0,00
C 50/60 3.1	56,28	0,04	33.598	0,03	3,68	0,10	39,14	0,04	1	0,21	2455,23	0,01

Versuchsprogramm

Tabelle 7.11: Frisch- und Festbetoneigenschaften der verwendeten Neubetone

Mischung	$f_{cm28,cube}$		$E_{cm28,cube}$		$f_{ctm,spz28}$		Ausbreitmaß		Luftporen		Rohdichte		
	[N/mm ²]	VarK	[N/mm ²]	VarK	[N/mm ²]	VarK	[cm]	VarK	[%]	VarK	[kg/m ³]	VarK	
C 20/25	1.1	24,98	0,05	--	--	2,31	0,07	40,50	0,03	1,0	0,15	2448	0,00
	1.2	24,86	0,05	--	--	2,25	0,10	55,00	--	1,0	--	2457	--
	1.3	34,76	0,02	--	--	2,49	0,02	42,00	--	1,5	--	2458	--
	1.4	38,55	0,01	--	--	2,83	0,11	37,00	--	1,6	--	2453	--
	1.5	30,26	0,02	--	--	2,25	0,06	51,50	--	0,9	--	2461	--
	1.6	43,89	0,01	--	--	2,91	0,11	41,00	--	0,9	--	2481	--
C 35/45	2.1	45,38	0,05	30.928	0,00	2,91	0,07	43,00	0,03	0,8	0,15	2446	0,00
	2.2	39,19	0,17	29.667	0,01	2,58	0,07	54,50	0,08	1,1	0,30	2444	0,00
	2.3	44,48	0,21	32.727	0,00	3,10	0,08	36,50	0,10	2,8	0,98	2524	0,04
	2.4	52,38	0,01	32.348	0,00	3,05	0,03	38,00	0,00	1,1	0,00	2448	0,00
	2.5	43,82	0,09	29.944	0,00	2,79	0,12	55,00	0,05	0,7	0,27	2452	0,00
	2.6	54,99	0,02	33.346	0,02	3,46	0,01	42,50	0,07	1,9	0,36	2446	0,01
	2.8	45,73	0,04	31.480	0,01	2,99	0,02	45,00	0,00	0,9	0,00	2370	0,00
	2.9	50,72	0,10	33.367	0,02	2,52	0,15	36,00	0,07	3,2	0,87	2362	0,04
	21.1	42,04	0,05	28.360	0,01	2,28	0,14	44,50	0,02	0,7	0,11	2461	0,00
	21.2	43,83	0,11	28.482	0,01	2,20	0,14	52,50	0,05	0,6	0,24	2470	0,00
	21.3	46,68	0,09	32.409	0,01	2,20	0,04	40,00	0,04	1,4	0,05	2492	0,00
	21.4	44,54	0,01	30.776	0,00	2,17	0,04	39,00	--	1,1	--	2480	--
	21.5	37,34	0,12	28.559	0,02	2,18	0,23	56,00	0,07	0,6	0,09	2456	0,00
	21.6	47,84	0,01	32.118	0,01	2,36	0,11	45,00	--	1,3	--	2481	--
	21.8	40,05	0,04	30.893	0,02	2,97	0,07	51,00	0,00	0,6	0,00	2466	0,00
21.9	46,48	0,04	32.800	0,01	3,30	0,09	37,00	0,00	1,4	0,00	2470	0,00	
C 50/60	3.1	57,33	0,04	33.183	0,01	2,70	0,04	39,00	0,04	1,1	0,17	2457	0,00
	3.1QK	--	--	--	--	--	--	39,00	--	1,0	--	2437	--
	3.1TK	--	--	--	--	--	--	39,00	--	1,0	--	2448	--
	3.1KA	--	--	--	--	--	--	40,00	--	0,7	--	2449	--
	3.1BA	--	--	--	--	--	--	40,00	--	0,7	--	2518	--
	3.2	58,30	0,08	34.240	0,03	2,70	0,07	50,00	0,01	1,5	0,34	2440	0,00
	3.3	69,06	0,08	36.217	0,01	2,97	0,05	33,00	0,06	2,0	0,13	2478	0,00
	3.4	55,12	0,03	32.381	0,00	3,23	0,16	47,50	--	1,1	--	2449	--
	3.5	53,93	0,05	32.430	0,02	3,26	0,14	63,00	--	0,8	--	2426	--
	3.6	69,36	0,04	36.810	0,01	4,23	0,08	50,00	--	1,2	--	2495	--
	31.1	58,50	0,04	31.772	0,03	2,70	0,07	37,00	0,04	1,0	--	2471	0,00
	31.2	54,77	0,05	31.354	0,03	2,30	0,10	56,00	0,25	1,3	0,11	2458	0,00
	31.3	69,33	0,09	33.316	0,01	2,50	0,10	44,50	0,30	2,2	0,26	2469	0,00
	31.4	52,35	0,02	30.143	0,00	2,14	0,03	44,00	--	0,9	--	2444	--
	31.5	54,51	0,00	29.465	0,01	2,46	0,09	46,00	--	1,3	--	2459	--
	31.6	66,11	0,00	33.120	0,01	2,77	0,01	34,00	--	2,0	--	2485	--

Wie zu erwarten war, streuen die Spaltzugfestigkeiten stärker als die Druckfestigkeiten oder die Elastizitätsmoduln. Bei den Frischbetonkennwerten streut die Rohdichte kaum, der Luftporengehalt stark und das Ausbreitmaß mäßig. Die vor dem Hintergrund der unvermeidlichen Inhomogenität des Materials, der Herstellungs- und Prüfungenauigkeiten (bzw. Fehler) und der damit verbunden Fortpflanzung des Fehlers zu bewertenden Variationskoeffizienten können daher als „niedrig“ eingestuft werden. Die Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse ist grundsätzlich gegeben.

In Abbildung 7.15 sind die mittleren Betondruckfestigkeiten der Mischungen gegenübergestellt. An der x-Achse sind die jeweiligen Fließmittel- und w/z-Wert-Kombinationen aufgetragen, die Zielfestigkeitsklassen sind farblich unterschieden.

Versuchsprogramm

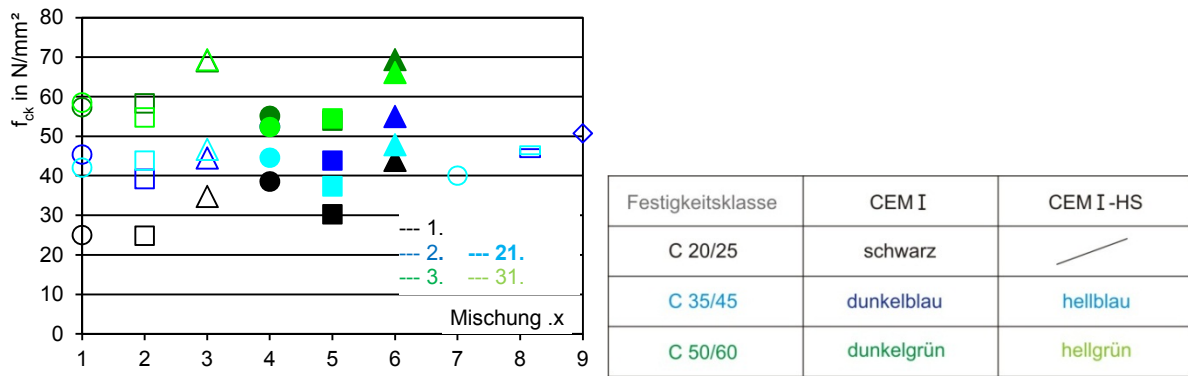


Abbildung 7.15: Mittlere Betondruckfestigkeiten der einzelnen Mischungen (Farbe entsprechend der angestrebten Druckfestigkeitsklasse)

Durch Absenkung des w/z-Wertes (Mischung .3, .6 und .9 gegenüber Mischung .1; vgl. auch Abbildung 7.14) kann die mittlere Druckfestigkeit gesteigert werden. Der Wechsel zwischen den Zementsorten (CEM I 42,5R und CEM I 42,5R-HS) hat offensichtlich keinen Einfluss auf die Druckfestigkeit.

7.6 Herstellung der Verbundkörper

Der Herstellungsprozess der Probekörper bis zur Prüfung der Verbundfestigkeiten erfolgte analog des in Abbildung 7.16 dargestellten Ablaufs.

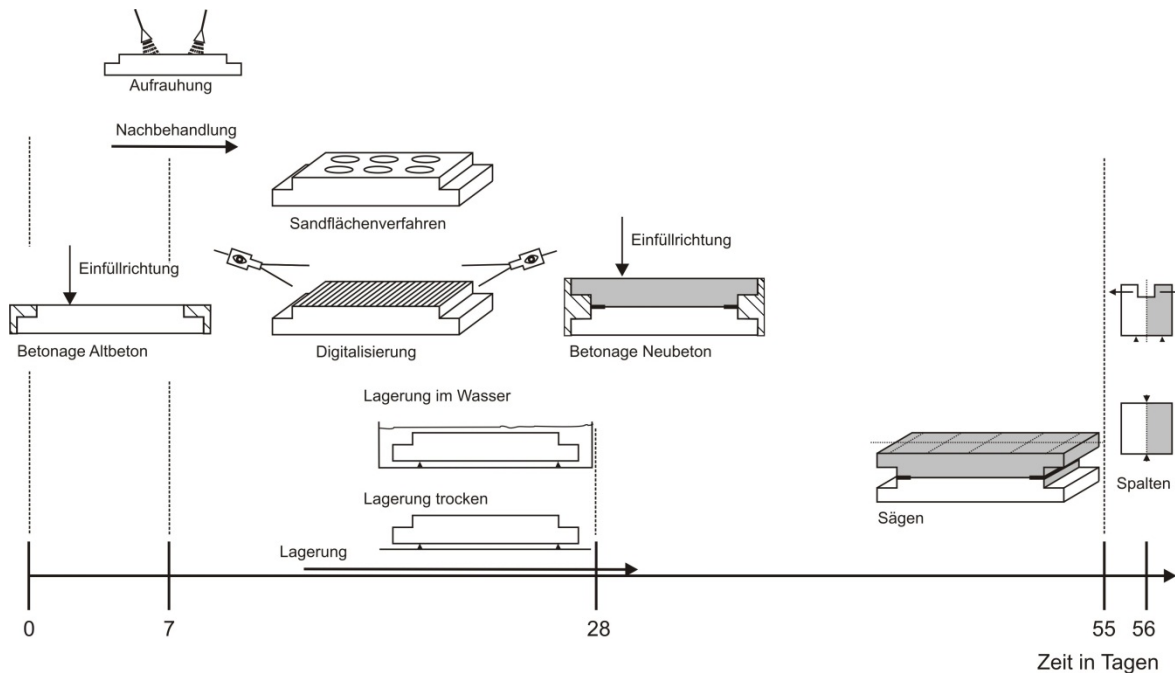


Abbildung 7.16: Herstellungsprozess der Verbundkörper

Die Prüfkörper für die Spaltzug- und Keilspaltzugversuche (Abmessungen in der Regel von ca. 150/150/150 mm) werden aus Grundkörpern mit Abmessungen von 650/400/150 mm (vgl. Abbildung 7.19) gewonnen.

Als erster Schritt wurde die Altbetongrundplatte mit einer Bauteilhöhe von ca. 75 mm und einer Grundfläche von ca. 400 mal 650 mm erstellt. Die Altbetonplatten wurden liegend hergestellt, mit Innenrüttlern verdichtet und in der Regel im rüttelrauen Zustand belassen.

Versuchsprogramm

Gegenüber der geschalteten Unterseite nimmt der Verdichtungsgrad entgegen der Einfüllrichtung der Platten zur freien Oberfläche hin ab.

Etwa einen Tag nach Wasserzugabe wurde üblicherweise die Hälfte der Platten durch Druckwasserstrahlen aufgeraut. Um den Aufrauungsaufwand gering zu halten, wurden die Frischbetonoberflächen mit einem Verzögerer vorbehandelt.



Abbildung 7.17: Druckwassergestrahlte Oberfläche
Links: Oberfläche mit Verzögerer (vor dem Strahlen)
Rechts: gestrahlte Oberfläche

Neben der Herstellung von rüttelrauen und druckwassergestrahnten Oberflächen wurden einige frische Betonoberflächen durch Rechen strukturiert oder ausgehärtete Betonoberflächen im Nachgang strahlend, stemmend oder schleifend bearbeitet.

Nach dem Ausschalen und der Oberflächenbearbeitung erfolgte eine 7-tägige Nachbehandlung, wobei die Altbetonplatten durch Jutesäcke feucht gehalten und zusätzlich durch Folien vor zu rascher Austrocknung geschützt wurden. Für den Zeitraum bis zu deren Ergänzung wurden die Altbetonplatten bei konstantem Klima (ca. 20 °C, 65 % rel. LF) gelagert. Während der weiteren Lagerung (8. bis 28. Tag) der Altbetonplatten konnten die notwendigen Rauheitsmessungen (vgl. Abbildung 7.18) durchgeführt werden. Alle relevanten Betonoberflächen wurden digitalisiert. Zum Teil wurde zusätzlich die Rauheit mit Hilfe des Sandflächenverfahrens nach Kaufmann bestimmt.

Versuchsprogramm

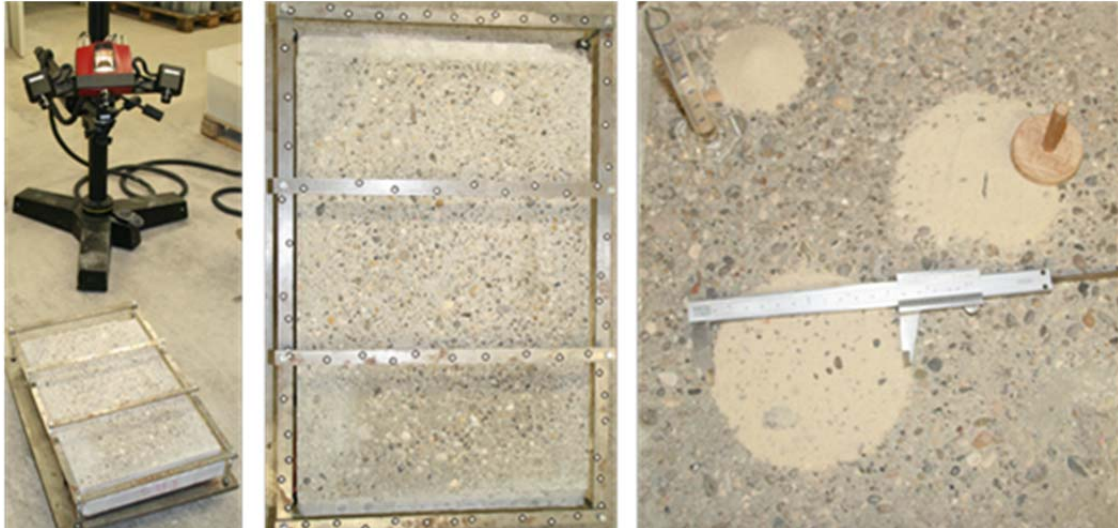


Abbildung 7.18: Rauheitsbestimmung
Links: Digitalisierung
Rechts: Sandflächenverfahren nach Kaufmann

Etwa 28 Tage nach Herstellung der Altbetongrundplatten wurden diese mit einer 75 mm dicken Neubeschicht ergänzt. Der Neubeschicht wurde ebenfalls durch Innenrüttler verdichtet.

Die Nachbehandlung der ergänzten Grundplatten erfolgte analog zu den Altbetongrundplatten (30. bis 37. Tag: Abdecken mit Jutesäcken und Folie, 38. bis 56. Tag: ca. 20 °C, 65 % rel. LF). Die einzelnen Probekörper wurden in der Regel am 55. Tag aus der Grundplatte geschnitten (vgl. Abbildung 7.19).

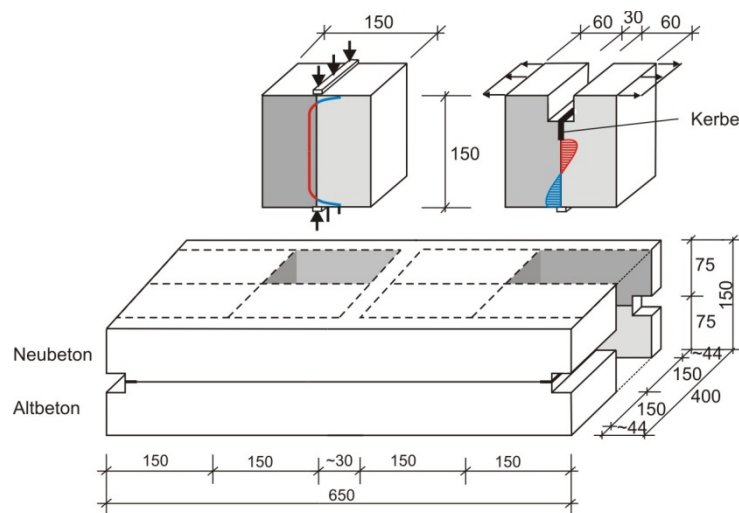


Abbildung 7.19: Grundplatte mit Spalt- und Keilspaltzugversuchskörper

Um eine einfache Zuordnung der digitalen Oberflächen und der daraus gewonnenen Rauheiten gewährleisten zu können, wurden die Grundplatten vor dem Schneiden entsprechend dem in Abbildung 7.20 angegebenen Schema beschriftet.

Versuchsprogramm

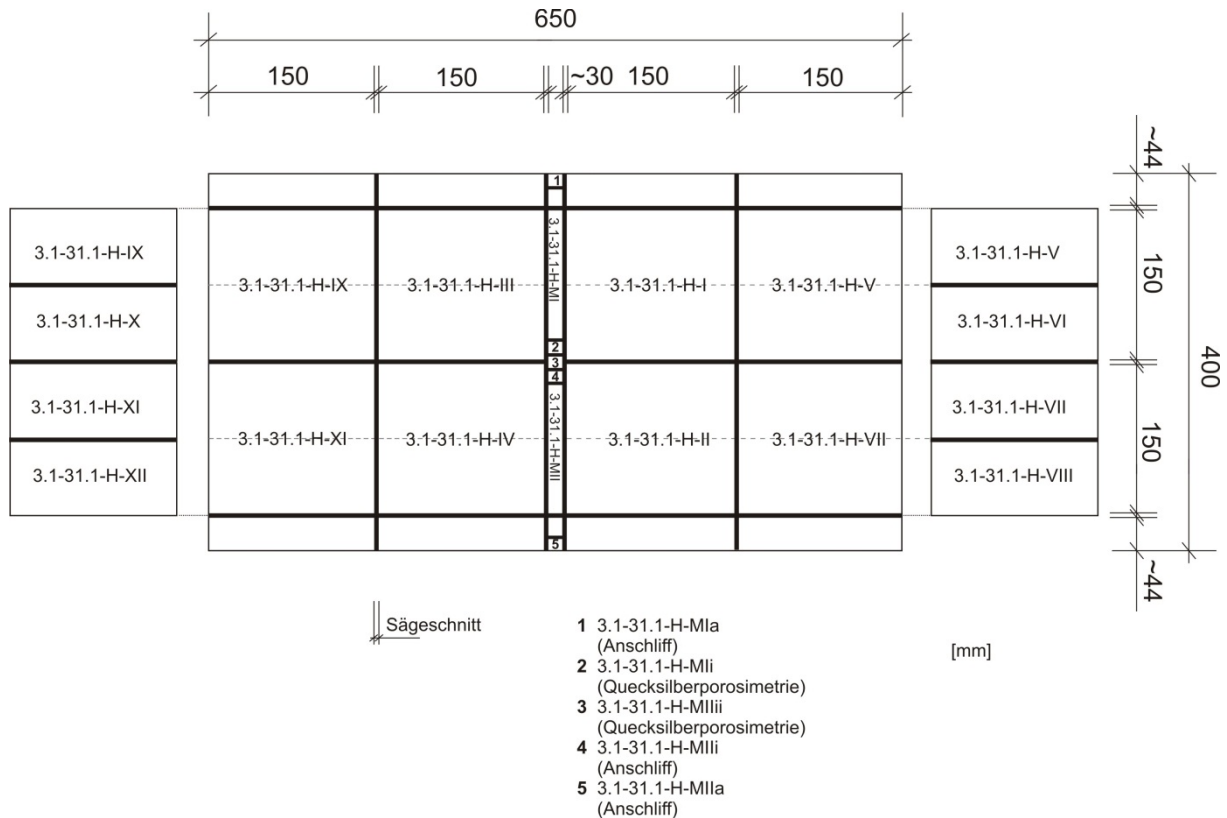
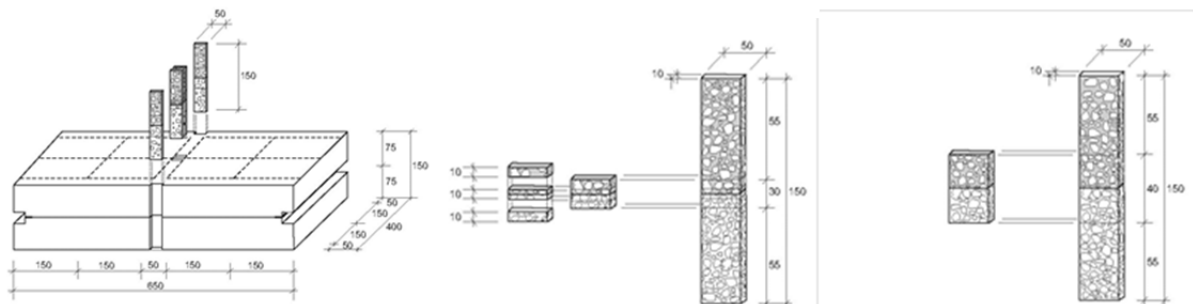


Abbildung 7.20: Aufteilung Platten; Beschriftung und Lage der Probekörper

Um verfahrensbedingt eine definierte Kerbtiefe vorgeben zu können, wurden die Probekörper für die Keilspaltzugversuche an den Enden der Grundplatten angeordnet. Um Einflüsse der Kerbausführung (geschnitten, Teflonspray, Folie) bzw. die Ausführung der Aussparung (geschnitten, geschalt) auf die Ergebnisse des Keilspaltzugversuchs zu studieren, wurden je Platte 8 Keilspaltzugkörper aus den Grundplatten geschnitten (Serien 1 bis 6, Körper V bis XII, 150/150/75 mm). Für die restlichen Versuchsreihen (Serie 7-15) wurden die Aussparungen und die Kerben geschalt. Die Anzahl der Keilspaltzugkörper wurde von 8 Körpern auf 4 reduziert (Körper V, VII, IX, XI).

Neben den Prüfkörpern für die makroskopischen Kleinkörperversuche (Spaltzug- und Keilspaltzugversuch) wurden aus Reststücken zusätzliche Probekörper für Nebenversuche auf Mikroebene gewonnen (vgl. Abbildung 7.20 und Abbildung 7.21).



**Abbildung 7.21: Links: Lage der Probekörper für Nebenversuche
Mitte: Körper für Quecksilberdruckporosimetrie
Rechts: Körper für Anschliffe (ESEM)**

Versuchsprogramm

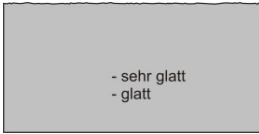
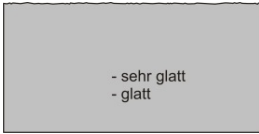
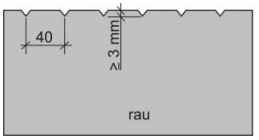
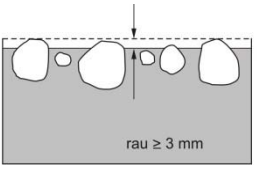
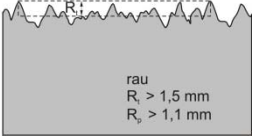
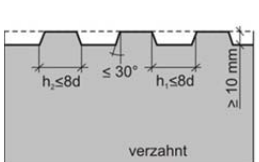
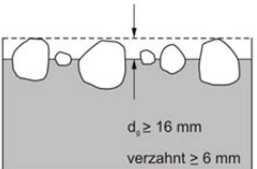
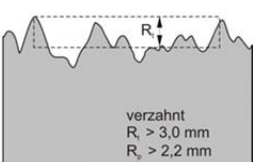
Die Quecksilberdruckporosimetrie sollte Aufschluss über die Porigkeit des Alt- und des Neubetons, sowie der Übergangszone liefern. Dafür wurde je ein Probekörper mit Abmessungen von ca. 10/10/50 mm aus dem Alt- und Neubeton im Übergangsbereich und ein Probekörper mit der Fuge in der Mitte des Körpers gewonnen. Die Probekörper für die ESEM-Untersuchungen (Anschliffe) sollen Aufschluss über den Zustand der Fugen im Randbereich der Platten (zusätzlich durch Schwinden beansprucht) und dem zentralen, ungestörten Bereich der Platten liefern. Deshalb wurde je ein Anschliff für die betreffenden Bereiche angefertigt.

Die Prüfung der Verbundkörper erfolgte in der Regel am 28. Tag nach Ergänzung bzw. am 56. Tag nach Herstellung der Altbetongrundplatten. Die Durchführung der Nebenversuche sollte möglichst zeitnah erfolgen.

7.7 Verwendete Altbetonoberflächen

In (DIN 1045-1:2008-08) werden die Oberflächen der Altbetone unabhängig von der Art ihrer Bearbeitung bzw. Herstellung in 4 Kategorien unterteilt (vgl. Tabelle 7.12). Die Eingruppierung in die jeweiligen Kategorien erfolgt einerseits qualitativ durch Beschreibung der Herstellungsbedingungen und andererseits durch Bestimmung von Rauheitsparametern, z. B. der Rautiefe R_t nach Kaufmann.

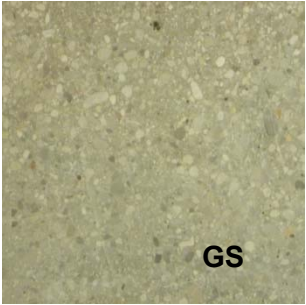
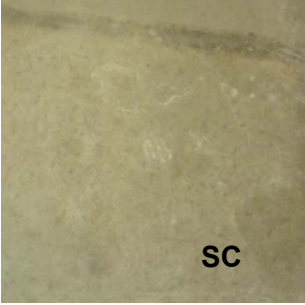


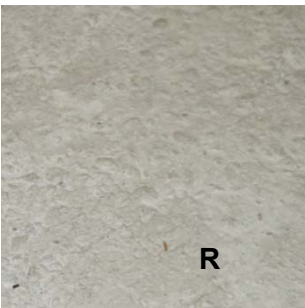

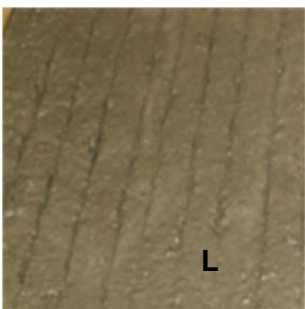
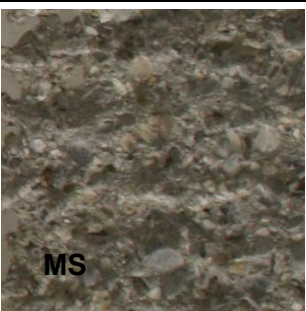
Tabelle 7.12: Definition der Rauheit nach (DIN 1045-1:2008-08)

<p><u>„sehr glatt“</u> gegen Schalung betoniert Altbeton \geq F5 (Konsistenz)</p>	 <p>- sehr glatt - glatt</p>		
<p><u>„glatt“</u> abgezogene Oberfläche nach Verdichten ohne weitere Behandlung</p>			
<p><u>„rau“</u> Rechenstruktur Freilegen der Zuschlagskörnung $R_t \geq 1,5$ mm</p>	 <p>rau</p>	 <p>rau ≥ 3 mm</p>	 <p>rau $R_t > 1,5$ mm $R_s > 1,1$ mm</p>
<p><u>„verzahnt“</u> Zahngeometrie Freilegen der Zuschlagskörnung $R_t \geq 3,0$ mm</p>	 <p>verzahnt</p>	 <p>verzahnt ≥ 6 mm</p>	 <p>verzahnt $R_t > 3,0$ mm $R_s > 2,2$ mm</p>

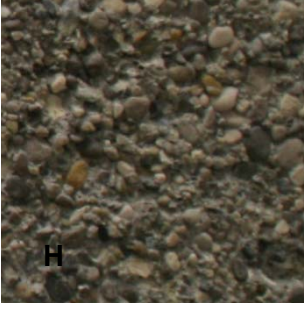
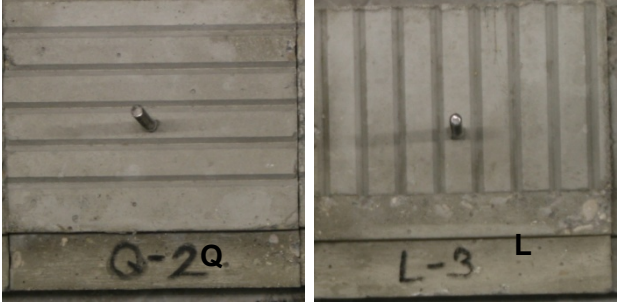

In Tabelle 7.13 sind die im Rahmen der Untersuchungen verwendeten Oberflächen exemplarisch dargestellt. Überwiegend wurden druckwassergestralte und rüttelraue Oberflächen ergänzt. Die Bezeichnung der einzelnen Oberflächen kann den Beispielbildern entnommen werden.

Versuchsprogramm

Tabelle 7.13: Verwendete Oberflächen

 <p style="text-align: center;">GS</p>	 <p style="text-align: center;">SC</p>	<p><u>„sehr glatte“ Oberfläche</u> GS: geschliffen (Zuschlag freigelegt) SC: geschalt (Zementschlempe)</p> <p>es wurde die „unten-liegende“ Oberfläche bearbeitet (hohe Verdichtung)</p>
 <p style="text-align: center;">SS</p>		<p><u>„glatte“ bis „raue“ Oberfläche</u> SS: sandgestrahlt (Zuschlag z. T. freigelegt)</p> <p>es wurde die „unten-liegende“ Oberfläche bearbeitet (hohe Verdichtung)</p>
 <p style="text-align: center;">H</p>	 <p style="text-align: center;">R</p>	<p><u>„glatte“ bis „verzahnte“ Oberfläche</u> H: druckwassergestrahlte Oberfläche (links, Aufrauung 1 Tag nach Betonage, VZ, Zuschlag freigelegt) R: rüttelrau (rechts, Zementschlempe)</p>
 <p style="text-align: center;">Q</p>	 <p style="text-align: center;">L</p>	<p><u>„raue“ Oberfläche</u> Q: Rechenstruktur quer (links) L: Rechenstruktur längs (rechts)</p> <p>(Zementschlempe)</p>
 <p style="text-align: center;">MS</p>		<p><u>„verzahnte“ Oberfläche</u> MS: mit Stemmwerkzeug bearbeitete Oberfläche</p> <p>(Zuschlag z. T. freigelegt)</p>

Versuchsprogramm

	<p><u>„verzahnte“ Oberfläche</u> H: druckwassergestrahlte Oberfläche (Betonalter >56 Tage, Zuschlag freigelegt)</p>
	<p><u>„raue“ Oberfläche</u> Q: Rechenstruktur quer (links), L: Rechenstruktur längs (rechts) (Zementschlempe, geschalt)</p>
	<p><u>„verzahnte“ Oberfläche</u> TQ: verzahnte Struktur quer (links), TL: Rechenstruktur längs (rechts) (Zementschlempe, geschalt)</p>

Die Einstufung der Beispieloberflächen erfolgt normativ ausschließlich hinsichtlich ihrer Topografie, also der Rauheit. Die Tabelle 7.13 verdeutlicht dagegen, dass sich Oberflächen innerhalb einer Kategorie stark unterscheiden können. Die Oberflächen unterscheiden sich dabei vor allem in der Art ihrer Erzeugung (geschalt, unbearbeitet, bearbeitet, Verdichtungsgrad, usw.) und den damit verbundenen Eigenschaften. Bei sonst gleicher Rauheit der Oberfläche können die Verbundfestigkeiten extrem unterschiedlich ausfallen.

Um im Rahmen der Untersuchungen eine möglichst objektive Vergleichsbasis für die Ergebnisse zu erhalten, wurden neben der qualitativen Einordnung der Oberflächen in Kategorien nach (DIN 1045-1:2008-08) alle Oberflächen im Rahmen des Versuchsprogramms digitalisiert, um die Rauheit quantifizierbar und reproduzierbar in Form z. B. des Wenzel'schen Quotienten zu bestimmen. Die Oberflächen der geschalteten und der geschliffenen Probekörper wurden nicht digitalisiert, da aufgrund ihrer Charakteristik (glatte, ebene Oberflächen ohne Makrorauheit) der Wenzel'sche Quotient direkt aus der Geometrie der Oberfläche bestimmt werden konnte.

Neben der rein geometrischen Kenngröße der Rauheit in Form des Wenzel'schen Quotienten wurde die Betonoberfläche durch weitere Parameter genauer beschrieben. Die Lage der Betonoberfläche zur Betonierrichtung bestimmt vor allem den Verdichtungsgrad und somit die Oberflächenzugfestigkeit des Altbetons. Es ist allgemein bekannt, dass

Versuchsprogramm

oberflächennahe Betonschichten nicht derart gut verdichtet werden können wie Betonschichten, die tiefer im Querschnitt liegen. Zudem werden oberflächennahe Schichten, z. B. durch unausweichliche Zementschlempansammlungen, Blutwasser oder aufsteigendes Kapillarwasser geschwächt, so dass die Oberflächenzugfestigkeit gegenüber der vergleichbaren tiefliegenden etwa gegen Schalung betonierten Oberfläche abnimmt. An dieser Stelle muss darauf hingewiesen werden, dass Oberflächenzugfestigkeiten, die durch mit Epoxidharz aufgeklebte Stempel gewonnen werden, nicht der Oberflächenzugfestigkeit des Betons entsprechen. Das niedrig viskose Epoxidharz dringt in das Porengefüge ein und trägt damit zu einer Verfestigung der oberflächennahen Struktur bei. Beton bzw. Mörtel verfügt nicht über die gleichen Eigenschaften, mit der Folge, dass der Beton-Beton-Verbund bzw. die Oberflächenzugfestigkeit meist überschätzt wird.

Ähnlich verhält es sich mit der Aufrauungsmethode. Das Abtragsverfahren bestimmt auch den Zustand der Oberfläche. Untersuchungen zur Güte der Betonoberfläche bei Anwendung verschiedener Abtragsverfahren sind in Kapitel 8.2 zu finden.

Unterschieden wurde zudem zwischen wassergesättigten, angefeuchteten sowie trockenen Altbetonoberflächen. Für die trockenen Oberflächen wurden die Altbetongrundplatten bis zur Ergänzung im konstanten Klima (ca. 20 °C, 65 % rel. LF) belassen. Durch Betupfen der Altbetongrundplatten mit einem nassen Schwamm unmittelbar vor Ergänzung des Neubetons, wurden die feuchten Oberflächen eingestellt. Zur Einstellung der Wassersättigung der Altbetongrundplatten wurden diese bis kurz vor Ergänzung mit dem Neubeton unter Wasser gelagert. Um im Falle der Wassersättigung nicht per se einen trennenden Wasserfilm zwischen Alt und Neubeton zu erhalten, musste die Oberfläche bis zum Aufbringen des Neubetons antrocknen. Nasse Oberflächen wurden deshalb für die Untersuchungen nicht herangezogen.

Die Einstellung eines absolut definierten Feuchtezustands der Altbetonplatten ist nur unter großem Aufwand möglich. Die Abbildung 7.22 und Abbildung 7.23 verdeutlichen dies. Gemäß Kapitel 5.2 „Empfehlungen für die Fugenvorbereitung“ soll die Oberfläche angefeuchtet werden, wobei kein stehendes Wasser auf der Oberfläche zurückbleiben soll.



Abbildung 7.22: Feuchtezustand von Oberflächen (jeweils druckwassergestrahlt und rüttelrau)

Links: trockene Oberfläche

Mitte: angefeuchtete Oberfläche (obere Plattenhälfte)

Rechts: nasse Oberfläche (stehendes Wasser auf den Platten)

Versuchsprogramm

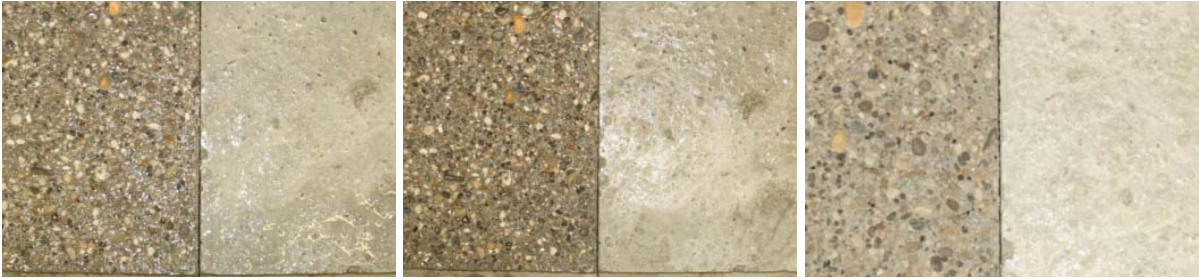


Abbildung 7.23: Abtrocknende Oberflächen (jeweils druckwassergestrahlt und rüttelrau)
Links: genässte Oberfläche (stehendes Wasser auf den Platten)
Mitte: angetrocknete Oberfläche (nach 4 Minuten)
Rechts: angetrocknete bzw. abgetrocknete Oberfläche (nach 9 Minuten)

Das stehende Wasser auf Abbildung 7.23 Links ist nach 4 Minuten bereits abgetrocknet, die Oberfläche ist „matt feucht“. Wenige Minuten später erscheint die Oberfläche bereits trocken. Ist diese Oberfläche deshalb erneut anzufeuchten? Eine exakte Bestimmung des Feuchtezustandes ist daher nicht möglich. Die Untersuchungen wurden, bis auf wenige Ausnahmen, auf leicht einstellbare „Extremwerte“ beschränkt. Es wurden in der Regel nur trockene oder wassergesättigte Altbetonplatten ergänzt, auf nicht quantifizierbare Zwischenzustände (angefeuchtet, feucht) wurde verzichtet.

8 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

8.1 Vorbemerkung

In diesem Kapitel soll näher auf die Versuchsvorbereitung, Versuchsaufbauten, die Versuchsdurchführung sowie die technisch theoretischen Hintergründe der Versuchsmethoden eingegangen werden. Die Ausführungen sollen Vorteile, aber auch Grenzen und Probleme der einzelnen Versuche bzw. der erhaltenen Ergebnisse aufzeigen, um die Ergebnisse anschließend differenzierter und ganzheitlich bewerten zu können.

Gegenüber dem hohen zeitlichen und finanziellen Aufwand von Bauteilversuchen, durch die eine möglichst realistische Einschätzung des gesamten Tragverhaltens möglich wäre, bieten Kleinkörper die Möglichkeit Parameterstudien in ausreichendem Umfang durchzuführen.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass die Übertragbarkeit der an Kleinkörpern gewonnenen Versuchsergebnisse auf reale Bauteile jedoch nur zum Teil gegeben ist. Die erhaltenen Prüfgrößen werden vor allem bei Schubversuchen anhand theoretischer Betrachtungen in Spannungen der Fugen umgerechnet, ohne die tatsächlichen Spannungszustände zu berücksichtigen. Finite Elementuntersuchungen zeigen, dass auch durch ausgeklügelte Versuchseinrichtungen, meist mehr oder weniger große Spannungsspitzen in der Verbundfuge verbleiben. Die Änderung der Steifigkeitsverhältnisse bei Bruchvorgängen kann wegen der Komplexität der Vorgänge meist ebenfalls nicht berücksichtigt werden.

Das Ziel dieser Arbeit besteht darin, den Adhäsionstraganteil möglichst wirtschaftlich zu nutzen, weshalb ausgehend von einer ungerissenen Fuge der Verbundzugfestigkeit das Hauptinteresse galt. Um vor dem Hintergrund gezielt die (Verbund-) Zugfestigkeit – eine Materialkenngröße – der Fuge zu bestimmen, wurden die Versuchsaufbauten vom Typ „N“ und „O“ der Abbildung 8.1 für die eigenen Versuche gewählt. Der zentrische Zugversuch (vgl. Typ „B“) schied aus, da bei hohen Verbundfestigkeiten der Bruch in der Fuge nur durch eine Einkerbung planmäßig erreicht werden kann.

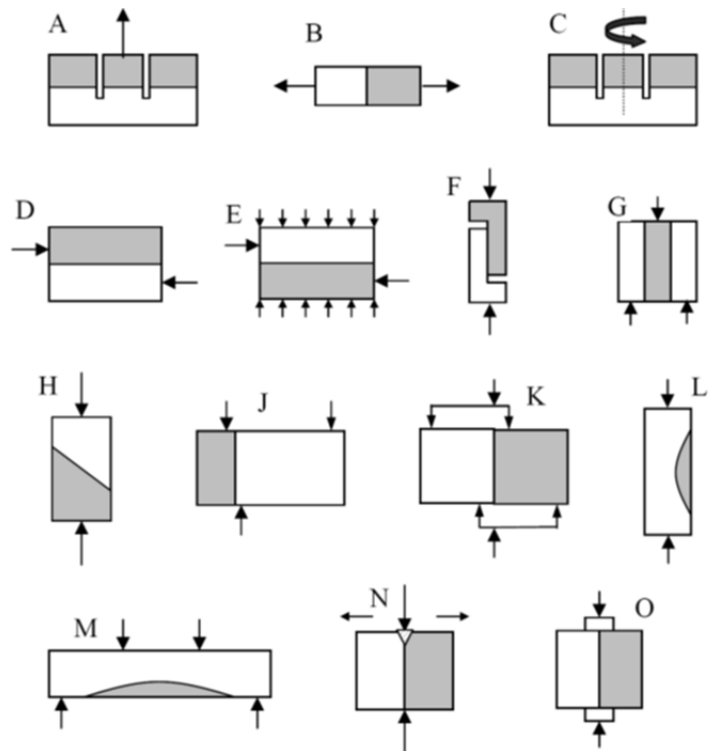


Abbildung 8.1: Schematische Darstellung der Prüfmethoden zur Bestimmung der Verbund(zug bzw. schub)festigkeit aus (Beushausen 2005) an Kleinkörpern

Neben den Versuchseinrichtungen zur Bestimmung der Zugfestigkeit werden nachfolgend auch weitere Methoden vorgestellt mit deren Hilfe unter anderem eine genauere Beschreibung

- der Aufrauungsmethoden,
- der Charakterisierung der Altbetonoberfläche,
- der Formänderung des Betons und
- der Wasseraufnahme des Altbetons

ermöglicht werden soll.

8.2 Herstellungsbedingte Schäden an rauen Altbetonoberflächen und deren Bewertung

Raue Oberflächen können auf vielfältige Art und Weise hergestellt werden. Im Kapitel 7.7 wurde dargestellt, dass im Wesentlichen noch nicht erhärtete Betonoberflächen, durch Schalung, Abziehen, Strahlen strukturiert werden können, erhärtete Betonoberflächen vor allem durch mechanische oder strahlende Verfahren. Zur Bearbeitung der Oberflächen ist in direkter Abhängigkeit des Erhärtungsgrads des Betons ein bestimmter Energiebedarf erforderlich.

Entscheidend für die Qualität der bearbeiteten Oberfläche ist, welche Sekundäreffekte mit dem Abtrag von oberflächlichen Betonbestandteilen einhergehen. Eventuell bedingt die Aufrauung der Betonoberfläche Schädigungen des Betongefüges, so dass der gewünschte positive Effekt der Aufrauung auf den Beton-Beton-Verbund dadurch abgeschwächt wird.

Es wird angenommen, dass durch Druckwasserstrahlen die gewünschte Oberflächenstruktur hergestellt werden kann. Zudem soll dieses Verfahren möglichst schonend sein, da Betonbestandteile selektiv abgetragen werden können. Es wird davon ausgegangen, dass eine Oberfläche mit hoher Festigkeit, mit wenigen Mikrorissen erzeugt werden kann.

Im Rahmen der Arbeit sollte daher untersucht werden, ob die allgemeinen Annahmen zu druckwassergestrahlten Oberflächen zutreffend sind und ob andere Aufrauungsmethoden den Beton-Beton-Verbund negativ beeinflussen. Hierzu wurde anhand einer Bachelorarbeit (Kuloyants 2011) eine Literaturstudie erstellt, die übliche Aufrauungsmethoden in Wirkungsweise und Aufrauungsergebnis gegenüberstellt. Anhand von ergänzenden Untersuchungen sollte zudem der Einfluss der verwendeten Zuschlagsart evaluiert werden. Hierzu wurden die zur Aufrauung von Betonoberflächen in der Baupraxis gängigsten Verfahren herangezogen:

- Behandlung mit Stemmwerkzeugen
- Behandlung mit Sandstrahlen
- Behandlung mit Druckwasserstrahlen.

8.2.1 Abtragmechanismen – Energieeintrag in die Betonoberfläche

Als Stemmen bezeichnet man das Zerkleinern und Lösen von Bauteilen durch einen Meißel, das sogenannte Stemm- bzw. Einsteckwerkzeug. Der Aufschlag des Einsteckwerkzeugs bewirkt einen örtlich begrenzten, kurzzeitigen Energieeintrag. Wird in der Belastungsphase die Bruchenergie überschritten bilden sich ausgehend vom Eintragsort radiale Risse.

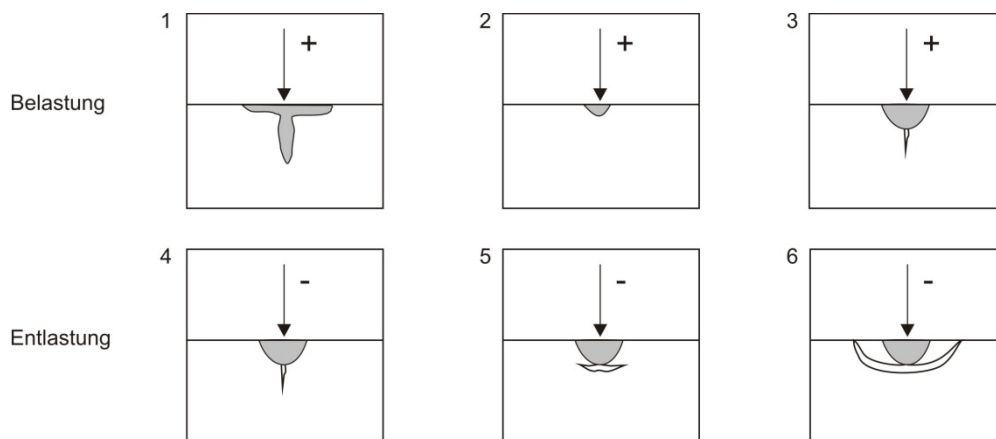


Abbildung 8.2: Energieeintrag und Rissbildung nach (Curbach 1987)

Während der Entlastungsphase ergeben sich daraus zur Oberfläche hin wachsende Risse entlang Zonen mit geringer Festigkeit, die Materialabplatzungen zur Folge haben. Eine genaue Betrachtung der Prozesse findet sich zum Beispiel in (Curbach 1987). Verallgemeinert bedeutete dies, dass durch Stemmen zwar Materialausbrüche von Stellen mit kleinen Verbundfestigkeiten auftreten, jedoch ausgehend vom Ort des Energieeintrags. Am Eintragsort wird das Betongefüge unabhängig von der Festigkeit durch Mikrorisse aufgelockert.

Zu den baupraktisch üblichen Verfahren der Untergrundvorbereitung mit festen Strahlmitteln zählt das Sandstrahlen. Per Definition ist Strahlen, das Auftreffen von Strahlmittel (Gesteinskörnung, Metallkugeln, usw.) mit hoher Energie auf die vorzubereitende Oberfläche. Beim Auftreffen des Strahlguts auf die Oberfläche wird durch den elastisch-plastischen Stoß Energie in die Oberfläche eingetragen. Der Energieeintrag ist unter anderem von den Materialeigenschaften, Form und Größe des Strahlguts abhängig. Die Schädigungs- bzw. der Abtragprozesse ähneln dem des Stemmens.

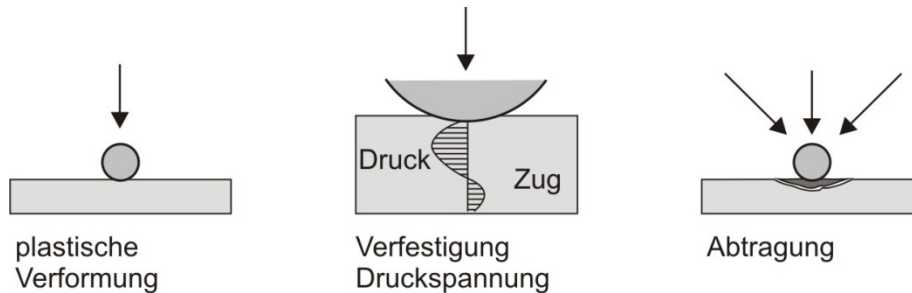


Abbildung 8.3: Energieeintrag und Rissbildung beim Sandstrahlen

Der mögliche Energieeintrag hängt daher primär von der Strahlmittelart und der möglichen Beschleunigung des Strahlmittels ab. Der Energieeintrag entspricht dem Verlust an kinetischer Energie ($E = 0,5 \cdot m \cdot (v_1 - v_2)^2$) des Strahlmittels. Die Verwendung von feinem Strahlmittel führt eher zu einer „polierten“ Oberfläche, da die Oberfläche gleichmäßig belastet wird.

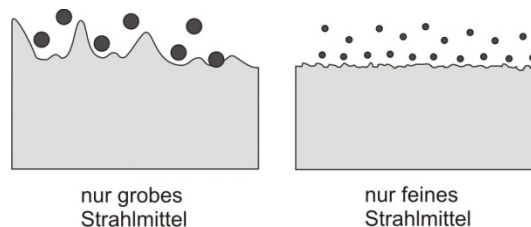


Abbildung 8.4: Einfluss der Strahlmittelart auf den Abtrag

Grobes Strahlmittel mit hoher Energie und Festigkeit hinterlässt eine stärker gegliederte Oberfläche, da die Stahlenergie eher punktuell in die Oberfläche eingeleitet wird.

Beim Druckwasserstrahlen trifft ein Wasserstrahl, der aus Einzeltropfen besteht, auf die Bauteiloberfläche auf. Dies führt zu einer statisch-dynamischen Belastung der Bauteiloberfläche indem diese durch Stoß- und Staudruck (vgl. Abbildung 8.5) belastet wird.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

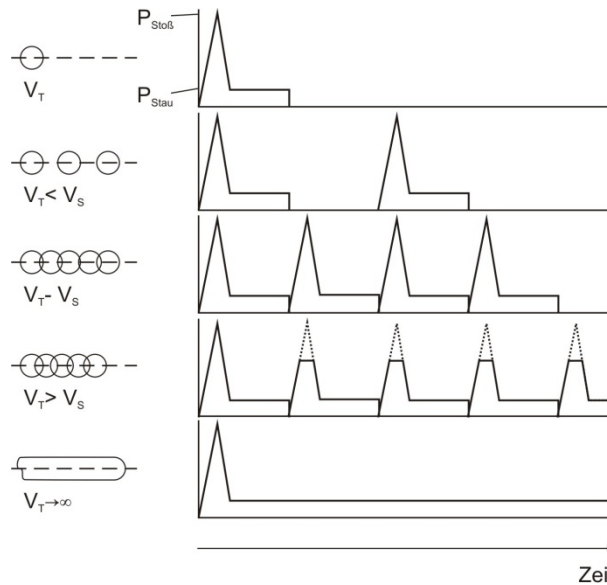


Abbildung 8.5: Stoß- und Staudruck des Druckwasserstrahls nach (Beutin 1975) für einzelne Tropfen bzw. für einen theoretisch durchgehenden Strahl

Durch reine Wasserdruckbeaufschlagung und die resultierenden Druckunterschiede an der Bauteiloberfläche werden Mikrorisse in der Bauteiloberfläche initiiert. Wasser dringt in diese oder in bestehende Risse ein. Der resultierende Wasserdruck auf die Rissflanken führt zu weiterem Risswachstum, falls die Bruchenergie überschritten wird. Im Weiteren vereinigen sich die Mikrorisse sodass größere Bruchstücke herausbrechen können. Der Staudruck bewirkt dabei eine quasi statische Belastung der Rissflanken mit längerer Einwirkungsdauer.

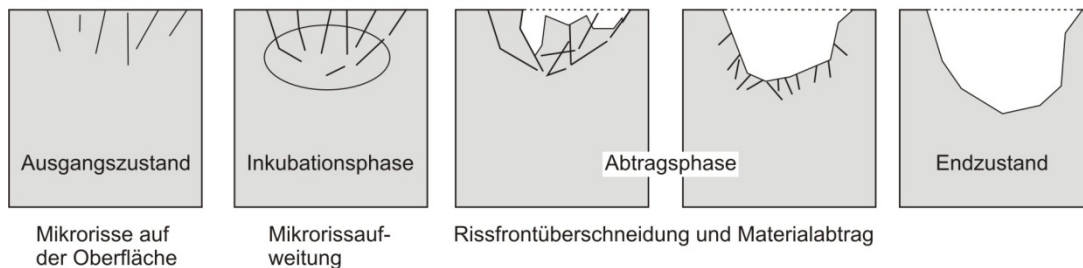


Abbildung 8.6: Modell des Betonabtrags durch Druckwasserstrahlen (Rissinitiation und Rissaufweitung) nach (Momber, Schulz 2006)

Die Umlenkung des Wasserstrahls an der Bauteiloberfläche bzw. das Abfließen der Tropfen an der Bauteiloberfläche bewirkt eine zusätzliche Scherbeanspruchung. Falls der Wasserabfluss zusätzlich durch Zuschlagkörner oder ähnliches behindert wird, ergibt sich vor diesen ein zusätzlicher Staudruck. Entsprechend der Größe des Zuschlagkorns sind zusätzliche schollenartige Abplatzungen die Folge.

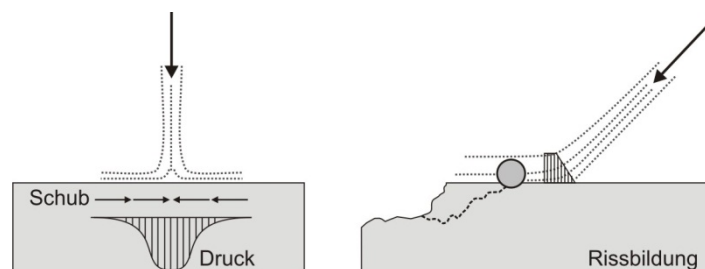


Abbildung 8.7: Spannungsverhältnisse beim Druckwasserstrahlen

8.2.2 Aufrauung von Oberflächen

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Ergebnisse der Aufrauung von Betonplatten mit den oben beschriebenen Methoden. Die Grundplatten haben eine Zielfestigkeit von C50/60 und wurden in einem Alter von ca. 100 Tagen aufgeraut. Zusätzlich zur Aufrauungsmethode wurde der Grobzuschlag der Platten variiert, um evtl. einhergehende Unterschiede zu dokumentieren.



Abbildung 8.8: mit Stemmwerkzeug aufgeraute Grundplatten (4 Stück) mit unterschiedlichem Grobzuschlag der Körnung 8/16
 Links oben: BA (gebrochenes Korn, Basalt),
 Rechts oben: KA (gebrochenes Korn, Kalk)
 Links unten: QK (gerundetes Korn, hoher Quarzanteil),
 Rechts unten: TK (gerundetes Korn, Terrassenschotter - „Standardkies“)

Die durch Stemmen bearbeitete Oberfläche (vgl. Abbildung 8.8) ist stark gegliedert mit offensichtlich hoher Rauheit. Bei genauer Betrachtung fällt auf, dass sich vor allen das Muster der Führungslinien des Stemmwerkzeugs abzeichnet. Es wurde ein Spitzmeißel verwendet, da durch den Einsatz eines Flachmeißels keine Rauheit durch Ausbrüche erzeugt wurde, sondern das Material an der Schneide des Flachmeißels „abgeschält“ wurde. Der Spitzmeißel wurde entlang eines quadratischen Rasters geführt, dieses zeichnet sich auch an der Oberfläche der Platten ab. Dies zeigt, dass der lokale Energieeintrag auch einen lokalen Abtrag bedingt. Über die Platte verteilte Schwachstellen im Betongefüge können durch Stemmwerkzeuge daher nur bedingt beseitigt werden. Um die Rauheit der Platten besser beurteilen zu können wurde die Rautiefe R_t nach Kaufmann bestimmt. Die gemessenen mittleren Rautiefen betragen zwischen 3,8 und 4,3 mm, wobei die Platten mit Kalkzuschlag die niedrigste Rautiefe aufwiesen.



Abbildung 8.9: mit Sandstrahlen aufgeraute Grundplatten (4 Stück) mit unterschiedlichem Grobzuschlag der Körnung 8/16
Links oben: BA (gebrochenes Korn, Basalt),
Rechts oben: KA (gebrochenes Korn, Kalk)
Links unten: QK (gerundetes Korn, hoher Quarzanteil),
Rechts unten: TK (gerundetes Korn, Terrassenschotter - „Standardkies“)

Die Platten die mit Korund als Strahlmittel behandelt wurden (vgl. Abbildung 8.9), zeigen eine nahezu ebene Oberfläche. Die oberflächennahe, geschalte Zementschlempeschicht wurde vollständig abgetragen, die Zuschlagkörner freigelegt. Der Abtrag hat wie bereits beschrieben durch den Einsatz eines feinkörnigen Strahlmittels einen eher „schleifenden“ Charakter, wobei der die Zuschlagskörner umgebene, vergleichsweise weiche Zementstein tendenziell stärker abgetragen wird. Je fester der Zuschlag desto ausgeprägter ist dieser Effekt. D. h. eine größere Rauheit kann durch mehrere Strahldurchgänge erzielt werden. Durch die im Vergleich zum Stemmen flächige Beaufschlagung zeichnen sich keine eindeutigen Bearbeitungslinien ab. Die gemessene Rautiefe der Platten lag zwischen 0,57 und 0,63 mm, wobei die Platte mit Kalkzuschlag die maximale Rautiefe aufwies.

Der Einsatz einer Rotordüse beim Druckwasserstrahlen (vgl. Abbildung 8.10) ergab einen flächigen Abtrag, wobei die Grobzuschläge bei der Bearbeitung stark freigelegt wurden. Eine definierte Abtragstiefe ist daher beim Druckwasserstrahlen nicht gegeben. Es ergibt sich eine stark strukturierte Oberfläche mit örtlich unterschiedlichen Abtragstiefen.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse



Abbildung 8.10: Druckwasserstrahlen der Probepplatten

Bei konstanter Einwirkungsdauer des Strahls bedeutete dies, dass selektiv Bereiche mit geringerer Festigkeit stärker herausgelöst wurden. Zudem traten bei den Platten mit gebrochenem Kalkzuschlag Kornbrüche auf (vgl. Abbildung 8.11). Die Oberfläche wird zwar selektiv abgetragen, die Rauheit der Oberfläche augenscheinlich durch Kornbrüche reduziert. In den gemessenen Werten spiegelt sich dies nicht wieder. Die gemessenen Rautiefen lagen zwischen 3,7 und 4,0 mm, wobei die Platte mit Basalt die minimalste Rautiefe aufwies.



Abbildung 8.11: mit Druckwasserstrahlen aufgeraute Grundplatten (4 Stück) mit unterschiedlichem Grobzuschlag der Körnung 8/16

Links oben: BA (gebrochenes Korn, Basalt),
Rechts oben: KA (gebrochenes Korn, Kalk)
Links unten: QK (gerundetes Korn, hoher Quarzanteil),
Rechts unten: TK (gerundetes Korn, Terrassenschotter - „Standardkies“)

Um eine stark aufgeraute Oberfläche zu erhalten sind als Verfahren das Stemmen und das Druckwasserstrahlen zu bevorzugen. Das Sandstrahlen bewirkt ein „Schleifen“ der Oberfläche. Es stellt sich jedoch die Frage inwiefern durch die Aufrauung der Betonuntergrund beeinflusst bzw. vorgeschädigt wird. Die gewählte Zuschlagsart beeinflusst die gemessene Rauheit nicht.

8.2.3 Untersuchung des Betonuntergrundes auf Schäden

Um eventuelle Schädigungen des Betongefüges durch das Aufrauen zu bestimmen, wurden aufgeraute und nicht aufgeraute Bereiche anhand von mikroskopischen Untersuchungen miteinander verglichen. Dafür wurde über den jeweils in Plattenmitte angeordneten, nicht behandelten Streifen (vgl. Abbildung 8.12) ein Bohrkern gezogen. Anschließend wurde der Bohrkern in „Scheiben“ geschnitten.

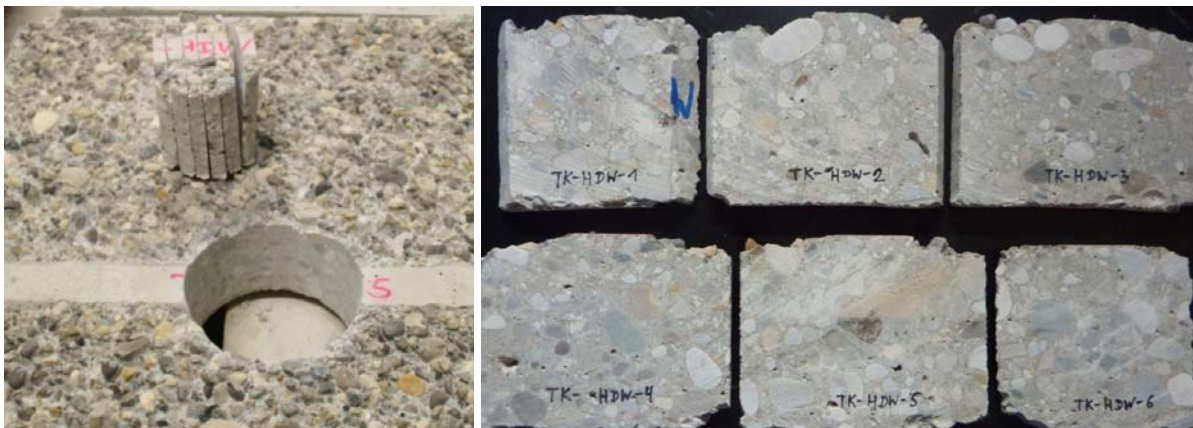


Abbildung 8.12: Vorbereitung der Scheiben

Die gewonnenen Scheiben wiesen jeweils an den Rändern aufgeraute Bereiche und in der Mitte einen unbehandelten Bereich auf. Die Oberfläche der Scheiben wurde mit Hilfe eines Mikroskops auf Risse untersucht. Um auszuschließen, dass Risse durch das Erstellen der Scheiben eingetragen wurden, dient der Vergleich mit dem jeweils unbehandelten Bereich der Platten. Um Rissbreiten und Risslängen aufzunehmen wurde auf die Scheiben Millimeterpapier aufgelegt.

Es konnte festgestellt werden, dass die sandgestrahlten Oberflächen am wenigsten Risse aufweisen. Dies liegt vor allem am gewählten Strahlmittel bzw. dem erreichten Rauheiten. Die vorgefundenen wenigen Risse verlaufen jedoch meist parallel zur Oberfläche, wodurch Oberflächenhaftzugfestigkeiten lokal verringert werden.



Abbildung 8.13: sandgestrahlte Oberfläche, parallel zur Oberfläche verlaufender Riss

Die meisten Risse weisen die gestemmteten Oberflächen auf. Die breiten Risse sind bereits mit dem Auge zuerkennen. Sie verlaufen senkrecht und parallel zur Oberfläche und zum Teil durch die Zuschlagskörner hindurch. Teile der behandelten Oberflächen lassen sich durch Reiben mit den Fingern ablösen.



Abbildung 8.14: gestemmtete Oberfläche, breite durch Zuschläge verlaufende Risse

Die druckwassergestrahlten Oberflächen wiesen zwar mehr Risse als die sandgestrahlten auf, die Risse waren jedoch nur von geringer Breite und meist senkrecht zur Bauteiloberfläche. Durch das angelegte Millimeterpapier wurden der Größenunterschiede der Rissbreiten deutlich. Die Risse der gestemmteten Oberflächen waren um ein vielfaches breiter als die Risse der druckwassergestrahlten Oberflächen (vgl. Abbildung 8.14 und Abbildung 8.15). Die Risse bei den druckwassergestrahlten Oberflächen wurden überwiegend zwischen Zuschlagkorn und Zementsteinmatrix vorgefunden.

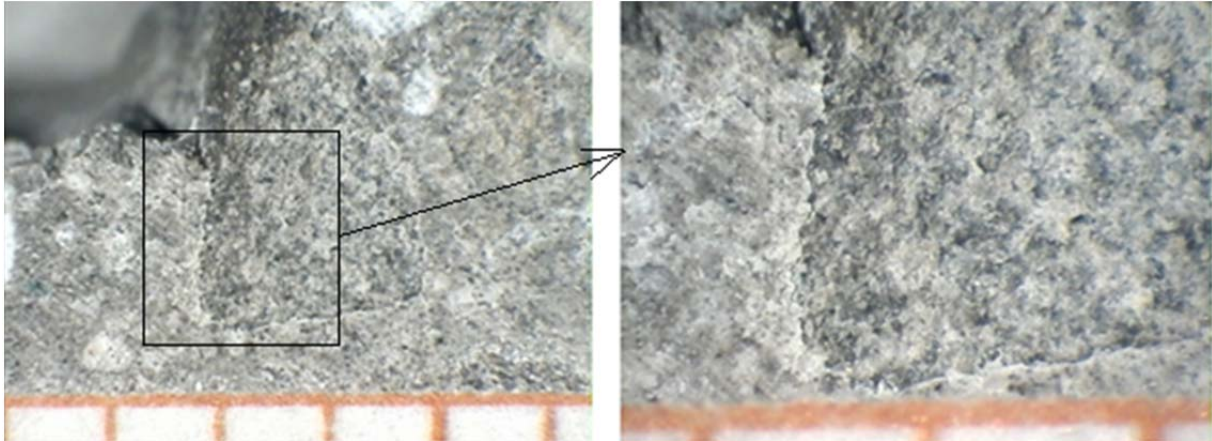


Abbildung 8.15: wassergestrahlte Oberfläche, schmale senkrecht zur Bauteiloberfläche verlaufende Risse

Aufgrund ihres Verlaufs und ihrer Rissbreite sind diese Risse daher als unbedenklich einzustufen, da sie die Oberflächenhaftzugfestigkeit nicht verringern.

8.2.4 Zusammenfassung

Druckwasserstrahlen wird als das optimale Verfahren zur Erzeugung von rauen Bauteiloberflächen angesehen, da zwar Risse in den Untergrund eingetragen werden, diese aber wegen ihrer Geometrie als unbedenklich angesehen werden können. Die Oberfläche wird zudem durch den Wasserstrahl gereinigt und lose Partikel werden entfernt. Die theoretischen Betrachtungen zeigen, dass das Druckwasserstrahlen als einzige selektive Methode des Betonabtrags bezeichnet werden kann, da keine extremen Stoßbeanspruchungen zum Abtrag führen.

Um ähnliche Resultate hinsichtlich der Rauheit mit Sandstrahlen zu erzeugen, wären weitere Arbeitsgänge erforderlich. Alternativ könnte ein anderes Stahlmittel, z. B. Metallkugeln mit größeren Durchmessern gewählt werden, um eine höhere Rauheit zu erzielen. Dies bedingt aber einen höheren punktuellen Energieeintrag und würde unweigerlich weitere Auflockerungen des Untergrundes zur Folge haben.

Das Stemmen stellt keine wirkliche Alternative dar, da die damit verbundenen Auflockerungen das Betongefüge zu stark schädigen.

Der gewünschte Abtrag ist von der eingesetzten Technik, den Betriebsbedingungen und dem Personal abhängig. Die vorgestellten Ergebnisse können nicht allgemeingültig übertragen werden. Sie dienen vor allem der Darlegung der Schädigungsprozesse und der damit verbundenen Auswirkungen auf den zu ergänzenden Altbeton.

These 4: „Die Aufrauungsmethode beeinflusst die Topografie der aufgerauten Oberfläche. Aufrauungsgrad und -methode beeinflussen die Festigkeit der Betonoberfläche durch den Eintrag von Rissen.“

8.3 Bestimmung der Rauheit

Das Tragverhalten von Schubfugen bzw. der Beton-Beton-Verbund wird nach nationalen und internationalen Normen sowie einschlägiger Forschungsarbeiten, im Wesentlichen durch die Rauheit der Altbetonoberfläche bestimmt. Trotz der Bedeutung der Rauheit ist bisher kein Standardverfahren bekannt, mit dem eine eindeutige Bestimmung der Rauheit möglich wäre. Es sind Parameter bekannt mit deren Hilfe die Rauheit abgeschätzt werden kann, jedoch sind diese zumeist nicht eindeutig. Die Ausführungen in Kapitel 6.4 legen nahe, dass eine eindeutige Beschreibung der Rauheit nur unter Annahme gewisser Randbedingungen möglich ist. Unter diesen Bedingungen sollte im Rahmen der eigenen Untersuchungen die Rauheit möglichst eindeutig bestimmt werden.

8.3.1 Das Sandflächenverfahren nach Kaufmann

Das Sandflächenverfahren nach Kaufmann liefert den Rauheitsparameter R_t und ist in (Kaufmann 1971) ausführlich dokumentiert. Eine definierte Menge Sand mit definiertem Korndurchmesser (trockener Quarzsand, Korngröße 0,1 mm bis 0,5 mm) wird auf der Fläche möglichst kreisförmig ohne nennenswerten Druck mit einer Hartholzscheibe ($\varnothing 50$ mm, Dicke 10 mm) verteilt, wobei anhand der Kreisfläche auf die Rautiefe R_t geschlossen werden kann (vgl. Gl. 8.1).

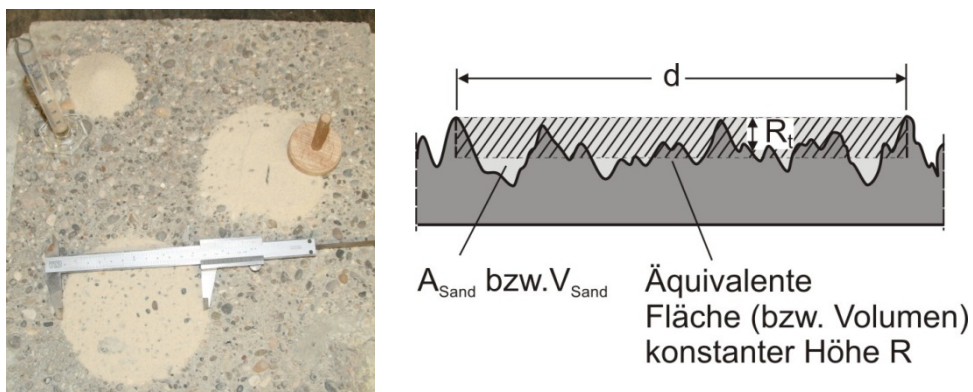


Abbildung 8.16: Durchführung des Sandflächenverfahrens nach Kaufmann

$$R_t = \frac{4 \cdot V}{d_m^2 \cdot \pi} \quad \text{Gl. 8.1}$$

mit: R_t Rautiefe nach Kaufmann
 V Verwendetes Sandvolumen
 d_m Kreisdurchmesser, bzw. mittlerer Ellipsendurchmesser

Das beschriebene Verfahren ist baupraktisch einfach an horizontalen bis wenig geneigten Flächen durchführbar. Das Ergebnis ist jedoch im hohen Maße von Humanfaktoren abhängig.

Neben den Humanfaktoren stellt sich, wie unter Kapitel 6.4 bereits ausgeführt, auch die Frage des Maßstabfaktors. Die maximale Korngröße des verwendeten Sandes wird auf 0,5 mm festgelegt. Gemäß (DIN 1045-1:2008-08) sollen „raue“ Oberflächen eine Rautiefe R_t

von mindestens 1,5 mm aufweisen. Soll die Oberfläche als „verzahnt“ eingestuft werden, dann muss eine minimale Rautiefe R_t von 3,0 mm vorliegen. Die geforderten Werte R_t entsprechen dabei dem 3 bzw. dem 6-fachen Korndurchmesser. Aus technischer Sicht sind diese Größenordnungen als zu klein anzusehen. Noch kleinere Rautiefen als $R_t = 1,5$ mm durch das Sandflächenverfahren zu bestimmen wird als technisch unsinnig angesehen, da über 1,5 mm Profilhöhe nur 3 Sandkörner angeordnet werden könnten.

Zur Gewinnung von Vergleichswerten wurde das Sandflächenverfahren zur zusätzlichen Einstufung der Rauheiten bzw. zu Vergleichszwecken genutzt. An dieser Stelle muss aber ausdrücklich darauf hingewiesen werden, dass für die ermittelten Rautiefen von $R_t < 1,5$ mm neben dem Humanfaktor ein systematischer Fehler wegen des verwendeten Größtkorns in der Messung nicht ausgeschlossen werden kann.

8.3.2 Digitalisierung von Oberflächen – Wenzel'scher Quotient

8.3.2.1 System und Aufnahmevorgang

Um im Rahmen der Versuchsauswertung auf möglichst quantitativ eindeutige Oberflächenrauheiten zurückgreifen zu können, wurden aus Mangel einfacherer Methoden die Bauteiloberflächen digitalisiert, um ausgehend von diesen Daten einen geeigneten Parameter für die jeweiligen Oberflächen zu bestimmen.

Die Abbildung 8.18 zeigt den Aufbau zur Digitalisierung der Platten. Es wurde das Messsystem der Firma GOM mbH Atos II verwendet. Um den angestrebten Messpunktabstand von 0,15 mm einzuhalten, musste ein Messvolumen (Volumen innerhalb dessen Umrandung eine Struktur pro Aufnahme erfasst werden kann; vgl. Abbildung 8.18) gewählt werden, dass kleiner als die zu digitalisierende Platte war. Das bedeutet, dass die vollständige Platte nicht mit einer Aufnahme erfasst werden konnte. Um die Topografie der Oberfläche abzubilden, waren zudem Aufnahmen aus verschiedenen Positionen und Winkeln zur Platte erforderlich. Um die gesamte Platte digitalisieren zu können waren je nach Rauheit der Oberfläche ca. 15 bis 25 Einzelaufnahmen erforderlich. Um die Lage der Einzelaufnahmen zueinander zu bestimmen, wurde ein Referenzrahmen über die Platte gelegt. Über den fest definierten Abstand der aufgeklebten Referenzmarken (weiße Punkte) zueinander konnten die Einzelaufnahmen zu einer Gesamtaufnahme zusammengefügt werden. Um nicht für jede Teilaufnahme die Kameraposition ändern zu müssen, wurde Platte drehbar gelagert, um eine Veränderung der Aufnahmewinkel durch die Drehung der Platten zu bewerkstelligen.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

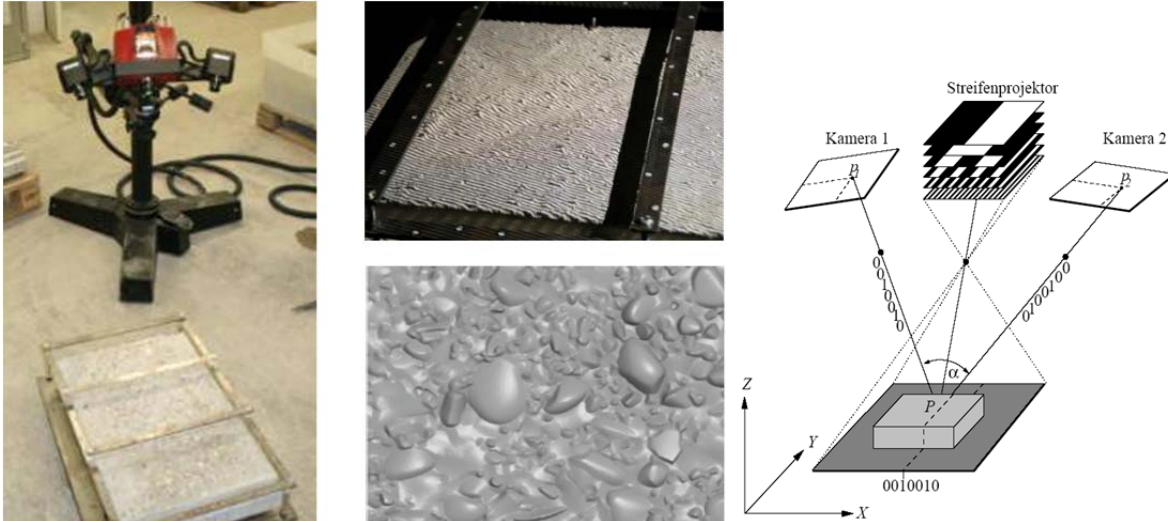


Abbildung 8.17: Aufbau Messung mit Streifenmuster
Links: Messung (System Atos II mit Altbetonplatte, Referenzrahmen, drehbare Bauteilaufnahme)
Mitte-oben: Bauteiloberfläche mit Referenzrahmen und Streifenlicht
Mitte-unten: Digitale Bauteiloberfläche
Rechts: Messprinzip Atos II (Streifenlichtprojektion)

Das Messprinzip des Systems beruht auf optischer Triangulation und der Streifenlichtprojektion. Prinzipiell besteht das System aus einem Projektor und zwei Kameras, deren Abstand und Winkel zueinander bekannt ist. Die einzelnen Komponenten sind in Abbildung 8.18 bezeichnet. Bei jeder Einzelmessung wird vom Projektor eine definierte Abfolge unterschiedlicher Streifenmuster, mit unterschiedlichen fest definierten Abständen und Breiten der Einzelstreifen auf die Bauteiloberfläche projiziert. Vom Bezugspunkt des Projektors aus erscheinen diese Streifen als Gerade, wobei die Breite der Streifen entsprechend der Neigung der Oberfläche zur Achse des Projektors variiert. Die einzelnen projizierten Muster werden von den beiden Kameras aufgenommen. Durch Unebenheiten der Bauteiloberfläche sind die Projektionskanten von der Kamera aus gesehen gekrümmt bzw. weichen von der Gerade ab. Auf Grund dieser Abweichungen der Streifenmuster und der Triangulation der beiden Kameras können die Koordinaten der Messpunkte entlang des Streifens im Raum bestimmt werden.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

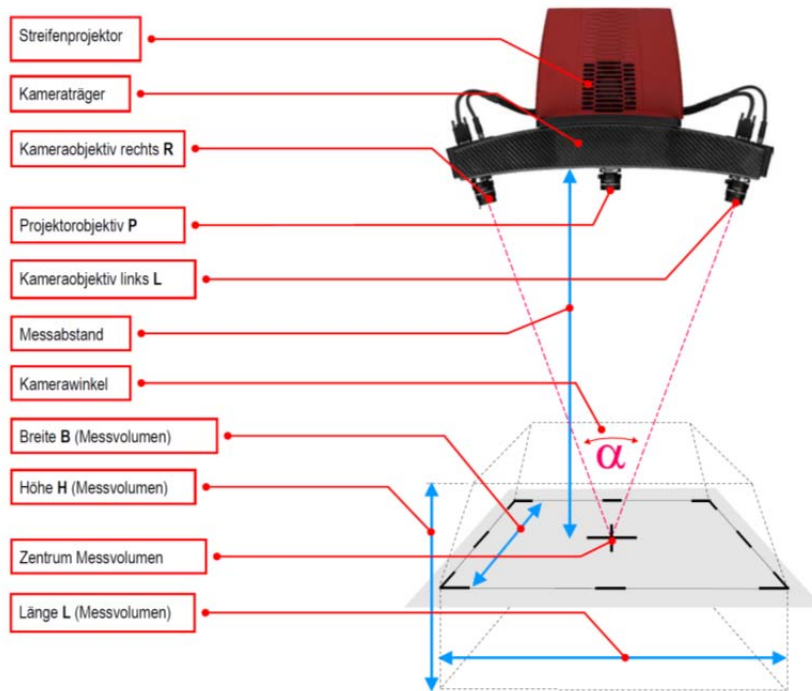


Abbildung 8.18: Aufbau GOM Atos II aus (GOM mbH 12.08.2009)

Schwierig gestaltet sich die Aufnahme von engen Vertiefungen bzw. von Hinterschnitten, da die betreffenden Punkte von beiden Kameras mit dem vorgegebenen Winkel aufgenommen werden müssen. Die Messungen werden entscheidend von den Lichtverhältnissen beeinflusst, da die Sichtbarkeit der Streifenprojektion von der Leistung des Projektors und vom Umgebungslicht abhängig ist. Zudem darf sich die Position des Messkopfes relativ zum Messvolumen während der Einzelaufnahme (ca. 3 Sekunden) nicht ändern. Genaue Angaben zum Messvorgang bzw. den Systemspezifikationen können dem Benutzerhandbuch (GOM mbH 12.08.2009) entnommen werden. Das verwendete System für die Digitalisierungen ist vor allem für Anwendungen im Labor geeignet wobei es durch seine erzielbare Genauigkeit überzeugt.

Als Ergebnis der Digitalisierung wurde eine Punktwolke erhalten, die im Postprocessing nachbearbeitet wurde. Eventuelle Fehlstellen oder während der Messung nicht erfasste Bereiche der Oberfläche werden dabei gefüllt. Um die Datenmenge möglichst gering zu halten wurden nicht relevante Bereiche der Aufnahme gelöscht.

8.3.2.2 Auswertung der Datensätze

Die aufbereiteten Datensätze wurden mit Hilfe der zugehörigen Systemsoftware ATOS weiterverarbeitet, indem die dreidimensionale Oberfläche in zweidimensionale Schnitte zerlegt wurde. Es wurden parallele Schnitte in x- und y-Richtung mit einem Abstand von 0,15 mm zueinander erzeugt. Aus den jeweiligen Schnitten wurde anschließend der Wenzel'sche Quotient bestimmt (vgl. Abbildung 8.19).

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

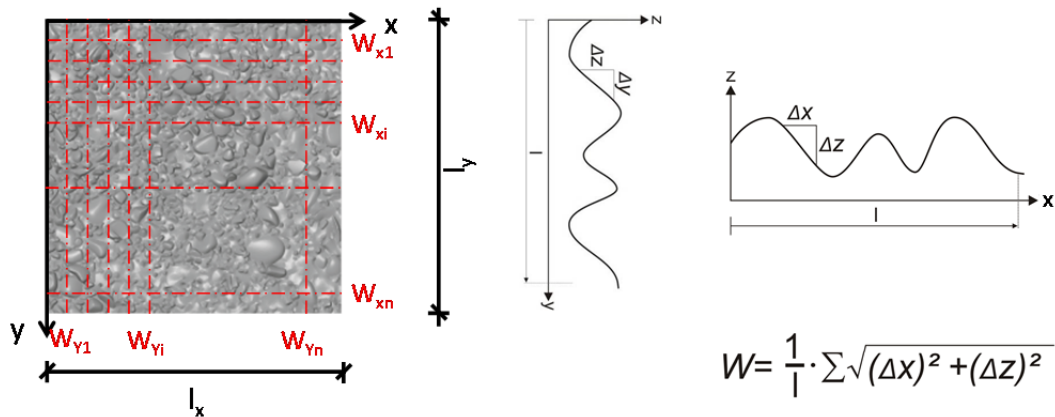


Abbildung 8.19: Bestimmung des Wenzel'schen Quotienten

Um die eigenen Ergebnisse von Spaltzugversuchen auch mit denen von (Müller 2008) vergleichen zu können, wurde ein „räumlicher“ Wenzel'scher Quotient entsprechend dem Vorgehen von (Müller 2008) pro (Einzel-) Probekörper (ca. 150 mal 150 mm) ausgegeben, indem die Mittelwerte der Wenzel'schen Quotienten in x und y-Richtung multipliziert wurden. Entgegen dem Vorgehen von (Müller 2008) konnten bei der Auswertung der Schnitte „Überhänge“ bzw. Hinterschnitte mitberücksichtigt werden, da die Sortierung der Punkte entlang der Schnitte modifiziert wurde.

Für eine detailliertere Beurteilung von einzelnen Versuchsergebnissen erschien diese Vorgehensweise jedoch zu grob, da wesentliche Informationen zur Verteilung der Rauheit über die Körperoberfläche verloren gingen.

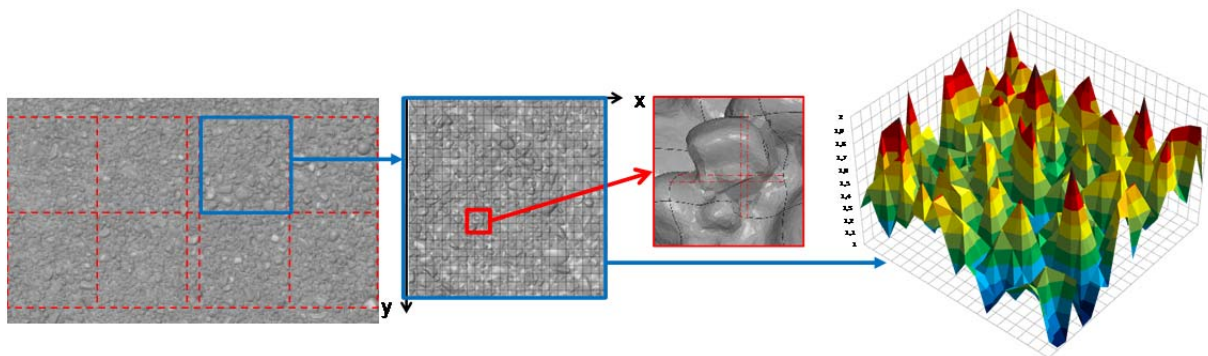


Abbildung 8.20: Verfeinerte Rauheitsbestimmung

1. v. L.: **gesamte Platte mit Einzelkörpern**
2. v. L.: **gerasterte Einzelkörperoberfläche**
3. v. L.: **Detail mit Einzelraster**
4. v. L.: **Verteilung der Wenzel'schen Quotienten über die Einzelkörperoberfläche**

Das Ziel der Verfeinerung war die Darstellung der Verteilung der Rauheit bzw. der Wenzel'schen Quotienten über die Probekörperoberfläche. Hierfür wurden die (Einzel-) Körperflächen in weitere quadratische Teilflächen unterteilt (vgl. Abbildung 8.20 2. v. L.; Raster 6,25 mm) und die Wenzel'schen Quotienten der einzelnen Teilflächen bestimmt. Das prinzipielle Vorgehen ist in der Abbildung 8.20 dargestellt. In der Abbildung 8.20 Teilbild 1. v. L. ist beispielhaft die gesamte Grundplatte mit einer Abmessung von ca. 650 mal 400 mm dargestellt. Die Einzelkörper sind rot umrandet dargestellt. Im Teilbild Abbildung

8.20 2. v. L ist die Oberfläche eines Einzelkörpers (Abmessungen ca. 150 mal 150 mm) dargestellt, wobei die Einteilung weiterer quadratischer Raster sichtbar ist. Anhand der Schnitte über die gesamte Platte und der Zuordnung der entsprechenden Teilschnitte zu den Rastern konnte der Wenzel'sche Quotient aller Teilrastrerquadrate bestimmt werden. Um eine vernünftige Größe des Rasters festzulegen wurden im Rahmen einer Bachelorarbeit (Köberlin 2009) Parameterstudien durchgeführt. Als sinnvoller Rasterabstand stellte sich ein Maß von 6,25 mm heraus.

Neben dem einzelnen Wenzel'schen Quotienten für den Teilkörper konnte somit auch die Verteilung der Rauheit über die jeweiligen Teilflächen dargestellt werden. In Abbildung 8.20 4. v. L ist der Verlauf der Wenzel'schen Quotienten über den Einzelkörper dargestellt. Anhand der Verteilung der Rauheit über die Teilfläche können Ergebnisse von Spalt- und Keilspaltzugversuchen differenzierter bewertet werden.

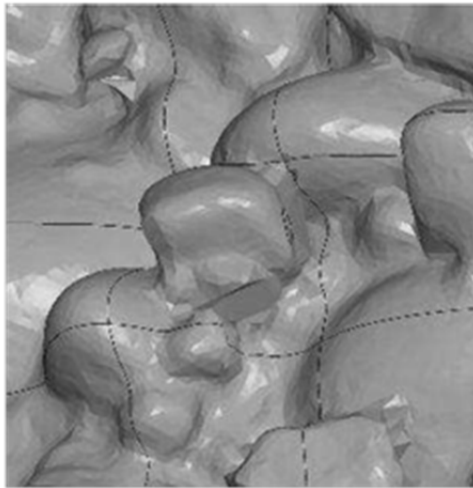


Abbildung 8.21: Teilbild 3. v. L aus Abbildung 8.20

Bei der statistischen Auswertung der Wenzel'schen Quotienten der Teilflächen wurde deutlich, dass Bereichsweise extrem hohe Wenzel'sche Quotienten erhalten wurden. Die Abbildung 8.20 Teilbild 3. v. L und Abbildung 8.21 zeigt beispielsweise ein exponiertes Zuschlagskorn. Bezogen auf seine Grundfläche weist das einzelne Zuschlagskorn einen hohen Wenzel'schen Quotienten auf. Anhand der Kornform kann jedoch darauf geschlossen werden, dass das Korn nur noch unzureichend im Altbeton gebettet ist.

Vereinfacht ist dies in Abbildung 8.22 dargestellt. Das Zuschlagskorn (vgl. Abbildung 8.22 Links) ist mit einem Viertel seines Durchmessers in den Altbeton eingebettet. Bei Annahme der Kreissehne ($s = d/2 \cdot \sqrt{3}$) als Grundlinie weist das Zuschlagskorn einen freien Umfang von $u_1 = 2/3 \cdot d \cdot \pi$ auf und somit einen Wenzel'schen Quotienten von $u_1/s = 2,41$.

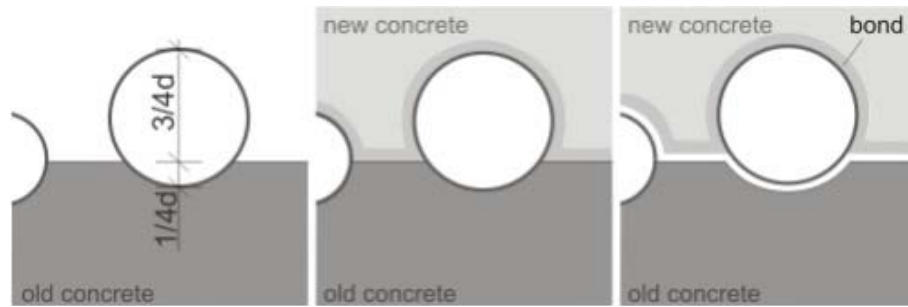


Abbildung 8.22: Verbundbedingungen bei geringer Einbettung in den Altbeton
 Links: Situation vor Neubetonergänzung
 Mitte: Ergänzter Querschnitt
 Rechts: Durch Zug senkrecht zur Fuge beanspruchter Querschnitt

Die Abbildung 8.23 gibt eine gespiegelte Situation wieder. Das betrachtete Zuschlagskorn ist stark im Altbeton eingebettet. Die Kreissehne bleibt konstant, der freie Umfang beträgt $u_2 = 1/3 \cdot d \cdot \pi$ und der Wenzel'sche Quotient beträgt $u_2/s = 1,2$. Aufgrund der gemessenen Rauheit der Fuge, sollte für die Fugenausbildung gemäß Abbildung 8.22 eine höhere Zugspannung bzw. Schubspannung gegenüber der Abbildung 8.23 ertragbar sein. Auf positive Effekte aufgrund von Hinterschnitten wird in der einschlägigen Literatur ja häufig hingewiesen.

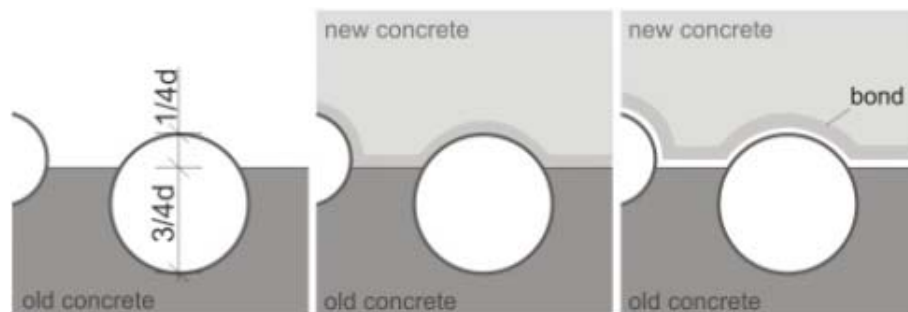


Abbildung 8.23: Verbundbedingungen bei großer Einbettung in den Altbeton
 Links: Situation vor Neubetonergänzung
 Mitte: Ergänzter Querschnitt
 Rechts: Durch Zug senkrecht zur Fuge beanspruchter Querschnitt

Wird für das oben genannte Beispiel davon ausgegangen, dass der Verbund zwischen Zuschlagkorn und Zementmatrix des Altbetons dem Verbund zwischen Zuschlagkorn und Neubetonzementmatrix entspricht, dann ist die aufnehmbare Zugkraft im jeweiligen Fugenausschnitt (Abbildung 8.22 Rechts und Abbildung 8.23 Rechts) identisch, da die Länge der gedachten Bruchlinie gleich groß ist.

Die kleine Fallstudie zeigt, dass örtliche extrem hohe Wenzel'sche Quotienten hinterfragt werden müssen, um die Gesamtrauheit der Altbetonoberfläche nicht zu überschätzen. Lokale Hinterschnitte führen nicht unweigerlich zu einer Erhöhung der Verbundfestigkeiten, vielmehr sollte eine ausgewogene Aufrauung der Altbetonoberfläche angestrebt werden, wobei das Größtkorn bzw. falls technisch möglich die sonstigen Korngruppen maximal bis zur Hälfte freigelegt werden sollten.

Um vor diesem Hintergrund die Rauheit der Altbetonoberflächen nicht zu überschätzen, wurden deshalb alle Bauteiloberflächen auf hohe Einzelwerte des Wenzel'schen Quotienten hin überprüft und gegebenenfalls diese Werte nicht berücksichtigt.

These 5: „Je rauer die Oberfläche desto höher die erzielbare Haftzugfestigkeit. Die Steigerung der Rauheit über eine Grenzrauheit hinaus bringt keine weitere Steigerung der Verbundfestigkeit“

8.3.3 Digitalisierung von Oberflächen in der Baupraxis

Das im Kapitel 8.3.2 geschilderte Verfahren zur Digitalisierung von Betonoberflächen ist aufgrund anwendungsspezifischer Anforderungen nicht geeignet, um in der Baupraxis unter Baustellenbedingungen eingesetzt zu werden. Es zeigte sich, dass Digitalisierungen vor allem in den Entwicklungsabteilungen des Maschinen-, Fahrzeugbaus bzw. in der Medizintechnik, also meist unter definierten Laborbedingungen durchgeführt werden. Allerdings können aufgrund der sehr rasanten technischen Entwicklungen auf diesem Gebiet einige Systeme bereits unter Baustellenbedingungen eingesetzt werden. So konnte im Rahmen dieser Arbeit eine Messung aufgerauter Oberflächen eines Brückenüberbaus betreut werden.

Die Auftragsbeschreibung sah vor, Rauheitsparameter entsprechend der Vorgabe des (DIN-Fachbericht 102:2009-03) in Verbindung mit (DAfStb Heft 525:2010) zu bestimmen.



Abbildung 8.24: Beispiel einer aufzunehmenden Fläche

Die Abbildung 8.24 zeigt beispielhaft eine aufzunehmende Oberfläche. Die vorgefundenen Oberflächen wurden durch Sandstrahlen aufgeraut. Die Schwierigkeit des Auftrags bestand vor allem darin, ein möglichst quantifizierbares Messverfahren bzw. Messmittel einzusetzen und anhand der Messung einen geeigneten Rauheitsparameter zu bestimmen. Nach

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

(DAfStb Heft 525:2010) wird „als praxistaugliches Messmittel auf der Baustelle für die Rautiefen freigelegter Gesteinskörnungen 3 mm ("raue" Fuge) bzw. 6 mm ("verzahnte" Fuge) (...) z. B. ein Reifenprofilmesser“ angesehen. Spezifikationen zum „Messverfahren“ fehlen. Es fehlen Angaben zur notwendigen Anzahl der Messpunkte, Angaben zur zu verwendenden Basislinie sowie Angaben zur Auswertung der Messergebnisse. Die Messung der freigelegten Zuschlagskörner mit einem derartigen Verfahren kann daher nicht als praxistauglich eingestuft werden (vgl. Abbildung 8.25).



Abbildung 8.25: Rauheitsmessung mit Profilmesser
Links: Basislänge ca. 20 mm
Rechts: Basislänge ca. 110 mm

Nach (DIN-Fachbericht 102:2009-03) wird zudem eine „definierte Rauigkeit“ angegeben. Diese ist in einer Fußnote folgendermaßen definiert:

„Bezüglich der Definition der Oberflächenrauigkeit siehe auch DAfStb-Heft 525. Die Rauigkeitsparameter für die Zuordnung der Kategorie "rau" sollten als mittlere Rautiefe nach dem Sandflächenverfahren von Kaufmann $R_t \geq 1,5$ mm bzw. als maximale Profilkuppenhöhe $R_p \geq 1,1$ mm betragen. Die Rauigkeitsparameter für die Zuordnung der Kategorie verzahnt sollten als mittlere Rautiefe $R_t \geq 3,0$ mm bzw. als maximale Profilkuppenhöhe $R_p \geq 2,2$ mm betragen. Die Werte sollten als Mittelwerte von mindestens drei Messungen nachgewiesen werden.“

Im (DAfStb Heft 525:2010) finden sich folgende Abbildungen (vgl. Abbildung 8.26) zu aufgeführten Parametern R_t und R_p :

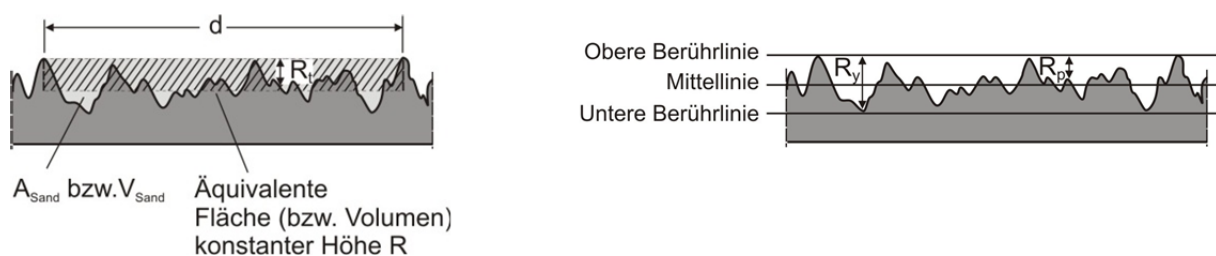


Abbildung 8.26: Beschreibung der Parameter R_t und R_p nach (DAfStb Heft 525:2010)
Links: Rautiefe R_t nach Kaufmann
Rechts: Profilkuppenhöhe R_p

Wegen der vertikalen Flächen konnte das Sandflächenverfahren nicht durchgeführt werden. Überlegungen anstelle des definierten Sandvolumens Gips zu verwenden, wurden wegen der Anforderungen an die Genauigkeit verworfen.

Es verblieb daher zur Beschreibung der Rauheit die Profilkuppenhöhe R_p . Nach (Schäfer et al. 1996) ist die maximale Profilkuppenhöhe der Abstand des höchsten Punktes des Profils von der Mittellinie innerhalb der Bezugsstrecke (vgl. Abbildung 8.26). Die Mittellinie ist dabei eine horizontale Linie, die innerhalb der Bezugsstrecke das Profil so durchschneidet, dass die Summe der Quadrate der Profilabweichungen von dieser Linie ein Minimum ist (vgl. Abbildung 8.26).

In (DAfStb Heft 525:2010) wird weiter ausgeführt, dass „die zusätzlich angegebenen Rauigkeitsparameter mittlere Rautiefe R_t , nach Kaufmann (...) bzw. maximale Profilkuppenhöhe R_p nach Schäfer (...) ... als abschätzende Konformitätskriterien in Zweifelsfällen oder für Kontrollen im Fertigteilwerk gedacht“ sind. „Die Frage, ab welcher Messlänge in Längs- und Querrichtung und mit welcher Anzahl ein repräsentatives Ergebnis erzielt werden kann, ist offen.“

8.3.3.1 Vorgehen vor Ort

Entsprechend der obigen Ausführungen erschien die Bestimmung der Profilkuppenhöhe als geeigneter Parameter, um die zu untersuchenden Betonoberflächen eindeutig den Rauheitskategorien nach (DIN-Fachbericht 102:2009-03) zuordnen zu können.



Abbildung 8.27: Messstelle mit aufgenommenen Teilflächen

Die Abbildung 8.27 zeigt die zu beurteilende Gesamtfläche mit den durch Rahmen eingegrenzten Teilflächen die digitalisiert wurden. Die quadratischen Rahmen wiesen eine

Außenkantenlänge von ca. 400 mm und eine Innenkantenlänge von ca. 300 mm auf und wurden mit drei Halterungen an der Bauteiloberfläche befestigt.

Die Teilflächen wurden mit dem System EXASCAN der Fa. Creaform (vgl. (Creaform 2011)) aufgenommen. Im Gegensatz zur in Kapitel 8.3.2 beschriebenen Streifenlichtprojektion basiert das hier verwendete System auf Lasertriangulation. Die Ortsbestimmung des Scanners wird durch Fotogrammetrie bewerkstelligt, indem anhand von Referenzpunkten die Lage des Scanners zu der betrachteten Bauteiloberfläche bestimmt wird. Im vorliegenden Fall wurden dafür die Referenzpunkte auf die „Messrahmen“ aufgeklebt.

Das Ergebnis der Digitalisierung stellt eine Punktwolke der Oberfläche mit einem orthogonalen, quadratischen Raster mit einem Punktabstand von 0,5 mm dar. Die Auflösung der Z-Koordinate betrug dabei 0,050 mm (vgl. (Creaform 2011)) bei einer volumetrischen Genauigkeit von 0,020 mm + 0,100 mm/m. Für die vorliegende Messfeldgröße bedeutet dies, eine maximale Abweichung (in der Rasterebene) von $\pm 0,035$ mm.

8.3.3.2 Auswertung

Um eine einheitliche Bezugsgröße zur Auswertung der Daten zu erhalten wird entsprechend der Abbildung 8.26, anhand der minimalen Summe der Fehlerquadrate der Z-Koordinaten in die Punktwolke eine „Best-Fit-Ebene“ eingefügt.

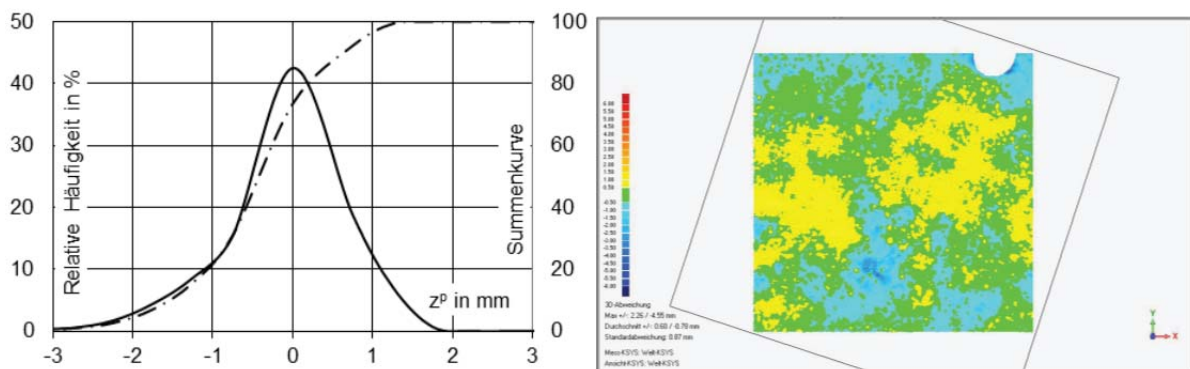


Abbildung 8.28: Links: Verteilung der z-Koordinate über die betrachtete Fläche
Rechts: Falschfarbenbild der Oberfläche

Die Abbildung 8.28 zeigt beispielhaft die Verteilung der z-Koordinaten der Punktwolke (entspricht den Profilkuppenhöhen R_p) bezüglich der „Best-Fit-Ebene“. Neben der Verteilung ist das zugehörige „Falschfarbenbild“ der betrachteten Fläche dargestellt.

Die Verteilung der Profilkuppenhöhen gemäß Abbildung 8.28 Links erscheint normalverteilt, wegen der Bezugsebene mit einem Maximum der relativen Häufigkeit bei null. Es wurden betragsmäßig eher größere negative Werte beobachtet. Dies muss auf den Abtragsvorgang zurückgeführt werden, da positive exponierte Spitzen nicht erhalten bleiben sondern abgetragen werden. Punktuelle Vertiefungen bleiben dagegen eher erhalten. Anhand der Auswertung des gesamten Messvolumens kann festgestellt werden, dass die für die Eingruppierung der Oberfläche in die Kategorie „rau“ notwendige Profilkuppenhöhe von

1,1 mm bei der Aufrauung eingehalten wurde. Sogar Profilkuppenhöhen von mehr als 2,2 mm wurden gemessen, die als Grenze zur Eingruppierung in die Rauheitsklasse „verzahnt“ dienen. Es stellt sich an dieser Stelle die Frage, ob die geforderten Anforderungen auf Extremwerte bzw. auf notwendige Quantilwerte bezogen werden sollten.

Das Falschfarbenbild (vgl. Abbildung 8.28 Rechts) verdeutlicht die Struktur der Oberfläche und wirft somit die Frage auf wie groß das zur Auswertung herangezogene Messvolumen (bei ebenen Auswertungen die Schnittlänge) sein muss bzw. sein darf. Generell kann die vorliegende Oberfläche als gegliedert bezeichnet werden. Greift man dagegen kleinere Teilbereiche heraus, könnten diese als glatt bezeichnet werden. Durch Anlegen eines anderen Maßstabs bei der Einfärbung der Höhen könnte jedoch wiederum die Oberfläche optisch „gegliederter“ dargestellt werden.

Auch das gemäß (DAfStb Heft 525:2010) vorgeschlagene Verfahren zur Bestimmung der Profilkuppenhöhe bezieht sich nicht auf eine feste Größenordnung. Anhand des Mittelwertes von mindestens drei Profilschnitten soll demnach die Profilkuppenhöhe bestimmt werden. Angaben zur Länge der Profilschnitte fehlen. Im Folgenden wird deshalb kurz auf die Probleme bei der Auswertung eingegangen.

Um eine möglichst einfache Auswertung der Profilschnitte zu gewährleisten, wurden die Koordinaten der Punktwolke in ein einheitliches festes x, y – Koordinatensystem transformiert, um Schnitte entlang einheitlicher x bzw. y – Koordinaten zu erzeugen. Unklar bleibt jedoch auf welche Ausgleichsgerade bzw. Ebene die erzeugten Schnitte zu beziehen sind. Die Abbildung 8.29 Links zeigt drei Schnitte im Abstand von 50 mm zueinander.

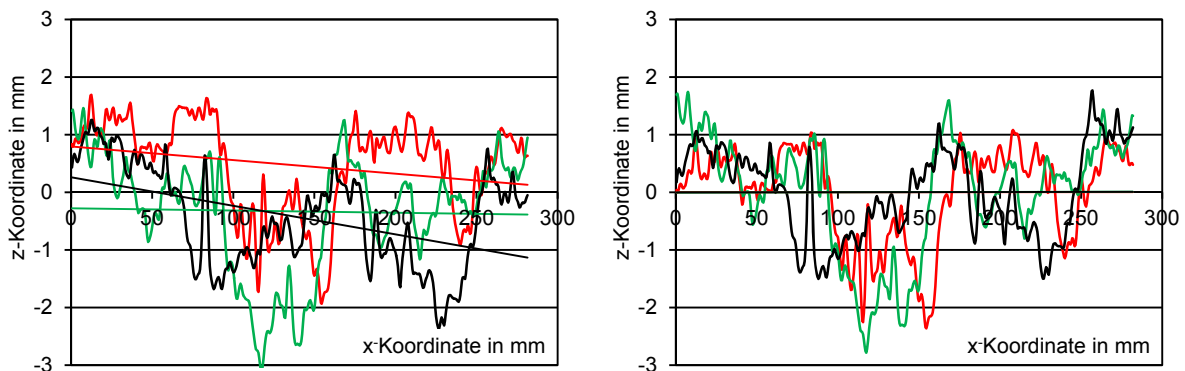


Abbildung 8.29: Auswertung von Profilschnitten im Abstand von 50 mm zueinander
Links: Schnitte mit Korrelationsgeraden, auf Best-Fit-Ebene bezogen
Rechts: Schnitte auf jeweilige Korrelationsgerade bezogen

Die dargestellten Verläufe sind auf die „globale“ Best-Fit-Ebene (in Abbildung 8.29 Links steht die z -Koordinatenachse senkrecht zur Best-Fit-Ebene) der gesamten aufgenommenen Fläche bezogen. Jeder der drei Schnitte besitzt eine eigene, nicht in der Best-Fit-Ebene liegende Korrelationsgerade (vgl. Geraden in Abbildung 8.29 Links).

Für die Abbildung 8.29 Rechts wurden die Verläufe aus Abbildung 8.29 Links auf die jeweiligen Korrelationsgeraden bezogen, wodurch sich die zugehörigen Profilkuppenhöhen

ändern. Durch dieses Vorgehen werden die Beträge der Profilkuppenhöhen der einzelnen Schnitte reduziert.

Für die hier vorgestellte Beispielfläche ergibt sich für alle in x-Richtung der Platte ausgewerteten Schnitte eine mittlere mini-/maximale Profilkuppenhöhe von $-2,19/+1,26$ mm, bei Auswertung der Schnitte bezüglich der Best-Fit-Ebene. Erfolgt die Auswertung der Schnitte bezüglich der jeweiligen Regressionsgerade, dann ergibt sich für die gleiche Anzahl von Schnitten eine mittlere mini-/maximale Profilkuppenhöhe von $-1,95/+1,40$ mm.

Wird der vorher gewählte Profilschnitt (vgl. Abbildung 8.29 Links) in drei Profilschnitte von ca. 100 mm Länge unterteilt, wird also die Basislänge variiert, dann erhält man drei Korrelationsgeraden mit unterschiedlichen Neigungen (vgl. Abbildung 8.30 Links). In Abbildung 8.30 Rechts ist der auf die Best-Fit-Ebene bezogene Profilschnitt als schwarzer Verlauf, der auf die Korrelationsgerade bezogene Profilschnitt als grauer Verlauf und die auf die jeweilige Korrelationsgerade bezogenen drei Teilschnitte als rote Verläufe dargestellt.

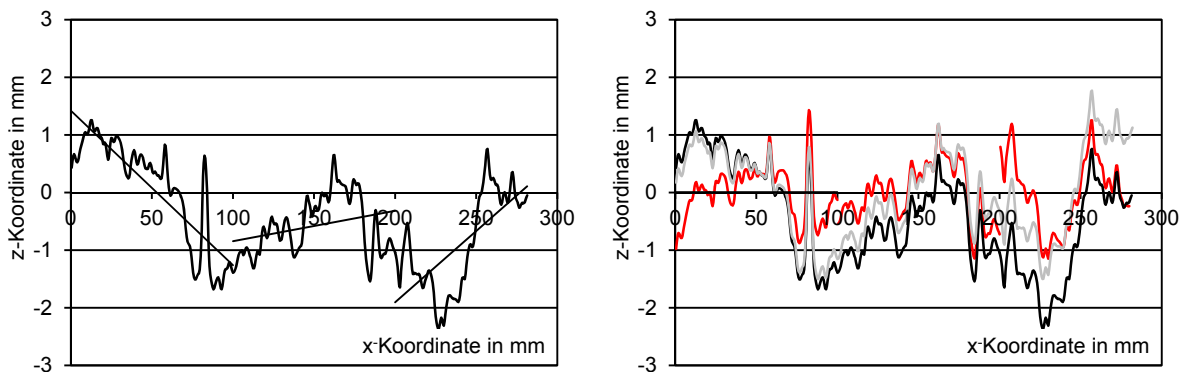


Abbildung 8.30: Auswertung eines Profilschnitts in Teilabschnitten (0-100, 100-200, 200-300 mm)
Links: Korrelationsgeraden der einzelnen Abschnitte
Rechts: Auf die Korrelationsgerade bezogenen Profilschnitte (rote Verläufe)
 Schnitt auf Best-Fit-Ebene bezogen (schwarzer Verlauf)
 Schnitt auf die Korrelationsgerade bezogen (gesamter Schnitt 0-300 mm, grauer Verlauf)

Erfolgt die Auswertung anhand der vorgestellten Teilschnitte, dann ergibt sich für die dreifache Anzahl von Schnitten eine mittlere mini/maximale Profilkuppenhöhe von $-1,42$ bzw. von $+1,04$ mm. „Globale“ Extremwerte beeinflussen die Auswertung der unterteilten Profilschnitte weniger stark.

Ein Nachteil der Unterteilung besteht jedoch darin, dass das vormals stetige Rauheitsprofil in drei Profile mit Sprüngen zwischen den einzelnen Teilprofilen zerlegt wird. Würde die Länge der Profilschnitte weiter verkleinert, dann würden sich die Profilkuppenhöhen dem unteren Grenzwert von Null annähern.

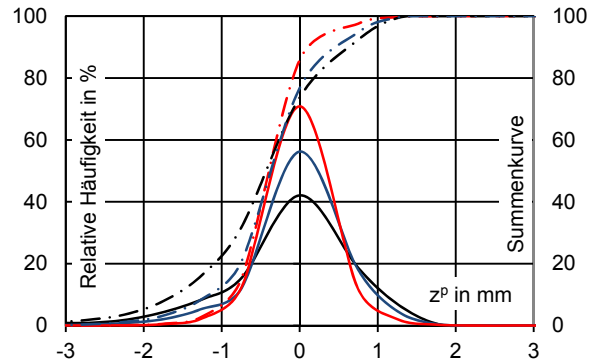


Abbildung 8.31: Verteilung der Profilkuppenhöhen
 - über die Beispielfläche (rote Verläufe)
 - Schnitte auf die jeweilige Korrelationsgerade bezogen (gesamter Schnitt 0-300 mm, blauer Verlauf)
 - Teilschnitte auf die Teilkorrelationsgerade bezogen (roter Verlauf)

Die Abbildung 8.31 verdeutlicht die Abhängigkeit der Profilkuppenhöhe von der Wahl des Bezugssystems. Je kleiner die Best-Fit-Ebene bzw. je kleiner die Länge der gewählten Korrelationsgeraden, desto geringer sind die Streuungen der Profilkuppen.

Vor dem Hintergrund der diskutierten Aspekte bei der Schnitterzeugung bzw. bei der Auswertung, wurde die Best-Fit-Ebene als Bezug gewählt. Aufgrund der Größe der aufgenommenen Teilfläche von je ca. 300 mm Kantenlänge und einem Verhältnis der Kantenlänge zum Durchmesser des Größtkorns von ca. 20:1 erschien die Teilfläche als ausreichend klein dimensioniert, um keine negativen globalen Einflüsse zu beinhalten, aber groß genug um lokale Extremwerte nicht zu überschätzen. Wichtiger als der Mittelwert der maximalen Profilkuppenhöhe aller Profilschnitte ist dabei der Anteil von Punkten die die geforderte Profilkuppenhöhe überschreiten.

8.3.3.3 Auswertung des Abtragsvolumens

Das Vorgehen ist in Abbildung 8.32 dargestellt. Nach Aufnahme der ursprünglichen Oberfläche wurde in mehreren Arbeitsgängen gestrahlt und anschließend die Oberfläche aufgenommen. Die Einmessung der Flächen erfolgte über Referenzmarken. Durch Abzug der durch die Referenzfläche begrenzten Oberfläche wurde das jeweilige Abtragsvolumen bestimmt.

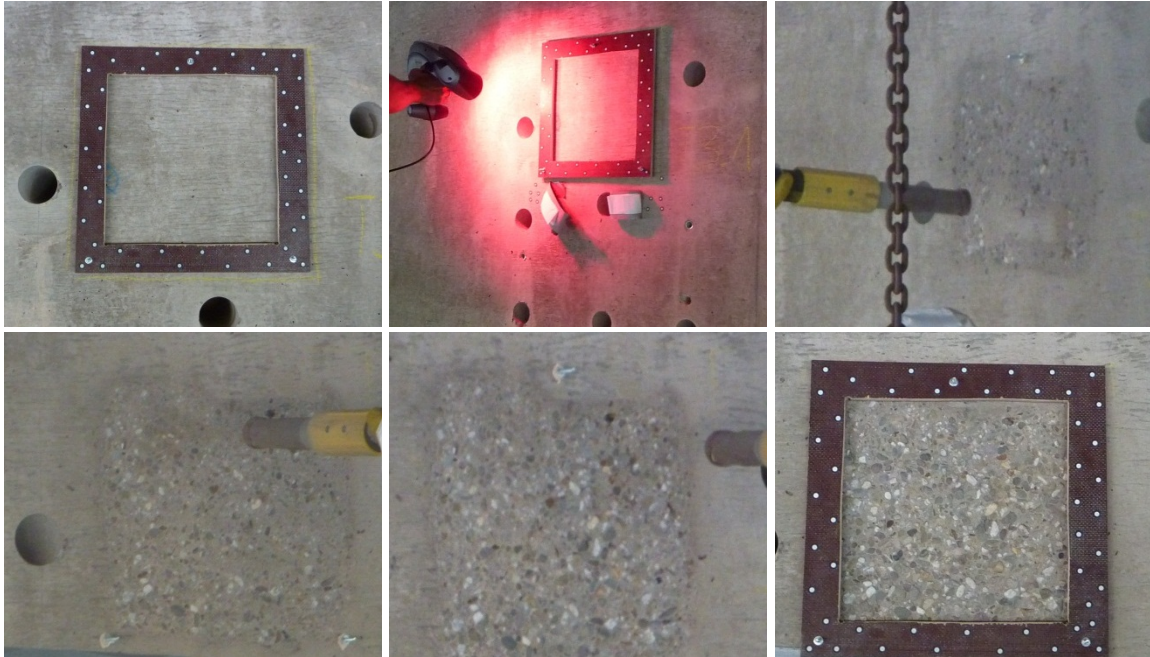


Abbildung 8.32: Bestimmung des Volumenabtrags
 o. links: Aufrauungsschritt_0 (geschalte Oberfläche, Bezeichnung T3_1)
 o. Mitte: Aufnahme der geschalteten Oberfläche
 o. rechts: Aufrauungsschritt_1 (einfacher Sandstrahldurchgang ;Bez.: T3_2)
 u. links: Aufrauungsschritt_2: (zusätzlicher einfacher Sandstrahldurchgang; Bezeichnung: T3_3)
 u. Mitte: Aufrauungsschritt_3: (zwei zusätzliche, einfache Sandstrahldurchgänge; Bezeichnung: T3_4)
 u. rechts: Rahmen und Oberfläche T3_4

Neben der Bestimmung des Abtragsvolumens, wurde die Veränderung der Profilkuppenhöhen der jeweiligen Bearbeitungsschritte bestimmt. Die Ergebnisse sind Abbildung 8.33 zu entnehmen. Es wird deutlich, dass anhand der Auswertung der dargestellten relativen Häufigkeit der Profilkuppenhöhen sowie der Summenkurve die Rauheit mit Hilfe der Profilkuppenhöhe sehr gut wiedergegeben werden kann. Es ist eine Summenkurve mit möglichst konstanter Steigung und eine breite Häufigkeitsverteilung anzustreben.

Ein Maßstabseffekt muss bei der aufgenommenen Fläche nicht beachtet werden, da die Punktdichte innerhalb der digitalisierten Fläche konstant ist. Der Punktabstand ist über die gesamte Fläche gleich. Anhand der relativen Häufigkeit der Profilkuppenhöhen kann die Rauheit quantitativ bestimmt werden.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

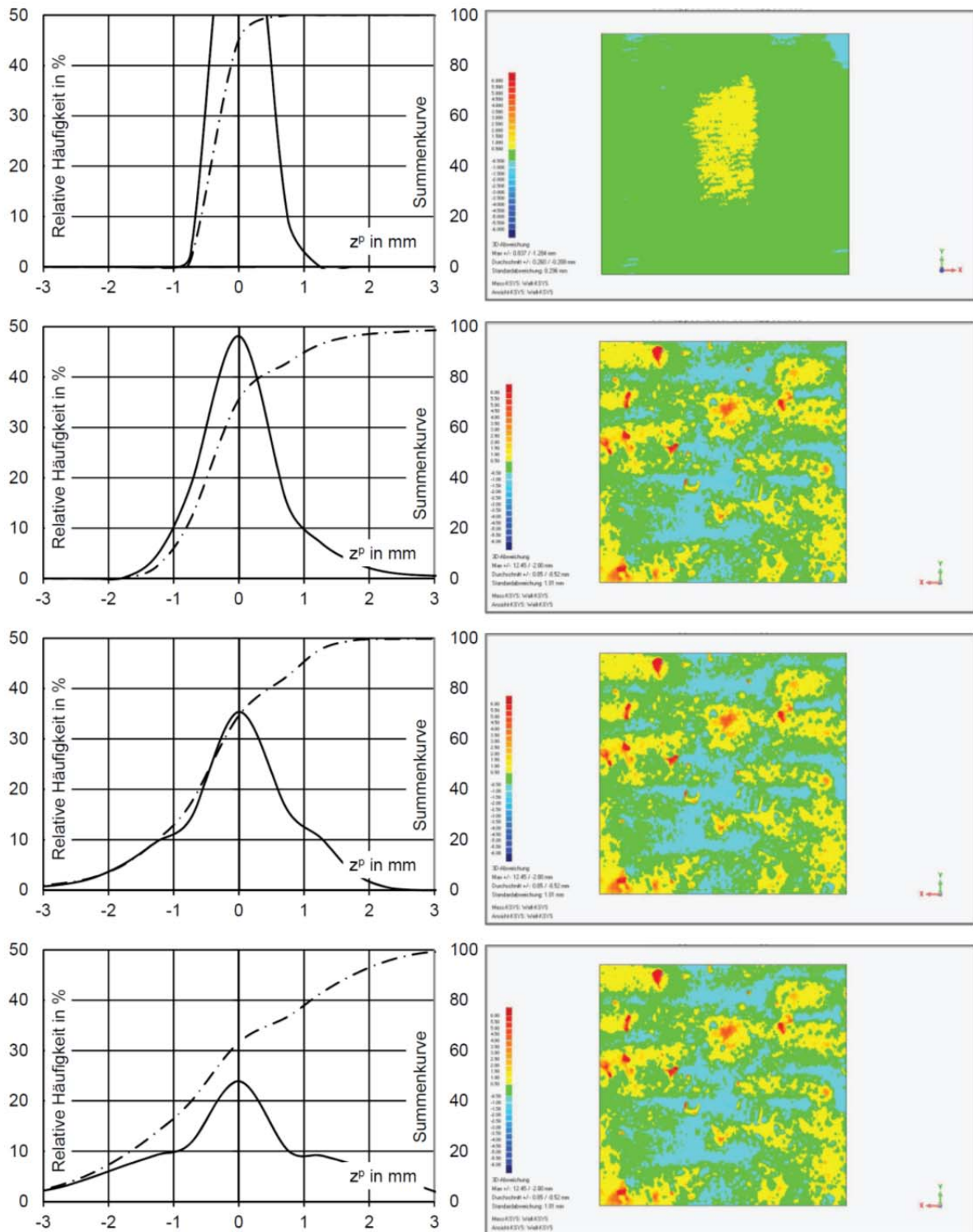


Abbildung 8.33: Rauheiten der bearbeiteten Oberfläche (von oben nach unten T_3_1 bis T_3_4)

8.3.4 Zusammenfassung

Wegen des fraktalen Charakters rauer Oberflächen erscheint die Bestimmung absoluter Rauheitskennwerte nicht möglich. Vor diesem Hintergrund müssen zur eindeutigen Bestimmung von Rauheitsbeiwerten die Randbedingungen der Erfassung sowie der Auswertung der Oberfläche bekannt sein, um die Ergebnisse von z. B. Spaltzugversuchen unter sonst gleichen Voraussetzungen miteinander vergleichen zu können.

Das in der Praxis eingesetzte Verfahren – das Sandflächenverfahren nach Kaufmann – ist neben Humanfaktoren ebenfalls mit Maßstabsfaktoren (z. B. die Sieblinie des Sandes) behaftet und nur für wenig geneigte Flächen geeignet. Aus diesem Grund sollten hinsichtlich einer eindeutigen Beschreibung von Rauheitsparametern einheitliche quantifizierbare Verfahren mit eindeutigen Randbedingungen definiert werden.

Für die Auswertung der eigenen Versuchsergebnisse ist die Beschreibung der Rauheit der Altbetonoberflächen anhand des Wenzel'schen Quotienten am zweckmäßigsten. Die eigenen Versuchsergebnisse können somit direkt mit bereits vorliegenden Werten verglichen werden.

Zur Anwendung in der Baupraxis erscheint die Wahl der Profilkuppenhöhe ebenfalls als zweckmäßig, da diese einfacher bestimmt und ausgewertet werden kann. Falls die aufgenommenen Punkte äquidistant über die betrachtete Fläche verteilt sind, kann die Auswertung als maßstabsunabhängig angesehen werden.

Die Korrelation zwischen Profilkuppenhöhe bzw. Wenzel'schem Quotienten mit der aufnehmbaren Verbundfestigkeit konnte zudem bereits durch Auswertung der Versuche von (Schäfer et al.) dargelegt werden (vgl. Abbildung 6.22).

8.4 Spaltzugversuch

8.4.1 Theorie – kritische Betrachtung

Gegenüber der direkten Prüfung der Zugfestigkeit nach (DAfStb Heft 422:1991) hat die Spaltzugprüfung den Vorteil, dass Standardprobekörper (Würfel oder Zylinder) ohne aufwendige Probenvorbereitung (Aufkleben der Stempel, usw.) in Druckprüfmaschinen direkt geprüft werden können.

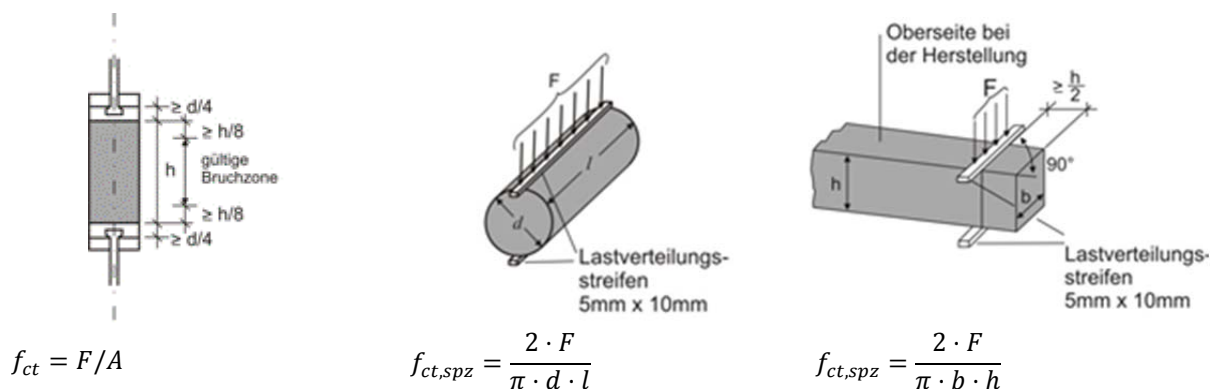


Abbildung 8.34: Bestimmung der Zugfestigkeit
Links: Zentrische Zugfestigkeit f_{ct} nach (DAfStb Heft 422:1991)
Mitte: Spaltzugfestigkeit $f_{ct,spz}$ an Zylindern (DIN 1048-5:1991-06)
Rechts: Spaltzugfestigkeit $f_{ct,spz}$ an Prismen (DIN 1048-5:1991-06)

Gegenüber der einachsigen Spannungsverteilung beim zentrischen Zugversuch liegt nach (Bonzel 1965) bei der Spaltzugprüfung zwar ein zweiachsiger Spannungszustand vor, der jedoch hinreichend genau mit der Mohrschen Spannungshypothese beurteilt werden kann.

Die Bruchgefahr unter Hauptspannungen gleichen Vorzeichens entspricht dabei der eines entsprechenden einachsigen Spannungszustandes, da solange die Hauptdruckspannung nicht die fünffache Hauptzugspannung übersteigt ein Trennbruch eintritt, falls die Hauptzugspannung die Zugfestigkeit erreicht.

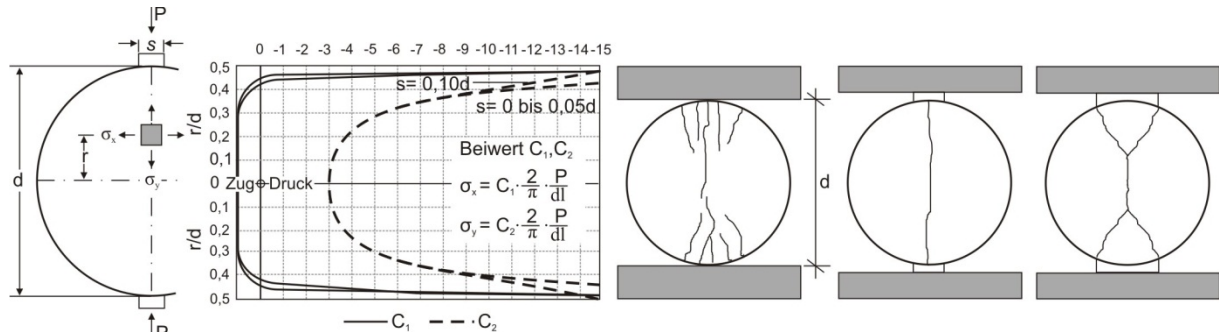


Abbildung 8.35: Bruchzustände und erwartete Spannungsverteilung beim Spaltzugversuch nach (Bonzel 1965)

Der wesentliche Vorteil bei der Bestimmung der Verbundfestigkeit mit dem Spaltzugversuch besteht neben seiner Einfachheit darin, dass die Lage der Bruchebene im Wesentlichen durch die Lage der Lasteinleitungstreifen vorgegeben werden kann. D. h. die Verbundfestigkeit kann gezielt in der Fuge bestimmt werden.

Eine wesentliche Voraussetzung hierfür ist die Wahl geeigneter Lasteinleitungstreifen, da vor allem deren Steifigkeit und Breite das Bruchbild bzw. die Bruchart beeinflusst (vgl. Abbildung 8.35). Für die eigenen Untersuchungen wurden Holzfaserstreifen mit einer Breite von 10 mm und einer Stärke von 3 mm verwendet. Durch Finite Element Vergleichsrechnungen konnte gezeigt werden, dass die durch die Streifen erzeugte Spannungsverteilung zur Beurteilung der Spaltzugfestigkeiten geeignet ist.

Die Herleitung der Spannungsverteilung im Probekörper geht ursprünglich von der symmetrischen Kreisscheibe aus. Beim Übertrag auf rechteckige Körper ergeben sich dabei Probleme, da die Trajektorien der Hauptspannungen nicht mehr der Geometrie des Körpers folgen. Es kann nicht unbedingt von einer annähernd konstanten Verteilung der Hauptzugspannung über die Bauteilhöhe ausgegangen werden (vgl. Abbildung 8.36).

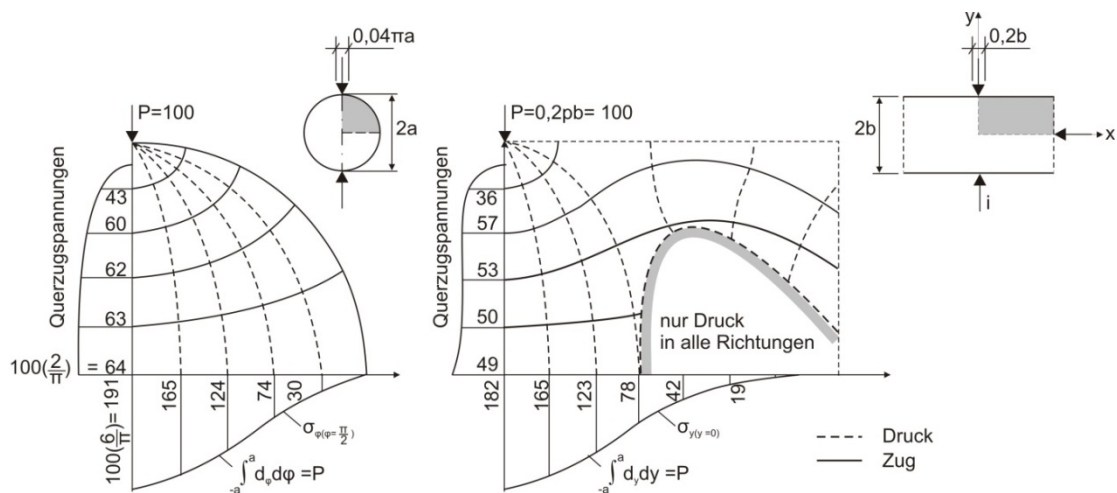


Abbildung 8.36: Hauptspannungstrajektorien nach (Schleeh 1978)

(Müller 2008) berichtet von Problemen bei seinen durchgeführten Spaltzugversuchen. Die Auswertung einer optischen Tastmessung zeigte, dass die Verbundfuge bereits vollständig gerissen war, obwohl die Prüflast noch nicht ihr Maximum erreicht hatte. Bei den Auswertungen wurde dies nicht berücksichtigt, da die Lastdifferenz nur bei einem Versuch quantifiziert wurde. Die Auswertung der optischen Messungen zeigt neben der Lastdifferenz ein weiteres Problem. Theoretisch müsste aufgrund der maximalen Hauptzugspannungen in Körpermitte, das Versagen und somit die Rissbildung dort beginnen. Auf Abbildung 8.37 ist jedoch deutlich zu erkennen, dass das Risswachstum von der unteren Lasteinleitung (gelb-rötlicher Farbverlauf unten entlang der Verbundfuge in Abbildung 8.37 Rechts) beginnend zur Körpermitte voranschreitet.

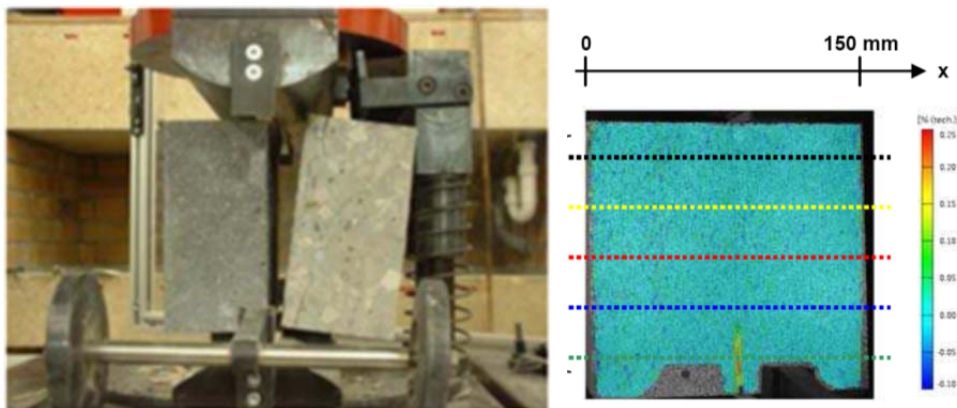


Abbildung 8.37: Optische Dokumentation eines Spaltzugversuches aus (Müller 2008)
Links: Versuchskörper
Rechts: aus optischer Messung errechnete Dehnungszustände des Körpers

Der Grund hierfür ist unter anderem in den Steifigkeitsverhältnissen des Probekörpers, sowie der zu steifen Lasteinleitungsstreifen aus Stahl zu suchen. Die unterschiedliche Färbung der beiden Körperhälften in Abbildung 8.37 lässt augenscheinlich die Vermutungen zu, dass die Festigkeiten von Alt und Neubeton stark variieren. Zudem könnten die extrem steifen Lasteinleitungsstreifen aus Stahl zu ungünstigen Spannungsverteilungen entlang der Lasteinleitung selbst, sowie hinsichtlich der Verteilung der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen geführt haben.

Um die bereits in (Schleeh 1978) theoretisch behandelten Probleme eingehender zu studieren, wurden vergleichende FEM-Berechnungen durchgeführt. Die Abbildung 8.38 zeigt die Hauptdruck- bzw. Hauptzugspannungen (als Farbverlauf), zusätzlich die Hauptdruckspannungen als horizontalen und die Hauptzugspannungen zwischen den Lasteinleitungsstreifen als vertikalen Schnitt für einen Kreisquerschnitt und den entsprechenden quadratischen Querschnitt.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

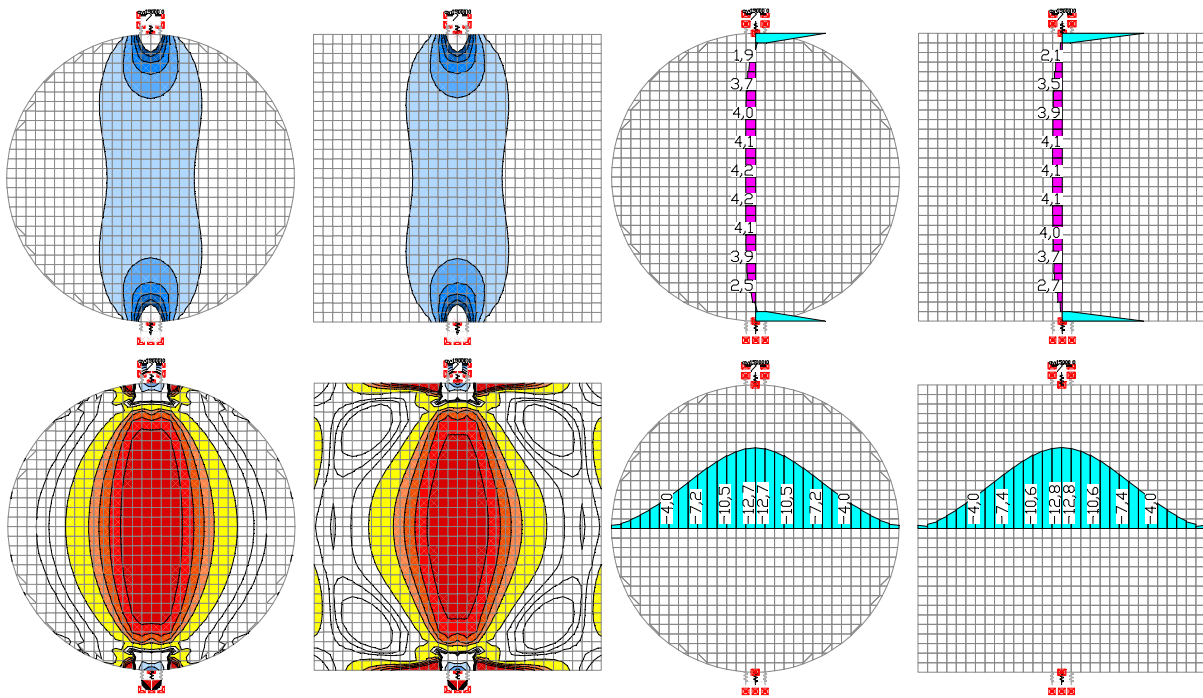


Abbildung 8.38: Hauptdruckspannungen beim Keilsplatzzugversuch
 Links: Kreisscheibe
 Rechts: Quadrat

Die Hauptspannungen entsprechen einander, ein großer Einfluss der Geometrie ist nicht erkennbar. Die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit am Betonwürfel entspricht für monolithische Querschnitte der am Zylinder mit äquivalentem Durchmesser.

Die in Abbildung 8.39 dargestellte Verteilung der Hauptdruckspannungen und die in Abbildung 8.40 dargestellte Verteilung der Hauptzugspannungen verdeutlicht die Problematik zweier unterschiedlicher Materialien (Beton A und B) an der Fuge.

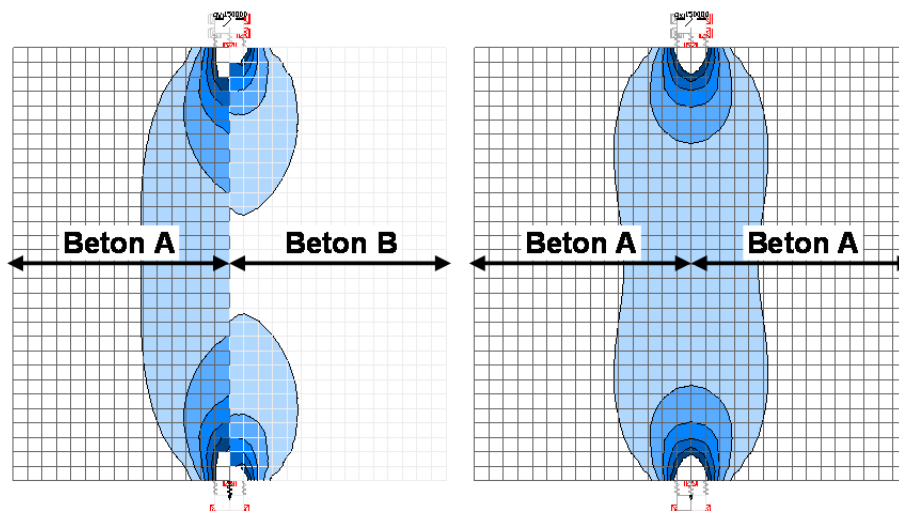


Abbildung 8.39: Hauptdruckspannungen an Verbundkörpern mit $E_{\text{Beton A}} > E_{\text{Beton B}}$
 Linker Körper: Verbundkörper aus unterschiedlich steifen Betonen
 Rechter Körper: Verbundkörper aus Betonen gleicher Steifigkeit

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

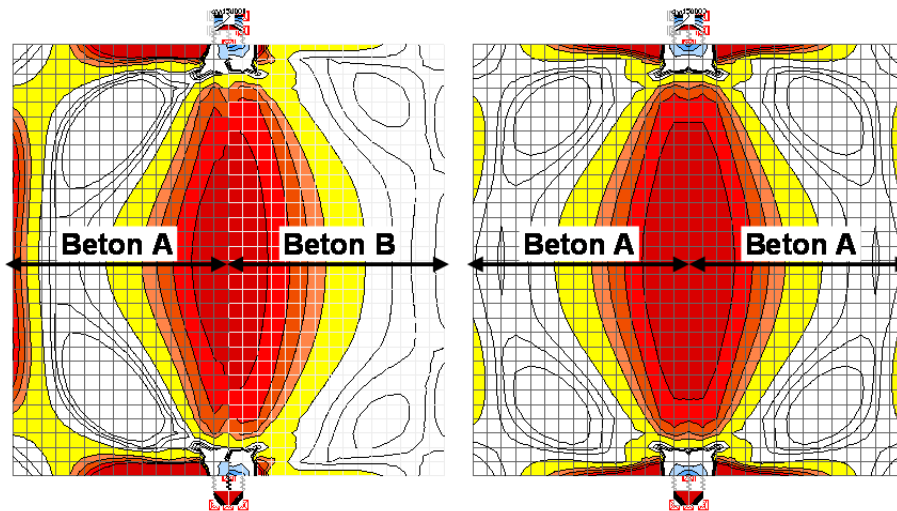


Abbildung 8.40: Hauptzugspannungen an Verbundkörpern mit $E_{\text{Beton A}} > E_{\text{Beton B}}$
Linker Körper: Verbundkörper aus unterschiedlich steifen Betonen
Rechter Körper: Verbundkörper aus Betonen gleicher Steifigkeit

Das ungleiche Verhältnis der Elastizitätsmoduln an der Verbundfuge von 45200 N/mm^2 (linke Körperhälfte) zu 24900 N/mm^2 (rechte Körperhälfte) führt zu einer unsymmetrischen Verteilung der Hauptdruck- und somit auch der Hauptzugspannungen, obwohl die Hauptzugspannungen entlang der Fuge (Ergebnisdarstellung als Schnitt) bei gleicher Belastung scheinbar den Hauptzugspannungen der monolithischen Vergleichskörper entsprechen. Die steifere linke Querschnittshälfte trägt stärker zum Lastabtrag unter gleichzeitiger Entlastung der weicheren rechten Querschnittshälfte bei.

Abbildung 8.40 verdeutlicht, dass im Lasteinleitungsbereich vermehrt Zugspannungen auftreten. Hieraus erwächst eine erhöhte Gefahr eines Versagensbeginns im Lasteinleitungsbereich. Mit den Betrachtungen können die Beobachtungen von (Müller 2008) nachvollzogen werden.

Die Elastizitätsmoduln für die eigenen Untersuchungen unterscheiden sich maximal um 20 % (vgl.

Tabelle 7.11 $E_{\text{max}} = 36.800 \text{ N/mm}^2$ und Tabelle 7.10 $E_{\text{min}} = 29.600 \text{ N/mm}^2$). In der Regel waren die Verhältnisse der Elastizitätsmoduln von Alt- und Neubeton noch ausgeglichener, da keine Materialien mit hohen Festigkeits- und Steifigkeitsunterschieden miteinander kombiniert wurden. Vergleichsrechnungen zeigen, dass entsprechend der Verteilung der Elastizitätsmoduln die Hauptdruckspannungen an der Verbundfuge zwar einen Sprung aufweisen, die Verteilung der Hauptzugspannungen bei den, für die eigenen Versuchen vorliegenden Steifigkeitsverhältnissen davon jedoch scheinbar unbeeinflusst ist.

Die Hauptzugspannungen sind jedoch nicht das einzige Bruchkriterium. Daneben ist vor allem das Verhältnis der Hauptdruck- zu den Hauptzugspannungen zu beachten ((Bonzel 1965)), welches für die steifere Querschnittshälfte im Vergleich zur weicheren Querschnittshälfte vor allem im oberen und unteren Querschnittsbereich wesentlich ungünstiger wird. Je größer die Steifigkeitsunterschiede, desto größer wird daher die Gefahr

eines Bruches vom Querschnittsrand, statt von der Querschnittsmitte aus. Die Steifigkeitsunterschiede ($\pm 20\%$) bei den eigenen Untersuchungen bewegen sich noch im erträglichen Rahmen, womit die Bestimmung der Verbundfestigkeit mittels Spaltzugversuchen gerechtfertigt ist.

8.4.2 Optische Verformungsmessung – Überprüfung der theoretischen Dehnungs- bzw. Spannungszustände

In Ergänzung zu den theoretischen Betrachtungen der Spannungs- bzw. Dehnungszustände wurden begleitende optische 3D-Verformungsanalysen an Spaltzugkörpern mit dem Messsystem Aramis (GOM mbH 2008) durchgeführt. Das System beruht im Grunde auf optischer Triangulation. Der Probekörper wird von zwei Kameras mit bekanntem Abstand und Winkel zueinander abgebildet. Auf der Oberfläche des Körpers wurde ein möglichst unregelmäßiges Muster von Grauwertabstufungen (Specklemuster) aufgebracht, das zur Positionierung der Oberfläche im Messvolumen herangezogen wird. Durch den Vergleich der beiden Bilder kann die Lage des Specklemusters bestimmt werden. In einer festgelegten zeitlichen Abfolge werden weitere Aufnahmen gemacht, wobei die Lage des Specklemusters der einzelnen Aufnahmen zueinander verglichen werden kann. Lageabweichungen des Musters der einzelnen Aufnahmen können z. B. in Dehnungen umgerechnet werden.

Die Abbildung 8.41 zeigt den Versuchsaufbau eines Spaltzugversuches mit der optischen Messeinrichtung im Vordergrund. Die zu untersuchende Seite des Probekörpers wurde bemustert. Im Vordergrund ist der Messbalken mit den beiden Kameras und zusätzlichen Beleuchtungseinrichtungen dargestellt.

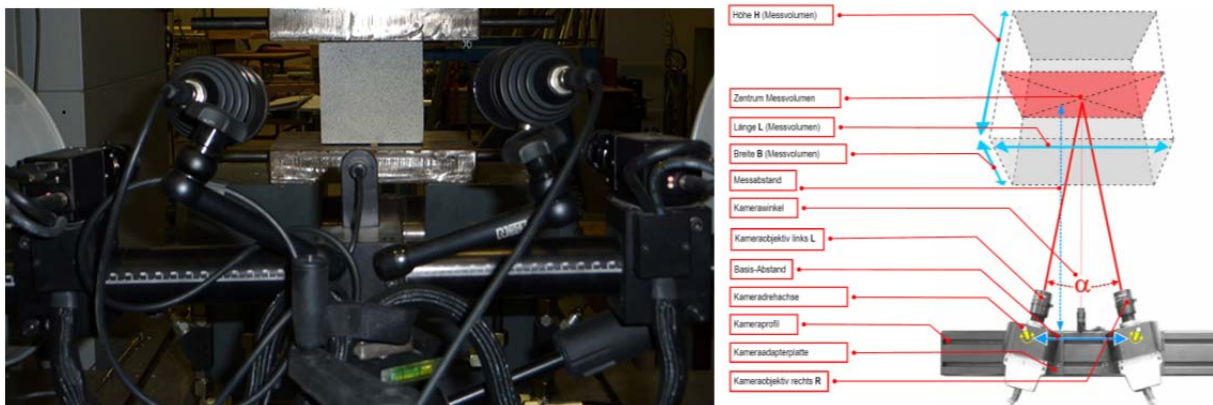


Abbildung 8.41: Links: Spaltzugkörper mit Specklemuster und Messsystem Aramis im Vordergrund
Rechts: Prinzipieller Aufbau Aramis nach (GOM mbH 2008)

Aufgrund der Systemkapazität ist die Aufnahmefrequenz bzw. die zugehörige maximale Anzahl von Aufnahmen beschränkt. Der Bruch des eigentlich kraftgesteuerten Spaltzugversuchs konnte deshalb nicht erfasst werden, da der Bruchzeitpunkt nicht bekannt war bzw. der Bruch zu schnell stattfindet. Deshalb wurde der Spaltzugversuch für die optischen Vergleichsmessungen weggesteuert durchgeführt. So konnte sichergestellt

werden, dass der Bruchprozess mit einer ausreichenden Anzahl von Bildern aufgenommen werden konnte. Systembedingt war die Aufnahmefrequenz auf 1 Hz beschränkt.

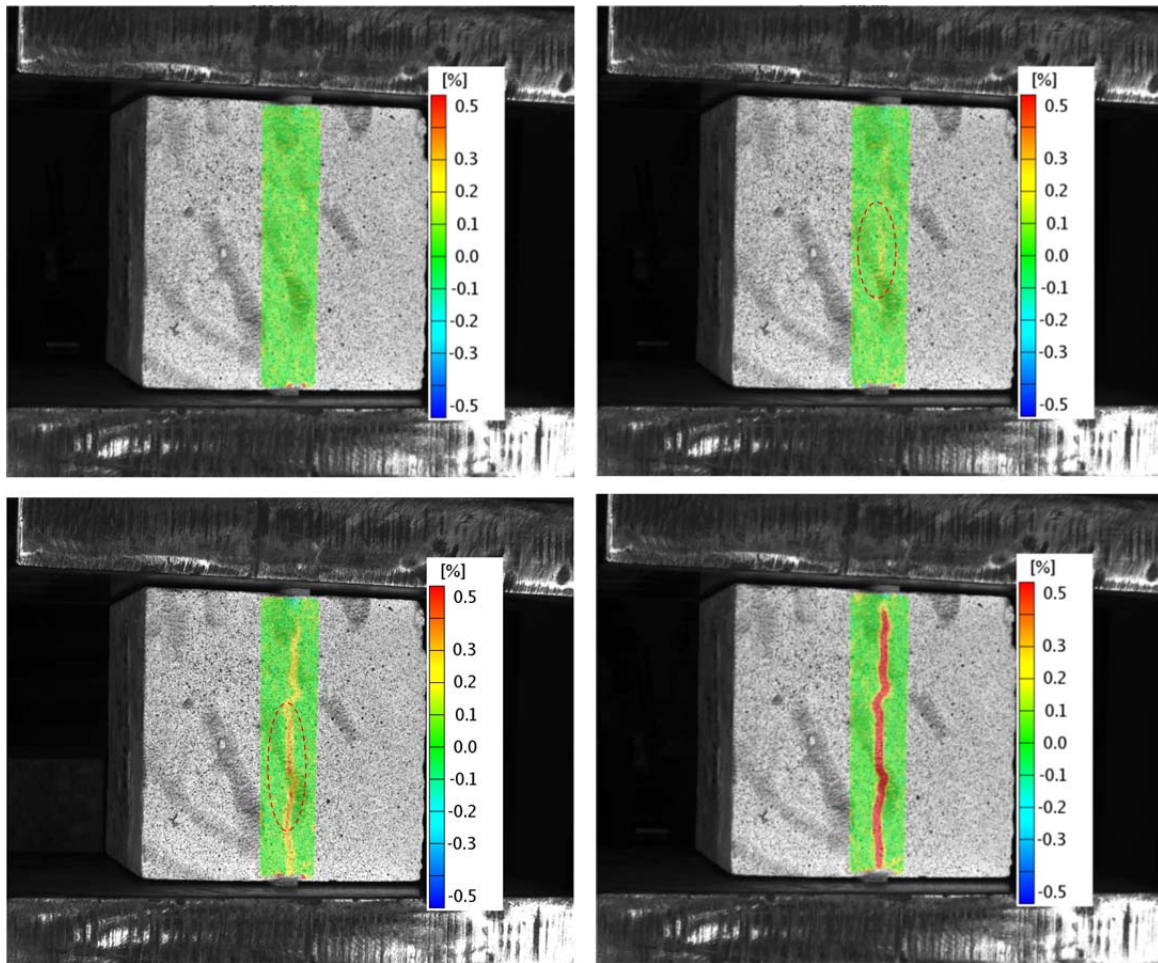


Abbildung 8.42: Dehnungszustände beim Spaltzugversuch
Oben Links: unbelasteter Körper
Oben Rechts: Belastungsbeginn: maximale Dehnungen in Körpermitte
Unten Links: Laststeigerung: Zugdehnungen über gesamte Körperhöhe (Maximum in Körpermitte, markierter Bereich)
Unten Rechts: Maximalkraft: Dehnungsverteilung unmittelbar vor Bruch

Die Abbildung 8.42 zeigt den Bruch eines Spaltzugkörpers in Abhängigkeit der Prüfkraft. Der Bruch geht von der Mitte des Körpers aus, wobei die Risse zu den Lasteinleitungspunkten hin wachsen. Die theoretischen Betrachtungen in Kapitel 8.4.1 konnten durch die optischen Verformungsmessungen bestätigt werden. Die von (Müller 2008) dokumentierten Probleme (Bruch vom Körperrand, Abweichung der maximalen Spaltkraft) traten bei den eigenen Untersuchungen nicht auf.

These 6: „Der Spaltzugversuch ist als einfache Alternative zum zentrischen Zugversuch dazu geeignet die Verbundzugfestigkeit zu bestimmen“

8.5 Keilspaltzugversuch

Zusätzlich zum Spaltzugversuch wurden die Verbundfestigkeiten mit dem Keilspaltzugversuch bestimmt. Im Wesentlichen entsprechen die durchgeführten Keilspaltzugversuche den Vorgaben nach (RILEM 1994).

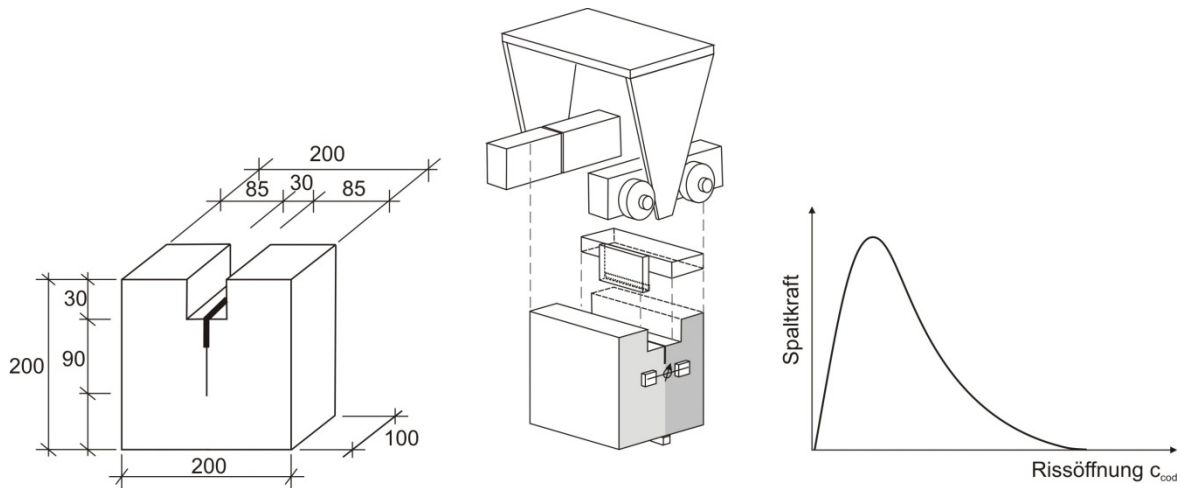


Abbildung 8.43: Versuchsaufbau Keilspaltzugversuch nach (RILEM 1994)

Die Abbildung 8.43 verdeutlicht den Versuchsaufbau und die Versuchsauswertung in Form der Rissöffnungs-Spaltkraft-Beziehung. Aus dem direkten Vergleich zum Spaltzugversuch geht hervor, dass die Ausführung des Keilspaltzugversuchs aufwendiger ist. Das liegt vor allem an dem aufwendigen Versuchsaufbau und der „rissgesteuerten“ Versuchsdurchführung. Um eine kontinuierliche Rissöffnung zu gewährleisten, muss diese in Echtzeit bestimmt und die Spaltkraft anhand der gewonnenen Daten kontinuierlich verändert werden. Die Steuerung des Versuchs über eine einfache Wegregelung des Maschinenwegs schied hierbei aus, da sich bei unterschiedlichen geometrischen Verhältnissen bzw. unterschiedlichen Bruchspannungen jeweils andere Belastungsgeschwindigkeiten ergäben, mit der Folge dass die erhaltenen Messergebnisse verfälscht würden.

Zudem steigt im Vergleich zum Spaltzugversuch der notwendige Aufwand bei der Probekörperherstellung. Um die Spaltkräfte in die Körper einleiten zu können, muss am Kopfende des Probekörpers eine Nut hergestellt werden. Noch schwieriger gestaltet sich die Herstellung des Kerbgrundes, also der zum Versuchsbeginn vorgegebenen Risspitze.

Gegenüber der quasi direkten Proportionalität der Bruchspannung zur Bruchlast beim Spaltzugversuch, muss beim Keilspaltzugversuch die Bruchzugspannung indirekt mit Hilfe inverser Analyse bestimmt werden.

Diesem Mehraufwand steht jedoch ein erheblicher Erkenntnisgewinn gegenüber. Neben der tatsächlichen Zugfestigkeit können Erkenntnisse hinsichtlich des Nachbruchverhaltens und der Bruchenergie gewonnen werden. Zudem steht mit dem Keilspaltzugversuch im Gegensatz zum zentrischen Zugversuch (vgl. Abbildung 8.44) eine stabile Methode zur Bestimmung der Bruchenergie zur Verfügung.

Die Dehnungsverteilung in der Bruchfläche beim Keilspaltzugversuch ändert sich nicht abrupt, wogegen beim zentrischen Zugversuch vor allem der „snap-back“ berücksichtigt werden muss (vgl. Abbildung 8.44 bis Abbildung 8.45). Zudem ist im Vergleich zum Biegeversuch der Aufwand zur Herstellung der Probekörper erheblich reduziert.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

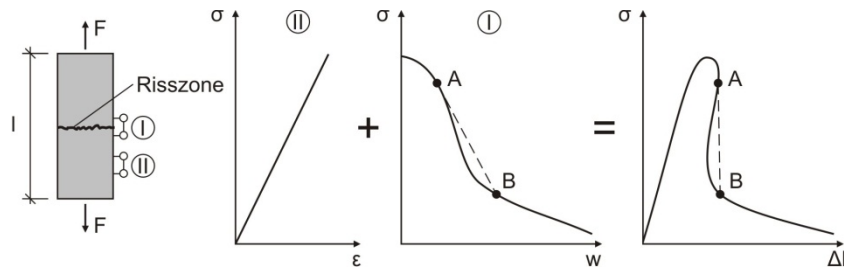


Abbildung 8.44: „snap-back“ Effekt Zugversuch nach (Kessler-Kramer 2002)

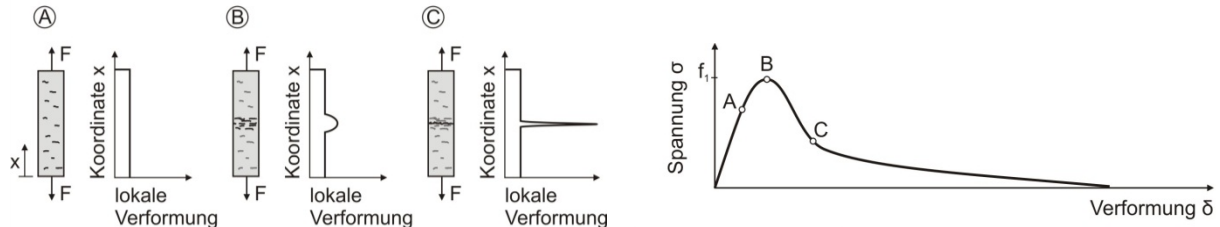
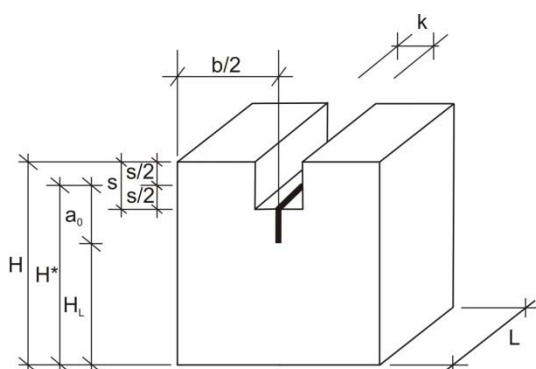


Abbildung 8.45: „Dehnungsverteilung beim Zugversuch nach (Kessler-Kramer 2002)

8.5.1 Probekörpergeometrie

Um die Ergebnisse der Keilspaltzugversuche mit den Ergebnissen der Spaltzugversuche vergleichen zu können sollten beide Körper möglichst aus einer Grundplatte (vgl. Abbildung 7.19) gewonnen werden. Aufgrund der hohen Anzahl der geplanten Untersuchungen, musste zudem die Geometrie der Probekörper optimiert werden. Als Grundlage hierfür dienten vor allem die Arbeiten von (Trunk 1999). Hieraus konnten die minimalen Grenzabmessungen für die Probekörper abgeleitet werden.

Anhand betontechnologischer Betrachtungen wird davon ausgegangen, dass vor allem der Größtkorndurchmesser (d_G) des Zuschlags die minimalen Bauteilabmessungen bestimmt, damit von einem idealisiert homogenen Baustoff ausgegangen werden kann. Sind alle minimalen Bauteilabmessungen eingehalten, dann spricht (Trunk 1999) von einem repräsentativen Volumen. Demnach müssen alle maßgebenden Abmessungen zumindest dem dreifachen Größtkorndurchmesser entsprechen. Im Rahmen der eigenen Untersuchungen wurde das repräsentative Volumen vergrößert, indem die minimalen Bauteilabmessungen auf etwa das Fünffache des Größtkorndurchmessers gesteigert wurden. Die gewählten Maße können der Abbildung 8.46 entnommen werden.



mit		Maße mm
H	Körperhöhe	150,0
B	Körperbreite	150,0
L	Körperlänge bzw. -tiefe	75,0 und 150,0
H_L	Ligamenthöhe (Höhe der Bruchfläche)	97,5
H^*	Bezugshöhe	135,0
a_0	Kerbtiefe	37,5
s	Höhe der Aussparung	30,0
k	Breite der Aussparung	30,0

Abbildung 8.46: Sollmaße der verwendeten Keilspaltzugkörper

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Die Körperbreite wird durch die Dicke des Alt- und Neubetons bestimmt. Um die Ergebnisse mit den eigenen und den bereits vorliegenden Spaltzugergebnissen von (Müller 2008) vergleichen zu können, wurden der Alt- sowie der Neubeton mit einer Stärke von je 75 mm ausgeführt. Die Höhe der Probekörper wurde mit 150 mm festgesetzt, um monolithische Vergleichswürfel mit Standardwürfelschalungen herstellen zu können. Die Körperlänge wurde ab Reihe 7 gegenüber den Reihen 1 bis 6 von 75 mm auf 150 mm vergrößert.

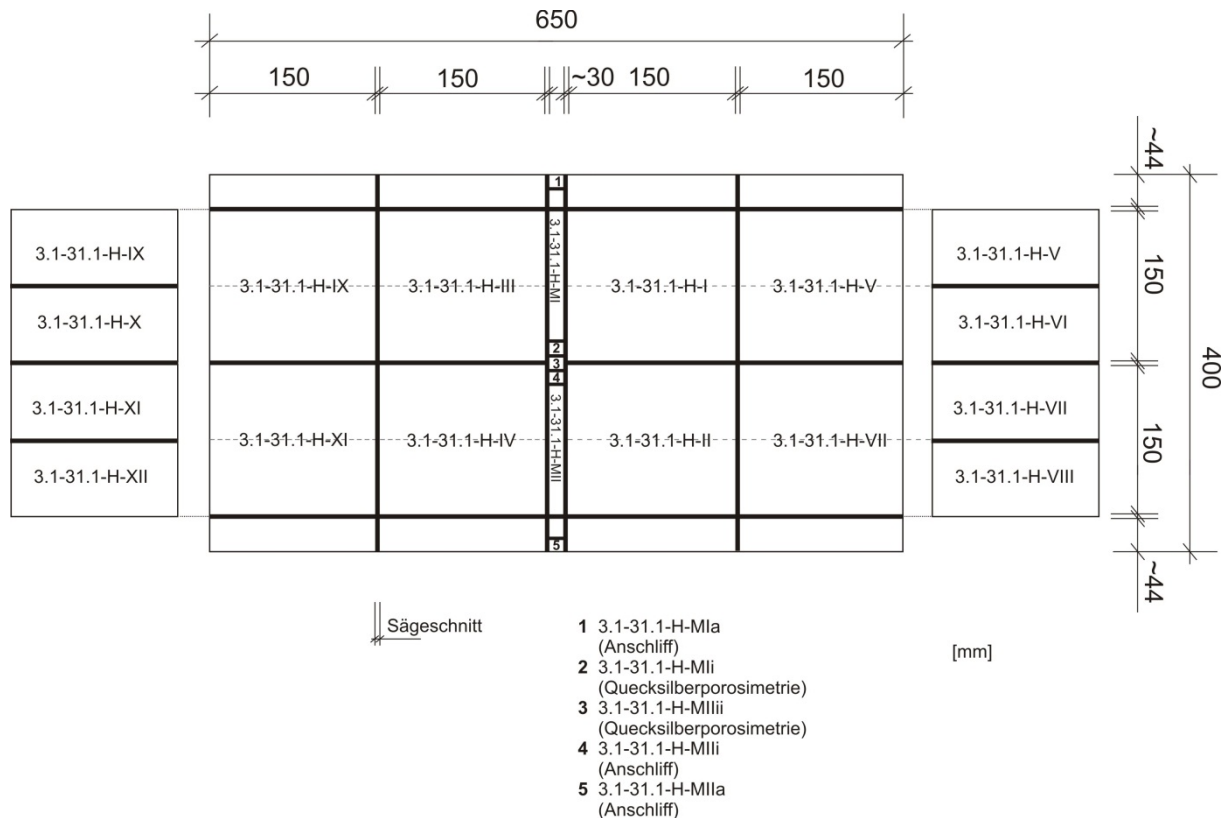


Abbildung 8.47: Benennung der Einzelkörper

Im Rahmen der Reihen 1 bis 6 wurde untersucht, wie bei konstanter Kerbtiefe eine möglichst ideale Kerbform hergestellt werden kann. Deshalb wurden acht Keilspaltzugkörper aus den Grundplatten geschnitten. Insgesamt wurden drei Kerbvarianten untersucht (vgl. Abbildung 8.48). Für die Reihen 1 bis 6 wurden an je 4 Körpern die Kerbvariante 1 (Körper V-VII) und die Kerbvariante 2 (Körper IX-XII) ausgeführt.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

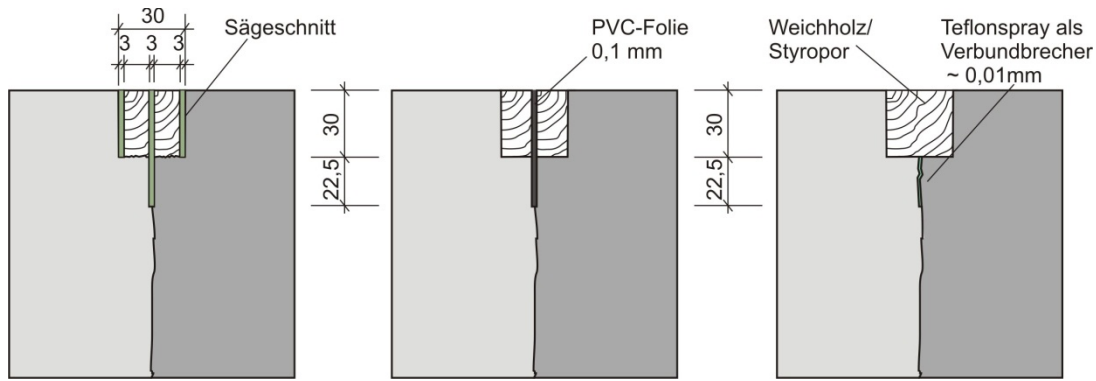


Abbildung 8.48: Kerbvariante, schematische Darstellung
Links: Variante 1: geschnittene Kerbe
Mitte: Variante 2: geschaltete Kerbe mit PVC-Einlage
Rechts: Variante 3: Kerbe mit Verbundbrecher

Die Aussparung und die Kerbe der Körper V bis VIII wurde geschnitten (vgl. Abbildung 8.48 Variante 1). D. h. die Kerbtiefe ist über die Körperlänge konstant, jedoch weist die Kerbe eine relativ große Breite von ca. 3 mm entsprechend der Schnittbreite des Sägeblatts auf.

Die Aussparung der Körper IX bis XII wurde geschalt. Im Gegensatz zur relativ breiten, geschnittenen Kerbe der Körper V bis VIII sollte hier die Kerbe möglichst einem idealen Riss entsprechen, also eine möglichst schmale Kerbe mit entsprechend minimalem Kerbradius. Dies wurde durch das Aufsprühen eines Verbundbrechers (Teflon), mit einer Schichtdicke von wenigen hundertstel Millimetern erreicht. Der Rest der Platte wurde abgedeckt, um den Verbund hier nicht zu stören. In Abbildung 8.49 ist das abtrocknende Teflonspray oberhalb der mit z. B. Weichholz geschalteten Aussparung zu erkennen.



Abbildung 8.49: Variante 3, Kerbe mit Verbundbrecher ausgeführt
Links: glatte, rüttelraue Oberfläche; scharfe Abgrenzung des Kerbrundes
Rechts: raue, druckwassergestrayte Oberfläche; unregelmäßiger Kerbgrund

Das Verfahren war bei den glatten, rüttelrauen Oberflächen gut anzuwenden, jedoch ergaben sich bei den druckwassergestrayten Oberflächen wenige Hinterläufigkeiten und dadurch bedingt keine scharf abgegrenzte Kerbe. Ferner war nicht auszuschließen, dass durch die Aufrauung der Oberfläche (Freilegen des Zuschlagskorns) Hinterschnitteffekte zwischen Alt- und Neubeton in der Fugenkerbe die Ergebnisse verfälschen.

Nach Abwägen der geschilderten Vor- und Nachteile der verschiedenen Kerbausbildungen, wurden ab Reihe 7 alle Aussparungen geschalt. Die Kerbe wurde mit einbetonierten, 0,1 mm

dicken PVC-Streifen (vgl. Abbildung 8.50) erzeugt. Mit den PVC-Streifen konnte eine scharf abgegrenzte Kerbe mit definierter Kerbtiefe und einer Kerbenbreite von 0,1 mm, die als ausreichend klein erachtet wurde, hergestellt werden. Zudem konnten aufwendige Schneidvorgänge reduziert werden.



Abbildung 8.50: Kerbvariante, Kerbe mit PVC-Folie vorgegeben, Aussparung geschalt

Damit unvermeidbare Maß-, Schneide- und Einbautoleranzen nicht zu einer Verfälschung der Versuchsergebnisse führen, wurden alle Istmaße nach erfolgter Prüfung am Probekörper nochmals bestimmt und dokumentiert. Um die Fehlerfortpflanzung hinsichtlich der Maßabweichungen zu den Sollwerten zu minimieren, wurden deshalb sämtliche Ergebnisse auf Grundlage der tatsächlichen Geometrie auf einheitliche Sollmaße (vgl. Abbildung 8.46) bezogen. Wegen der vergleichsweise geringen Maßabweichungen musste ein zusätzlicher Maßstabseffekt nicht berücksichtigt werden.

8.5.2 Versuchsaufbau, Durchführung und Messtechnik

Abbildung 8.51 skizziert den Versuchsaufbau. Prinzipiell wird der Körper durch den vertikalen Verschiebung des Keils gespalten. Die dafür aufzubringende Reaktionskraft wird dabei gemessen.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

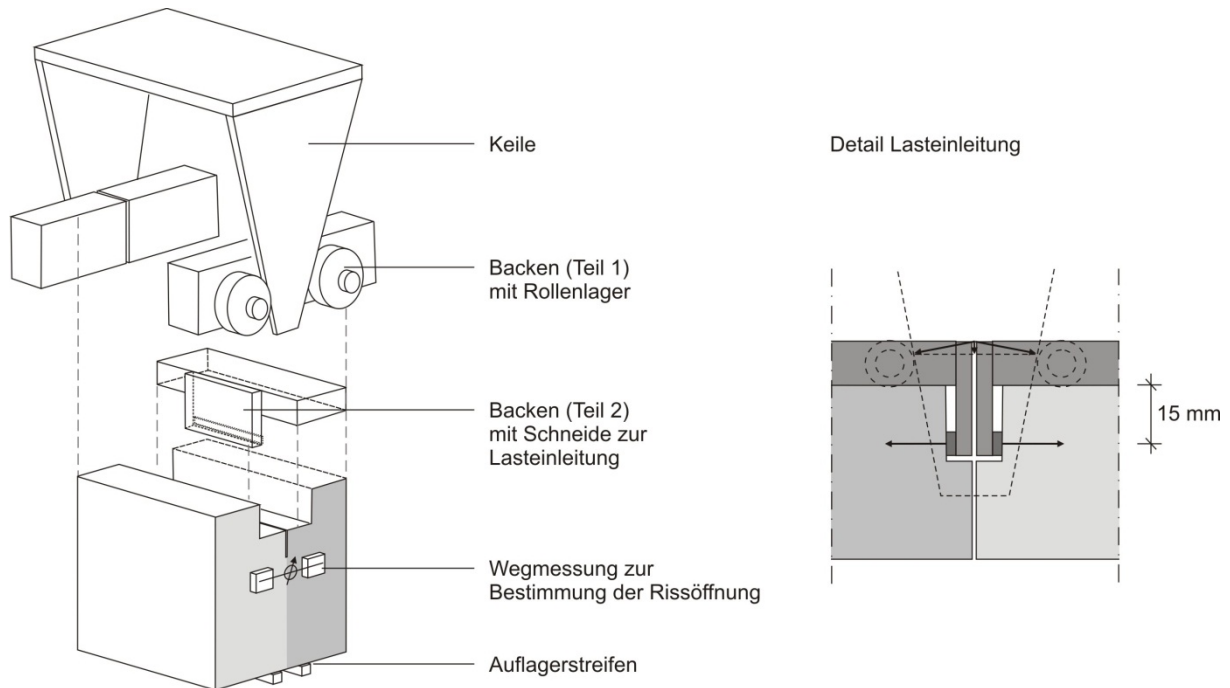


Abbildung 8.51: Schematischer Versuchsaufbau, Versuchskörper mit Lasteinleitungsstruktur („Backen“)

In Abbildung 8.52 ist ein Versuchskörper in der Prüfeinrichtung abgebildet. Auf der linken Abbildung ist ein Riss in der Verbundfuge zu erkennen. Der Kerbgrund ist von der Wegmessung verdeckt. Die rechte Abbildung ist im Winkel von 90° zur linken aufgenommen.

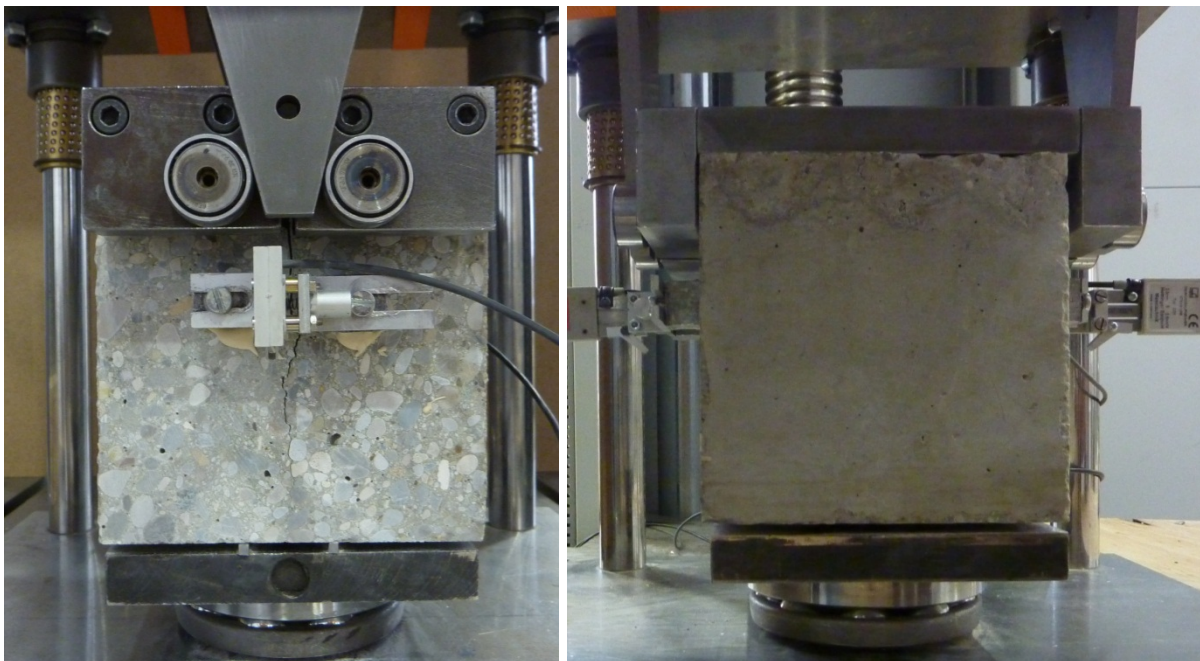


Abbildung 8.52: Links: Keilspaltzugkörper mit Blick auf die Verbundfuge
Rechts: um 90° gedrehte Ansicht

Ein direktes Aufspalten (Keil direkt in der Kerbe) des Körpers ist, wegen der zu erwartenden Reibungsverluste und den Plastifizierungen an den Lasteinleitungsstellen nicht sinnvoll. Deshalb wird auf die Probekörper eine Hilfskonstruktion, die sogenannten Backen aufgelegt (vgl. Abbildung 8.51). Der Kraftschluss zwischen Backen und Probekörper wird über eine Lastschneide im Abstand $s/2 = 15 \text{ mm}$ (vgl. Abbildung 8.46) von oberem Rand des

Probekörpers hergestellt. Die Lasteinleitungstreifen reichen nicht über die gesamte Länge des Körpers damit die Last zentrierter eingeleitet wird, um eine horizontale Rotation der Backen auf den Probekörper zu ermöglichen. Somit wird eine ungewollte Exzentrizität vermieden. Der Kraftschluss zwischen Keil und Backen wird über gelagerte Rollen hergestellt, womit die Reibung des Keils vernachlässigt werden kann. Der vertikale Vorschub der Keile erfolgt dabei entlang der durch das Säulengestell vorgegebenen vertikalen Achse. Um die Verfälschung des Versuchsergebnisses durch den Eigengewichtsanteil des Probekörpers (inkl. der Versuchseinrichtung) auszuschließen, wurde dieser entsprechend den Ausführungen in (Trunk 1999) entgegen den Angaben in (RILEM 1994) auf zwei Auflagerschneiden gestellt. Neben der Kompensation des Eigengewichtsanteils, wurde dadurch auch der Einbau der Proben erheblich erleichtert. Um Exzentrizitäten des Probekörpers zum Keil auszuschließen, wurde die vertikale Lagerung der Probekörper auf ein Kugellager gestellt. Der Probekörper konnte sich somit in horizontaler Richtung frei positionieren und ausrichten.

Zur Steuerung der Vorschubgeschwindigkeit des Keils, wurden auf Höhe des Kerbgrundes (Höhe H_L , vgl. Abbildung 8.46) DD1-Dehnungsaufnehmer (Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH 14.02.2007) an Vorder- und Rückseite des Körpers angebracht. Der Vorschub des Keils wurde über den Abgleich der gemessenen Rissöffnung zur Sollrissöffnung c_{cod} (Rilem: crack opening displacement; cod) des Versuchskörpers gesteuert. Um eine möglichst gleichmäßige Rissöffnung über die Länge des Probekörpers zu erhalten, wurde als Steuersignal der Mittelwert der Rissöffnungen an Vorder- und Rückseite des Probekörpers verwendet. Nach AAC 13.1 (RILEM 1994) wird empfohlen die Messung der Rissöffnung c_{cod} auf Höhe der horizontalen Lasteinleitung durchzuführen. Hiervon wurde abgewichen, da hierfür die Messtechnik zwischen Backen und Probekörper hätte angebracht werden müssen. Wegen der größeren erforderlichen Backenbreite wurden zusätzliche Verdrehungen bzw. Verkantungen des Probekörpers befürchtet. Der Nachteil der gewählten Anordnung liegt darin, dass die Brucharbeit nicht mehr direkt aus dem Produkt der horizontalen Spaltkraft und der Rissöffnung c_{cod} bestimmt werden kann. Mit ausreichender Genauigkeit kann die Rissöffnung mittels Strahlensatz auf die Höhe der Lasteinleitung umgerechnet werden. In AAC 13.1 ist dieses Vorgehen explizit als Alternative beschrieben. Ein Vorteil der gewählten Anordnung liegt in der Tatsache, dass die Rissöffnung c_{cod} nicht durch elastische Verformungen des Probekörpers zwischen Lasteinleitung und Bruchprozesszone beeinflusst wird.

Die Versuche wurden mit Hilfe einer Material-Prüfmaschine mit Hybridantrieb Z600Y der Firma Zwick GmbH & Co. KG (Zwick Roell 2009) in Verbindung mit der Prüfsoftware (Zwick Roell 2010) durchgeführt. Neben der hohen Steifigkeit der Prüfmaschine, zeichnet sich diese vor allem durch die hohe Wegauflösung des Antriebs von $0,05 \mu\text{m}/\text{Impuls}$ aus. Durch die

sensible Steuerung ist eine Prüfgeschwindigkeit von minimal 0,001 mm/min möglich, womit ein stabiler Bruchfortschritt des Keilspaltzugkörpers erreicht werden kann. Problematisch erschien die Genauigkeitsklasse – dem größten Einzelfehler in Prozent des Sensorausgangssignals – des Kraftaufnehmers von 1 (ab einer Prüflast von 1,2 kN). Der Abgleich der Kraftmessung der Prüfmaschine ($F_{\max} = 600 \text{ kN}$) mit einer externen Kraftmessdose ($F_{\max} = 5 \text{ kN}$) ergab auch bei Lasten kleiner als 1,2 kN eine sehr gute Übereinstimmung bei Abweichungen von weniger als einem Prozent.

8.5.3 Versuchsauswertung

Die Abbildung 8.53 zeigt exemplarisch die Versuchsergebnisse ausgewählter Versuchsreihen bis zu einer maximalen Rissöffnung von $c_{cod} = 1 \text{ mm}$.

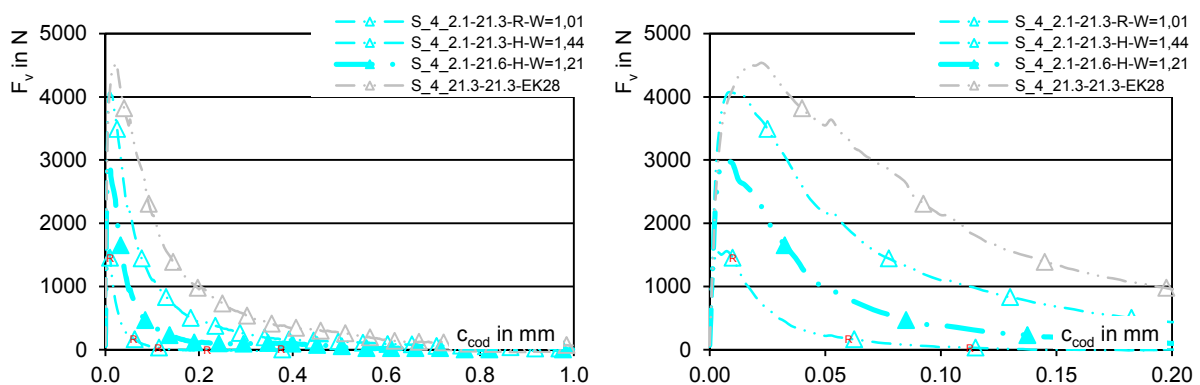


Abbildung 8.53: Rissöffnung (c_{cod}) – Spaltkraft (F_v) – Beziehung
Links: Wertebereich bis 1,0 mm
Rechts: Wertebereich bis 0,2 mm

Neben der maximalen vertikalen Spaltkraft (F_v) kann aus den Verläufen auf die Bruchenergie der Probekörper geschlossen werden. Nachfolgend wird auf einzelne Auswertungen näher eingegangen.

8.5.3.1 Bestimmung theoretischer, elastischer Bruchzugspannungen

Durch die Neigung des Keils von 15° zur Vertikalen wirkt auf jede Körperhälfte, neben der halben vertikalen Pressenkraft (F_v), eine horizontale Kraft von je $1,866 \cdot F_v$ ($F_h = 0,5 \cdot F_v / \tan(15)$). Würde man vereinfacht von einer linear elastischen Spannungsverteilung ausgehen, dann könnte nach (8.1) und Abbildung 8.54 die Zugfestigkeit ausgehend von der maximalen im Versuch bestimmten Spaltkraft berechnet werden. Durch Ansatz eines Kräfte- und Momentengleichgewichts kann $\sigma_{KSPZ,el}$ am Kerbgrund bestimmt werden.

$$\sigma_{KSPZ,el} = 1,866 \cdot \frac{F_v}{H_L \cdot L} \cdot \left(1 \pm 6 \cdot \frac{H - 15 - H_L/2}{H_L} \right) \quad (8.1)$$

mit: F_v vertikale Spaltkraft
 H_L Ligamenthöhe
 H Körperhöhe
 L Körperlänge

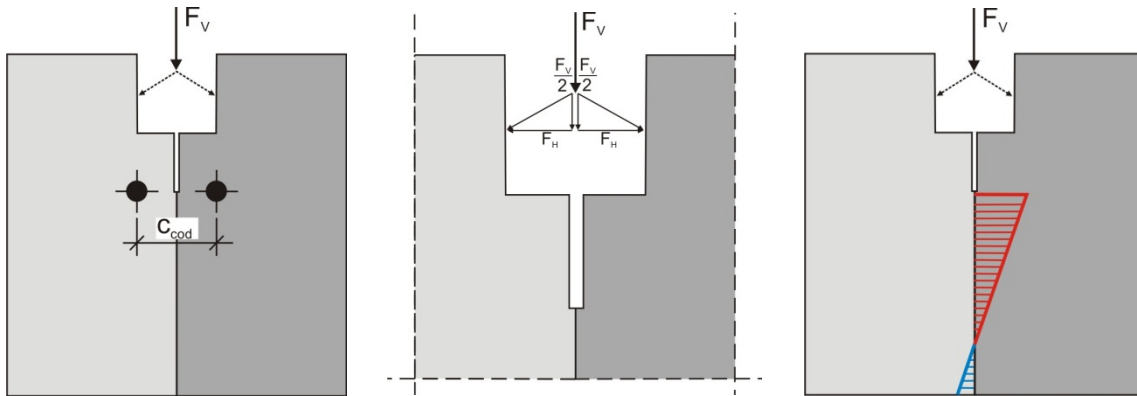


Abbildung 8.54: Prinzipskizze Keilspaltzugversuch – elastische Spannungsverteilung

Die so bestimmte, maximal aufnehmbare elastische Zugspannung $\sigma_{KSPZ,el}$ dient zum Vergleich der Versuchsergebnisse auf Basis der maximalen Spaltkräfte. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass der Wert $\sigma_{KSPZ,el}$ als reiner Vergleichswert zu verstehen ist. Auf die tatsächliche Zugfestigkeit, kann aufgrund der Komplexität des Bruchvorgangs nur anhand inverser Analysen geschlossen werden, da sich in Abhängigkeit der anliegenden Kraft, des Rissfortschritts und der Ausbildung der Rissprozesszone immer neue Spannungszustände einstellen (vgl. Abbildung 8.55).

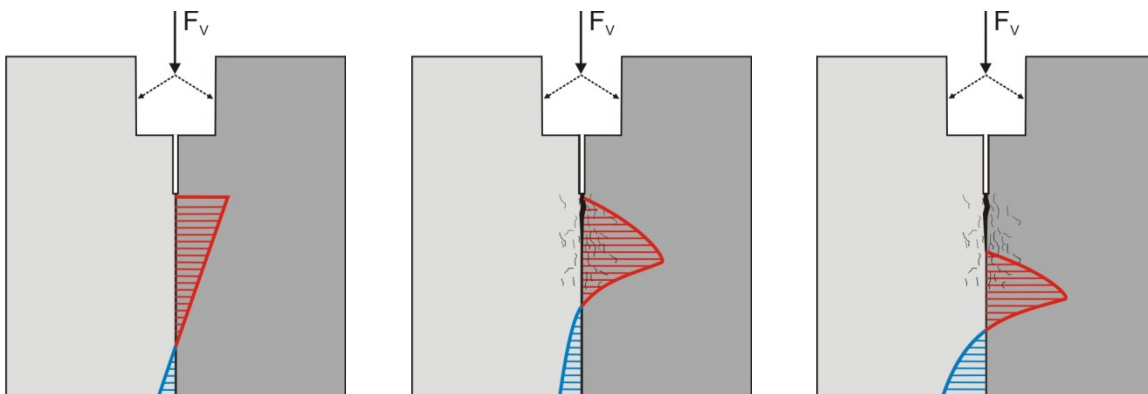


Abbildung 8.55: Prinzipskizze Keilspaltzugversuch – tatsächliche Spannungsverteilung
 Links: theoretische elastische Spannungsverteilung ($\sigma_{kspz,el}$)
 Mitte: Spannungsfreier Kerbgrund (Rissbildung)
 Rechts: freies Risswachstum

Durch die Ausbildung der Bruchprozesszone wird die maximale Zugspannung am Kerbgrund nicht mehr erreicht, das Spannungsmaximum befindet sich deutlich unterhalb der Kerbe in der Risswurzel (vgl. Abbildung 8.55). Die Ermittlung der Spannungsverteilung entlang der Bruchfläche bzw. die Bestimmung der Lage des Spannungsmaximums ist analytisch nicht möglich, weshalb auf die inverse Analyse zurückgegriffen werden muss. Als Vergleichswert ist daher die vereinfachte Bestimmung der Zugspannung $\sigma_{KSPZ,el}$ gerechtfertigt.

8.5.3.2 Inverse Analyse

Das Ziel einer inversen Analyse besteht darin, anhand von experimentellen Versuchsergebnissen nicht direkt messbare Materialparameter rechnerisch zu bestimmen. Ausgehend von einem gewissen Parametersatz kann anhand numerischer Simulationen der Versuchsverlauf nachgebildet werden. Durch Variation des Parametersatzes kann als theoretischer Idealfall der errechnete Versuchsverlauf mit dem experimentellen Daten zur exakten Deckung gebracht werden. Tatsächlich ist dieser Idealfall nicht realisierbar, weshalb ein Fehlerkriterium definiert werden muss. Die Angleichung der beiden Verläufe folgt dann der Bedingung der Minimierung des Fehlerkriteriums. Diese Optimierungsaufgabe kann händisch wie auch durch geeignete Optimierungsalgorithmen erfolgen.

In einer im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Bachelor Thesis (Manthey 2009) wurde die händische Variante durchgeführt. Der Keilspaltzugversuch wurde durch ein verschmiertes Rissmodell abgebildet wobei ein einfaches Materialmodell mit einem konstanten Entfestigungsmodul gewählt wurde (vgl. Abbildung 8.56).

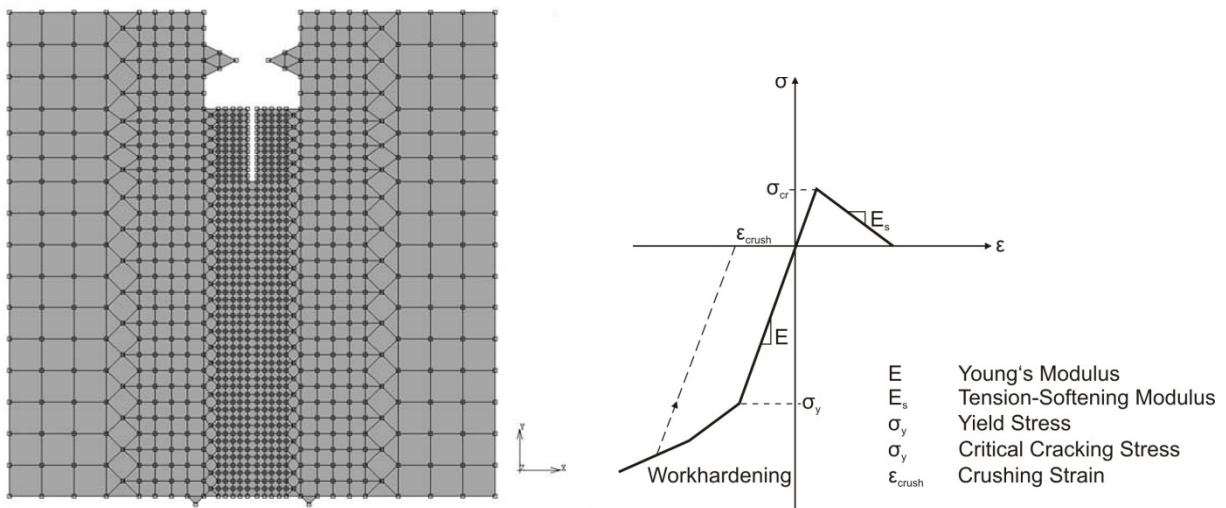


Abbildung 8.56: Modellierter Keilspaltzugversuch mit Materialmodell

Durch manuelle Optimierung des Entfestigungsmoduls E_s , des Elastizitätsmoduls E und der kritischen Zugfestigkeit σ_{cr} konnten die numerischen Ergebnisse den Versuchsergebnissen qualitativ gut angenähert werden (vgl. Abbildung 8.57 Links). Die numerische Modellierung erfolgte mit MSC Marc (MSC Marc) indem auf die eigentlichen Lasteinleitungspunkte eine Verformung als Belastung aufgebracht wurde. In einzelnen Rechenschritten (Inkrementen) wurde die Verformung des Systems weiter gesteigert. Für die einzelnen Inkremente konnten die Reaktionskraft an der Lasteinleitung, die Verschiebung der Knoten (c_{cod}) und Spannungen in der Bruchfuge bestimmt werden und somit der rechnerische Verlauf der Spaltkraft-Rissöffnungs-Beziehung. Zudem konnte der Spannungsverlauf in der Bruchfuge für verschiedene Inkremente bzw. Verformungszustände dargestellt werden (vgl. Abbildung 8.57).

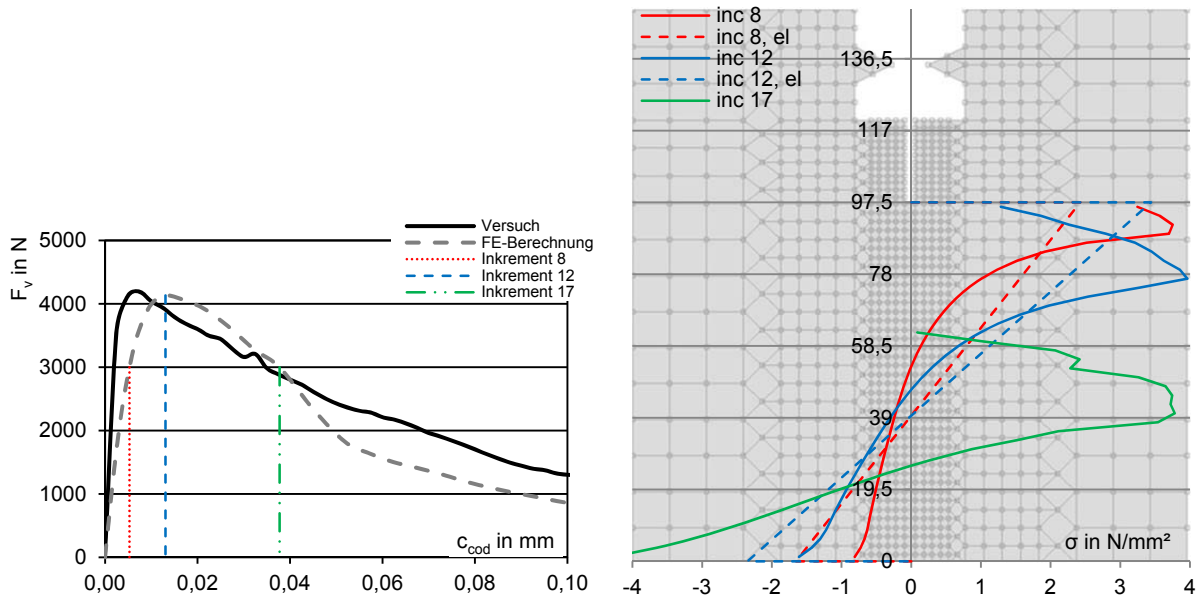


Abbildung 8.57: Links: Versuchskurve und rechnerischer Verlauf durch manuelle Optimierung
Rechts: Spannungsverteilungen im Körper für Laststufen gemäß Abbildung 8.57 Links,; $\sigma_{KSPZ,el}$ als gestrichelte Verläufe

Die Abbildung 8.57 Rechts zeigt die Spannungsverteilung in der Bruchfläche bei etwa halber, bei voller und nach dem Überschreiten der Maximalkraft. Es zeigt sich, dass die angenommenen elastischen Spannungsverläufe nicht annähernd den numerisch ermittelten Verläufen entsprechen. Bereits bevor die maximale Spaltkraft erreicht wurde, kann im Kerbgrund nicht mehr die volle Zugfestigkeit aufgenommen werden. Durch die Ausbildung der Bruchprozesszone im Kerbgrund „wandert“ die maximale Zugspannung nach unten. Dennoch weicht die Abschätzung der Zugfestigkeit $\sigma_{KSPZ,el} = 3,34 N/mm^2$ anhand der maximale aufnehmbaren Zugspannung und einer elastischen Spannungsverteilung in der Fuge nur um 16 % von der numerischen kritischen Zugfestigkeit $\sigma_{cr} = 3,9 N/mm^2$ ab. Anhand der elastischen Abschätzung kann die kritische Spannung hinreichend genau bestimmt werden.

Um zu überprüfen, ob die kritische Zugspannung generell anhand der elastischen Zugfestigkeit $\sigma_{KSPZ,el}$ hinreichend genau abgeschätzt werden kann, wurden alle ermittelten F_V - c_{cod} -Versuchskurven numerisch nachmodelliert. Die Anpassung der Materialparameter (E_s , E und σ_{cr}) erfolgte mit dem Optimierungssoftware (OptiSlang). Generell zeigte sich, dass die tatsächliche Zugfestigkeit durchaus anhand der vereinfacht elastisch bestimmten Zugspannung $\sigma_{KSPZ,el}$ abgeschätzt werden kann.

8.5.3.3 Bestimmung der spezifischen Bruchenergie

Als weitere Kenngröße lässt sich aus den Keilspaltzugversuchen die spezifische Bruchenergie G_f nach AAC 13.1 (RILEM 1994) bestimmen. Unter der spezifischen Bruchenergie ist dabei die Arbeit zu verstehen, die benötigt wird um einen Riss eine bestimmte Länge wachsen zu lassen. Eine direkte Bestimmung der Risspitze und somit der

Risslänge ist jedoch wegen der Ausbildung der Bruchprozesszone bei spröden Materialien nicht möglich. Deshalb wird beim Keilspaltzugversuch der Körper komplett gespaltet, d. h. die Risslänge ist aufgrund der Probekörpergeometrie bekannt, die dazu benötigte Energie kann aus der Spaltkraft-Rissöffnungsbeziehung bestimmt werden. Die Bruchenergie errechnet sich also aus der geleisteten Arbeit im Verhältnis zur Bruch- bzw. Ligamentfläche.

$$G_f = \frac{\int F_h(c_{cod}^*) dc_{cod}^*}{L \cdot H_L} \quad (8.2)$$

mit: G_f spezifische Bruchenergie
 c_{cod}^* Rissöffnung auf Krafteinleitung bezogen
 F_h horizontale Spaltkraft
 L Körperlänge (vgl. Abbildung 8.46)
 H_L Ligamenthöhe (vgl. Abbildung 8.46)

Aus der Betrachtung der geometrischen Verhältnisse am Keilspaltzugkörper ist c_{cod} den Strahlensatz entsprechend in c_{cod}^* umzurechnen.

$$c_{cod}^* = \frac{H^*}{H_L} \cdot c_{cod} \quad (8.3)$$

mit: c_{cod} Rissöffnung auf Höhe der Kerbe
 c_{cod}^* Rissöffnung auf Höhe der Krafteinleitung
 H^* Höhe Körperunterseite zu Lasteinleitung (vgl. Abbildung 8.46)
 H_L Ligamenthöhe (vgl. Abbildung 8.46)

Die spezifische Bruchenergie ist zwar eine Werkstoffkenngröße, jedoch keine größenunabhängige. (Brameshuber 1988), der die Bruchenergie vor allen anhand von Biegeversuchen bestimmt hat, benennt unter Ausschluss von versuchstechnischen Einflüssen drei systematische Einflussgrößen auf die Größenabhängigkeit der Bruchenergie:

- (1) Einfluss der Ligamenthöhe
- (2) Einfluss der Spannungsverteilung
- (3) Einfluss der Extrapolation

Die Punkte (2) und (3) sind vor allem auf den Eigengewichtseinfluss beim 3-Punkt-Biegeversuch zurückzuführen und daher für die Ergebnisse bei der gewählten Geometrie der eigenen Keilspaltzugversuche nicht von Bedeutung.

Nach Gl. 8.2 wird zur Bestimmung der Bruchenergie die Ligamenthöhe H_L (Punkt (1)) und nicht die Länge des Rissfortschritts (Verschiebung der Bruchprozesszone entlang der Bruchfläche) zur Bestimmung der Bruchenergie angesetzt. Die Bruchenergie wird dabei durch die Arbeit, die bis zur vollständigen Ausbildung der Bruchprozesszone aufgebracht werden muss verfälscht. Die Ligamenthöhe H_L kann als Summe der Länge der Bruchprozesszone l_{BPZ} und der Länge des Rissfortschritts l_{RF} aufgefasst werden.

Um eine vom Probekörper unabhängige Bruchenergie zu bestimmen schlägt (Brameshuber 1988) deshalb vor, den Körper analog Abbildung 8.58 im abfallenden Ast der Spaltkraft-Rissöffnung-Beziehung bis zu 85 % der Maximalkraft vorzubelasten. Bei diesem Lastniveau wird davon ausgegangen, dass sich die Bruchprozesszone bereits voll ausgebildet hat. Nach

Entlastung und kann in einem zweiten Zyklus die Spaltkraft-Rissöffnung-Beziehung bestimmt und ausgewertet werden (vgl. Abbildung 8.58 Links). Als Ligamentfläche ist jedoch nur die, zu Beginn des zweiten Zyklus ungerissene Fläche anzusetzen, d. h. die Höhe der vorliegenden Bruchprozesszone ist von der ursprünglichen Ligamenthöhe abzuziehen. Die Höhe Bruchprozesszone könnte nach (Brameshuber 1988) mit Hilfe der „Compliancemethode“ exakt bestimmt werden.

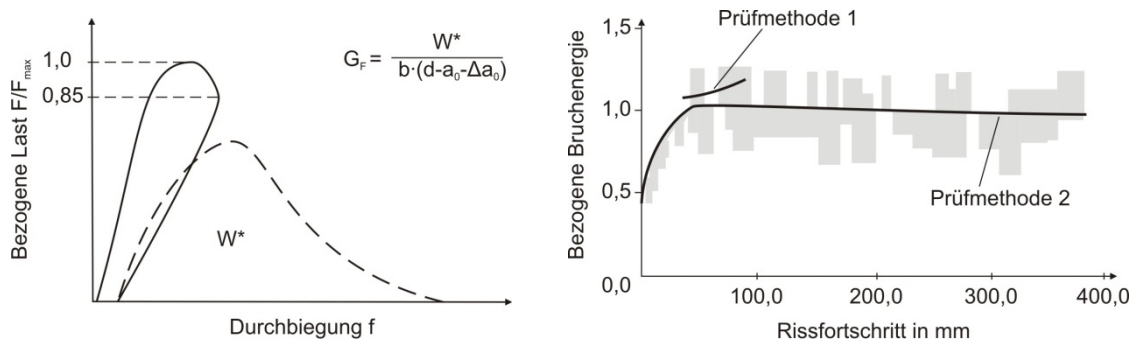


Abbildung 8.58: Links: Ermittlung einer von der Probekörpergeometrie unabhängigen Bruchenergie G_f nach (Brameshuber 1988)
Rechts: Bezogene Bruchenergie in Abhängigkeit des Rissfortschritts nach (Brameshuber 1988)

Abbildung 8.58 Rechts verdeutlicht jedoch, dass mit steigendem Rissfortschritt bzw. größerer Ligamenthöhe auch der Größeneinfluss abnimmt. Aus Regressionsanalysen bestimmte (Brameshuber 1988) für Biegezugkörper mit einer Balkenhöhe von 200 mm, einer Ligamenthöhe von 100 mm und einem Größtkorn von $d_G = 32 \text{ mm}$ eine gegenüber der exakten Methode um 8 % geringere Bruchenergie bei $L_H/d_G = 3,1$.

Aufgrund der Unsicherheiten der Compliancemethode und hinsichtlich der optimierten Körpergeometrie ($L_H/d_G = 6,1$) für die eigenen Versuche, wurde auf eine exakte Bestimmung der Bruchenergie verzichtet, da der noch zu erwartende Fehler als geringfügig eingeschätzt wird.

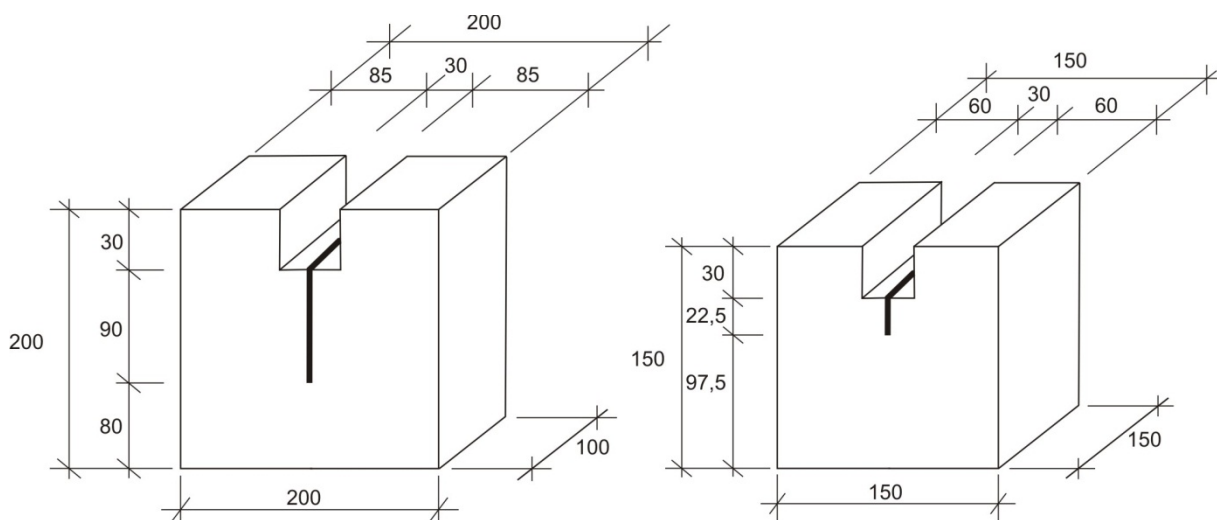


Abbildung 8.59: Links: Probekörpergeometrie nach (RILEM 1994)
Rechts: verwendete Probekörpergeometrie

Die ermittelte Bruchenergie kann daher als werkstoff- bzw. fugenspezifisch angesehen werden.

8.5.4 Optische Verformungsmessung

Um die Ergebnisse der Keilspaltzugversuche zu validieren wurden ergänzende optische Verformungsmessungen durchgeführt. Das eingesetzte System Aramis wurde bereits in Kapitel 8.4.2 erläutert.

Um die optische Verformungsmessung im Rahmen der Keilspaltzugversuche einzusetzen musste der Versuchsaufbau modifiziert werden. Der Standardversuche wurde über den Mittelwert der beiden DD1-Dehnungsaufnehmer, die vorder- und rückseitig am Körper angebracht waren gesteuert. Auf einen DD1-Dehnungsaufnehmer musste im Rahmen der optischen Messung verzichtet werden, da dieser die erforderliche freie Sicht auf den Kerbgrund und die weitere Rissentwicklung beeinträchtigt hätte (vgl. Abbildung 8.60).



Abbildung 8.60: Versuchsaufbau Keilspaltzugversuch;
Links: DD1-Wegaufnehmer zur Steuerung auf der Vorderseite
Rechts: optische Verformungsmessung, gerissener Probekörper mit Specklemuster

In Abbildung 8.62 sind die Dehnungen der Fuge für verschiedene Rissöffnungen c_{cod} bzw. für verschiedene Stufen dargestellt. Abbildung 8.61 zeigt den zugehörigen F_V - c_{cod} -Verlauf des Keilspaltzugversuchs

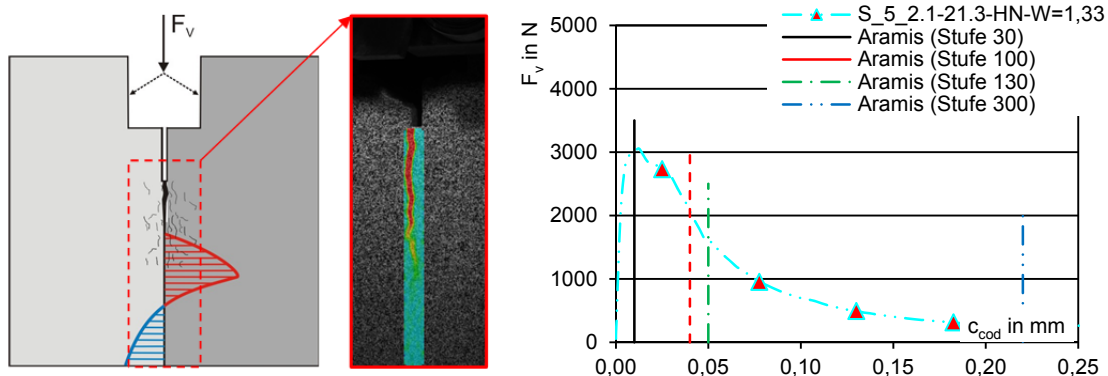


Abbildung 8.61: Links: Messbereich
Rechts: F_V - c_{cod} -Verlauf

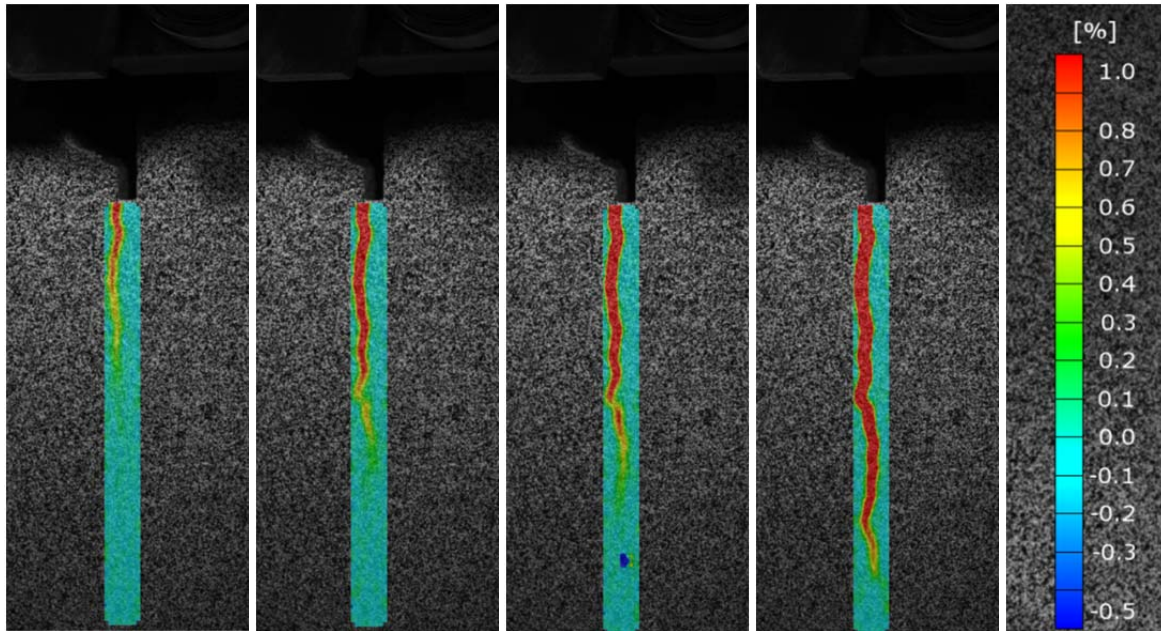


Abbildung 8.62: Dehnungsverteilungen zum F_v - c_{cod} -Verlauf aus Abbildung 8.61 Rechts (von links nach rechts: Stufe 30, Stufe 100, Stufe 130, Stufe 300)

Analog zur numerischen Simulation zeigt sich, dass die Fuge bereits bei Erreichen der Maximalkraft gerissen ist. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse des numerisch bestimmten Rissfortschritts mit dem optisch gemessenen bestätigt die Richtigkeit der numerischen Simulation bzw. liefert die Validierung der Modellierungsergebnisse.

8.6 Auswertung der Spaltzug- und Keilspaltzugversuche

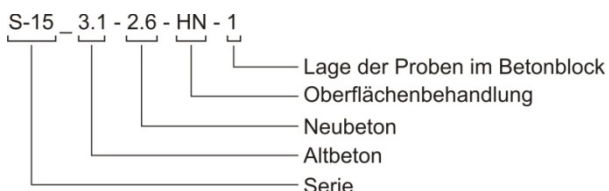
8.6.1 Allgemeines zur Auswertung der Versuche

Die Versuchsergebnisse werden im Folgenden als absolute und relative Werte und als Verläufe dargestellt. Zum leichteren Verständnis der Versuchsauswertungen wurde zur Darstellung der Versuchsergebnisse ein einheitliches Schema entworfen. Durch die gewählte Darstellung von Datenpunkten und Verläufen, soll eine eindeutige Zuordnung der Ergebnisse zu den Probekörpern vor allem auf Grundlage der verwendeten Neubetonmischungen ermöglicht werden. Die Farbgebung der Datenpunkte (Marker) bzw. von Verläufen richtet sich dabei nach der Festigkeitsklasse des Neubetons und der verwendeten Zementart. Die Farbaufteilung geht aus Tabelle 8.1 und Abbildung 8.63 hervor.

Tabelle 8.1: Bezeichnungen der Probekörper

Zusammensetzung der Verbundkörper entsprechend der Bezeichnung													
Serie	Altbeton		Neubeton			Oberflächenbehandlung		Lage					
A	B	b.1	D	d.1	d.2	E	e.1	e.2	F	f.1	G	g.1	H
1 bis 18	1.1-	C20/25	1.	C20/25	CEM I 32,5R	1-	Grundmischung	○	H	HDW	-	Altbeton trocken	Lage des Körpers
	2.1-	C35/45	2.	C35/45	CEM I 42,5R	2-	+FM (FM 500F)	□	R	Rüttelrau	N-	Altbeton nass	
	3.1-	C50/60	3.	C50/60	CEM I 42,5R	3-	-H ₂ O+FM (FM 500F)	△	ua.		F-	Altbeton feucht	
			21.	C35/45	CEM I 42,5R-HS	4-	-H ₂ O	●					
			31.	C50/60	CEM I 42,5R-HS	5-	+FM (FM 794)	■					
						6-	-H ₂ O+FM (FM 794)	▲					
						8-	+FM (FM 30)	□					
						9-	-H ₂ O+FM (FM 30)	◇					

Bezeichnung der Verbundkörper: S_A_B-D.E-FG-H



Festigkeitsklasse	CEM I	CEM I-HS
C 20/25	schwarz	
C 35/45	dunkelblau	hellblau
C 50/60	dunkelgrün	hellgrün

Abbildung 8.63: Farbgebung der Datenpunkte

Datenpunkte der Neubetone der Festigkeitsklasse C35/45 werden blau dargestellt, die der Festigkeitsklasse C50/60 grün. Wurde für den Neubeton CEM I 42,5R-HS statt CEM I 42,5R verwendet, dann werden die Datenpunkte und Verläufe entsprechend der gewählten Festigkeitsklasse hellblau bzw. hellgrün dargestellt.

Die Form der Marker (vgl. Tabelle 8.1 Spalte e.2) wird durch die „Mischungsart“ (vgl. Tabelle 8.1 Spalte E), d. h. in welcher Art die Mischung gegenüber der Grundmischung durch Entzug von Wasser und Fließmittelzugabe verändert wurde, festgelegt. Anhand der Form der Marker kann daher auf das Ausbreitmaß, den w/z-Wert, die Fließmitteldosierung und die Fließmittelart geschlossen werden. Schematisch ist die Änderung von Ausbreitmaß und w/z-Wert der einzelnen Mischungsarten im Vergleich zur Grundmischung in Abbildung 8.64 dargestellt.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

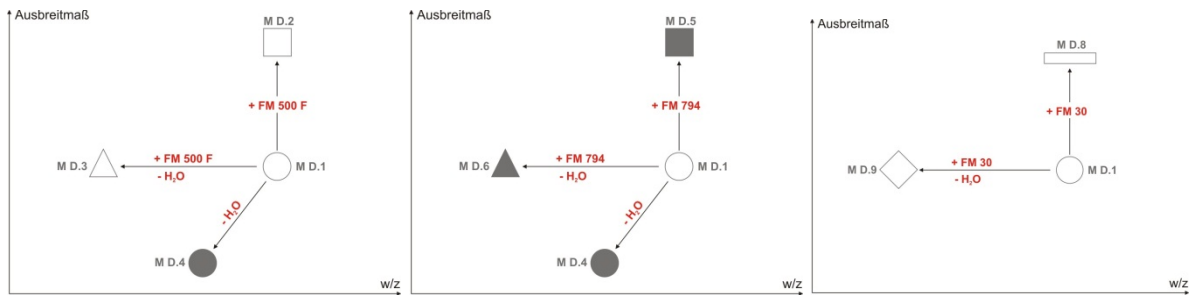


Abbildung 8.64: Schema für die Markerwahl

An dieser Stelle muss angemerkt werden, dass bewusst die farbliche Darstellung gewählt wurde, um Versuchsergebnisse eindeutiger darstellen zu können. Deshalb wurde die Forderung nach Kopierbarkeit der Ausführungen (schwarz/weiß) nicht umgesetzt, da wissenschaftliche Arbeiten heutzutage normalerweise zusätzlich digital verteilt werden.

Generell können die Versuchskörper mit rüttelrauen (kleine Rauheit) und druckwassergestrahlten Altbetonoberflächen (große Rauheit) anhand des Wenzel'schen Quotienten unterschieden werden. Da dies jedoch nicht immer eindeutig möglich ist, wurden die Datenpunkte der Körper mit rüttelrauem Altbetonen zusätzlich mit einem „R“ gekennzeichnet. Mit Datenpunkten von Körpern bei deren Altbetonoberflächen das Zuschlagskorn nicht freigelegt war, wurde entsprechend verfahren. Die Datenpunkte wurden zusätzlich mit der Bezeichnung der jeweiligen Altbetonoberfläche (Tabelle 7.13) markiert.

Zudem sollte aus den Auswertungen eindeutig hervorgehen, ob der Altbeton vor der Neubetonergänzung trocken oder nass war. Deshalb wurden die Marker rot gefüllt, falls der Neubeton auf wassergesättigtem Altbeton aufgebracht wurde.

Die Abbildung 8.65 zeigt die Ergebnisse von Spaltzugversuchen mehrerer Reihen mit der Zuordnung einzelner Marker.

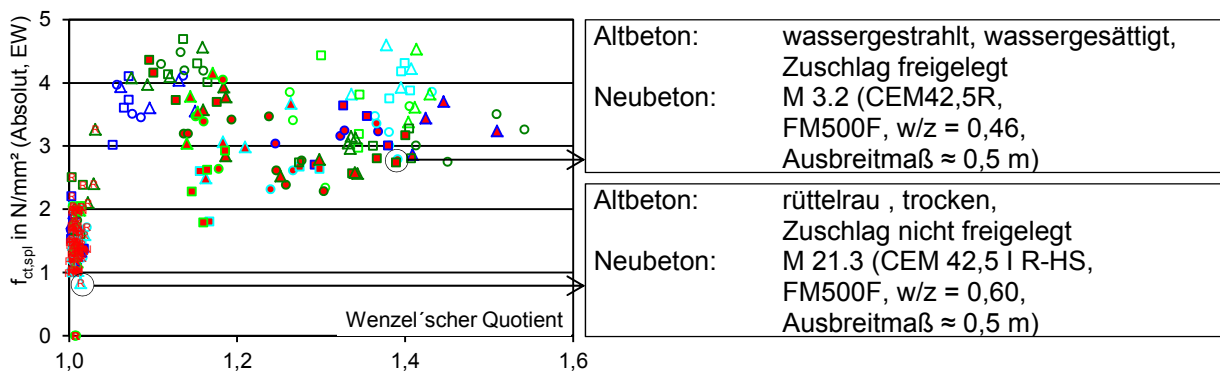


Abbildung 8.65: Benennung der Marker
Beispiel: Absolute Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit der Rauheit

Die Zuordnung der Neubetonmischung zum Marker erfolgt beispielsweise für den Neubeton M_3.2:

- | | | | | |
|--|---|---|---|-------------------|
| dunkelgrüne Markerfarbe | → | C50/60, CEM I 42,5R | → | Neubeton M_3.Y |
| quadratischer Marker, nicht in Markerfarbe gefüllt | → | Erhöhung des Ausbreitmaßes gegenüber der Grundmisch | → | Neubeton M_X.2 |
| kein zusätzlicher Buchstabe, rot gefüllter Marker | → | Zuschlag mit HDW freigelegt, wassergesättigter Altbeton | → | Neubeton M_X.Y-HN |

Anhand der Mischungsnummer, können die zugehörigen Frisch- und Festbetoneigenschaften der Tabelle 7.10 f entnommen werden.

Für das zweite Beispiel (vgl. Abbildung 8.65 Kasten unten), den Neubeton M_21.3:

hellblaue Markerfarbe	→ C35/45, CEM I 42,5R-HS	→ Neubeton M_21.Y
dreieckiger Marker, nicht in Markerfarbe gefüllt	→ konstantes Ausbreitmaß zur Grundmischung	→ Neubeton M_X.3
„R“ am Marker, kein rot gefüllter Marker	→ Zuschlag mit HDW freigelegt, trockener Altbeton	→ Neubeton M_X.Y-R

Die Darstellung ermöglicht also eine Zuordnung von Frischbetoneigenschaften des Neubetons und von Eigenschaften der Oberflächenbeschaffenheit des Altbetons.

8.6.2 Allgemeines zur Auswertung der Versuche – Ergebnisdarstellung

Die Verbundfestigkeiten werden in der Regel in Abhängigkeit der Rauheit der Altbetonoberfläche dargestellt. Für eine einheitliche Darstellung wurde die maximale Skalierung der X-Achse in der Regel zu 1,6 gewählt. Um die Ergebnisse für rüttelraue Oberflächen differenzierter betrachten zu können, würde hierfür zum Teil die maximale Skalierung der X-Achse auf 1,05 bzw. 1,10 verkleinert.

8.6.2.1 Absolute Einzel- und Mittelwerte

Die Ergebnisse werden nachfolgend als absolute Einzel- bzw. als absolute Mittelwerte oder als bezogene Werte dargestellt. In Abbildung 8.66 sind den absoluten Einzelwerte der Spaltzugfestigkeit (EW; $f_{ct,spl}$) die zugehörigen Mittelwerte (MW; $f_{ctm,spl}$) gegenüber gestellt.

In der Regel wurden die Mittelwerte aus vier Einzelwerten gebildet.

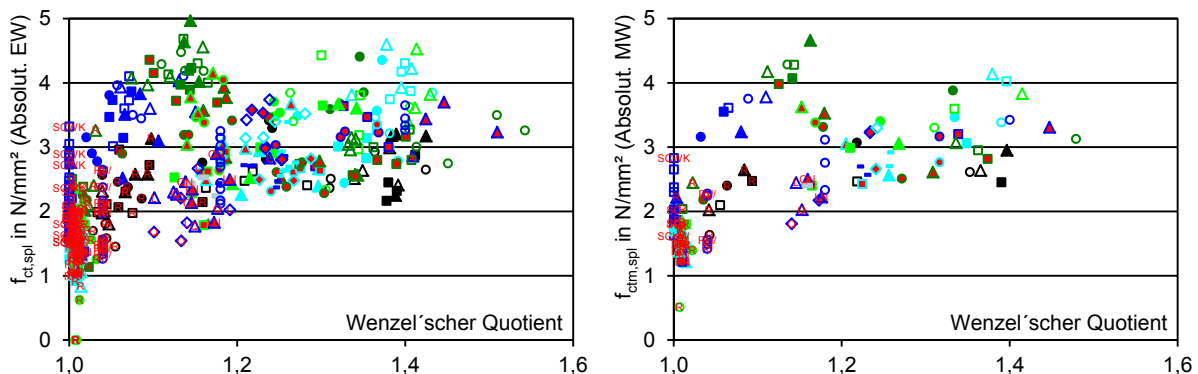


Abbildung 8.66: Links: absolute Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten
Rechts: absolute Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten

Die Darstellung verdeutlicht, dass die Darstellung der Mittelwerte zwar übersichtlicher ist, jedoch Informationen zur Streuung der Einzelversuche hinsichtlich Rauheit und Verbundfestigkeit verloren gehen. Zudem können die absoluten Versuchsergebnisse nur bedingt miteinander verglichen werden, da unterschiedliche Alt- und Neubetone für die Verbundkörper verwendet wurden.

Innerhalb einer Serie kann, um den Informationsgehalt der absoluten Auswertung zu erhöhen, zusätzlich die mittlere Spaltzugfestigkeit des Alt- und der Neubetone dargestellt werden (vgl. Abbildung 8.67).

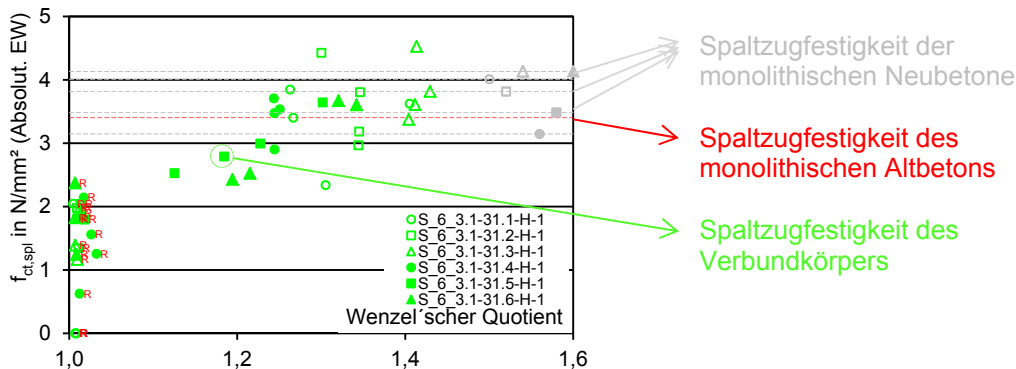


Abbildung 8.67: absolute Spaltzugfestigkeiten der Einzelkörper mit zugehörigen Alt- und Neubetonspaltzugfestigkeiten innerhalb einer Serie

Die Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten der monolithischen Vergleichskörper wurden als gestichelte Linien dargestellt. Die Zuordnung zu den jeweiligen Mischungen erfolgt mit Hilfe der im rechten Bereich der Linien dargestellten zugehörigen Marker. Die Marker sind dabei nicht auf die Rauheit bezogen. Die Spaltzugfestigkeit des Altbetons ist als rot gestrichelte Linie dargestellt. Falls die Verbundfestigkeiten die zugehörige Alt- bzw. Neubetonspaltzugfestigkeit überschritten, dann wird von quasi monolithischem Verbund gesprochen.

8.6.2.2 Relative Einzel- und Mittelwerte

Da die absoluten Versuchsergebnisse wegen der unterschiedlichen Alt- und Neubetone nur bedingt miteinander verglichen werden konnten, wurden die Ergebnisse als relative Spaltzugfestigkeiten ausgewertet. Hierfür wurde der Quotient aus der Spaltzugfestigkeit des Verbundkörpers mit der minimalen Spaltzugfestigkeit des monolithischen Alt- bzw. des Neubeton gebildet. Die Ergebnisse wurden damit direkt vergleichbar, müssen jedoch vor dem Hintergrund der Streuung der einzelnen Materialparameter bewertet werden.

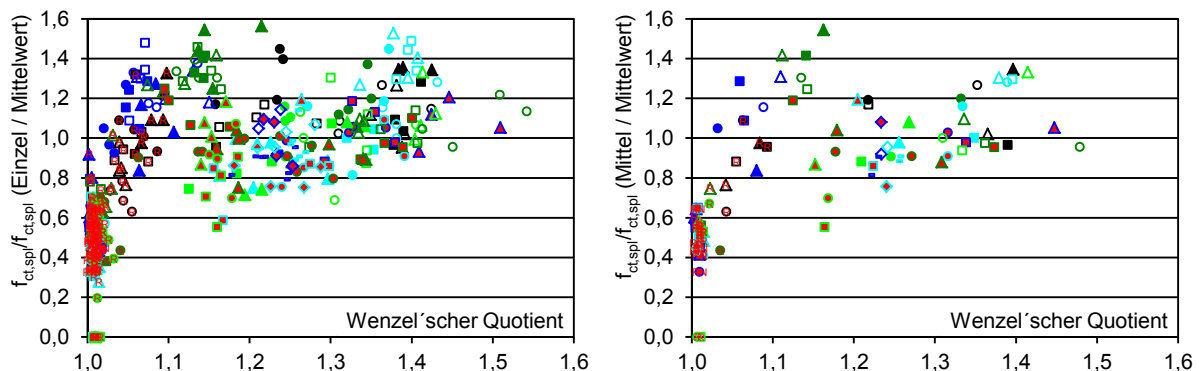


Abbildung 8.68: Links: relative Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten
Rechts: relative Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Die Abbildung 8.68 zeigt die relativen Ergebnisse aller durchgeführten Standardversuche. Wird der Verhältniswert von 1 auf der y-Achse überschritten, dann war die Spaltzugfestigkeit des Verbundkörpers größer als die Spaltzugfestigkeit des zugehörigen Alt- und Neubetons, es ergibt sich quasi monolithischer Verbund.

8.6.2.3 Spaltkraft – Rissöffnungsverlauf der Keilspaltzugversuche

Die Ergebnisse der Keilspaltzugversuche werden als Verläufe dargestellt, die durch die verwendeten Marker unterschieden werden können. Die Darstellung der Versuchsergebnisse entspricht den Vorgaben nach Kapitel 8.6.1. Um die Verläufe besser unterscheiden zu können werden drei Linientypen (vgl. Abbildung 8.69) verwendet, die entsprechend des gewählten Fließmittelparameters zugeordnet werden können:

- Mischungen M D.1, .4, .7 gestrichelte Linie -----
- Mischungen M D.2, .5, .8 strich-punkt Linie - . - . - .
- Mischungen M D.3, .6, .9 strich-punkt-punkt Linie - . - . - . - .

Um zudem besser zwischen den verwendeten Fließmitteln unterscheiden zu können, werden die Verläufe der Mischungen M D.4, .5 und .6 dicker dargestellt.

- Mischungen M D.4 gestrichelte Linie -----
- Mischungen M D.5 (FM 794) strich-punkt Linie - . - . - .
- Mischungen M D.6 (FM 794) strich-punkt-punkt Linie - . - . - . - .

Die Verläufe der zugehörigen monolithischen Vergleichskörper sind grau (Neubetone) bzw. rot (Altbeton) dargestellt.

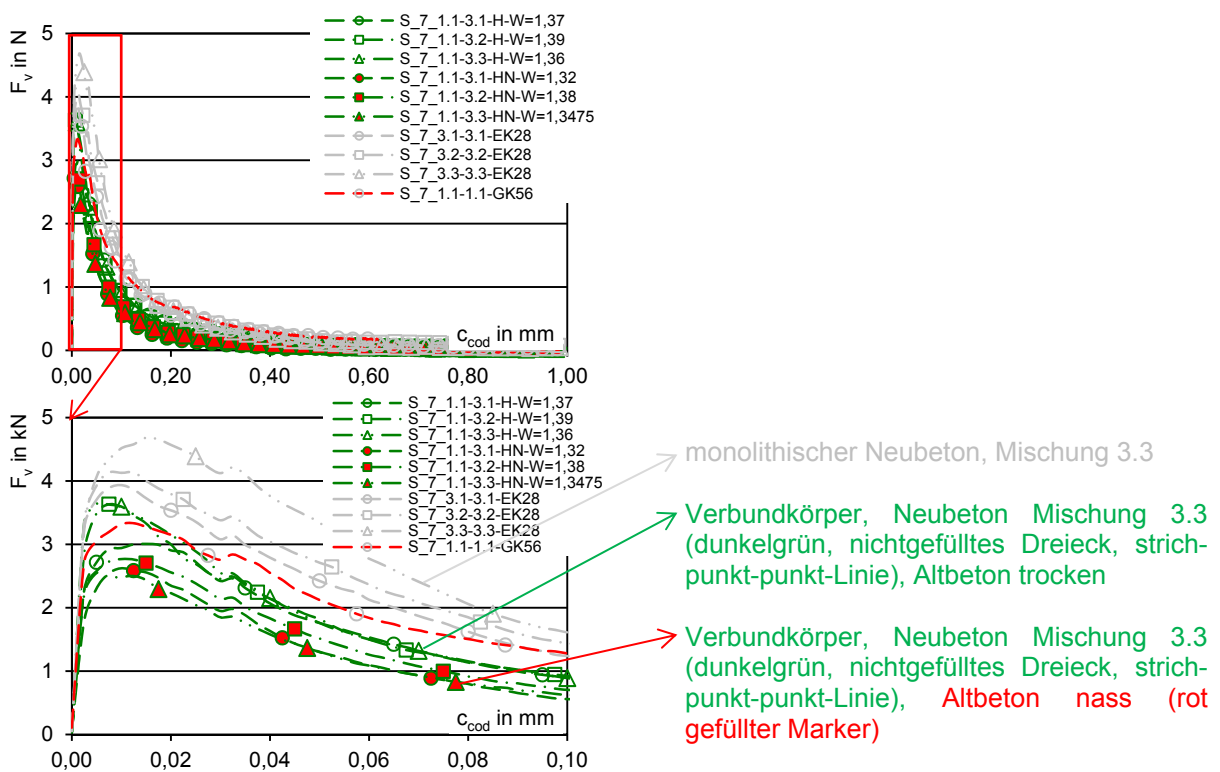


Abbildung 8.69: Darstellung der Spaltkraft-Rissöffnungs-Verläufe

Bei den nachfolgend dargestellten Kurven handelt es sich um Mittelwerte der jeweiligen Einzelverläufe. Um Unterschiede zwischen den Verläufen deutlicher darstellen zu können, sind sie überwiegend bis zu einer Rissöffnung von 0,1 mm dargestellt. In der Legende der einzelnen Diagramme ist zusätzlich, neben der Bezeichnung der Körper der mittlere Wenzel'sche Quotient angegeben.

8.6.2.4 Auswertung der Bruchbilder

Zur Dokumentation der Bruchflächen der Körper wurden die Platten wieder „zusammengesetzt“ (vgl. Abbildung 8.70). Die Neubetonkörper wurden wie ein Buchdeckel „zur Seite geklappt“. Anhand des Schemas in Abbildung 8.71 wird das Vorgehen nochmals verdeutlicht.



Abbildung 8.70: Bruchfläche S_19-2.1-2.1-H/6/96

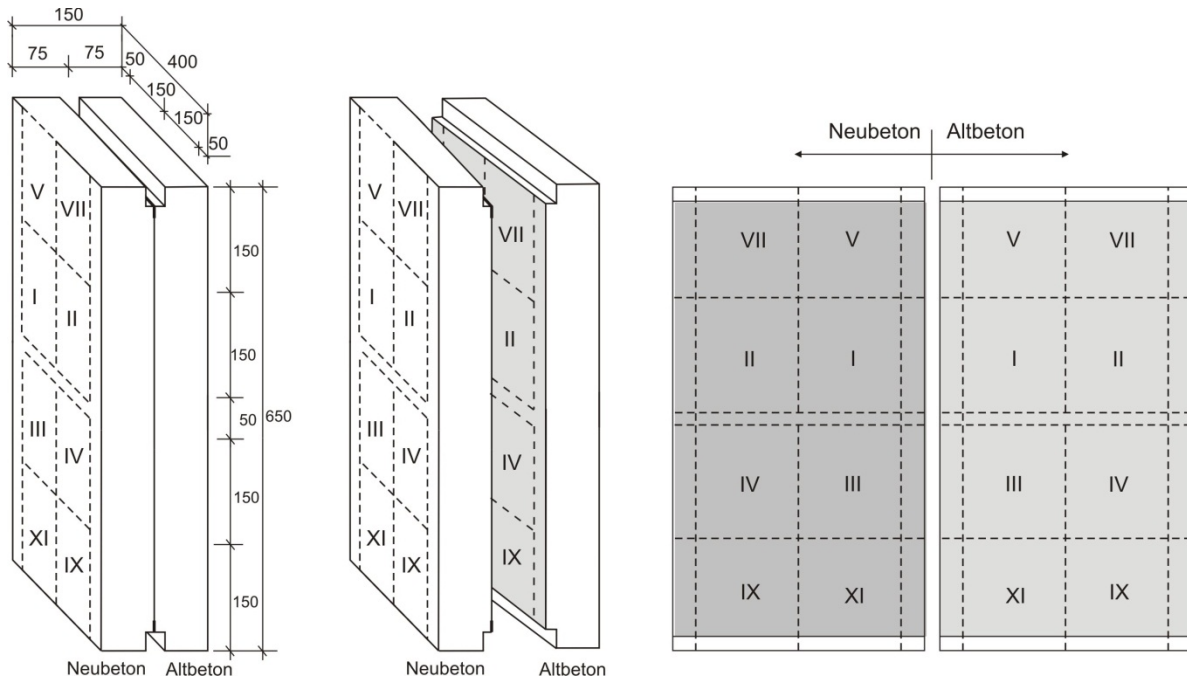


Abbildung 8.71: Schema zur Anordnung und Darstellung der Bruchflächen

Im weiteren Verlauf sind zum Teil nur die Spaltzug- oder die Keilspaltzugkörper dargestellt, die Anordnung entspricht jedoch dem Schema.

8.6.3 Auswertung – Übersicht

In Abbildung 8.72 sind die absoluten und die relativen Versuchsergebnisse der Spaltzugversuche der durchgeführten Serien dargestellt. Global betrachtet nehmen die absoluten Spaltzugfestigkeiten mit ansteigender Rauheit zu (vgl. Abbildung 8.72 Links). Offensichtlich nimmt auch die Streuung der Versuchsergebnisse mit steigender Rauheit des Altbetons ab.

In der relativen Darstellung der Spaltzugfestigkeiten (vgl. Abbildung 8.72 rechts) wird der Einfluss der Festigkeiten von Alt- und Neubeton eliminiert. Es wird deutlich, dass ab einer bestimmten Rauheit der Altbetonoberfläche quasi monolithischer Verbund vorliegt. Ab einem Wenzel'schen Quotienten von 1,1 liegen die Verhältniszerte über der Festigkeit von Alt- bzw. Neubeton. Die Werte die unterhalb der Grenzlinie in Abbildung 8.72 rechts liegen werden im Folgenden differenzierter betrachtet.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

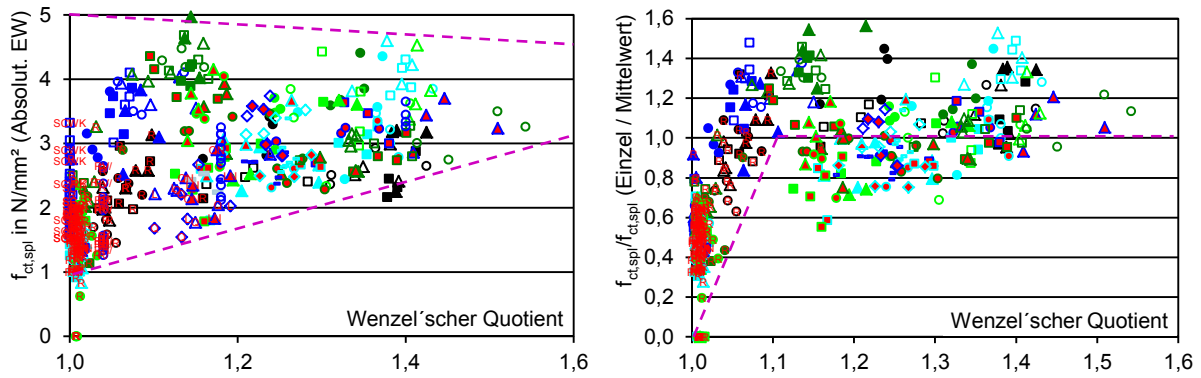


Abbildung 8.72: Spaltzugfestigkeiten – Darstellung der Einzelergebnisse
Links: absolute Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten
Rechts: relative Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten

Es wird deutlich, dass quasi monolithischer Verbund auf rauen Oberflächen mit Wenzel'schen Quotienten größer als 1,1 möglich wird. Die absoluten Spaltzugfestigkeiten nehmen mit ansteigender Rauheit zu. Durch die Vergrößerung der Altbetonoberfläche um 10 % gegenüber einer glatten, kann die Querschnittszugfestigkeit eines monolithischen Körpers erreicht werden. Dies bedeutet im Umkehrschluss jedoch nicht, dass durch die größere Altbetonoberfläche (1,1), eine gegenüber dem monolithischen Beton verminderte Verbundzugfestigkeit (0,9) ausgeglichen wird ($0,9 \cdot 1,1 = 1,0$) und die Zugfestigkeit des monolithischen Betons (1,0) erreicht wird. Die Bruchfläche des monolithischen Körpers (vgl. Abbildung 8.73 Rechts) ist ebenfalls nicht eben, weshalb die Zugfestigkeit des monolithischen Körpers hier ebenfalls auf die Rauheit der Bruchfläche hätte bezogen werden müssen.



Abbildung 8.73: Links: Bruchbild des Verbundkörpers (links: Neubeton, rechts: Altbeton)
Rechts: Bruchbild eines monolithischen Körpers

In Abbildung 8.74 wurden nur Werte für Rauheiten bis $W < 1,05$ dargestellt. Für diese wenig rauen Oberflächen zeigte sich nur eine bedingte Proportionalität der Verbundfestigkeit zur Rauheit. Der magentafarbene Proportionalitätsverlauf aus Abbildung 8.72 wurde übernommen

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

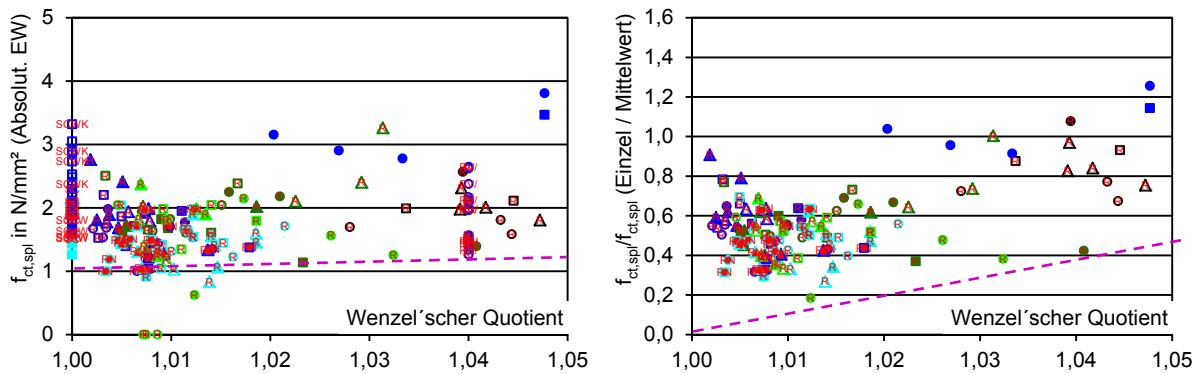


Abbildung 8.74: Spaltzugfestigkeiten – Darstellung der Einzelergebnisse
Links: absolute Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten
Rechts: relative Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten

Die Verbundfestigkeiten der hier dargestellten Körper mit rüttelrauen Altbetonoberflächen, liegen zwischen 1 bis 2 N/mm^2 . Eine Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Rauheit ist nicht mehr ohne weiteres erkennbar. Die dargestellten Spaltzugfestigkeiten der rüttelrauen Oberflächen sind augenscheinlich stärker von der Charakteristik der Altbetonoberfläche abhängig als von der Rauheit. In der Regel wurde nur ca. 50 % der monolithischen Spaltzugfestigkeit (vgl. Abbildung 8.74 Rechts), bzw. ein minimaler Grenzwert von 1 N/mm^2 (vgl. Abbildung 8.74 Links) erreicht. D. h. die Verdichtung des oberflächennahen Betons bzw. insbesondere der Zementschlempeschichten bei rüttelrauen Oberflächen bestimmt hier die realisierbare Verbundfestigkeit. Um den Sachverhalt für z. B. druckwassergestrahle Oberflächen zur untersuchen zu können hätten selektiv aufgeraute Oberflächen mit geringer Rauheit hergestellt werden müssen. Da dies verfahrenstechnisch nur mit erheblichem Aufwand zu realisieren gewesen wäre, wurde darauf verzichtet. Deshalb wurden zusätzliche Altbetonoberflächen mit sehr glatter Altbetonoberfläche ($W = 1$) hergestellt. Die Ergebnisse sind in Kapitel 8.6.7 dargestellt.

These 7: „Die Rauheit beeinflusst die realisierbare Spaltzugfestigkeit maßgeblich“

These 8: „Neben der Rauheit der Oberfläche ist die Festigkeit der oberflächennahen Beton- und Zementschichten zu beachten.“

Der Vergleich der ermittelten Keilspaltzugfestigkeiten (vgl. Abbildung 8.75) mit den Spaltzugfestigkeiten liefert die gleichen Tendenzen. Die absoluten Keilspaltzugfestigkeiten sind im Vergleich zu den Spaltzugfestigkeiten jedoch kleiner.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

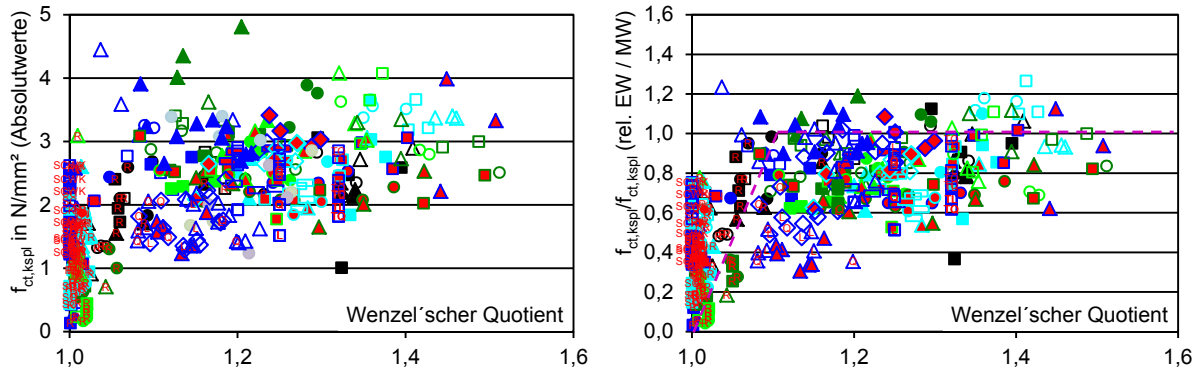


Abbildung 8.75: Keilspaltzugfestigkeiten (elastisch ermittelt) – Darstellung der Einzelergebnisse
Links: absolute Einzelwerte der Keilspaltzugfestigkeiten
Rechts: relative Einzelwerte der Keilspaltzugfestigkeiten

Dies könnte zwar mit der Unschärfe dieser Methode bei der Spannungsermittlung (vgl. Kapitel 8.5.3.2) erklärt werden, jedoch zeigt die relative Auswertung der Versuchsergebnisse, dass die quasi monolithische Keilspaltverbundfestigkeit im Vergleich zur Spaltzugfestigkeit von wenigen Körpern erreicht wird.

Die Auswertung der Bruchenergien (vgl. Abbildung 8.76) widerspiegelt die Ergebnisse der Keilspaltzugfestigkeit. Anscheinend sind die Bruchenergie und die Keilspaltzugfestigkeit stärker von der Rauheit abhängig.

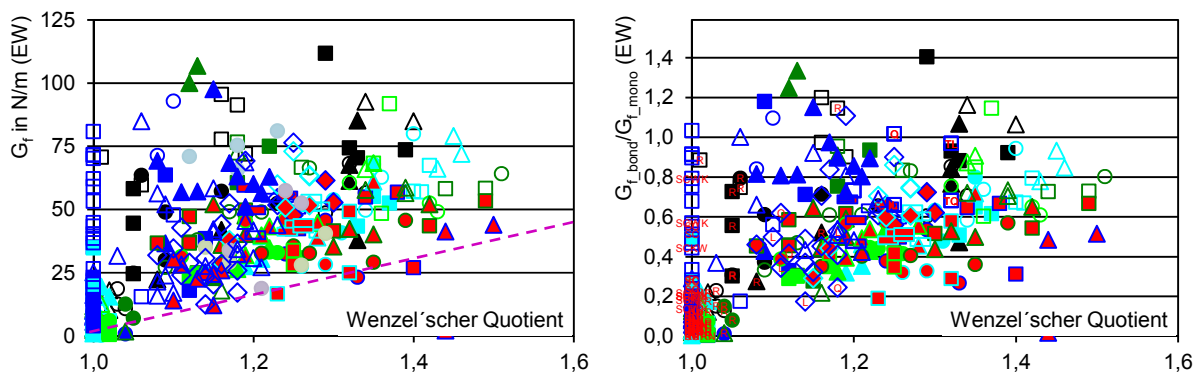


Abbildung 8.76: Bruchenergie – Darstellung aller Einzelergebnisse
Links: absolute spezifische Bruchenergie G_f
Rechts: bezogene spezifische Bruchenergie G_f

Der Grenzwert der Rauheit, ab dem die Bruchenergie nicht mehr signifikant gesteigert werden kann, ist gegenüber den Ergebnissen der Spaltzugfestigkeiten in den rauerem Bereich verschoben. Eine Vergrößerung der Rauheit über die theoretische Grenze (vgl. Betrachtungen zu Abbildung 8.22) hinaus kann jedoch keine Steigerung der Bruchenergie bewirken.

Generell kann festgestellt werden, dass durch die Vergrößerung der benetzbaren Altbetonoberfläche also durch rauere Altbetonoberflächen die Verbundfestigkeit im Querschnitt gesteigert werden kann. Für wenig raue Oberflächen besteht eine direkte Proportionalität zwischen Spaltzugfestigkeit und Rauheit, ab einem Grenzwert kann die Spaltzugfestigkeit durch größere Rauheiten nicht weiter gesteigert werden. Für die

Keilspaltzugfestigkeit und Bruchenergie besteht eine ähnliche Abhängigkeit, wobei der Grenzwert bei einer vergleichsweise größeren Rauheit liegt.

These 9: „Die Steigerung der Rauheit der Altbetonoberfläche bewirkt eine Steigerung der Verbundfestigkeit“

8.6.4 Auswertung – Einfluss der Mischungszusammensetzung

In Abbildung 8.77 sind die absoluten Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten von Serie 1 bis 4 und 6 aller Probekörper dargestellt. Diese Serien stellen die Hauptversuchsreihen dar. Die abgebildeten Diagramme unterscheiden sich in der Zielfestigkeit (aufsteigend von oben nach unten) und durch die verwendete Zementart (linke und rechte Spalte).

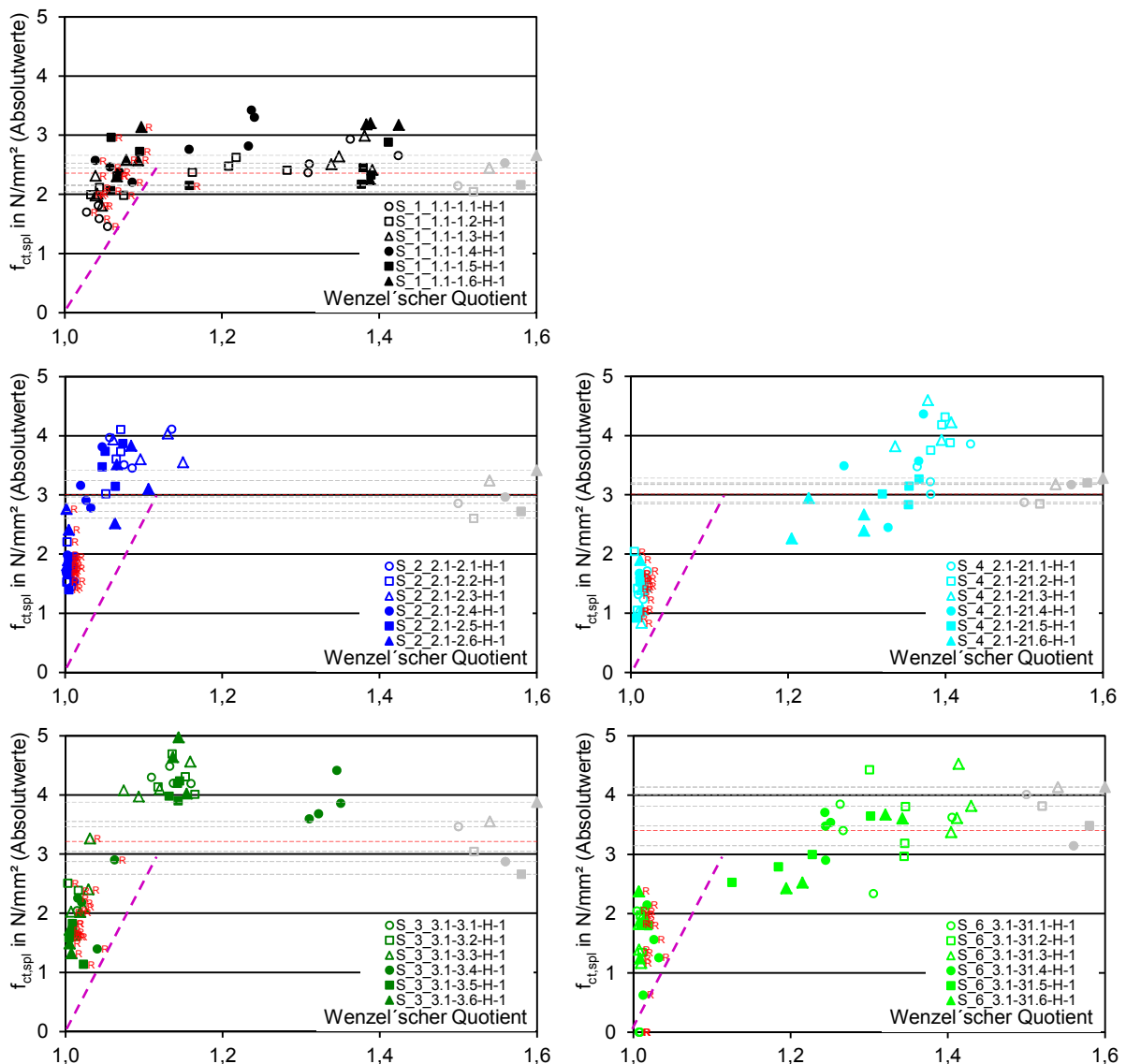


Abbildung 8.77: Auswertung: Absolute Spaltzugfestigkeiten Reihe 1 bis 4 und 6 (Einzelwerte)
 Links Oben: Mischungen mit CEM I 32,5 R; Zielfestigkeit C20/25
 Links Mitte: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C35/45
 Links Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C50/60
 Rechts Mitte: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45
 Rechts Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60

Die Zielfestigkeiten der Alt- und Neubetone entsprechen einander. Innerhalb der einzelnen Diagramme wird der Einfluss von Ausbreitmaß, w/z-Wert und Fließmittelart ersichtlich. Es sind jeweils die absoluten Verbundfestigkeiten sowie die zugehörigen Alt- und Neubetonspaltzugfestigkeiten dargestellt.

Abbildung 8.77 verdeutlicht, dass mit steigender Zielfestigkeit von Alt- und Neubeton die Verbundfestigkeit gesteigert werden kann. Die Spaltzugverbundfestigkeiten erreichen für die Zielfestigkeit eines C20/25 (vgl. Abbildung 8.77 Links Oben) Werte von etwa 2 bis 3 N/mm², für die Zielfestigkeit eines C35/45 (vgl. Abbildung 8.77 Links Mitte) Werte von etwa 3 bis 4 N/mm² und für die Zielfestigkeit eines C50/60 (vgl. Abbildung 8.77 Links Unten) Werte von etwa 4 bis 5 N/mm². Die Bemessungsannahme, dass die Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Zielfestigkeit des Alt- bzw. des Neubetons steigt erscheint daher als gerechtfertigt. Die in Abbildung 8.77 Rechts Mitte und Unten dokumentierten Ergebnisse widersprechen dem jedoch. Die Verbundfestigkeiten des mit CEM I 42,5 R-HS hergestellten Neubetons mit einer Zielfestigkeit eines C35/45 (vgl. Abbildung 8.77 Rechts Mitte) streuen zwischen 2 und 4 N/mm², die mit einer Zielfestigkeit eines C50/60 (vgl. Abbildung 8.77 Rechts Unten) streuen zwischen 2,5 und 4 N/mm². Die Verbundfestigkeiten der mit CEM I 42,5 R-HS hergestellten Verbundkörper sind kleiner als die der mit CEM I 42,5 R hergestellten, obwohl die Druckfestigkeiten der jeweiligen Mischungen einander entsprechen (vgl. Abbildung 8.78).

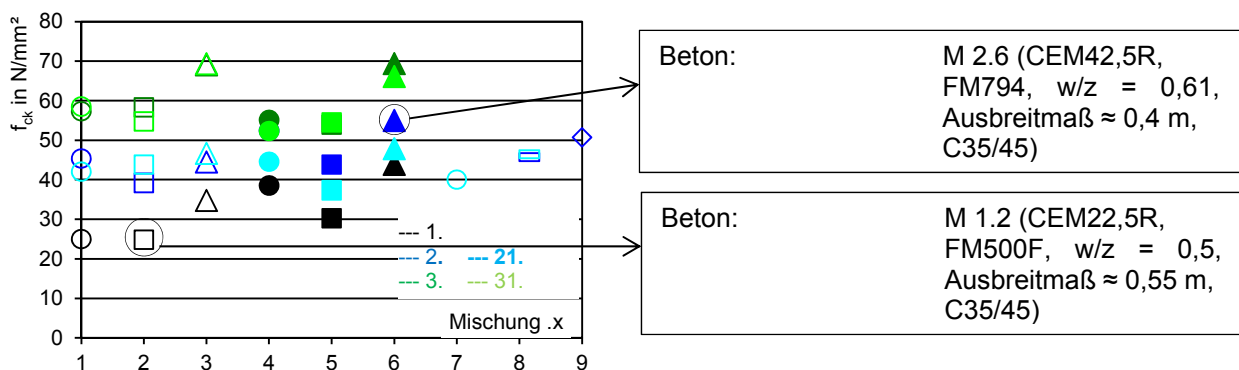


Abbildung 8.78: Mittlere Druckfestigkeiten der verwendeten Mischungen in Abhängigkeit der Mischungsart (M 1.X bis M 31.x)

Innerhalb der jeweiligen Festigkeitsklasse (durch Farbe unterschieden) wird deutlich, dass die Mischungen M_X.1, 2, 5 und 7 (Kreis; un/gefüllte Vierecke) in etwa die gleiche Druckfestigkeit aufweisen, da der w/z-Wert der Mischungen in der jeweiligen Festigkeitsklasse konstant ist. Die Druckfestigkeit der Mischungen M_X.3, 6 und 9 (un/gefüllte Dreiecke) ist etwas höher, da Anmachwasser durch die Zugabe von Fließmittel reduziert, also der w/z-Wert gesenkt wurde.

These 10: „Die Annahme, dass durch die Steigerung der Druckfestigkeit die Zugfestigkeit und damit auch die Verbundfestigkeit erhöht werden kann, ist ohne Einbeziehung weiterer Faktoren, z. B. der verwendeten Zementsorte, nicht gerechtfertigt“

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Nach Abbildung 8.79 ist ebenso die erreichbare Bruchenergie von der gewählten Zementart abhängig. Die Abbildung 8.79 zeigt die Proportionalität zwischen Bruchenergie und Rauheit, wobei sich die Proportionalitätsfaktoren stark unterscheiden.

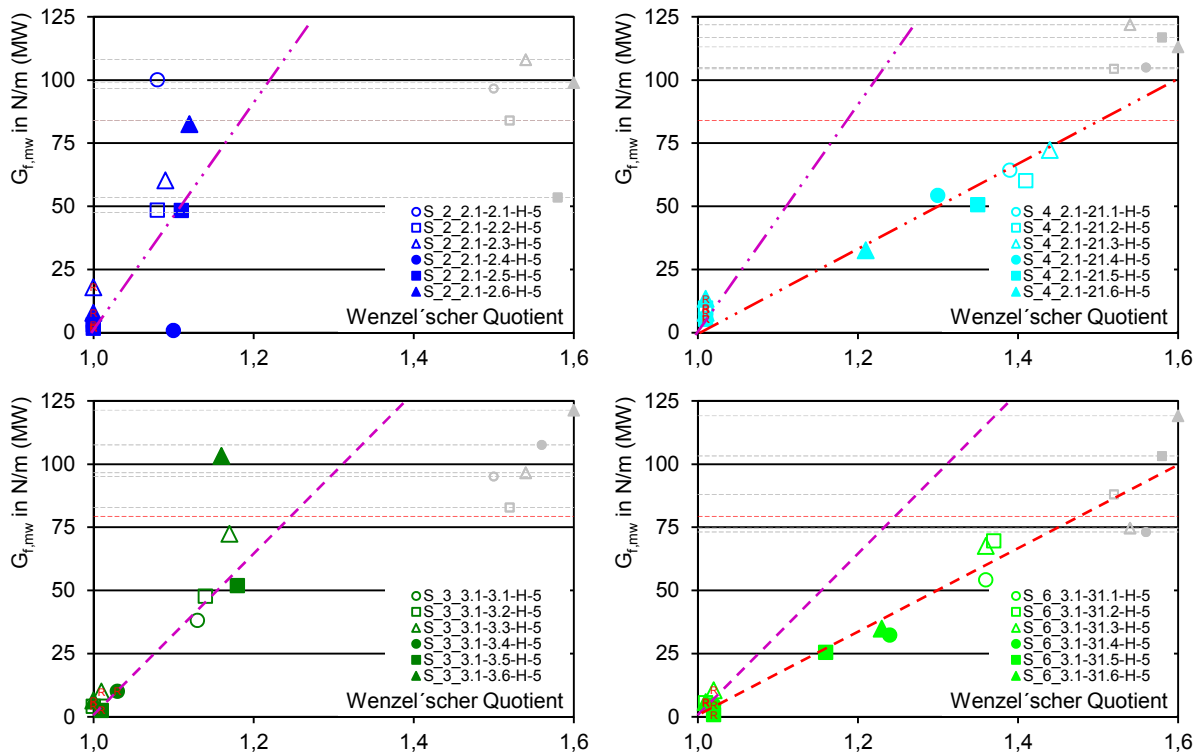


Abbildung 8.79: Bruchenergie –Auswertung Reihe 2 bis 4 und 6 (Darstellung der absoluten Mittelwerte)
Oben Links: CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C35/45
Oben Rechts: CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45
Unten Links: CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C50/60
Unten Rechts: CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60

Wird CEM I 42,5 R-HS für die Neubetonmischung verwendet, dann nimmt die Steigung der Proportionalitätsgeraden im Vergleich zu Neubetonmischungen mit CEM I 42,5 R stark ab, obwohl die Bruchenergien der monolithischen Vergleichsbetone einander entsprechen.

These 11: „Die Zementart beeinflusst die erreichbare Verbundbruchenergie entscheidend.“

Die relative Darstellung der Spaltzugfestigkeiten Abbildung 8.82 verdeutlicht einen weiteren Einfluss der Mischungszusammensetzung, nämlich in Form des verwendeten Fließmittels. Während in Abbildung 8.82 Links und in Abbildung 8.77 Links kein Einfluss des Fließmitteltyps (Dreiecke und Vierecke; nicht gefüllt → FM 500F, gefüllt → FM 794) auf die erzielbare Spaltzugfestigkeit zu erkennen ist, fällt in Abbildung 8.82 Links und in Abbildung 8.77 Links auf, dass Mischungen mit FM 500F (nicht gefüllte Dreiecke und Vierecke) in der Regel höhere Verbundfestigkeiten aufweisen als die Mischungen mit FM 794 (gefüllte Dreiecke und Vierecke).

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

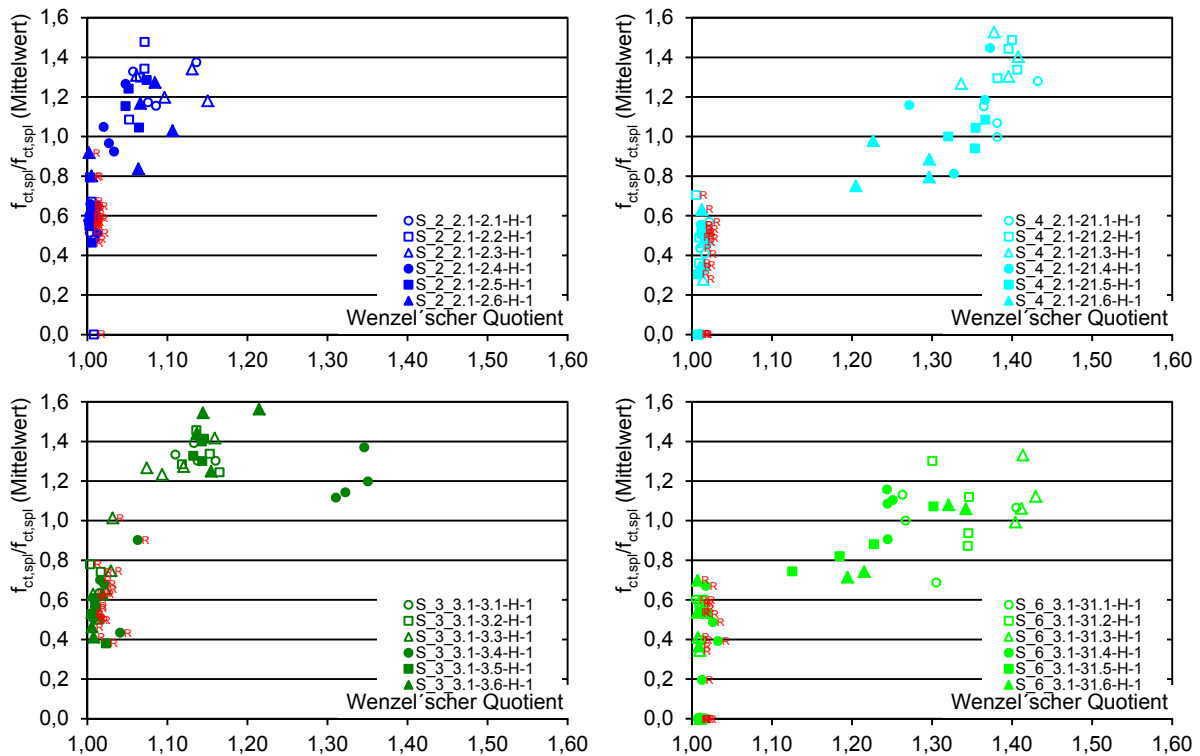


Abbildung 8.80: Auswertung: relative Spaltzugfestigkeiten Reihe 2 bis 4 und 6 (Einzelwerte)
 Links Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C35/45
 Links Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C50/60
 Rechts Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45
 Rechts Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60

D. h. neben dem Einfluss der Zementart selbst, besteht ein zusätzlicher Einfluss hinsichtlich der Verträglichkeit von Fließmittel und Zement. Im vorliegenden Fall erzielten Neubetone mit CEM I 42,5 R-HS in Kombination mit FM 794 geringere Verbundfestigkeiten. Da sich die sonstigen Frischbetoneigenschaften entsprechen kann geschlossen werden, dass:

These 12: „Die chemische Zusammensetzung des Zements, in Kombination mit der Wirkungsweise des Fließmittels beeinflusst die mögliche Verbundfestigkeit.“

Der Einfluss der „Zement-Fließmittelinteraktion“ zeigt sich zudem bei der Auswertung der Keilspaltzugversuche (vgl. Abbildung 8.81). Es sind nur Verbundkörper mit Neubetonen mit CEM I 42,5 R-HS dargestellt. Das jeweils gewählte Fließmittel zeigt keinen Einfluss auf die Verläufe der monolithischen Vergleichskörper.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

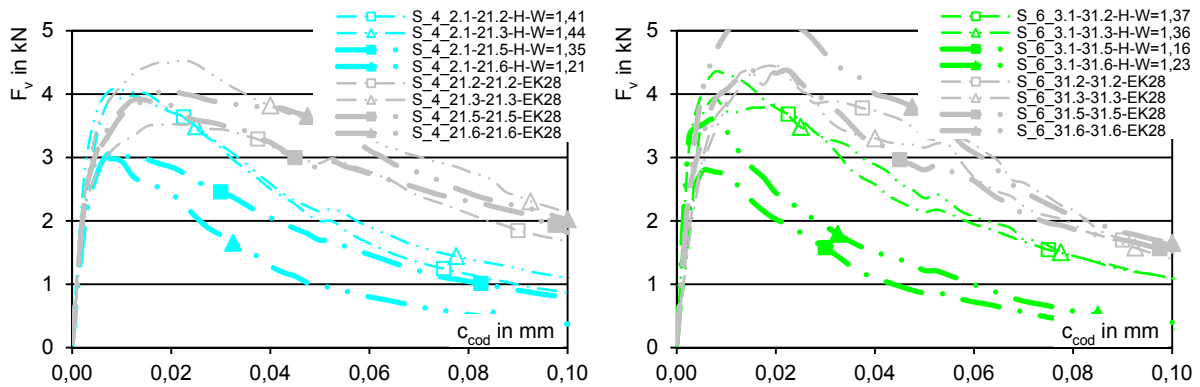


Abbildung 8.81: Auswertung: Spaltkraft-Rissöffnungs-Verlauf; Reihe 4 und 6 (Darstellung Mittelwert)
Links: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45
Rechts: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60

Wird der Neubeton des Verbundkörpers mit FM 794 verflüssigt, dann ergeben sich gegenüber Neubetonen mit FM 500F, analog zu den Spaltzugfestigkeiten, deutlich geringere Bruchenergien.

8.6.5 Auswertung – Frischbetoneigenschaften: w/z-Wert und Ausbreitmaß

In Kapitel 6 wurde gemutmaßt, dass durch ein größeres Ausbreitmaß besserer Haftverbund erreicht werden könnte. Um den Einfluss des Ausbreitmaßes auf den Verbund übersichtlicher darstellen zu können, wurden in Abbildung 8.82 im Gegensatz zur Abbildung 8.77 nur noch die Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten und der Wenzel'schen Quotienten dargestellt. Die durch ein Quadrat dargestellten Mischungen repräsentieren die Mischungen mit einem gegenüber den restlichen Mischungen erhöhten Ausbreitmaß. Falls ein größeres Ausbreitmaß einen positiven Einfluss auf die erzielbare Spaltzugfestigkeit hätte, müssten die Quadrate eine gegenüber der Grundmischung (nicht gefüllter Kreis) erhöhte Spaltzugfestigkeit aufweisen.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

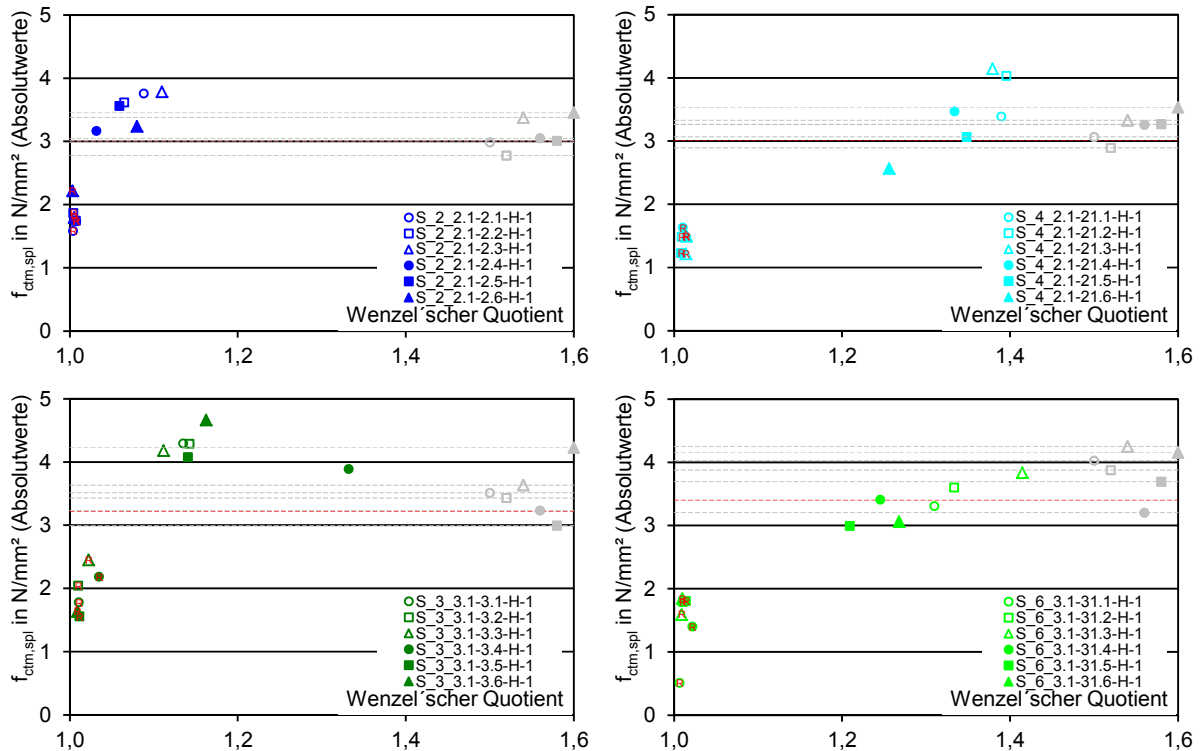


Abbildung 8.82: Auswertung: absolute Spaltzugfestigkeiten Reihe 2 bis 4 und 6 (Mittelwerte)
 Links Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C35/45
 Links Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C50/60
 Rechts Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45
 Rechts Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60

Gemäß Abbildung 8.82 ist dies nicht der Fall, die Vergrößerung des Ausbreitmaßes der Neubetonmischungen hat keinen eindeutigen Einfluss auf die Verbundfestigkeit. Die relative Auswertung der Keilspaltzugfestigkeiten (vgl. Abbildung 8.83) liefert ebenfalls keine Hinweise, dass die Vergrößerung des Ausbreitmaßes den Verbund positiv beeinflusst.

Ähnlich verhält es sich mit dem w/z -Wert. Die w/z -Werte der durch Dreiecke dargestellten Mischungen sind im Vergleich zur Grundmischung (nicht gefüllter Kreis) bzw. zu den Mischungen mit erhöhtem Ausbreitmaß (Quadrate) herabgesetzt. Eine eindeutige, direkte Abhängigkeit der Verbundfestigkeit vom w/z -Wert ist anhand der Darstellung der Spaltzug- (vgl. Abbildung 8.82) bzw. der Keilspaltzugfestigkeiten (vgl. Abbildung 8.83) nicht erkennbar, obwohl die Druckfestigkeit dieser Mischungen vergleichsweise (vgl. Abbildung 8.78) etwas größer ist.

Werden die Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS wegen des Einflusses der Zementart nicht weiter betrachtet, dann kann als Tendenz festgestellt werden, dass mit dem Absenken des w/z -Wertes eine Steigerung der Verbundfestigkeit gegeben ist (vgl. Abbildung 8.83 Links), womit die These 1 bestätigt werden kann.

Die detaillierte Betrachtung des weniger rauen Bereichs liefert keine weiteren Erkenntnisse.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

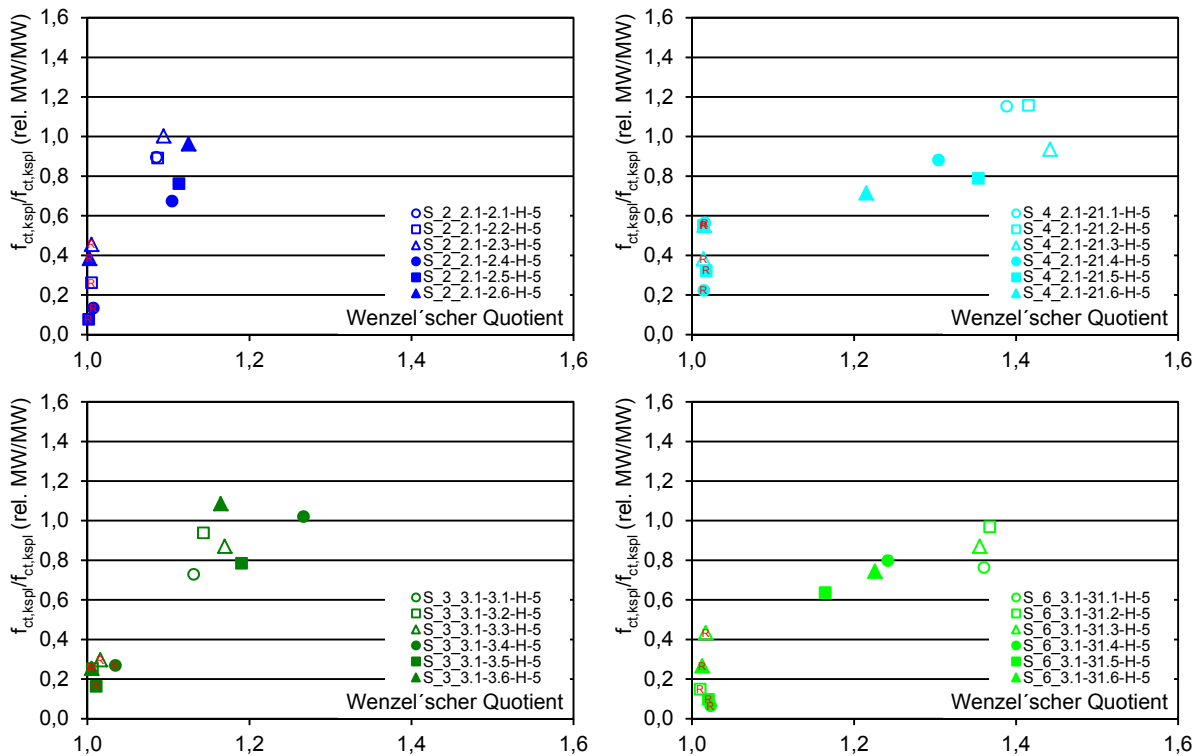


Abbildung 8.83: Auswertung: relative Keilspaltzugfestigkeiten Reihe 2 bis 4 und 6 (Mittelwerte)
 Links Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C35/45
 Links Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C50/60
 Rechts Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45
 Rechts Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60

8.6.6 Auswertung – Saugende Oberflächen

Die Reihe 7 sollte zeigen, wie der Verbund durch unterschiedlich stark saugende Oberflächen beeinflusst wird. Als Altbeton mit der höchsten Wasseraufnahmekapazität wurde die Mischung M 1.1 (vgl. Kapitel 8.8) mit Neubetonen der Mischungen M 3.1 bis M 3.3, die den kleinsten Anteil an freiem Anmachwasser aufweisen, kombiniert.

Um einen Wasserverlust des Neubetons über die Fuge hinweg zu vermeiden, wurden parallel Altbetonplatten bis zur Betonage unter Wasser gelagert. Diese waren zum Zeitpunkt der Ergänzung quasi wassergesättigt (jedoch mit angetrockneter Oberfläche), so dass ein Saugen des Altbetons ausgeschlossen werden konnte.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

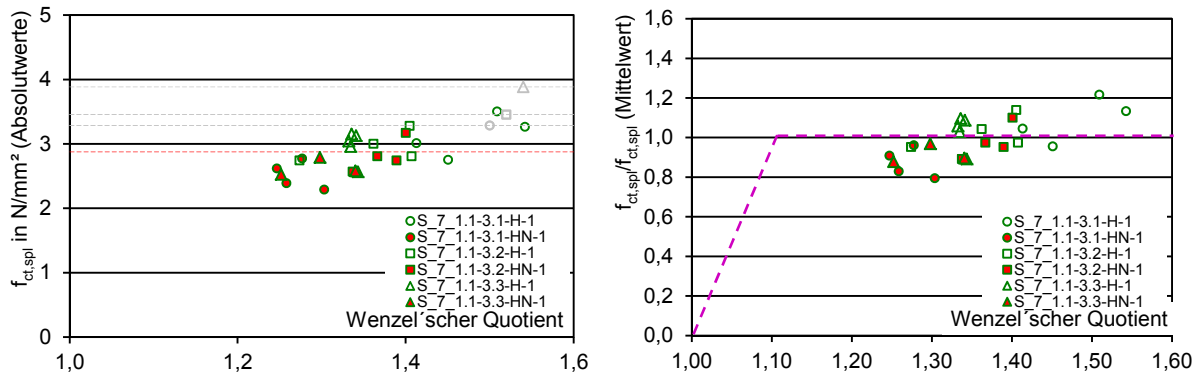


Abbildung 8.84: Spaltzugfestigkeiten Reihe 7 (Darstellung der Einzelwerte)
Links: absolute Einzelwerte
Rechts: relative Einzelwerte
rot gefüllte Marker: wassergesättigte Altbetonoberfläche

Wegen der Kombination von niedrigfestem Altbeton mit höherfestem Neubeton wurden Verbundfestigkeiten erwartet, die mindestens im Bereich der Zugfestigkeit des Altbetons liegen. Entsprechend Kapitel 5.2 „Empfehlungen für die Fugenvorbereitung“ sollten die Körper mit wassergesättigten Altbeton vergleichsweise höhere Verbundfestigkeiten ergeben. Die Auswertung der Versuche (vgl. Abbildung 8.84) zeigt jedoch eine entgegengesetzte Tendenz. Die Verbundkörper mit dem wassergesättigten Altbeton erreichen bis auf eine Ausnahme nicht die Spaltzugfestigkeit des monolithischen Altbetons, die Körper mit dem stark saugenden Untergrund fast ausnahmslos.

Die Auswertung der Keilspaltzugversuche (vgl. Abbildung 8.85) liefert die gleichen Ergebnisse.

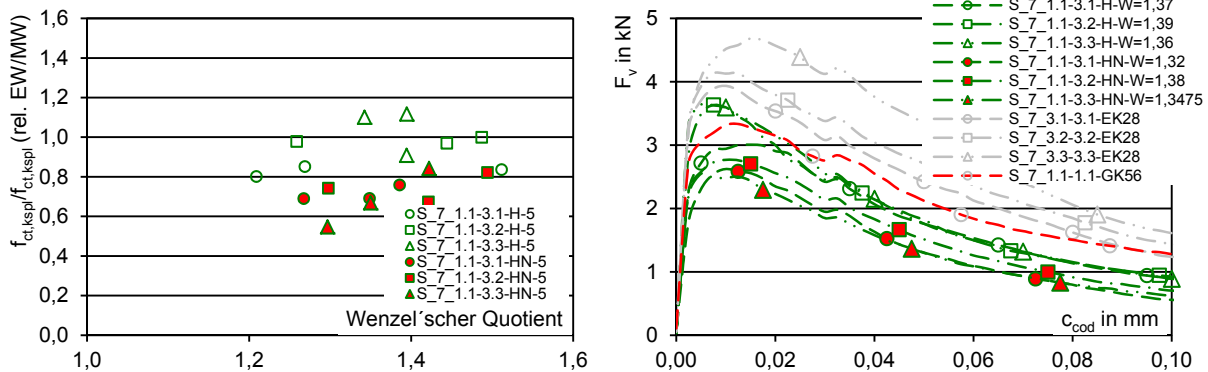


Abbildung 8.85: Auswertung der Keilspaltzugversuche der Reihe 7
Links: relative Keilspaltzugfestigkeiten
Rechts: Spaltkraft-Rissöffnungsverlauf

Die trockenen Altbetonplatten, die mit Neubeton (nicht gefüllte Dreiecke und Vierecke) ergänzt wurden, erreichen die quasi monolithische Keilspaltzugfestigkeit (Abbildung 8.85 Links). Die Verläufe der Spaltkraft-Rissöffnungs-Beziehung der beiden Mischungen verlaufen anfangs oberhalb und anschließend im Bereich des Verlaufs des Altbetons (Abbildung 8.85 Links). D. h. auch die Bruchenergie der beiden Verläufe entspricht annähernd der quasi monolithischen. Im Gegensatz dazu liegen die Keilspaltzugfestigkeiten

bzw. die Verläufe der Spaltkraft-Rissöffnungs-Beziehung der Verbundkörper mit wassergesättigten Altbeton unter dem quasi monolithischen Niveau.

Nach Betrachtung der Bruchbilder wird deutlich, dass der Bruch bei den wassergesättigten Altbetonoberflächen mehr oder weniger gänzlich entlang der bestehenden Altbetonoberfläche erfolgte. Eine mechanische Adhäsion zwischen Alt- und Neubeton fand nicht statt. Die Bruchfläche der Neubetonseite entspricht einem Negativabdruck der Altbetonfläche.

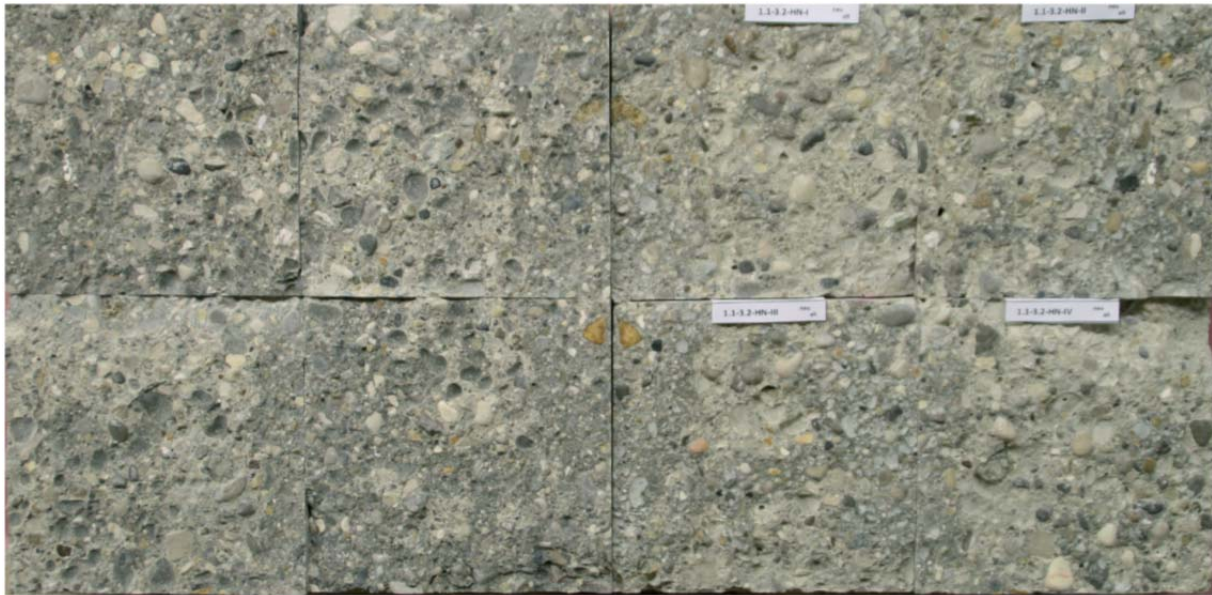


Abbildung 8.86: Bruchbild S_7_1.1-3.2-HN (Spaltzugkörper I bis IV, Systematik gemäß Abbildung 8.71)
Linke Hälfte: Draufsicht auf den Altbeton
Rechte Hälfte: „Aufgeklappter“ Neubeton

Weitere Untersuchungen zum Einfluss wassergesättigter Oberflächen wurden im Rahmen der Reihe 5 und 8 durchgeführt. Wegen des bereits dokumentierten negativen Einflusses von FM 794 im Neubeton (Mischung M X.5 und M X.6), wurden die nur noch Neubetonmischungen mit FM 500F (Mischung M X.2 und M X.3) sowie die Grundmischung (Mischung M X.1) als Neubetone verwendet. In Abbildung 8.87 sind die Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten einander gegenübergestellt. Die rote Füllung der Marker kennzeichnet die wassergesättigten Altbetonplatten. Die jeweils heller umrandeten Marker stellen die Mischungen mit CEM I 42,5-HS dar.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

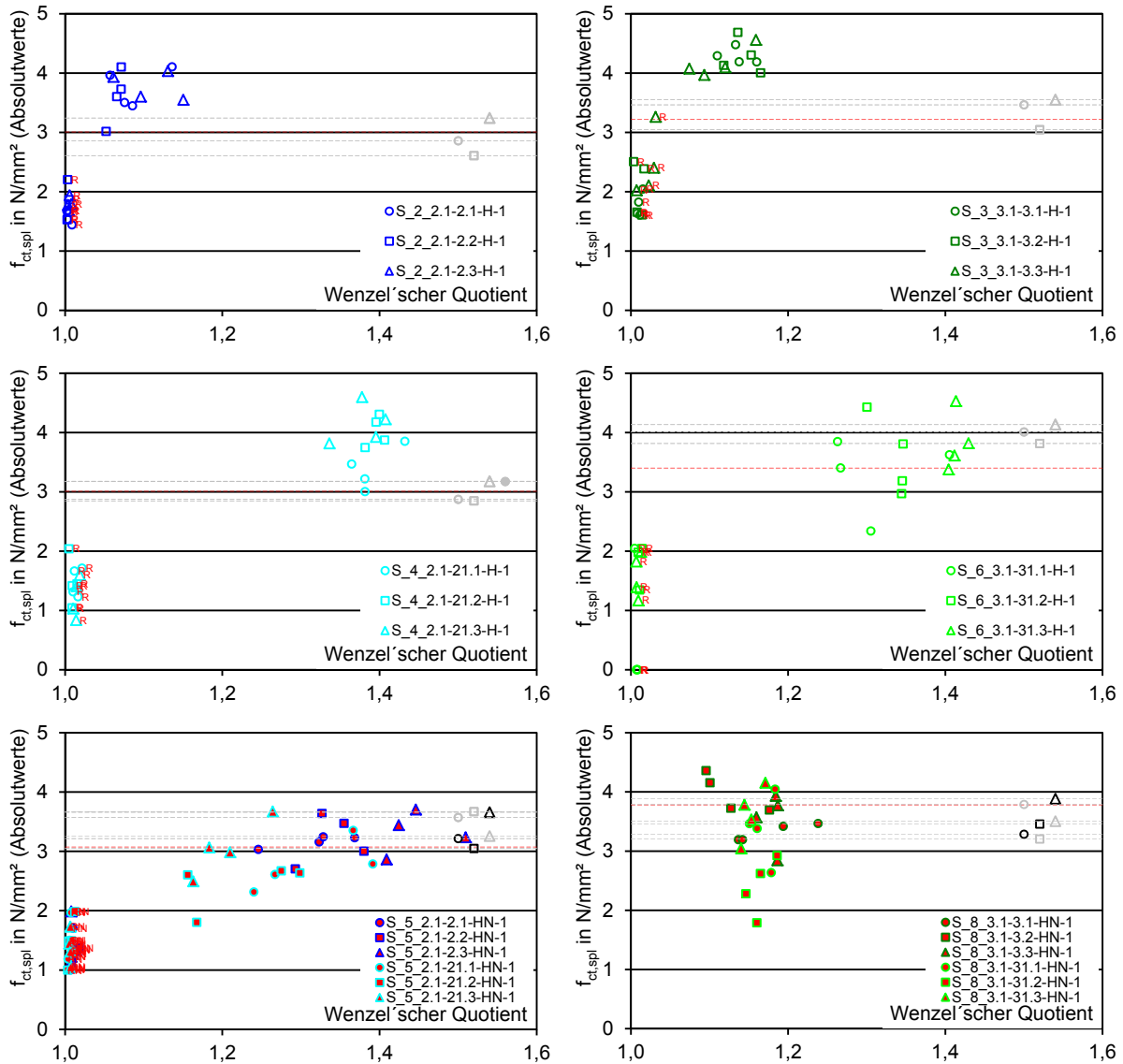


Abbildung 8.87: Auswertung: Gegenüberstellung von trockenen und wassergesättigten Altbetonoberflächen (Darstellung absoluter Einzelwerte)
Links Oben: trockener Altbeton; Zielfestigkeit C 35/45; CEM I 42,5R
Links Mitte: trockener Altbeton; Zielfestigkeit C 35/45; CEM I 42,5R-HS
Links Unten: wassergesättigter Altbeton; Zielfestigkeit C 35/45;
Rechts Oben: trockener Altbeton; Zielfestigkeit C 50/60; CEM I 42,5R
Rechts Mitte: trockener Altbeton; Zielfestigkeit C 50/60; CEM I 42,5R-HS
Rechts Unten: wassergesättigter Altbeton; Zielfestigkeit C 50/60;

Der generelle Vergleich zu den Versuchen mit trockenen Oberflächen zeigt, dass die Spaltzugfestigkeiten der hier betrachteten Verbundkörper mit wassergesättigten Altbetonoberflächen wesentlich kleiner sind. Zudem werden die Verbundspaltzugfestigkeiten hier zusätzlich von der verwendeten Zementart beeinflusst. Die hell umrandeten Marker (Mischungen mit CEM 42,5 R-HS) fallen gegenüber den dunkel umrandeten (Mischungen mit CEM 42,5 R) klar ab. Sie weisen gegenüber den Mischungen mit dem Standardzement kleinere Verbundspaltzugfestigkeiten auf. Dies wurde im Gegensatz dazu bei trockenen Oberflächen nicht in dieser Größenordnung beobachtet. In Kapitel 8.6.4 wurde bereits darauf hingewiesen, dass die Verbundfestigkeiten bei Verwendung von CEM 42,5 R-HS

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

vergleichsweise kleiner ausfallen, jedoch nicht in der gleichen Größenordnung wie bei gleichzeitig wassergesättigten Altbetonoberflächen.

In Abbildung 8.88 sind die relativen Spaltzug- und Keilspaltzugfestigkeiten dargestellt. Die quasi monolithische Spaltzugfestigkeit wird in der Regel von Verbundkörpern mit wassergesättigten Altbetonen nicht erreicht. Die Verhältnisse sind für die Keilspaltzugfestigkeiten (vgl. Abbildung 8.88) generell nach „untern“ verschoben. Die Verbundkörper mit wassergesättigten Altbetonen erreichen nicht annähernd 80 % der quasi monolithischen Keilspaltzugfestigkeit.

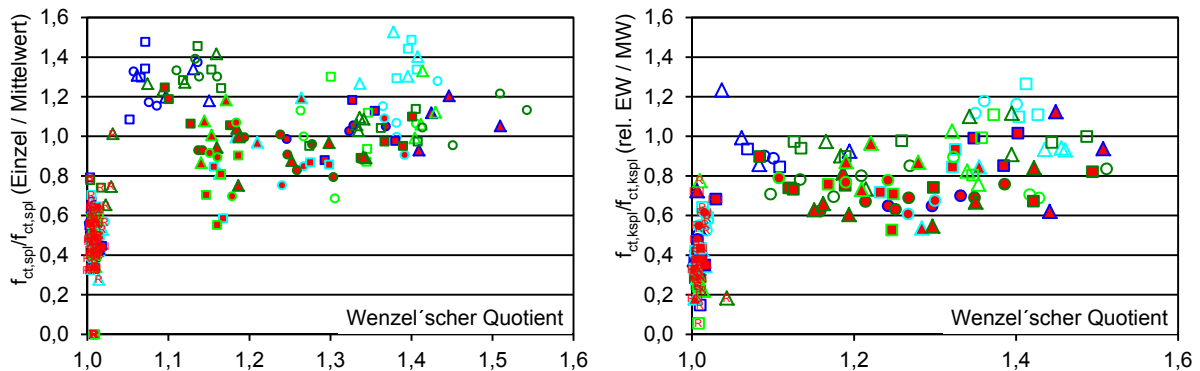


Abbildung 8.88: Auswertung: Gegenüberstellung von trockenen und wassergesättigten Altbetonoberflächen (Darstellung relativer Einzelwerte)
Links: Spaltzugfestigkeiten
Rechts: Keilspaltzugfestigkeiten

Weiter zeigen die Spaltkraft-Rissöffnungs-Verläufe, dass wassergesättigte Altbetonoberflächen die Bruchenergie der Verbundkörper im Vergleich zu trockenen herabsetzen (vgl. Abbildung 8.89).

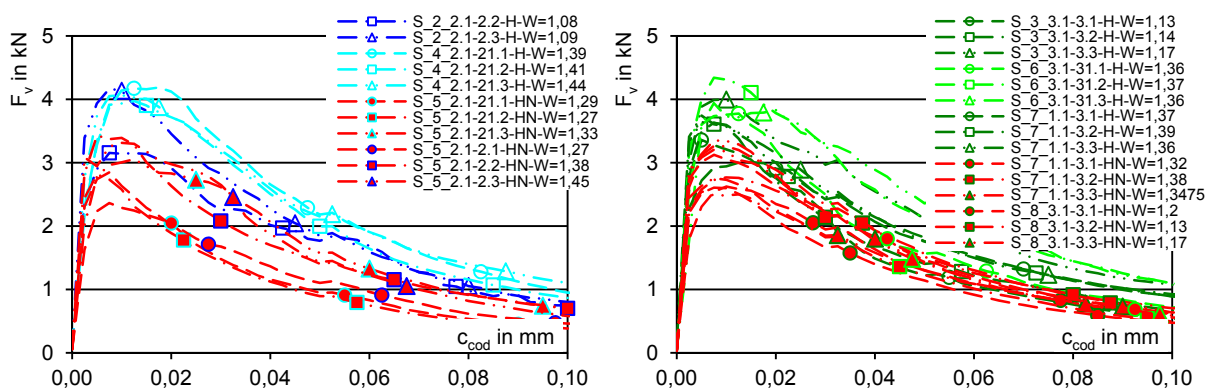


Abbildung 8.89: Auswertung: Gegenüberstellung von trockenen und wassergesättigten Altbetonoberflächen, Darstellung der Spaltkraft – Rissöffnungs – Beziehung; rot gefüllte Marker bzw. roter Verlauf für wassergesättigte Altbetonoberfläche
Links: Festigkeitsklasse C35/45
Rechts: Festigkeitsklasse C50/60 (z.T. Altbeton C20/25 bei Serie 7)

Beim Vergleich der Verläufe ist darauf zu achten, dass die Rauheiten der Altbetonplatten für Serie 2 und 3 ($1,08 < W < 1,17$) im Vergleich zu den Serien 4 und 6 relativ gering sind. Deshalb liegen auch die Verläufe der Serien 4 und 6 (Neubetonmischungen mit CEM I 42,5 R-HS) zum Teil über denen der Serien 2 und 3 (Neubetonmischungen mit CEM I 42,5 R) liegen. Der negative Einfluss des CEM I 42,5 R-HS wird hier durch den

vergleichsweise stärkeren Einfluss der Rauigkeit auf die Keilspaltzugfestigkeit bzw. die Bruchenergie überlagert.

Aus Abbildung 8.90 geht deutlich hervor, dass trotz zum Teil höherer Rauigkeit die Keilspaltzugfestigkeiten und die Bruchenergien von Verbundkörpern mit wassergesättigtem Altbeton im Vergleich zur trockenem wesentlich geringer ausfallen.

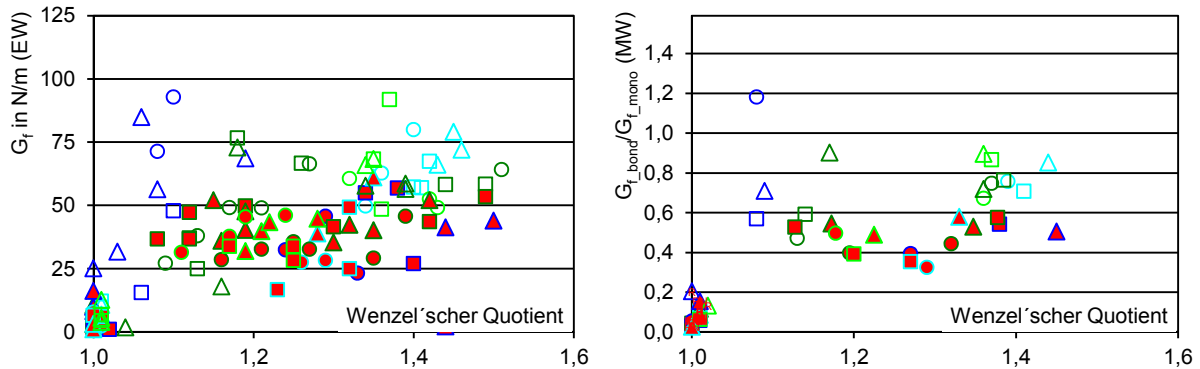


Abbildung 8.90: Vergleich trockenere – wassergesättigte Oberfläche (rot gefüllte Marker → wassergesättigte Altbetonoberfläche)
Links: absolute Einzelwerte
Rechts: relative Mittelwerte

Entgegen der allgemeinen Empfehlungen zur Vorbehandlung der Fugen, sind trockene, saugende Altbetonoberflächen zu bevorzugen. Offensichtlich wirken sich saugende Altbetonoberflächen im Gegensatz zu nicht saugenden, wassergesättigten Altbetonoberflächen positiv auf den realisierbaren Verbund aus.

These 13: „Durch saugende Bauteiloberflächen kann im Vergleich zu nicht saugenden Altbetonen eine höhere Verbundfestigkeit erreicht werden.“

Zusätzlich beeinflusst die, für den Neubeton verwendete Zementart die realisierbare Verbundfestigkeit vor allem bei nicht saugenden Altbetonoberflächen zusätzlich. Bei Neubetonen mit CEM I 42,5 R-HS ergab sich eine vergleichsweise niedrigere Verbundfestigkeit.

These 14: „Wird eine nicht saugende Betonoberfläche ergänzt, kann die Wahl eines nicht geeigneten Zements zu einer weiteren Reduktion der Spaltzugverbundfestigkeit führen.“

8.6.7 Auswertung – Einfluss von glatten, selektiv bearbeiteten Oberflächen

Die Reihe 15 sollte Aufschlüsse über den Einfluss glatter Altbetonoberflächen (Wenzel'scher Quotient ca. 1) auf den Verbund liefern. Eine schalglatte Betonoberfläche wurde mit einer geschliffenen Betonoberfläche verglichen. An der einen Oberfläche befindet sich nur geschalte Zementschlempe, an der zweiten liegen die Anschnitte von Zuschlagkörnern frei. Beide Altbetonplatten wurden gegen eine Schalung betoniert. Der Verdichtungsgrad der beiden Plattenoberseiten ist also gleich. Bei einer Platte wurde die Oberfläche abgeschliffen. Die Altbetonplatten sind in Abbildung 8.91 dargestellt.

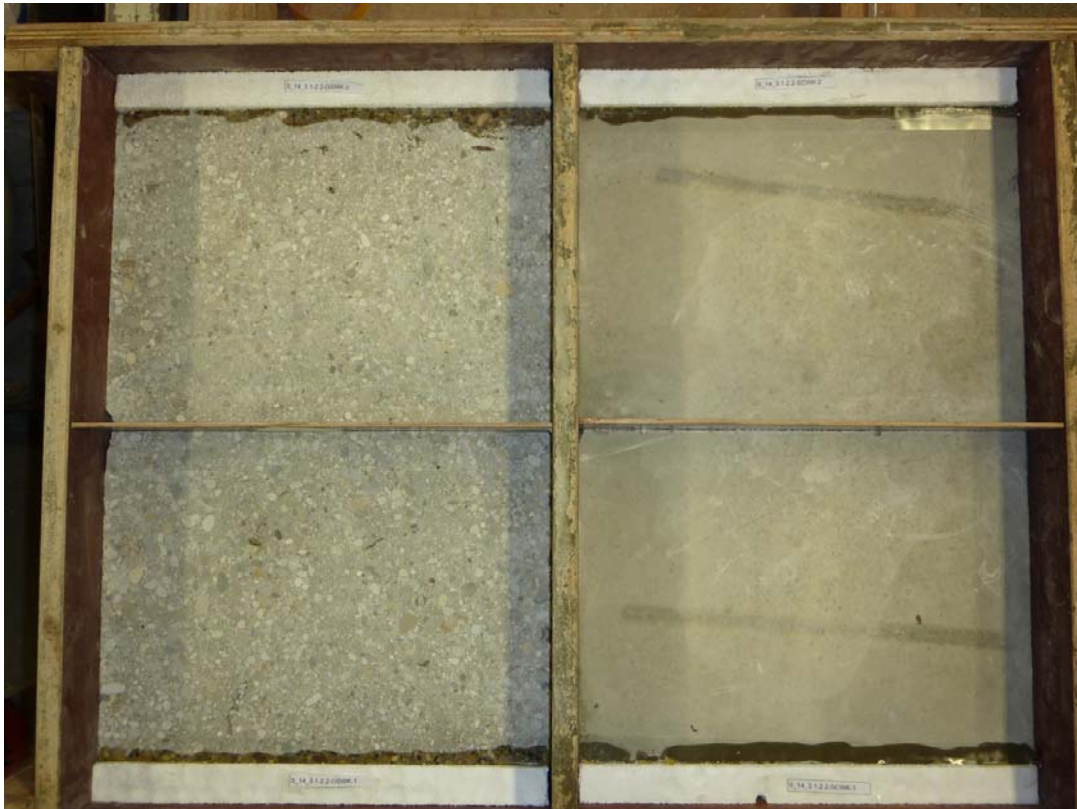


Abbildung 8.91: Altbetonoberflächen
Links: geschliffene Oberfläche (GS)
Rechts: schalglatte Oberfläche (SC)

Die Grundplatten wurden halbiert, um evtl. Schwindeinflüsse zwischen Spaltzug- und Keilspaltzugkörpern möglichst gering halten zu können. Der Bruch sollte möglichst im Neubeton erfolgen weshalb ein höherfester Altbeton (C 50/60) im Vergleich zum normalfesten Neubeton (C 35/45) verwendet wurde.

Die Abbildung 8.92 mit Abbildung 8.93 zeigt, dass die Verbundspaltzugfestigkeiten selbst bei glatter Oberfläche mindestens den ca. 0,6-fachen Wert der monolithischen Körper entsprechen. Die Verbundkeilspaltzugfestigkeiten erreichen in der Regel 40 % des monolithischen Vergleichswerts.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

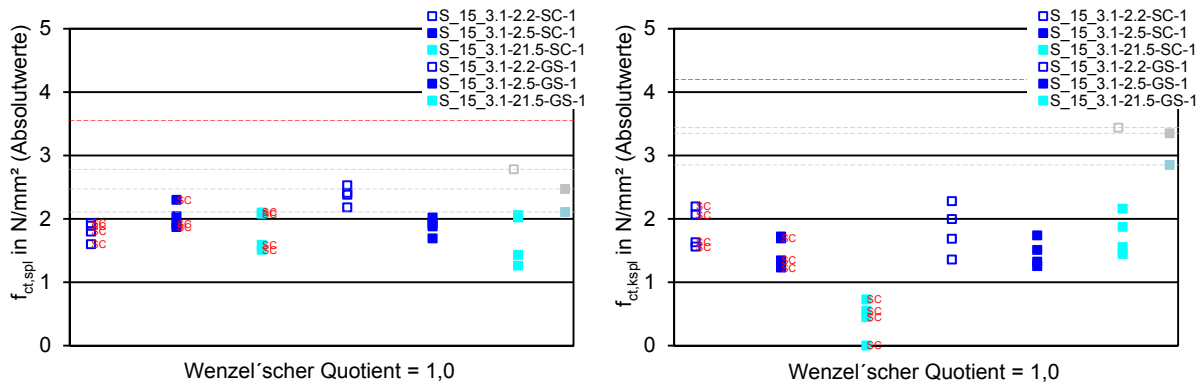


Abbildung 8.92: absolute Spaltzug- und Keilspaltzugfestigkeiten glatter, selektiv bearbeiteter Oberflächen;
SC: geschalte Oberfläche (Datenreihen 1 bis 3 v. Links)
GS: geschliffene Oberfläche (Datenreihen 4 bis 6 v. Links)
Links: Spaltzugfestigkeiten
Rechts: Keilspaltzugfestigkeiten

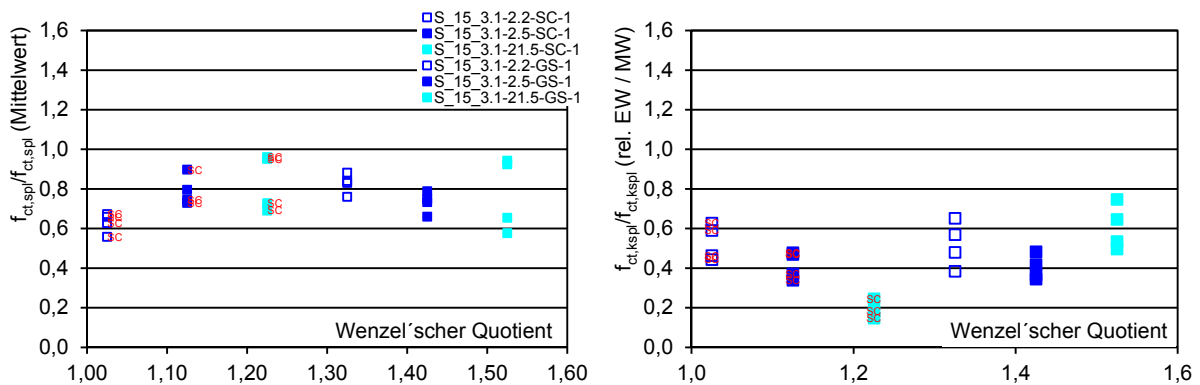


Abbildung 8.93: relative Spaltzug- und Keilspaltzugfestigkeiten glatter, selektiv bearbeiteter Oberflächen;
SC: geschalte Oberfläche (Datenreihen 1 bis 3 v. Links)
GS: geschliffene Oberfläche (Datenreihen 4 bis 6 v. Links)
Links: Spaltzugfestigkeiten
Rechts: Keilspaltzugfestigkeiten

Tendenziell konnte die Verbundfestigkeit durch die Verwendung geschliffener Altbetonplatten gegenüber geschalten, gesteigert werden.

These 15: „Falls bei gleicher Rauheit mehr Zuschlagskörner freigelegt werden, kann eine höhere Verbundfestigkeit erzielt werden.“

Durch die Wahl eines höher festen Altbetons und eines niedriger festen Neubeton sollte ein Adhäsionsbruch erzeugt werden. Augenscheinlich ist dies bei Betrachtung der Bruchbilder auch der Fall (vgl. Abbildung 8.94).

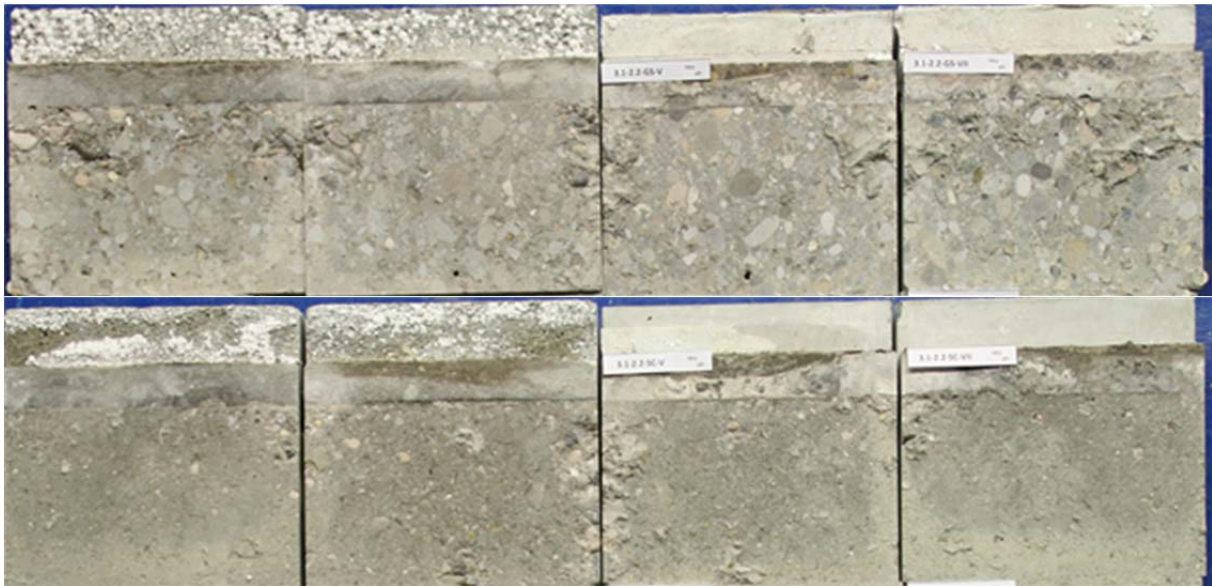


Abbildung 8.94: Bruchbilder der Keilspaltzugversuche (M-3.1-2.2)
 Oben: geschliffene Oberfläche (GS)
 Unten: geschalzte Oberflächen (SC)

Bei genauer Untersuchung der Bruchflächen fällt hingegen auf, dass über die ganze Bruchfläche verteilt eigentlich Kohäsionsbrüche im Neubeton aufgetreten sind, Neubetonreste haften am Altbeton. Bei den geschalzten Oberflächen vor allem entlang feiner Schwindrisse an der Oberfläche, bei den geschliffenen Oberflächen entlang der Übergänge der Zuschlagskörner zum Zementstein. Zementsteinausbrüche der geschalzten Oberfläche sind nur vereinzelt zu beobachten, was auf die gute Verdichtung der Randzone des Altbetons zurückzuführen ist.

These 16: „Neubeton haftet bevorzugt an „Fehlstellen“ und Rissen des Altbetons.“

Die Auswertung der Verläufe der Keilspaltzugversuche (vgl. Abbildung 8.95) zeigt jedoch den Einfluss der Rauheit auf die Bruchenergie. Wegen der glatten Oberfläche ist das Versagen als ausgeprägt spröde zu bezeichnen.

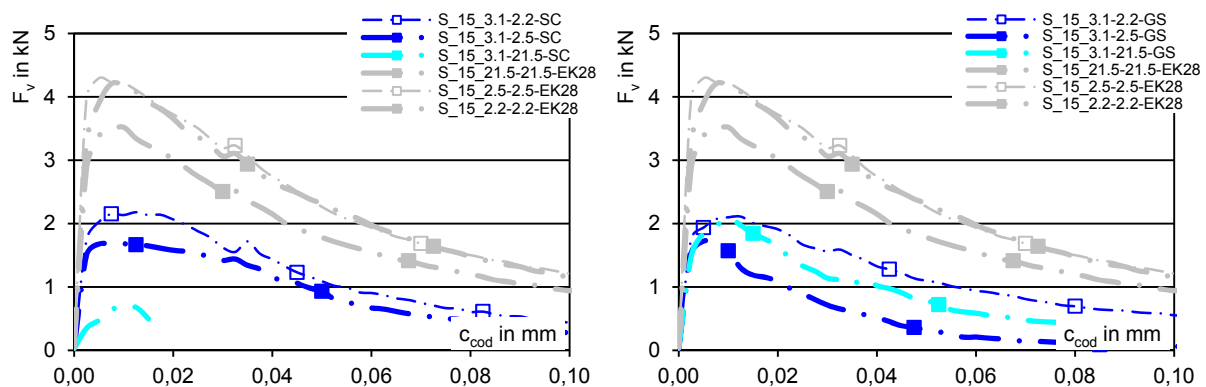


Abbildung 8.95: Spaltkraft-Rissöffnung-Beziehung
 Links: geschliffene Grundplatte (GS)
 Rechts: geschalzte Grundplatte (SC)

Die These 15 zeigte sich besonders ausgeprägt, falls als Neubeton die Kombination von CEM I 42,5-HS mit FM 794 (S_15_3.1-21.5-*) verwendet wurde. Bei der geschliffenen Platte

weicht der Verlauf nicht entscheidend von den restlichen ab. Wird der Neubeton auf die geschalte Oberfläche ergänzt, endet der Versuch mit einem extrem spröden Versagen.

These 17: „Die Art der Oberfläche beeinflusst in Kombination mit der Fließmittel-Zement-Interaktion die erzielbaren Keilspaltzugfestigkeiten enorm.“

These 18: „Durch die gezielte Verdichtung der Zementschlempe an der Altbetonoberfläche kann die Verbundfestigkeit erhöht werden.“

8.6.8 Auswertung – Einfluss des Altersunterschieds zwischen Alt- und Neubeton

Neben den Hauptversuchen wurde in einer Versuchsserie untersucht inwiefern sich erzwungene Betonierpausen auf den Verbund auswirken. Hierfür wurden zum Zeitpunkt „Null“ sieben Altbetonplatten hergestellt. Eine Platte wurde sofort mit einer Dicke von 15 cm ausgeführt und diente als monolithische Referenzplatte.

Noch bevor der Altbeton erhärtet war (nach 3 Stunden), wurden 2 Platten noch „frisch in frisch“ ergänzt. Um dem Erhärtungszeitpunkt des Altbetons zu bestimmen wurden „Knetbeutelversuche“ nach (DIN 18218:2010-01) und zusätzliche „Rüttelversuche“ (Test ob sich nach senkrechtem Eintauchen eines Innenrüttlers die Eintauchstelle einer ungestörten Probe wieder verschließt) durchgeführt. Zum Zeitpunkt von drei Stunden war der Altbeton noch nicht erhärtet, weshalb von einer Betonage „frisch in frisch“ ausgegangen werden konnte. Der Unterschied zwischen den beiden Platten bestand in der Art der Verdichtung. Bei der einen Platte wurde der Neubeton mit dem Altbeton durch vertikales Eintauchen des Innenrüttlers „vernadelt“. Bei der zweiten Platte wurde der Rüttler nur horizontal im Neubeton geführt.



Abbildung 8.96: Links: Vertikales Eintauchen des Rüttlers, „vernadelt“ (RV)
Rechts: Horizontales Eintauchen des Rüttlers in Neubeton (RH)

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

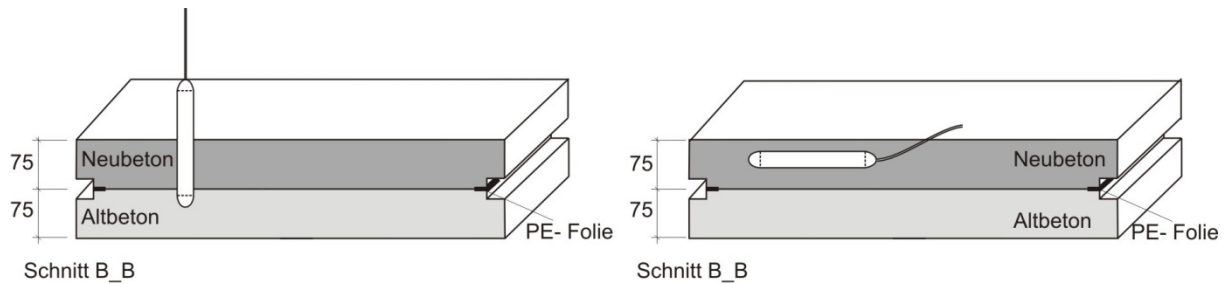


Abbildung 8.97: schematische Darstellung
Links: Vertikales Eintauchen des Rüttlers, „vernadelt“ (RV)
Rechts: Horizontales Eintauchen des Rüttlers in Neubeton (RH)

Nach Erreichen des Erhärtungszeitpunktes wurde die Hälfte der verbliebenden 6 Platten nach ca. 5,5 Stunden durch Druckwasserstrahlen aufgeraut. Die restlichen 3 Altbetonplatten wurden im rüttelrauen Zustand belassen. Die Abbildung 8.98 zeigt die Oberflächen der Platten im direkten Vergleich.

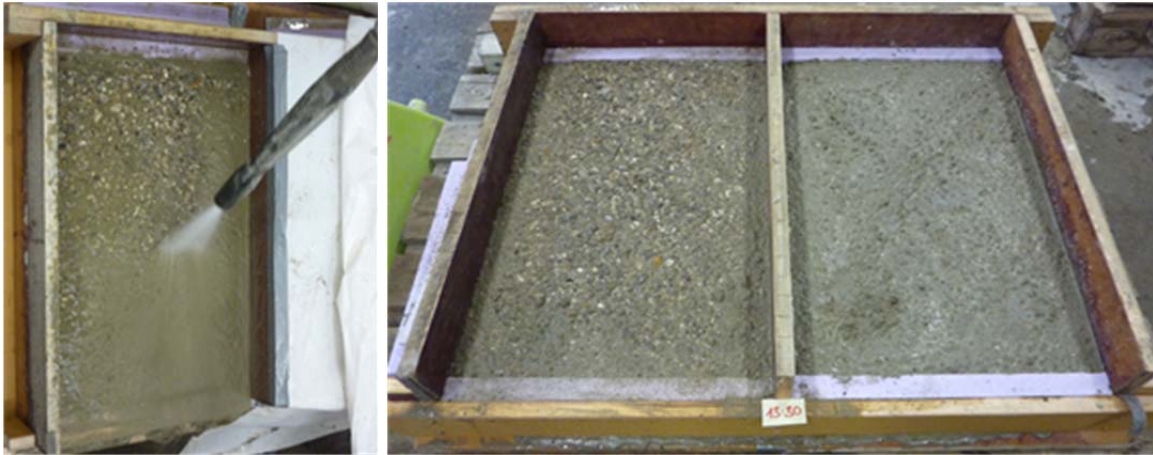


Abbildung 8.98: Links: Aufrauung der Oberflächen (Druckwasserstrahlen)
Rechts: Vergleich der druckwassergestrahlten zur rüttelrauen Oberfläche

Die Altbetonplatten wurden anschließend 6, 24 bzw. 96 Stunden nach Herstellung mit Neubeton ergänzt, um den zeitlichen Einfluss der Betonierpause darstellen zu können. Die nach 6 Stunden ergänzten Oberflächen wiesen einen satten matt-feuchten Zustand auf, die Platten, die nach 24 und 96 Stunden ergänzt wurden waren vollständig abgetrocknet.

Die Ergebnisse der Versuche sind in Abbildung 8.99 dargestellt. Im Gegensatz zu den übrigen Ergebnissen wurde die Spaltzugfestigkeit zur Zeitachse hin aufgetragen. Die Rauheiten der Altbetonoberflächen wurden nicht bestimmt. Die Probekörper mit der aufgerauten (wassergestrahlten) Oberfläche sind mit größeren Kreisen dargestellt, die Werte der Betonage frisch in frisch wurden zusätzlich mit einem Kasten gekennzeichnet. Die monolithischen Vergleichskörper sind im Nullpunkt der Zeitachse aufgetragen.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

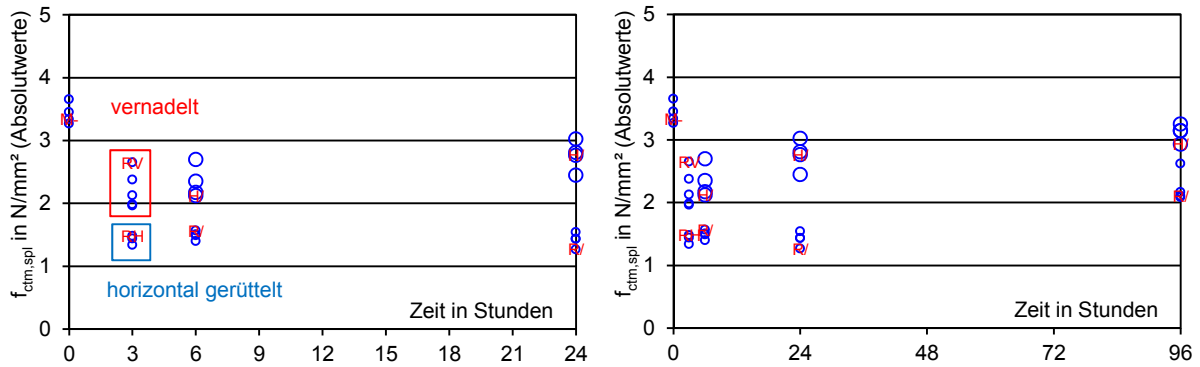


Abbildung 8.99: Einfluss des Differenzalters zwischen Alt und Neubeton
Große Marker: Druckwassergestahlte Oberflächen
Kleine Marker: Rüttelraue Oberflächen
Links: Zeitraum 0 bis 24 Stunden
Rechts: Zeitraum 0 bis 96 Stunden

Wie erwartet sind die erreichten Spaltzugfestigkeiten der rüttelrauen Oberflächen kleiner als die der mit Wasserstrahl aufgerauten. Zunächst wurde zudem erwartet, dass sich längere Betonierpausen wegen der größeren Schwinddifferenzen negativ auf die erzielbaren Spaltzugfestigkeiten auswirken. Die Abbildung 8.99 zeigt das Gegenteil, mit größerer Betonierpause steigen die Verbundspaltzugfestigkeiten.

Die Keilspaltzugversuche unterstreichen dies (vgl. Abbildung 8.100 und Abbildung 8.101). Unabhängig von der Rauheit der Altbetonoberfläche, wird durch eine Ergänzung zu einem späteren Zeitpunkt eine höhere maximale Spaltkraft sowie eine größere Bruchenergie erreicht. Daneben ist die Güte des Verbunds vor allem von der Aufräumung der Oberfläche abhängig.

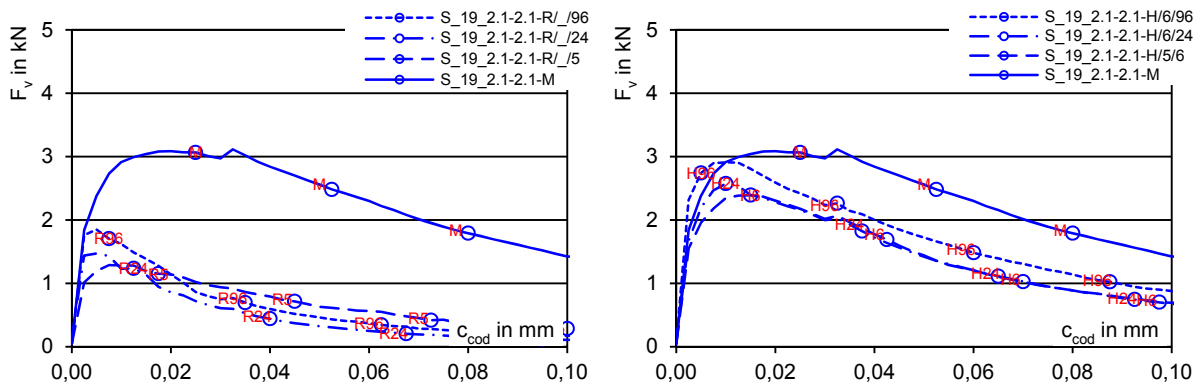


Abbildung 8.100: Einfluss des Ergänzungszeitpunktes auf den Verlauf der Spaltkraft-Rissöffnung-Beziehung, Ergänzungszeitpunkte nach 6, 24 und 96 Stunden (vgl. letzte Zahl in der Benennung der Kurven)
Links: Rüttelraue Oberflächen
Rechts: Druckwassergestahlte Oberflächen

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

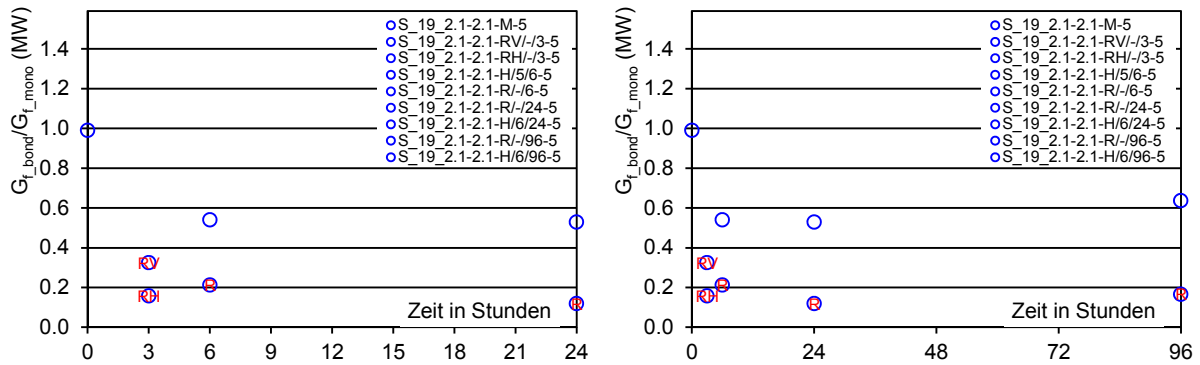


Abbildung 8.101: Bruchenergie: Einfluss des Differenzalters zwischen Alt und Neubeton
Links: Zeitraum 0 bis 24 Stunden
Rechts: Zeitraum 0 bis 96 Stunden

Im Betrachtungszeitraum wirkten sich längere Betonierpausen (hier > 3 Stunden), unabhängig von der vorhandenen Altbetonoberfläche, durchwegs positiv auf die erzielbare Spaltzugfestigkeit aus. Das größere Schwindgefälle wird offensichtlich durch die verbesserte Adhäsion des Neubetons auf dem austrocknenden Altbeton kompensiert, wodurch die aufgerauten Verbundkörper nach einer Betonierpause von 24 Stunden annähernd die monolithische Vergleichsfestigkeit erreichen können.

These 19: „Die Abtrocknung des Altbetons führt bei größeren Betonierpausen zu einer Verbundsteigerung, wodurch der durch die Betonierpause bedingte Schwindunterschied kompensiert werden kann.“

These 20: „Gegenüber der Länge der Betonierpausen hat die Rauheit der Altbetonoberfläche einen entscheidenden Einfluss.“

Die „Vernadelung“ der Betonschichten ergab wie erwartet, größere Verbundfestigkeiten als das horizontale Führen des Rüttlers (vgl.; Zeitpunkt 3h). Erstaunlich sind jedoch die Ergebnisse in Bezug auf die monolithische Referenzplatte, da die „frisch in frisch“ betonierten Verbundplatten nur Spaltzugfestigkeiten (vgl. Abbildung 8.99) von ca. 2,25 N/mm² bzw. 1,4 N/mm² aufwiesen. Die Spaltzugfestigkeit des monolithischen Vergleichskörper betrug ca. 3,5 N/mm², obwohl sich der Erhärtungszeitpunkt des Altbetons erst bei ca. 5 Stunden einstellte. Die Auswertung der Keilspaltzugversuche der „frisch in frisch“ betonierten Körper (vgl. Abbildung 8.102) zeigt ebenso, dass unabhängig von der gewählten Verdichtung hier nicht von einem monolithischen Bauteil ausgegangen werden kann, falls „frisch in frisch“ anhand des Erhärtungszeitpunktes eingegrenzt wird.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

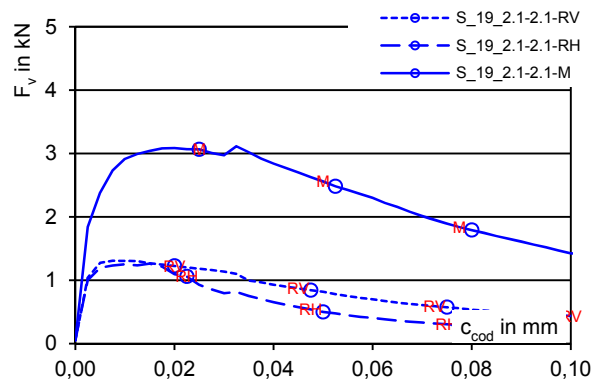


Abbildung 8.102: Einfluss des Ergänzungszeitpunktes auf den Verlauf der Spaltkraft-Rissöffnung-Beziehung, Betonage Frisch in Frisch
M: monolithisch
RV: vertikale Vernadelung
RH: Rüttler nur horizontal im Neubeton geführt

Die gewählte Betonierpause von drei Stunden war deutlich zu lange, obwohl der Erhärtungszeitpunkt noch nicht eingetreten war. Ein homogenes Vermischen der beiden Betonschichten konnte trotz des intensiven Verdichtens des Neubetons, bei intensiver Vernadelung (RV) der Schichten nicht erreicht werden.

These 21: „Der Erhärtungsbeginn stellt keine sinnvolle Größe zur Definition der Begrifflichkeit „frisch in frisch“ dar. Besser wäre eine Definition über die Konsistenz.“

Die Bruchbilder (vgl. Abbildung 8.103 ff) zeigen, dass der Bruch der „frisch in frisch“ betonierten Verbundkörper ausschließlich entlang einer stark angereicherten, quasi ebenen Zementschicht in der Betonierfuge stattfindet. Selbst durch das vertikale Rütteln (vernadeln) konnten die Zuschlagskörner des Neubetons nicht die Zementschlempeschicht des Altbetons durchstoßen. Dieser war hierfür offensichtlich nicht mehr weich genug, um ein Absinken von Zuschlagskörnern zuzulassen. Die Zementschlempeschicht wird zusätzlich durch die des Neubetons verstärkt. Die Bruchbilder entsprechen denen von ausgehärteten rüttelrauen Altbetonoberflächen.

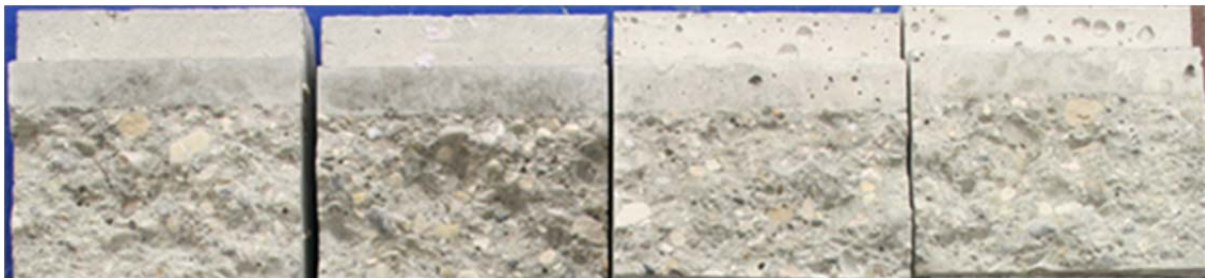


Abbildung 8.103: Bruchbild monolithischer Körper

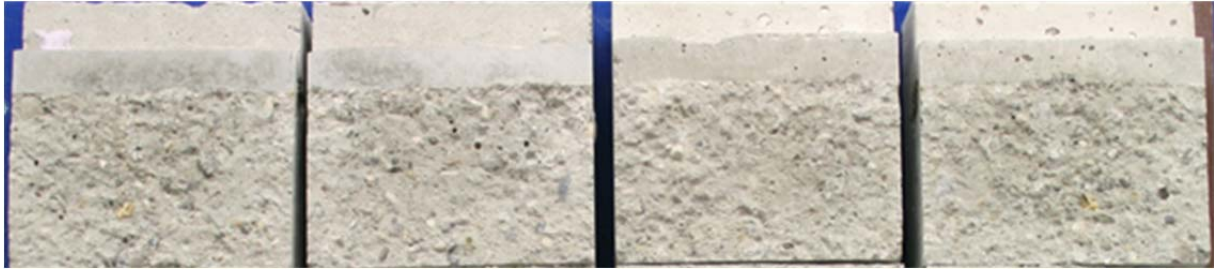


Abbildung 8.104: Bruchbild Betontage „frisch in frisch“, Rüttler horizontal

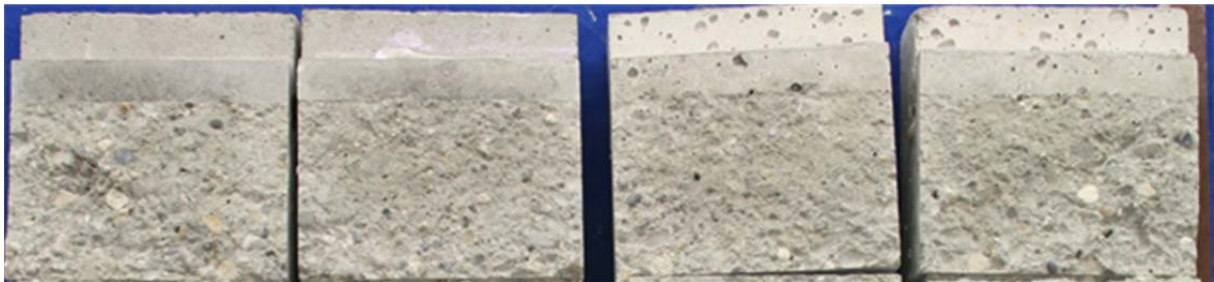


Abbildung 8.105: Bruchbild Betontage „frisch in frisch“, Rüttler vertikal



Abbildung 8.106: Bruchbild aufgeraute Oberfläche, 96 Stunden Betonierpause

Bei der aufgerauten Oberfläche erfolgt der Bruch sowohl im Alt- als auch im Neubeton, die ursprüngliche aufgeraute Oberfläche ist nicht mehr erkennbar. Eine eindeutige Grenzschicht ist nicht mehr erkennbar. Die Bruchenergie wird durch die vergrößerte Oberfläche der aufgerauten Fuge entscheidend gesteigert.

These 22: „Wird Beton schichtenweise mit zeitlich relevantem Versatz eingebaut, kann auch durch intensives Rütteln keine homogene Betonstruktur an der Schichtgrenze mehr erzeugt werden.“

8.6.9 Auswertung – Einfluss von profilierten und bewehrten Fugen

In einer speziellen Versuchsreihe sollte der Einfluss von Bewehrung auf den Spaltkraftverlauf untersucht werden. Die Bewehrung wurde dabei senkrecht zur Fuge eingebaut. Zur Lagefixierung der Bewehrung dienten Formteile, die in Standardwürfelschalungen eingelegt wurden (Würfel 150 mm Kantenlänge, vgl. Abbildung 8.107). Zudem wurde die Altbetonoberfläche profiliert hergestellt um eine eventuelle Interaktion der Profilierung mit der Bewehrung zu untersuchen.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

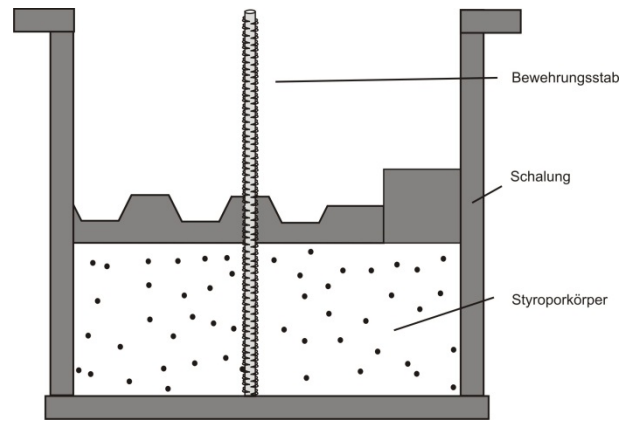


Abbildung 8.107: Schalung des Altbetonkörpers (Würfelschalung mit Einlegeteilen)

Entgegen der üblichen Vorgehensweise wurden die Altbetonoberflächen „kopfüber“ hergestellt. Die Oberfläche die anschließend ergänzt wurde lag unten in der Schalung und weist somit eine gut verdichtete Oberfläche auf. Die Nachbehandlung entsprach dem üblichen Vorgehen. Für die Neubetoneergänzung wurde der Altbetonkörper gestürzt in eine Würfelschalung eingebaut und anschließend mit Neubeton ergänzt, weitere 28 Tage nachbehandelt und geprüft. Entgegen der üblichen Verdichtung des Alt- und Neubetons, wurden die Körper auf einem Rütteltisch verdichtet. Für diese Versuchsreihe wurden ausschließlich Keilspaltzugkörper hergestellt.

Die Oberfläche der Altbetonkörper wurde durch Herstellung unterschiedlicher Rauheiten bzw. Profilierungen (vgl. Abbildung 8.108) variiert. Hierfür wurden Trapez- und Rechenprofile längs und quer zur Fuge in den Altbeton eingeprägt. Die Lagesicherung der Bewehrung wurde durch die verwendeten Einlegeteile sichergestellt.

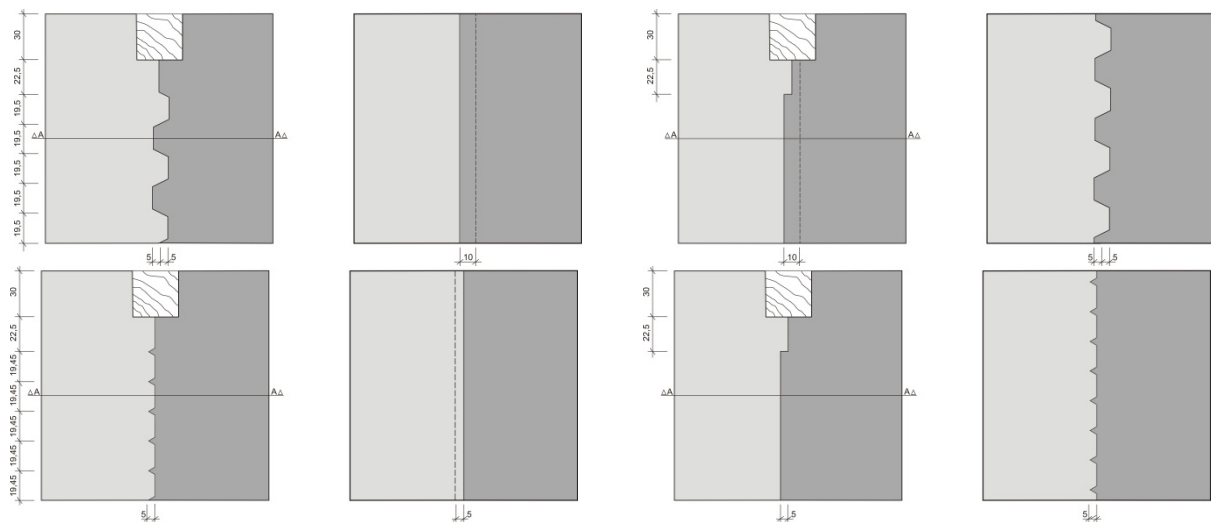


Abbildung 8.108: Profilierung der Altbetonoberfläche (Ansicht und Schnitt)
 Oben links: Trapez quer (TQ) Oben rechts: Trapez längs (TL)
 Unten links: Rechen quer (Q) Unten rechts: Rechen längs (L)

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

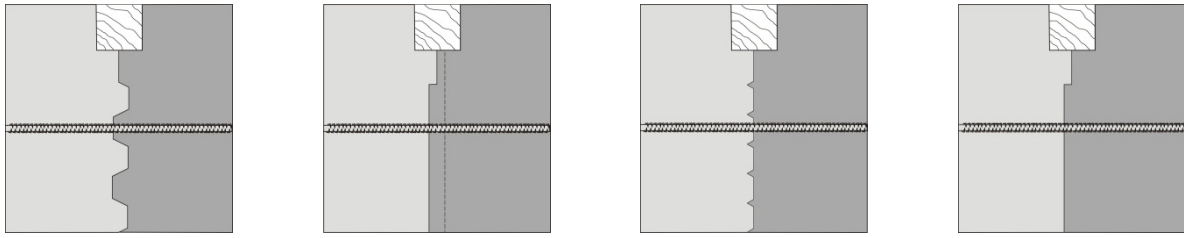


Abbildung 8.109: Lage der Bewehrung (v.l.n.r.: TQ, TL, Q, L)

Als zusätzliche Referenz wurde je ein Körper ohne Bewehrung hergestellt.

In Abbildung 8.110 sind die Ergebnisse der Keilspaltzugversuche dokumentiert. Auffällig ist, dass bei allen Körpern nicht annähernd die monolithische Keilspaltzugfestigkeit erreicht wurde. Trotzdem sind die Verläufe der Verbundkörper ohne Verbundbewehrung (vgl. Abbildung 8.110 Links) ab Rissöffnungen von $c_{\text{cod}} > 0,075$ mm annähernd deckungsgleich zu den monolithischen Verläufen. Die maximale Spaltkraft ist gegenüber vergleichbaren „Standardversuchen“ stark herabgesetzt, das Nachbruchverhalten für große Rissöffnungen verbessert. Die Bruchenergie des monolithischen Alt- bzw. Neubetons unterscheiden sich daher nicht entscheidend.

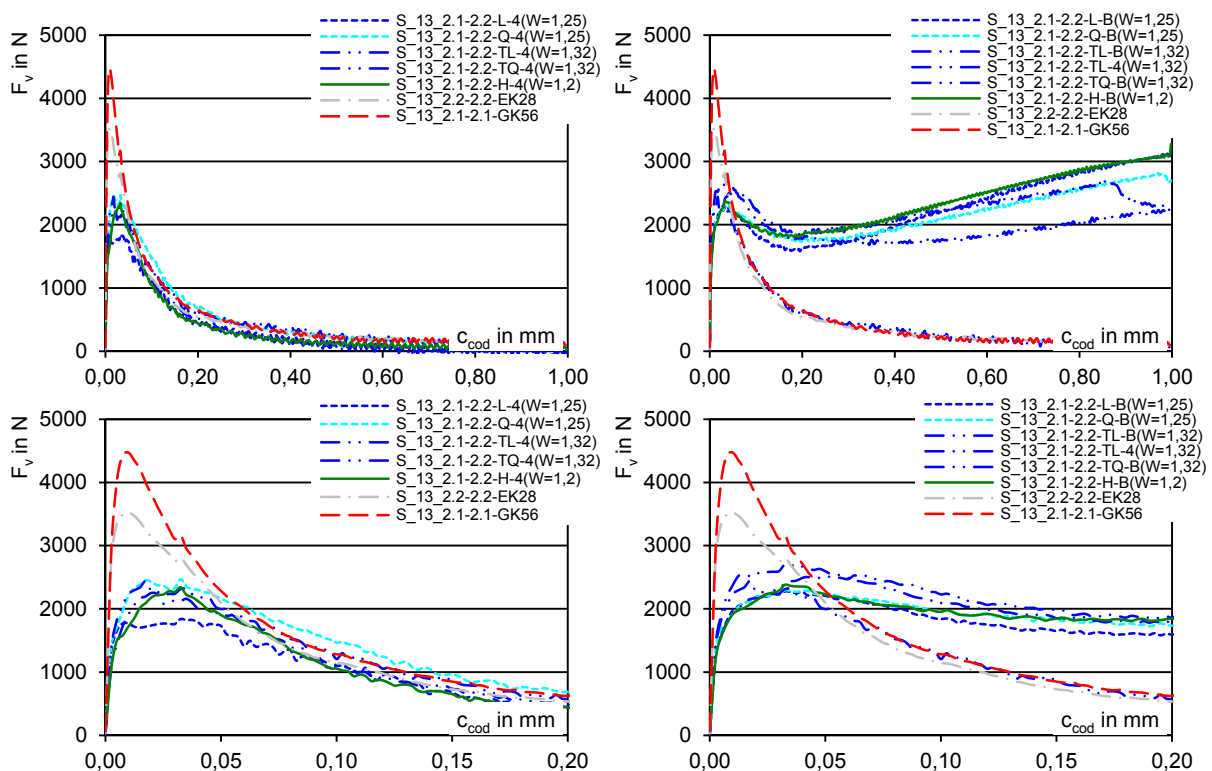


Abbildung 8.110: Spaltkraft – Rissöffnungsbeziehung (monolithischer Altbeton: roter Verlauf, monolithischer Neubeton: grauer Verlauf)
 Oben Links: Vergleichskörper ohne Bewehrung
 Oben Rechts: Vergleichskörper mit Bewehrung (Mittelwerte)
 Unten: zugehörige Ausschnitte

Die verschiedenen Profile in Längs- oder in Querrichtung der Altbetonoberfläche beeinflussen die Verläufe nicht. Erwartungsgemäß stellte sich die Wirkung der Bewehrung erst bei großen Rissöffnungen von $c_{\text{cod}} > 0,05$ mm ein. Ab einer Rissöffnung von $c_{\text{cod}} > 0,2$ mm trägt die Bewehrung quasi alleine die Spaltkraft F_v ab, wobei die Spaltkraft ab hier

nahezu linear zunimmt. Der Abfall der Spaltkraft F_v im Bereich $0,05 \text{ mm} < c_{\text{cod}} < 0,2 \text{ mm}$ kann durch den Schlupf der Bewehrung bis zur vollständigen Verankerung der Bewehrung erklärt werden. Bei großen Rissöffnungen zeigen einige Verläufe Sprünge, die durch ein Verankerungsversagen erklärt werden können. Dies wird anhand der Bruchbilder in Abbildung 8.111 verdeutlicht, da der an der Kerbe beginnende Riss etwa auf Höhe der Bewehrung horizontal, meist in Richtung Neubeton umgelenkt wird.

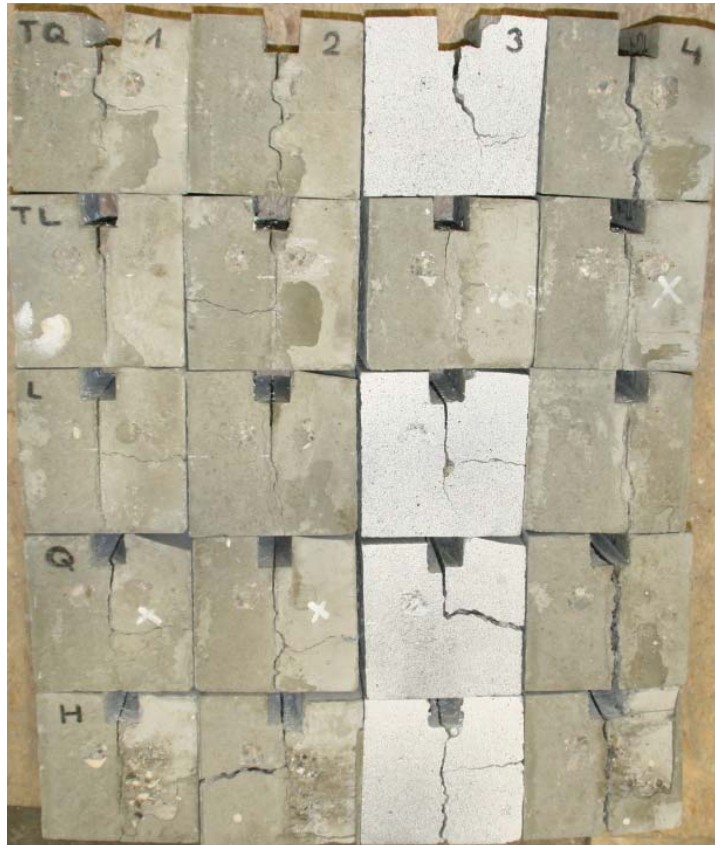


Abbildung 8.111: Bruchbilder der Keilspaltzugversuche

Hier handelt es sich offensichtlich um eine Überlagerung der Verbundspannungen mit den Biegespannungen im Körper, wodurch das Risswachstum senkrecht zum Zugspannungsmaximum horizontal erfolgt.

These 23: „Bewehrung beeinflusst das erste maximal erreichbare Spaltkraftmaximum nicht, hohe Bewehrungstraganteile sind erst durch große Verformungen realisierbar.“

Zunächst wurde erwartet, dass bei den geschalteten Oberflächen der Bruch entlang der Schalkante erfolgt (vgl. Abbildung 8.111, Körper TQ_2), da angenommen wurde, dass die glatte Oberfläche der Profilierung keinen guten Verbund gewährleisten kann. Tatsächlich orientiert sich die Bruchfläche nur grob an den geschalteten Oberflächen. Die Abbildung 8.112 zeigt dass sämtliche Bruchflächen sowohl im Alt- als auch Neubeton zu finden sind, obwohl durch die spitzwinklige Ausbildung der Rechenstruktur nicht alle Altbetonoberflächen vollständig mit Neubeton benetzt wurden. Die Rechen- und die Trapezstrukturen bieten augenscheinlich sehr gute Verzahnungsmöglichkeiten.



Abbildung 8.112: Bruchbilder (Keilspaltzugkörper am Fußpunkt aufgeklappt, Altbeton jeweils Rechts; Körper 1-3 bewehrt, Körper 4 unbewehrt)
 1. v. L.: Trapezprofil quer (TQ)
 2. v. L.: Trapezprofil längs (TL)
 3. v. L.: Rechenprofil quer (Q)
 4. v. L.: Rechenprofil quer (L)

Der quasi vollständige Bruch im Alt- und Neubeton steht aber im Widerspruch zu den aufgezeichneten Spaltkräften. Die Verbundkörper erreichen etwa nur 70 % der maximalen Spaltkraft des monolithischen Neubetons. Bei genauer Betrachtung der Bruchbilder wird deutlich, dass der Bruch entlang der Hoch- und Tiefpunkte der Trapezstruktur verläuft (vgl. Abbildung 8.113), wobei jeweils die Zementschlempe der Hochpunkte am jeweiligen andern Beton haften bleibt.

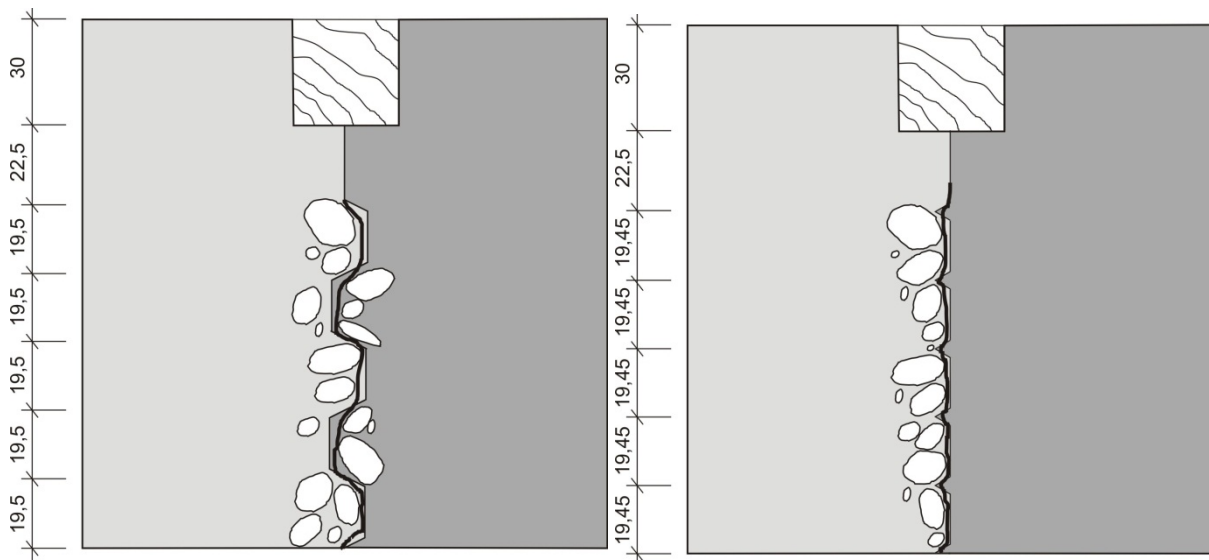


Abbildung 8.113: Schematische Darstellung des Bruchverlaufs

Bildlich gesprochen schlängelt sich der Riss entlang der Sicken der Trapezstruktur, da dort wegen der gegenüber der Rissfläche größeren Verbundoberfläche eine bessere Haftung besteht. Der Bruch erfolgt entlang der an der Schalkante anliegenden Zuschlagskörner. Die Körper mit der Rechenstruktur versagen ähnlich, indem teilweise der Neubeton in der

Rechenfurche verbleibt. Der Riss geht durch den „Zahn“ und weiter analog zur Trapezstruktur in der oberflächennahen Zementschicht entlang der Zuschlagskörner (vgl. Abbildung 8.113).

These 24: „Die Verbundfestigkeit wird wesentlich durch die Zugfestigkeit der oberflächennahen Altbetonschichten bestimmt.“

Die Bruchenergie der bewehrten Körper ist nur bedingt bestimmbar, da die vorhandene Risslänge bzw. die Rissöffnung bei der der Riss über die gesamte Körperlänge reicht nicht exakt bestimmt werden kann.

8.7 Formänderung von Beton

8.7.1 Vorbemerkung

Formänderungen von Beton erfolgen einerseits unter äußerer Lasteinwirkung, wobei sich die Verformung des Betons in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer reversibel bzw. irreversibel einstellt. Neben den äußeren Einwirkungen bewirken zudem Feuchte- und Temperaturdehnungen Verformungen des Betons. In Abhängigkeit der statischen Lagerungsbedingungen des Betonkörpers entstehen durch diese „lastunabhängigen“ Formänderungen Zwangsspannungen. Bei Verbundquerschnitten ergeben sich an der Verbundfuge, unabhängig von der Lagerung des Verbundkörpers, durch die unterschiedlichen Schwind- bzw. Kriecheigenschaften von Alt- und Neubeton Zwangsspannungen.

Tabelle 8.2 zeigt eine Zusammenstellung möglicher Formänderungen von Beton, wobei Abhängigkeiten von Last, Zeit und Temperatur dargestellt werden. Im Folgenden werden vor allem die irreversiblen Anteile, d. h. das Kriechen und das Schwinden genauer betrachtet.

Tabelle 8.2: Formänderungen des Betons

Formänderungen von Beton				
lastabhängig			lastunabhängig	
kurzzeitig	langzeitig		zeitunabhängig	zeitabhängig
elastisch (ggf. kleine plastische)	verzögert elastisch	verzögert plastisch	Wärmedehnungen	Feuchtedehnungen (Schwinden, Quellen)
$\epsilon_{el} = \sigma/E$	$\epsilon_k = \varphi(t, t_0) \cdot \epsilon_{el}$		$\epsilon_T = \alpha \cdot \Delta T$	ϵ_{hyg}
reversibel	reversibel	nicht reversibel	reversibel	durch evtl. Feuchtigkeitsänderung reversibel
i. d. R. von der Temperatur unabhängig			von der Temperatur abhängig	

Bei nachträglich ergänzten Bauteilen ist die Aufteilung in lastabhängig und lastunabhängig nicht unbedingt sinnvoll, da die zum jeweils betrachteten Zeitpunkt unterschiedlichen Schwindverformungen des Alt- und des Neubetons, in Abhängigkeit des zeitabhängigen Kriechens eine lastabhängige und lastunabhängige Komponente besitzen. Wegen der Komplexität des Sachverhalts werden zunächst die Einzelkomponenten betrachtet, um im Anschluss eine mögliche kombinierte Bestimmung der Formänderung und der damit einhergehenden Spannungen vorzustellen.

Schwind- und Kriechverformungen werden üblicherweise nach Heft 422 (DAfStb Heft 422:1991) in Verbindung mit DIN 1048-5 (DIN 1048-5 1991-06) bestimmt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde zum Teil von dieser Vorgehensweise abgewichen, um relevante Sachverhalte besser darstellen zu können.

8.7.2 Freies Schwinden

Als Schwinden wird generell die Volumenkontraktion des Zementsteins bzw. des Mörtels oder des Betons bezeichnet. Nach (Grübl et al. 2001, S. 50) ist der Einfluss der Zementart gegenüber anderen Einflüssen, z. B. der Betonzusammensetzung als gering einzustufen. Anhand der nachfolgenden Differenzierung des Schwindvorgangs bezüglich der vorhandenen Teilprozesse und des zeitlichen Ablaufs, soll neben andern der Einfluss der Zementart dargestellt werden.

8.7.2.1 Schwinden von grünem und jungem Beton

Als grüner Beton wird der fertig eingebaute und verdichtete Frischbeton bezeichnet. Nach Abschluss des Erstarrens während der anfänglichen raschen Zunahme des Elastizitätsmoduls und der Betondruckfestigkeit wird der grüne Beton als junger Beton bezeichnet. Die nachfolgend geschilderten Prozesse sind nicht eindeutig einem bestimmten Betonalter zuzuordnen, bestimmen aber in Abhängigkeit des Reifezustands des Betons das Schwindverhalten maßgeblich.

Chemisches Schwinden – chemisches Schrumpfen (ohne Masseverlust)

Bei der Hydratation des Zements entstehen Reaktionsprodukte, deren Volumen kleiner als das Volumen der entsprechenden Ausgangsstoffe (Zement, Wasser) ist. Der durch das chemische Schwinden verursachte Volumenverlust kann mit Gl. 8.2 und Gl. 8.3 beschrieben werden.

$$\text{chemisches Schwinden} = \frac{V_{m,\text{Edukte}} - V_{m,\text{Produkte}}}{V_{m,\text{Klinker}} \cdot \rho_{\text{Klinker}}} \quad \text{Gl. 8.2}$$

mit: V_m molares Volumen
 ρ Dichte der Klinkerphase
 Edukte: Zement, Wasser;
 Produkte: Klinker, Wasser

Die Gleichung Gl. 8.3 (vgl. (Bjøntegaard 1999)) wird durch stöchiometrische Berechnungen bestimmt. Entsprechend der zugrunde gelegten chemischen Reaktionsgleichungen kann das chemische Schwinden berechnet werden. Da jedoch die exakten zementchemischen Reaktionsgleichungen nicht als bekannt vorausgesetzt werden können, ergeben sich aus der Literatur unterschiedliche Angaben zum tatsächlichen Volumenverlust beim chemischen Schwinden. Die Gleichung dient ohne Kenntnis der exakten Reaktionsvorgänge nur der Abschätzung des chemischen Schwindens.

$$V_{CS} = 0,24 \cdot \alpha_{C_3A} + 0,05 \cdot \alpha_{C_3S} + 0,04 \cdot \alpha_{C_2S} + 0,11 \cdot \alpha_{C_4AF} \quad \text{Gl. 8.3}$$

mit: V_{CS} Differenzvolumen aus chemischen Schwinden
 α Hydratationsgrad der Klinkerphasen

Wird für die verwendeten Zemente vereinfacht eine vollständige Hydratation angenommen, dann ergibt sich ein rechnerischer Volumenverlust von 6,5 bis 5,6 % bezogen auf das Ausgangsvolumen.

Tabelle 8.3: V_{cs} in Prozent bei vollständiger Hydratation

$\alpha = 1$		CEM I 32,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5 R-HS
0,05	Alit	3,0	3,1	2,3
0,04	Belit	0,5	0,5	1,0
0,24	C ₃ A (kubisch)	1,2	1,1	0,0
0,24	C ₃ A (orthoromb.)	0,5	0,6	0,0
0,11	C ₄ AF	1,1	1,1	2,2
	Summe	6,3	6,5	5,6

Die für die eigenen Versuche verwendeten Zemente unterscheiden sich bezüglich des chemischen Schwindens entsprechend der oben vorgenommenen Abschätzung um bis zu 15 % voneinander. Dieser theoretische Wert eignet sich jedoch nicht um generelle Aussagen treffen zu können, da sich die theoretische Volumenabnahme durch das chemische Schwinden in Abhängigkeit der Reife unterschiedlich stark auf den Beton auswirkt. Während der Beton noch weich ist (grüner Beton), bewirkt das chemische Schwinden eine nahezu identische Abnahme der äußeren Betonabmessungen. Der Beton sackt wegen seines Eigengewichts in sich zusammen, die entstehenden Hohlräume werden zusammengedrückt. Steift der Beton an, dann verbleiben die gebildeten Hohlräume in der erstarrenden Zementleimmatrix erhalten, da der erstarrende Beton die Eigenlast tragen kann. In der Folge kommt es zu keiner weiteren Abnahme des Volumens durch das chemische Schwinden.

Der Prozess des chemischen Schwindens ist erst bei vollständiger Hydratation (es liegt kein ungebundenes Wasser mehr im Beton vor) beendet, also praktisch nie, sodass mit fortschreitender Hydratation weitere Hohlräume, sprich Poren im erhärtenden Zementstein gebildet werden, ohne dass diese eine Änderung der äußeren Bauteilabmessungen bewirken. Der Verbrauch von Wasser führt jedoch zu einer Reduktion der Durchmesser von Kapillarporen die noch wassergefüllt sind und somit zu einer Erhöhung der kapillaren Unterdrücke im Porengefüge. Damit verbunden ist eine Volumenabnahme des Betons bzw. des Zementsteins (siehe auch chemisches Schwinden des erhärteten Betons).

Aus dem chemischen Schwinden resultieren demnach im grünen Beton keine direkten Zwangsspannungen, weshalb das chemische Schwinden im grünen Beton für die weiteren Betrachtungen nicht von Relevanz ist. Erste Zwangsspannungen treten im erstarrenden und erhärtenden Beton auf. Mit dem chemischen Schwinden ist kein Massenverlust verbunden.

Plastisches Schwinden (mit Masseverlust)

Falls dem Beton nach Erstarrungsbeginn Wasser durch Verdunstung entzogen wird, spricht man vom plastischen Schwinden. Nach (Grübl et al. 2001) führt die Wasserabgabe des Betons zu einer allseitigen Volumenkontraktion. Der Wasserverlust bedingt physikalische Kräfte auf das Betongefüge, indem durch die Verringerung des Füllungsgrads der Poren

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

bzw. durch die Verringerung der Durchmesser der noch gefüllten Poren, Kapillarkräfte des noch ungebundenen Wassers, auf den Beton einwirken.

Der bis zum Erstarrungsbeginn noch relativ leicht verformbare plastische Beton erfährt in dieser Phase starke Verformungen. Mit fortschreitender Erhärtung wird die Verformung durch die Entwicklung des Elastizitätsmoduls gebremst. Die Verformungen aus plastischem Schwinden kommen in der Regel bei einer Druckfestigkeit des jungen Betons von 1 N/mm^2 zum Stillstand. Gemäß (Grübl et al. 2001) hinterlässt das plastische Schwinden im jungen Beton keine Eigenspannungen, wobei das plastische Schwindmaß Werte zwischen 2 bis 6 ‰ erreichen kann.

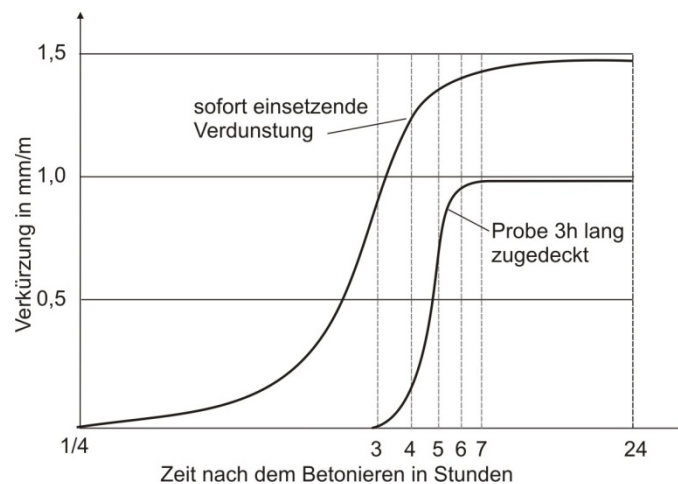


Abbildung 8.114: Verlauf des plastischen Schwindens nach (Grübl et al. 2001)

Durch Schutz des jungen Betons kann das plastische Schwinden stark reduziert werden.

8.7.2.2 Schwinden von erhärteten Beton

Gegenüber dem jungen Beton verursachen Schwindverformungen im erhärtenden Beton Zwangsspannungen die, falls die Entwicklung der Zugfestigkeit hinter diesen zurückbleibt, zu Rissen im Querschnitt führen können. Maßgebend hierfür ist die Austrocknung des Betons.

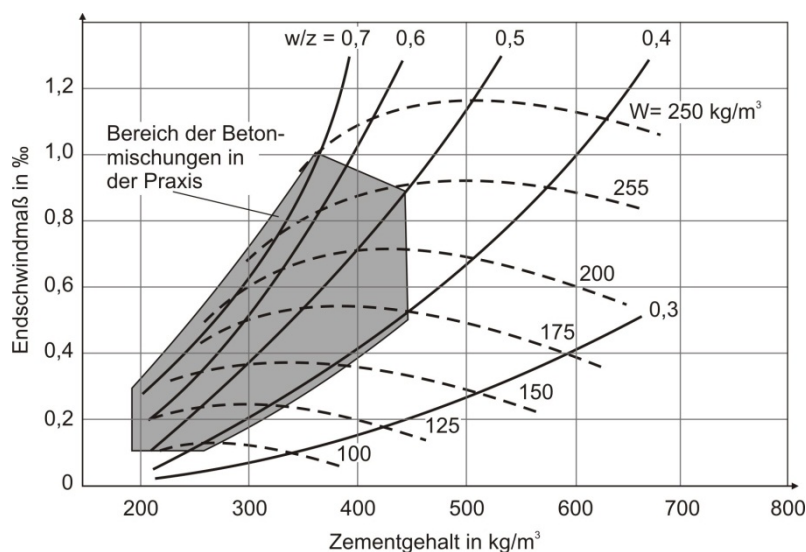


Abbildung 8.115: Endschwindmaß nach (Grübl et al. 2001); ohne plastisches Schwinden

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Die Abbildung 8.115 verdeutlicht den Einfluss des Wassergehalts und der Zementmenge auf das Endschwindmaß. Generell wird deutlich, dass das Endschwindmaß mit steigendem Zementgehalt und Wassergehalt ansteigt.

Das Austrocknen des Betons erfolgt einerseits mit Masseverlust (Austrocknungsschwinden), indem ungebundenes Porenwasser verdunstet und andererseits ohne Masseverlust (Selbstaustrocknung bzw. dem autogenen Schwinden), indem ungebundenes Porenwasser durch die fortschreitende Hydratation verbraucht wird. Die Prozesse laufen parallel zueinander ab, wobei der jeweilige Anteil am Gesamtschwindmaß durch den gewählten w/z-Wert bestimmt wird (vgl. Abbildung 8.116).

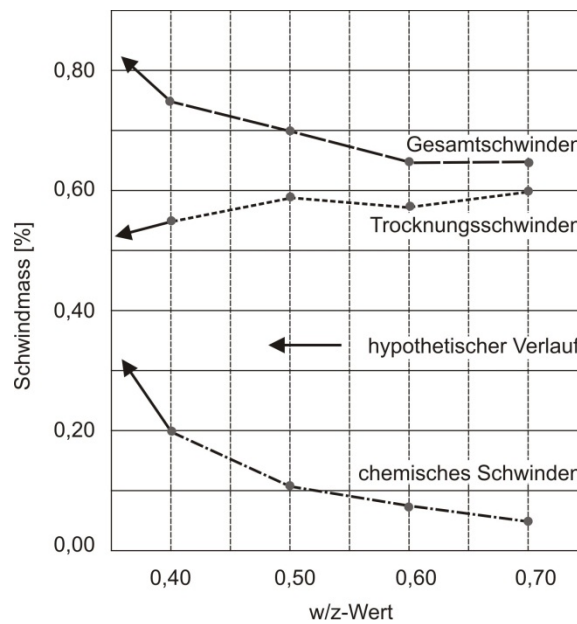


Abbildung 8.116: Anteile des Trocknungs- und autogenem Schwindens (hier als chemisches Schwinden bezeichnet) nach (AG SIA 262-4 2004) im erhärteten Beton

Es besteht allgemein Konsens, dass kapillare Zugspannungen im Porenwasser die Hauptursache des autogenen und des Austrocknungsschwindens sind. Der Verlust von Porenwasser führt zu einer Reduktion der Durchmesser der noch wassergefüllten Poren, der ansteigende kapillare Unterdruck die Formänderung des Betons. Die Zugspannungen im Porenwasser können vereinfacht (Annahme zylindrischer Poren) durch die Gesetze von Laplace (vgl. Gl. 8.4) und Kelvin (vgl. Gl. 8.5) beschrieben werden.

$$p_v - p_k = \frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos\theta}{r} \quad \text{Gl. 8.4}$$

mit:

- p_k Kapillardruck in N/mm²
- p_v Wasserdampfdruck in N/mm²
- σ Oberflächenspannung (Wasser = 72,75 mN/m bei 20 °C)
- θ Randwinkel
- r Krümmungsradius in m

$$p_k - p_v = \frac{R \cdot T}{M \cdot v} \cdot \ln(h)$$

Gl. 8.5

mit:	p_k	Kapillardruck in N/mm ²
	p_v	Wasserdampfdruck in N/mm ²
	R	Ideale Gaskonstante
	T	Temperatur
	M	Molare Masse von Wasser
	h	Relative Luftfeuchte

Theoretisch kann der Kapillardruck Werte von null bis unendlich annehmen. Nach (Balough 1996) führen erst Porendurchmesser von weniger als 50 nm zu einer ausreichenden Kapillarspannung, um Verformungen des Festkörpergerüsts hervorzurufen. In der Höhe sind die Kapillarspannungen durch den Porendurchmesser beschränkt, da mit einem Porendurchmesser kleiner als 2,5 nm kein Meniskus mehr geformt werden kann. Anschaulich bedeutet ein Porendurchmesser von 2,5 nm, dass entlang des Schnittes durch den Meniskus etwa 16 Wassermoleküle angeordnet werden könnten. Nach (Bjøntegaard 1999) beschränkt sich deshalb die Gültigkeit der Gesetze von Kelvin und Laplace auf Porenradien größer als 5 nm, mit einer maximalen Kapillarspannung von ca. 38 N/mm².

8.7.2.3 Bestimmung der Schwindverformungen

Üblicherweise werden Schwindverformungen an Festbeton ab einem Alter von einem Tag nach (DAfStb Heft 422:1991) in Verbindung mit (DIN 1048-5:1991-06) an zylindrischen Probekörpern mit einer Höhe von 400 mm und einem Durchmesser von 150 mm bestimmt.

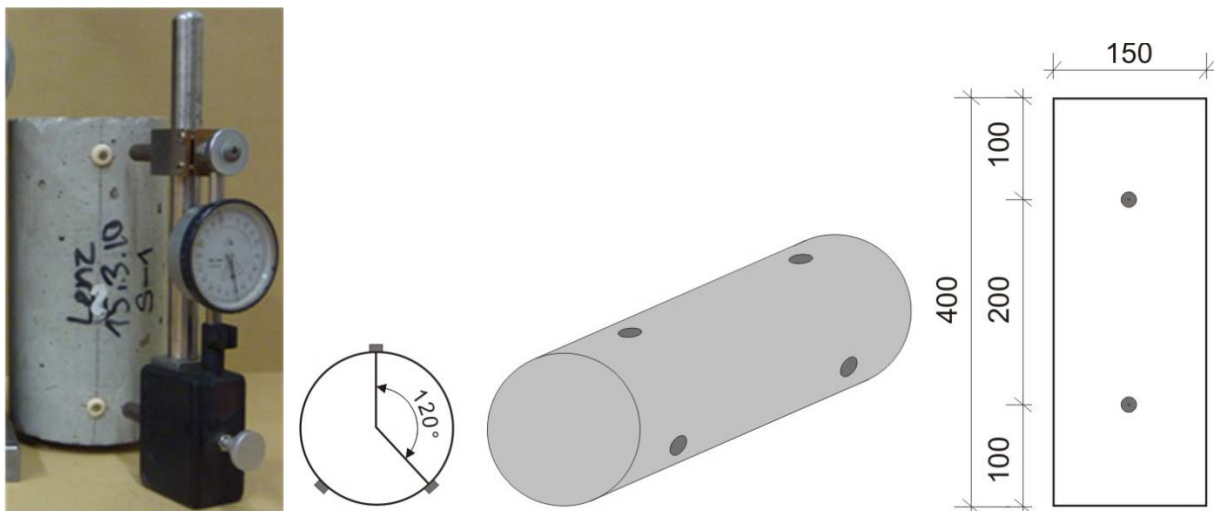


Abbildung 8.117: Probekörper zur Bestimmung der Schwindverformungen nach (DAfStb Heft 422:1991)

Die Messmarken sind auf den Seiten oder auf den Mantelflächen anzubringen, wobei mindestens zwei gegenüberliegende Messstrecken anzuordnen sind. Um eventuelle Verkrümmungen der Körper ausgleichen zu können wurden drei Messlinien in einem Winkel von 120° zueinander an der Mantelfläche angebracht. Das Schwindmaß wird gemäß Gl. 8.6 bestimmt.

$$\epsilon_{s,t} = (l_t - l_0)/l_0$$

Gl. 8.6

mit: $\epsilon_{s,t}$ Schwindmaß zum Zeitpunkt t
 l_t Länge der Messstrecke zum Zeitpunkt t
 l_0 Länge der Messstrecke bei der Nullmessung

Herstellungsbedingt erfolgt die Nullmessung nach dem Entschalen des Körpers und dem Anbringen der Messmarken ca. einen Tag nach Wasserzugabe. Im Rahmen dieser Arbeit erschien dies jedoch als nicht ausreichend genau, da sich wesentliche Schwindverformungen bereits kurz nach Wasserzugabe und damit verbundene Zwangsspannungen bereits wenige Stunden nach Wasserzugabe mit der Entwicklung des Elastizitätsmoduls einstellen. Deshalb wurde das freie Schwinden (inkl. dem plastischem Schwinden) der Alt- und Neubetone mit Schwindrinnen ((Teubert und Greim GmbH 2007) bestimmt.

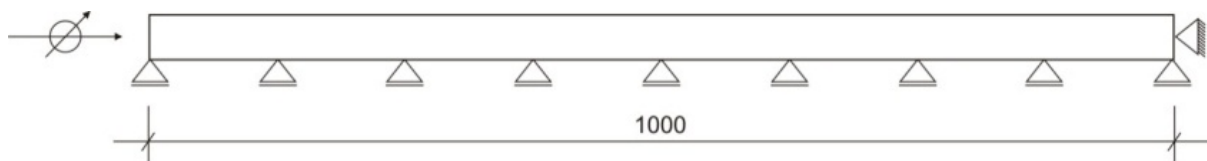
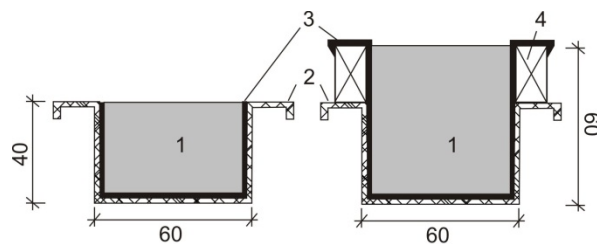


Abbildung 8.118: verwendete Schwindrinnen
 Oben: modifizierte Schwindrinne mit einbetonierten Thermodraht
 Unten: Schema



- 1 Schwindkörper aus Beton
- 2 Schwindrinne aus Stahl
- 3 Neopreneinlage mit Teflon besprüht
- 4 Holzleiste aufgeklebt

Abbildung 8.119: Schnitte durch die Schwindrinne
 Links: Standardrinne
 Rechts: modifizierte Rinne

Um die Messungen auf ein repräsentatives Volumen zu beziehen, wurden der Querschnitt der Rinnen von 40/60 mm auf 60/60 mm vergrößert (Mindestabmessungen $\geq 3,75 d_g$). Prinzipiell ist der Betonkörper an einem Ende durch einen Festpunkt gehalten. Das freie Ende des Körpers kann sich entgegen der Reibung des Körpers in der Rinne zum Festpunkt

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

relativ verschieben. Die Reibung des Betonkörpers mit der Rinne wird durch eine Neopreneinlage sowie durch zusätzliche Trennmittel minimiert. Für die kontinuierliche Messung der Verformung des freien Endes wurden induktive Wegaufnehmer mit einem Messbereich von $\pm 2,5$ mm und einer Genauigkeit von $1,0 \mu\text{m}$ verwendet. Gegenüber vertikalen Messsystemen bietet das horizontale System den Vorteil, dass das chemische Schwinden das Messergebnis nicht verfälscht (vgl. Abbildung 8.120), da die Sackung in Dickenrichtung erfolgt.

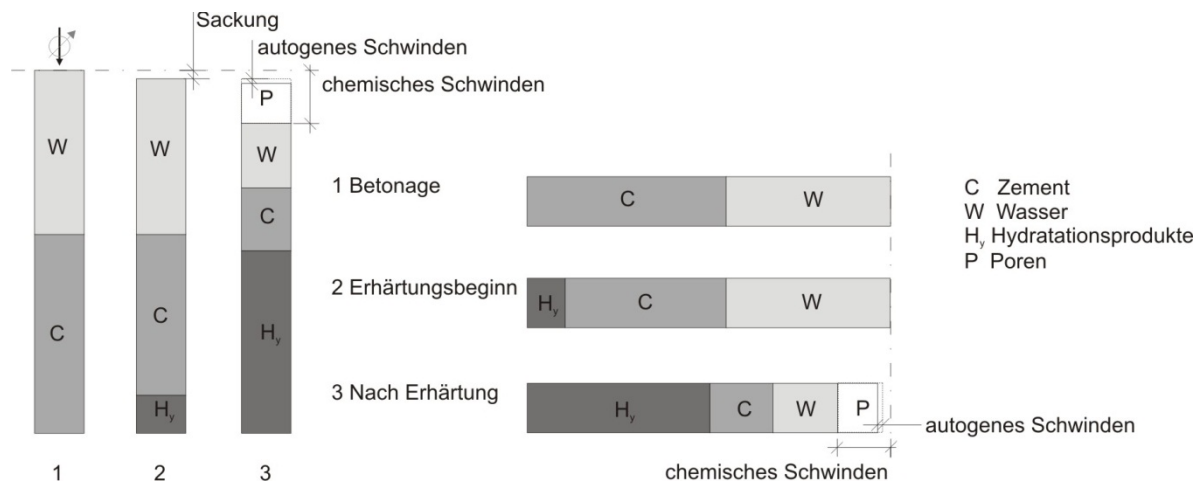


Abbildung 8.120: Einfluss der Lagerung zur Bestimmung der Schwindverformungen

Die Schwindverformungen wurden im Anschluss an die Betonage bis zu einem Mindestbetonalter von 28 Tagen der Neubetone bzw. von 56 Tagen der Altbetone aufgezeichnet.

Die Abbildung 8.121 zeigt die Schwindverläufe von zwei Betonmischungen vom Zeitpunkt der Wasserzugabe bis sieben Tage danach. Durch die Wahl des Bezugszeitpunkts der Schwindverläufe kann das Endschwindmaß erheblich beeinflusst werden. Die blauen Verläufe sind die Rohschwindverläufe. Die großen Verformungen zu Beginn sind auf das plastische Schwinden zurückzuführen.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

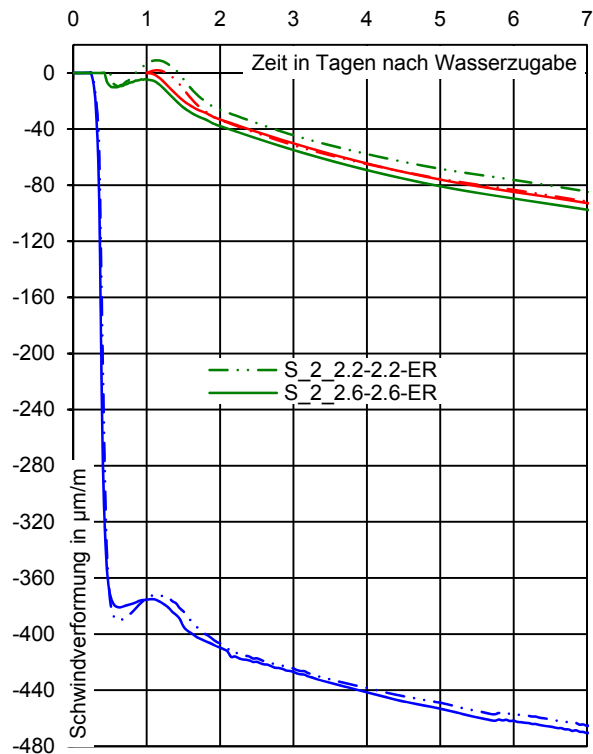


Abbildung 8.121: Exemplarische Schwindverläufe (gestrichelte Linie CEM I 42,5R+FM 500F, durchgezogene Linie CEM I 42,5R+FM794)
Blaue Verläufe: Rohdaten
Grüne Verläufe: Schwindverformung auf den Erhärtungszeitpunkt bezogen
Rote Verläufe: Schwindverformung auf einen Tag nach Wasserzugabe bezogen

Falls die Schwindverformung nach Standardverfahren bestimmt werden (Bezugspunkt ca. einen Tag nach Wasserzugabe, Abbildung 8.121 Rote Verläufe), dann sind die Schwindverläufe der beiden Mischungen nahezu deckungsgleich. Werden die Schwindverläufe auf Basis der jeweiligen Erhärtungszeitpunkte (Bezugspunkt anhand der Steigung der Rohdaten, Abbildung 8.121 Grüne Verläufe) der Mischungen bezogen, dann weichen die Schwindverläufe doch erheblich voneinander ab.

Um die Schwindmaße direkt miteinander vergleichen zu können muss daher ein eindeutiger Bezugspunkt gefunden werden. Zudem ist zu unterscheiden welche Schwindverformungen zu Zwangsspannungen und somit zu eventuellen Vorschädigungen des Verbundes führen. Die Wahl des Bezugszeitpunktes gestaltet sich schwierig, da eine eindeutige Bestimmung bzw. Definition des Erhärtungsbeginns nicht vorliegt. Es stellt sich die Frage, wie der Zeitpunkt t_0 bestimmt werden kann, ab dem Schwindverformungen Zwangsspannungen im Betongefüge hervorrufen. Die Abbildung 8.122 verdeutlicht dabei dass der Erhärtungszeitpunkt nicht eindeutig festlegbar ist. In der Literatur finden sich zudem nur vage Angaben unter Berücksichtigung größerer Zeitspannen. Im Mittel kann von ca. 7 Stunden ausgegangen werden (vgl. Abbildung 8.123). Um die Schwindverläufe der eigenen Mischungen miteinander vergleichen zu können muss daher ein einheitlicher Bezugspunkt t_0 gewählt werden.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

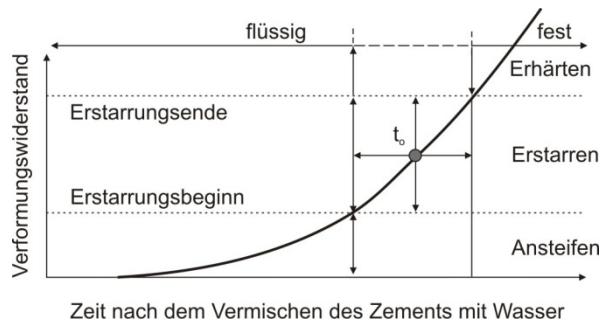


Abbildung 8.122: Festlegung des relevanten Zeitpunkts t_0 als Bezugspunkt für relevante Schwindverformungen

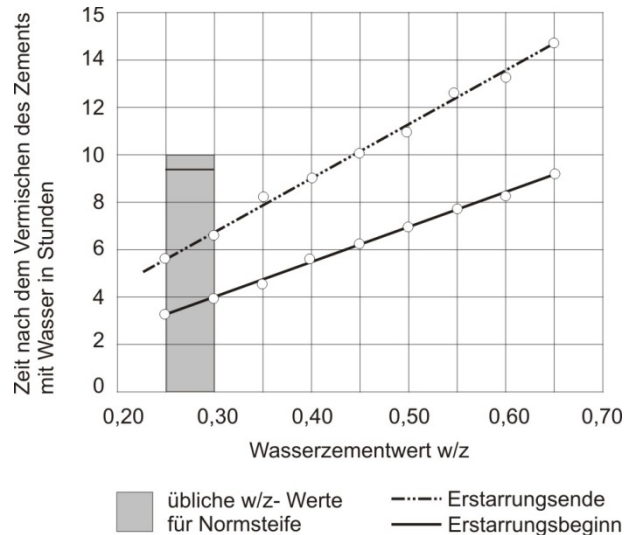


Abbildung 8.123: Erstarrungszeitpunkt von Zement nach (Grübl et al. 2001) in Abhängigkeit des w/z-Wertes

In RILEM TC 181-EAS stellt (Weiss 2003) aktuell gängige Verfahren (Penetrationstests, Ultraschall, Messung der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit, usw.) zur Bestimmung des Erhärtungszeitpunktes vor, wobei er zum Schluss kommt, dass die Ergebnisse der einzelnen Verfahren nur bedingt miteinander verglichen werden können. Nach (Fontana 2006) lässt sich t_0 mit so genannten Temperatur-Spannungs-Prüfmaschinen (TSTM) bestimmen. Aufgrund des damit verbundenen erheblichen Aufwandes schlägt er vor t_0 anhand des Maximums der Verformungsgeschwindigkeit zu bestimmen. Im Folgenden soll überprüft werde, ob dieses Vorgehen für die eigenen Versuche geeignet ist.

Die Schwindverformungen der verwendeten Mischungen wurden mit mindestens zwei Schwindrinnen bestimmt. Die in Abbildung 8.124 dargestellten roten Verläufe entsprechen beispielhaft den Rohdaten von zwei Schwindrinnen (gestrichelte Linie für Rinne 1, gestrichelpunktete Linie für Rinne 2) der Mischung S_2_2.6-2.6. In Abbildung 8.124 Links ist der Schwindverlauf über 7 Tage dargestellt. Die rechte Abbildung zeigt den Schwindverlauf für Rinne 2 für den Zeitraum von 0,2 bis 0,6 Tage nach Wasserzugabe.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

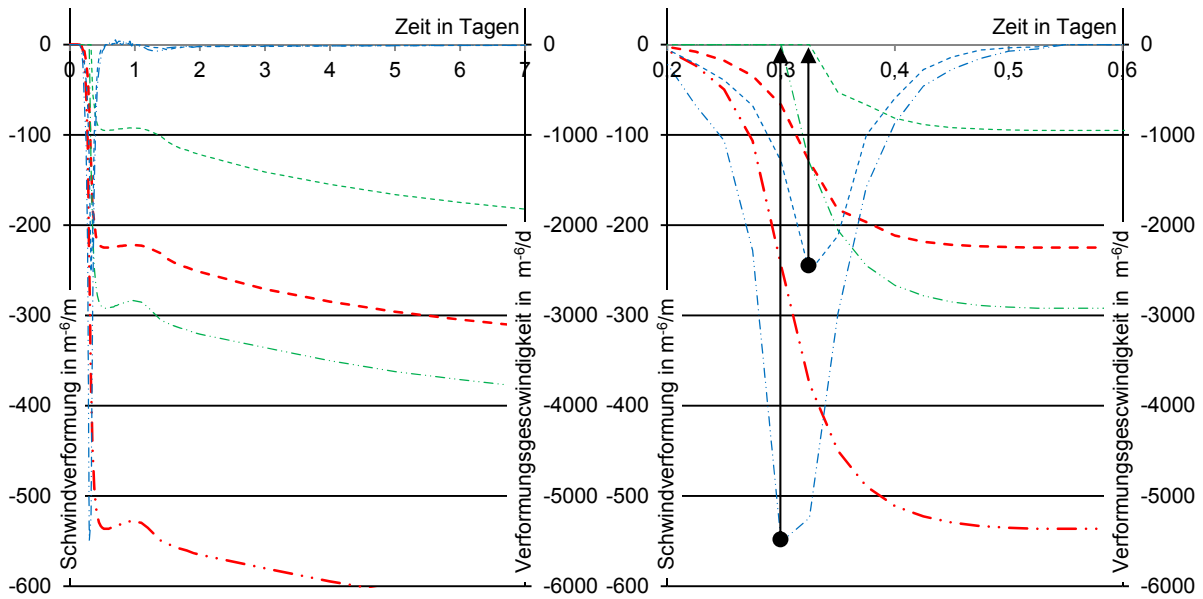


Abbildung 8.124: Mischung S_2_2.6-2.6: Bestimmung von t_0 anhand der maximalen Verformungsgeschwindigkeit (Links: nur eine Rinne dargestellt), Zeit nach Wasserzugabe
Rote Verläufe: Rohdaten der Rinnen 1 und 2
Blaue Verläufe: Verformungsgeschwindigkeit der Rinnen 1 und 2
Grüne Verläufe: Auf t_0 bezogene Verläufe der Rinnen 1 und 2

Die Schwindverläufe der Einzelmessungen weichen vor allem in den ersten Stunden der Messung stark voneinander ab. Die Verformungsgeschwindigkeit der beiden Mischungen ist blau dargestellt. Wird der Zeitpunkt t_0 anhand des Maximums der Verformungsgeschwindigkeit (blaue Kurve in Abbildung 8.124 Rechts) festgelegt und die Rohdaten darauf bezogen, ergeben sich die grünen Verläufe. Für die eigenen Untersuchungen zeigt sich, dass der Bezug der Schwindverformungen auf den Zeitpunkt t_0 der maximalen Verformungsgeschwindigkeit keine befriedigenden Ergebnisse liefert. Die so bezogenen Verläufe (vgl. Abbildung 8.124 Links, grüne Verläufe) weichen extrem voneinander ab. Die Auswertung des Mittelwertes der beiden bezogenen Schwindverläufe ist nicht sinnvoll.

Die starken Abweichungen zwischen den beiden, auf die Verformungsgeschwindigkeit bezogenen Verläufen müssen für die eigenen Versuche, im Vergleich zu den Versuchen von (Fontana 2006), der mit feinkörnigen Zementleimen experimentierte, auf das weniger homogene Gefüge der verwendeten Betone mit einem Größtkorn von 16 mm zurückgeführt werden. Generell ist für die verwendeten Betone mit einer weitergehenden Verformungsbehinderung durch das vorhandene Korngerüst zu rechnen. Das Betongefüge zum Erstarrungsbeginn kann im Gegensatz zu Zementleim bzw. Mörtel nicht als homogen angenommen werden, wodurch die festgestellten Abweichungen erklärt werden können.

Für die Auswertung der eigenen Versuche wurde der Zeitpunkt t_0 anhand der Abnahme der Verformungsgeschwindigkeit gewählt, wobei das Abfallen der Verformungsgeschwindigkeit nach Erhärtungsbeginn auf Werte unter $320 \mu\text{m/d}$ (vgl. Abbildung 8.125) als Grenzwert gewählt wurde.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

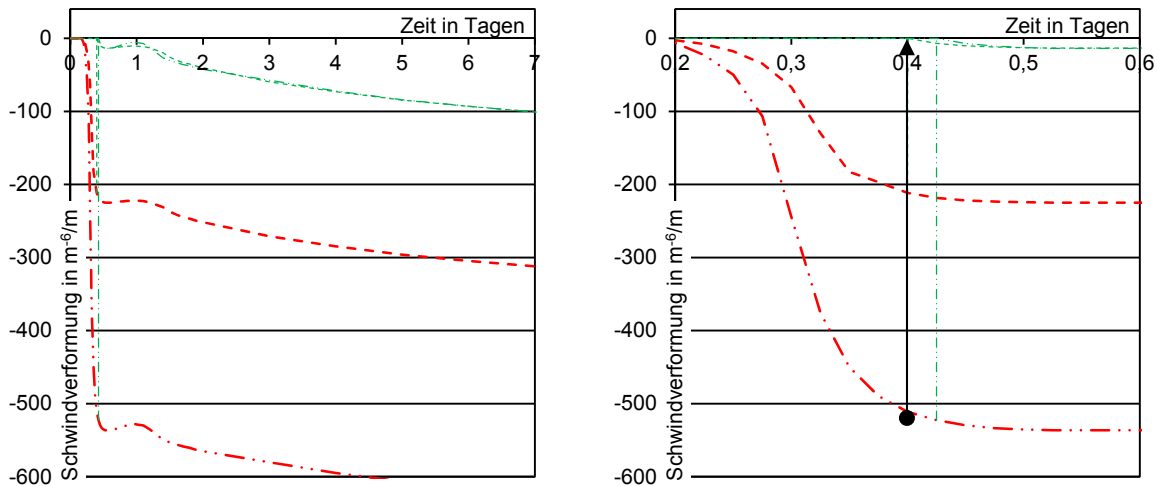


Abbildung 8.125: Mischung S_2_2.6-2.6: Bestimmung von t_0 anhand des Abfalls der Verformungsgeschwindigkeit, Zeit nach Wasserzugabe
Rote Verläufe: Rohdaten der Rinnen 1 und 2
Grüne Verläufe: Auf t_0 bezogene Verläufe der Rinnen 1 und 2

Durch den gewählten Bezugswert konnten die Schwindverläufe zur Deckung gebracht werden, womit eine Mittelwertbildung möglich wurde.

An dieser Stelle muss darauf hingewiesen werden, dass dieses Verfahren nicht zur exakten Bestimmung des Erstarrungsendes herangezogen werden soll, sondern nur einen einheitlichen Bezugswert für den Vergleich der Schwindverformungen liefern soll. Das gewählte Verfahren zeigt jedoch durch die weitgehende Deckungsgleichheit der Verläufe, dass beiden Schwindverläufen dieselben Einwirkungen und Widerstände zugrunde liegen. Es wird also ein homogener Baustoff – erhärtender Beton – betrachtet, wobei der Erhärtungszeitpunkt gegenüber erhärtendem Zement bzw. Mörtel zeitlich nach hinten verschoben wurde. Zudem zeigen Arbeitslinien für grünen Beton (vgl. Abbildung 8.126), dass zwischen Erstarrungsbeginn und Erstarrungsende nur geringfügige Zwänge im Betongefüge aufgebaut werden. Für die eigenen Untersuchungen erschien es deswegen als gerechtfertigt einen späteren Bezugszeitpunkt zu wählen.

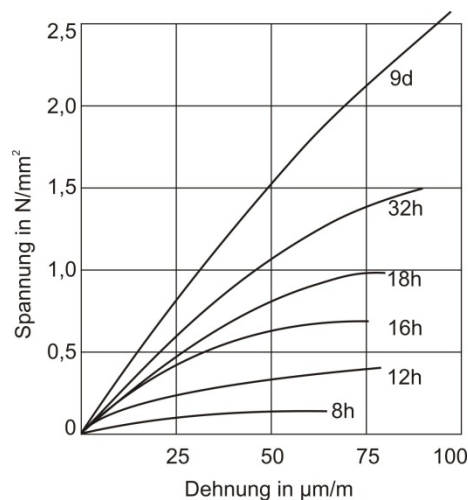


Abbildung 8.126: Arbeitslinien für jungen Beton nach (Weigler, Karl 1974)

Die in Abbildung 8.125 dargestellten Schwindverformungen sind auf den Zeitpunkt der Wasserzugabe bezogen. Um die Ergebnisse der Schwindverformungen direkt miteinander vergleichen zu können, muss deshalb die Zeitachse noch im gewählten Erhärtungszeitpunkt t_0 zu Null gesetzt werden.

8.7.2.4 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

Die Abbildung 8.127 verdeutlicht die Grundtendenzen des Schwindens, je mehr Zement für die Betonmischung verwendet wird desto größer das Schwindmaß. Die höher festen Mischungen 3.x und 31.x zeigen erheblich höhere Schwindmaße.

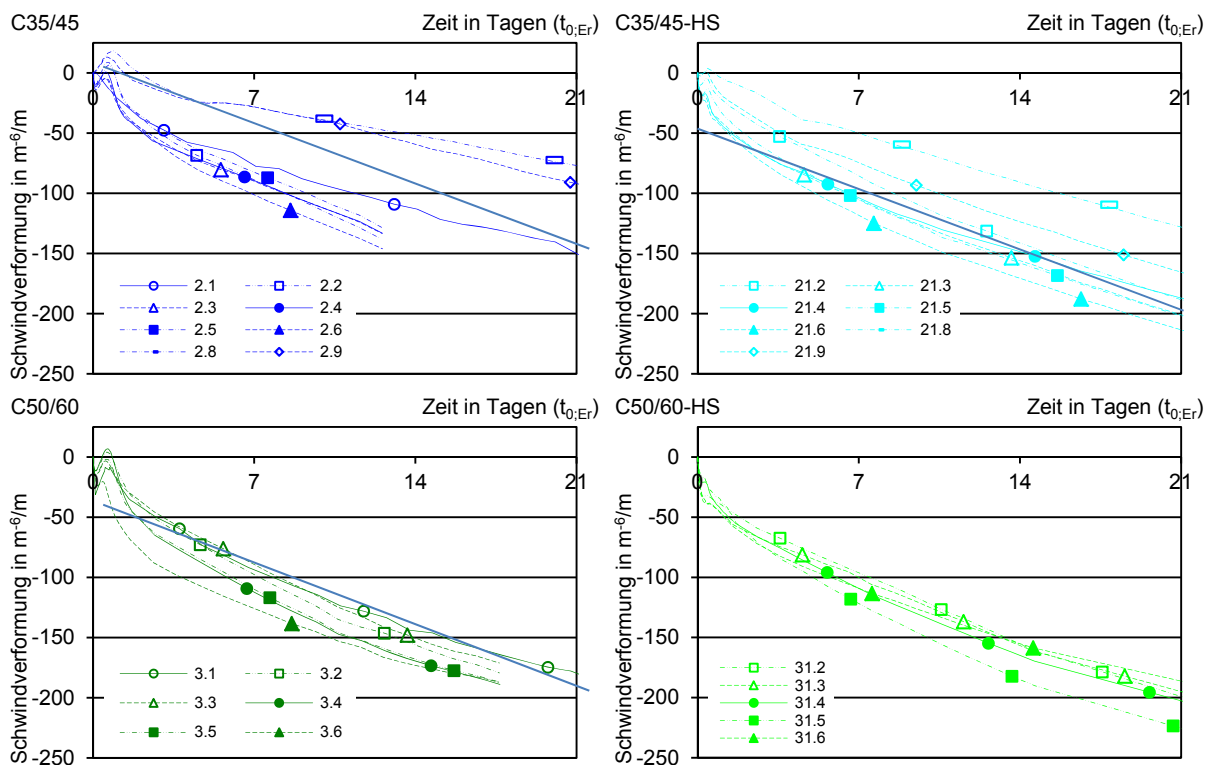


Abbildung 8.127: Auf den Erhärtungszeitpunkt bezogene Schwindverformungen;
Oben: Zielfestigkeitsklasse C35/45
Unten: Zielfestigkeitsklasse C50/60
Links: CEM I 42,5 R
Rechts: CEM I 42,5 R-HS)

Weniger ausgeprägt ist der Einfluss des Fließmitteltyps auf das Schwinden. Entsprechend den Ausführungen von (Fontana 2006) wurde erwartet, dass das Schwinden durch die Zugabe des Fließmittels auf polycarboxylat Basis FM 794 (Mischungen x.5 und x.6), aufgrund der Absenkung der Oberflächenspannung der Porenlösung, gegenüber den anderen Mischungen hätte reduziert werden können. Das Gegenteil hierzu wurde bei den eigenen Untersuchungen beobachtet, die betreffenden Mischungen zeigten meist die größeren Schwindmaße auf. Extrem positiv wurde das Schwinden durch die Zugabe des Fließmittels FM 30 (Mischungen x.8 und x.9), ein Vertreter der Fließmittel auf polykondensat Basis beeinflusst. Die gemessenen Schwindverformungen sind deutlich kleiner als die der restlichen Mischungen. Die Schwindmaße der Mischungen bei Zugabe von FM 500 F

(Mischungen x.2 und x.3) unterscheiden sich jedoch nur unwesentlich von den Mischungen mit FM 794 (PC) als zugesetztes Fließmittel.

These 25: „Eine generelle Aussage zum Schwindmaß von Beton anhand des Fließmitteltyps (Polycarboxylat (PC) bzw. Polykondensat (PK)) ist nicht möglich.“

Als auffälligstes Ergebnis der Auswertung der Schwindverformungen sind die Unterschiede hinsichtlich der verwendeten Zementart (Abbildung 8.127 Links bzw. Rechts) zu nennen.

Nach einer kurzen Schwindphase zeigen die Mischungen mit CEM I 42,5 R im Gegensatz zu den Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS ein sehr ausgeprägtes Quellen. Das Quellen kann durch die unterschiedliche Entwicklung der Hydratationswärme der Zemente jedoch nicht alleine erklärt werden.

Im Falle des C_3A armen Zements läuft die Hydratation zwar vergleichsweise etwas langsamer ab (vgl. Abbildung 7.5), die großen Unterschiede können jedoch dadurch nicht erklärt werden. Zudem spielt die Entwicklung der Hydratationswärme für die Versuche nur eine untergeordnete Rolle, da wegen der definierten Lagerungsbedingungen und der Probekörpergeometrie ein kontinuierlicher Wärmeabfluss ermöglicht und ein unterschiedliches Aufheizen der Schwindkörper ausgeschlossen wurde.

Die generellen Charakteristika der Schwindverläufe der Mischungen mit normalem Portlandzement (Abbildung 8.127 Links) und dem C_3A armen Zement (Abbildung 8.127 Rechts) unterscheiden sich zudem insofern, dass die Verläufe im Bereich von etwa 2 bis zu 14 Tagen bei C_3A armen Zement eher gestreckter, also mit konstanter Steigung verlaufen. Im Gegensatz dazu zeigen die Verläufe der Mischungen mit normalem Portlandzement anfangs eine stärkere Steigung, die mit fortschreitender Hydratation abnimmt.

In Abbildung 8.128 sind zum Vergleich die gemessenen, auf einen Tag nach Wasserzugabe ($t_{0,1d}$) bezogen Schwindverformungen dargestellt.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

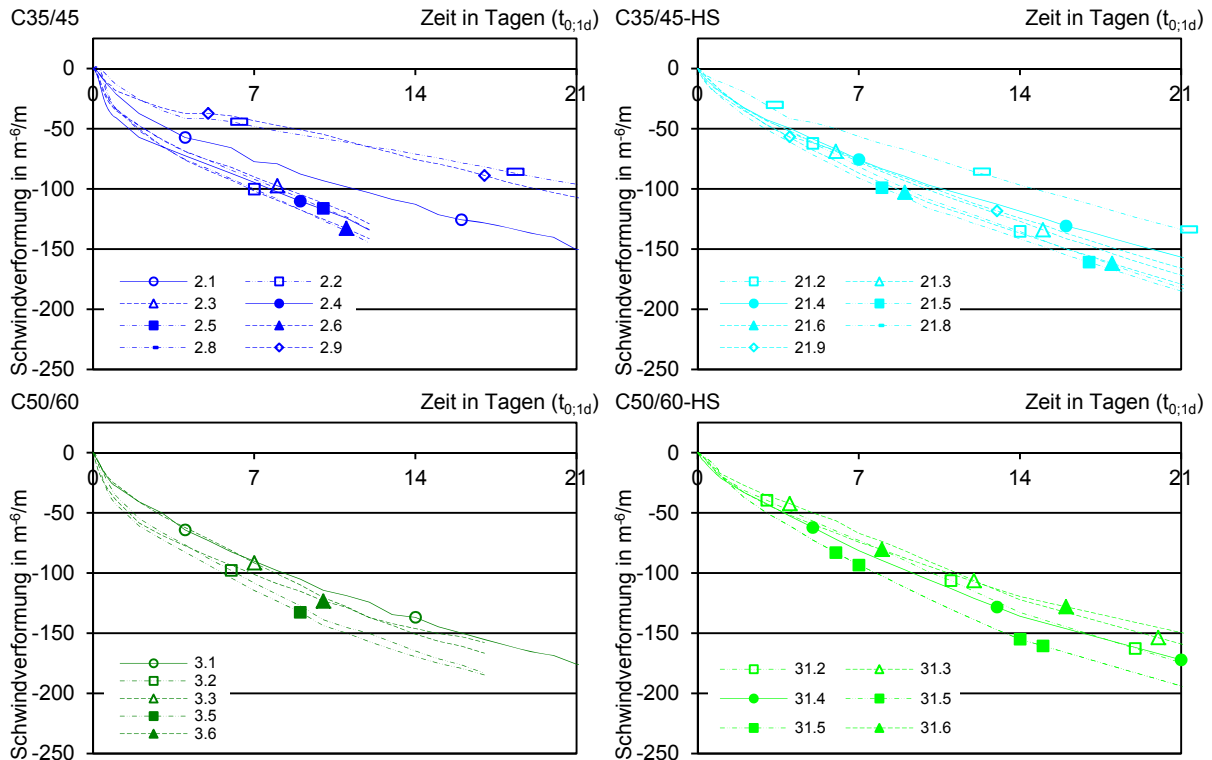


Abbildung 8.128: Schwindverformungen auf einen Tag nach Wasserzugabe bezogen;
Oben: Zielstärkeklasse C35/45
Unten: Zielstärkeklasse C50/60
Links: CEM I 42,5 R
Rechts: CEM I 42,5 R-HS)

Der direkte Vergleich der Abbildung 8.127 mit Abbildung 8.128 zeigt, dass durch die nicht berücksichtigte Erhärtungsphase wesentliche Charakteristika der Schwindverläufe verlorengehen.

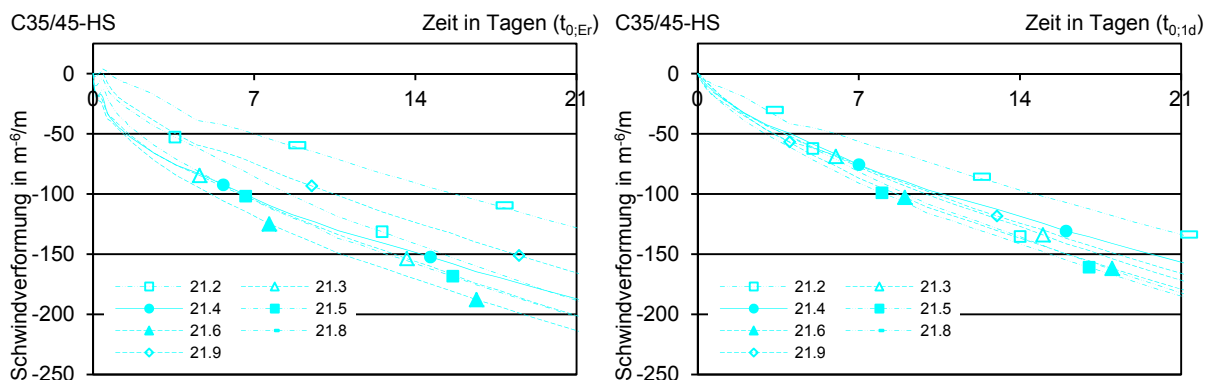


Abbildung 8.129: Schwindverformungen Zielstärkeklasse C35/45, CEM I 42,5 R-HS
links: Bezug auf den Erhärtungszeitpunkt
rechts: Bezug auf einen Tag nach Wasserzugabe

Am Beispiel der Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS (vgl. Abbildung 8.129) wird deutlich, dass die Unterschiede zwischen den Mischungen kleiner werden falls t_0 auf einen Tag nach Wasserzugabe bezogen wird. Der Einfluss der Betonzusammensetzung hinsichtlich der Schwindverformungen wird aufgrund der Wahl des Bezugszeitpunktes von einem Tag nach Wasserzugabe unterschätzt. Für die weiteren Auswertungen werden deshalb die auf den Erhärtungszeitpunkt bezogenen Daten verwendet.

8.7.3 Kriechen

Als Kriechen wird die zeit- und lastabhängige Zunahme der Verformungen des Betons unter Dauerlast bei Ausschluss von Schwinden und Quellen bezeichnet. Die anfängliche, große Verformungszunahme nimmt mit fortschreitender Belastungsdauer ab. Die generellen Zusammenhänge können der Abbildung 8.130 entnommen werden.

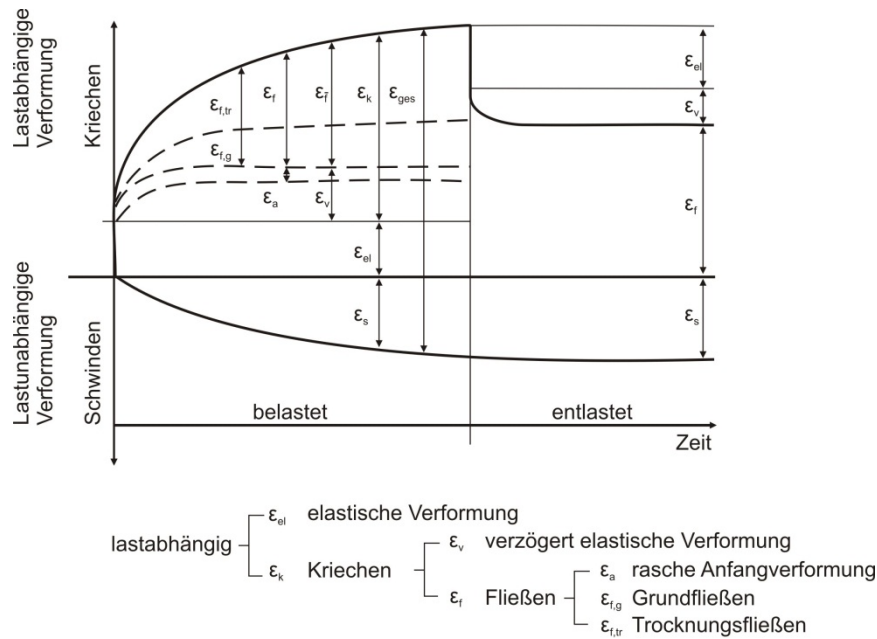


Abbildung 8.130: Schematische Darstellung des Kriechens und Schwindens nach (Grübl et al. 2001)

Werden durch Schwinden Zwangsspannungen im Verbundkörper hervorgerufen, dann können diese zum Teil durch das Kriechen wieder abgebaut werden. Der Abbau von Zwangsspannungen durch Kriechen wird als Relaxation bezeichnet.

Bei den zu betrachteten Verbundkörpern entstehen durch das unterschiedliche Schwindverhalten von Alt- und Neubeton einerseits Druckspannungen im Altbeton, andererseits Zugspannungen im Neubeton. Durch Druckkriechen des Altbetons können zwar auch Zugspannungen im Neubeton abgebaut werden, von näherem Interesse ist jedoch das korrespondierenden Zugkriechen im Neubeton. In der Regel wird ein Versagen der Verbundfuge auf die Überschreitung der Zugfestigkeit des Neubetons zurückzuführen. Nach (DAfStb Heft 498:2000) kann bei biegebeanspruchten Bauteilen von annähernd gleich großen Kriechzahlen ϕ in der Druck- und Zugzone ausgegangen werden. Es kann also anhand von Druckkriechversuchen auf die Zugkriechzahl geschlossen werden. Hinsichtlich des Zugrelaxationsvermögens des Betons zeigten die Versuche von (DAfStb Heft 498:2000), dass eine aufgebrachte Zugspannung von ca. 60 % der Bruchzugspannung innerhalb von wenigen Stunden auf 80 % des ursprünglichen Werts abgesunken war, bei nahezu gleichbleibender Kurzzeitzugfestigkeit. Ausgehend von diesen Ergebnissen wurden auch eigene, exemplarische Versuche zum Kriechverhalten des Neubetons durchgeführt.

These 26: „Durch das unterschiedliche Schwindverhalten von Alt- und Neubeton entstehen Druckspannungen im Altbeton und Zugspannungen im Neubeton, die durch Kriechen kompensiert werden können.“

Zur Bestimmung der Kriechverformungen wurden modifizierte Dauerstände, die im Rahmen der Arbeiten von (Mühlbauer 2012) entwickelt wurden eingesetzt. Ein verwendeter Messstand ist in Abbildung 8.131 exemplarisch dargestellt.

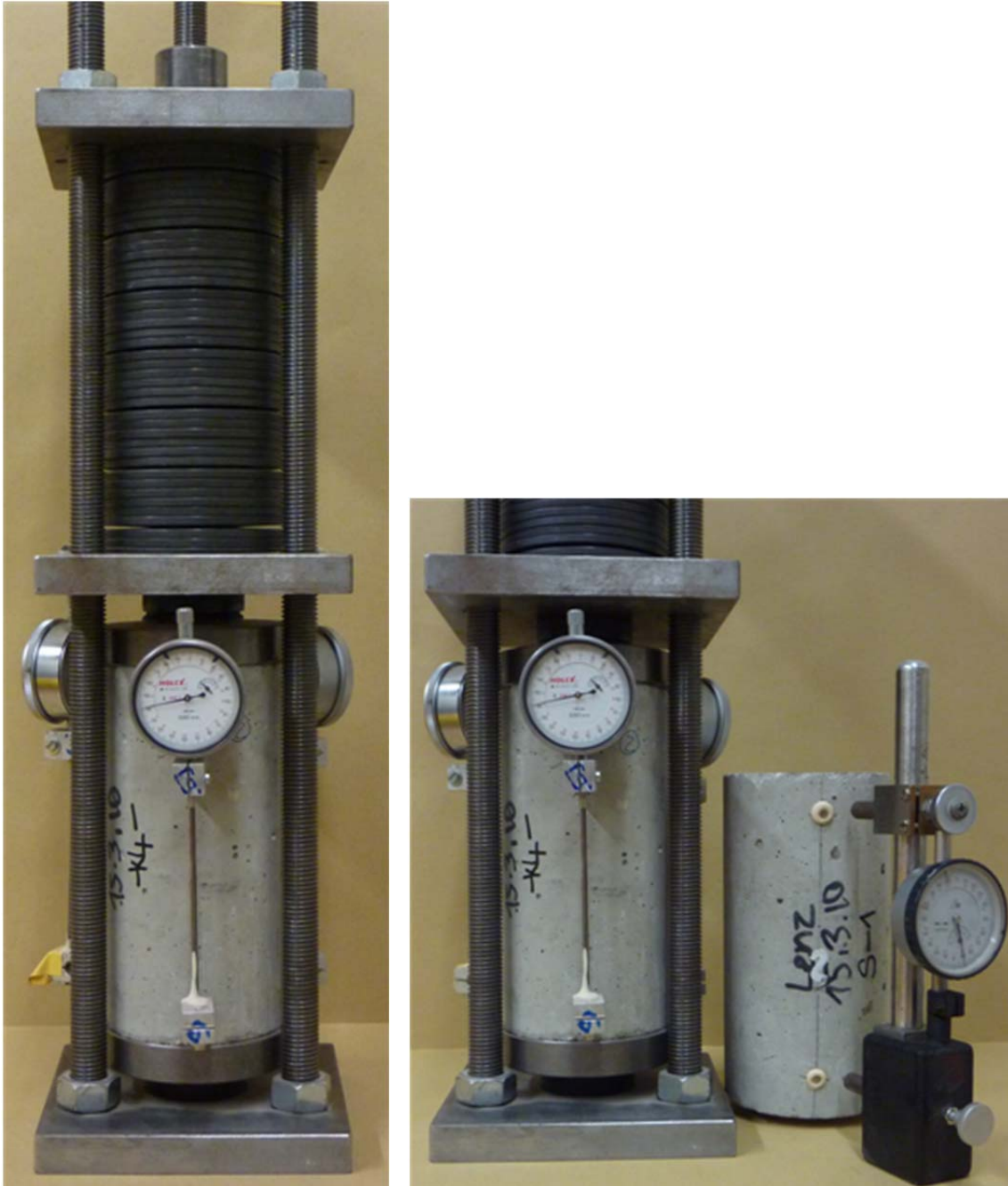


Abbildung 8.131: Kriechstände nach (Mühlbauer 2012)

Als Probekörper wurden geschalte Betonzylinder mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 200 mm verwendet. Die Lasteinleitung erfolgte an beiden Enden des Körpers durch Kalotten und zusätzlichen Lastverteilungsplatten, um Exzentrizitäten auszuschließen. Die eigentliche Belastung der Probekörper erfolgte durch eine hydraulische Presse über die

obere Platte des Messstandes. Die Kraft wurde dabei in Laststufen entsprechend (DAfStb Heft 422:1991) aufgebracht. Nach der weggesteuerten Lastaufbringung wurde der Prüfstand selbst, durch Anziehen der Gewindestangen auf die Prüflast vorgespannt, wobei die an der hydraulischen Presse abzulesende Kraft auf null abfällt. Durch die Kombination (Reihen- und Parallelschaltung, vgl. (Adolf Schnorr GmbH + Co. KG 2004), (Adolf Schnorr GmbH + Co. KG 1997)) von Tellerfedern mit bekannter Arbeitslinie, konnte unter Annahme der zu erwarteten Kriechverformung eine nahezu konstante Druckbeanspruchung der Probekörper über den Betrachtungszeitraum gewährleistet werden.

Die Messung der Verformungen erfolgte mit drei über den Umfang verteilten Messuhren mit einer Auflösung von 0,001 mm um Exzentrizitäten auszuschließen. Die freien Schwindverformungen wurden parallel an Zylindern gemessen, um gleiche Bauteile auf Kriechen und Schwinden zu untersuchen. Die Schwindverformungen wurden entgegen den Ausführungen in Kapitel 8.7.2 nicht auf den Erhärtungszeitpunkt bezogen, da nur der Anteil der Schwindverformungen aus der gemessenen Kriechverformung herausgerechnet werden musste.

Das Ziel der Versuche bestand darin den Kriechverlauf des Neubetons in Abhängigkeit des Betonalters und der Belastung zu bestimmen. Hierfür wurden jeweils Proben mit einem Probenalter (Zeitpunkt der Wasserzugabe) von 2, 3 und 10 Tagen untersucht. In Anlehnung an (DIN 1048-5:1991-06) wurden für die verschiedenen Belastungszeitpunkte Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit bestimmt. Die Prüfspannung der Kriechversuche wurde jeweils zu einem Drittel der zum Belastungszeitpunkt vorhandenen Bruchdruckspannung festgelegt.

In Abbildung 8.132 sind die Kriechverformungen (Rote Verläufe) für drei unterschiedliche Belastungszeitpunkte mit zugehörigen Belastungen dargestellt. Obwohl die Verläufe für verschiedene Kriechspannungen ermittelt wurden, können die Ergebnisse miteinander verglichen werden, da als kriechwirksame Druckspannung stets ein Drittel der zum Zeitpunkt der Belastung vorhandenen Bruchdruckspannung aufgebracht wurde. Die sofortige, elastische Verformung ist in Abbildung 8.132 nicht dargestellt. Die blauen Verläufe stellen das freie Schwinden der Referenzkörper dar.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

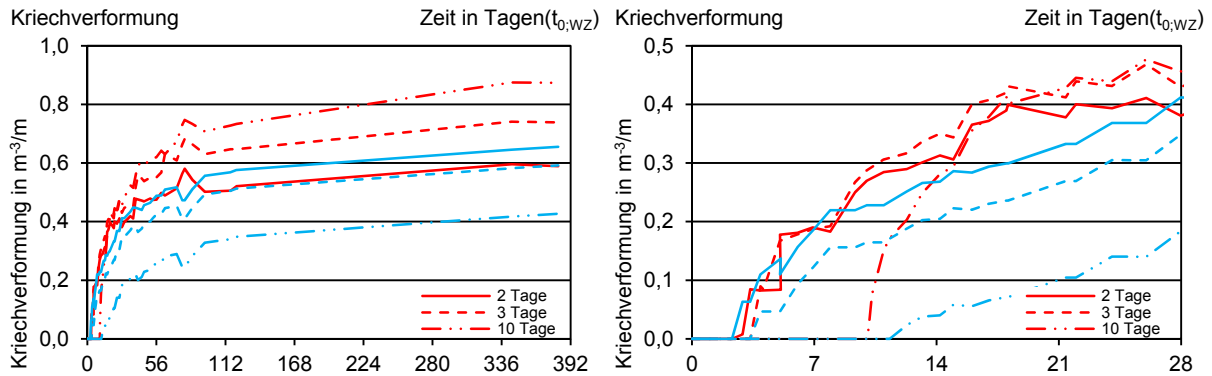


Abbildung 8.132: Kriech- und Schwindverformungen; Belastungszeitpunkte 2, 3 und 10 Tage nach Wasserzugabe
Rote Verläufe: Kriechen (freies Schwinden abgezogen)
Blaue Verläufe: Freies Schwinden ab Belastungszeitpunkt

Es wird deutlich, dass das Kriechen das Schwinden deutlich übersteigt (Belastung nach 3 und 10 Tagen), bzw. dem Schwinden entspricht (Belastung nach 2 Tagen). Die Schwindspannungen können durch das Kriechen kompensiert werden. Des Weiteren wird deutlich, dass das Endkriechmaß anfangs nur unwesentlich vom Belastungsalter bzw. der korrespondierenden Belastung abhängt. Durch den Festigkeitszuwachs über das Betonalter weichen die „Endkriechmaße“ jedoch voneinander ab. Hier spielt offensichtlich das Verhältnis der Prüfspannung zur zeitlichen Betonfestigkeit eine größere Rolle.

These 27: „Das Kriechmaß entspricht bzw. übersteigt das Schwindmaß, wodurch Zwängungen aus Schwinden effektiv abgebaut werden können.“

Damit das Kriechen das Schwinden auch bei einem Belastungsbeginn von weniger als 2 Tagen deutlich übersteigt, solle das Schwindmaß im jungen Beton reduziert werden, damit Zwangsspannungen effektiv durch Kriechen abgebaut werden können.

These 28: „Um das zwangsspannungsreduzierende Potential des Kriechens besser zu nutzen, sollten frühe Schwindverformungen (z. B. durch gezielte Nachbehandlung) reduziert werden.“

8.7.4 Schwinden unter Verformungsbehinderung

Aus der in Kapitel 8.7.2 bestimmten freien Schwindverformung bzw. im Kapitel 8.7.3 bestimmten Kriechverformungen kann nicht direkt auf den tatsächlichen Spannungszustände in Verbundbauteilen geschlossen werden. Hierfür ist die tatsächliche Dehnungsbehinderung des Neubetons zu berücksichtigen. Reißrahmenversuche mit bekannter jedoch nicht auf die Verbundbauteile abgestimmter Dehnungsbehinderung (z. B. nach (Breitenbücher 1988)) sind hierbei nur bedingt aussagekräftig, da der Verlauf der Dehnungsbehinderung über die Höhe des Ergänzungsbetons nicht versuchstechnisch simuliert werden kann. Deshalb wurden die (Zwangs-)Verformungen von Verbundplatten gemessen, um ausgehend von diesen Daten auf die tatsächliche Interaktion des Schwind-Kriech-Verhaltens schließen zu können. Für die

Versuche wurden die bekannten Grundplatten verwendet. Als maßgebende Verformung der Platten wurde die Verformung in Plattenmitte bestimmt.

8.7.4.1 Messung der globalen Verformungen der Verbundplatten

Für die Versuche wurden die Ecken der Verbundplatten jeweils in vertikaler Richtung gelagert, womit eine Verkrümmung der Verbundplatte ermöglicht wurde. Als Lasten wirkten auf das System nur das Eigengewicht der Platten und der durch das Schwinden hervorgerufene Zwang. Die Verformung der schwindbehinderten Platten wurde durch analoge Messuhren mit einer Auflösung von $1\ \mu\text{m}$ bestimmt. Neben der Durchbiegung der Platte wurde zudem die Verformung des oberen Plattenrandes in Längs- und Querrichtung bestimmt (vgl. Abbildung 8.133).

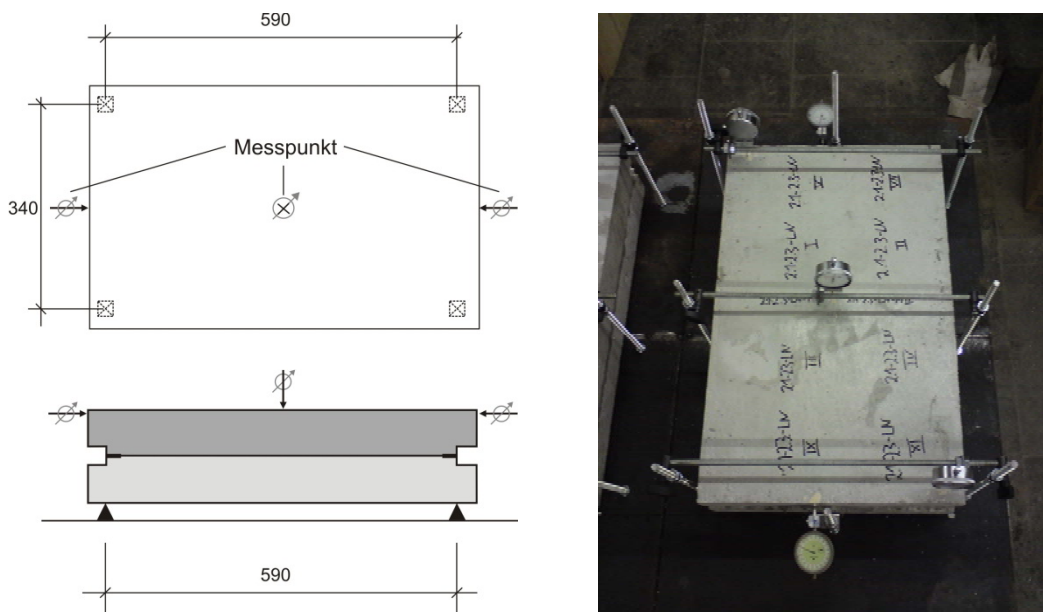


Abbildung 8.133: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Schwindverformungen

Etwa einen Tag nach Wasserzugabe wurden die Platten in die Messstände eingebaut und die Messung gestartet. Zusätzlich zu den Verformungen wurde das Schwindmaß (nach Kapitel 8.7.2) und die E-Modulentwicklung der verwendeten Neubetone bestimmt. Weitere Angaben zum Versuchsaufbau und Messungen können der Bachelorarbeit (Jambor 2011) entnommen werden.

In einem weiteren Schritt wurden die gemessenen freien Schwindverformungen als Lastfall mit zeitlicher Entwicklung in einem Finite Element Modell berücksichtigt. Die Verbundplatte wurde eben mit (MSC Marc) modelliert. Anhand einer inversen Analyse sollte auf die Spannungszustände in der Verbundfuge (vgl. Abbildung 8.134) geschlossen werden.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

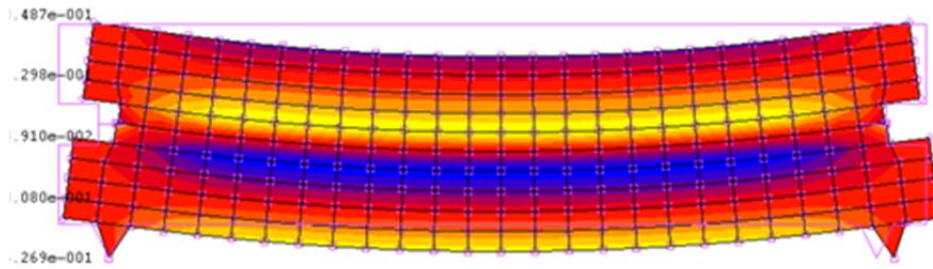


Abbildung 8.134: Finite Element Modell nach (Jambor 2011)

Anhand der gewählten Eingangsparameter konnte der zeitliche Verlauf der Durchbiegung der Platten mit einer guten Übereinstimmung simuliert werden.

8.7.4.2 Dehnungsmessung in der Fuge und im Neubeton

Ausgehend von den in Kapitel 8.7.4.1 beschriebenen Messungen der Durchbiegung der Platte wurde das Vorgehen in einer zweiten Stufe verfeinert, indem Dehnungen an und in der Fuge direkt gemessen wurden. Der schematische Aufbau der Versuche ist in Abbildung 8.135 dargestellt.

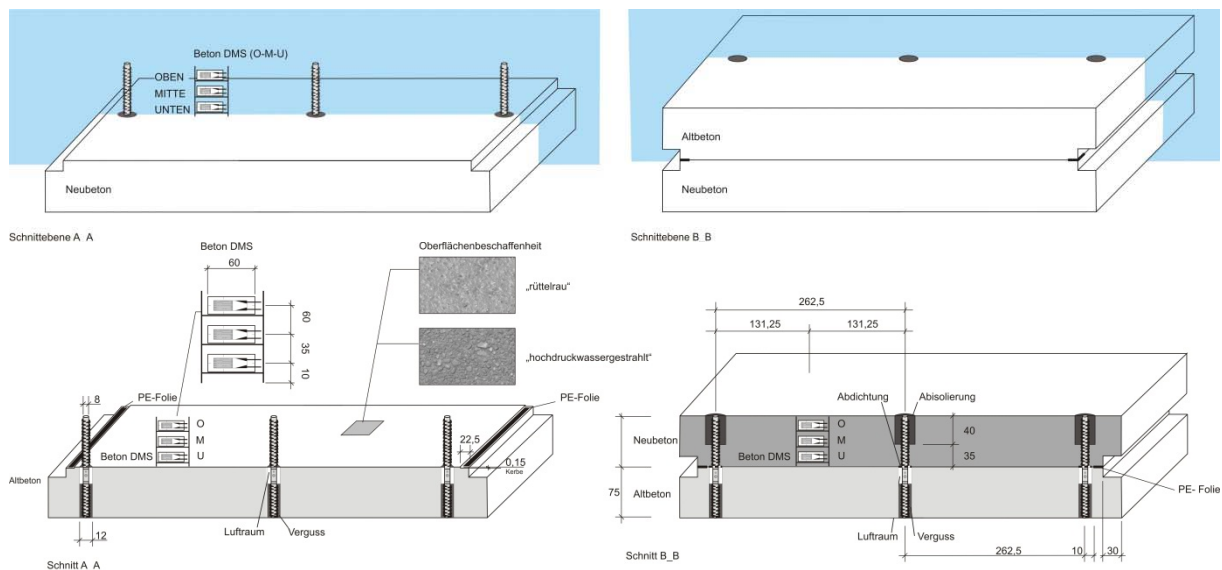


Abbildung 8.135: Lage der Beton und Stab-DMS (Oben: Draufsicht, Unten: Schnittdarstellung)
Links: Altbetonplatte vor der Ergänzung
Rechts: Ergänzter Querschnitt

Analog zu zum Versuchsaufbau in Kapitel 8.7.4.1, wurden die Platten in den vier Ecken vertikal gelagert. Um die Einflüsse aller Schwindverformungen zu berücksichtigen, wurden die Altbetonplatten in die Messstände eingebaut und vor Ort mit Neubeton ergänzt. Die Messung konnte sofort nach Aufbringen des Neubetons gestartet werden.

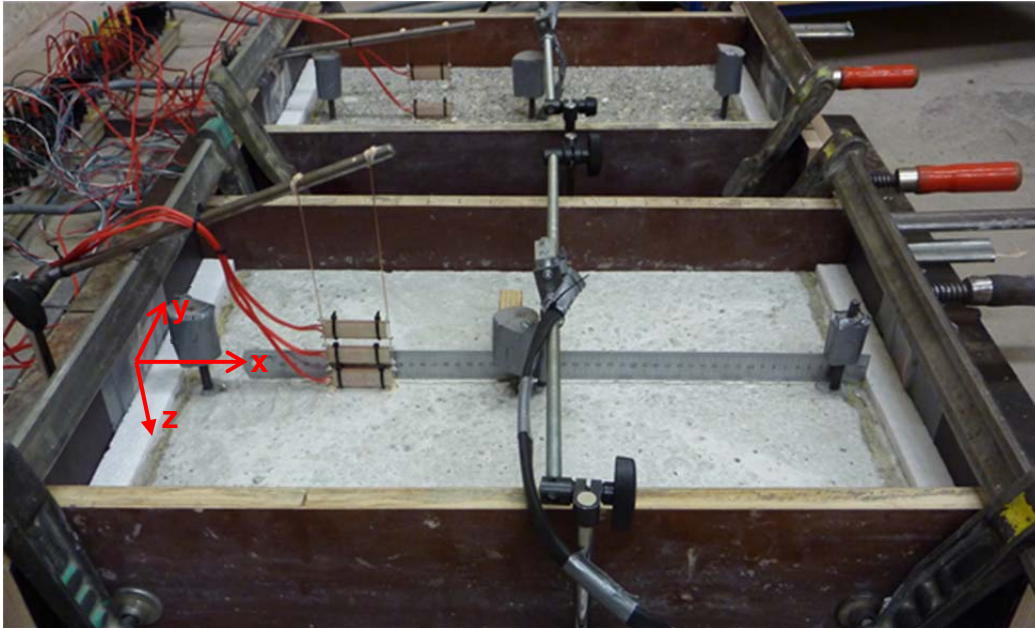


Abbildung 8.136: Altbetonplatten mit Stab-DMS und Betondehnmessstreifen vor Ergänzung
Rauhe, wassergestrahlte Oberfläche (im Hintergrund) und glatte, rüttelraue
Betonoberfläche (im Vordergrund)

In Abbildung 8.136 sind zwei Versuchsplatten vor der Neubetonergänzung dargestellt. Die Schalung wurde nur im Bereich der Plattenenden gegen die Altbetonplatte gespannt und wurde nach dem Erhärten des Betons wieder entfernt, damit die Dehnungsmessung nicht durch die Schalung beeinflusst wurde. In der Plattenmitte wurde die Verformung nach dem Aufbringen des Neubetons bestimmt. Als Messpunkt diente die Oberkante des mittigen Stab-DMS. Nach dem Ausschalen der Körper wurde die Durchbiegung in Plattenmitte und die Verkürzung der Plattenoberseite in Längsrichtung (x-Richtung) zusätzlich durch induktive Wegaufnehmer (vgl. Abbildung 8.137) bestimmt.

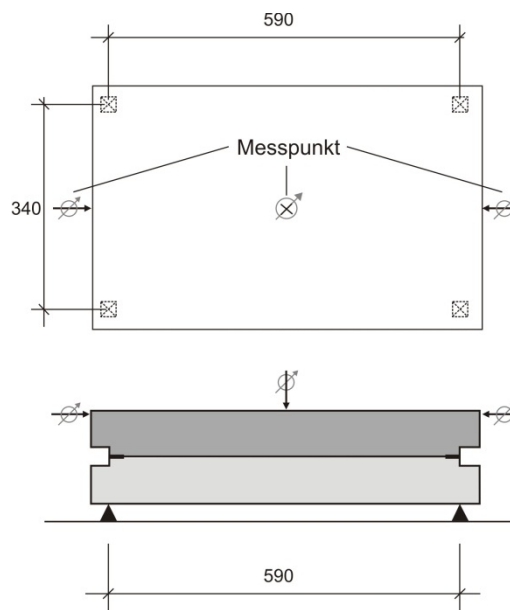


Abbildung 8.137: Lage der induktiven Wegaufnehmer

8.7.4.2.1 Bestimmung der Betondehnungen im Neubeton

Mit Einbettungs-Dehnmessstreifen für Beton (Typ PML-30-2L (Tokyo Sokki Kenkyujo Co.Ltd. .2009), im weiteren Verlauf als „Beton-DMS“ bezeichnet) wurden die Dehnungen des Neubetons in Abhängigkeit ihrer Höhenlage im Neubeton bestimmt. Die Anordnung der Beton-DMS kann der Abbildung 8.135 entnommen werden. Die Höhenlage der einzelnen Beton-DMS wurde relativ zur Altbetonoberfläche festgelegt, wobei die Achsmaße der Beton-DMS zur Altbetonoberfläche auf 1,0 cm, 3,5 cm und 6 cm festgelegt wurden. Wegen der Heterogenität des Betons wurde eine Messgitterlänge von 30 mm gewählt, um Dehnungen über größere Bereiche hinweg aufzuzeichnen. Bei kürzeren Messgitterlängen besteht die Gefahr, dass evtl. nur Dehnungen zwischen zwei Rissen gemessen werden und somit eventuell nur lokale Phänomene im Zementstein aufgezeichnet werden. Um die Lage der Betondehnmessstreifen sicherzustellen wurden diese auf „Drahtleitern“ fixiert.

8.7.4.2.2 Bestimmung von Relativbewegungen der Fuge

Relativverschiebungen des Neubetons gegenüber den Altbeton sollten mit Hilfe von Standard Dehnmessstreifen (TYP FLA und FRA (Tokyo Sokki Kenkyujo Co.Ltd. 2009)) gemessen werden. Da eine definierte Lagesicherung der Dehnmessstreifen im Alt- sowie im Neubeton nicht möglich war, wurden die Dehnmessstreifen auf Träger appliziert. Als Träger dienten Bewehrungsstäbe (BSt 500) mit einem Durchmesser von 8 mm (vgl. Abbildung 8.138). Die Kombination von Metallträger und applizierten Dehnmessstreifen wird im weiteren Verlauf als „Stab-DMS“ bezeichnet.

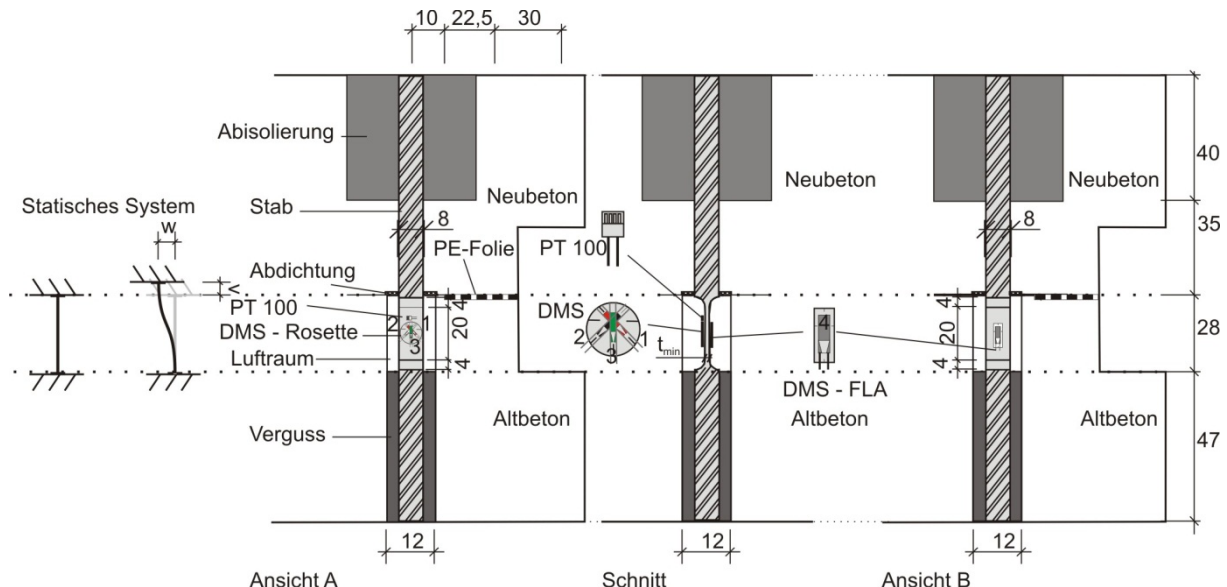


Abbildung 8.138: Dehnmessstreifen auf Trägern (Betonstahl BST 500, Ø 8 mm)
Ansicht A: Vorderseite
Ansicht B: Rückseite

Die Stäbe wurden auf einer Länge von 20 mm auf eine Dicke von 1 mm verjüngt. Durch die Verjüngung konnte einerseits gewährleistet werden, dass die Dehnmessstreifen auf eine plane Oberfläche appliziert werden konnten. Andererseits wurde sichergestellt, dass der

Stab keine Verstärkung der Fuge darstellt. Im Bereich der Verjüngung wurde der Querschnitt auf etwa ein Sechstel ($A_{Rest}/A_{\emptyset 8} = (8 \text{ mm}^2)/(50 \text{ mm}^2) = 1/6,25$) des ursprünglichen Querschnitts reduziert. Dies entspricht in etwa dem Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Beton zu Stahl, mit der Folge, dass die ideale Querschnittsfläche der Verbundfuge im Bereich des Stabes in etwa der tatsächlichen Betonquerschnittsfläche der ungestörten Probe entspricht. Um eine möglichst gute Lagesicherung der Stab-DMS zu gewährleisten wurden diese nicht direkt in den Altbeton einbetoniert, sondern nachträglich in Bohrungen mit einem Durchmesser von 12 mm eingeklebt. Hierdurch wurde gewährleistet, dass die Stab-DMS in Plattenlängsrichtung sowie in ihrer Höhenlage hinreichend genau ausgerichtet werden konnten. Durch Verguss des Ringspalts wurden die Stab-DMS im Bohrloch im Altbeton verankert. Die Verjüngung des Stabes blieb ohne Verguss, da hier die Verformung des Altbetons gegenüber dem Neubeton gemessen werden sollte. Der verbleibende Hohlraum wurde auf Höhe der Altbetonoberfläche abgedichtet, damit kein Neubeton in den Luftraum eindringen konnte (vgl. Abbildung 8.138).

Als Ersatzsystem für die Stab-DMS wurde der beidseitig eingespannte Stab gewählt.

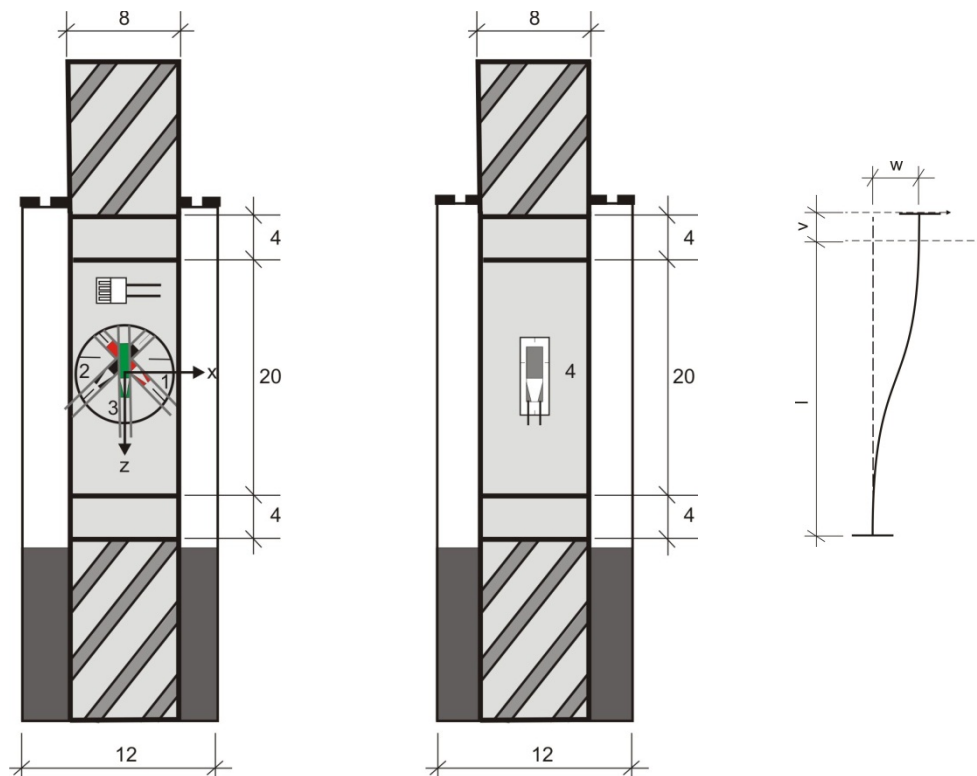


Abbildung 8.139: Detail Anordnung der Dehnmessstreifen auf dem Stab
 Links: Vorderseite: DMS-Rosette und PT100-Tempersensor
 Mitte: Rückseite: Einzel-DMS
 Rechts: zugehöriges statisches Ersatzsystem

Die Anordnung von drei einzelnen Dehnmessstreifen (vgl. Abbildung 8.139) in Form einer DMS-Rosette ermöglichte es, die räumliche Verformung des Stabes und somit eine eventuelle Verschiebung in der Fuge zwischen Neu- und Altbeton in Plattenlängsrichtung (Verformung w – entlang der Verbundfuge – vgl. Abbildung 8.136: „ x – Achse“) und normal

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

(Verformung v – senkrecht zur Verbundfuge – vgl. Abbildung 8.136: „z – Achse“) zum Altbeton zu messen.

Eine eventuelle Fugenöffnung führt zu einer Dehnung aller Dehnmessstreifen (DMS 1, 2, 3). Verschiebt sich hingegen der Altbeton gegenüber den Neubeton entlang der Plattenlängsachse in x – Richtung, dann ergäbe sich eine Dehnung des DMS 2 bei gleichzeitiger Stauchung des DMS 1. Um auszuschließen dass eine eventuelle Biegung des Stabes um die x – Achse das Messergebnis verfälscht, wurde auf der Rückseite des Stabes ein zusätzlicher Dehnmessstreifen angebracht. Anhand der Kombination der einzelnen Verläufe der DMS kann auf den Verformungszustand der Fuge geschlossen werden.

Da eine exakte Ausrichtung der Dehnmessstreifen auf dem Stab nicht möglich war, wurden die mit Dehnmessstreifen bestückten Stäbe „kalibriert“. Für die Kalibrierung wurde eine Stabhälfte parallel zur ursprünglichen Stabachse verschoben. Durch die Klemmung der ungeschwächten Stabenden in die Versuchseinrichtung (vgl. Abbildung 8.140) und dem vertikalen, weggesteuerten Verschiebung der Klemmvorrichtung zueinander wurde der beidseitig eingespannte Stab elastisch verformt und die hierfür erforderliche Kraft gemessen.

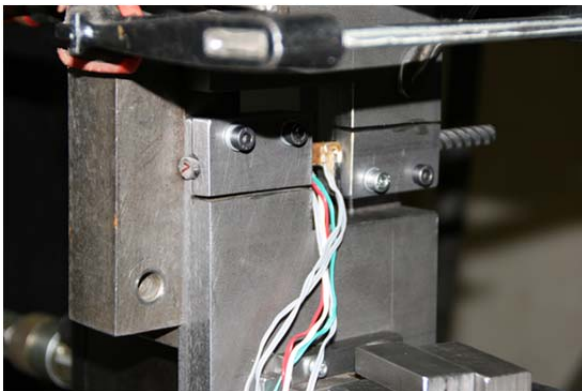
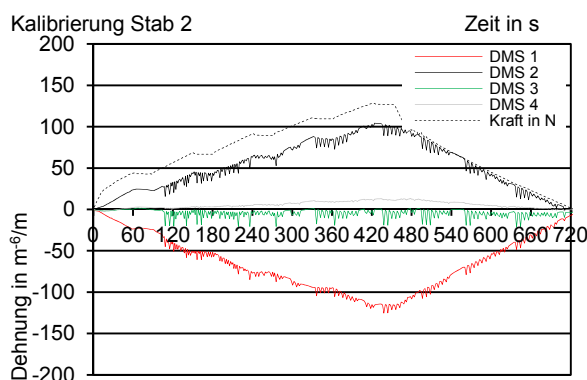
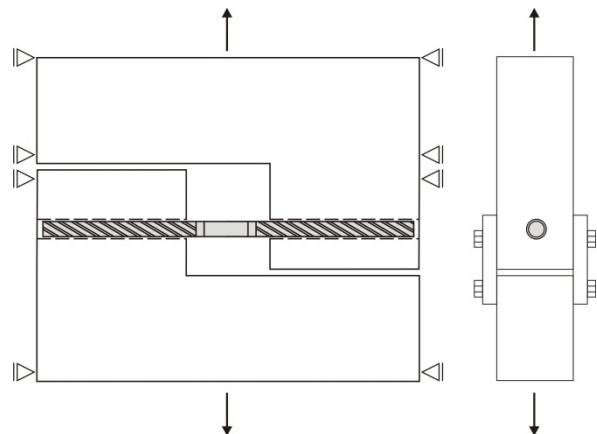


Abbildung 8.140: Kalibrierung der Stab-DMS



**Abbildung 8.141: Links: Kalibrierkurven Stab-DMS (Stab 2)
Rechts: Vorderseite der Stäbe 1 bis 3**

Die Kalibrierung (vgl. Abbildung 8.141) bestätigt die zuvor getroffenen theoretischen Annahmen. Die Kalibrierung wurde weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von $10 \mu\text{m}/\text{min}$ durchgeführt. Die maximale Auslenkung betrug $50 \mu\text{m}$, wobei in je $10 \mu\text{m}$ Schritten zusätzlich

vier Zwischenstufen mit einer Haltezeit von 60 s angefahren wurden. Anschließend wurde der Stab mit gleicher Geschwindigkeit wieder entlastet. Der Verlauf der Dehnungen im Kalibrierversuch zeigt, dass mit der gewählten Methode Verformungen von wenigen Mikrometern aufgezeichnet werden können. Die Kalibrierversuche dienen vor allem dazu die Ausrichtung der DMS zueinander auf den Stäben zu kontrollieren. Anhand der Verläufe sollte nicht auf eine absolute Kraft geschlossen werden.

Die Versuchsplatten sollten unter konstanten klimatischen Bedingungen gelagert werden, um jedoch eventuelle Temperaturschwankungen über die geplante Messdauer berücksichtigen zu können, wurde pro Stab ein PT100 Temperaturfühler angebracht, womit eine Temperaturkompensation während der Versuchsdauer ermöglicht wurde.

Entsprechend der notwendigen statischen Verankerung des Stabes, ist die Verankerungslänge des Stab-DMS im Neubeton zu bestimmen. Um die Einspannwirkung und schlupffreie Verankerung des Stabes im Neubeton zu gewährleisten, sollte der Einbindebereich möglichst groß gewählt werden. Entlang der Einbindung des Stab-DMS in den Neubeton wird das Schwinden des Neubetons in Dickenrichtung durch den vorherrschenden lokalen Steifigkeitsunterschied (Beton-Stahl) behindert. Die Problematik ist schematisch in Abbildung 8.142 dargestellt. Im Gegensatz zum Beton schwindet der Stahl nicht.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

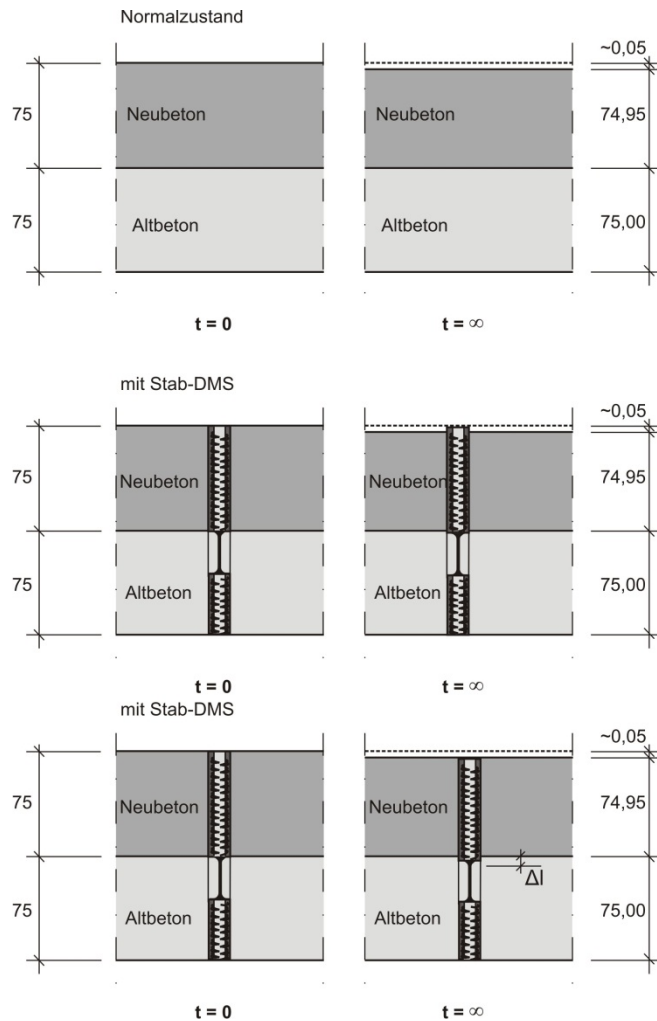


Abbildung 8.142: Studie Schwinden in Dickenrichtung
Oben: Schwinden ohne Behinderung durch Stahleinlage
Mitte: Kein Verbund zwischen Stahleinlage und Neubeton
Untern: Voller Verbund zwischen Stahleinlage und Neubeton, Stauchung des Stabes

Bei Annahme, dass kein Verbund zwischen Stahl und Beton besteht (vgl. Abbildung 8.142 Mitte), ergibt sich ein Versatz zwischen der Staboberkante und der Betonoberfläche in der Größenordnung des freien Schwindens des Betons in Dickenrichtung. Würde voller Verbund zwischen dem Neubeton und der Stahleinlage bestehen, dann würde die Stahleinlage entsprechend der Schwindverformung des Betons gestaucht, bei gleichzeitiger Behinderung des Schwindens.

Damit Stahlstab und Beton die gleiche Stauchung aufweisen, müsste die resultierende Stahldruckkraft über den Verbund im Beton aufgenommen werden. Die Verbundspannungen zwischen Neubeton und Stab sind jedoch nicht ausreichend um die Schwindverformung des Neubetons und Stauchung des Stabes im Gleichgewicht zu halten. Folglich ergibt sich an der Ober- und Unterkannte des Neubetons ein Versatz des Stabs zum Neubeton, weshalb der Stab im Bereich der Verjüngung gestaucht wird.

Als Kompromiss muss eine möglichst kleine aber hinreichend große Einbindelänge bestimmt werden. Vorab durchgeführte Auszugsversuche zeigten, dass eine Einbindelänge von 35 mm für die Verankerung ausreichend war, wobei das Einspannmoment innerhalb der

Einbindelänge noch aufgenommen werden konnte. Die Stab-DMS wurden deshalb im oberen Bereich durch Schaumstoff abisoliert, um die Einbindelänge zu verkleinern. Um den „reinen“ Einfluss des Schwindens in Dickenrichtung zu bestimmen wurde neben den Stab-DMS an den Plattenenden ein Stab-DMS in Plattenmitte angeordnet.

In Abbildung 8.143 sind Draufsichten der beiden Altbetonplatten dargestellt, die mit Stab- und Beton-DMS ausgestattet wurden. Die Stab-DMS wurden jeweils in der Plattenlängsachse angeordnet. An den Plattenenden (hinten, vorne) wurde jeweils ein Stab-DMS mit einem lichten Abstand von ca. 3,5 mm zum geschalteten Kerbgrund platziert, d. h. der beginnende Anriss sollte messbar sein.

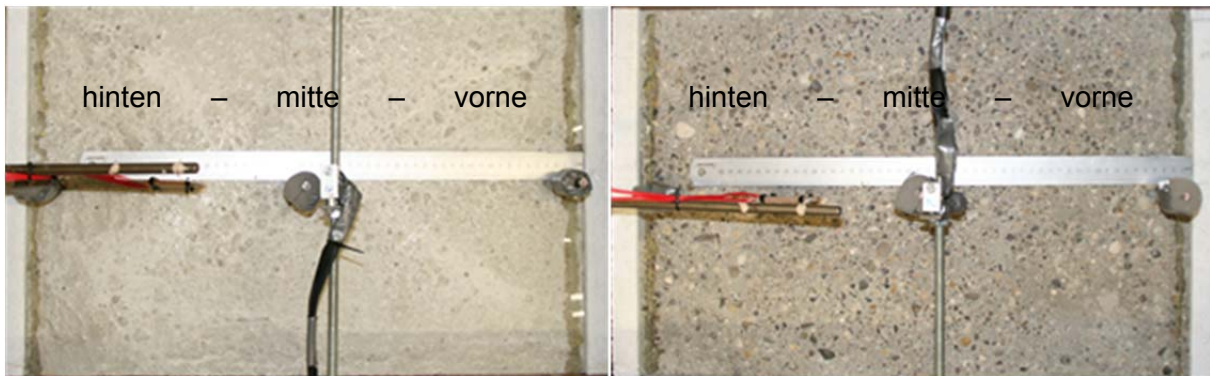


Abbildung 8.143: Lage der Stab-DMS
Linke Seite: rüttelraue Betonoberfläche (Plattenbez. S_11-1)
Rechte Seite: Druckwassergestahlte Oberfläche (Plattenbez. S_11-3)

8.7.4.2.3 Versuchsergebnisse

Die Dehnungen der DMS wurden über 265 Tage aufgezeichnet und auf den Erhärtungsbeginn ($t_{0,Er}$) bezogen. Als Bezugstemperatur wurde die aufgezeichnete Temperatur zum Erhärtungszeitpunkt herangezogen. Als problematisch stellte sich dabei die unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten von Beton und Stahl heraus, vor allen bei kurzzeitigen hohen Temperaturschwankungen (z. B. durch Fehlfunktionen der Klimakammer hervorgerufen), da sich der Stahl schneller erwärmte als der umgebende Beton. Dies hatte zur Folge dass sich der Stab-DMS im Vergleich zum umliegenden Beton schneller ausdehnte und daher gegenüber den Beton „vorgedrückt“ wurde. Es wurden zeitweise betragsmäßig sehr hohe Dehnungen aufgezeichnet, die rechnerisch anhand des aufgezeichneten Temperaturverlaufes nicht vollständig ausgeglichen werden können. Diese Aspekte wurden bei der Auswertung der Dehnungsverläufe nach Abbildung 8.144 berücksichtigt.

Auswertung der Stab-DMS

Die Dehnungsverläufe zeigen, dass weder bei den rüttelrauen noch bei den druckwassergestahlten Altbetonoberflächen ein Adhäsionsversagen der Fuge durch Schwinden auftrat. Alle DMS zeigten nach anfänglicher Zugdehnung eine ausgeprägte

Druckstauchung. Würde die Adhäsion in Bereich der Kerbe durch das „Aufschüsseln“ des Neubetons versagen, wären nur Zugdehnungen messbar gewesen.

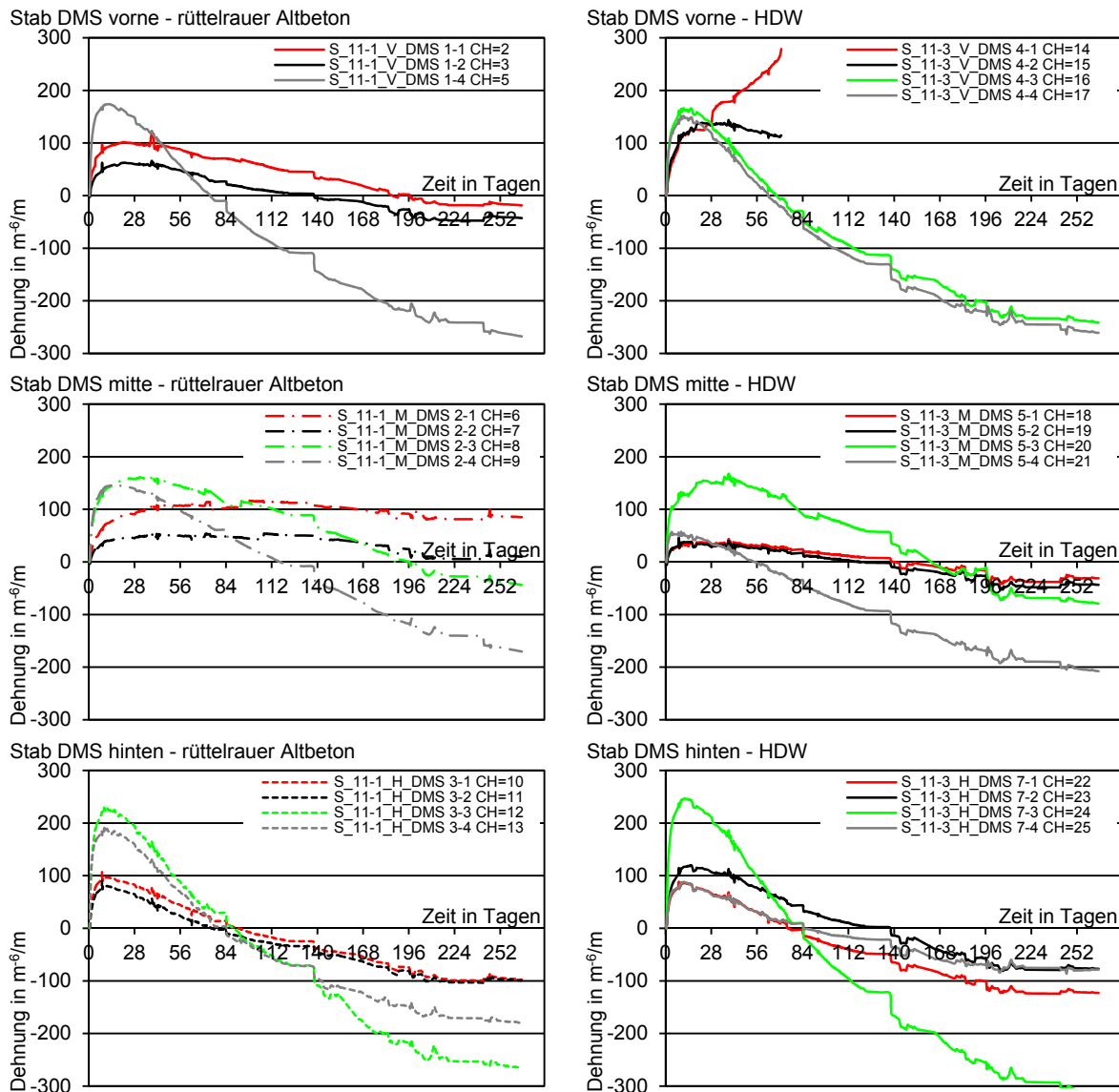


Abbildung 8.144: Messergebnisse der Stab-DMS (bearbeitet)
Linke Spalte: rüttelraue Betonoberfläche
Rechte Spalte: Druckwassergestrahlte Oberfläche
grüner und grauer Verlauf: DMS 3 und 4 entlang der Stabachse
roter und schwarzer Verlauf: DMS 1 und 2 verschränkt zur Stabachse

Theoretisch reines Schubversagen in der Fuge durch die Schwindverkürzung des Neubetons kann ebenfalls ausgeschlossen werden. In diesem Fall müssten die Dehnungsverläufe der zur Stabachse verschränkten DMS (DMS 1 und 2, vgl. Abbildung 8.139, roter und schwarzer Verlauf in Abbildung 8.144) zueinander gegensinnig verlaufen. Es bleibt festzuhalten, dass die Fuge während der Versuchsdauer intakt blieb.

Eine direkte Bestimmung der Spannungsverhältnisse in der Fuge, auf Grundlage der Dehnungsverläufe ist jedoch nicht möglich, da das Schwinden des Neubetons in Dickenrichtung das Messergebnis verfälscht. Es wird jedoch deutlich, dass die Zwangsspannungen senkrecht zur Fuge zur Plattenmitte hin kleiner werden. Während die

hinten sowie vorne senkrecht zur Fuge angeordneten Stab-DMS (DMS 3 und 4, vgl. Abbildung 8.139, grüner und grauer Verlauf in Abbildung 8.144) eine Zugdehnung von ca. $200 \text{ m}^{-6}/\text{m}$ aufweisen, erreicht die Zugdehnung der in Plattenmitte angeordneten Stab-DMS nur auf einen Bruchteil dieser. Anhand der gemessenen maximalen Stabdehnung im Alter von ca. 14 Tagen kann die Zugspannung in der Fuge grob abgeschätzt werden.

$$F_{Stab} = \epsilon_{Stab} \cdot E_{Stab} \cdot A_{Stab} \quad (8.4)$$

$$\sigma_{Beton} = \frac{F_{Stab}}{A_{Bohrung}} \cdot \frac{E_{Stab} \cdot A_{Stab}}{E_{Beton} \cdot A_{Bohrung}} \quad (8.5)$$

mit:

F_{Stab}	Kraft im Stab
ϵ_{Stab}	Dehnung des Stabes
E_{Stab}	Elastizitätsmodul des Stabes
A_{Stab}	Stabfläche (geschwächter Stab)
σ_{Beton}	Geschätzte Zugspannung
$A_{Bohrung}$	Fläche der Querschnittsschwächung

Die ermittelte Zugdehnung von $200 \text{ m}^{-6}/\text{m}$ entspricht also einer Zugbeanspruchung des Betons von etwa $1,5 \text{ N}/\text{mm}^2$. Da die Zwangsbeanspruchung kleiner als 60 % der zu erwartenden (Bruch-) Zugfestigkeit des Ergänzungsbetons von $3,5 \text{ N}/\text{mm}^2$ ist, kann davon ausgegangen werden, dass durch Relaxation der Zwang effektiv abgebaut wird (vgl. Kapitel 8.7.3).

Auswertung der Beton-DMS

In Ergänzung zu den Stab-DMS konnte anhand der Beton-DMS das Schwinden im Neubetonquerschnitt abhängig von Behinderungsgrad aufgezeichnet werden. Je näher die jeweils betrachtete Betonschicht zur Altbetonoberfläche liegt, desto stärker wird freie Schwindverformung der betrachteten Neubetonschicht durch den Altbeton behindert. Um die Verteilung der Schwindbehinderung im Neubeton zu bestimmen, wurde der Abstand der Beton-DMS zur Altbetonoberfläche variiert (vgl. Abbildung 8.135 und Abbildung 8.136). Die Dehnungsverläufe der einzelnen Beton-DMS sind in Abbildung 8.145 dargestellt. Zur besseren Einordnung der behinderten Schwindverformungen wurde zudem das freie Schwinden (grauer Verlauf in Abbildung 8.145) dargestellt.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

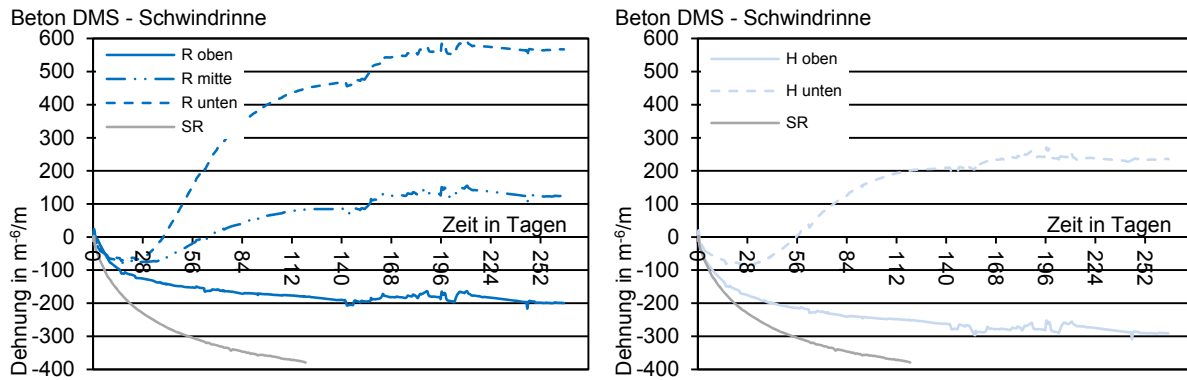


Abbildung 8.145: Messergebnisse der Beton-DMS
Links: rüttelraue Altbetonoberfläche
Rechtes: wassergestrahlte Altbetonoberfläche
Beton-DMS-unten: gestrichelte Linie, 1,0 cm Abstand von der Altbetonoberfläche
Beton-DMS-mitte: strich-punkt Linie, 3,5 cm Abstand von der Altbetonoberfläche
Beton-DMS-oben: durchgezogene Linie, 6,0 cm Abstand von der Altbetonoberfl.

Der Behinderungsgrad der in Abbildung 8.145 dargestellten Verläufe nimmt vom Beton-DMS-oben (entspricht ehesten dem freien Schwinden) zum Beton-DMS-unten zu, da die entsprechenden Dehnungsaufnehmer örtlich immer näher zur Altbetonoberfläche hin angeordnet wurden.

Die Verläufe der oben im Neubeton angeordneten Beton-DMS sind affin zum Verlauf des freien Schwindens, die maximalen Werte des freien Schwindens werden jedoch nicht erreicht. Ähnlich verhält es sich mit den Verläufen der mittig und unten angeordneten Beton-DMS bis zu einem Betonalter von 14 bis 21 Tagen. Die Steigungen der Kurven nehmen jedoch stark ab und nähern sich einem horizontalen Grenzwert an. Nach etwa 28 Tagen nehmen die aufgezeichneten Stauchungen ab. In der Folge werden starke Zugdehnungen aufgezeichnet, die die Stauchungen um ein vielfaches überschreiten.

Diese Dehnungen können nicht auf „äußere Einflüsse“ zurückgeführt werden, da sich die Platten auch 28 Tage nach Erhärtung weiter durchbiegen (vgl. Abbildung 8.146).

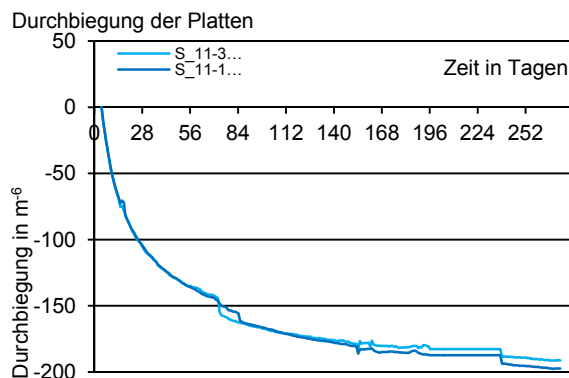


Abbildung 8.146: Durchbiegung der Platten in Plattenmitte
Hellblauer Verlauf: wassergestrahlte Altbetonoberfläche
Dunkelblauer Verlauf: rüttelraue Altbetonoberfläche

Die starke Zunahme der Zugdehnungen kann daher nur durch innere Prozesse erklärt werden. Demnach müssen sich im Bereich der Beton-DMS, zur Altbetonoberfläche senkrechte (Mikro-) Risse entwickeln. Es kommt also nicht zu einem „Abschälen“ bzw.

„Aufschüsseln“ des Neubetons, sondern zu Rissen im Neubeton selbst, ohne dass der Haftverbund dadurch geschädigt wird.

Eine Dehnung von $100 \text{ m}^{-6}/\text{m}$ entspricht bei einer Messgitterlänge von 30 mm einem Riss mit einer Breite von $3 \text{ }\mu\text{m}$. Die gemessenen Dehnungen und damit die Rissbreiten bei der rüttelrauen Oberfläche sind zweieinhalb Mal so groß wie die der wassergestrahlten. Die Durchbiegungen der Platten jedoch entsprechen einander. Die Einwirkungen auf beide Platten, bei gleichem Verformungswiderstand sind also in etwa gleich. Die Rissbreiten müssen daher auf die unterschiedliche Rauheit der Betonoberfläche zurückgeführt werden. Die Abbildung 8.147 verdeutlicht dabei den generellen Ablauf des angenommenen Rissfortschritts.

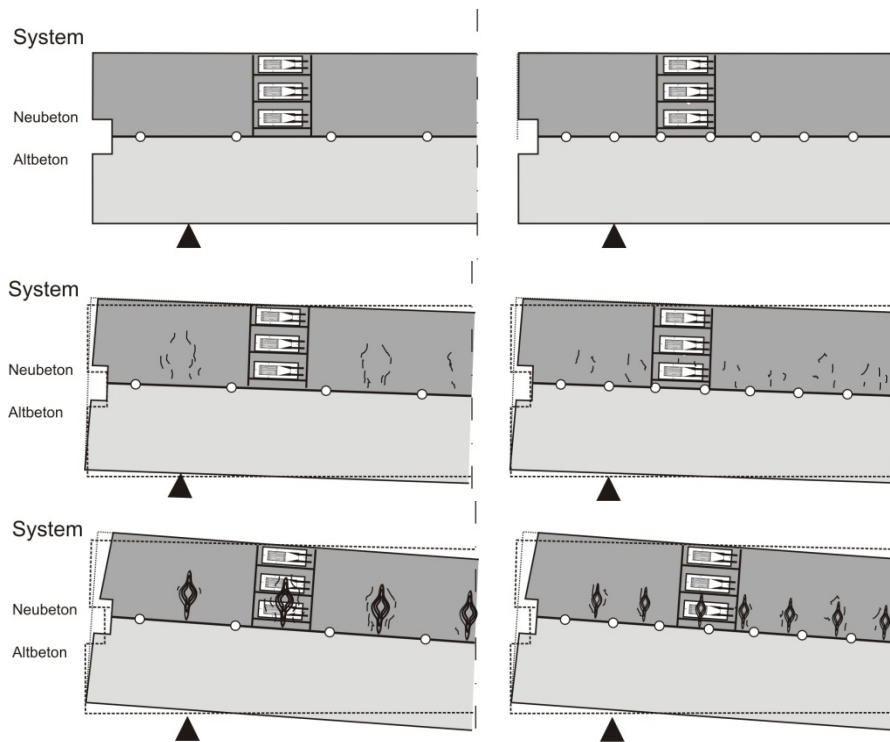


Abbildung 8.147: Verformung und Rissentwicklung des Neubetons
Links: rüttelraue Altbetonoberfläche
Rechts: wassergestrahlte Altbetonoberfläche

Die in der Fuge schematisch dargestellten Kreise sollen die Verhakungsmöglichkeiten auf Grund der jeweiligen Rauheit darstellen. An diesen Verhakungsstellen ist keine Dehnung möglich. Zwischen den Verhakungsstellen kann sich eine Dehnung einstellen, wobei nach überschreiten der elastischen Grenzdehnungen sich erste Mikrorissen einstellen. Bei großen Abständen der Verhakungsstellen zueinander wird örtlich mehr Bruchenergie abgebaut mit der Folge, dass sich breitere, nicht so stark verteilte Risse bilden, wie bei vergleichsweise kürzeren Abständen zwischen den Verhakungsstellen. Als Analogie kann hierfür eine endlich lange Stahlbetonwand auf einem Fundament herangezogen werden. Ist die Wand nur an den Enden gehalten, dann wird das Schwinden unweigerlich zu einem breiten Trennriss in

der Wand führen. Besteht jedoch entlang der Wand ein Kraftschluss mit dem Fundament, dann ergeben sich senkrecht zum Fundament verteilte Risse über die gesamte Wandlänge. Im vorliegenden Fall bedeutet dies, dass bei den wenig verzahnten, rüttelrauen Oberflächen die Dehnung der Beton-DMS in Vergleich zu druckwassergestrahlten Oberflächen vergleichsweise stark ansteigt. Bei ausreichender Verhakung auf dem Altbeton, zum Beispiel an freigelegten Zuschlagskörnern, werden die Zwänge über viele Risse hinweg abgebaut und somit die Dehnung besser verteilt. Bieten sich nur vereinzelte Verhakungsmöglichkeiten, dann entwickeln sich weniger verteilte, aber größere Risse. An der Risswurzel oder auch am freien Fugeneende treten in Verbindung mit der Risszugspannung auch Schubspannungen auf, die durch die vorhandenen Rissabstände bestimmt werden und mit den statischen Schubbeanspruchungen zu überlagern sind. Bei ausreichender Verbundzugfestigkeit und entsprechenden Möglichkeiten den Zwang durch verteilte Risse abbauen zu können, wird die Adhäsionsfestigkeit durch Zwang nicht entscheidend vermindert.

8.8 Wasseraufnahme des Altbetons

Gemäß Kapitel 5.2 wird für die bisherige Bauausführung empfohlen den Altbeton vorzunässen, vor allen um ein „Verdursten“ des Neubetons zu verhindern. Die in Kapitel 6.6 aufgeführten Versuche zeigten jedoch keine eindeutige Tendenz, ob ein „Verdursten“ des Neubetons an der Verbundfuge überhaupt gegeben ist.

Anhand der in diesem Kapitel aufgeführten Versuche soll daher näher untersucht werden, wie viel Wasser der Altbeton aufnehmen kann. Daneben stellt sich die Frage wie viel Wasser der Neubeton überhaupt abgibt, bzw. ob diese Wasserabgabe überhaupt schädlich für den Neubeton und den Beton-Beton-Verbund ist.

Im Folgenden werden daher Versuche zur kapillaren Wasseraufnahme vorgestellt, wobei neben der Menge des aufgenommenen Wassers auch die Eindringtiefe bestimmt wurde. Neben einfachen Eindringversuchen an Altbetonkörpern, sollte möglichst das Gesamtsystem aus Alt- und Neubeton untersucht werden, um neben treibenden Faktoren (Oberflächenspannung der zu saugenden Flüssigkeit) auch begrenzende Faktoren (Wasserrückhaltevermögen des Neubeton bzw. physikalisch verfügbares Wasser in Abhängigkeit des Hydratationsfortschritts) des Flüssigkeitstransports über die Verbundfuge hinweg zu betrachten.

8.8.1 Kapillare Wasseraufnahme

Das einfachste Verfahren zur Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten ist das teilweise Eintauchen von Körper in Wasser, wobei die Massenzunahme nach bestimmten Zeitintervallen durch Wägung bestimmt wird. Die kapillare Wasseraufnahme der Altbetone wurde daher in Anlehnung an (DIN EN ISO 15148:2003-03) nach Heft 422 (DAfStb Heft 422:1991) durch teilweises Eintauchen bestimmt. Der flächenbezogene kapillare Wasseraufnahmekoeffizient w_{ak} bzw. der Wasseraufnahmekoeffizient w ergeben sich aus Gl. 8.7 und Gl. 8.8.

$$w_{ak} = \frac{m_{wak} - m_{kd}}{A} \quad \text{Gl. 8.7}$$

mit: w_{ak} flächenbezogener kapillarer Wasseraufnahmekoeffizient
 m_{wak} Masse nach Saugvorgang
 m_{kd} Masse trocken
 A Benetzte Fläche

$$w = \frac{w_{akt}}{\sqrt{t}} \quad \text{Gl. 8.8}$$

mit: w_{akt} flächenbezogener kapillarer Wasseraufnahmekoeffizient (Zeitpunkt t)
 t Zeitpunkt

Die zeitliche Entwicklung der Koeffizienten unterschiedlich fester Altbetone (im Alter von 28 Tagen) ist in Abbildung 8.148 dargestellt.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

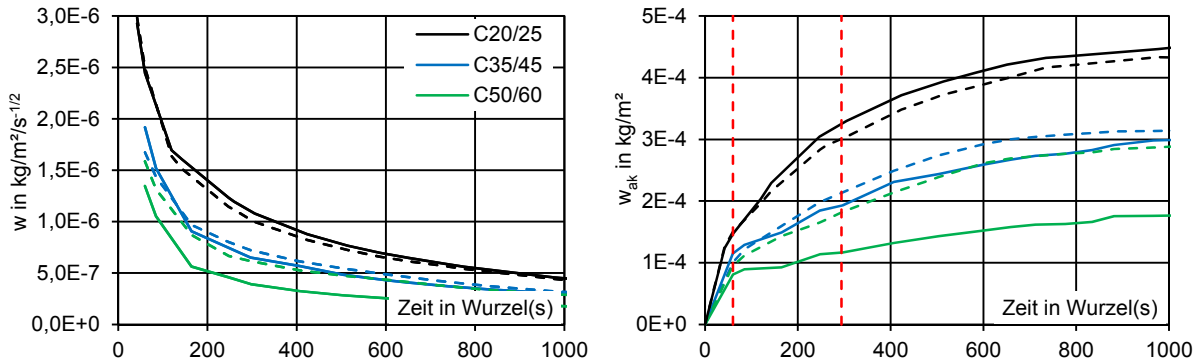


Abbildung 8.148: Links: Wasseraufnahmekoeffizient w
Rechts: Wasseraufnahmekoeffizient w_{ak}
gestrichelte Linie: rüttelraue Altbetonoberfläche
durchgezogene Linie: wassergestahlte Altbetonoberfläche

Erwartungsgemäß nehmen die Wasseraufnahmekoeffizienten mit steigender Betonfestigkeit ab. Für alle Betone kann der w_{24} -Wert (eine Stunde nach Saugbeginn $\sqrt{t} = 60$, 24 Stunden nach Saugbeginn $\sqrt{t} = 294$, rote Linien in Abbildung 8.148) angegeben werden, da die Wasseraufnahme für den Zeitraum eines Tages konstant verläuft.

Zwischen rüttelrauer (gestrichelte Verläufe) und druckwassergestahlter (durchgezogener Verlauf) Oberfläche ergibt sich hinsichtlich der Wasseraufnahme quasi kein Unterschied. Ein Trend hinsichtlich der verwendeten Altbetonoberflächen kann nicht bestimmt werden.

8.8.2 Tauchwägung

Das Verfahren des teilweisen Eintauchens der Körper in Wasser wurde in einem zweiten Schritt verfeinert, um vor allem die Wasseraufnahme des Altbetons kurz nach erfolgter Ergänzung zu untersuchen. Es wurden Tauchwägungen (vgl. Abbildung 8.149) mit einer kontinuierlichen Erfassung der Gewichtszunahme durchgeführt. Von besonderem Interesse war dabei vor allem der Zeitraum von bis zu 6 Stunden nach dem Eintauchen. Es wurde angenommen, dass nach dem Erhärten der Neubetone nur noch ein beschränkte Menge an freiem Wasser für den Saugvorgang zur Verfügung steht.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

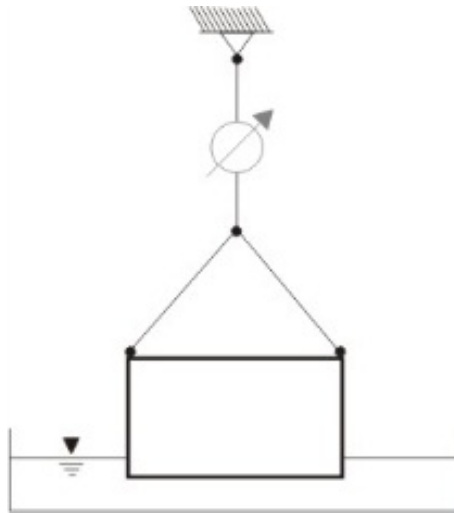


Abbildung 8.149: Prinzipskizze der Tauchwägung

Um nicht nur das Saugverhalten der bearbeiteten Altbetonoberflächen (rüttelrau, druckwassergestrahlt) zu beurteilen, wurden die Probekörper (Würfel mit 150 mm Kantenlänge) über die Höhe in drei Teilkörper gesägt.

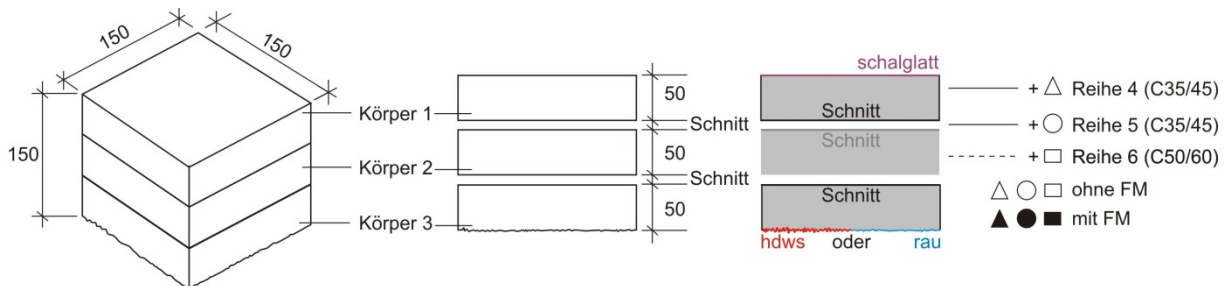


Abbildung 8.150: Links: Aufteilung des Würfels in Teilkörper
Rechts: Kennzeichnung der Verläufe entsprechend Lage der Teilkörper, Reihe und verwendete Lösung

Insgesamt wurden drei Serien à drei Einzelkörper untersucht, wobei jeweils Körper mit schalglatter, geschnittener und rüttelrauer oder druckwassergestrahelter Oberfläche untersucht wurden. Die Probekörper entsprechen dem Altbetonen der Reihe 4 (C35/45), der Reihe 5 (C35/45) und der Reihe 6 (C50/60).

Neben Leitungswasser wurden die Saugversuche zudem mit einer Fließmittellösung aus FM 794 durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war den Einfluss der Absenkung der Oberflächenspannung durch FM 794 (vgl. Kapitel 7.3.3) auf den Saugvorgang unterschiedlicher Flächen zu untersuchen. Insgesamt wurde die Wasseraufnahme an 90 verschiedenen Flächen mit und ohne Fließmittelzugabe untersucht.

Aufgrund der Anzahl der zu untersuchenden Flächen, wurde die kontinuierliche Wasseraufnahme, nicht für beide Flüssigkeiten (Leitungswasser bzw. Fließmittellösung) durchgeführt, sondern nur für eine bestimmt. Für die jeweils andere Flüssigkeit wurde die Wasseraufnahme an derselben Fläche durch Eintauchen nach 6 Stunden ermittelt. In Abbildung 8.151 Links ist beispielsweise die Wasseraufnahme eines C35/45 mit druckwassergestrahelter Oberfläche dargestellt. Es wurden jeweils 3 Einzelkörper bzw. 3

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Einzelflächen (vgl. Nummerierung rechts) untersucht. Für Körpermitte [2] wurde der Verlauf der Wasseraufnahme über 6 Stunden mit Fließmittellösung ermittelt (Verlauf mit dreieckigen gefüllten Markern). Der Referenzversuch mit Leitungswasser mit derselben Fläche (Körpermitte (2)) wurde durch Eintauchen nach 6 Stunden ermittelt. Für Körpermitte 1 wurde das Vorgehen umgekehrt.

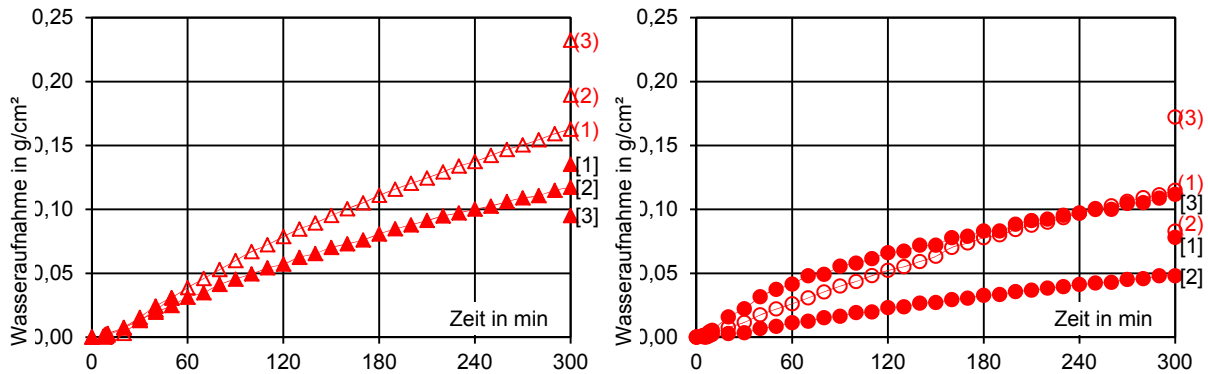


Abbildung 8.151: Vergleich der Wasseraufnahme, druckwassergestrahlte Oberflächen

Links: C35/45

Rechts: C50/60

mit FM → gefüllte Datenpunkte, Körper [1], [2], [3]

ohne FM → nicht gefüllte Datenpunkte, Körper (1), (2), (3)

Generell zeigen die Versuche, dass die Wasseraufnahme:

- höher fester Altbetone kleiner als die niedrig fester Altbetone ist.
- durch Zusatz die Oberflächenspannung reduzierender Fließmittel gesenkt wird.

Die Schlüsse können aus den Mittelwerten der drei jeweils untersuchten Flächen gezogen werden. Abbildung 8.151 Rechts zeigt jedoch, dass die Verläufe der Wasseraufnahme bei den identisch hergestellten Flächen [3] (mit FM 794) und (1) (Leitungswasser) fast deckungsgleich sind, obwohl die Reduktion der Oberflächenspannung durch das Fließmittel eine geringere Wasseraufnahme hätte ergeben müssen.

Um den Einfluss verschiedener Oberflächen selbst auf das Saugverhalten zu untersuchen wird die Wasseraufnahme nachfolgend über die Höhe des ursprünglichen Würfels dargestellt. Die ungeschaltete rüttelraue oder druckwassergestrahlte Oberfläche ist in Abbildung 8.152 jeweils unten dargestellt. Die mittleren Flächen sind geschnitten die oberste ist geschalt.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

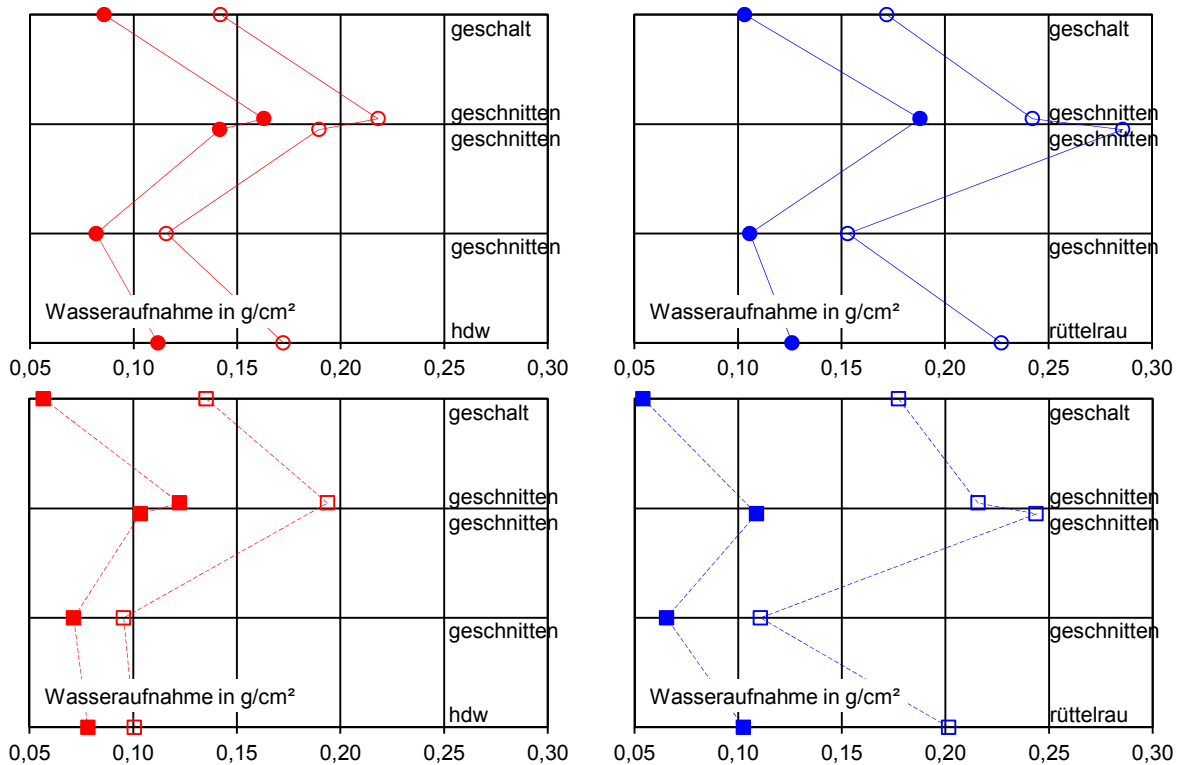


Abbildung 8.152: Wasseraufnahme der Teilflächen über die Höhe einzelner Probekörper
Oben: Zielfestigkeit der Körper C35/45
Unten: Zielfestigkeit der Körper C50/60
mit FM → gefüllte Datenpunkte,
ohne FM → nicht gefüllte Datenpunkte

Aufgrund der Inhomogenität Betons sind keine pauschalen Aussagen möglich wie bearbeitete Oberflächen die Wasseraufnahme von Altbetonen beeinflussen. Sogar direkt gegenüberliegende geschnittene Flächen weisen zum Teil sehr unterschiedliche Wasseraufnahmekoeffizienten auf. Eine systematische Abhängigkeit der Wasseraufnahme von der Rauheit, der Behandlung oder der Herstellung der Oberfläche besteht nicht.

Die Abbildung 8.152 zeigt jedoch wiederum, dass höherfeste Altbetone und geringe Oberflächenspannungen der zu saugenden Flüssigkeit (Zusatz von FM 794) die mögliche Wasseraufnahme reduzieren.

These 29: „Die Art der Aufrauung der Oberfläche beeinflusst das Saugverhalten von Betonoberflächen nicht entscheidend. Pauschale Aussagen wie bestimmte Betonoberflächen das Saugverhalten beeinflussen sind nicht möglich.“

These 30: „Die Absenkung der Oberflächenspannung bzw. eine höhere Betondruckfestigkeit bewirkt eine Verringerung der Wasseraufnahme.“

8.8.3 Aufnahme und Eindringtiefe von Porenlösung des Neubetons

Bei der Bestimmung der Wasseraufnahme nach Kapitel 8.8.1 und 8.8.2 wird von einem unbeschränkten Wasserangebot ausgegangen. Bei der Zementhydratation wird Wasser chemisch, physikalisch an Zuschlägen und sonstigen Bestandteilen des Betons gebunden. Der Wasseraufnahmekoeffizient kann daher nur den Wasseranspruch des Altbetons

charakterisieren. Um die Wechselwirkung des saugenden Altbetons mit dem tatsächlich zur Verfügung gestellten Wasserangebot des Neubetons darzustellen, muss daher der Saugvorgang am tatsächlichen Verbundkörper untersucht werden.

Um das Eindringverhalten von Porenwasser des Neubetons in den Altbeton zu beschreiben wurden dem Anmachwasser des Neubetons fluoreszierende Salze (Fluorescein vgl. (RÖMPP Online 2010)) zugesetzt. Durch die Fluoreszenz der Porenlösung kann die Eindringtiefe des Porenwassers des Neubetons in den Altbeton bestimmt werden.

Für die Versuchsreihe wurden Altbetonwürfel mit 150 mm Kantenlänge in zwei Hälften geschnitten, in eine Würfelschalung eingelegt und mit Fluorescein versetzten Neubeton ergänzt. Die Verbundkörper wurden einen Tag nach der Ergänzung gespalten, um die Eindringtiefe am Kernbeton dokumentieren zu können. Die Körper wurden nicht geschnitten, da nicht ausgeschlossen werden konnte, dass an den Schnittflächen Fluorescein ausgewaschen wird. Das Vorgehen ist schematisch in Abbildung 8.153 dargestellt.

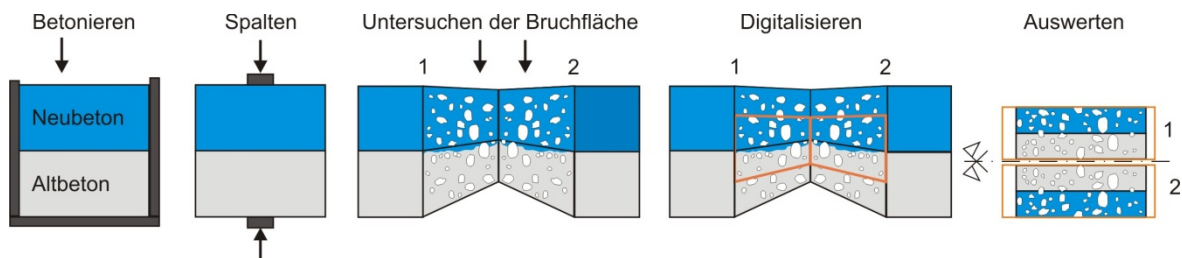


Abbildung 8.153: Vorgehensweise Fluorescein-Versuche

Um die Eindringtiefe zu bestimmen wurden die gespaltenen Körperhälften unter UV-Beleuchtung fotografiert. Der Neubeton und die Bereiche des Altbetons in die Porenlösung eingedrungen ist, sind anhand der Fluoreszenz erkennbar, wodurch die Bestimmung der Eindringtiefe ermöglicht wurde. Um die Bruchhälften besser vergleichen zu können, wurden für die Auswertung die ursprünglich nebeneinander aufgenommenen Körperhälften übereinander (mit einer horizontalen Symmetrieachse) dargestellt.

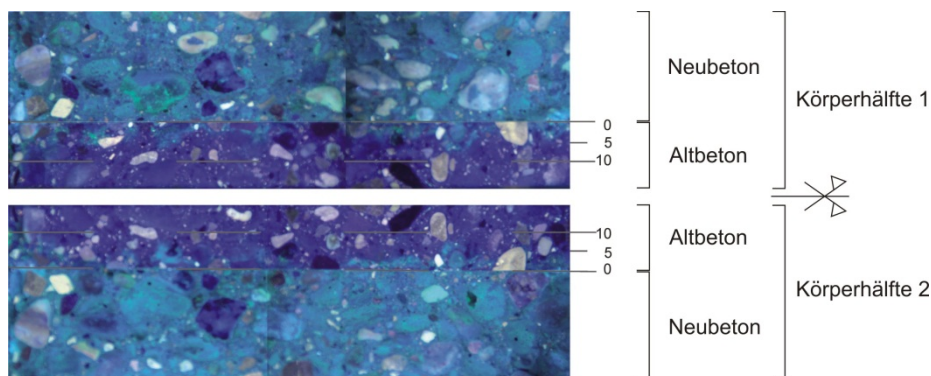


Abbildung 8.154: Fluorescein als Indikator für die Eindringtiefe der Porenlösung

In der Abbildung 8.154 ist jeweils oben und unten der stark fluoreszierende Neubeton und zur Bildmitte der Altbeton dargestellt. Zur Auswertung der Eindringtiefe wurde zudem eine

Höhenskala mit 5 mm Skalenschritten ausgehend von der Verbundfuge im Bereich des Altbetons eingefügt.

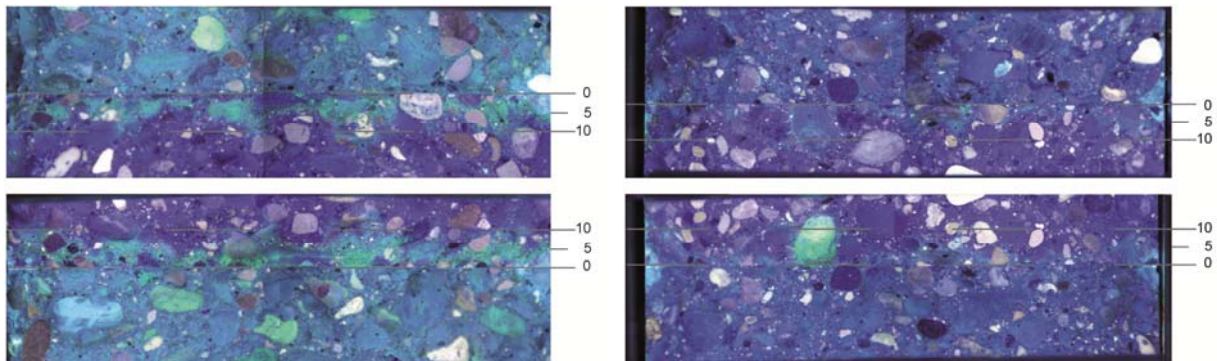


Abbildung 8.155: Fluoresceinversuche
Links: Neubeton C35/45 mit FM 500F
Rechts: Neubeton C35/45 mit FM 794

Die Abbildung 8.155 zeigt, dass die Eindringtiefe der Porenlösung scheinbar auf wenige Millimeter beschränkt ist. Große Eindringtiefen ergeben sich vor allem entlang der Lagerbetten der Zuschlagkörner. Offensichtlich führt die bereits in Kapitel 6.3 beschriebene poröse Grenzschicht um die Zuschlagkörner zu einer verstärkten Flüssigkeitsaufnahme. Der Einfluss einer herabgesetzten Oberflächenspannung auf die Eindringtiefe kann nur qualitativ dargestellt werden, da keine einheitliche Eindringtiefe des Fluoresceins über die Probekörperbreite bestimmt werden konnte. Tendenziell erscheint die Eindringtiefe bei Verwendung von FM 794, durch die Herabsetzung der Oberflächenspannung, gegenüber den restlichen Mischungen vergleichsweise kleiner.

These 31: „Die Eindringtiefe der Porenlösung ist auf wenige Millimeter begrenzt.“

These 32: „Bei reduzierter Oberflächenspannung ist die Eindringtiefe tendenziell kleiner.“

These 33: „Porenlösung wird tendenziell an „Fehlstellen“, hier den Lagerbetten der Betonmatrix aufgenommen. Die maximale Eindringtiefe wird ebenfalls im Bereich der Lagerbetten erreicht.“

8.8.4 Bestimmung der Sauggeschwindigkeit

Um zu überprüfen, ob an der Grenzschicht des Zuschlagkorns zum Zementstein bevorzugt Wasser aufgesaugt wird, wurden ergänzende Saugversuche an speziell hergestellten Probekörpern durchgeführt. Hierfür wurden einzelne Zuschlagkörner definiert in Zementstein eingebettet. Nach Erhärten des Zementsteins wurden die Körper geteilt, sodass sich definierte Zuschlagsanschnitte ergaben (vgl. Abbildung 8.156).

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

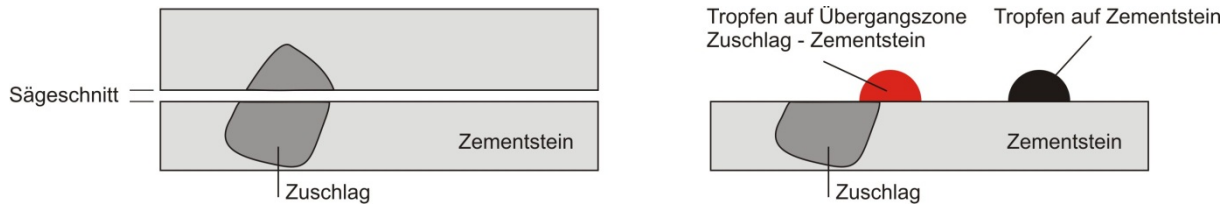


Abbildung 8.156: Saugversuche an der Kontaktschicht Zuschlag – Zementstein
Links: Herstellung der Probekörper
Rechts: Absetzen der Tropfen

Auf die ebenen Oberflächen wurden mit dem Tropfenkonturanalyse-System Krüss DSA 100 definierte Tropfenvolumina aufgebracht und die Volumenabnahme in Abhängigkeit der Zeit aufgezeichnet. Die Ergebnisse sind in (Plank, de Reese 2011) dokumentiert.



Abbildung 8.157: Krüss DSA 100; Tropfenkonturanalyse-System für vollautomatische Bestimmung von Kontaktwinkel und Oberflächenenergie

Die Abbildung 8.158 bestätigt die oben aufgestellte These 33, da der Tropfen, der auf der Korngränze abgesetzt wurde im Vergleich zum Tropfen auf dem ungestörten Zementstein sehr schnell aufgesaugt wurde.

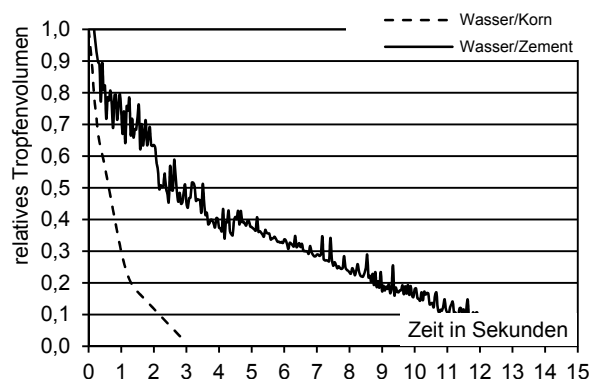


Abbildung 8.158: Zeitliche Abnahme der Tropfenvolumina nach (Plank, de Reese 2011)
Wasser/Zement: Tropfen auf „reine“ Zementsteinoberfläche
Wasser/Korn: Tropfen auf Kontaktschicht Zuschlag – Zementstein

Abbildung 8.159 Links verdeutlicht den Einfluss der Oberflächenspannung auf den Saugvorgang. Während Wasser- bzw. mit FM 500F versetzten Wassertropfen innerhalb von

3 Sekunden aufgenommen wurden, erforderte der Saugvorgang des mit FM 794 versetzten Tropfens die dreifache Zeit.

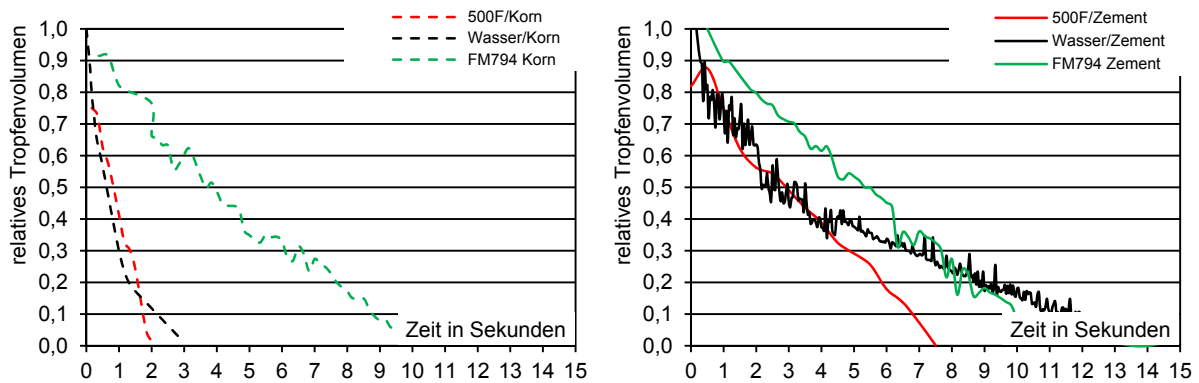


Abbildung 8.159: Zeitliche Abnahme der Tropfenvolumina nach (Plank, de Reese 2011), Tropfen auf Übergang Korn/Zement (links) bzw. auf Zement (rechts) abgesetzt
 FM 794: wässrige FM 500 F (PK)-Lösung (0,23 % bwoc)
 FM 500F: wässrige FM 794 (PC) -Lösung (0,11 % bwoc)

Die Absenkung der Oberflächenspannung durch Dosierung von FM 794 zeigt, dass der Saugvorgang selbst im Anschnitt von Zuschlag zu Zementstein deutlich gehemmt wird, bzw. der zugehörige Kapillardruck gesenkt wird.

These 34: „Die Reduzierung der Oberflächenspannung bewirkt gleichzeitig die Senkung der Kapillarspannung.“

Die Ergebnisse müssen zudem vor dem Hintergrund von Mikrorissen im Bereich der Kontaktschicht gesehen werden. Tendenziell bedingt das Schwinden des Zementsteins an den steifen Zuschlagskörnern Risse. Die Risse verstärken sicherlich den Effekt, dass am Anschnitt zum Zuschlagskorn ein porigeres Gefüge vorliegt und somit das Saugen des Altbetons.

8.8.5 Zusammenfassung

Die hier vorgestellten Untersuchungen können einerseits die Geschwindigkeit des Saugvorganges wiedergeben und andererseits das Eindringverhalten unter realen Bedingungen. Nachteilig bei den Fluoresceinversuchen ist, dass nur ein stationärer Zustand betrachtet werden kann. Um das Eindringverhalten über die Zeit darzustellen wären sehr viele Einzelversuche nötig. Neben dem erforderlichen Aufwand ist die Aussagekraft der Versuche zudem von der tatsächlichen Beschaffenheit der Oberfläche abhängig. Oberflächen mit planmäßigen Eigenschaften zur Untersuchung des Eindringverhaltens der Porenlösung zu erzeugen erscheint bei gegebenem Aufwand als nicht realisierbar, weshalb keine umfassenden Parameterstudien mit den Fluoresceinversuchen durchgeführt wurden. Die Bestimmung der Sauggeschwindigkeit mit der Tropfenanalyse sollte ebenfalls vor diesem Hintergrund gesehen werden. Sie bestätigt aber generell den Einfluss der Oberflächenausbildung und der Oberflächenspannung auf den Saugvorgang.

8.9 Bestimmung der Flüssigkeitsverteilung durch kernmagnetische Resonanz ($^1\text{H-NMR}$)

Im Gegensatz zu den bisher vorgestellten Methoden kann durch die $^1\text{H-NMR}$ -Methode der Saugvorgang zwischen Alt- und Neubeton ganzheitlich dargestellt werden. Durch das Verfahren kann eine örtliche und zeitliche Verteilung der Feuchtigkeit entlang eines Querschnitts zerstörungsfrei dargestellt werden.

$^1\text{H-NMR}$ ist die Abkürzung für Nuclear Magnetic Resonance von Wasserstoff (^1H). Es wird dabei die kernmagnetische Resonanz des Drehimpulses von Wasserstoffatomen genutzt. Durch die Einwirkung eines äußeren Magnetfeldes bekannter Frequenz werden die Wasserstoffprotonen auf ein, vom Normalzustand abweichendes Energieniveau überführt. Die beim Übergang in den ursprünglichen Zustand freiwerdende Energie wird gemessen. Die Energie hängt dabei von der Anzahl der in der Probe vorhandenen Wasserstoffprotonen ab. In mineralischen Baustoffen sind Wasserstoffprotonen in der Regel nur in Form von Wasser vorhanden. Dies bedeutet, dass die $^1\text{H-NMR}$ Methode als direktes Verfahren zur Bestimmung von Wasser in mineralischen Baustoffen bezeichnet werden kann. Mit dem Verfahren kann der Wassergehalt eines Probekörpers bzw. die Eindringtiefe von Flüssigkeiten zu unterschiedlichen Zeitpunkten zerstörungsfrei bestimmt werden. Detaillierte Angaben zu den theoretischen Grundlagen der $^1\text{H-NMR}$ Methode finden sich unter anderem in (Krus 1995).

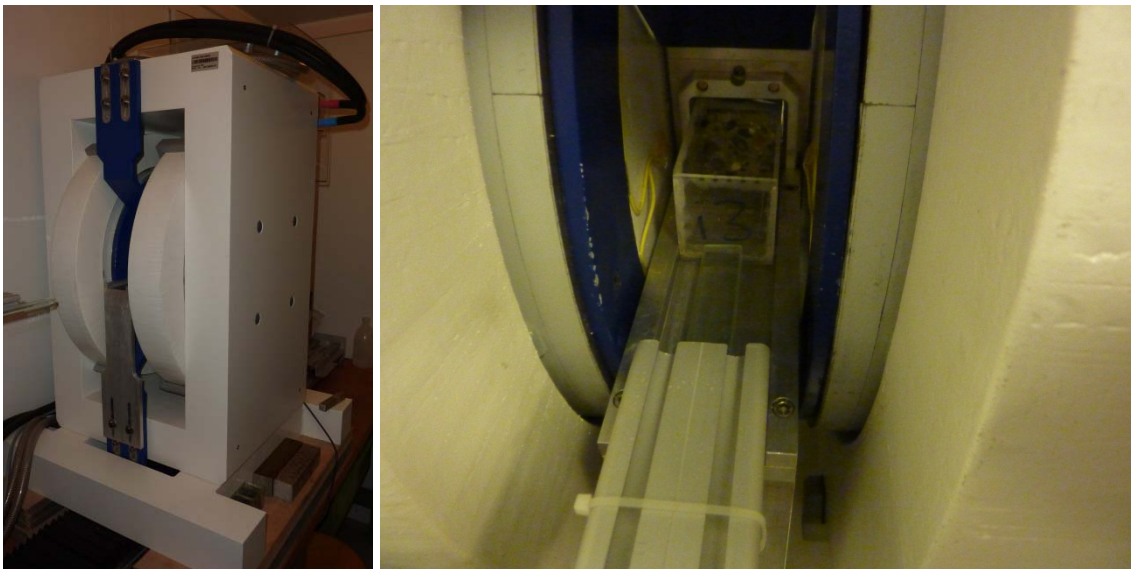


Abbildung 8.160: Links: $^1\text{H-NMR}$ -Versuchsaufbau
Rechts: Probekörper in der Messspule

Probleme ergeben sich nach (Krus 1995) jedoch bei der Feuchtemessung von Beton, da aufgrund der zum Teil extrem kleinen Porendurchmesser von 10^{-9} bis 10^{-7} m die Relaxationszeiten der Wasserstoffkerne in den Gelporen zu klein sind, um sie zu bestimmen. Krus schlägt deshalb eine Kalibrierkurve für Beton vor (vgl. Abbildung 8.161 Links).

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

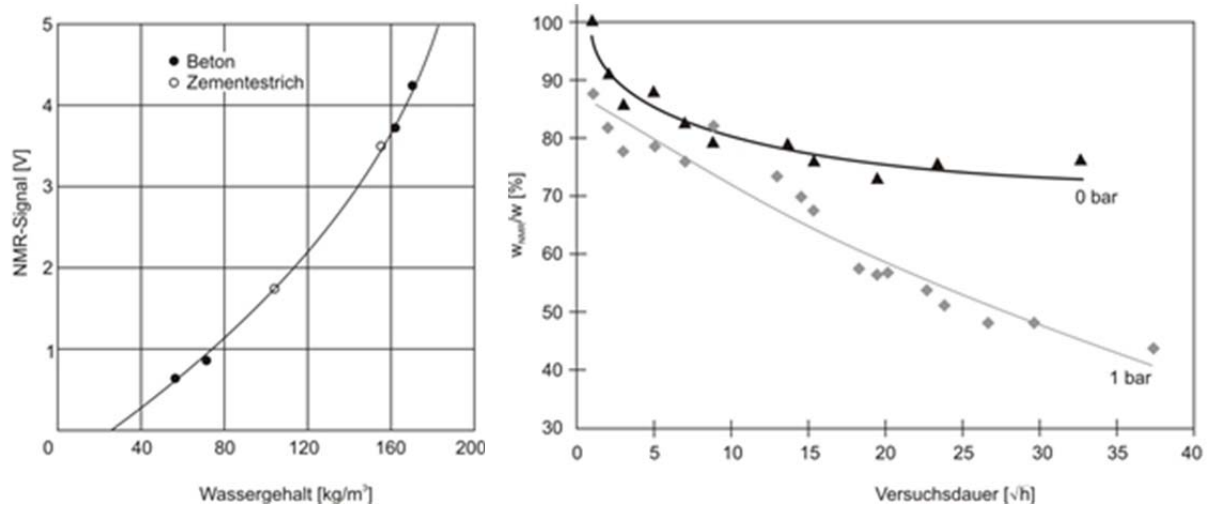


Abbildung 8.161: Links: Kalibrierkurve für Zementgebundene Materialien nach (Krus 1995)
Rechts: Wasseranteil $w_{\text{gravimetrisch}}/w_{\text{NMR}}$ nach (Rucker P. 2007)

Zudem wurde von (Rucker P. 2007) bei Untersuchungen zum Eindringverhalten von Wasser in WU-Beton festgestellt, dass die in Gelporen eingelagerte Wassermenge vom anliegenden Wasserdruck abhängig ist (vgl. Abbildung 8.161 Rechts). Falls die Wasserbeaufschlagung des Betons nahezu druckfrei erfolgt, wird nur ein geringer Anteil des Wassers von den Gelporen gebunden. Der Verlauf nähert sich einem Grenzwert. Bei höherem Wasserdruck wird vermehrt Wasser in den Gelporen gebunden.

Die ^1H -NMR Methode ist also für Beton nur bedingt ein direktes Verfahren zur Bestimmung des absoluten Wassergehalts. In den folgenden Betrachtungen wurde dieser Umstand mitberücksichtigt. Der Vorteil der beschriebenen physikalischen Effekte besteht jedoch darin, dass nur das freie, ungebundene Porenwasser bestimmt werden kann. Es kann also die Menge des vom Altbeton aufgenommenen Porenwassers und die im Neubeton noch frei verfügbare Menge Wasser bestimmt werden.

8.9.1 Allgemeines und Versuchsaufbau

In Abbildung 8.162 ist der schematische Aufbau der Untersuchungen dargestellt. Die Größe des Körperquerschnitts ist durch die vorhandene Spulengröße des Elektromagneten auf 50 mal 50 mm beschränkt. Im Schema (vgl. Abbildung 8.162) wurde die ^1H -NMR Apparatur als Dauermagnet symbolisiert. Die Länge der Probekörper wurde der Geometrie der Grundplatten angepasst, wobei für Alt- sowie Neubeton jeweils eine Länge von ca. 75 mm ergab.

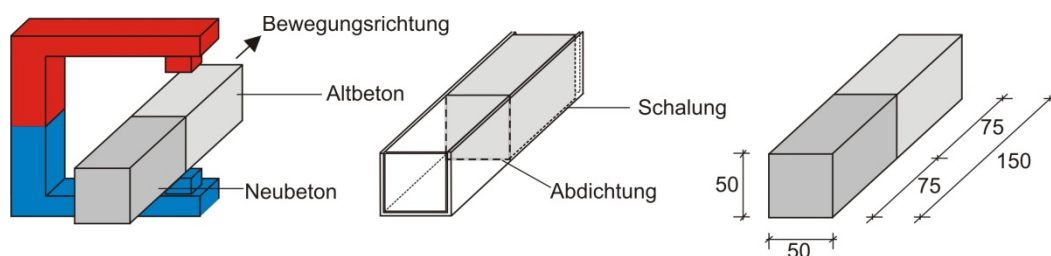


Abbildung 8.162: Schematischer Versuchsaufbau

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Der Versuchskörper wird schrittweise durch die Spule geführt, wobei für jeden Schritt eine Messung durchgeführt wurde. Als Messergebnis wird das über die Länge aufgetragene ^1H -NMR -Messsignal (vgl. Abbildung 8.163 Rechts) erhalten.

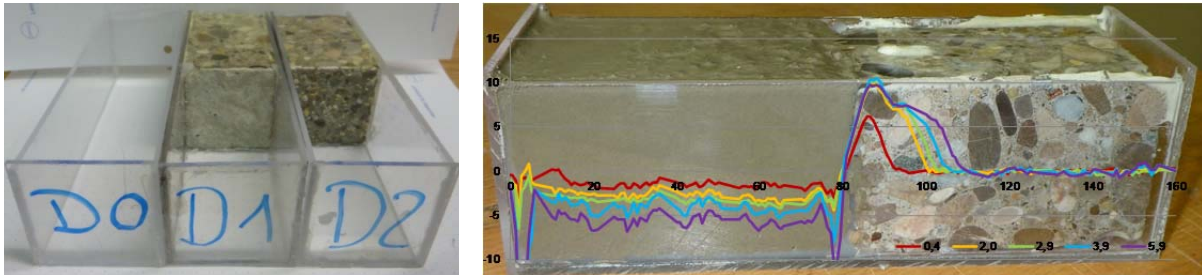


Abbildung 8.163: Links: Probekörper vor Ergänzung
Rechts: Probekörper mit ^1H -NMR -Signal entlang des Körpers (nach 0,4, 2, 3, 4 und 6 Stunden)

Um die Feuchtigkeitsverteilung in Längsrichtung des Probekörpers zu erhalten, wurden die seitlichen Mantelflächen der Altbetonkörper abgedichtet und anschließend in die Schalungen eingeklebt. Die Ränder der Altbetonoberfläche wurden zur Schalung hin abgedichtet, um eventuelle Unterläufigkeiten auszuschließen. Vor der Ergänzung der Probekörper wurde jeweils eine „Nullmessung“ der in die Schalung gelegten Altbetonkörper durchgeführt. Die weiteren Messungen erfolgten unmittelbar nach der Ergänzung des Neubetons, ca. 1½, 3, 6, 9, 12, und 28 Stunden und ca. 2, 3, 4 und 16 Tage nach Wasserzugabe.

Die Einfüllrichtung musste aufgrund der Versuchsanordnung von senkrecht zu parallel zur Altbetonoberfläche geändert werden. Der Neubeton wurde durch Stoßen verdichtet. Die Schalung wurde abschließend an der Oberseite mit einem Klebeband abgedichtet. Es lag also ein „quasi“ abgeschlossenes System vor, da Feuchtigkeit nur über den freien Altbetonquerschnitt am Ende der Schalung austreten konnte. Zur Kontrolle wurden die Proben vor jeder Messung gewogen, wobei keine Gewichtsreduktion festgestellt werden konnte. Die Lagerung der Proben erfolgte liegend, d. h. der Einfluss der Gravitation auf das Porenwasser wurde bei der Versuchsdurchführung ausgeschlossen.

Anhand der ^1H -NMR Untersuchungen sollte der Hydratationsvorgang im Bereich der Fuge und der damit verbundene Wassertransport über die Fuge hinweg untersucht werden. Mit Hilfe der zeit- und orts aufgelösten Ergebnisse sollte der Einfluss unterschiedlicher Frischbetoneigenschaften, unterschiedlicher Oberflächen und Feuchtegehalte dieser bestimmt werden. Die verwendeten Parameterkombinationen sind der Tabelle 8.4 zu entnehmen. Insgesamt wurden 28 Einzelkörper untersucht.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Tabelle 8.4: Versuchsparmeter

Serie	Alt beton	Ergänzung									H ₂ O	Ober fläche
		Neubeton										
		CEM I 42,5						CEM I 42,5 HS				
		2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	21.1	21.2	21.5		
S_17	2.1	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	R ¹⁾
	2.1	x	x			x		x	x	x	x	H ²⁾
	2.1	x	x			x		x				HN ³⁾
	- ⁴⁾	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	E ⁴⁾

Fließ mittel
Kein FM
FM 500F
FM 794



- 1) Rüttelrau;
- 2) Hochdruckwassergestrahlt;
- 3) Hochdruckwassergestrahlt+nass;
- 4) nur Neubeton (monolithischer Körper)

8.9.2 Auswertung

Das ¹H-NMR-Signal wird als dimensionslose Größe entlang der Längenkoordinate des Probekörpers erhalten. In Abbildung 8.164 ist ein monolithischer Referenzkörper (vgl. Abbildung 8.164 Links) einem Verbundkörper (vgl. Abbildung 8.164 Rechts) mit rüttelrauer Fuge gegenübergestellt.

Die einzelnen Linien repräsentieren das noch frei verfügbare Wasser im Probekörper zu verschiedenen Zeitpunkten. Die einzelnen Verläufe können entsprechend ihrer Farbgebung den jeweiligen Messzeitpunkten zugeordnet werden (vgl. Legende in Abbildung 8.164).

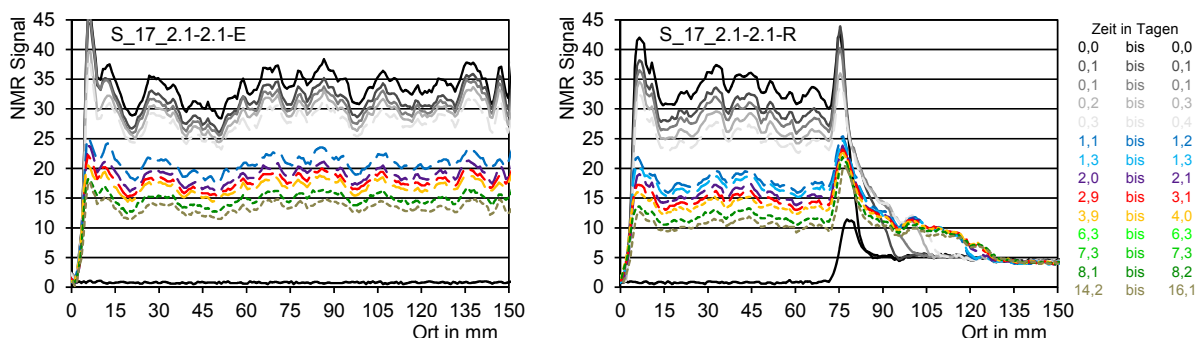


Abbildung 8.164: ¹H-NMR Signal entlang des Probekörpers
 Links: monolithischer Körper S_17_2.1-2.1-E
 Rechts: Verbundkörper mit rüttelrauer Oberfläche S_17_2.1-2.1-R

In den Verläufen der Abbildung 8.164 sind jeweils die Wassergehalte der Schalung und des Altbetonkörpers enthalten. Der Einfluss der Schalung und des Altbetons auf die Messung wird aus Abbildung 8.165 ersichtlich. Der rote Verlauf entspricht jeweils dem Wassergehalt der Schalung und falls vorhanden dem Wassergehalt des Altbetons.

Die Schalung aus Plexiglas besitzt einen sehr kleinen Wassergehalt und beeinflusst die Messung kaum.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

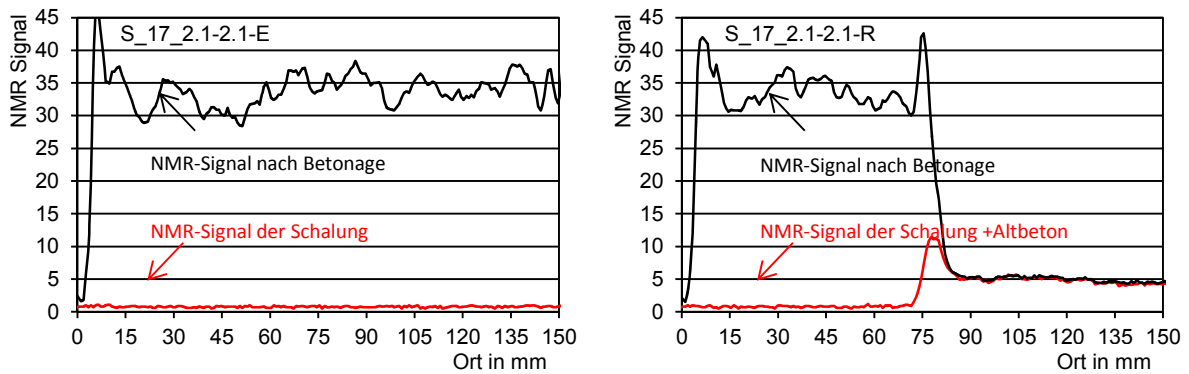


Abbildung 8.165: ^1H -NMR Signal entlang des Probekörpers (nur Nullmessungen)
 Links: monolithischer Körper S_17_2.1-2.1-E
 Rechts: Verbundkörper mit rüttelrauer Oberfläche S_17_2.1-2.1-R

Der rechte Teil des roten Verlaufs in Abbildung 8.165 Rechts kennzeichnet den Restwassergehalt (Wasser in den Kapillarporen) des Altbetons inklusive der Schalung. Es wurde ein relativ konstanter Wert von ca. fünf gemessen, d. h. die Feuchtigkeitsverteilung entlang des Altbetonkörpers kann als homogen bzw. konstant bezeichnet werden. In der Mitte der Kurve zeigt sich ein starker Ausschlag des ^1H -NMR-Signals. Hierbei handelt es sich um die Abdichtung des Altbetons gegen die Schalung, die mittels Silikon ausgebildet wurde. Der hohe Eigenwassergehalt des Silikons ist für den großen Ausschlag verantwortlich.

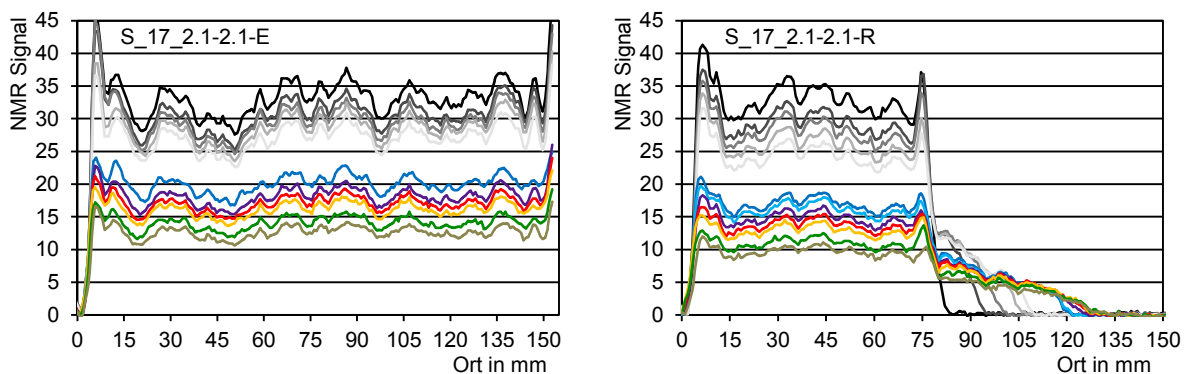


Abbildung 8.166: korrigiertes ^1H -NMR Signal entlang des Probekörpers (Nullmessungen abgezogen)
 Links: monolithischer Körper S_17_2.1-2.1-E
 Rechts: Verbundkörper mit rüttelrauer Oberfläche S_17_2.1-2.1-R

Die in Abbildung 8.166 dargestellten Verläufe sind um die Einflüsse der Schalung und der Restfeuchte des Altbetons korrigiert. Charakteristisch für die Verläufe sind die Extremwerte des ^1H -NMR-Signals im Bereich von benetzten Flächen. Für den monolithischen Körper ergeben sich Extremwerte jeweils an den stirnseitigen Schalungsenden (Abbildung 8.166 Links, Ortskoordinate ca. 7 mm und 150 mm), für die Verbundkörper am Schalungsende und an der Grenzfläche zum Altbeton (Abbildung 8.166 Rechts, Ortskoordinate ca. 7 mm und 75 mm). Es wird deutlich, dass an Grenzflächen bevorzugt Wasser angelagert wird.

Die Schwankungen des ^1H -NMR-Signals im dazwischen liegenden Bereich sind auf die Heterogenität, also zum Beispiel auf den Zuschlaggehalt des betrachteten Schnittes im

Neubeton zurückzuführen. Die Ausschläge von ca. $\pm 2,5$ bei einem Mittelwert von ca. 32,5 der Nullmessung reduzieren sich bei den zeitlich darauffolgenden Messungen des Probekörpers. Die Feuchtigkeitsverteilung entlang des Neubetons wird homogener.

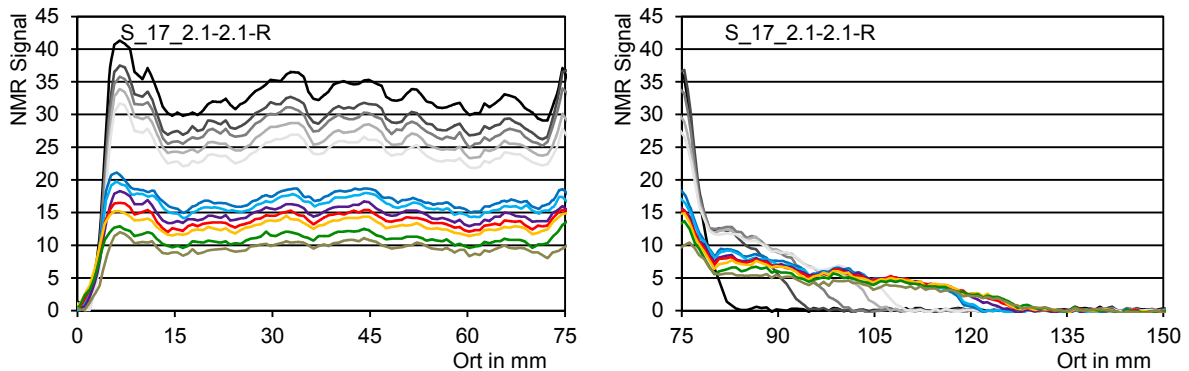


Abbildung 8.167: korrigiertes ^1H -NMR Signal entlang des Probekörpers (Nullmessungen abgezogen)
 Links: Neubeton S_17_2.1-2.1-R
 Rechts: Altbeton S_17_2.1-2.1-R

In Abbildung 8.167 wurde der Verbundkörper geteilt. Der linke Teil stellt den Neubeton dar, der Wasser abgibt und der rechte Teil stellt den Bereich des Altbetons dar, der Wasser aufnimmt. Der Schnittpunkt der Verläufe mit der Ortsachse stellt die Eindringtiefe des Anmachwassers dar. Bereits 3 Stunden nach der Betonage ist das Anmachwasser ca. 25 mm in den Altbeton eingedrungen, nach einem Tag bereits ca. 45 mm, wobei im weiteren Verlauf die Eindringtiefe nur unwesentlich vergrößert wird.

Die Verteilung des aufgenommenen Wassers ist anfänglich durch hohe Werte im Bereich der Fuge, die zur jeweiligen Eindringtiefe hin abnehmen gekennzeichnet. Im zeitlichen Verlauf sinken die Werte im Bereich der Fuge, wodurch der Verlauf zur jeweiligen Eindringtiefe hin flacher wird. D. h. das durch den Altbeton aufgenommene Wasser verteilt sich gleichmäßiger über den Altbetonquerschnitt.

Die Abbildung 8.168 zeigt die absoluten Wassermengen, die im Neu- bzw. im Altbeton gemessen wurden. Der rote Verlauf entspricht dem im Neubeton noch vorhandenen ungebundenen Wasser. Von der ursprünglichen ungebundenen Wassermenge im Neubeton sind nach 14 Tagen nur noch ca. 30 % verfügbar. Die Wassermenge die vom Altbeton aufgenommen wurde, wird als blauer Verlauf dargestellt und entspricht ca. 10 % der ursprünglichen ungebundenen Wassermenge des Neubetons.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

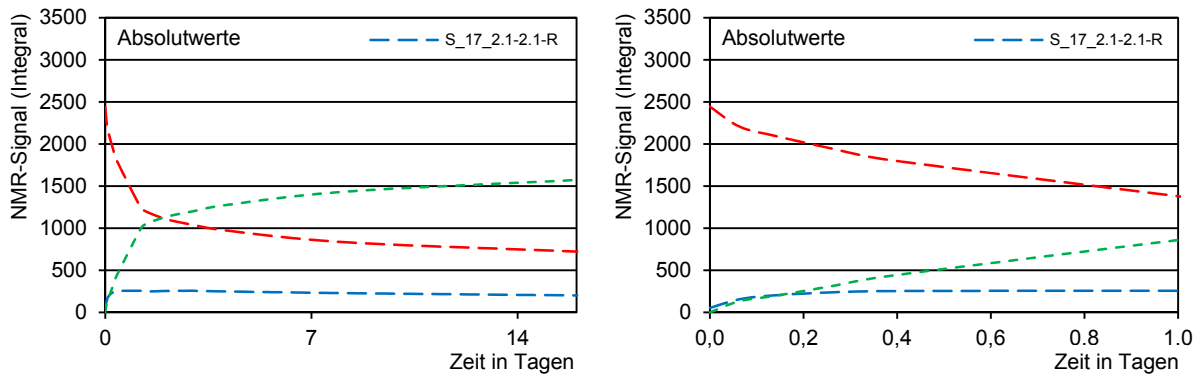


Abbildung 8.168: integriertes ^1H -NMR Signal entlang des Probekörpers
 roter Verlauf: Wasserverluste des Neubeton
 blauer Verlauf: Wasseraufnahme des Altbetons
 grüner Verlauf: Hydratationsverlust

Die Addition des roten und des blauen Verlaufs ergibt trotz der gemessenen Massenkonstanz des Verbundkörpers keinen konstanten Wert. Die Differenz zur anfangs vorhandenen Wassermenge wurde bei der Hydratation gebunden (grüner Verlauf) und konnte daher nicht mehr von der Versuchseinrichtung bestimmt werden.

Aus der Darstellung geht hervor, dass die Wassermenge die vom Altbeton aufgenommen wurde im Vergleich zu der Menge an Wasser die durch die Hydratation gebunden wird über den Beobachtungszeitraum von untergeordneter Bedeutung ist.

These 35: „Der Wasserverlust durch das Saugen des Altbetons ist gegenüber dem Wasserverbrauch der Zementhydratation vernachlässigbar.“

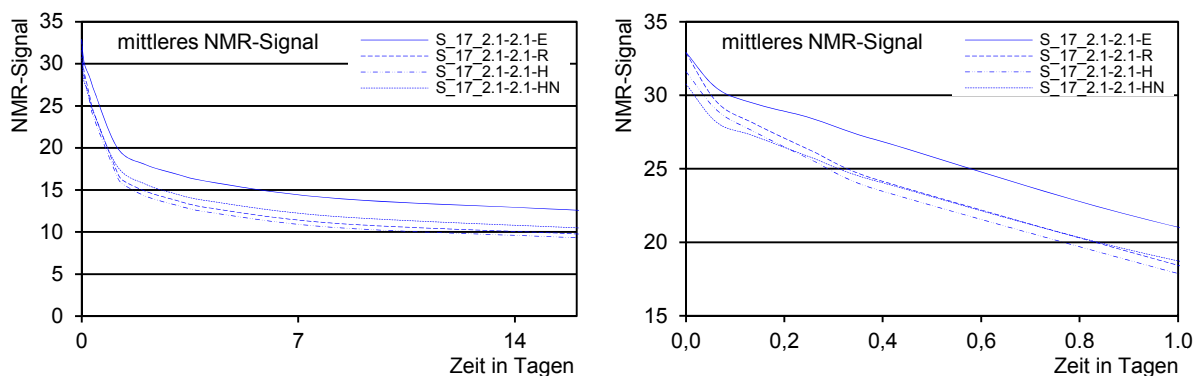


Abbildung 8.169: mittleres ^1H -NMR Signal entlang des Neubetons des Verbundkörpers bzw. des monolithischen Verbundkörpers
 S_17_2.1-2.1-E: monolithischer Körper
 S_17_2.1-2.1-R: rüttelrauer Altbeton
 S_17_2.1-2.1-H: druckwassergestrahelter Altbeton
 S_17_2.1-2.1-H: wassergesättigter, druckwassergestrahelter Altbeton

Die Abbildung 8.169 unterstreicht die oben gemachten Aussagen. Der Vergleich des mittleren ^1H -NMR-Signals des monolithischen Körpers (durchgezogene Linie; ungestörte Hydratation) zu den ^1H -NMR-Signalen im Neubeton der Verbundkörper (durch Saugen gestörte Hydratation) zeigt, dass sich der Wasserverlust im Neubeton durch das Saugen des Altbetons nicht entscheidend auf das mittlere ^1H -NMR-Signal bzw. auf das Wasserangebot im Neubeton auswirkt.

Die Betrachtung der Wasserverluste des Gesamtsystems ist jedoch nicht ausreichend, um daraus Schlüsse zu den Hydratationsbedingungen der Fuge ableiten zu können. Eine zentrale Fragestellung bestand darin, ob der Verlust von Wasser durch das kapillare Saugen des Altbetons zum „Verdursten“ des Altbetons im Bereich der Fuge führt, bzw. die Hydratation dort frühzeitig gestoppt wird. Um Wasseraufnahme bzw. Abgabe im Bereich der Fuge zeitlich und örtlich anschaulich darstellen zu können, wurden deshalb die Körper in Einzelquerschnitte mit definierten „Intervallbreiten“ (vgl. Abbildung 8.170) unterteilt.

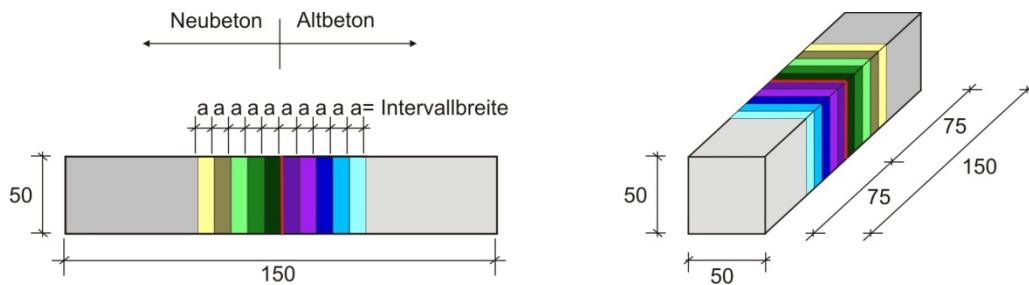
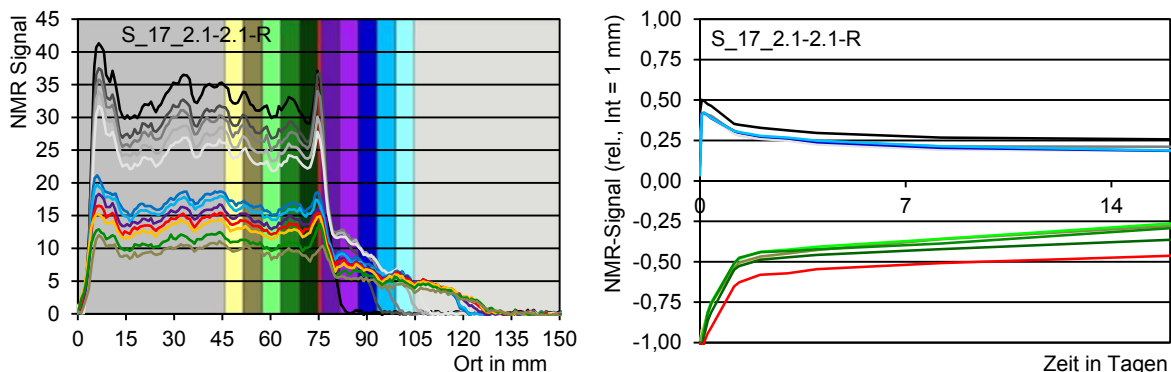


Abbildung 8.170: Unterteilung der Körper

Um die Verläufe örtlich zuordnen zu können, wurden sie entsprechend der in Abbildung 8.170 bzw. in Abbildung 8.171 gewählten Farbabstufung in den Diagrammen dargestellt. Entsprechend der elf gewählten Querschnitte, sind in den folgenden Diagrammen (vgl. Abbildung 8.171 Rechts) jeweils elf Verläufe dargestellt.



**Abbildung 8.171: Links: Lage der Fuge und betrachteten Intervalle (aus Darstellungsgründen wurde eine Intervallbreite von 6 mm gewählt)
Rechts: Relatives ^1H -NMR-Signal für eine Intervallbreite von 1 mm**

Für jeden Querschnitt und jeden Messzeitpunkt (vgl. Abbildung 8.171 Links) wurden die Mittelwerte des ^1H -NMR-Signals ermittelt und in Abhängigkeit zur Zeitachse dargestellt (vgl. Abbildung 8.171 Rechts). Für jeden Querschnitt wurde somit ein Verlauf erhalten, der das noch vorhandene ungebundene Wasser im betrachteten Querschnitt darstellt. Um die Werte der einzelnen Querschnitte miteinander vergleichen zu können, wurden diese bezogen dargestellt. Im Neubeton nimmt der Wassergehalt im jeweils betrachteten Querschnitt stetig ab. Deshalb wurden die gemittelten ^1H -NMR-Signale des Querschnitts jeweils auf das mittlere ^1H -NMR-Signal der Nullmessung desselben Querschnitts bezogen. Da der Neubeton Wasser „verliert“, wurden die Verläufe (vgl. Abbildung 8.171 Rechts) im negativen Wertebereich dargestellt.

Für die Querschnitte im Altbeton liefert dieses Vorgehen keine sinnvollen Verläufe, da der Wassergehalt im betrachteten Querschnitt im zeitlichen Verlauf stark zu- und abnimmt. Für die Querschnitte im Altbeton wurde deshalb als Bezugswert der mittlere Wassergehalt der Neubetonquerschnitte bei der Nullmessung gewählt. Da der Altbeton Wasser aufnimmt, wurden die Verläufe (vgl. Abbildung 8.171 Rechts) im positiven Wertebereich dargestellt.

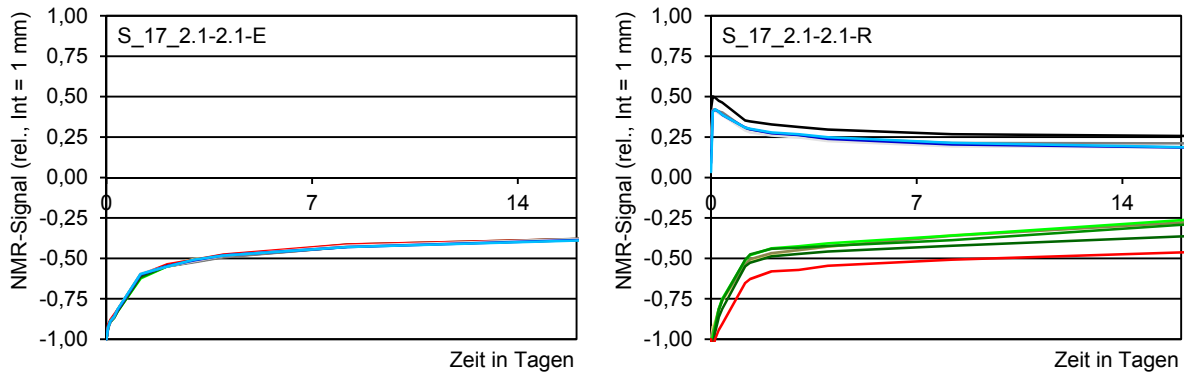


Abbildung 8.172: bezogenes ¹H-NMR Signal (Intervallbreite = 1 mm)
 Links: monolithischer Vergleichskörper
 Rechts: Verbundkörper

Wie erwartet sind alle Kurven der einzelnen Querschnitte des monolithischen Vergleichskörpers (vgl. Abbildung 8.172 Links) deckungsgleich, die hydrationsbedingten Wasserverluste der einzelnen Querschnitte unterscheiden sich nicht.

Die Verhältnisse im Neubeton des Verbundkörpers (vgl. Abbildung 8.172 Rechts, negativer Wertebereich) entsprechen denen des monolithischen Vergleichskörpers. Die Verläufe, die die Neubetonquerschnitte repräsentieren, sind annähernd deckungsgleich. Der Gesamtwasserverlust gegenüber dem monolithischen Vergleichskörper durch das Saugen des Altbetons ist etwas größer. Entlang der betrachteten Einzelintervalle herrscht also ein gleichbleibendes Wasserangebot. Die Hydratation des Zementleims im Bereich der Fuge läuft analog zu den übrigen Bereichen ab. Ein sogenanntes „Verdursten“ des Zementleims im Bereich der Fuge kann ausgeschlossen werden.

Die anhand der Mischung S_17_2.1-2.1-R exemplarisch ermittelte Feststellung trifft für alle untersuchten, saugenden Oberflächen zu. Es wurden keine signifikanten Unterschiede zwischen druckwassergestrahlten und rüttelrauen Oberflächen festgestellt (vgl. Abbildung 8.169 und Abbildung 8.173).

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

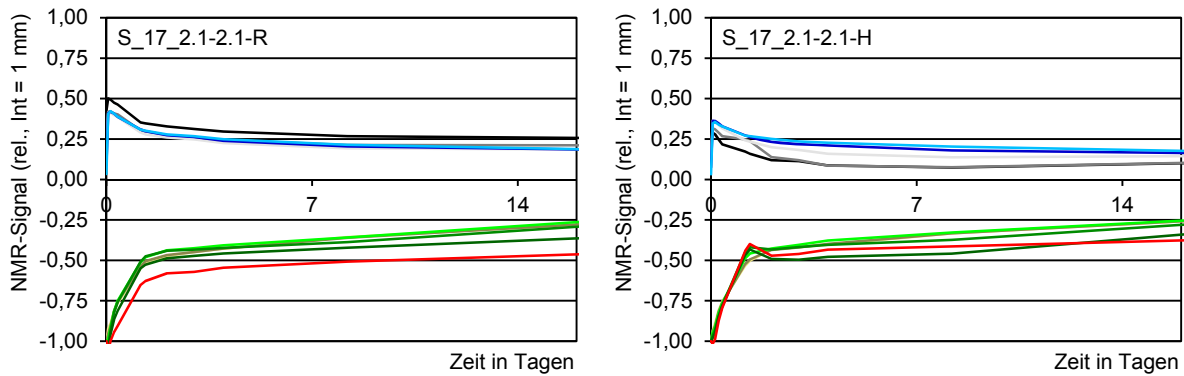


Abbildung 8.173: bezogenes ¹H-NMR Signal (Intervall = 1 mm), Vergleich der Fugenbehandlung
 Links: rüttelraue Oberfläche der Fuge
 Rechts: druckwassergestrahlte Oberfläche der Fuge

Der in den vorangegangenen Unterkapiteln beobachtete Trend, dass durch die Herabsetzung der Oberflächenspannung die Wasseraufnahme reduziert wird, konnte teilweise dargestellt werden. Bei der Kombination eines rüttelrauen Altbetons (Abbildung 8.174 links) mit Neubeton der mit FM 500F (Mischung 2.2) hergestellt wurde, wird mehr Wasser vom Altbeton aufgenommen als bei der Kombination des gleichen Altbetons mit Mischung 2.5 (Abbildung 8.174 rechts) die mit FM 794 hergestellt wurde. Tendenziell verliert die Neubetonmischung mit der höheren Oberflächenspannung mehr Anmachwasser. Ein evtl. Einfluss der Oberfläche der beiden Altbetonkörper kann jedoch nicht ausgeschlossen werden.

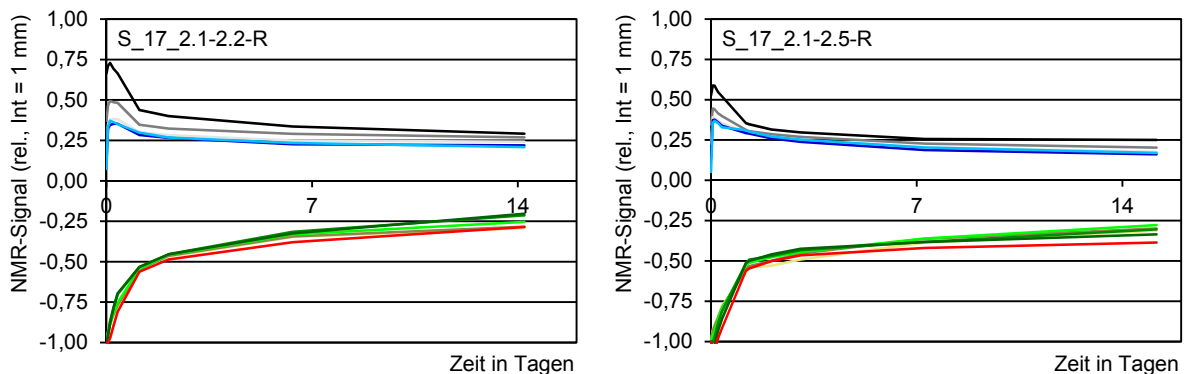


Abbildung 8.174: bezogenes ¹H-NMR Signal (Intervall = 1 mm), Vergleich Fließmittelart des Neubetons
 Links: Mischung mit FM 500 F (PK)
 Rechts: Mischung mit FM 794 (PC), reduzierte Oberflächenspannung

Alle in Tabelle 8.4 aufgeführten Alt-Neubetonkombinationen wurden für verschiedene Intervallbreiten von 1 bis 10 mm untersucht. Alle Verläufe verdeutlichten dabei, dass an der Fuge die Hydratationsbedingungen denen der restlichen Neubetonquerschnitte entsprachen. Von einem Verdursten des Neubetons kann daher in keinem Fall gesprochen werden.

Die Gegenüberstellung des relativen Wasserverlusts des Neubeton für unterschiedliche Altbetonoberflächen (vgl. Abbildung 8.175) zeigt, dass rüttelraue und druckwassergestrahlte Altbetone durch ihre Wasseraufnahme in etwa den gleichen Wasserverlust gegenüber dem monolithischen Vergleichskörper bedingen. Die These 29: „Die Art der Aufrauung der Oberfläche beeinflusst das Saugverhalten von Betonoberflächen nicht entscheidend.“

Pauschale Aussagen wie bestimmte Betonoberflächen das Saugverhalten beeinflussen sind nicht möglich.“ wird durch die ¹H-NMR Untersuchungen bestätigt.

Falls gegen wassergesättigte Altbetone (vgl. Abbildung 8.175 oben rechts) betoniert wurde, ist gegenüber den monolithischen Vergleichskörpern (vgl. Abbildung 8.175 oben rechts) quasi kein Unterschied zu erkennen.

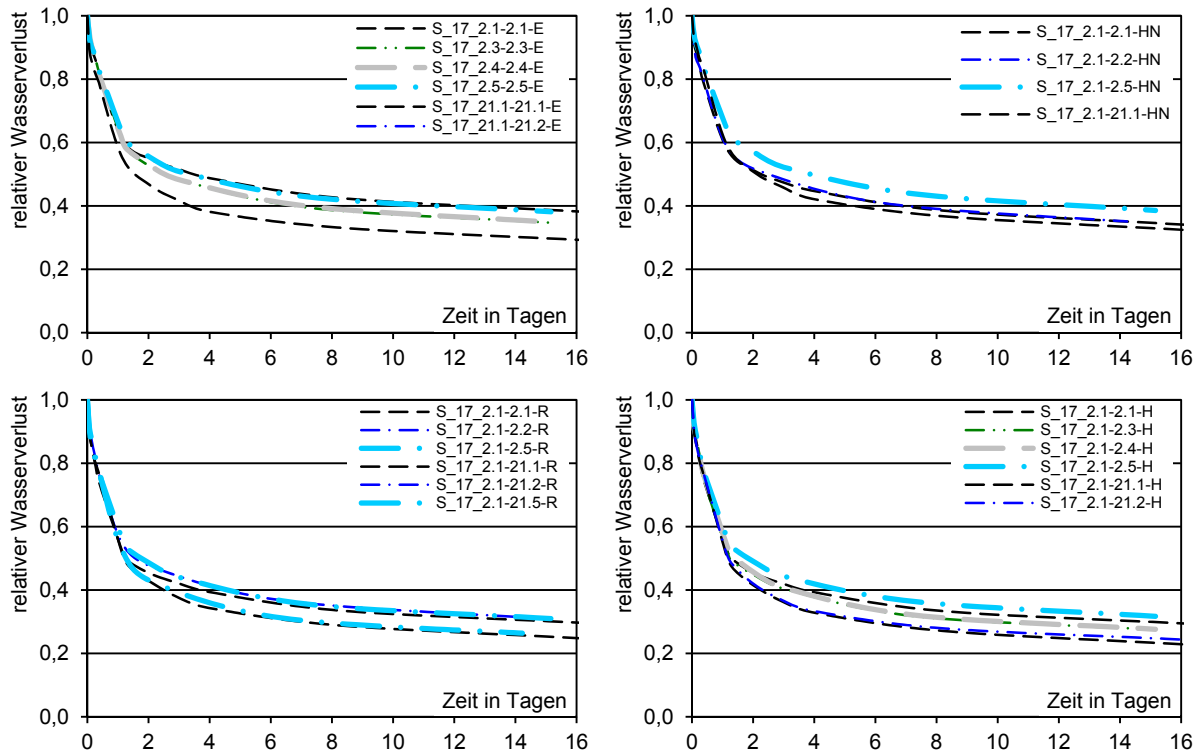


Abbildung 8.175: relativer Wasserverlust der Neubetone
Oben links: Vergleichskörper **Oben rechts: wassergesättigter Altbeton**
Unten links: rüttelrauer Altbeton **Unten rechts: druckwassergestrahelter Altb.**

8.9.3 Zusammenfassung

Die vorgestellten Ergebnisse verdeutlichen, dass entlang des Neubetons ein ausgeglichenes Wasserangebot vorliegt. Das Saugen des Altbetons im Bereich der Fuge führt nicht zu einem „Verdursten“ des Neubetons an der Fuge. Zudem ist der Anteil am Porenwasser, der durch das Saugen des Altbetons verloren geht im Vergleich zum Wasserverbrauch durch die Hydratation gering. Die Ergebnisse sind jedoch hinsichtlich der geometrischen Dickenverhältnisse von Alt- und Neubeton zu bewerten. Bei den eigenen Versuchen waren die Dicken von Alt- und Neubeton gleich. Aufgrund der Tatsache, dass der trockene Altbeton nur bis ca. 4 bis 5 Stunden nach Ergänzung in der Lage war dem Neubeton Flüssigkeit zu entziehen (vgl. Abbildung 8.168) und dass sich die aufgesogene Flüssigkeit nicht vollständigen in Altbetonkörper verteilt hat, kann bei üblichen Dicken der Neubetonschicht von mehreren Zentimetern davon ausgegangen werden, dass der Anteil des durch den Altbeton aufgesogenen Wassers vernachlässigt werden kann. Dies ist nicht der Fall bei dünnen Zementleimschichten, z. B. in Form von Beschichtungen. Die zur Verfügung

stehende Menge an Porenwasser ist im Vergleich zur der durch den Altbeton aufnehmbaren Menge Wasser zu gering.

These 36: „Bei üblichen Dicken der Neubetonschicht kann davon ausgegangen werden, dass der normalfeste Neubeton im Bereich der Verbundfuge nicht verdurstet“

Das Saugen des Altbetons führt bei den vorliegenden geometrischen Verhältnissen zu einer gleichmäßigen Reduktion des w/z-Werts über die komplette Neubetonschicht hinweg und evtl. zu einer Verdichtung der Grenzschicht an der Altbetonoberfläche.

8.10 Plattenversuche

Mit dem „Plattenversuch“ wurden die Kapillarkräfte des Altbetons auf die Zementsuspension bzw. auf das freie Anmachwasser untersucht. Der prinzipielle Versuchsaufbau hierzu ist in Abbildung 8.176 wiedergegeben. Die unterschiedlichen Kapillarporendurchmesser wurden mit zwei nebeneinander angeordneten Glasplatten simuliert. Im Grundriss nimmt der Spalt zwischen den Platten von links nach rechts auf maximal 0,5 mm zu.

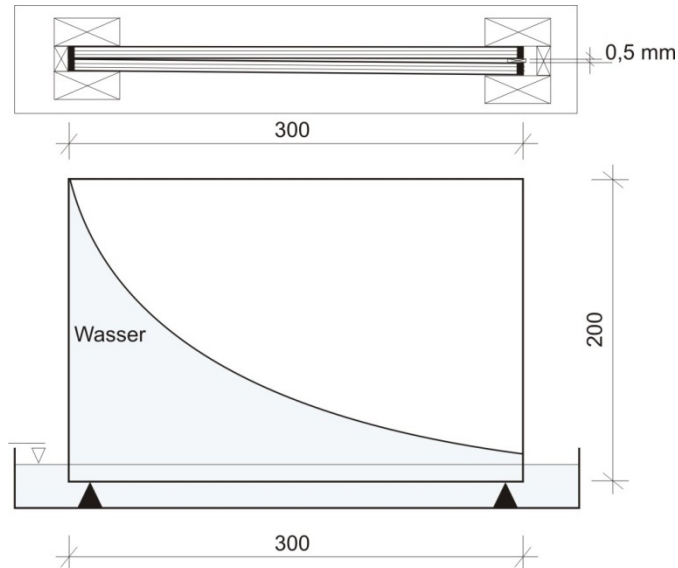


Abbildung 8.176: Prinzipskizze „Glasplattenversuch“
Oben: Draufsicht; Spaltbreite der Platten von 0 – 0,5 mm (von links nach rechts)
Unten: Ansicht; kapillare Steighöhe von Wasser in Abhängigkeit der Spaltbreite

Die so fixierten Glasplatten wurden definiert in Wasser bzw. in die Zementsuspension eingetaucht. Die Steighöhen wurden angezeichnet und in Tabellen übertragen. Anhand der aufgezeichneten Steighöhen unterschiedlicher Mischungen wurde der Einfluss der Kapillarkraft untersucht. Weitere Ausführungen zur Versuchsdurchführung können (Schadhauser 2010) entnommen werden.

Die rechnerische maximale kapillare Steighöhe für einen Plattenspalt ergibt sich aus Gl. 8.11 durch das Gleichsetzen der Kapillarkraft F mit der Gewichtskraft G der Flüssigkeitssäule.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

$$F = \sigma \cdot \cos \theta \cdot 2 \cdot \Delta l \quad \text{Gl. 8.9}$$

$$G = \rho \cdot g \cdot h_{max} \cdot d \cdot \Delta l \quad \text{Gl. 8.10}$$

$$\text{mit } F = G \quad h_{max} = \frac{\sigma \cdot \cos \theta \cdot 2}{\rho \cdot g \cdot d} \quad \text{Gl. 8.11}$$

- mit:
- h_{max} Maximale kapillare Steighöhe
 - d halber Plattenabstand (entspricht Kapillarradius)
 - σ Oberflächenspannung
 - ρ Dichte des Wassers
 - g Erdbeschleunigung
 - θ Kontaktwinkel
 - Δl Länge des Spalts

Im Rahmen der Untersuchungen wurden die kapillaren Steighöhen zwischen den Glasplatten der Parameter gemäß Tabelle 8.5 untersucht.

Tabelle 8.5: Parameterkombinationen

Platten		Wasser			Zementsuspension					
					CEM I 42,5 R			CEM I 42,5 HS		
Art	Spalt	--	FM 500F	FM 794	--	FM 500F	FM 794	--	FM 500F	FM 794
Glas	0,5 mm	x	x	x	x	x	x	x	x	x

8.10.1 Wasser mit und ohne Fließmittel

In Abbildung 8.177 sind den rechnerischen Verläufen die gemessenen gegenübergestellt. Durch das Fließmittel FM 794 wird die rechnerische Oberflächenspannung von 72,75 mN/m für reines Wasser auf ca. 44 mN/m gesenkt. Die beiden rechnerischen Verläufe sind daher als Grenzlinsen zu betrachten, zwischen denen sich die gemessenen Verläufe befinden.

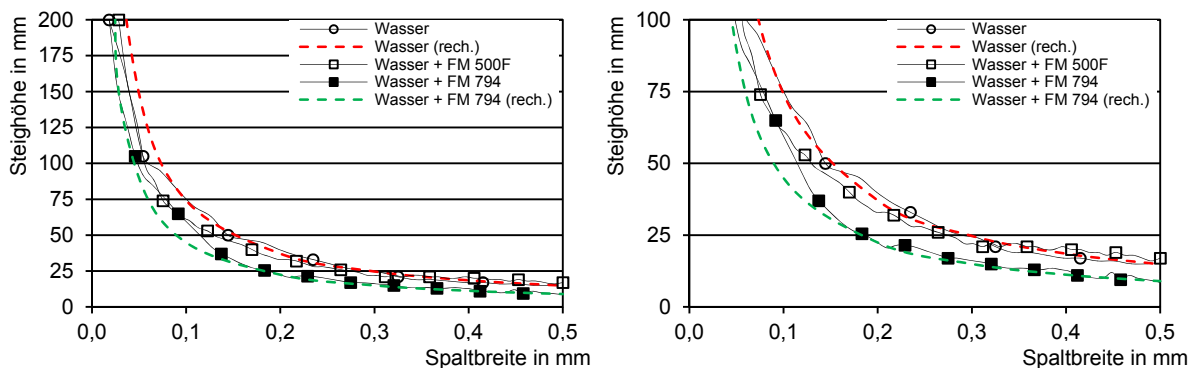


Abbildung 8.177: Steighöhen von Wasser und Wasser mit Fließmittel durchgezogene Verläufe: gemessene Steighöhen gestrichelte Verläufe: rechnerische Steighöhen

Wie zu erwarten war, sind gemessenen Verläufe für reines Wasser und von Wasser mit FM 500F nahezu identisch, da FM 500F die Oberflächenspannung kaum beeinflusst. Die Steighöhe des mit FM 794 versetzten Wassers ist gegenüber der des reinen Wassers herabgesetzt. Die Reduzierung der Oberflächenspannung bedingt also eine Reduzierung der Kapillarspannung.

Die gemessenen Verläufe stimmen vor allem im Bereich der großen Spaltbreiten gut mit den rechnerischen überein. Der Versuch ist also geeignet, um Auswirkungen von Kapillarspannungen zu untersuchen bzw. abzuschätzen.

8.10.2 Zementleime

Neben den bereits vorgestellten Wasser-Fließmittel-Lösungen wurden zusätzlich Zementleime untersucht. Der Versuchsaufbau entspricht dem für wässrige Lösungen mit der Ausnahme, dass die Platten in Zementleime eingetaucht wurden (vgl. Abbildung 8.178).

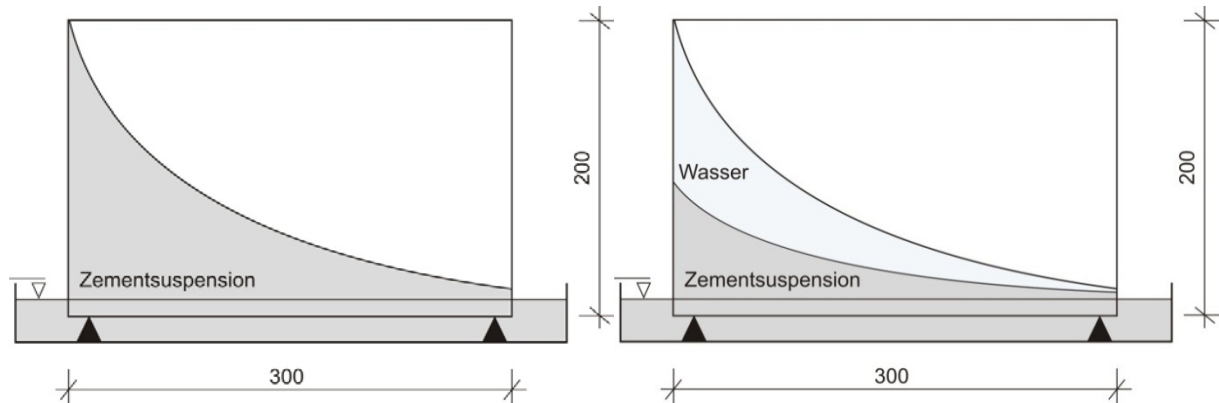


Abbildung 8.178: Prinzipielle Darstellung der Entmischung
Links: stabile Zementsuspension
Rechts: entmischte Zementsuspension

Analog zu den wässrigen Lösungen wurden die Zementleime über die ganze Plattenbreite hochgesaugt. Einige Zementleime zeigten jedoch Entmischungserscheinungen, weshalb über die Plattenbreite zwei Verläufe dokumentiert wurden.

In Abbildung 8.179 sind die Steighöhen von Zementleimen mit und ohne Fließmittel für die beiden verwendeten Zemente dargestellt. Die Zementleime, die mit Fließmittel hergestellt wurden, zeigen im Gegensatz zu den Zementleimen ohne Zusatz von Fließmittel (Verläufe mit runden Markern) keine Entmischungen. Die Steighöhe des noch homogenen Zementleims wurde als durchgezogene Linie dargestellt, die zugehörige des darüber hinaus ansteigenden „Blutwassers“ als gestrichelte Linie.

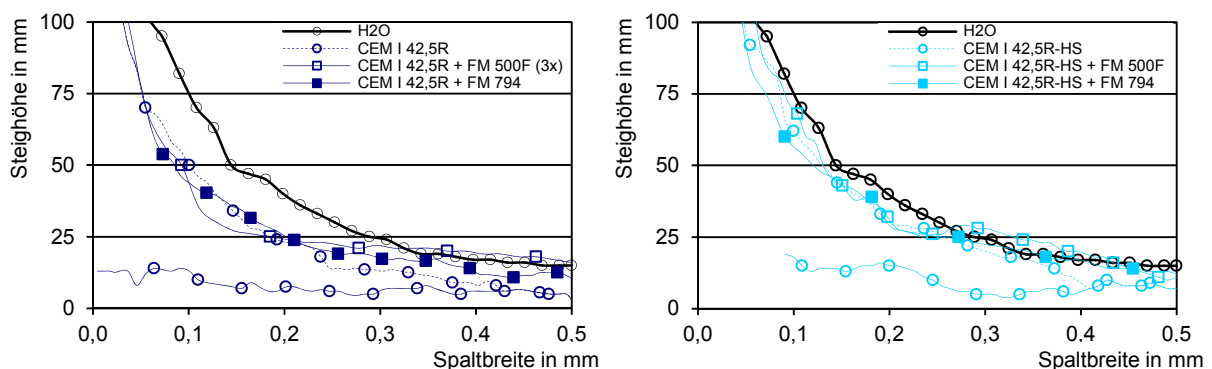


Abbildung 8.179: Kapillare Steighöhen von Zementleimen
durchgezogene Verläufe: Steighöhe der Suspension, nicht entmischt
gestrichelte Verläufe: Steighöhe des Porenwassers bei Entmischung
Links: CEM I 42,5R
Rechts: CEM I 45,2R-HS

An dieser Stelle muss angemerkt werden, dass die Zementleime aus CEM I 42,5R mit FM 794 gegenüber denen mit FM 500F für die gewählte Grunddosierung gemäß Tabelle 7.9 weniger zum Entmischen neigen. Erst durch eine Verdreifachung der Dosierung für die Mischung CEM I 42,5R + FM 500F konnte eine stabile Suspension über die gesamte Plattenbreite hergestellt werden.

Falls vorhanden, ist der Zementleim im Entmischungsbereich nicht mehr in der Lage, die Feststoffe in Lösung zu halten. Prinzipiell kann daher zwischen stabilen Zementleimen (vgl. Abbildung 8.178 Links) und Zementleimen, die zum Entmischen neigen, (vgl. Abbildung 8.178 Rechts) unterschieden werden.

Die Untersuchungen mit den Zementleimen zeigen im Vergleich zu den entsprechenden Wasser-Fließmittel-Lösungen einen geringeren Einfluss der Oberflächenspannung auf die kapillare Steighöhe. Die Steighöhen der Zementleime sind unabhängig von den verwendeten Fließmitteln in etwa identisch. Der Grund hierfür ist in der Viskosität der Zementleime zu suchen, die bei der Betrachtung der Steighöhe ebenfalls hätte berücksichtigt werden müssen. Nach (Riecken 1997) beeinflusst die Viskosität die Steighöhe direkt proportional. Die Viskosität der Zementleime wurde jedoch nicht untersucht, da als Hauptkriterium das gleiche Ausbreitmaß der zugehörigen Betonmischungen als maßgebend angesehen wurde. Neben der Stabilisierung der Zementsuspension bewirken Fließmittel, dass bei gleichem Kapillardruck neben Porenwasser zudem feine Zementpartikel in Poren des Altbetons eindringen.

These 37: „Durch den Zusatz von Fließmitteln neigen Zementleime weniger zu Entmischungen.“

These 38: „Die Stabilität der Porenlösung begünstigt den Transport von Zementpartikeln in den Altbeton.“

8.10.3 Variation der Oberflächen

In einem zweiten Schritt wurde der Einfluss unterschiedlicher Oberflächen auf das Saugverhalten untersucht. Der Versuchsaufbau entspricht der Geometrie von Abbildung 8.176, wobei eine Glasplatte gegen eine Betonplatte ausgetauscht wurde. Zudem wurde die Spaltbreite von 0,5 auf 0,1 mm reduziert. Es sollte untersucht werden, inwiefern sich tatsächlich vorhandene Kontaktwinkel zwischen Zementsuspension und Beton auf die Ergebnisse auswirken. Hierfür wurden geschnittene und zusätzlich geschliffene Betonplatten sowie schalglatte Betonflächen verwendet. Die Parameterkombinationen sind in Tabelle 8.6 dokumentiert.



Abbildung 8.180: modifizierter Versuchsaufbau analog Abbildung 8.176 (eine Glasplatte wurde durch eine geschliffene Betonplatte getauscht)

Tabelle 8.6: Versuchsraster mit Betonplatte

Platten		Wasser			Zementsuspension, w/z-Wert					
Art	Spalt				CEM I 42,5 R		CEM I 42,5 HS			
		--	FM 500F	FM 794	--	FM 500F	FM 794	--	FM 500F	FM 794
Glas/Beton (geschnitten, trocken)	0,1 mm	x			0,4		0,4/0,5			0,5
Glas/Beton (geschnitten, nass)	0,1 mm	x								
Glas/Beton (geschalt, trocken)	0,1 mm						0,5			0,5

Die Versuche mit den Betonplatten sind als Tastversuche zu verstehen. Die gewählten Oberflächen sind geometrisch nicht exakt (Unebenheiten, Poren usw.) und verfälschen die Ergebnisse. Wiederholungsversuche mit denselben Platten sind nur bedingt realisierbar, da die Platten selbst zum Teil Zementsuspension aufnehmen und sich daher der Oberflächencharakter bzw. die Struktur im Laufe der Wiederholungsversuche ändern würde. Eine Vergleichbarkeit der Versuche wäre nicht mehr gegeben.

Generell stellt sich an den Grenzflächen (Glas- zur Betonplatte) ein unterschiedlicher Kontaktwinkel ein. Die beobachtete Steighöhe ist als Kombination der Steighöhen aus Glas- und Betonplatte zu verstehen (vgl. Abbildung 8.181).

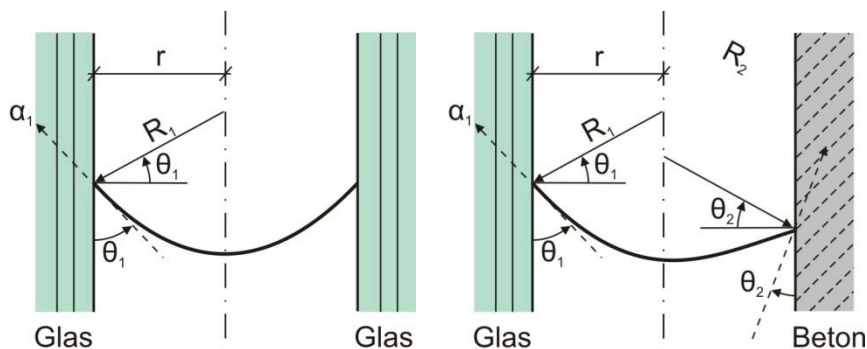


Abbildung 8.181: Krümmung (Meniskus) der Flüssigkeitsoberfläche im Plattenspalt bei:
Links: gleichen Materialien
Rechts: verschiedenen Materialien der Spaltwänden

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Die Rahmenbedingungen für die Glasplatten sind konstant, so dass die Versuche grundsätzlich geeignet sind, um Einflüsse verschiedener Betonoberflächen abschätzen zu können. In Abbildung 8.182 ist die kapillare Steighöhe einer geschnittenen, trockenen Betonoberfläche, der einer geschnittenen und genässten Betonoberfläche gegenübergestellt.

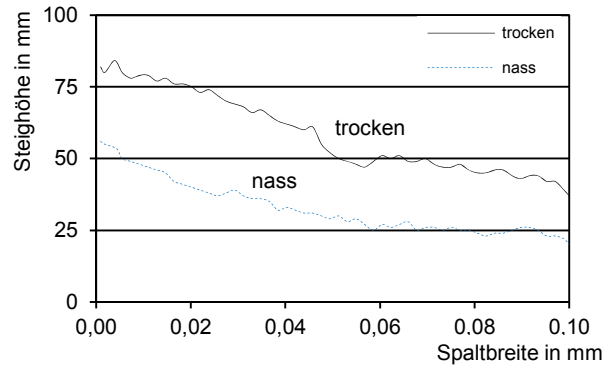


Abbildung 8.182: Plattenversuch mit Betonplatte; nasse bzw. trockene Plattenoberfläche (Versuch mit Wasser)

Die Steighöhe an der nassen Oberfläche ist deutlich kleiner. Zurückzuführen ist dies auf den sich bei etwa 90° einstellenden Kontaktwinkel aufgrund der ähnlichen Beschaffenheit der Phasen an der Kontaktfläche des Wassers zur nassen Betonoberfläche. An der betonseitigen Kontaktfläche kann sich kein Winkel ausbilden, sodass die Kapillarkraft im Vergleich zu einer trockenen Betonoberfläche zurückgeht.

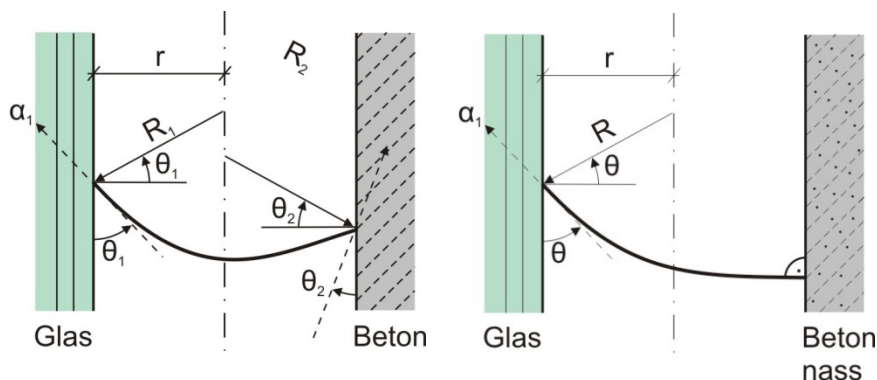


Abbildung 8.183: Kontaktwinkel für trockenes und nasses Material

Die Abbildung 8.184 Links zeigt den Unterschied der kapillaren Steighöhen zweier Zementleime. Obwohl im reinen Glasplattenversuch augenscheinlich durch die Verwendung unterschiedlicher Zemente und Fließmittel keine großen Unterschiede der Steighöhen erkennbar waren, wird durch die Zementart in Verbindung mit FM 794 die Steighöhe stark verändert.

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

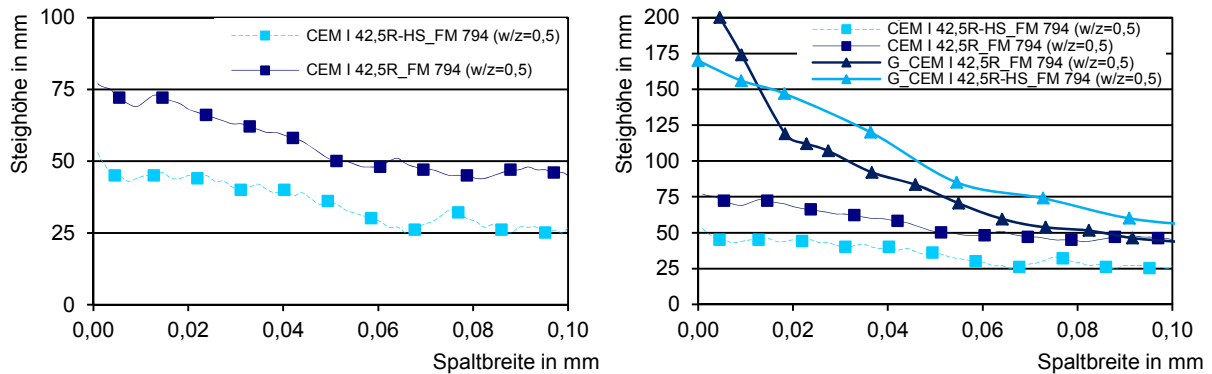


Abbildung 8.184: Links: Plattenversuch mit Betonplatte; Einfluss der Zementart auf die Steighöhe (geschnittene Betonoberfläche)
Rechts: Direkter Vergleich Glas- (dreieckige Markierungen) zum Betonplattenversuch (viereckige Markierungen)

Die Kombination von FM 794 und CEM I 42,5R-HS bewirkt offensichtlich eine deutliche Verminderung der Steighöhe. Ursächlich hierfür muss daher der Kontaktwinkel zwischen Zementsuspension und der geschnittenen Betonfläche sein. Die Ergebnisse sind jedoch mit Unsicherheiten behaftet, da die Steighöhen an den Betonplatten mit zwei unterschiedlichen, geschliffenen Betonflächen durchgeführt wurden. Eine generelle Aussage sollte vor diesem Hintergrund von Abbildung 8.184 Links nicht abgeleitet werden.

8.10.4 Zusammenfassung

Aus den Plattenversuchen sind als wichtigste Erkenntnisse abzuleiten:

- Fließmittel erhöhen die Stabilität der Zementleimsuspensionen und erhöhen damit bei hohen Kapillarkräften das Wasserrückhaltevermögen der Zementleime.
- Die reduzierte Oberflächenspannung wirkt sich direkt auf die kapillare Steighöhe aus.
- Neben der Oberflächenspannung wird die Steighöhe zudem maßgeblich durch die Viskosität beeinflusst.
- Nasse Oberflächen führen zu einer geringeren kapillaren Steighöhe

Der Plattenversuch stellte ein einfaches Verfahren dar, um wichtige Eigenschaften von Zementleimen zu bestimmen.

8.11 Mikroskopische Untersuchungen an Verbundkörpern

Entsprechend der Ausführungen in Kapitel 4.3 sollten Erkenntnisse, die auf makroskopischer Ebene gewonnen wurden, auch hinsichtlich mikroskopischer Einflüsse untersucht werden. Für die folgenden Auswertungen wurden aus den Grundplatten neben den Spaltkörpern Proben für mikroskopische Untersuchungen gewonnen (vgl. Abbildung 7.21), um den mikroskopischen Zustand der erhärteten Fugen zu untersuchen. Daneben wurden Probekörper hergestellt, mit deren Hilfe die Vorgänge in der Fuge bei Erhärtungsbeginn untersucht wurden. Die folgenden mikroskopischen Darstellungen wurden mit Hilfe eines atmosphärischen Rasterelektronenmikroskops (XL 30 ESEM; Hersteller: FEI Company) am Lehrstuhl für Bauchemie der Technischen Universität München erstellt.

8.11.1 Untersuchungen an ausgehärteten Verbundfugen

Die Anschliffe (vgl. Abbildung 7.21) der im Bereich der Verbundfuge entnommenen Körper geben Aufschluss über die tatsächliche Beschaffenheit des Alt- und Neubetons im Bereich der Verbundfuge. Die Abbildung 8.185 zeigt, dass sich bei rüttelrauen Altbetonoberflächen Verdichtungsporen wenige Mikrometer unterhalb der oberflächlichen Zementschlempeschicht ansammeln. Diese Ansammlungen von Poren wirken wie eine Perforierung der Altbetonoberfläche. Typischerweise versagt bei rüttelrauen Oberflächen nicht die Adhäsion selbst, sondern der Altbeton entlang der geschwächten Perforierungszone.

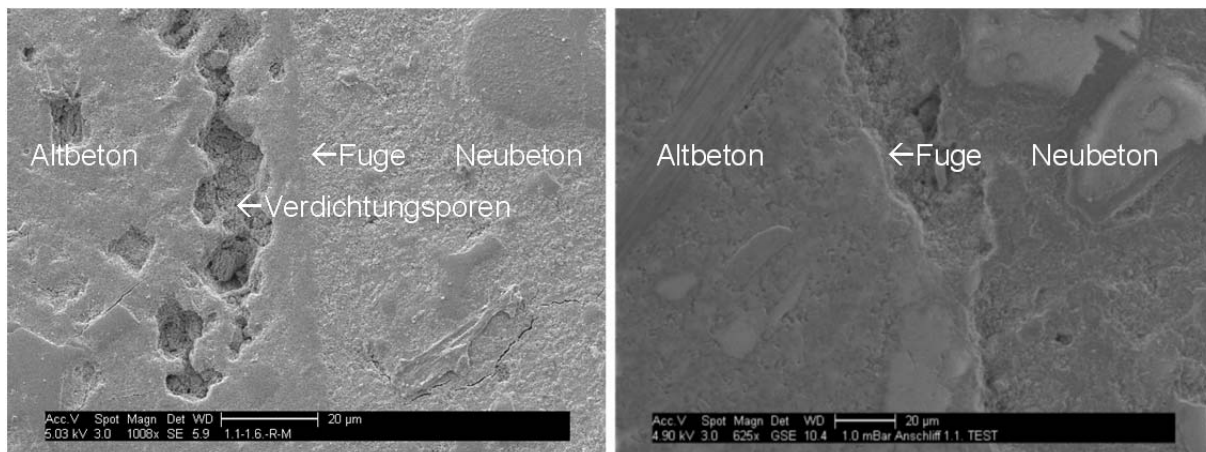


Abbildung 8.185: Anschliff der Verbundfuge nach (Plank, de Reese 2011)
Links: rüttelraue Altbetonoberfläche
Rechts: druckwassergestrahlte Altbetonoberfläche

Bei druckwassergestrahnten Fugen wurde die perforierte Zementschlempeschicht abgetragen, weshalb keine derartigen Ansammlungen dokumentiert wurden.

These 39: „Durch Abtrag unzureichend verdichteter Zementschlempeschichten kann die Verbundfestigkeit erhöht werden.“

8.11.2 Untersuchungen an „jungen“ Verbundfugen

Entsprechend der Ausführungen in Kapitel 4.3 wurde von (Hirsch 2004) festgestellt, dass unterschiedliche Fließmittel des Kristallwachstums manipulieren können. Deshalb sollte untersucht werden, ob sich die frühen Hydratationsprodukte für verschiedene Zement-Fließmittel-Kombinationen unterscheiden.

Die Kristallstrukturen der einzelnen Zement-Fließmittel-Kombinationen – ohne Einfluss der Fuge – sind bereits in Abbildung 7.10 bis Abbildung 7.12 dargestellt. Um den eventuellen Einfluss der Fugen zu untersuchen, wurden Reststücke der Platten (vgl. Abbildung 7.21) mit den jeweiligen Zementleimen ergänzt und nach etwa 24 Stunden zertrümmert. Die frischen Bruchflächen stellen eine durch weitere Effekte unbeeinflusste Grenzzone dar. Das Vorgehen ist prinzipiell in Abbildung 8.186 dargestellt.

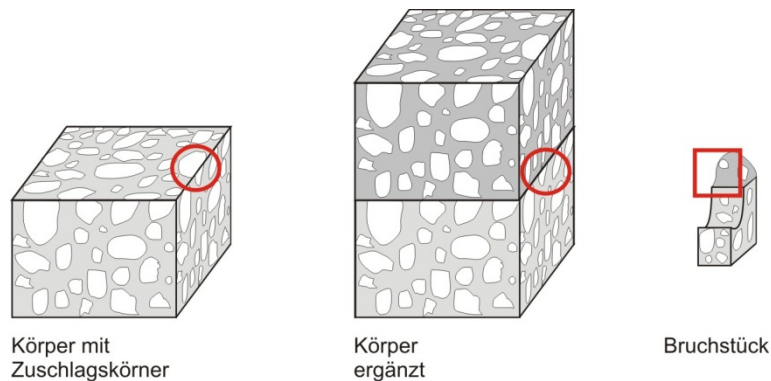


Abbildung 8.186: Herstellung der Bruchflächen

Nachfolgend sind jeweils Aufnahmen der Lagerbetten von Zuschlagskörnern im Bereich der Verbundfuge dargestellt. Anhand der Aufnahmen kann festgestellt werden, ob sich im Altbeton „neue“ Hydratationsprodukte gebildet haben. Die Menge der Hydratationsprodukte hängt von der Menge an Zement ab, die in den Altbeton „gesaugt“ wurde. Als Referenz (vgl. Abbildung 8.187) diente die Bruchfläche eines Körpers, der nicht mit „Neubeton“ ergänzt wurde. Die Übergangzone wurde nicht durch Porenlösung infiltriert. Die betrachtete Grenzfläche zeigt, typisch für erhärtete Betone, keine Hydratationsprodukte.

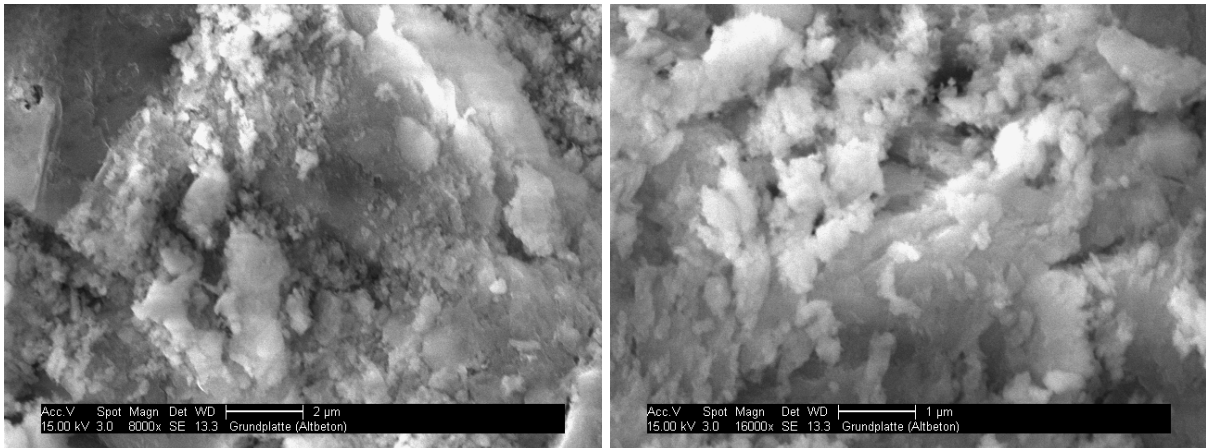


Abbildung 8.187: ESEM-Aufnahme einer nicht infiltrierten Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementstein (Plank, de Reese 2011) als Referenz
Links: 8000-fache Vergrößerung
Rechts: 16000-fache Vergrößerung

Auf den nachfolgenden Abbildungen sind vor allen Ettringit-Nadeln (lange stängelige Kristalle) und C-S-H Phasen (feiner filziger Bewuchs) zu erkennen. Abbildung 8.188 und Abbildung 8.189 (CEM I 42,5R-HS + FM) zeigen im Vergleich zur Referenzaufnahme (Abbildung 8.187) wenige Hydratationsprodukte, vor allem Ettringitnadeln. Es konnten also nur wenige Zementpartikel in die Zwischenräume eindringen.

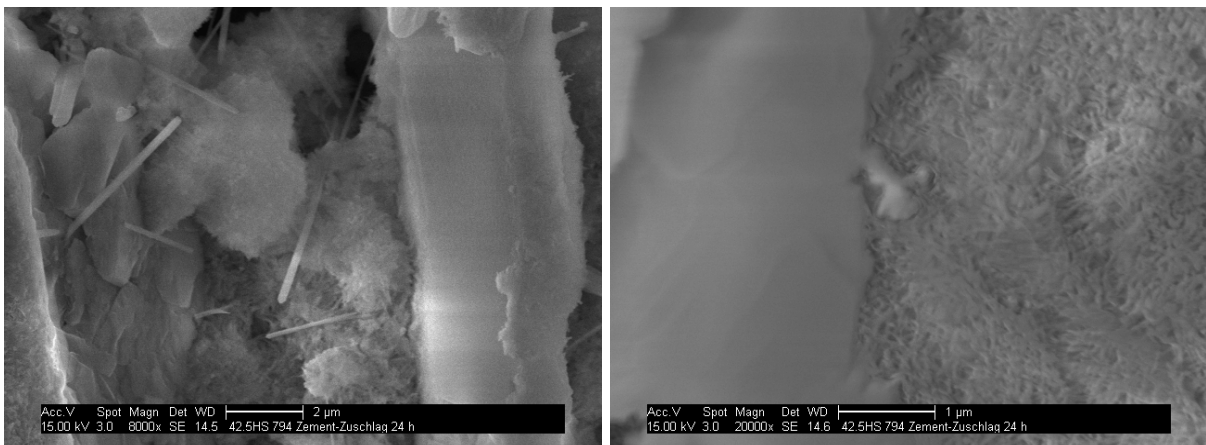


Abbildung 8.188: ESEM-Aufnahme einer infiltrierten Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementstein 24 Stunden nach Neubetonergänzung mit CEM 42,5 R-HS + FM 794 (0,11 % bwoc, w/z = 0,51) ;Links: 8000-fache Vergrößerung; Rechts: 16000-fache Vergrößerung, (Plank, de Reese 2011)

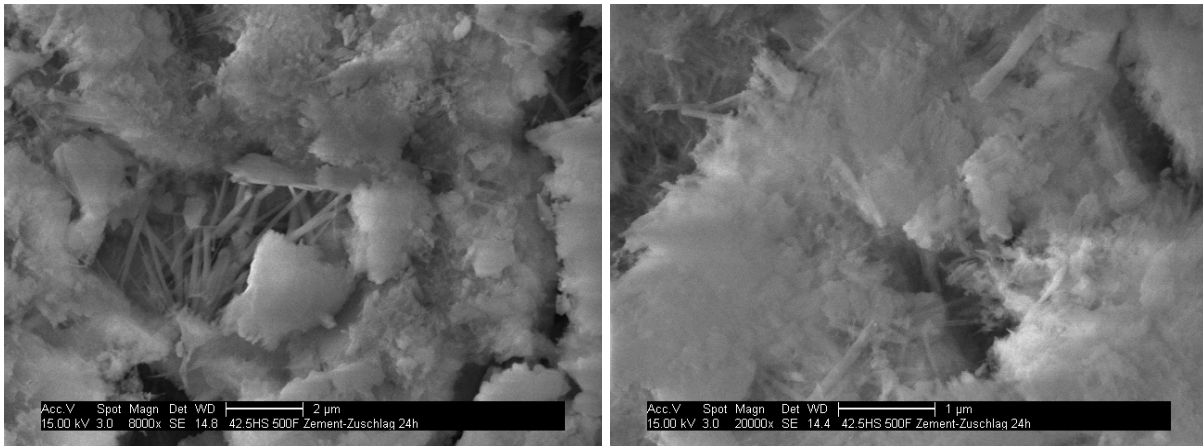


Abbildung 8.189: ESEM-Aufnahme einer infiltrierten Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementstein 24 Stunden nach Neubetonergänzung mit CEM 42,5 R-HS + FM 500 F (0,23 % bwoc, w/z = 0,51) ;Links: 8000-fache Vergrößerung; Rechts: 16000-fache Vergrößerung, (Plank, de Reese 2011)

Tendenziell konnten bei Neubetonen mit FM 500 F mehr Hydratationsprodukte als bei Verwendung von FM 794 beobachtet werden. Als Erklärung hierfür kann die durch FM 794 reduzierte Oberflächenspannung der Porenlösung und die entsprechend kleinere Kapillarspannung angesehen werden. D. h., es dringen weniger Zementpartikel in die Übergangsschicht ein, die dort auskristallisieren können.

Falls der Neubeton (bzw. Zementleim) mit CEM I 42,5R (Abbildung 8.190 und Abbildung 8.191) statt mit CEM I 42,5-HS (Abbildung 8.188 und Abbildung 8.189) hergestellt wurde, konnten mehr Hydratphasen – vor allem Ettringit – dokumentiert werden. Dies ist vor allem durch den unterschiedlichen C_3A Gehalt zu begründen. Die Ettringitnadeln sind stark miteinander verwachsen, wobei dieses Geflecht zusätzlich durch nanokristalline C-S-H Phasen verdichtet wird.

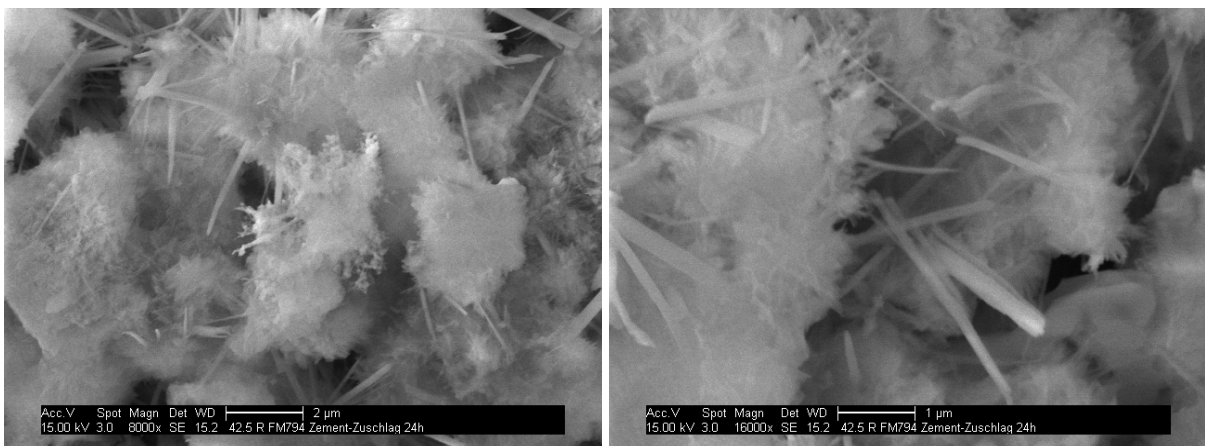


Abbildung 8.190: ESEM-Aufnahme einer infiltrierten Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementstein 24 Stunden nach Neubetonergänzung mit CEM 42,5 R + FM 794 (0,11 % bwoc, w/z = 0,51) ;Links: 8000-fache Vergrößerung; Rechts: 16000-fache Vergrößerung; (Plank, de Reese 2011)

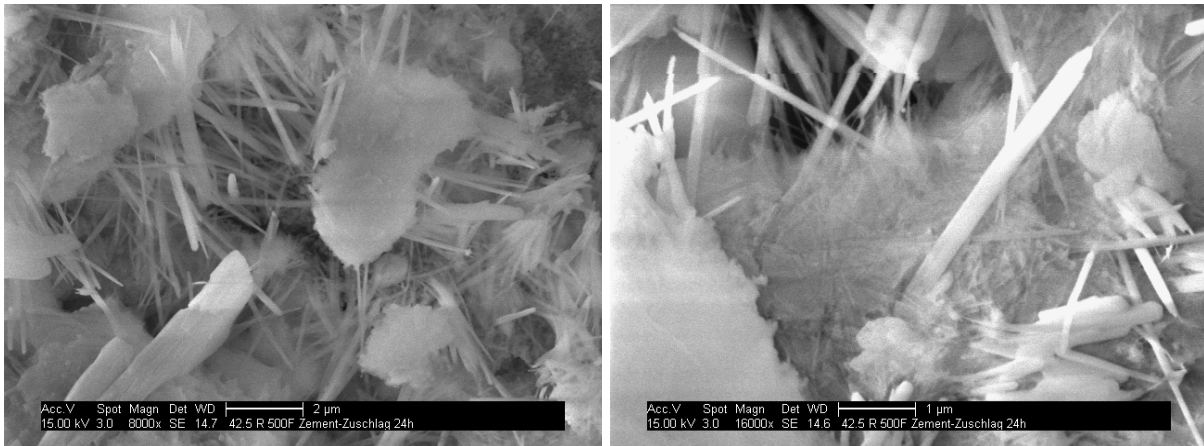


Abbildung 8.191: ESEM-Aufnahme einer infiltrierten Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementstein 24 Stunden nach Neubetonergänzung mit CEM 42,5 R + FM 500 F (0,23 % bwoc, w/z = 0,51) ;Links: 8000-fache Vergrößerung; Rechts: 16000-fache Vergrößerung, (Plank, de Reese 2011)

Im Vergleich zum Neubeton mit FM 794 (Abbildung 8.190) finden sich in der mit Neubeton mit FM 500F ergänzten Grenzzone vergleichsweise mehr stärker miteinander verwachsene Hydratationsprodukte. Offensichtlich bewirkt auch hier unter anderem die Absenkung der Oberflächenspannung durch FM 794, dass weniger Zementpartikel in Altbetonzwischenräume gelangen und dort hydratisieren können.

Durch den dichteren Verbund der Hydratationsprodukte in der Fuge und den daran angrenzenden Grenzflächen im Altbeton können höhere Kräfte übertragen werden. Es bietet sich die Möglichkeit einer mikromechanischen Verzahnung, indem Zementpartikel des Neubetons in die Poren und Mikrorisse des Altbetons eindringen und die Hydratationsprodukte über die Verbundfuge hinweg verwachsen. Bildlich gesprochen „wurzelt“ der Neubeton im Altbeton. Je mehr Zementpartikel des Neubetons in den Altbeton eindringen können, desto stärker wird dieser Effekt ausgebildet.

These 40: „Saugende Oberflächen begünstigen eine mikromechanische Verzahnung des Neubetons mit dem Altbeton.“

8.11.3 Zusammenfassung

Die mikroskopischen Untersuchungen zeigen einerseits den Einfluss einer selektiven Aufrauung der Altbetonoberflächen. Durch Abtrag der durch herstellungsbedingte Einflüsse (Poren) minderfesten Altbetonoberfläche kann die Verbundfestigkeit gesteigert werden.

Falls saugende Oberflächen ergänzt werden, wird die Verwurzelung des Neubetons im Altbeton gefordert. Es können sich „Hydratationsproduktbrücken“ zwischen Alt- und Neubeton ausbilden. Ettringitkristalle können dabei große Distanzen überbrücken und dienen dabei eventuell als Kristallisationskeime für eine weitere Verdichtung der Kristallbrücken.

9 Parameteridentifikation

Im Kapitel 8 sind die Abhängigkeiten der untersuchten Einflussfaktoren auf den Verbund dargestellt. Die Auswertungen der Spaltzug- und Keilspaltzugversuche erfolgte grundsätzlich auf Basis der ermittelten Rauheit der Altbetonoberflächen der Verbundkörper. Anhand der Ergebnisse war es möglich, den Bindungsmechanismus zwischen Alt- und Neubeton darzustellen. Neben dieser qualitativen Beschreibung der Zusammenhänge sollten zudem die Parameter möglichst quantitativ hinsichtlich ihres Einflusses auf den Verbund untersucht werden. Dies erfolgte anhand von Regressionsanalysen, wobei die Korrelationskoeffizienten aller Parameter zur Zielgröße, der Verbundfestigkeit, bestimmt wurden. Die Korrelationskoeffizienten entsprechen einer statistischen Wichtung der einzelnen Parameter auf den Verbund. Im Folgenden wird dieses Vorgehen als „Sensitivitätsanalyse“ bezeichnet. Die Analysen wurden mit dem Softwarepaket OptiSlang (Dynardo GmbH 2010) der Dynardo GmbH durchgeführt. Die Software dient vor allem der Optimierung von Strukturen. Um nicht im Sinne einer „Trial and Error“ Vorgehensweise, z. B. im Rahmen einer Monte Carlo Simulation alle Parameter zu variieren, ist dem eigentlichen Optimierungsprozess eine Sensitivitätsanalyse vorgeschaltet, die der Identifikation relevanter Parameter dient. In einem zweiten Schritt wird die Optimierungsaufgabe auf diese Parameter beschränkt. An dieser Stelle wird deshalb ausschließlich die Parameteridentifikation genutzt, um die relevanten Eingangsgrößen (Zementart, Rauheit, usw.) für die vorgegebenen Zielgrößen (Spaltzugfestigkeit, Bruchenergie, usw.) zu ermitteln. Zur Parameteridentifikation wird der Korrelationskoeffizient zwischen Eingangs- und Zielgröße bestimmt. Hierfür wird der resultierende Korrelationskoeffizient herangezogen, der sich aus linearen (vgl. Gl. 9.1) und quadratischen Korrelationskoeffizienten (vgl. Gl. 9.2) zusammensetzt.

$$r_{ij} = \frac{1}{N-1} \frac{\sum_{k=1}^N (x_i^k - \mu_{x_i})(x_j^k - \mu_{x_j})}{\sigma_{x_i} \sigma_{x_j}} \quad \text{Gl. 9.1}$$

$$\rho_{ij} = \frac{1}{N-1} \frac{\sum_{k=1}^N (\hat{y}^{(k)}(x_i) - \mu_{\hat{y}(x_i)})(x_j^{(k)} - \mu_{x_j})}{\sigma_{\hat{y}(x_i)} \sigma_{x_j}} \quad \text{Gl. 9.2}$$

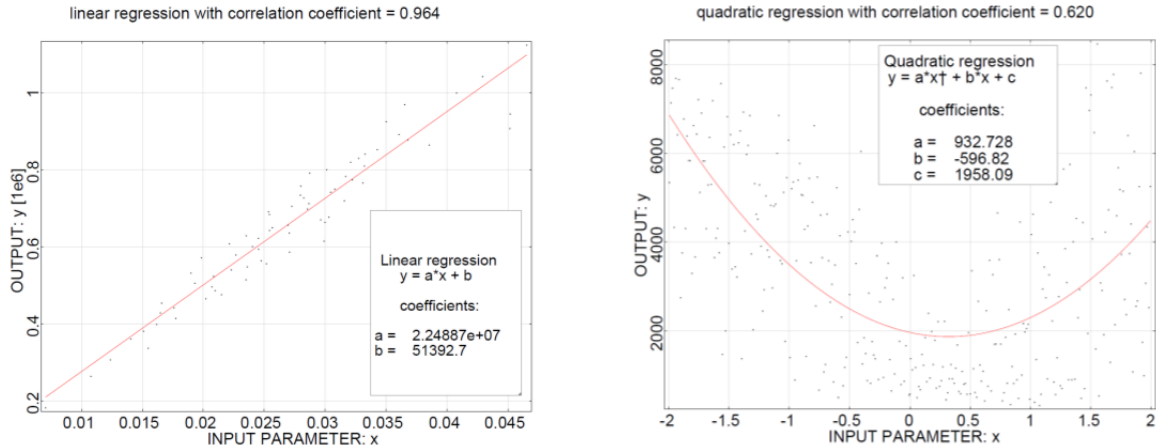


Abbildung 9.1: Beispiele linearer (links) und quadratischer (rechts) Korrelation nach (Dynardo GmbH 2010)

Neben dem linearen und dem quadratischen Korrelationskoeffizienten kann auch der resultierende Korrelationskoeffizient dargestellt werden, der beide berücksichtigt. Im Rahmen der Analyse erhält man eine Korrelationskoeffizientenmatrix mit Eingangs- und Zielgrößen (vgl. Abbildung 9.2).

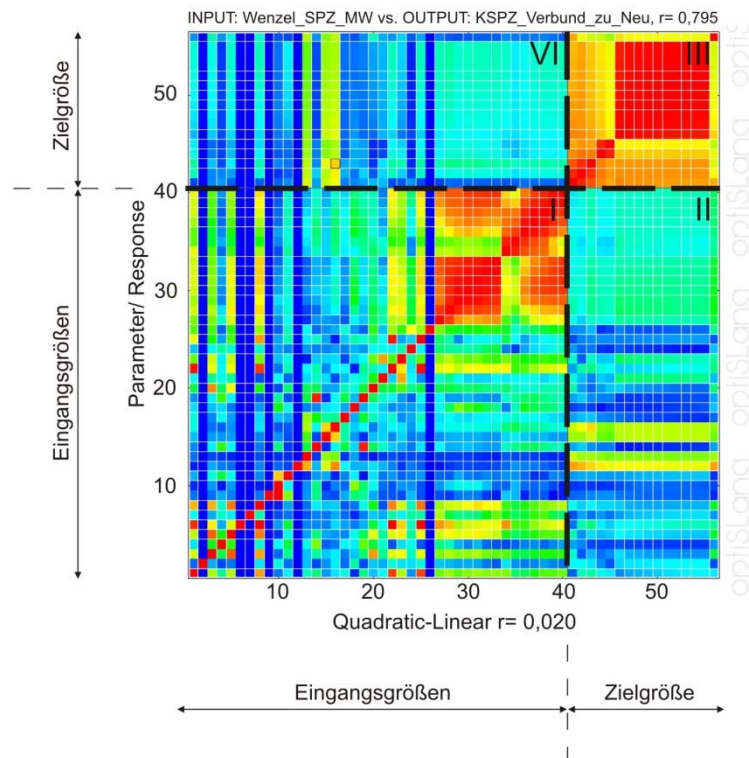


Abbildung 9.2: Korrelationskoeffizientenmatrix (rote Quadrate entsprechen einem hohen Bestimmtheitsmaß r, blaue Quadrate einem niedrigen Bestimmtheitsmaß r)

Parameteridentifikation

Der Farbverlauf von Rot nach Blau kennzeichnet dabei die Abnahme des Bestimmtheitsmaßes von eins auf null. Auf der Diagonale befinden sich logischerweise hohe Bestimmtheitsmaße, da die Quadrate denselben Wert repräsentieren. Entscheidend für die Auswertung sind die Bereiche II und IV der Korrelationsmatrix, da den Eingangsgrößen die Zielgrößen gegenübergestellt werden.

Die für die Auswertung verwendeten Eingangsgrößen sind in Tabelle 9.2 dargestellt und erklärt. Generell sind als Eingangsgrößen numerische Werte zu verwenden. Die Wassersättigung des Altbetons wurde beispielsweise nicht versuchstechnisch bestimmt, weshalb die logischen Werte (wassergesättigter Altbeton ja oder nein) in „numerische Werte“ im Rahmen der Eingabe „umgewandelt“ werden mussten. Das genaue Vorgehen hierzu ist z. B. (Ecklerlein 2011) zu entnehmen. Die Eingabe der „Outputs“ (vgl. Tabelle 9.1) erfolgte analog.

Tabelle 9.1: Outputs der Sensitivitätsanalyse

Bez. des Outputs	Wert	Beschreibung
f_ctspm_verb	numerisch	Mittelwert der Spaltzugfestigkeit des Verbundkörpers
f_ctspm_verb_f_ctspm_min__neu_alt	numerisch	relative Spaltzugfestigkeit des Verbundkörpers
f_ctksm_verb	numerisch	Mittelwert der Keilspaltzugfestigkeit des Verbundkörpers
f_ctksm_verb_f_ctksm_min__neu_alt	numerisch	relative Keilspaltzugfestigkeit des Verbundkörpers
f_ctspm_verb_f_ctksm_verb	numerisch	Verhältnis der relativen Spaltzug- zur Keilspaltzugfestigkeit
GF_10_verb	numerisch	Mittelwert der Bruchenergie des Verbundkörpers
GF_10_verb_min__alt_neu	numerisch	relative Bruchenergie des Verbundkörpers

Für jede Zielgröße kann der Korrelationskoeffizient jeder Eingangsgröße bestimmt werden. Anhand der Reihung der Korrelationen kann die Wichtigkeit der einzelnen Parameter bestimmt werden.

Zur Bewertung der Korrelationskoeffizienten wird in der Folge zwischen:

- starker Korrelation (Korrelationskoeffizienten zwischen 1,0 und 0,7)
- mittlerer Korrelation (Korrelationskoeffizienten zwischen 0,7 und 0,2) und
- schwacher Korrelation (Korrelationskoeffizienten zwischen 0,2 und 0)

unterschieden. Entsprechend der Eingruppierung der Korrelationskoeffizienten kann die Relevanz der einzelnen Inputs auf die Zielgröße bestimmt werden.

Parameteridentifikation

Tabelle 9.2: Inputs der Sensitivitätsanalyse

Bez. des Inputs	Wert	Beschreibung
c_din_ctksm	0 bis 0,5	Adhäsionsbeiwert gemäß DIN 1045-1
c_din_ctspm	0 bis 0,5	Adhäsionsbeiwert gemäß DIN 1045-1
E_alt56_MW	numerisch	E-Modul des Altbetons nach 56 Tagen
f_ctksm_alt	numerisch	Keilspaltzugfestigkeit des Altbetons
f_ctspm_alt	numerisch	Spaltzugfestigkeit des Altbetons
fcc_alt_mw	numerisch	Druckfestigkeit des Altbetons
fck_DIN_alt	numerisch	normative Druckfestigkeit des Altbetons
fctk_005_DIN_alt	numerisch	5 % Quantilwert der normativen Zugfestigkeit des Altbetons
fctk_095_DIN_alt	numerisch	95 % Quantilwert der normativen Zugfestigkeit des Altbetons
fctm_DIN_alt	numerisch	Mittelwert der normativen Zugfestigkeit des Altbetons
Gf_10_alt	numerisch	Bruchenergie des Altbetons
verdichtung	gut/schlecht	Verdichtungsgrad der Altbetonoberfläche
zuschlag	ja/nein	wurde der Zuschlag freigelegt
eps_w_1 bis 28	numerisch	Schwindmaß des Neubeton; nach 1 Tag bis 28 Tagen; auf einen Tag nach Wasserzugabe bezogen
eps_er_1 bis 28	numerisch	Schwindmaß des Neubeton; nach 1 Tag bis 28 Tagen; auf den Erhärtungszeitpunkt bezogen
d_eps_er_1 bis 28	numerisch	Schwindmaßdifferenz zwischen Alt- und Neubeton; nach 1 Tag bis 28 Tage; auf den Erhärtungszeitpunkt bezogen
Ausbreitmass	numerisch	Ausbreitmaß
E_neu28	numerisch	E-Modul des Neubetons nach 28 Tagen
f_ctksm_neu	numerisch	Keilspaltzugfestigkeit des Neubetons
f_ctspm_neu	numerisch	Spaltzugfestigkeit des Neubetons
fcc_alt_neu	numerisch	Druckfestigkeit des Altbetons / Neubetons
fcc_neu_mw	numerisch	Druckfestigkeit des Neubetons
fck_DIN_neu	numerisch	normative Druckfestigkeit des Neubetons
fctk_005_DIN_neu	numerisch	5 % Quantilwert der normativen Zugfestigkeit des Neubetons
fctk_095_DIN_neu	numerisch	95 % Quantilwert der normativen Zugfestigkeit des Neubetons
fctm_DIN_neu	numerisch	Mittelwert der normativen Zugfestigkeit des Neubetons
FM_Konz	numerisch	Fließmittelkonzentration
FM_Typ	FM 500F, FM 794, FM 30	Fließmitteltyp
Gf_10_neu	numerisch	Bruchenergie des Neubetons
Luftporen	numerisch	Luftporengehalt
Rohdichte	numerisch	Rohdichte
w_z	numerisch	Wasser-Zement-Wert
wassersaettigung	ja/nein	Altbeton wassergesättigt
Zement_FM	CEM I 42,5R-HS + FM 794	Zement-Fließmittel-Interaktion
Zementmenge	numerisch	Zementmenge je m ³
Zementsorte	CEM I 42,5R-HS; CEM I 42,5R	Zementart
E_alt_neu	numerisch	Verhältnis der E-Moduln (E_alt/E_neu)
f_ctksm_alt_neu	numerisch	relative Keilspaltzugfestigkeit
f_ctspm_alt_neu	numerisch	relative Spaltzugfestigkeit
f_ctspm_alt_neu_zu_f_ctksm_alt_neu	numerisch	relative Spaltzugfestigkeit / relative Keilspaltzugfestigkeit
W_ctksm	numerisch	Wenzel'scher Quotient der Keilspaltzugkörper
W_ctspm	numerisch	Wenzel'scher Quotient der Spaltzugkörper
W_ctspm_W_ctksm	numerisch	Verhältnis der Wenzel'schen Quotienten der Spaltzugkörper zu denen der Keilspaltzugkörper
W_Gf	numerisch	Wenzel'scher Quotient der Keilspaltzugkörper

In Abbildung 9.3 Links stehen den linearen Korrelationskoeffizienten in Abbildung 9.3 Rechts die resultierenden gegenüber. Es wird deutlich, dass vor allem Eigenschaften der Altbetonbeschaffenheit einen relevanten Einfluss (Korrelationskoeffizienten > 0,7) auf die erzielbare Spaltzugverbundfestigkeit besitzen. Als wichtigster Parameter wird der „Zuschlag“ ausgegeben, also ob an der Altbetonoberfläche die Zuschlagskörnung freigelegt wurde oder nicht. Falls die Zuschlagskörnung freigelegt wurde, ergab sich ein guter Verbund. An dieser Stelle muss jedoch erwähnt werden, dass die Eingangsgröße Zuschlag mit der Eingangsgröße der Rauheit („W_*, c_*, usw.) bei den eigenen Versuchen korreliert war. D. h., mit dem Freilegen des Zuschlags war zumeist eine Aufrauung der Oberfläche verbunden.

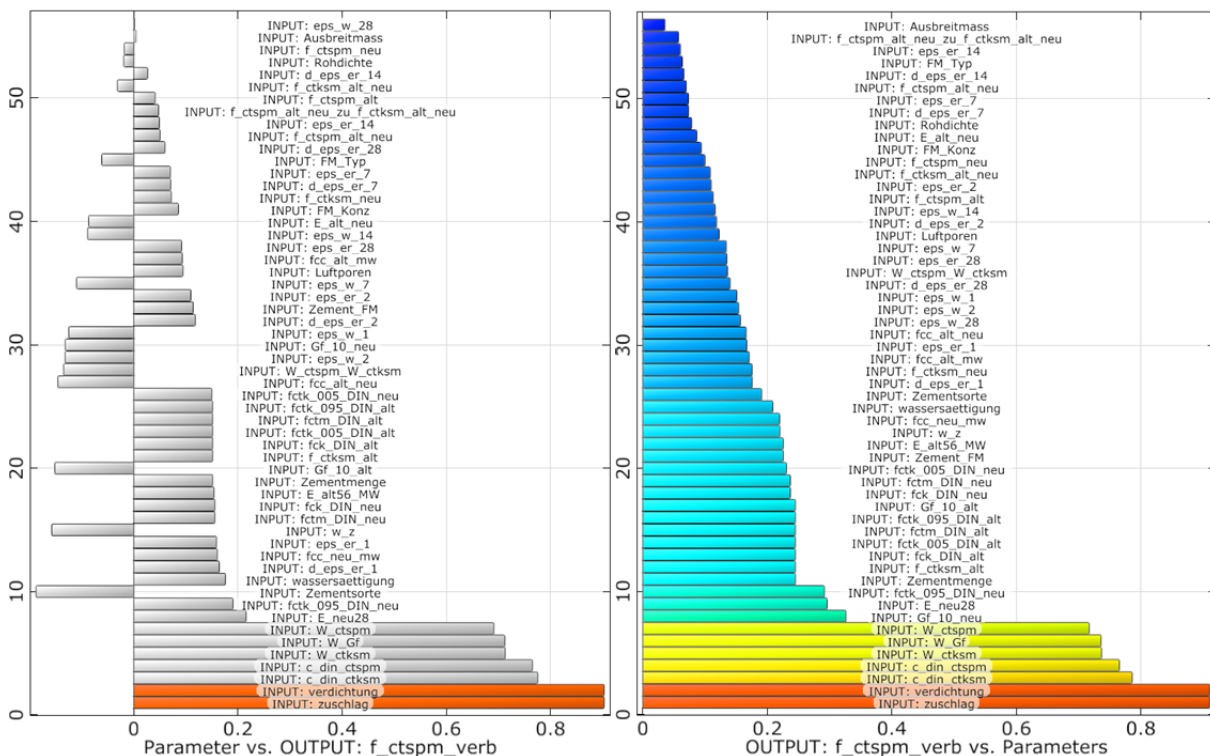


Abbildung 9.3: Korrelation zwischen Eingangsgrößen und der Zielgröße Spaltzugverbundfestigkeit (Datenbasis: Reihen 2 bis 6)
Links: Lineare Korrelationskoeffizienten
Rechts: Resultierende Korrelationskoeffizienten

Ähnlich verhält es sich mit der Inputgröße der Verdichtung. Nach Entfernen der oberflächennahen Zementschlempeschicht wurde von einer gut verdichteten Altbetonoberfläche ausgegangen. Die Auswertung zeigt, dass vor allem die Rauheit mit Korrelationskoeffizienten größer 0,6 maßgebend die erreichbare Verbundfestigkeit bestimmt. Danach folgen die Zementsorte und die Wassersättigung des Altbetons. Die in Kapitel 8.6.4 dargestellten Abhängigkeiten zwischen Zementart und erzielbarer Verbundfestigkeit werden somit bestätigt. Ebenso wie der positive Einfluss saugender Oberflächen (vgl. Kapitel 8.6.6). Der Einfluss des Schwindmaßes nach 28 Tagen („eps_er_28“) ist gegenüber dem nach einem Tag nach Erhärtung bestimmten Schwindmaß („eps_er_1“) geringer. Tendenziell zeigt sich zudem, dass der Bezug der Schwindverformungen auf den Erhärtungszeitpunkt eine

höhere Korrelation zur Spaltzugfestigkeit hat als das Schwindmaß („eps_w_1“), das auf den Zeitpunkt der Wasserzugabe bezogen wurde.

Die Festbetoneigenschaften sind ebenso von geringer Relevanz, die These 10 wird dadurch bestätigt. Es drängt sich daher die Frage auf, ob die rechnerische Ermittlung der Verbundfestigkeit ausgehend von der Zug- bzw. Druckfestigkeit des Alt- bzw. des Neubetons gerechtfertigt ist.

An dieser Stelle muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass einzelne Parameter nicht gleichverteilt in der jeweilig betrachteten Datenbasis vorliegen, weshalb die Ergebnisse differenziert betrachtet werden müssen. In Abbildung 9.4 sind die absoluten Korrelationskoeffizienten auf Basis aller Versuchsergebnisse dargestellt. Die Verhältnisse haben sich gegenüber Abbildung 9.3 verschoben. Der Einfluss der Wassersättigung des Altbetons halbiert sich annähernd. Die Ursache hierfür liegt in der Verteilung der Inputs. In Summe wurden 129 Altbetonplatten ergänzt, wobei nur 27 Altbetonplatten wassergesättigt waren. Um einen aussagekräftigen Korrelationskoeffizienten bestimmen zu können, muss gewährleistet sein, dass die Inputs annähernd gleichverteilt vorliegen. Die Halbierung des Einflusses wird somit erklärbar. Bei den in Abbildung 9.4 und in Abbildung 9.5 dargestellten Ergebnissen ist dieser Effekt zusätzlich bei Betrachtung der Inputs „Zementarte“ und „FM_Typ“ zu berücksichtigen.

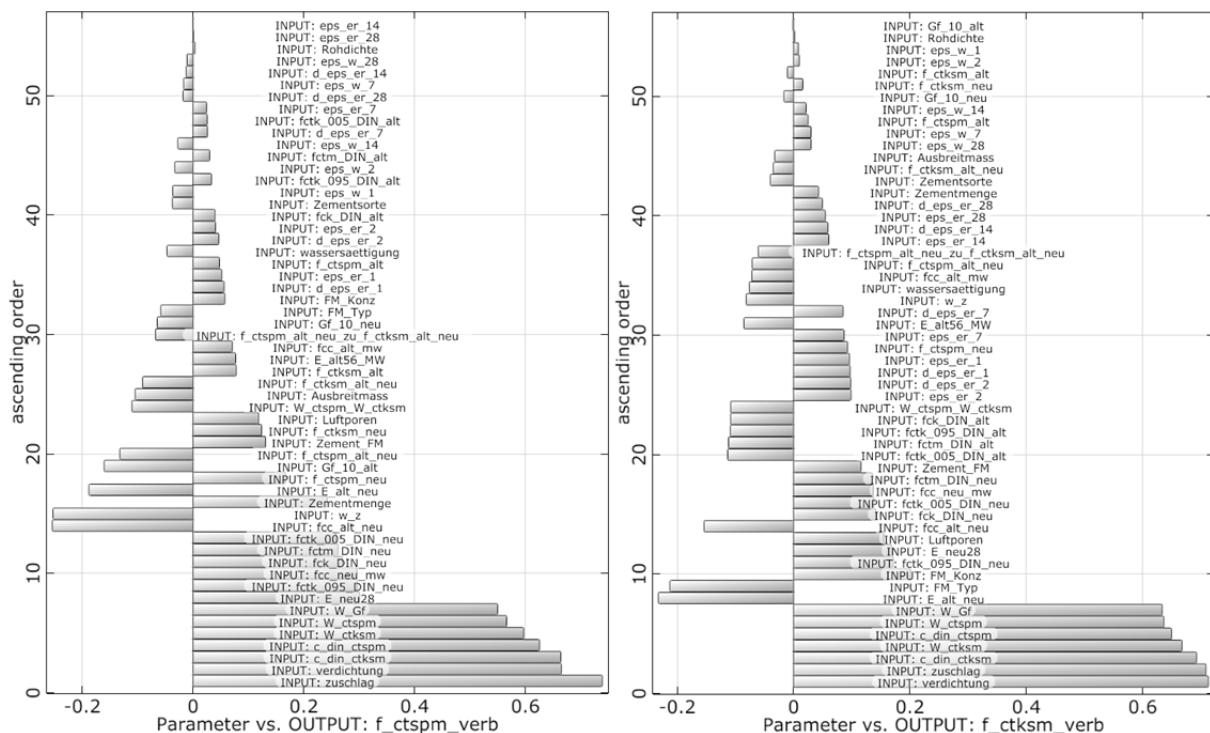


Abbildung 9.4: Lineare Korrelationskoeffizienten (Datenbasis: alle Versuche)
Links: Absolute Verbundspaltzugfestigkeit
Rechts: Absolute Verbundkeilspaltzugfestigkeit

Im Grunde werden durch die Erweiterung der Datenbasis (vgl. Abbildung 9.4) die gleichen Tendenzen beobachtet wie in Abbildung 9.3. Relevant ist vor allem die Ausbildung der Oberfläche hinsichtlich der Festigkeit und Rauheit. Gegenüber der Keil- und

Parameteridentifikation

Spaltzugfestigkeit verschieben sich die Korrelationen hinsichtlich der Bruchenergie. Der Einfluss der Rauheit und der Verdichtung der Altbetonoberfläche auf die Bruchenergie ist zwar hoch, aber nicht mehr von gleicher Relevanz wie bei Keil- und Spaltzugfestigkeit.

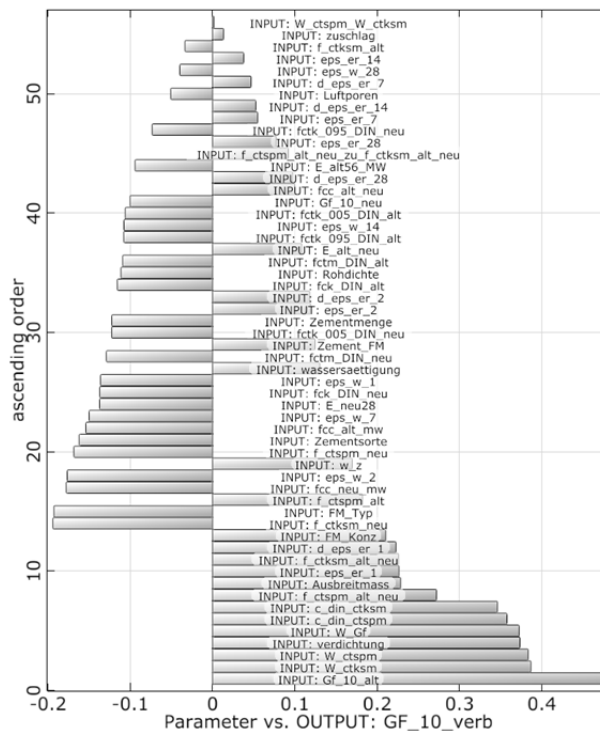


Abbildung 9.5: Lineare Korrelationskoeffizienten (Datenbasis: alle Versuche); Absolute Bruchenergie

Die Korrelationskoeffizienten sinken von ca. 0,6 auf 0,35. Wichtigster Einfluss auf die Bruchenergie wird demnach die Bruchenergie des monolithischen Altbetons. Der Bruchprozess ist analog zur Keil- und Spaltzugfestigkeit stark vom Altbeton abhängig.

Daneben fällt auf, dass vor allem die Korrelationskoeffizienten des Ausbreitmaßes und des Schwindens stark zunehmen.

Neben der Ermittlung einzelner Korrelationen können auch Zusammenhänge zwischen 3 Parametern mit Hilfe sogenannter Cloud-Plots dargestellt werden (vgl. Abbildung 9.6). Durch die Darstellung von linearen oder quadratischen Korrelationsebenen ermöglicht die direkte Gegenüberstellung zweier Eingangsgrößen eine bessere Interpretation der Ergebnisse. Die Abbildung 9.6 Rechts zeigt, dass mit steigender Neubetonfestigkeit auch die Spaltzugverbundfestigkeit gesteigert werden kann. Ebenso bewirkt der Anstieg der Rauheit zunächst eine Zunahme der Verbundfestigkeit, jedoch nur bis zu einem bestimmten Grenzwert. Darüber hinaus nimmt die Verbundfestigkeit wieder ab.

Parameteridentifikation

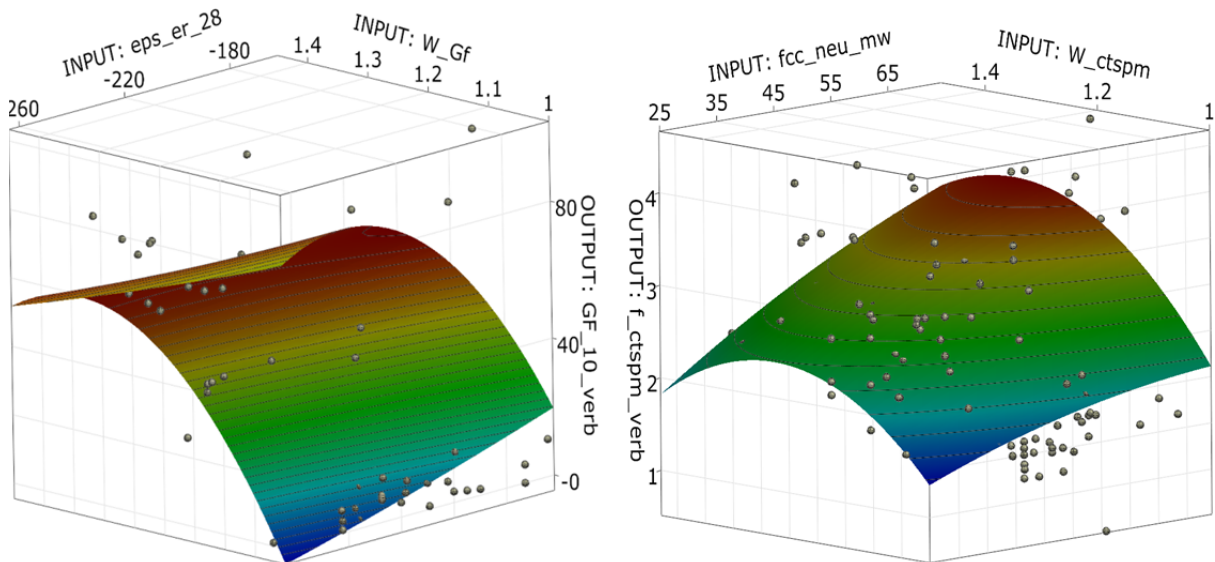


Abbildung 9.6: Cloud-Plots mit zugehöriger quadratischer Korrelationsebene (Datenbasis: alle)
 Links: Bruchenergie in Abhängigkeit des Schwindens und der Rauheit
 Rechts: Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit der Neubetondruckfestigkeit und der Rauheit

Abbildung 9.6 Links zeigt, dass die Bruchenergie ebenfalls zunächst mit rauerer Oberflächen gesteigert werden kann und dann tendenziell wieder abnimmt. Der Einfluss des Schwindens auf die Bruchenergie ist dabei abhängig von der Rauheit der Altbetonoberfläche. Während die Größe des Schwindens die Bruchenergie bei rauen Altbetonoberflächen ($W > 1,1$) kaum beeinflusst, ist die Bruchenergie für kleine Rauheiten indirekt proportional zur Schwindverformung.

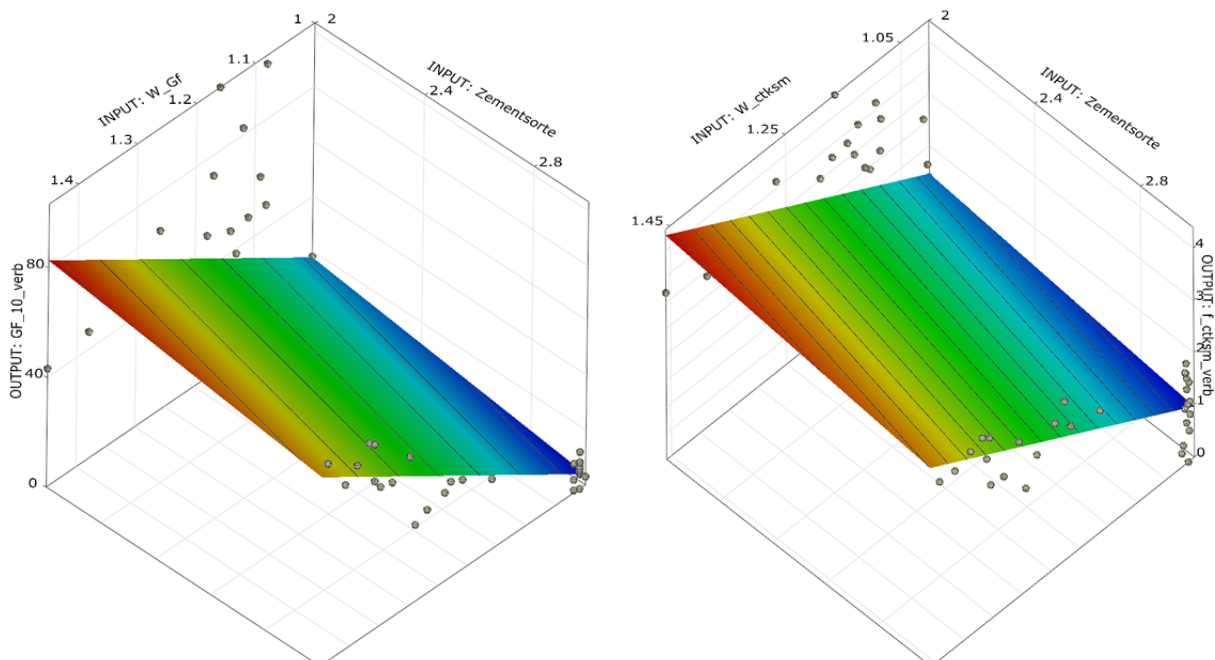


Abbildung 9.7: Cloud-Plots mit zugehöriger linearer Korrelationsebene (Datenbasis: Reihen 2-6)
 (Zementsorte: CEM I 42,5R-HS = 2; CEM I 42,5R-HS = 3)
 Links: Bruchenergie in Abhängigkeit der Zementsorte und der Rauheit
 Rechts: Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit der Zementsorte und der Rauheit

Die durchgeführte Parameteridentifikation zeigte, dass mit Hilfe der vor allem quantitativ erfassten Eingangsgrößen (Inputs) eine mathematische Gewichtung der Eingangsgrößen

Parameteridentifikation

bezüglich der Ausgangsgrößen möglich ist. Es zeigt sich, dass für die jeweils betrachtete Zielgröße (Spaltzugfestigkeit, Keilspaltzugfestigkeit und Bruchenergie) die Gewichtung der einzelnen Eingangsgrößen unterschiedlich ist. Die wichtigsten Parameter für alle betrachteten Zielgrößen leiten sich von der Beschaffenheit der Altbetonoberfläche ab. Neben der Rauheit der Oberfläche sind die Verdichtung der Oberfläche sowie freigelegtes Zuschlagskorn zu nennen.

10 Bewertung der Versuchsergebnisse

Die vor allem im Rahmen der eigenen Versuche aufgestellten Thesen werden nachfolgend thematisch sortiert wiedergegeben. Anschließend erfolgt eine thematische sowie ganzheitliche Reflexion der Thesen.

10.1 Sortierung der Thesen

10.1.1 Thesen zur Altbetonoberfläche

- These 5: „Je rauer die Oberfläche desto höher die erzielbare Haftzugfestigkeit. Die Steigerung der Rauheit über eine Grenzrauheit hinaus bringt keine weitere Steigerung der Verbundfestigkeit“*
- These 6: „Der Spaltzugversuch ist als einfache Alternative zum zentrischen Zugversuch dazu geeignet die Verbundzugfestigkeit zu bestimmen“*
- These 7: „Die Rauheit beeinflusst die realisierbare Spaltzugfestigkeit maßgeblich“*
- These 8: „Neben der Rauheit der Oberfläche ist die Festigkeit der oberflächennahen Beton- und Zementschichten zu beachten.“*
- These 9: „Die Steigerung der Rauheit der Altbetonoberfläche bewirkt eine Steigerung der Verbundfestigkeit“*
- These 24: „Die Verbundfestigkeit wird wesentlich durch die Zugfestigkeit der oberflächennahen Altbetonschichten bestimmt.“*
- These 4: „Die Aufrauungsmethode beeinflusst die Topografie der aufgerauten Oberfläche. Aufrauungsgrad und -methode beeinflussen die Festigkeit der Betonoberfläche durch den Eintrag von Rissen.“*
- These 39: „Durch Abtrag unzureichend verdichteter Zementschlempeschichten kann die Verbundfestigkeit erhöht werden.“*
- These 15: „Falls bei gleicher Rauheit mehr Zuschlagskörner freigelegt werden, kann eine höhere Verbundfestigkeit erzielt werden.“*
- These 16: „Neubeton haftet bevorzugt an „Fehlstellen“ und Rissen des Altbetons.“*
- These 17: „Die Art der Oberfläche beeinflusst in Kombination mit der Fließmittel-Zement-Interaktion die erzielbaren Keilspaltzugfestigkeiten enorm.“*
- These 18: „Durch die gezielte Verdichtung der Zementschlempe an der Altbetonoberfläche kann die Verbundfestigkeit erhöht werden.“*

10.1.2 Thesen zur Wasseraufnahme von Altbetonoberflächen

- These 13: „Durch saugende Bauteiloberflächen kann im Vergleich zu nicht saugenden Albetonen eine höhere Verbundfestigkeit erreicht werden.“*

- These 40: „Saugende Oberflächen begünstigen eine mikromechanische Verzahnung des Neubetons mit dem Altbeton.“*
- These 35: „Der Wasserverlust durch das Saugen des Altbetons ist gegenüber dem Wasserverbrauch der Zementhydratation vernachlässigbar.“*
- These 33: „Porenlösung wird tendenziell an „Fehlstellen“, hier den Lagerbetten der Betonmatrix aufgenommen. Die maximale Eindringtiefe wird ebenfalls im Bereich der Lagerbetten erreicht.“*
- These 14: „Wird eine nicht saugende Betonoberfläche ergänzt, kann die Wahl eines nicht geeigneten Zements zu einer weiteren Reduktion der Spaltzugverbundfestigkeit führen.“*
- These 29: „Die Art der Aufrauung der Oberfläche beeinflusst das Saugverhalten von Betonoberflächen nicht entscheidend. Pauschale Aussagen wie bestimmte Betonoberflächen das Saugverhalten beeinflussen sind nicht möglich.“*
- These 30: „Die Absenkung der Oberflächenspannung bzw. eine höhere Betondruckfestigkeit bewirkt eine Verringerung der Wasseraufnahme.“*
- These 31: „Die Eindringtiefe der Porenlösung ist auf wenige Millimeter begrenzt.“*
- These 32: „Bei reduzierter Oberflächenspannung ist die Eindringtiefe tendenziell kleiner.“*
- These 36: „Bei üblichen Dicken der Neubetonschicht kann davon ausgegangen werden, dass der normalfeste Neubeton im Bereich der Verbundfuge nicht verdurstet“*

10.1.3 Thesen zum Zement

- These 11: „Die Zementart beeinflusst die erreichbare Verbundbruchenergie entscheidend.“*
- These 12: „Die chemische Zusammensetzung des Zements, in Kombination mit der Wirkungsweise des Fließmittels beeinflusst die mögliche Verbundfestigkeit.“*
- These 3: „Die verwendeten Zement-Fließmittelkombinationen unterscheiden sich nicht entscheidend in ihrer Wärmeentwicklung.“*
- These 2: „Aus der Partikelgrößenverteilung eines trockenen Zements kann nur bedingt auf die Partikelgrößenverteilung der Zementleime geschlossen werden. Die Dispergierwirkung der Fließmittel beschränkt sich auf große Partikelgrößen ab ca. 10 µm. Die Zement-Fließmittelkombination und der w/z-Wert beeinflussen die Verteilung.“*

10.1.4 Thesen zur Betonierpause

- These 21: „Der Erhärtungsbeginn stellt keine sinnvolle Größe zur Definition der Begrifflichkeit „frisch in frisch“ dar. Besser wäre eine Definition über die Konsistenz.“*

These 19: „Die Abtrocknung des Altbetons führt bei größeren Betonierpausen zu einer Verbundsteigerung, wodurch der durch die Betonierpause bedingte Schwindunterschied kompensiert werden kann.“

These 20: „Gegenüber der Länge der Betonierpausen hat die Rauheit der Altbetonoberfläche einen entscheidenden Einfluss.“

These 22: „Wird Beton schichtenweise mit zeitlich relevantem Versatz eingebaut, kann auch durch intensives Rütteln keine homogene Betonstruktur an der Schichtgrenze mehr erzeugt werden.“

10.1.5 Thesen zur Zielfestigkeitsklasse

These 10: „Die Annahme, dass durch die Steigerung der Druckfestigkeit die Zugfestigkeit und damit auch die Verbundfestigkeit erhöht werden kann, ist ohne Einbeziehung weiterer Faktoren, z. B. der verwendeten Zementsorte, nicht gerechtfertigt“

10.1.6 Thesen zur Oberflächenspannung

These 1: „Die Reduzierung der Oberflächenspannung führt nicht unbedingt zu einer Erhöhung der Adhäsionsfestigkeit.“

These 30: „Die Absenkung der Oberflächenspannung bzw. eine höhere Betondruckfestigkeit bewirkt eine Verringerung der Wasseraufnahme.“

These 34: „Die Reduzierung der Oberflächenspannung bewirkt gleichzeitig die Senkung der Kapillarspannung.“

10.1.7 Einfluss des Fließmittels

These 25: „Eine generelle Aussage zum Schwindmaß von Beton anhand des Fließmitteltyps (Polycarboxylat (PC) bzw. Polykondensat (PK)) ist nicht möglich.“

These 37: „Durch den Zusatz von Fließmitteln neigen Zementleime weniger zu Entmischungen.“

These 38: „Die Stabilität der Porenlösung begünstigt den Transport von Zementpartikeln in den Altbeton.“

10.1.8 Einfluss einer Verbundbewehrung

These 23: „Bewehrung beeinflusst das erste maximal erreichbare Spaltkraftmaximum nicht, hohe Bewehrungstraganteile sind erst durch große Verformungen realisierbar.“

10.1.9 Einfluss des Schwindens

These 26: „Durch das unterschiedliche Schwindverhalten von Alt- und Neubeton entstehen Druckspannungen im Altbeton und Zugspannungen im Neubeton, die durch Kriechen kompensiert werden können.“

Bewertung der Versuchsergebnisse

These 27: „Das Kriechmaß entspricht bzw. übersteigt das Schwindmaß, wodurch Zwängungen aus Schwinden effektiv abgebaut werden können.“

These 28: „Um das zwangsspannungsreduzierende Potential des Kriechens besser zu nutzen, sollten frühe Schwindverformungen (z. B. durch gezielte Nachbehandlung) reduziert werden.“

10.2 Bindungsmechanismus

Die in Kapitel 8 dokumentierten Ergebnisse sind auf makroskopischer sowie mikroskopischer Ebene entstanden. Im Folgenden werden die beiden Ebenen miteinander verknüpft, um die Auswirkungen verschiedener Parameter auf die makroskopische Spaltzug- und Keilspaltzugfestigkeiten mithilfe mikroskopischer Effekte zu erklären. Empirisch ermittelte Einflüsse auf die Verbundfestigkeit können somit anhand einer zu entwickelnden Modellvorstellung erklärt werden.

Generell sind Verbundfugen entsprechend Abbildung 10.1 aufgebaut. Falls die Altbetonoberfläche herstellungsbedingt keine gut verdichtete Oberfläche aufweist oder nicht selektiv aufgeraut wurde, dann ist der ungestörte Altbeton von einer minderfesten Altbetonschicht bedeckt. Die Zugfestigkeit des Altbetons nimmt zur Fuge hin ab bzw. die Streuung der Altbetonfestigkeit nimmt zur Fuge hinzu.

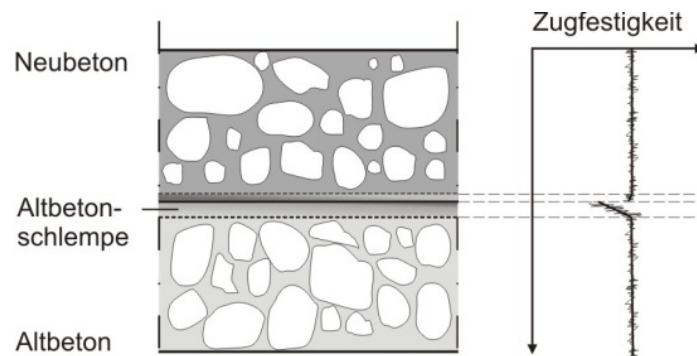


Abbildung 10.1: Korngefüge bei glatten Altbetonoberflächen mit zugehöriger Verteilung der Zugfestigkeiten im Alt- und Neubeton

Wird der Neubeton auf eine glatte Fuge aufgebracht, dann müssen sich die Zuschläge entlang der glatten Fugen anlagern. Die Folge ist ein inhomogenes Korngerüst, wobei die Zugfestigkeit des Neubetons zur Fuge hin abnimmt. Bei Zugspannungen senkrecht zur Fuge ist daher ein Versagen der Fuge bzw. des oberflächennähen Altbetons logisch. Als Konsequenz sind für einen guten „Verbund“ bzw. um ein Kohäsionsversagen des Altbetons zu verhindern, die minderfesten Betonschichten zu entfernen.

Werden Altbetonoberflächen selektiv aufgeraut, ergibt sich neben dem Abtrag der minderfesten Altbetonschichten ein homogeneres Betongefüge, da sich in Abhängigkeit des Grads der Aufrauung ein homogeneres Zuschlagskorngerüst bilden kann (vgl. Abbildung 10.2).

Bewertung der Versuchsergebnisse

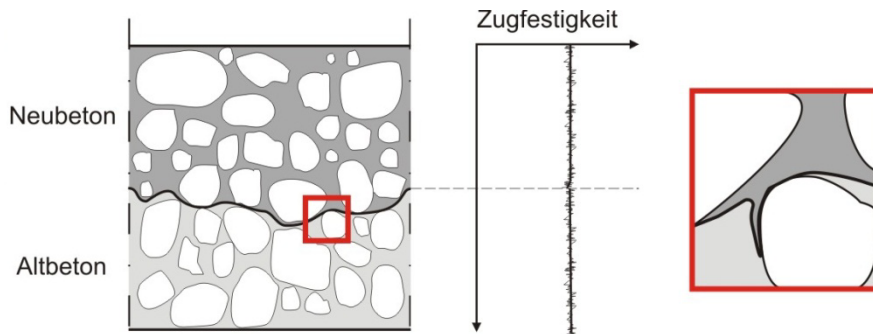


Abbildung 10.2: Korngefüge bei aufgerauten Altbetonoberflächen mit zugehöriger Verteilung der Zugfestigkeiten im Alt- und Neubeton
Detail: „Verwurzelung“ des Neubetons zwischen Zuschlag und Zementstein des Altbetons

Je stärker der Grobzuschlag des Altbetons freigelegt wird, desto einheitlicher kann das Korngerüst ausgebildet werden. Der Vergleich möglicher Bruchflächen entlang der Verbundfuge mit denen im ungestörten Alt- bzw. Neubeton zeigt, dass diese mit steigender Aufrauung den ungestörten zunehmend entsprechen.

Die mit der Aufrauung verbundene Steigerung der benetzbaren Oberfläche bewirkt, dass für die Adhäsion eine größere Oberfläche zur Verfügung steht und in Summe über die raue Altbetonoberfläche höhere Bindungskräfte realisierbar sind. Die eigentliche Adhäsionsfestigkeit wird durch die Aufrauung nicht gesteigert, sondern das Produkt aus Adhäsionsfestigkeit und benetzbarer Fläche. Da die Bruchfläche monolithischer Körper ebenfalls nicht eben ist, muss, um quasi monolithischen Verbund herstellen zu können, die Altbetonoberfläche eine Mindestrauheit aufweisen. Bei den durchgeführten Untersuchungen zeigte sich, dass diese Grenzrauheit für Spaltzugversuche im Vergleich zu den Keilspaltzugversuchen kleiner ist. Ursprünglich wurde davon ausgegangen, dass die Unterschiede auf Schwindeneinflüsse zurückgeführt werden könnten. Die Auswertung in Kapitel 9 legt jedoch nahe, dass die Schwindunterschiede keinen relevanten Einfluss auf das Verhältnis der erzielten Spaltzug- und Keilspaltzugfestigkeiten haben. Naheliegender ist, dass wegen der relativ konstanten Zugspannung über die Körperhöhe, mit dem Spaltzugversuch eine Kurzzeitverbundfestigkeit bestimmt wurde. Im Gegensatz dazu kann sich beim Keilspaltzugversuch die Bruchprozesszone beginnend von der vorgegebenen Kerbe aus vollständig ausbilden. Es wird eher eine „Langzeitverbundfestigkeit“ bestimmt. Es zeigt sich, dass für eine quasi monolithische „Langzeitverbundfestigkeit“ eine stärkere Aufrauung erforderlich ist. Da gleichzeitig eine quasi monolithische Bruchenergie nur schwer erreicht werden kann, muss gefolgert werden, dass eine quasi monolithische „Langzeitverbundfestigkeit“ nur ca. 90 % der „Langzeitzugfestigkeit“ des Alt- bzw. des Neubetons entspricht.

Neben den oben aufgeführten makroskopischen Zusammenhängen wird nun auf die mikroskopische Bindung eingegangen. Es zeigte sich, dass entgegen der bisher als gültig

angenommenen Empfehlungen zur Fugenvorbereitung trockene Altbetonoberflächen gegenüber wassergesättigten einen besseren Verbund ermöglichen. Bisher wurde davon ausgegangen, dass durch eine Wassersättigung des Altbetons dieser quillt und somit der Schwindunterschied zwischen Alt- und Neubeton verringert werden kann. Zudem würde der Altbeton kein Anmachwasser des Neubetons aufnehmen, wodurch der Neubeton im Bereich der Fugen nicht verdursten könnte.

Im Rahmen der eigenen Untersuchungen zeigte sich, dass die bei üblichen Bauteildicken von Altbeton aufgenommene Menge des Anmachwassers des Neubetons vernachlässigbar ist (vgl. These 35 und These 36). Gänzlich im Widerspruch zu den vorherrschenden Annahmen zeigte sich, dass saugende Oberflächen die Verbundfestigkeit erhöhen (vgl. These 13). Anhand der Auswertung von Rasterelektronenmikroskopaufnahmen zeigte sich, dass Zementpartikel in Poren des Altbetons gesaugt werden können und dort hydratisieren. Der Neubeton kann sich mikroskopisch im Altbeton verwurzeln (vgl. Abbildung 10.2). Wichtig hierfür ist die Bildung von frühen Hydratphasen, wie z. B. Ettringit, wodurch die Entstehung einer kompakten Kontaktschicht (vgl. Abbildung 6.4) gefördert wird. Die Wichtigkeit der Ettringitbildung kann aus den Ergebnissen der mit CEM I 42,5R-HS hergestellten Verbundkörper abgeleitet werden. Wegen des geringen Anteils an C_3A im Zement werden nur wenige Ettringitkristalle gebildet.

Es muss eine hohe Kapillarspannung anliegen, damit möglichst viel Zementleim in den Altbeton eindringen kann. Eine hohe Kapillarspannung ist dabei durch eine große Oberflächenspannung der Zementleimlösung gegeben (vgl. These 32 bzw. These 34). Der kapillaren Einwirkung muss jedoch auch ein ausreichender Widerstand gegenüberstehen. Es reicht nicht aus, dass die saugende Oberfläche, in Analogie der zur Verbesserung der Betonrandzone eingesetzten Schalungsbahnen, möglichst viel Wasser des Neubetons im Bereich der Verbundfuge aufnimmt. Neben der Einwirkung muss zudem das Wasserrückhaltevermögen des Zementleims betrachtet werden. Ist der Zementleim nicht in der Lage, die Kapillarspannung aufzunehmen ohne dabei zu entmischen, werden nur wenige Zementpartikel unzureichend tief in den Altbeton gesaugt. Die Zugabe von Fließmittel erhöht die Stabilität der Zementleime.

Zunächst nicht nachvollziehbar schien die These, dass längere Betonierpausen den Verbund positiv beeinflussen. Prinzipiell vergrößern längere Betonierpausen die Schwindunterschiede zwischen Alt- und Neubeton, sodass in der Fuge größere Zwängungen entstehen müssten. Diese können durch den, durch die abtrocknende Altbetonoberfläche gesteigerten Verbund kompensiert werden.

Für quasi monolithischen Verbund muss, die Altbetonoberfläche ausreichend rau, fest und gut verdichtet sein. Der Neubeton muss kapillar in den Altbeton eindringen können und darf nicht zum Entmischen neigen.

11 Bemessungsvorschlag

Zu Beginn dieser Arbeit standen Überlegungen die eine wirtschaftlichere und mechanisch sinnvollere Bemessung von Schubfugen ermöglichen. In Kapitel 9 wurden deshalb Parameter identifiziert und deren Einfluss auf den Bindungsmechanismus untersucht, durch deren zusätzliche Berücksichtigung möglichst die großen Streuungen der Versuchsergebnisse z. B. in Abbildung 4.6 erklärt werden können. In Abbildung 11.1 sind die Ergebnisse für unbewehrte, glatte Kleinkörper nach (Zilch, Müller 2007) nochmals dargestellt, wobei die Verhältnisse der experimentellen zur rechnerischen Verbundfestigkeit nur noch für die Rechenwerte entsprechend (DIN 1045-1 2008-08) dargestellt wurden.

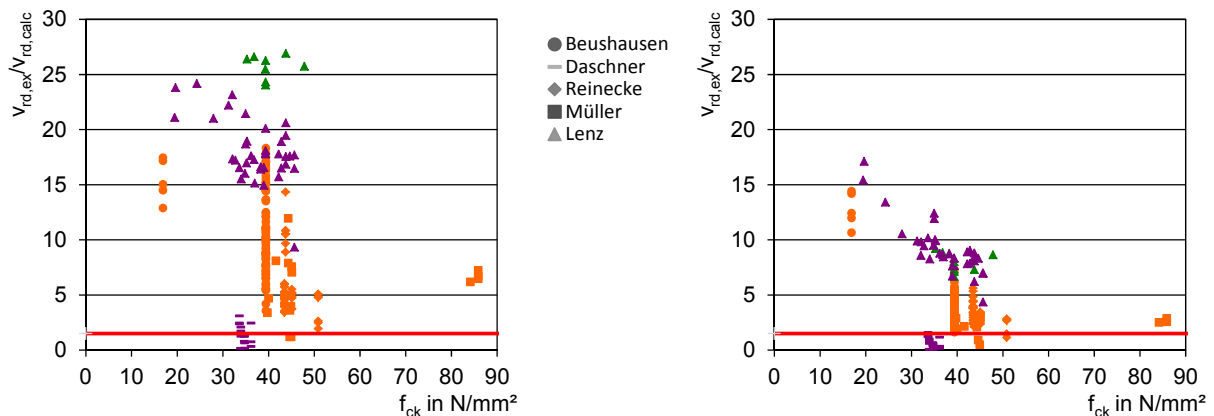


Abbildung 11.1: Verhältnis der experimentellen zur rechnerischen Verbundfestigkeit Unbewehrte, glatte Verbundkörper (vgl. Abbildung 4.6 Links);
 Links: c, μ nach EC 2
 Rechts: Berücksichtigung zusätzlicher Parameter (Schwinden, $f_{ck,Altbeton} / f_{ck,Neubeton}$, Aufrauungsmethode)

Es zeigt sich, dass durch die Berücksichtigung weiterer Faktoren die Streuung der Werte verringert und somit der rechnerisch zulässige Tragwiderstand gesteigert werden kann.

Neben der wirtschaftlicheren Bemessung von Verbundfugen sollte, der Bemessungsansatz vor allem mechanisch sinnvoller gestaltet werden. Wie bereits in Kapitel 5 ausgeführt, werden zur Bemessung von Schubfugen im Grunde drei Traganteile (Adhäsion, Reibung und Bewehrung) superponiert. Da die maximalen Tragwiderstände der berücksichtigten Traganteile von der Verschiebung des Alt- zum Neubeton abhängig sind, können nicht die maximalen Einzeltraganteile, sondern nur Bruchteile davon superponiert werden (vgl. Abbildung 11.2 mit Abbildung 11.3).

Bemessungsvorschlag

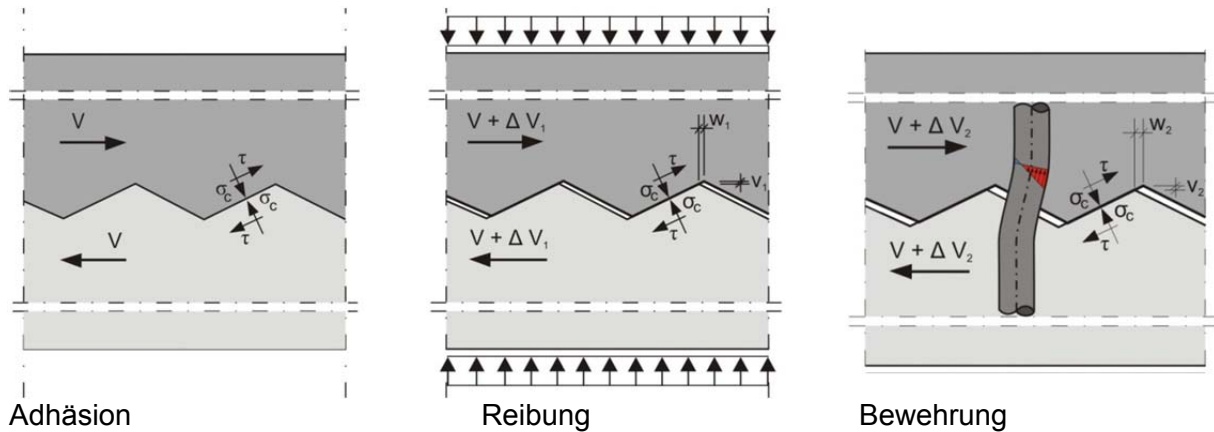


Abbildung 11.2: Versagensschema der Fuge bei zunehmender Fugenverschiebung
Links: Adhäsionstragwiderstand
Mitte: Reibungstragwiderstand
Rechts: Bewehrungstragwiderstand

$$v_{Rdj} = \eta_1 \cdot c_j \cdot f_{cta} \cdot b - \mu \cdot \sigma_{Nd} \cdot b + a_s \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{Gl. 11.1}$$

- mit:
- v_{Rdj} Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft
 - $v_{Rdj,sy}$ Bemessungswert der durch Bewehrung aufnehmbaren Schubkraft
 - $v_{Rdj,ma}$ Bemessungswert der maximal aufnehmbaren Schubkraft
 - c_j Rauigkeitsbeiwert für Adhäsionstraganteil
 - f_{cta} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
 - μ Rauigkeitsbeiwert für Reibtrageanteil
 - σ_{Nd} Bemessungswert der Normalkraft senkrecht zur Fuge
 - b Breite der Kontaktfläche
 - a_s Querschnitt der kreuzenden Bewehrung
 - α Winkel der kreuzenden Bewehrung
 - v Rauigkeitsbeiwert zur Abminderung der Betondruckfestigkeit

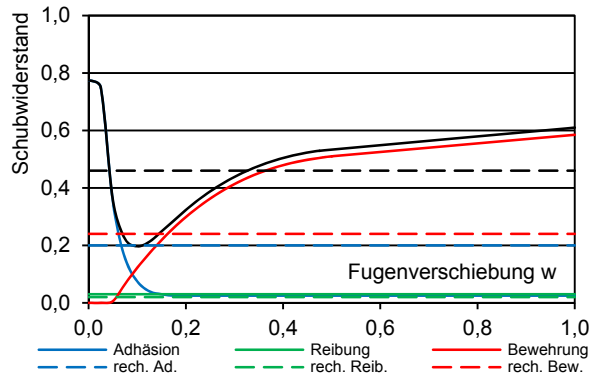


Abbildung 11.3: Entwicklung der Traganteile in Abhängigkeit der Verformung

Vor diesem Hintergrund ist es nicht nachvollziehbar, weshalb der Adhäsionstraganteil der nur bei praktisch ungerissenen Fugen einen Widerstand liefert, mit dem Bewehrungstraganteil, der sich erst bei großen Verformungen einstellt, additiv überlagert wird. Der Bemessungsansatz wird mechanisch sinnvoll wenn er geteilt wird und gerissene und ungerissene Fugen getrennt bemessen werden. Entsprechend wird vorgeschlagen Gl. 11.1 nach (DIN 1045-1:2008-08) in die Teilgleichungen Gl. 11.2 und Gl. 11.3 zu unterteilen.

Bemessungsvorschlag

$$v_{Rdj} = \eta_1 \cdot c_{ad} \cdot f_{ctd} \cdot b \text{ mit } c_{ad} = 0,8 \cdot c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4$$

Gl. 11.2

$$c_1 = W/1,9 \quad \text{für } W < 1,05$$

$$c_1 = \min\left(\frac{W}{1,2}; 1\right) \quad \text{für } W \geq 1,05$$

$$c_2 = 1,0 \quad \text{für CEM I 42,5R}$$

$$c_2 = 0,9 \quad \text{für CEM I 42,5R-HS}$$

$$c_3 = 1,0 \quad \text{freigelegte Zuschlagskörnung}$$

$$c_3 = 0,9 \quad \text{nicht freigelegte Zuschlagskörnung}$$

$$c_4 = 1,0 \quad \text{trockener Altbeton}$$

$$c_4 = 0,9 \quad \text{wassergesättigter Altbeton}$$

mit:

c_1	Faktor zur Berücksichtigung der Rauheit (Wenzel'scher Quotient)
c_2	Faktor zur Berücksichtigung der Zementsorte
c_3	Faktor zur Berücksichtigung der Altbetonoberfläche
c_4	Faktor zur Berücksichtigung des Feuchtezustands des Altbetons

$$v_{Rdj} = -\mu \cdot \sigma_{Nd} \cdot b + a_s \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$$

Gl. 11.3

mit: vgl. Gl. 11.1

Die Gl. 11.2 drückt dabei den elastischen Anteil des Schubwiderstandes aus. Wird dieser Anteil überschritten, liegt die Fuge im gerissenen Zustand vor, so dass der Schubwiderstand ausschließlich von Bewehrung und Reibung gebildet werden muss. Mit Betrachtungen zum im Beton gebetteten Stab, kann in Abhängigkeit der Fugenverschiebung und –öffnung der Dübel- und Normalspannungstraganteil der Verbundbewehrung bestimmt werden (vgl. (Ackermann, Burkhardt 1992) und (Randl 1997)).

Der aktuell gültige Bemessungsansatz geht im Grenzzustand der Tragfähigkeit von kleinen Verformungen in der Fuge aus (Zilch, Zehetmaier 2010). Der Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit ist deshalb nicht vorgesehen. Die Nachweisführung widerspricht den aktuellen Vorstellungen der getrennten Nachweisführung für die Grenzzustände der Gebrauchs- und Tragfähigkeit. Durch die Teilung des Bemessungsansatzes kann diesen Vorstellungen entsprochen werden.

Generell sollte unter Gebrauchsbedingungen eine ungerissene Fuge angestrebt werden, die Einwirkungen im Gebrauchsniveau sollten daher ausschließlich vom Adhäsionswiderstand aufgenommen werden. Ist der Adhäsionswiderstand zudem größer als die Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann auf Verbundbewehrung verzichtet werden. Falls nicht, ist zusätzlich zum Reibtraganteil Verbundbewehrung erforderlich, wobei auf eine Verformungsbegrenzung verzichtet werden kann, wodurch die Bewehrung wirtschaftlicher zum Ansatz gebracht wird.

Kann das Gebrauchslastniveau z. B. wegen unzureichender Fugenvorbereitung nicht durch den Adhäsionstraganteil eingehalten werden, dann muss durch Verbundbewehrung in Verbindung mit dem Reibungstraganteil die Rissöffnung und die Fugenverschiebung auf ein zulässiges Maß beschränkt werden. Entsprechend der geforderten Beschränkung der Verformungen kann gegebenenfalls nicht mehr von einem starren Verbund ausgegangen

Bemessungsvorschlag

werden, wodurch eventuell zusätzliche Betrachtungen hinsichtlich des statischen Systems nötig werden.

Die eigenen Arbeiten beschränkten sich jedoch ausschließlich mit dem Adhäsionstraganteil, weshalb auf den Bewehrungstraganteil an dieser Stelle nicht weiter eingegangen wird.

Neben der Rauheit (c_1) werden in Gl. 11.2 die Faktoren c_2 bis c_4 berücksichtigt. Die Faktoren wurden mit Regressionsanalysen bestimmt. Um die Güte der Festlegung der Faktoren zu überprüfen wurden in Abbildung 11.4 Verhältniszahlen aus experimentellen zu rechnerisch ermittelten Zugfestigkeiten dargestellt. Für die linken Diagramme wurde der modifizierte Bemessungsansatz nach Gl. 11.2, für die Diagramme auf der rechten Hälfte der Ansatz nach (DIN 1045-1:2008-08) (vgl. Gl. 11.1) verwendet. Anstatt f_{ctd} wurde f_{ctk} , also der 5 % Quantilwert der charakteristischen Zugfestigkeit der jeweiligen Betonfestigkeitsklasse eingesetzt. Die Gegenüberstellung zeigt, dass die Zug- und somit auch die Schubfestigkeit der Verbundfugen mit dem modifizierten Bemessungsansatz zutreffender beschrieben werden kann. Durch die Berücksichtigung der zusätzlichen Faktoren konnten die großen Streuungen, die bei den Vergleichswerten nach (DIN 1045-1:2008-08) auftreten, effektiv reduziert werden.

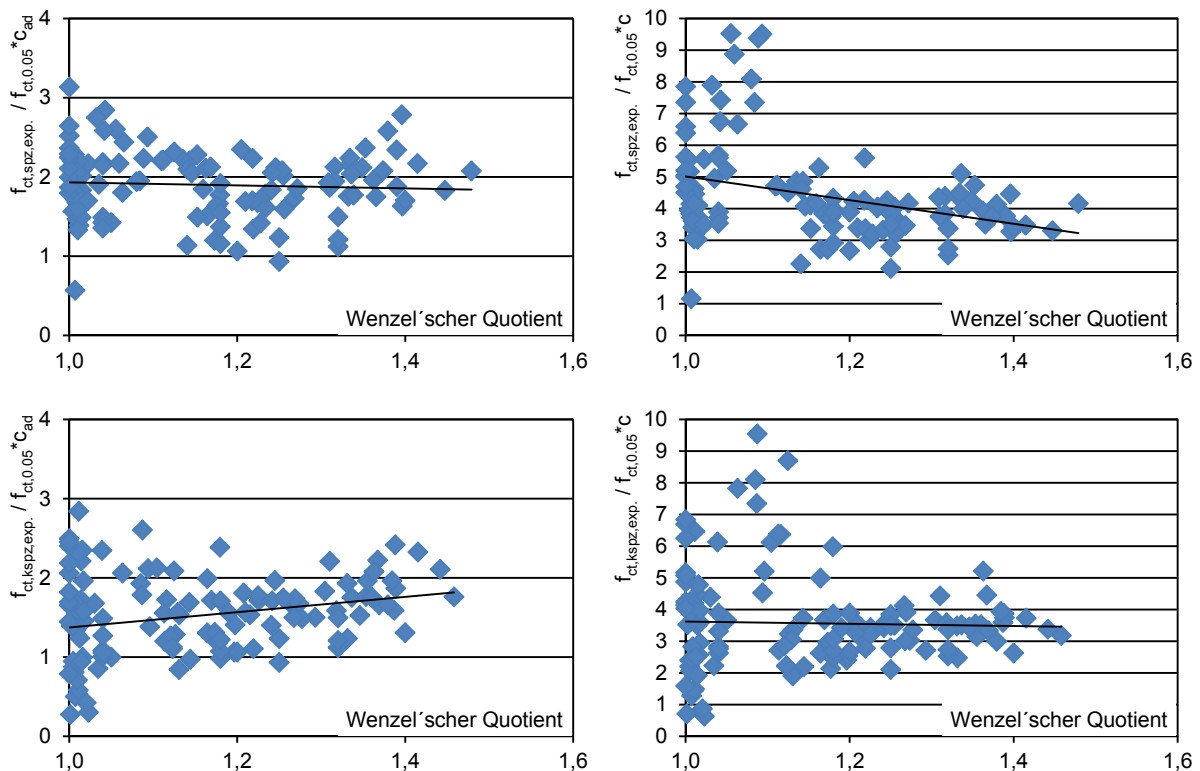


Abbildung 11.4: Verhältniszahlen rechnerischer zu experimentellen Zugfestigkeiten

Links oben:	$f_{ct,spz,ex}/(C_{ad} \cdot f_{ct;0,05;DIN})$
Rechts oben:	$f_{ct,spz,ex}/(C_{DIN} \cdot f_{ct;0,05;DIN})$
Links unten:	$f_{ct,kspz,ex}/(C_{ad} \cdot f_{ct;0,05;DIN})$
Rechts unten:	$f_{ct,kspz,ex}/(C_{DIN} \cdot f_{ct;0,05;DIN})$

Für die Bemessung nach (DIN 1045-1:2008-08) wird die maximale Schubtragfähigkeit unbewehrter Fugen auf 50 % der Betonzugfestigkeit begrenzt, für den modifizierten Ansatz

wird eine Begrenzung auf die einfache Betonzugfestigkeit vorgeschlagen. In Anbetracht der Überlegungen für Abbildung 11.5 ist dies gerechtfertigt. Wird entsprechend der gewählten Betondruckfestigkeitsklasse der reine charakteristische Schubwiderstand nach Mohr/Coulomb bestimmt, erreicht die maximal aufnehmbare Schubspannung Werte von ca. 180 bis 200 % der zentrischen Zugfestigkeit bzw. von ca. 12 % der Betondruckfestigkeit. Wird das Bruchkriterium von Tresca (Einhüllende Parabel der Spannungskreise) herangezogen, ergeben sich vergleichsweise größere Werte.

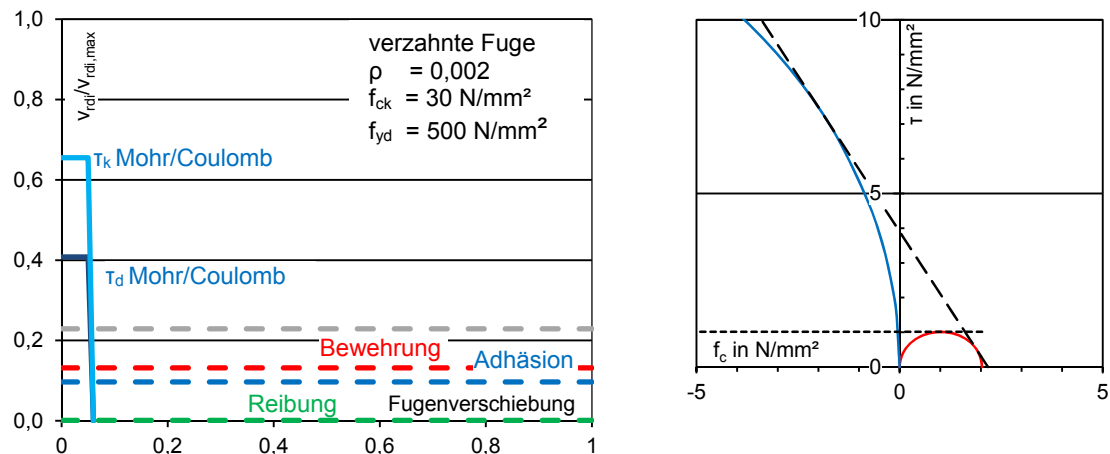


Abbildung 11.5: Darstellung der auf $v_{rd,max}$ bezogenen rechnerischen Traganteile nach Gl. 11.1 und der maximal möglichen Adhäsionstraganteils nach Mohr/Coloumb (reine Schubtragfähigkeit)

An dieser Stelle muss darauf hingewiesen werden, dass der vorgestellte Bemessungsansatz auf Normalbetone des üblichen Festigkeitsbereichs (bis C50/60), die mit Portlandzementen hergestellt werden, anzuwenden ist. Vor allem sollte vermieden werden glatte, hochfeste Altbetone mit Neubetonen zu ergänzen, deren Druckfestigkeit um 30 – 50 % kleiner ist, da eine „Verwurzelung“ dieser tendenziell zementärmerer Betone durch den vergleichsweise dichten Altbeton unterbunden wird. Bei einer eventuellen Anwendung des modifizierten Bemessungsansatzes, muss eine qualifizierte Rauheitsmessung erfolgen. Zudem eine qualifizierte Fugenaufbereitung, sprich Reinigung ggf. Aufrauung. Gegen die Reinigung von Altbetonoberflächen mit Druckwasserstrahlen bestehen ebenfalls keine Bedenken, falls das Wasser ablaufen kann und die Altbetonoberflächen vor Ergänzung wieder trocken sind. Es sollte jedoch verhindert werden, dass eine Wassersättigung des Altbetons erfolgt. Um das Schwinden des Neubetons zu minimieren muss die Nachbehandlung der Neubetone entsprechend der einschlägigen Regeln der Technik erfolgen.

Generell ist es denkbar weitere Faktoren in Gl. 11.2 zu berücksichtigen. Es wurden zwar die relevanten Faktoren berücksichtigt, der pauschale Faktor 0,8 in der Gleichung soll zusätzliche nicht berücksichtigte Faktoren abdecken.

12 Weitere Fragestellungen

Das abschließende Kapitel 13 befasst sich damit, ob die eingangs gestellten Fragestellungen (Frage 1 bis Frage 4) beantwortet werden können. Bei der Bearbeitung der Aufgabenstellung wurden zum Teil zusätzliche Fragestellungen aufgeworfen, die im Rahmen der Arbeit nur bedingt untersucht werden konnten. Auf einige wichtige Punkte wird deshalb an dieser Stelle kurz eingegangen, um evtl. Anknüpfungspunkte für zukünftige Arbeiten zu schaffen.

Im Kapitel 8.5.3.2 wurde dargestellt, dass die tatsächlichen Spannungszustände beim Keilspaltzugversuch mit Hilfe der inversen Analyse bestimmt werden können. Um bei der gegebenen Versuchsanzahl die Analyse mit entsprechendem Zeitaufwand durchführen zu können, wurde der Keilspaltzugversuch vereinfacht als ebenes System abgebildet. Die kritische Zugfestigkeit wurde, unabhängig von der Fugenrauheit, über die Höhe des Körpers als konstant angenommen. Auf die Ebene bezogen ergibt sich über die Bauteilhöhe jedoch eine Verteilung der Verbundfestigkeiten. Um dies zu umgehen, wurde im Rahmen einer Diplomarbeit (vgl. (Hamza 2011)) die Verbundfuge mit der „realen“ Altbetonoberfläche abgebildet. Ausgehend von digitalisierten Altbetonoberflächen wurde der Verbundkörper mit Volumenelementen modelliert. Die Abbildung 12.1 zeigt beispielsweise einen Verbundkörper mit rüttelrauer Altbetonoberfläche, wobei die Körperhälften links und rechts der Fuge als Kontaktelemente abgebildet wurden.

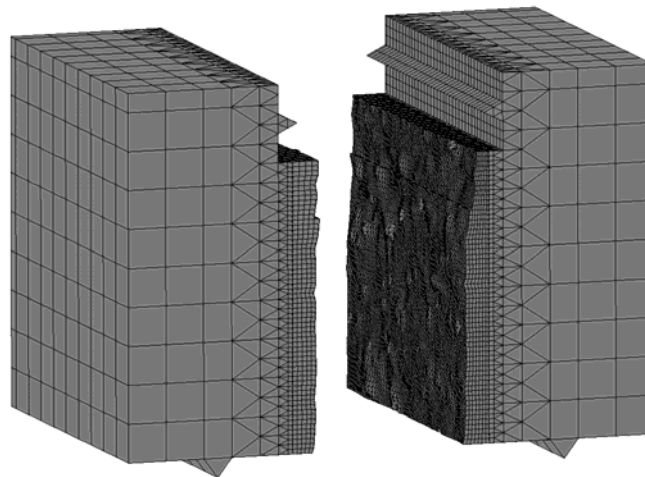


Abbildung 12.1: 3-D-Modell des Keilspaltzugversuchs (aus (Hamza 2011))

Erwartungsgemäß zeigte sich dass die Spannungsverläufe über die Körperhöhe je nach Rauheit der Altbetonoberfläche voneinander abweichen. Diese Verläufe können nur verschmiert mit denen an ebenen Vergleichskörpern bestimmten verglichen werden.

Es stellt sich daher die Frage, ob die praktizierte Vorgehensweise sinnvoll ist, die Verbundzugfestigkeit und somit die Verbundschubfestigkeit anhand Rauheitskategorien (vgl. $\nu_{Rdi} = c \cdot f_{ctd}$ nach Gl. 5.15) abzumindern. Realistischer erscheint, dass die Verbundfestigkeit infinitesimaler Flächen konstant ist und durch die Steigerung der benetzten Oberfläche die Spaltkraft steigt.

Weitere Fragestellungen

Analog verhält sich der Sachverhalt bei gerissenen Fugen. Der Reibbeiwert zwischen Alt- und Neubeton ist für infinitesimale Flächen unabhängig von der Rauheit der Oberfläche konstant. Der Reibbeiwert zwischen Alt- und Neubeton sollte daher als Materialkenngröße unabhängig von der Rauheit definiert werden, die Angabe von verschiedenen Reibbeiwerten zwischen Alt- und Neubeton in Abhängigkeit der Rauheit der Fläche ist irreführend. Entsprechend der Neigung der Einwirkung zur Altbetonoberfläche ergibt sich für jedes noch im Kontakt befindliche Element eine Reibkraft. Für die Modellzähne in Abbildung 12.2 bedeutet dies, dass die Resultierende zur gerissenen Oberfläche entsprechend der realisierten Reibung in der Kontaktfläche flacher geneigt sein kann.



Abbildung 12.2: Modellzähne

Durch die Berücksichtigung realer Bauteiloberflächen kann das Gesamtsystem Beton-Beton-Verbund wirklichkeitsnaher betrachtet werden, da zum Beispiel das in Abbildung 8.134 abgebildete ebene Modell räumlich erweitert werden könnte. Neben der Annahme zeitlich veränderlicher Schwindverformungen und Kriechspannungen könnte der eventuelle Bruchprozess in der Fuge auf Grundlage von echten Materialkenngrößen bestimmt werden. Durch die Berücksichtigung realer Bauteiloberflächen und mit Hilfe wirklicher Materialkenngrößen können die Spannungszustände in Verbundfugen besser beurteilt werden. Im Rahmen der eigenen Arbeit waren diese numerischen Simulationen als Zusatz zu den experimentellen Versuchen gedacht, konnten jedoch nicht vollumfassend umgesetzt werden.

Neben den numerischen Untersuchungen sollte ein starkes Augenmerk auf die weitere Bestimmung von Materialparametern gelegt werden. Vor allen erscheinen weitere Untersuchungen zum Zugkriechen des Neubetons als vielversprechend, da Zwängungen dadurch gut kompensiert werden können und damit erklärt wäre, dass das Schwinden nur einen untergeordneten Einfluss auf den Verbund hat. Zudem sollten weitere, vor allen Kompositzemente auf die realisierbare Verbundfestigkeit, in Verbindung mit verschiedenen Fließmitteltypen, untersucht werden.

Ebenfalls sollte untersucht werden, ob das Verbundverhalten von lagenweise aufgebrachtem Spritzbeton dem hier untersuchten Beton-Beton-Verbund entspricht. Der generell vorausgesetzte gute Verbund zwischen den Spritzbetonlagen könnte wegen der schnellen Erhärtung evtl. auf hohe C_3A -Gehalte der verwendeten Zemente zurückgeführt werden. Die vorgestellten Verfahren und Tests können dabei einen erheblichen Beitrag zur weiteren Aufklärung des Beton-Beton-Verbundes liefern.

13 Zusammenfassung und Ausblick

Im Kapitel 4.3 wurden als Zielsetzung der Arbeit vier zentrale Fragen formuliert:

Frage 1: Kann durch die Variation klassischer Frischbetoneigenschaften der Beton-Beton-Verbund beeinflusst werden?

Frage 2: Wie kommt eine hohe Adhäsionsverbundfestigkeit zwischen Alt- und Neubeton zustande?

Frage 3: Wie muss die Altbetonoberfläche beschaffen sein, um optimale Verbundbedingungen zu gewährleisten?

Frage 4: Können erforderliche Eigenschaften der Altbetonoberfläche quantitativ beschrieben werden?

Um diese Fragestellungen zu beantworten, wurden beginnend mit einer umfangreichen Parameterstudie an Kleinkörpern spezifische Werkstoffkennwerte (Zugfestigkeit, Bruchenergie, usw.) von Verbundkörpern bestimmt. Allein anhand dieser „makroskopischen“ Versuche (vgl. Kapitel (Kapitel 8.4 bis 8.5)) konnte die Frage 1 bejaht werden. Die Auswertung der Spaltzug- und Keilspaltzugversuche ergab, dass die Verbundfestigkeit, vor allem die Zusammensetzung des Neubetons, den erzielbaren Beton-Beton-Verbund beeinflusst. Dabei stellte sich heraus, dass weniger die „klassischen“ Frischbetoneigenschaften – sprich das Ausbreitmaß – sondern vor allem das verwendete Bindemittel, im Speziellen die Zementart in Kombination mit dem verwendeten Fließmittel den Beton-Beton-Verbund beeinflusst. Festzuhalten bleibt, dass Fließmittel in der Regel die Entmischungsneigung des Zementleims herabsetzen und dadurch die Zementleime bzw. die Porenlösung besser in den Altbeton eindringen können. Fließmittel setzen zudem die Viskosität der Zementleime herab und bewirken damit eine erhöhte Kapillaraktivität. Eine allgemeingültige Aussage, dass Fließmittel den Beton-Beton-Verbund positiv beeinflussen, konnte anhand der Versuchsergebnisse nicht abgeleitet werden, da die verwendeten Fließmitteltypen sowie die Zement-Fließmittel-Interaktion den Verbund entscheidend beeinflussen.

Um Bindungsmechanismen zwischen Betonen verschiedenen Alters aufzuklären, erwies sich die Beurteilung der Versuchsergebnisse nur auf Basis von „makroskopischen“ Untersuchungen als nicht abschließend geeignet. Die Untersuchungen mussten daher auf „mikroskopische“ Aspekte hin ausgeweitet werden. Aus der Kombination der Ergebnisse der „makroskopischen“ und der „mikroskopischen“ (Kapitel 8.4 bis 8.5) Untersuchungen konnte der Bindungsmechanismus (vgl. Kapitel 10.2) zwischen Alt- und Neubeton abgeleitet werden, wodurch die Frage 2 beantwortet wurde. Es zeigte sich, dass neben Anforderungen an die Altbetonoberfläche und Betonzugfestigkeiten die chemische Zusammensetzung des für den Neubeton verwendeten Zements und Fließmittels einen enormen Einfluss auf den Beton-Beton-Verbund hat. Anhand des aufgestellten Bindungsmechanismus kann

ausgehend von der chemischen Zusammensetzung des Zements und der Betonzusatzmittel (i. d. R. Fließmittel) eine Rezeptur des Neubetons gewählt werden, die den Beton-Beton-Verbund positiv beeinflusst.

Die Bearbeitung von Frage 3 mit Frage 4 verdeutlichte, dass die Art der Altbetonoberfläche die größten Auswirkungen auf den realisierbaren Beton-Beton-Verbund hat. Es konnte gezeigt werden, dass die gängige Praxis zum Teil nicht zur Steigerung des Verbundes beiträgt, sondern sich eigentlich negativ auf den Beton-Beton-Verbund auswirkt. Saugende Oberflächen fördern den Verbund zwischen Alt- und Neubeton, indem Neubeton in den Altbeton eindringen und dort aushärten kann. Hier konnten wiederum die „makroskopischen“ Ergebnisse auf „mikroskopischer“ Ebene nachvollzogen und bestätigt werden. Das bisher übliche Vornässen der Altbetone kann entfallen, falls „stabile“ Neubetone als Ergänzung verwendet werden. „Stabile“ Neubetone, deren Zementleime sich bei einwirkenden Kapillarspannungen nicht entmischen (vgl. Kapitel 8.10), können durch Zugabe von Fließmitteln hergestellt werden.

Wertvolle Erkenntnisse zum Wassertransport zwischen Neu- und Altbeton konnten dabei vor allem durch die $^1\text{H-NMR}$ Versuche gewonnen werden. Sie verdeutlichten, dass dem Neubeton durch die saugenden Altbetone nur vergleichsweise wenig Wasser entzogen wurde und somit ein befürchtetes Austrocknen des Neubetons im Bereich der Fuge ausgeschlossen werden kann.

Neben der Interaktion des Altbetons mit dem Neubeton bestimmt vor allem die Rauheit und der Verdichtungsgrad der Altbetonoberfläche den Beton-Beton-Verbund entscheidend. Raue Oberflächen bieten dem Neubeton gute Verhakungsmöglichkeiten, wodurch die Adhäsionsfestigkeit gesteigert werden kann. Ist die Oberfläche des Altbetons rau genug, dann kann der Neubeton gut haften, ist die Verdichtung der oberflächennahen Altbetonschichten jedoch nicht ausreichend, dann tritt das Beton-Beton-Verbundversagen entlang dieser geschwächten Zone ein. Es versagt dabei nicht der Verbund, sondern der Altbeton selbst. Um einen quasi-monolithischen Verbund zu realisieren, muss daher gegen eine gut verdichtete und raue Altbetonoberfläche betoniert werden. Falls eine nicht ausreichend verdichtete Altbetonoberfläche vorliegt, muss diese mit entsprechenden Verfahren entfernt werden, wobei gleichzeitig die nötige Rauheit der Betonoberfläche erzielt werden kann. Die Frage 3 konnte daher beantwortet werden.

Frage 4 konnte nicht abschließend beantwortet werden. Die Beurteilung der Festigkeit des Altbetons, vor allem der oberflächennahen Bereiche, gestaltet sich schwierig. Die Bestimmung der Betondruck- bzw. der Betonzugfestigkeit anhand von parallel hergestellten Probekörpern kann keinen Aufschluss über die tatsächliche Oberflächenzugfestigkeit des Altbetons liefern. Die ermittelten Festigkeiten liefern nur Grenzwerte, wie hoch die Festigkeit bei ungestörten Proben sein kann. Je nach Lage der Altbetonoberfläche zur Betonierrichtung

ergeben sich vom ungestörten Normalzustand abweichende Verdichtungsgrade mit dementsprechend reduzierten Festigkeiten. Die Prüfung der Oberflächenhaftzugfestigkeit mit aufgeklebten Stempeln bei Abreiversuchen liefert auch nur eine verfälschte Haftzugfestigkeit, da die Stempel meist mit niedrigviskosen Epoxidharzen aufgeklebt werden. Diese Harze bewirken jedoch eine Tränkung der oberflächennahen Betonschichten und damit eine Verfestigung, wodurch die tatsächliche Festigkeit wiederum verfälscht wird. Es wird daher empfohlen, vor allem bei wenig rauen Oberflächen, die unzureichend festen Schichten mit geeigneten Verfahren abzutragen, um eine ungestörte Altbetonoberfläche mit entsprechenden Festigkeiten herzustellen. Eine quantitative Erfassung der tatsächlichen Oberflächenzugfestigkeit erscheint momentan nur unter erheblichem Aufwand, z. B. gegebenenfalls mit Dichtemessungen mittels Ultraschall, möglich.

Prämisse dieser Arbeit war, den Beton-Beton-Verbund möglichst einfach herzustellen. Vor diesem Hintergrund wird an dieser Stelle nochmals darauf hingewiesen, dass möglichst auf Haftvermittler verzichtet werden sollte, da einerseits ein positiver Effekt auf die Verbundfestigkeit (vgl. (Schäfer 2008)) nicht erwiesen ist und andererseits zwei Fugen mit stark unterschiedlichen Materialparametern statt einer geschaffen werden.

Hinsichtlich ihrer Rauheit können die Altbetonoberflächen exakt beschrieben werden. Im Rahmen der Arbeit konnte einerseits die Rauheit der Oberflächen sowie die Verteilung der Rauheit der untersuchten Oberflächen mit Hilfe des Wenzel'schen Quotienten dargestellt werden. Das Verfahren liefert bei gleichen Rahmenbedingungen einen reproduzierbaren, quantitativen Rauheitsparameter.

Zudem wurde im Rahmen zweier Projekte gezeigt, dass anhand digitaler Aufnahmen aufgerauter Oberflächen auch die Rauheit vertikaler und überkopfstehender Flächen bestimmt werden kann. Durch die Gleichverteilung der aufgenommenen Punktwolke ist das Verfahren nicht maßstabsabhängig. Durch die gleichzeitige Auswertung der maximalen Profilkuppenhöhe sowie der Häufigkeitsverteilung der Profilkuppenhöhen wird eine hohe Aussagequalität der gemessenen Rauheit erreicht. Die so ermittelte Profilkuppenhöhe kann auch als Wenzel'scher Quotient ausgedrückt werden.

Zusammenfassend wird festgestellt, dass die anfangs angestrebte Zielsetzung erreicht wurde. Als Konsequenz wurde ein Bemessungsvorschlag vorgestellt, der einerseits das Schubtragverhalten von Beton-Beton-Verbundfugen mechanisch sinnvoller als bisher wiedergeben kann und andererseits eine wirtschaftlichere Bemessung unbewehrter, ungerissener Schubfugen, deren Tragwiderstand vor allem auf Grundlage des Beton-Beton-Verbundes gegeben ist, erlaubt.

14 Literaturverzeichnis

- Ackermann, Burkhardt 1992** ACKERMANN, G. ; BURKHARDT, M.: *Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ortbeton*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (1992), Nr. 7
- Adolf Schnorr GmbH + Co. KG 1997** ADOLF SCHNORR GMBH + CO. KG: *Schnorr Tellerfedern Diagramme: Schnorr Tellerfedern Diagramme 1997*
- Adolf Schnorr GmbH + Co. KG 2004** ADOLF SCHNORR GMBH + CO. KG: *Die Tellerfeder im Griff: Die Tellerfeder im Griff 2004*
- AG SIA 262-4 2004** AG SIA 262-4: *Stellungnahme der AG SIA 262-4 „Beton“ 10. Juli 2004*. URL <http://www.sia.ch/d/praxis/norm.PDF>. – Aktualisierungsdatum: 2004-12-08 – Überprüfungsdatum 2011-03-17
- Balough 1996** BALOUGH, A.: *New Admixtures Combats Concrete Shrinkage*. *Concrete Construction, July 1996*. In: *Concrete Construction* (1996)
- Beushausen 2005** BEUSHAUSEN, H.: *Long-term performance of bonded concrete overlays subjected to differential shrinkage*. Dissertation. University of Cape Town, Cape Town, South Africa. 2005
- Beutin 1975** BEUTIN, E.F: *Flüssigkeitsschlag, Grundlagen der Beanspruchung und ihre technische Nutzenanwendung*. Dissertation, Hannover, 1975
- Birkeland, Birkeland 1966** BIRKELAND, P. W.: BIRKELAND, H. W.: *Conections in precast concrete constructions*. In: *ACI Journal* 63 (1966), Nr. 3, S. 345–368
- Bjøntegaard 1999** BJØNTEGAARD, Øyvind: *Thermal dilation and autogenous deformation as driving forces to self-induced stresses in high performance concrete*. Univ., Diss.-Trondheim, 1999. Trondheim, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet, 1999 (Doktor ingeniøravhandling / Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet Institutt for Konstruksjonsteknikk 1999)
- Bonzel 1965** BONZEL, J.: *Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Betons*. Düsseldorf, Beton Verlag Düsseldorf, 1965
- Brameshuber Wolfgang 1988** BRAMESHUBER WOLFGANG, Wolfgang: *Bruchmechanische Eigenschaften von Beton*. Dissertation. Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe. 1988
- Breitenbücher 1988** BREITENBÜCHER, R.: *Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme*. Dissertation. Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, München. 1988
- Brockmann 1973** BROCKMANN, G.: *Arbeitsfugen in Beton*,. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (1973), Nr. 3, S. 65–69
- Bundesamt** BUNDESAMT, Statistisches: *Bauhauptgewerbe / Ausbaugewerbe - Lange Reihen – Überprüfungsdatum 2011-04-27*
- CEB-FIB Model Code 1990** CEB-FIB Model Code 1990: *Model Code 1990*. London: CEB-FIB Comite Euro-International du Beton
- prEN 1992-1-1 2001-01** PREN 1992-1-1: *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings prEN_1992-1-1 2001-01*. CEN Europäisches Komitee für Normung, 2001-01
- EN 1992-1-1 2005-06** EN 1992-1-1: *EN 1992-1-1:2005-06 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2005*. CEN Europäisches Komitee für Normung, 2005-06
- Creaform 2011** CREAFORM: *Handyscan3D_Datenblatt: Handyscan3D_Datenblatt 2011*

- Curbach 1987** CURBACH, Manfred: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. Dissertation Universität Karlsruhe, 1987
- de Bruyne 1956** DE BRUYNE, N. A.: *The extend of contact between glue and Adherend*. In: *Aero Research Technical Notes Bulletin* 168 (1956)
- DAfStb Heft 400** DAFSTB HEFT 400: *Erläuterungen zu DIN 1045 Beton und Stahlbeton, Ausgabe 07.88*. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
- DAfStb Heft 422 1991** DAFSTB Heft 422: *Prüfung von Beton Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048*. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1991
- DAfStb Heft 498 2000** DAFSTB Heft 498: *Kriechen von Beton unter Zugbeanspruchung*. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2000
- DAfStb Heft 525 2010** DAFSTB Heft 525: *Erläuterungen zu DIN 1045-1*. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2010
- DN 1045 1972-01** DN 1045: *Beton- und Stahlbetonbau*. Deutsches Institut für Normung e. V., 1972-01
- DIN 1045 1978-12** DIN 1045: *Beton- und Stahlbeton*. Deutsches Institut für Normung e. V., 1978-12
- DIN 1045 1988-07** DIN 1045: *Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung*. Deutsches Institut für Normung e. V., 1988-07
- DIN 1045-1 2001-07** DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Deutsches Institut für Normung e. V., 2001-07
- DIN 1045-1 2008-08** DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Bemessung und Konstruktion*. Deutsches Institut für Normung e. V., 2008-08
- DIN 1048-5 1991-06** DIN 1048-5: *Prüfverfahren für Beton*. Deutsches Institut für Normung e. V., 1991-06
- DIN 4225 1944** DIN 4225: *Fertigteile aus Stahlbeton*. Deutsches Institut für Normung e. V., 1944
- DIN 4225 1951-02** DIN 4225: *Fertigteile aus Stahlbeton*. Deutsches Institut für Normung e. V., 1951-02
- DIN 4225 1960-07** DIN 4225: *Fertigteile aus Stahlbeton*. Deutsches Institut für Normung e. V., 1960-07
- DIN 4760 1982-06** DIN 4760: *Gestaltabweichungen Begriffe Ordnungssystem*. Deutsches Institut für Normung e. V., 1982-06
- DIN 18218 2010-01** DIN 18218: *Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen*. Deutsches Institut für Normung e. V., 2010-01
- DIN EN 934-2 2002-02** DIN EN 934-2: *Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel, Teil 2: Betonzusatzmittel Definitionen, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung*. Deutsches Institut für Normung e. V., 2002-02
- DIN EN 12620 2008-05** DIN EN 12620: *Gesteinskörnungen für Beton; Deutsche Fassung EN 12620:2002+A1:2008*. Deutsches Institut für Normung e. V., 2008-05
- DIN EN ISO 15148 2003-03** DIN EN ISO 15148: *Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten bei teilweisem Eintauchen*. Deutsches Institut für Normung e. V., 03.2003
- DIN-Fachbericht 102 2009-03** DIN-FACHBERICHT 102: *Betonbrücken*. Deutsches Institut für Normung e. V., 2009-03
- Dynardo GmbH 2010** DYNARDO GMBH: *optiSLang Documentation, Version 3.1.3: optiSLang Documentation, Version 3.1.3 2010*

- Ecklerlein 2011** ECKLERLEIN, Dennis: *Sensitivitätsanalyse mit OptiSlang zur Ermittlung sensitiver Parameter der Schubkraftübertragung in Schubfugen*. Bachelor Thesis. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, München. 2011
- Eurocode 2 für Deutschland 2010** DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN: *Eurocode 2 für Deutschland : Gemeinschaftstagung*. Beuth; Ernst, 2010
- Fiebrich 1987** FIEBRICH, M.: *Zur Adhäsion zwischen polymeren Bindemitteln und Beton unter besonderer Berücksichtigung von Wassereinwirkungen*. Dissertation. Technische Hochschule, Aachen. 1987
- Fiebrich 1990** FIEBRICH, Michael: *Kunststoffbeschichtung auf ständig durchfeuchtetem Beton : Adhäsionseigenschaften, Eignungsprüfkriterien, Beschichtungsgrundsätze*. Berlin, Beuth, 1990 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 410)
- Fiebrich 1994** FIEBRICH, M. H.: Scientific Aspects of adhesion phenomena in the interface mineral substrate - polymers. In: WITTMANN, Folker H. (Hrsg.): *Adherence of young on old concrete : Proceedings of the 2nd Bolomey Workshop on Adherence of Young on Old Concrete, Sion/Sitten, Switzerland, April 1st and 2nd, 1993*. Unterengstringen : Aedificatio, 1994. – ISBN 3905088010, S. 25–58
- FIP 1982** FIP: *Shear at the interface of precast and in situ concrete: Guide to good practice*. Wexham Springs, Slough, 1982
- Fontana 2006** FONTANA, P.: *Einfluss der Mischungszusammensetzung auf die frühen autogenen Verformungen der Bindemittelmatrix von Hochleistungsbetonen*. Dissertation. Technische Universität Carolo-Wilhelmina, Braunschweig. 2006
- GOM mbH 2008** GOM MBH: *Aramis Benutzerinformation Hardware* GOMMBH (Hrsg.): *Aramis Benutzerinformation Hardware* 2008
- GOM mbH 12.08.2009** GOM MBH: *Atos Benutzerinformation* GOMMBH (Hrsg.): *Atos Benutzerinformation* 12.08.2009
- Grübl et al. 2001** GRÜBL, Peter ; WEIGLER, Helmut ; KARL, Sieghart: *Beton : Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2. Aufl. Berlin, Ernst, 2001
- Hamza 2011** HAMZA, Amir: *Modellierung realer Altbetonoberflächen mittels Kontaktelementen*. Diplomarbeit. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, München. 2011
- Hirsch 2004** HIRSCH, C. M.: *Untersuchungen zur Wechselwirkung zwischen polymeren Fliesmitteln und Zementen bzw. Mineralphasen der frühen Zementhydratation*. Dissertation. Technische Universität München, München. 2004
- Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH 14.02.2007** HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK GMBH: *Datenblatt DD1 Dehnungsaufnehmer: Datenblatt DD1 Dehnungsaufnehmer* 14.02.2007. URL www.hbm.cz/Prospekty/Prodlouzeni/DD1/p_DD1_d.pdf
- Jambor 2011** JAMBOR, A.: *Ermittlung der Spannungen in der Fuge zwischen Alt- und Neubeton*. Bachelorarbeit. Technische Universität München und Universität Innsbruck, München und Innsbruck. 2011
- Kaufmann 1971** KAUFMANN, N.: *Das Sandflächenverfahren, Straßenbautechnik 24, 1971*.
- Kessler-Kramer 2002** KESSLER-KRAMER, Ch.: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*. Dissertation. Uni Fridericiana TH Karlsruhe, Karlsruhe. 2002
- Kuloyants 2011** KULOYANTS, Valeriy: *Oberflächenbehandlung von Beton und die möglichen Auswirkungen auf den Haftverbund*. Bachelor Thesis. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, München. 2011
- Köberlin 2009** KÖBERLIN, Thomas: *Digitalisierung von Betonoberflächen; Parameter zur Bestimmung der Rauheit*. Bachelor Thesis. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, München. 2009

- Krus 1995** KRUS MARTIN: *Feuchtetransport- und Speicherkoeffizienten poröser mineralischer Baustoffe. Theoretische Grundlagen und neue Messtechniken*. Dissertation. Fraunhofer Institut für Bauphysik, Holzkirchen. 1995
- Langenfeld, Stark 1998** LANGENFELD, M. ; STARK, J.: *Frühe Hydratation von Portlandzement unter Zusatzmitteleinfluß*. EDO-Tagung 27.9. - 30.9.1998. Saarbrücken, 1998
- Leonhardt, Mönig 1984** LEONHARDT, Fritz ; MÖNNIG, Eduard: *Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. 3. Berlin, Springer, 1984 (Vorlesungen über Massivbau / Fritz Leonhardt ; Teil 1)
- Manthey 2009** MANTHEY, Sven: *Finite Elemente Simulation eines Keilspaltzugversuchs von Beton-Beton-Verbundbauteilen*. Bachelor Thesis. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, München. 2009
- Marshall 1958** MARSHALL, t. J.: *Relation between permeability and size distribution of pores*. In: *Journal of Soil Science* (1958), Nr. 1, S. 1–8
- Mast 1968** MAST, R.: *Auxillary Reinforcement in Concrete Connections*. In: *ASCE, Journal of the Structural Division* 94 (1968), S. 1485–1504
- Momber, Schulz 2006** MOMBER, Andreas W. ; SCHULZ, Rolf-Rainer: *Handbuch der Oberflächenbearbeitung Beton : Bearbeitung ; Eigenschaften ; Prüfung*. 1. Aufl., Springer-Verlag, 2006
- Mörsch 1927** MÖRSCH E.: *Die Schubsicherung von Eisenbetonbalken*. In: *Beton und Eisen* (1927), Nr. 2, S. 27–35
- MSC Marc** MSC MARC
- Mühlbauer 2012** MÜHLBAUER: *RPC-Kleber*. Dissertation. Technische Universität München, Massivbau, München. (in Vorbereitung)
- Müller 2008** MÜLLER, A.: *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen*. Dissertation. Technische Universität, München. 2008
- Nissen 1987** NISSEN, I.: *Rissverzahnung des Betons - gegenseitige Rissuferverschiebungen und übertragene Kräfte*. Dissertation. Technische Universität München, München. 1987
- Odler, Borstel 1989** ODLER ; BORSTEL: *Laser granulometer study of cement suspensions*. Technical University Clausthal, Clausthal. 1989
- Pfeffer 1948** PFEFFER, F.: *Über die Haftfestigkeit von Neu- auf Altbeton*, *Österreichische Bauzeitschrift*, 8/9 1948. In: *Österreichische Bauzeitschrift* (1948), 8/9, S. 559–616
- Plank et al. 2005** PLANK, J. ; STEPHAN, D. ; HIRSCH, C. H.: *Bauchemie*. In: *Ernährung, Gesundheit, Konsumgüter*. 5. Aufl. Weinheim : Wiley-VCH, 2005 (Chemische Technik, 7). – ISBN 978-3-527-30772-2, S. 1–168
- Plank, de Reese 2011** PLANK, J., DE REESE, J.: *Arbeits- und Ergebnisbericht, DFG-Forschungsvorhaben PL 472/4-1 : Grundlagenuntersuchungen zum Einfluss von Fließmitteln im Ergänzungsbeton auf die Verbundfestigkeit bei nachträglich ergänzten Bauteilen*. Arbeits- und Ergebnisbericht. Technische Universität München, Lehrstuhl für Bauchemie, München. 2011
- Randl 1997** RANDL, N.: *Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauheiten*. Dissertation. Leopold-Franzens-Universität, Innsbruck. 1997
- Rehm et al. 1977** REHM, Gallus ; DIEM, Paul ; ZIMBELMANN, Ruprecht: *Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton*. Berlin, Ernst, 1977 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 283)

- Reinecke 2004** REINECKE, R.: *Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen*. Dissertation. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, München. 2004
- Riecken 1997** RIECKEN, Bärbel: *Kapillares Saugen im Oberflächenbereich poröser Festkörper : Eine Parameterstudie*. Techn. Hochsch., Diss. 1996--Aachen, 1996. 1. Aufl. Aachen, Verl. der Augustinus-Buch., 1997 (Aachener Beiträge zur Bauforschung 7)
- RILEM 1994** RILEM: *Technical recommendations for the testing and use of construction materials*. London, E & FN Spon, 1994. – ISBN 041918810X
- Rucker P. 2007** RUCKER P., Beddoe R. E.: *Transport von drückendem Wasser in Betonbauteilen*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 7, S. 414–426
- Ruth 1993** RUTH, J.: *Werkstoffverhalten in Grenzflächenbereichen der Tragelemente von Bauwerken*. Abhandlung. Universität Stuttgart, Institut für Tragwerksentwurf und Konstruktion, Stuttgart. 1993
- Schadhauser 2010** SCHADHAUSER, Florian: *Einfluss saugender Oberflächen auf den Hydratationsverlauf*. Bachelorarbeit. Technische Universität München, Massivbau, München. 2010
- Schäfer 2008** SCHÄFER, Sven Christoph: *Auswirkung von Primern auf die Haftzugfestigkeit*. Bachelor Thesis. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, München. 2008
- Schäfer et al. 1996** SCHÄFER, Horst Georg ; BLOCK, Klaus ; DRELL, Rita: *Oberflächenrauheit und Haftverbund*. Berlin, Beuth. 1996 (Hefte des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton 456)
- Schleeh 1978** SCHLEE, W.: *Zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit des Betons*. In: *Beton* (1978), Nr. 2, S. 57–62
- Stark, Wicht 2000** STARK, Jochen ; WICHT, Bernd: *Zement und Kalk : Der Baustoff als Werkstoff*. Basel, Birkhäuser, 2000
- Teubert und Greim GmbH 2007** TEUBERT UND GREIM GMBH: *Schleibinger Schwindrinne, Schwindkegel, Schwindschichtsysteme und Temperaturdatenlogger*. – Aktualisierungsdatum: 2011-03-21 – Überprüfungsdatum 2011-03-21
- Tokyo Sokki Kenkyujo Co.Ltd. 2009** TOKYO SOKKI KENKYUJO Co.LTD.: *FOIL STRAIN GAUGE series "F": FOIL STRAIN GAUGE series "F" 2009*
- Tokyo Sokki Kenkyujo Co.Ltd. .2009** TOKYO SOKKI KENKYUJO Co.LTD.: *MOLD STRAIN GAUGE series "PM"/"PMF"/"PMFLS": MOLD STRAIN GAUGE series "PM"/"PMF"/"PMFLS" .2009*
- Trunk 1999** TRUNK, B. G.: *Einfluß der Bauteilgröße auf die Bruchenergie von Beton*. Abhandlung. Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich. 1999
- VDZ 2000** VDZ: *Zement Taschenbuch*. 49. Ausgabe. Düsseldorf, Bau+Technik, 2000
- VDZ 2002** VDZ (Hrsg.): *Bereiten und Verarbeiten von Beton Zement-Merkblatt Betontechnik B7*, 2002 (Zementmerkblätter B7)
- Vintzeleou, Tassios 1985** VINTZELEOU, E. N., TASSIOS, T. P.: *Mechanisms of load transfer in R.C. Interface: Prediction of shear force vs. shear displacement curves*. In: *Studi e Ricerche* 7 (1985), S. 121–161
- Walraven 1980** WALRAVEN, J. C.: *Aggregate interlock A theoretical and experimental analysis*. In: *Delft university press* (1980)
- Washburne 1921** WASHBURNE, E. W.: *The Dynamics of capillary flow*. In: *The Physical Review* 17 (1921), Nr. 3, S. 374–375
- Weigler, Karl 1974** WEIGLER, H. ; KARL, S.: *Junger Beton Beanspruchung - Festigkeit - Verformung*. In: *Beton + Fertigteil - Technik BFT* (1974), Nr. 6,7, S. 392-401, 481-484

- Weiss 2003** WEISS, J.: EXPERIMENTAL DETERMINATION OF THE 'TIME ZERO' t_0 (MATURITY-ZERO MO). In: BENTUR, Arnon (Hrsg.): *Early age cracking in cementitious systems : Report of RILEM Technical Committee 181-EAS 'Early Age Shrinkage Induced Stresses and Cracking in Cementitious Systems'*. Bagnaux : RILEM Publ., 2003 (RILEM report, 25). – ISBN 2912143330
- Zelger, Rüsç** ZELGER, C. ; RÜSCH, H.: *Der Einfluss von Fugen auf die Festigkeit von Fertigteilschalen*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 1961, Nr. 10
- Zilch et al. 02.2008** ZILCH, K. ; LENZ, P. ; MÜLLER, A.: *Zum Einfluss einer zum Auflager hin fallenden Verbundbewehrung auf die Schubkraftübertragung in Fugen*,. Forschungsbericht. Technische Universität München, Massivbau, München. 02.2008
- Zilch, Lenz 2011** ZILCH, K. ; LENZ, P.: *Arbeits- und Ergebnisbericht, DFG-Forschungsvorhaben ZI 134/28-1*. Arbeits- und Ergebnisbericht. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, München. 2011
- Zilch, Müller 2007** ZILCH, K. ; MÜLLER, A.: *Die Neuauflage der DIN 1045-1_Erläuterungen zur Bemessung von Verbundfugen*. In: *DBV-Heft Nr. 14 „Weiterbildung Tragwerksplaner Massivbau“*, Berlin 2007
- Zilch, Müller 2007** ZILCH, K. ; MÜLLER, A.: *Grundlagen und Anwendungsregeln der Bemessung von Fugen nach EN 1992_1_1*. Forschungsbericht. Technische Universität München, München. 2007
- Zilch, Zehetmaier 2010** ZILCH, Konrad ; ZEHETMAIER, Gerhard: *Bemessung im konstruktiven Betonbau : Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2., neu bearb. und erw. Berlin, Heidelberg, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010
- Zwick Roell 2009** ZWICK ROELL: *Materialprüfmaschine mit Hybridantrieb Z600Y - Datenblatt: Materialprüfmaschine mit Hybridantrieb Z600Y - Datenblatt 2009*
- Zwick Roell 2010** ZWICK ROELL: *testXpert II Datenblatt: testXpert II Datenblatt 2010*

15 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 4.1:	Betonage "frisch in frisch"	12
Abbildung 4.2:	Betonage nach Erstarren des Altbetons.....	12
Abbildung 4.3:	Ausgewählte Verbundbauteile.....	13
Abbildung 4.4:	Versagensschema der Fuge bei zunehmender Fugenverschiebung Links: Adhäsionstragwiderstand Mitte: Reibungstragwiderstand Rechts: Bewehrungstragwiderstand	14
Abbildung 4.5:	Entwicklung der Einzeltraganteile bei fortschreitender Fugenverschiebung; gestrichelte Verläufe: rechnerische Traganteile (nach Gl. 4.1) durchgezogene Verläufe: tatsächliche Traganteile (schematisch) schwarze Verläufe: Addition der jeweiligen Traganteile Links: duktiles Bauteilverhalten, $\tau_{Bew} \geq \tau_{Adhäsion}$ Rechts: kein duktiles Bauteilverhalten, $\tau_{Bew} < \tau_{Adhäsion}$	15
Abbildung 4.6:	Festlegung der Parameter c und μ nach (Zilch, Müller 2007).....	17
Abbildung 4.7:	Prinzipielle Einflüsse auf den Beton-Beton-Verbund.....	18
Abbildung 5.1:	Nachträglich ergänzte Querschnitte nach (DIN 4225:1944).....	20
Abbildung 5.2:	Nachträglich ergänzte Querschnitte nach (DIN 4225:1951-02)	21
Abbildung 5.3:	Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht nach (DN 1045:1972-01), Verbundbewehrung ist nicht dargestellt	21
Abbildung 5.4:	Fugen bei teilvorgefertigten Konstruktionen nach (DAfStb Heft 400)	22
Abbildung 5.5:	Kräfte am Verbundquerschnitt nach (Zilch, Zehetmaier 2010).....	24
Abbildung 5.6:	Durch Adhäsion aufnehmbare Schubspannung für C35/45 ab 1988.....	25
Abbildung 6.1:	Modell zur Schubreibungstheorie nach (Birkland, Birkeland 1966)	29
Abbildung 6.2:	Schematische Darstellung der Tragmechanismen nach (Ackermann, Burkhardt 1992).....	30
Abbildung 6.3:	Links: Theoretische Adhäsionsfestigkeiten nach (Fiebrich 1987) Rechts: Theoretische Adhäsionsfestigkeiten nach (Fiebrich 1994) in Abhängigkeit vom Abstand.....	32
Abbildung 6.4:	Struktur des Zementsteins in der Kontaktzone und relative Traganteile nach (Rehm et al. 1977).....	33
Abbildung 6.5:	Links: Randwinkel zwischen Festkörper und Flüssigkeit nach (Reinecke 2004) Rechts: Ober- und Grenzflächenenergien an der Dreiphasenlinie fest-flüssig-gasförmig nach (Fiebrich 1990)	34
Abbildung 6.6:	„Mechanische Verhakung“ nach (Fiebrich 1990) Links: Festkörperoberfläche, Topografie mit technischer Rauheit definiert Rechts: Festkörperoberfläche, submikroskopische Rauheit	34
Abbildung 6.7:	mögliche mechanische Verhakung von Zementpartikeln.....	35
Abbildung 6.8:	Abhängigkeit Randwinkel zu Adhäsionsfestigkeit nach (Fiebrich 1990) Links: gemessene Randwinkel zwischen Zuschlag und Kunstharz Rechts: relative Haftzugfestigkeit.....	36
Abbildung 6.9:	Einfluss der Porengeometrie auf die Eindringtiefe nach (de Bruyne 1956)	37
Abbildung 6.10:	Oberflächen unterschiedlicher Rauheit (v. l. n. r. globale bis mikroskopische Rauheit)	39
Abbildung 6.11:	raue Oberfläche mit Profilschnitt; Profilschnitt; Ausschnitt (v. l. n. r.).....	39
Abbildung 6.12:	Variation der Messlängen.....	40
Abbildung 6.13:	Prinzipiskizze Wenzel'scher Quotient.....	41
Abbildung 6.14:	Schubspannungen in der Fuge nach (Zilch, Zehetmaier 2010)	42
Abbildung 6.15:	Weitere „kritische“ jedoch nicht bemessungsrelevante Scherfläche.....	42
Abbildung 6.16:	Links: Hauptspannungstrajektorien am Einfeldträger Rechts: Abgeschlossenes Rissbild am Einfeldträger	43
Abbildung 6.17:	Hauptdruck- (HDS) und Hauptzugspannungen (HZS) am Einfeldträger (Linienlast) Links: Fuge oben (vgl. Abbildung 6.16) Rechts: Fuge unten (vgl. Abbildung 6.16).....	44
Abbildung 6.18:	Hauptdruck- und Hauptzugspannungen am Einfeldträger (mittige Punktlast) Links: obere Fuge (vgl. Abbildung 6.16) Rechts: untere Fuge (vgl. Abbildung 6.16).....	44
Abbildung 6.19:	Tragfähigkeit der Fugen nach (Ruth 1993).....	45
Abbildung 6.20:	Hauptspannungen an Modellzähnen.....	45

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 6.21:	Links: Versuchskörper nach (Brockmann 1973) Rechts: Verhältnis der Verbundfestigkeit zu „frisch in frisch“ in Abhängigkeit der Zeit (eigene Auswertung).....	47
Abbildung 6.22:	Ergebnisse der Zugversuche nach (Schäfer et al.) mit linearen Korrelationsgeraden (eigene Auswertung).....	48
Abbildung 6.23:	Bezogene Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Fugenrauheit (mod. Wenzel'scher Quotient) nach (Müller 2008). Roter Verlauf: Trend für Neubetone ohne Fließmittel Blauer Verlauf: Trend für Neubetone mit Fließmittel	49
Abbildung 7.1:	Kleinkörper nach (Reinecke 2004) und (Müller 2008).....	51
Abbildung 7.2:	Partikelgrößenverteilungen der verschiedenen Zemente, ohne Zusatz von Fließmitteln, w/z = 0,51 bzw. 0,6	53
Abbildung 7.3:	Partikelgrößenverteilungen in Abhängigkeit des w/z-Wertes und des Fließmittels Links: CEM I 42,5R Rechts: CEM I 42,5R-HS	54
Abbildung 7.4:	Hydratationsphasen und Wärmefreisetzungsrate nach (Langenfeld, Stark 1998).....	55
Abbildung 7.5:	Kalorimetrische Bestimmung des Wärmeflusses (CEM I 42,5R und CEM I 42,5R-HS (HS))	57
Abbildung 7.6:	Wirkungsweise und Struktur der Fließmittel: Links: elektrostatische Abstoßung bei Polykondensaten; Rechts: zusätzliche sterische Abstoßung (prinzipielle Darstellung).....	59
Abbildung 7.7:	Beeinflussung der Oberflächenspannung durch die verwendeten Fließmittel nach (Plank, de Reese 2011) und (Müller 2008) Links: Lösung aus Fließmittel und Wasser Rechts: Zementleimfiltrat.....	60
Abbildung 7.8:	Adsorptionsisotherme für w/z = 0,6	61
Abbildung 7.9:	Längen- / Durchmesser-Verhältnis der Ettringitkristalle nach (Hirsch 2004, S. 212) nach 120 min Hydratation	62
Abbildung 7.10:	Hydratationsprodukte 24 Stunden nach Wasserzugabe Links: CEM I 42,5 R Rechts: CEM I 42,5 R-HS	63
Abbildung 7.11:	Hydratationsprodukte 24 Stunden nach Wasserzugabe (Wasser+FM 794) Links: CEM I 42,5 R Rechts: CEM I 42,5 R-HS	63
Abbildung 7.12:	Hydratationsprodukte 24 Stunden nach Wasserzugabe (Wasser+FM 500F) Links: CEM I 42,5 R Rechts: CEM I 42,5 R-HS	63
Abbildung 7.13:	Schema zur Probekörperbezeichnung	65
Abbildung 7.14:	Prinzipskizze der w/z-Werte und Ausbreitmaße der Neubetone ausgehend vom Grundbeton	66
Abbildung 7.15:	Prinzipskizze der w/z-Werte und Ausbreitmaße der Neubetone ausgehend von Grundbeton..... Fehler! Textmarke nicht definiert.	
Abbildung 7.16:	Mittlere Betondruckfestigkeiten der einzelnen Mischungen (Farbe entsprechend der angestrebten Druckfestigkeitsklasse).....	72
Abbildung 7.17:	Herstellungsprozess der Verbundkörper	72
Abbildung 7.18:	Druckwassergestrahlte Oberfläche Links: Oberfläche mit Verzögerer (vor dem Strahlen) Rechts: gestrahlte Oberfläche	73
Abbildung 7.19:	Rauheitsbestimmung Links: Digitalisierung Rechts: Sandflächenverfahren nach Kaufmann.....	74
Abbildung 7.20:	Grundplatte mit Spalt- und Keilspaltzugversuchskörper	74
Abbildung 7.21:	Aufteilung Platten; Beschriftung und Lage der Probekörper	75
Abbildung 7.22:	Links: Lage der Probekörper für Nebenversuche Mitte: Körper für Quecksilberdruckporosimetrie Rechts: Körper für Anschliffe (ESEM)	75
Abbildung 7.23:	Feuchtezustand von Oberflächen (jeweils druckwassergestrahlt und rüttelrau) Links: trockene Oberfläche Mitte: angefeuchtete Oberfläche (obere Plattenhälfte) Rechts: nasse Oberfläche (stehendes Wasser auf den Platten).....	79
Abbildung 7.24:	Abtrocknende Oberflächen (jeweils druckwassergestrahlt und rüttelrau) Links: genässte Oberfläche (stehendes Wasser auf den Platten) Mitte: angetrocknete Oberfläche (nach 4 Minuten) Rechts: angetrocknete bzw. abgetrocknete Oberfläche (nach 9 Minuten)	80
Abbildung 8.1:	Schematische Darstellung der Prüfmethode zur Bestimmung der Verbund(zug bzw. schub)festigkeit aus (Beushausen 2005) an Kleinkörpern.....	82
Abbildung 8.2:	Energieeintrag und Rissbildung nach (Curbach 1987).....	83
Abbildung 8.3:	Energieeintrag und Rissbildung beim Sandstrahlen	84

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 8.4:	Einfluss der Stahlmittelart auf den Abtrag	84
Abbildung 8.5:	Stoß- und Staudruck des Druckwasserstrahls nach (Beutin 1975) für einzelne Tropfen bzw. für einen theoretisch durchgehenden Strahl	85
Abbildung 8.6:	Modell des Betonabtrags durch Druckwasserstrahlen (Rissinitiierung und Rissaufweitung) nach (Momber, Schulz 2006).....	85
Abbildung 8.7:	Spannungsverhältnisse beim Druckwasserstrahlen.....	85
Abbildung 8.8:	mit Stemmwerkzeug aufgeraute Grundplatten (4 Stück) mit unterschiedlichem Grobzuschlag der Körnung 8/16 Links oben: BA (gebrochenes Korn, Basalt), Rechts oben: KA (gebrochenes Korn, Kalk) Links unten: QK (gerundestes Korn, hoher Quarzanteil), Rechts unten: TK (gerundetes Korn, Terrassenschotter - „Standardkies“).....	86
Abbildung 8.9:	mit Sandstrahlen aufgeraute Grundplatten (4 Stück) mit unterschiedlichem Grobzuschlag der Körnung 8/16 Links oben: BA (gebrochenes Korn, Basalt), Rechts oben: KA (gebrochenes Korn, Kalk) Links unten: QK (gerundetes Korn, hoher Quarzanteil), Rechts unten: TK (gerundetes Korn, Terrassenschotter - „Standardkies“).....	87
Abbildung 8.10:	Druckwasserstrahlen der Probeplatten	88
Abbildung 8.11:	mit Druckwasserstrahlen aufgeraute Grundplatten (4 Stück) mit unterschiedlichem Grobzuschlag der Körnung 8/16 Links oben: BA (gebrochenes Korn, Basalt), Rechts oben: KA (gebrochenes Korn, Kalk) Links unten: QK (gerundetes Korn, hoher Quarzanteil), Rechts unten: TK (gerundetes Korn, Terrassenschotter - „Standardkies“).....	88
Abbildung 8.12:	Vorbereitung der Scheiben	89
Abbildung 8.13:	Sandgestrahlte Oberfläche, parallel zur Oberfläche verlaufender Riss	90
Abbildung 8.14:	gestemmte Oberfläche, breite durch Zuschläge verlaufende Risse	90
Abbildung 8.15:	wassergestrahlte Oberfläche, schmale senkrecht zur Bauteiloberfläche verlaufende Risse	91
Abbildung 8.16:	Durchführung des Sandflächenverfahrens nach Kaufmann.....	92
Abbildung 8.17:	Aufbau Messung mit Streifenmuster Links: Messung (System Atos II mit Altbetonplatte, Referenzrahmen, drehbare Bauteilaufnahme Mitte-oben: Bauteiloberfläche mit Referenzrahmen und Streifenlicht Mitte-unten: Digitale Bauteiloberfläche Rechts: Messprinzip Atos II (Streifenlichtprojektion).....	94
Abbildung 8.18:	Aufbau GOM Atos II aus (GOM mbH 12.08.2009).....	95
Abbildung 8.19:	Bestimmung des Wenzel'schen Quotienten.....	96
Abbildung 8.20:	Verfeinerte Rauheitsbestimmung 1. v. L: gesamte Platte mit Einzelkörpern 2. v. L: gerasterte Einzelkörperoberfläche 3. v. L: Detail mit Einzelraster 4. v. L: Verteilung der Wenzel'schen Quotienten über die Einzelkörperoberfläche.....	96
Abbildung 8.21:	Teilbild 3. v. L aus Abbildung 8.20.....	97
Abbildung 8.22:	Verbundbedingungen bei geringer Einbettung in den Altbeton Links: Situation vor Neubetonergänzung Mitte: Ergänzter Querschnitt Rechts: Durch Zug senkrecht zur Fuge beanspruchter Querschnitt	98
Abbildung 8.23:	Verbundbedingungen bei großer Einbettung in den Altbeton Links: Situation vor Neubetonergänzung Mitte: Ergänzter Querschnitt Rechts: Durch Zug senkrecht zur Fuge beanspruchter Querschnitt	98
Abbildung 8.24:	Beispiel einer aufzunehmenden Fläche	99
Abbildung 8.25:	Rauheitsmessung mit Profilmesser Links: Basislänge ca. 20 mm Rechts: Basislänge ca. 110 mm	100
Abbildung 8.26:	Beschreibung der Parameter R_t und R_p nach (DAfStb Heft 525:2010) Links: Rautiefe R_t nach Kaufmann Rechts: Profilkuppenhöhe R_p	100
Abbildung 8.27:	Messstelle mit aufgenommenen Teilflächen	101
Abbildung 8.28:	Links: Verteilung der z-Koordinate über die betrachtete Fläche Rechts: Falschfarbenbild der Oberfläche	102
Abbildung 8.29:	Auswertung von Profilschnitten im Abstand von 50 mm zueinander Links: Schnitte mit Korrelationsgeraden, auf Best-Fit-Ebene bezogen Rechts: Schnitte auf jeweilige Korrelationsgerade bezogen	103
Abbildung 8.30:	Auswertung eines Profilschnitts in Teilabschnitten (0-100, 100-200, 200-300 mm) Links: Korrelationsgeraden der einzelnen Abschnitte Rechts: Auf die Korrelationsgerade bezogenen Profilschnitte (rote Verläufe) Schnitt auf Best-Fit-Ebene bezogen (schwarzer Verlauf) Schnitt auf die Korrelationsgerade bezogen (gesamter Schnitt 0-300 mm, grauer Verlauf).....	104

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 8.31:	Verteilung der Profilkuppenhöhen - über die Beispielfläche (rote Verläufe) - Schnitte auf die jeweilige Korrelationsgerade bezogen (gesamter Schnitt 0-300 mm, blauer Verlauf) - Teilschnitte auf die Teilkorrelationsgerade bezogen (roter Verlauf).....	105
Abbildung 8.32:	Bestimmung des Volumenabtrags o. links: Aufrauungsschritt_0 (geschalte Oberfläche, Bezeichnung T3_1) o. Mitte: Aufnahme der geschalten Oberfläche o. rechts: Aufrauungsschritt_1 (einfacher Sandstrahldurchgang ;Bez.: T3_2) u. links: Aufrauungsschritt_2: (zusätzlicher einfacher Sandstrahldurchgang; Bezeichnung: T3_3) u. Mitte: Aufrauungsschritt_3: (zwei zusätzliche, einfache Sandstrahldurchgänge; Bezeichnung: T3_4) u. rechts: Rahmen und Oberfläche T3_4.....	106
Abbildung 8.33:	Rauheiten der bearbeiteten Oberfläche (von oben nach unten T_3_1 bis T_3_4).....	107
Abbildung 8.34:	Bestimmung der Zugfestigkeit Links: Zentrische Zugfestigkeit f_{ct} nach (DAfStb Heft 422:1991) Mitte: Spaltzugfestigkeit $f_{ct,spz}$ an Zylindern (DIN 1048-5:1991-06) Rechts: Spaltzugfestigkeit $f_{ct,spz}$ an Prismen (DIN 1048-5:1991-06).....	108
Abbildung 8.35:	Bruchzustände und erwartete Spannungsverteilung beim Spaltzugversuch nach (Bonzel 1965).....	109
Abbildung 8.36:	Hauptspannungstrajektorien nach (Schleeh 1978).....	109
Abbildung 8.37:	Optische Dokumentation eines Spaltzugversuches aus (Müller 2008) Links: Versuchskörper Rechts: aus optischer Messung errechnete Dehnungszustände des Körpers.....	110
Abbildung 8.38:	Hauptdruckspannungen beim Keilspaltzugversuch Links: Kreisscheibe Rechts: Quadrat.....	111
Abbildung 8.39:	Hauptdruckspannungen an Verbundkörpern mit $E_{\text{Beton A}} > E_{\text{Beton B}}$ Linker Körper: Verbundkörper aus unterschiedlich steifen Betonen Rechter Körper: Verbundkörper aus Betonen gleicher Steifigkeit.....	111
Abbildung 8.40:	Hauptzugspannungen an Verbundkörpern mit $E_{\text{Beton A}} > E_{\text{Beton B}}$ Linker Körper: Verbundkörper aus unterschiedlich steifen Betonen Rechter Körper: Verbundkörper aus Betonen gleicher Steifigkeit.....	112
Abbildung 8.41:	Links: Spaltzugkörper mit Specklemuster und Messsystem Aramis im Vordergrund Rechts: Prinzipieller Aufbau Aramis nach (GOM mbH 2008).....	113
Abbildung 8.42:	Dehnungszustände beim Spaltzugversuch Oben Links: unbelasteter Körper Oben Rechts: Belastungsbeginn: maximale Dehnungen in Körpermitte Unten Links: Laststeigerung: Zugdehnungen über gesamte Körperhöhe (Maximum in Körpermitte, markierter Bereich) Unten Rechts: Maximalkraft: Dehnungsverteilung unmittelbar vor Bruch.....	114
Abbildung 8.43:	Versuchsaufbau Keilspaltzugversuch nach (RILEM 1994).....	115
Abbildung 8.44:	„snap-back“ Effekt Zugversuch nach (Kessler-Kramer 2002).....	116
Abbildung 8.45:	„Dehnungsverteilung beim Zugversuch nach (Kessler-Kramer 2002).....	116
Abbildung 8.46:	Sollmaße der verwendeten Keilspaltzugkörper.....	116
Abbildung 8.47:	Benennung der Einzelkörper.....	117
Abbildung 8.48:	Kerbvariante, schematische Darstellung Links: Variante 1: geschnittene Kerbe Mitte: Variante 2: Kerbe mit Verbundbrecher Rechts: Variante 3: geschalte Kerbe mit PVC-Einlage.....	118
Abbildung 8.49:	Variante 2, Kerbe mit Verbundbrecher ausgeführt Links: glatte, rüttelraue Oberfläche; scharfe Abgrenzung des Kerbrundes Rechts: raue, druckwassergestahlte Oberfläche; unregelmäßiger Kerbgrund.....	118
Abbildung 8.50:	Kerbvariante, Kerbe mit PVC-Folie vorgegeben, Aussparung geschalt.....	119
Abbildung 8.51:	Schematischer Versuchsaufbau, Versuchskörper mit Lasteinleitungsstruktur („Backen“).....	120
Abbildung 8.52:	Links: Keilspaltzugkörper mit Blick auf die Verbundfuge Rechts: um 90° gedrehte Ansicht.....	120
Abbildung 8.53:	Rissöffnung (c_{cod}) – Spaltkraft (F_v) – Beziehung Links: Wertebereich bis 1,0 mm Rechts: Wertebereich bis 0,2 mm.....	122
Abbildung 8.54:	Prinzipiskizze Keilspaltzugversuch – elastische Spannungsverteilung.....	123
Abbildung 8.55:	Prinzipiskizze Keilspaltzugversuch – tatsächliche Spannungsverteilung Links: theoretische elastische Spannungsverteilung ($\sigma_{(kspz,el)}$) Mitte: Spannungsfreier Kerbgrund (Rissbildung) Rechts: freies Risswachstum.....	123
Abbildung 8.56:	Modellierter Keilspaltzugversuch mit Materialmodell.....	124

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 8.57:	Links: Versuchskurve und rechnerischer Verlauf durch manuelle Optimierung Rechts: Spannungsverteilungen im Körper für Laststufen gemäß Abbildung 8.57 Links,; $\sigma_{KSPZ,el}$ als gestrichelte Verläufe	125
Abbildung 8.58:	Links: Ermittlung einer von der Probekörpergeometrie unabhängigen Bruchenergie G_f nach (Brameshuber 1988) Rechts: Bezogene Bruchenergie in Abhängigkeit des Rissfortschritts nach (Brameshuber 1988).....	127
Abbildung 8.59:	Links: Probekörpergeometrie nach (RILEM 1994) Rechts: verwendete Probekörpergeometrie.....	127
Abbildung 8.60:	Versuchsaufbau Keilspaltzugversuch; Links: DD1-Wegaufnehmer zur Steuerung auf der Vorderseite Rechts: optische Verformungsmessung, gerissener Probekörper mit Specklemuster	128
Abbildung 8.61:	Links: Messbereich Rechts: $F_{v-C_{cod}}$ -Verlauf.....	128
Abbildung 8.62:	Dehnungsverteilungen zum $F_{v-C_{cod}}$ -Verlauf aus Abbildung 8.61 Rechts (von links nach rechts: Stufe 30, Stufe 100, Stufe 130, Stufe 300).....	129
Abbildung 8.63:	Farbgebung der Datenpunkte.....	130
Abbildung 8.64:	Schema für die Markerwahl.....	131
Abbildung 8.65:	Benennung der Marker Beispiel: Absolute Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit der Rauheit	131
Abbildung 8.66:	Links: absolute Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten Rechts: absolute Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten.....	132
Abbildung 8.67:	absolute Spaltzugfestigkeiten der Einzelkörper mit zugehörigen Alt- und Neubetonspaltzugfestigkeiten innerhalb einer Serie	133
Abbildung 8.68:	Links: relative Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten Rechts: relative Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten.....	133
Abbildung 8.69:	Darstellung der Spaltkraft-Rissöffnungs-Verläufe	134
Abbildung 8.70:	Bruchfläche S_19-2.1-2.1-H/6/96	135
Abbildung 8.71:	Schema zur Anordnung und Darstellung der Bruchflächen	136
Abbildung 8.72:	Spaltzugfestigkeiten – Darstellung der Einzelergebnisse Links: absolute Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten Rechts: relative Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten.....	137
Abbildung 8.73:	Links: Bruchbild des Verbundkörpers (links: Neubeton, rechts: Altbeton) Rechts: Bruchbild eines monolithischen Körpers	137
Abbildung 8.74:	Spaltzugfestigkeiten – Darstellung der Einzelergebnisse Links: absolute Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten Rechts: relative Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten.....	138
Abbildung 8.75:	Keilspaltzugfestigkeiten (elastisch ermittelt) – Darstellung der Einzelergebnisse Links: absolute Einzelwerte der Keilspaltzugfestigkeiten Rechts: relative Einzelwerte der Keilspaltzugfestigkeiten	139
Abbildung 8.76:	Bruchenergie – Darstellung aller Einzelergebnisse Links: absolute spezifische Bruchenergie G_f Rechts: bezogene spezifische Bruchenergie G_f	139
Abbildung 8.77:	Auswertung: Absolute Spaltzugfestigkeiten Reihe 1 bis 4 und 6 (Einzelwerte) Links Oben: Mischungen mit CEM I 32,5 R; Zielfestigkeit C20/25 Links Mitte: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C35/45 Links Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C50/60 Rechts Mitte: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45 Rechts Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60	140
Abbildung 8.78:	Mittlere Druckfestigkeiten der verwendeten Mischungen in Abhängigkeit der Mischungsart (M 1.X bis M 31.x).....	141
Abbildung 8.79:	Bruchenergie –Auswertung Reihe 2 bis 4 und 6 (Darstellung der absoluten Mittelwerte) Oben Links: CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C35/45 Oben Rechts: CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45 Unten Links: CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C50/60 Unten Rechts: CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60	142
Abbildung 8.80:	Auswertung: relative Spaltzugfestigkeiten Reihe 2 bis 4 und 6 (Einzelwerte) Links Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C35/45 Links Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C50/60 Rechts Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45 Rechts Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60.....	143

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 8.81:	Auswertung: Spaltkraft-Rissöffnungs-Verlauf; Reihe 4 und 6 (Darstellung Mittelwert) Links: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45 Rechts : Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60.....	144
Abbildung 8.82:	Auswertung: absolute Spaltzugfestigkeiten Reihe 2 bis 4 und 6 (Mittelwerte) Links Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C35/45 Links Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C50/60 Rechts Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45 Rechts Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60.....	145
Abbildung 8.83:	Auswertung: relative Keilspaltzugfestigkeiten Reihe 2 bis 4 und 6 (Mittelwerte) Links Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C35/45 Links Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R; Zielfestigkeit C50/60 Rechts Oben: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C35/45 Rechts Unten: Mischungen mit CEM I 42,5 R-HS; Zielfestigkeit C50/60.....	146
Abbildung 8.84:	Spaltzugfestigkeiten Reihe 7 (Darstellung der Einzelwerte) Links: absolute Einzelwerte Rechts: relative Einzelwerte rot gefüllte Marker: wassergesättigte Altbetonoberfläche.....	147
Abbildung 8.85:	Auswertung der Keilspaltzugversuche der Reihe 7 Links: relative Keilspaltzugfestigkeiten Rechts: Spaltkraft-Rissöffnungsverlauf.....	147
Abbildung 8.86:	Bruchbild S_7_1.1-3.2-HN (Spaltzugkörper I bis IV, Systematik gemäß Abbildung 8.71) Linke Hälfte: Draufsicht auf den Altbeton Rechte Hälfte: „Aufgeklappter“ Neubeton	148
Abbildung 8.87:	Auswertung: Gegenüberstellung von trockenen und wassergesättigten Altbetonoberflächen (Darstellung absoluter Einzelwerte) Links Oben: trockener Altbeton; Zielfestigkeit C 35/45; CEM I 42,5R Links Mitte: trockener Altbeton; Zielfestigkeit C 35/45; CEM I 42,5R-HS Links Unten: wassergesättigter Altbeton; Zielfestigkeit C 35/45; Rechts Oben: trockener Altbeton; Zielfestigkeit C 50/60; CEM I 42,5R Rechts Mitte: trockener Altbeton; Zielfestigkeit C 50/60; CEM I 42,5R-HS Rechts Unten: wassergesättigter Altbeton; Zielfestigkeit C 50/60;	149
Abbildung 8.88:	Auswertung: Gegenüberstellung von trockenen und wassergesättigten Altbetonoberflächen (Darstellung relativer Einzelwerte) Links: Spaltzugfestigkeiten Rechts: Keilspaltzugfestigkeiten	150
Abbildung 8.89:	Auswertung: Gegenüberstellung von trockenen und wassergesättigten Altbetonoberflächen, Darstellung der Spaltkraft – Rissöffnungs – Beziehung; rot gefüllte Marker bzw. roter Verlauf für wassergesättigte Altbetonoberfläche Links: Festigkeitsklasse C35/45 Rechts: Festigkeitsklasse C50/60 (z.T. Altbeton C20/25 bei Serie 7).....	150
Abbildung 8.90:	Vergleich trockene – wassergesättigte Oberfläche (rot gefüllte Marker → wassergesättigte Altbetonoberfläche) Links: absolute Einzelwerte Rechts: relative Mittelwerte.....	151
Abbildung 8.91:	Altbetonoberflächen Links: geschliffene Oberfläche (GS) Rechts: schalglatte Oberfläche (SC)	152
Abbildung 8.92:	absolute Spaltzug- und Keilspaltzugfestigkeiten glatter, selektiv bearbeiteter Oberflächen; SC: geschalte Oberfläche (Datenreihen 1 bis 3 v. Links) GS: geschliffene Oberfläche (Datenreihen 4 bis 6 v. Links) Links: Spaltzugfestigkeiten Rechts: Keilspaltzugfestigkeiten	153
Abbildung 8.93:	relative Spaltzug- und Keilspaltzugfestigkeiten glatter, selektiv bearbeiteter Oberflächen; SC: geschalte Oberfläche (Datenreihen 1 bis 3 v. Links) GS: geschliffene Oberfläche (Datenreihen 4 bis 6 v. Links) Links: Spaltzugfestigkeiten Rechts: Keilspaltzugfestigkeiten	153
Abbildung 8.94:	Bruchbilder der Keilspaltzugversuche (M-3.1-2.2) Oben: geschliffene Oberfläche (GS) Unten: geschalte Oberflächen (SC)	154
Abbildung 8.95:	Spaltkraft-Rissöffnung-Beziehung Links: geschliffene Grundplatte (GS) Rechts: geschalte Grundplatte (SC).....	154
Abbildung 8.96:	Links: Vertikales Eintauchen des Rüttlers, „vernadelt“ (RV) Rechts: Horizontales Eintauchen des Rüttlers in Neubeton (RH).....	155
Abbildung 8.97:	schematische Darstellung Links: Vertikales Eintauchen des Rüttlers, „vernadelt“ (RV) Rechts: Horizontales Eintauchen des Rüttlers in Neubeton (RH)	156
Abbildung 8.98:	Links: Aufrauung der Oberflächen (Druckwasserstrahlen) Rechts: Vergleich der druckwassergestrahnten zur rüttelrauen Oberfläche	156

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 8.99:	Einfluss des Differenzalters zwischen Alt und Neubeton Große Marker: Druckwassergestrahlte Oberflächen Kleine Marker: Rüttelraue Oberflächen Links: Zeitraum 0 bis 24 Stunden Rechts: Zeitraum 0 bis 96 Stunden	157
Abbildung 8.100:	Einfluss des Ergänzungszeitpunktes auf den Verlauf der Spaltkraft-Rissöffnung-Beziehung, Ergänzungszeitpunkte nach 6, 24 und 96 Stunden (vgl. letzte Zahl in der Benennung der Kurven) Links: Rüttelraue Oberflächen Rechts: Druckwassergestrahlte Oberflächen	157
Abbildung 8.101:	Bruchenergie: Einfluss des Differenzalters zwischen Alt und Neubeton Links: Zeitraum 0 bis 24 Stunden Rechts: Zeitraum 0 bis 96 Stunden	158
Abbildung 8.102:	Einfluss des Ergänzungszeitpunktes auf den Verlauf der Spaltkraft-Rissöffnung-Beziehung, Betonage Frisch in Frisch M: monolithisch RV: vertikale Vernadelung RH: Rüttler nur horizontal im Neubeton geführt	159
Abbildung 8.103:	Bruchbild monolithischer Körper.....	159
Abbildung 8.104:	Bruchbild Betonage „frisch in frisch“, Rüttler horizontal	160
Abbildung 8.105:	Bruchbild Betonage „frisch in frisch“, Rüttler vertikal.....	160
Abbildung 8.106:	Bruchbild aufgeraute Oberfläche, 96 Stunden Betonierpause	160
Abbildung 8.107:	Schalung des Altbetonkörpers (Würfelschalung mit Einlegeteilen).....	161
Abbildung 8.108:	Profilierung der Altbetonoberfläche (Ansicht und Schnitt) Oben links: Trapez quer (TQ) Oben rechts: Trapez längs (TL) Unten links: Rechen quer (Q) Unten rechts: Rechen längs (L).....	161
Abbildung 8.109:	Lage der Bewehrung (v.l.n.r.: TQ, TL, Q, L).....	162
Abbildung 8.110:	Spaltkraft – Rissöffnungsbeziehung (monolithischer Altbeton: roter Verlauf, monolithischer Neubeton: grauer Verlauf) Oben Links: Vergleichskörper ohne Bewehrung Oben Rechts: Vergleichskörper mit Bewehrung (Mittelwerte) Unten: zugehörige Ausschnitte.....	162
Abbildung 8.111:	Bruchbilder der Keilspaltzugversuche	163
Abbildung 8.112:	Bruchbilder (Keilspaltzugkörper am Fußpunkt aufgeklappt, Altbeton jeweils Rechts; Körper 1-3 bewehrt, Körper 4 unbewehrt 1. v. L.: Trapezprofil quer (TQ) 2. v. L.: Trapezprofil längs (TL) 3. v. L.: Rechenprofil quer (Q) 4. v. L.: Rechenprofil quer (L) Der quasi vollständige Bruch im Alt- und Neubeton steht aber im Widerspruch zu den aufgezeichneten Spaltkräften. Die Verbundkörper erreichen etwa nur 70 % der maximalen Spaltkraft des monolithischen Neubetons. Bei genauer Betrachtung der Bruchbilder wird deutlich, dass der Bruch entlang der Hoch- und Tiefpunkte der Trapezstruktur verläuft (vgl. Abbildung 8.113), wobei jeweils die Zementschlempe der Hochpunkte am jeweiligen andern Beton haften bleibt.	164
Abbildung 8.113:	Schematische Darstellung des Bruchverlaufs	164
Abbildung 8.114:	Verlauf des plastischen Schwindens nach (Grübl et al. 2001).....	169
Abbildung 8.115:	Endschwindmaß nach (Grübl et al. 2001); ohne plastisches Schwinden	169
Abbildung 8.116:	Anteile des Trocknungs- und autogenem Schwindens (hier als chemisches Schwinden bezeichnet) nach (AG SIA 262-4 2004) im erhärteten Beton	170
Abbildung 8.117:	Probekörper zur Bestimmung der Schwindverformungen nach (DAfStb Heft 422:1991).....	171
Abbildung 8.118:	verwendete Schwindrinnen Oben: modifizierte Schwindrinne mit einbetonierten Thermodraht Unten: Schema	172
Abbildung 8.119:	Schnitte durch die Schwindrinne Links: Standardrinne Rechts: modifizierte Rinne.....	172
Abbildung 8.120:	Einfluss der Lagerung zur Bestimmung der Schwindverformungen	173
Abbildung 8.121:	Exemplarische Schwindverläufe (gestrichelte Linie CEM I 42,5R+FM 500F, durchgezogene Linie CEM I 42,5R+FM794) Blaue Verläufe: Rohdaten Grüne Verläufe: Schwindverformung auf den Erhärungszeitpunkt bezogen Rote Verläufe: Schwindverformung auf einen Tag nach Wasserzugabe bezogen	174
Abbildung 8.122:	Festlegung des relevanten Zeitpunkts t_0 als Bezugspunkt für relevante Schwindverformungen.....	175
Abbildung 8.123:	Erstarrungszeitpunkt von Zement nach (Grübl et al. 2001) in Abhängigkeit des w/z-Wertes	175
Abbildung 8.124:	Mischung S_2_2.6-2.6: Bestimmung von t_0 anhand der maximalen Verformungsgeschwindigkeit (Links: nur eine Rinne dargestellt), Zeit nach Wasserzugabe Rote Verläufe: Rohdaten der Rinnen 1 und 2 Blaue	

Abbildungsverzeichnis

	Verläufe: Verformungsgeschwindigkeit der Rinnen 1 und 2 Grüne Verläufe: Auf t_0 bezogene Verläufe der Rinnen 1 und 2	176
Abbildung 8.125:	Mischung S_2_2.6-2.6: Bestimmung von t_0 anhand des Abfalls der Verformungsgeschwindigkeit, Zeit nach Wasserzugabe Rote Verläufe: Rohdaten der Rinnen 1 und 2 Grüne Verläufe: Auf t_0 bezogene Verläufe der Rinnen 1 und 2	177
Abbildung 8.126:	Arbeitslinien für jungen Beton nach (Weigler, Karl 1974).....	177
Abbildung 8.127:	Auf den Erhärtungszeitpunkt bezogene Schwindverformungen; Oben: Zielfestigkeitsklasse C35/45 Unten: Zielfestigkeitsklasse C50/60 Links: CEM I 42,5 R Rechts: CEM I 42,5 R-HS).....	178
Abbildung 8.128:	Schwindverformungen auf einen Tag nach Wasserzugabe bezogen; Oben: Zielfestigkeitsklasse C35/45 Unten: Zielfestigkeitsklasse C50/60 Links: CEM I 42,5 R Rechts: CEM I 42,5 R-HS).....	180
Abbildung 8.129:	Schwindverformungen Zielfestigkeit C35/45, CEM I 42,5 R-HS links: Bezug auf den Erhärtungszeitpunkt rechts: Bezug auf einen Tag nach Wasserzugabe.....	180
Abbildung 8.130:	Schematische Darstellung des Kriechens und Schwindens nach (Grübl et al. 2001).....	181
Abbildung 8.131:	Kriechstände nach (Mühlbauer 2012)	182
Abbildung 8.132:	Kriech- und Schwindverformungen; Belastungszeitpunkte 2, 3 und 10 Tage nach Wasserzugabe Rote Verläufe: Kriechen (freies Schwinden abgezogen) Blaue Verläufe: Freies Schwinden ab Belastungszeitpunkt.....	184
Abbildung 8.133:	Versuchsaufbau zur Bestimmung der Schwindverformungen	185
Abbildung 8.134:	Finite Element Modell nach (Jambor 2011).....	186
Abbildung 8.135:	Lage der Beton und Stab-DMS (Oben: Draufsicht, Unten: Schnittdarstellung) Links: Altbetonplatte vor der Ergänzung Rechts: Ergänzter Querschnitt.....	186
Abbildung 8.136:	Altbetonplatten mit Stab-DMS und Betondehnmessstreifen vor Ergänzung Rau, wassergestrahle Oberfläche (im Hintergrund) und glatte, rüttelraue Betonoberfläche (im Vordergrund)	187
Abbildung 8.137:	Lage der induktiven Wegaufnehmer.....	187
Abbildung 8.138:	Dehnmessstreifen auf Trägern (Betonstahl BST 500, Ø 8 mm) Ansicht A: Vorderseite Ansicht B: Rückseite	188
Abbildung 8.139:	Detail Anordnung der Dehnmessstreifen auf dem Stab Links: Vorderseite: DMS-Rosette und PT100-Temperatursensor Mitte: Rückseite: Einzel-DMS Rechts: zugehöriges statisches Ersatzsystem	189
Abbildung 8.140:	Kalibrierung der Stab-DMS.....	190
Abbildung 8.141:	Links: Kalibrierkurven Stab-DMS (Stab 2) Rechts: Vorderseite der Stäbe 1 bis 3	190
Abbildung 8.142:	Studie Schwinden in Dickenrichtung Oben: Schwinden ohne Behinderung durch Stahleinlage Mitte: Kein Verbund zwischen Stahleinlage und Neubeton Untern: Voller Verbund zwischen Stahleinlage und Neubeton, Stauchung des Stabes.....	192
Abbildung 8.143:	Lage der Stab-DMS Linke Spalte: rüttelraue Betonoberfläche (Plattenbez. S_11-1) Rechte Spalte: Druckwassergestrahle Oberfläche (Plattenbez. S_11-3).....	193
Abbildung 8.144:	Messergebnisse der Stab-DMS (bearbeitet) Linke Spalte: rüttelraue Betonoberfläche Rechte Spalte: Druckwassergestrahle Oberfläche grüner und grauer Verlauf: DMS 3 und 4 entlang der Stabachse roter und schwarzer Verlauf: DMS 1 und 2 verschränkt zur Stabachse.....	194
Abbildung 8.145:	Messergebnisse der Beton-DMS Links: rüttelraue Altbetonoberfläche Rechtes: wassergestrahle Altbetonoberfläche Beton-DMS-unten: gestrichelte Linie, 1,0 cm Abstand von der Altbetonoberfläche Beton-DMS- mitte: strich-punkt Linie, 3,5 cm Abstand von der Altbetonoberfläche Beton- DMS-oben: durchgezogene Linie, 6,0 cm Abstand von der Altbetonoberfl.	196
Abbildung 8.146:	Durchbiegung der Platten in Plattenmitte Hellblauer Verlauf: wassergestrahle Altbetonoberfläche Dunkelblauer Verlauf: rüttelraue Altbetonoberfläche.....	196
Abbildung 8.147:	Verformung und Rissentwicklung des Neubetons Links: rüttelraue Altbetonoberfläche Rechts: wassergestrahle Altbetonoberfläche.....	197

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 8.148:	Links: Wasseraufnahmekoeffizient w Rechts: Wasseraufnahmekoeffizient w_{ak} gestrichelte Linie: rüttelraue Altbetonoberfläche durchgezogene Linie: wassergestrahlte Altbetonoberfläche	200
Abbildung 8.149:	Prinzipskizze der Tauchwägung.....	201
Abbildung 8.150:	Links: Aufteilung des Würfels in Teilkörper Rechts: Kennzeichnung der Verläufe entsprechend Lage der Teilkörper, Reihe und verwendete Lösung.....	201
Abbildung 8.151:	Vergleich der Wasseraufnahme, druckwassergestrahlte Oberflächen Links: C35/45 Rechts: C50/60 mit FM →gefüllte Datenpunkte, Körper [1], [2], [3] ohne FM →nicht gefüllte Datenpunkte, Körper (1), (2), (3).....	202
Abbildung 8.152:	Wasseraufnahme der Teilflächen über die Höhe einzelner Probekörper Oben: Zielfestigkeit der Körper C35/45 Unten: Zielfestigkeit der Körper C50/60 mit FM →gefüllte Datenpunkte, ohne FM →nicht gefüllte Datenpunkte	203
Abbildung 8.153:	Vorgehensweise Fluorescein-Versuche.....	204
Abbildung 8.154:	Fluorescein als Indikator für die Eindringtiefe der Porenlösung.....	204
Abbildung 8.155:	Fluoresceinversuche Links: Neubeton C35/45 mit FM 500F Rechts: Neubeton C35/45 mit FM 794	205
Abbildung 8.156:	Saugversuche an der Kontaktschicht Zuschlag – Zementstein Links: Herstellung der Probekörper Rechts: Absetzen der Tropfen	206
Abbildung 8.157:	Krüss DSA 100; Tropfenkonturanalyse-System für vollautomatische Bestimmung von Kontaktwinkel und Oberflächenenergie.....	206
Abbildung 8.158:	Zeitliche Abnahme der Tropfenvolumina nach (Plank, de Reese 2011) Wasser/Zement: Tropfen auf „reine“ Zementsteinoberfläche Wasser/Korn: Tropfen auf Kontaktschicht Zuschlag – Zementstein	206
Abbildung 8.159:	Zeitliche Abnahme der Tropfenvolumina nach (Plank, de Reese 2011), Tropfen auf Übergang Korn/Zement (links) bzw. auf Zement (rechts) abgesetzt FM 794: wässrige FM 500 F (PK)-Lösung (0,23 % bwoc) FM 500F: wässrige FM 794 (PC) -Lösung (0,11 % bwoc)	207
Abbildung 8.160:	Links: ^1H -NMR-Versuchsaufbau Rechts: Probekörper in der Messspule	208
Abbildung 8.161:	Links: Kalibrierkurve für Zementgebundene Materialien nach (Krus 1995) Rechts: Wasseranteil $g_{\text{gravimetrisch}}/w_{\text{NMR}}$ nach (Rucker P. 2007).....	209
Abbildung 8.162:	Schematischer Versuchsaufbau.....	209
Abbildung 8.163:	Links: Probekörper vor Ergänzung Rechts: Probekörper mit ^1H -NMR - Signal entlang des Körpers (nach 0,4, 2, 3, 4 und 6 Stunden).....	210
Abbildung 8.164:	^1H -NMR Signal entlang des Probekörpers Links: monolithischer Körper S_17_2.1-2.1-E Rechts: Verbundkörper mit rüttelrauer Oberfläche S_17_2.1-2.1-R	211
Abbildung 8.165:	^1H -NMR Signal entlang des Probekörpers (nur Nullmessungen) Links: monolithischer Körper S_17_2.1-2.1-E Rechts: Verbundkörper mit rüttelrauer Oberfläche S_17_2.1-2.1-R.....	212
Abbildung 8.166:	korrigiertes ^1H -NMR Signal entlang des Probekörpers (Nullmessungen abgezogen) Links: monolithischer Körper S_17_2.1-2.1-E Rechts: Verbundkörper mit rüttelrauer Oberfläche S_17_2.1-2.1-R	212
Abbildung 8.167:	korrigiertes ^1H -NMR Signal entlang des Probekörpers (Nullmessungen abgezogen) Links: Neubeton S_17_2.1-2.1-R Rechts: Altbeton S_17_2.1-2.1-R	213
Abbildung 8.168:	integriertes ^1H -NMR Signal entlang des Probekörpers roter Verlauf: Wasserverluste des Neubeton blauer Verlauf: Wasseraufnahme des Altbetons grüner Verlauf: Hydratationsverlust.....	214
Abbildung 8.169:	mittleres ^1H -NMR Signal entlang des Neubetons des Verbundkörpers bzw. des monolithischen Verbundkörpers S_17_2.1-2.1-E: monolithischer Körper S_17_2.1-2.1-R: rüttelrauer Altbeton S_17_2.1-2.1-H: druckwassergestrahlter Altbeton S_17_2.1-2.1-H: wassergesättigter, druckwassergestrahlter Altbeton	214
Abbildung 8.170:	Unterteilung der Körper	215
Abbildung 8.171:	Links: Lage der Fuge und betrachteten Intervalle (aus Darstellungsgründen wurde eine Intervallbreite von 6 mm gewählt Rechts: Relatives ^1H -NMR-Signal für eine Intervallbreite von 1 mm	215
Abbildung 8.172:	bezogenes ^1H -NMR Signal (Intervallbreite = 1 mm) Links: monolithischer Vergleichskörper Rechts: Verbundkörper.....	216

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 8.173:	bezogenes ¹ H-NMR Signal (Intervall = 1 mm), Vergleich der Fugenbehandlung Links: rüttelraue Oberfläche der Fuge Rechts: druckwassergestrahlte Oberfläche der Fuge.....	217
Abbildung 8.174:	bezogenes ¹ H-NMR Signal (Intervall = 1 mm), Vergleich Fließmittelart des Neubetons Links: Mischung mit FM 500 F (PK) Rechts: Mischung mit FM 794 (PC), reduzierte Oberflächenspannung	217
Abbildung 8.175:	relativer Wasserverlust der Neubetone Oben links: Vergleichskörper Oben rechts: wassergesättigter Altbeton Unten links rüttelrauer Altbeton Unten rechts: druckwassergestrahler Altb.	218
Abbildung 8.176:	Prinzipskizze „Glasplattenversuch“ Oben: Draufsicht; Spaltbreite der Platten von 0 – 0,5 mm (von links nach rechts) Unten: Ansicht; kapillare Steighöhe von Wasser in Abhängigkeit der Spaltbreite	220
Abbildung 8.177:	Steighöhen von Wasser und Wasser mit Fließmittel durchgezogene Verläufe: gemessene Steighöhen gestrichelte Verläufe: rechnerische Steighöhen.....	221
Abbildung 8.178:	Prinzipielle Darstellung der Entmischung Links: stabile Zementsuspension Rechts: entmischte Zementsuspension.....	222
Abbildung 8.179:	Kapillare Steighöhen von Zementleimen durchgezogene Verläufe: Steighöhe der Suspension, nicht entmischt gestrichelte Verläufe: Steighöhe des Porenwassers bei Entmischung Links: CEM I 42,5R Rechts: CEM I 45,2R-HS	222
Abbildung 8.180:	modifizierter Versuchsaufbau analog Abbildung 8.176 (eine Glasplatte wurde durch eine geschliffene Betonplatte getauscht).....	224
Abbildung 8.181:	Krümmung (Meniskus) der Flüssigkeitsoberfläche im Plattenspalt bei: Links: gleichen Materialien Rechts: verschiedenen Materialien der Spaltwänden	224
Abbildung 8.182:	Plattenversuch mit Betonplatte; nasse bzw. trockene Plattenoberfläche (Versuch mit Wasser)	225
Abbildung 8.183:	Kontaktwinkel für trockenes und nasses Material	225
Abbildung 8.184:	Links: Plattenversuch mit Betonplatte; Einfluss der Zementart auf die Steighöhe (geschnittene Betonoberfläche) Rechts: Direkter Vergleich Glas- (dreieckige Markierungen) zum Betonplattenversuch (viereckige Markierungen).....	226
Abbildung 8.185:	Anschliff der Verbundfuge nach (Plank, de Reese 2011) Links: rüttelraue Altbetonoberfläche Rechts: druckwassergestrahlte Altbetonoberfläche	227
Abbildung 8.186:	Herstellung der Bruchflächen	228
Abbildung 8.187:	ESEM-Aufnahme einer nicht infiltrierten Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementstein (Plank, de Reese 2011) als Referenz Links: 8000-fache Vergrößerung Rechts: 16000-fache Vergrößerung.....	229
Abbildung 8.188:	ESEM-Aufnahme einer infiltrierten Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementstein 24 Stunden nach Neubetonergänzung mit CEM 42,5 R-HS + FM 794 (0,11 % bwoc, w/z = 0,51) ;Links: 8000-fache Vergrößerung; Rechts: 16000-fache Vergrößerung, (Plank, de Reese 2011)	229
Abbildung 8.189:	ESEM-Aufnahme einer infiltrierten Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementstein 24 Stunden nach Neubetonergänzung mit CEM 42,5 R-HS + FM 500 F (0,23 % bwoc, w/z = 0,51) ;Links: 8000-fache Vergrößerung; Rechts: 16000-fache Vergrößerung, (Plank, de Reese 2011)	230
Abbildung 8.190:	ESEM-Aufnahme einer infiltrierten Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementstein 24 Stunden nach Neubetonergänzung mit CEM 42,5 R + FM 794 (0,11 % bwoc, w/z = 0,51) ;Links: 8000-fache Vergrößerung; Rechts: 16000-fache Vergrößerung; (Plank, de Reese 2011)	230
Abbildung 8.191:	ESEM-Aufnahme einer infiltrierten Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementstein 24 Stunden nach Neubetonergänzung mit CEM 42,5 R + FM 500 F (0,23 % bwoc, w/z = 0,51) ;Links: 8000-fache Vergrößerung; Rechts: 16000-fache Vergrößerung, (Plank, de Reese 2011)	231
Abbildung 9.1:	Beispiele linearer (links) und quadratischer (rechts) Korrelation nach (Dynardo GmbH 2010)	233
Abbildung 9.2:	Korrelationskoeffizientenmatrix (rote Quadrate entsprechen einem hohen Bestimmtheitsmaß r, blaue Quadrate einem niedrigen Bestimmtheitsmaß r).....	233
Abbildung 9.3:	Korrelation zwischen Eingangsgrößen und der Zielgröße Spaltzugverbundfestigkeit (Datenbasis: Reihen 2 bis 6) Links: Lineare Korrelationskoeffizienten Rechts: Resultierende Korrelationskoeffizienten	236

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 9.4:	Lineare Korrelationskoeffizienten (Datenbasis: alle Versuche) Links: Absolute Verbundspaltzugfestigkeit Rechts: Absolute Verbundkeilspaltzugfestigkeit	237
Abbildung 9.5:	Lineare Korrelationskoeffizienten (Datenbasis: alle Versuche); Absolute Bruchenergie	238
Abbildung 9.6:	Cloud-Plots mit zugehöriger quadratischer Korrelationsebene (Datenbasis: alle) Links: Bruchenergie in Abhängigkeit des Schwindens und der Rauheit Rechts Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit der Neubetondruckfestigkeit und der Rauheit	239
Abbildung 9.7:	Cloud-Plots mit zugehöriger linearer Korrelationsebene (Datenbasis: Reihen 2-6) (Zementsorte: CEM I 42,5R-HS = 2; CEM I 42,5R-HS = 3) Links: Bruchenergie in Abhängigkeit der Zementsorte und der Rauheit Rechts Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit der Zementsorte und der Rauheit.....	239
Abbildung 10.1:	Korngefüge bei glatten Altbetonoberflächen mit zugehöriger Verteilung der Zugfestigkeiten im Alt- und Neubeton	245
Abbildung 10.2:	Korngefüge bei aufgerauten Altbetonoberflächen mit zugehöriger Verteilung der Zugfestigkeiten im Alt- und Neubeton Detail: „Verwurzelung“ des Neubetons zwischen Zuschlag und Zementstein des Altbetons	246
Abbildung 11.1:	Verhältnis der experimentellen zur rechnerischen Verbundfestigkeit Unbewehrte, glatte Verbundkörper (vgl. Abbildung 4.6 Links); Links: c , μ nach EC 2 Rechts: Berücksichtigung zusätzlicher Parameter (Schwinden, $f_{ck,Altbeton} / f_{ck,Neubeton}$, Aufrauungsmethode)	248
Abbildung 11.2:	Versagensschema der Fuge bei zunehmender Fugenverschiebung Links: Adhäsionstragwiderstand Mitte: Reibungstragwiderstand Rechts: Bewehrungstragwiderstand	249
Abbildung 11.3:	Entwicklung der Traganteile in Abhängigkeit der Verformung	249
Abbildung 11.4:	Verhältniswerte rechnerischer zu experimentellen Zugfestigkeiten Links oben: $f_{ct,spz,ex}/(C_{ad} \cdot f_{ct;0,05;DIN})$ Rechts oben: $f_{ct,spz,ex}/(c_{DIN} \cdot f_{ct;0,05;DIN})$ Links unten: $f_{ct,kspz,ex}/(C_{ad} \cdot f_{ct;0,05;DIN})$ Rechts unten: $f_{ct,kspz,ex}/(c_{DIN} \cdot f_{ct;0,05;DIN})$	251
Abbildung 11.5:	Darstellung der auf $v_{rd,max}$ bezogenen rechnerischen Traganteile nach Gl. 11.1 und der maximal möglichen Adhäsionstraganteils nach Mohr/Coloumb (reine Schubtragfähigkeit).....	252
Abbildung 12.1:	3-D-Modell des Keilspaltzugversuchs (aus (Hamza 2011))	253
Abbildung 12.2:	Modellzähne	254
Abbildung 18.1:	Freies Schwinden Mischung 2.1 bis 2.6	283
Abbildung 18.2:	Freies Schwinden Mischung 3.1 bis 3.6	284
Abbildung 18.3:	Freies Schwinden Mischung 21.2 bis 21.6	285
Abbildung 18.4:	Freies Schwinden Mischung 31.2 bis 31.6	286
Abbildung 18.5:	Freies Schwinden Mischung 2.8, 2.8, 21.8 und 21.9	287
Abbildung 18.6:	Unterteilung der Körper	290
Abbildung 18.7:	Mischung S_17_2.1-2.1	290
Abbildung 18.8:	Mischung S_17_2.1-2.2	291
Abbildung 18.9:	Mischung S_17_2.1-2.3	291
Abbildung 18.10:	Mischung S_17_2.1-2.4	291
Abbildung 18.11:	Mischung S_17_2.1-2.5	292
Abbildung 18.12:	Mischung S_17_2.1-2.6	292
Abbildung 18.13:	Mischung S_17_2.1-21.1	293
Abbildung 18.14:	Mischung S_17_2.1-21.2	293
Abbildung 18.15:	Mischung S_17_2.1-21.5	294

16 Tabellenverzeichnis

Tabelle 5.1:	Bemessungsansatz nach DIN 1045-1:2001 (DIN 1045-1:2001-07).....	23
Tabelle 5.2:	Bemessungsansatz nach DIN 1045-1:2008 (DIN 1045-1:2008-08).....	25
Tabelle 5.3:	Bemessungsansatz nach EN 1992-1-1 (EN 1992-1-1:2005-06).....	26
Tabelle 6.1:	Ordnungssystem für Gestaltabweichungen nach (Reinecke 2004).....	40
Tabelle 6.2:	Zugfestigkeit in der Fuge nach (Brockmann 1973), Prüfung 7 Tage nach Betonage des Oberbetons mit Unterwasserlagerung	47
Tabelle 6.3:	Haftzugfestigkeiten nach (Schäfer et al.) aus (Reinecke 2004)	48
Tabelle 7.1:	Zementanalyse – Mahlfineinheit.....	53
Tabelle 7.2:	Zementanalyse – Zementchemie	55
Tabelle 7.3:	Exotherme Reaktionsenthalpie nach (Stark, Wicht 2000).....	56
Tabelle 7.4:	Kalorimetrische Bestimmung des Wärmeflusses	57
Tabelle 7.5:	Wirkungsgrad der Fließmittel nach (Plank et al. 2005)	58
Tabelle 7.6:	Charakterisierung der verwendeten Fließmittel.....	59
Tabelle 7.7:	Adsorptionsgrad und freie Konzentration (c_{frei}) des Fließmittels in Lösung aus (Plank, de Reese 2011) für w/z-Wert von 0,51.....	61
Tabelle 7.8:	Bezeichnungen der Probekörper.....	65
Tabelle 7.9:	Zusammensetzung der verwendeten Betone.....	69
Tabelle 7.10:	Frisch und Festbetoneigenschaften der verwendeten Altbetone	70
Tabelle 7.11:	Frisch- und Festbetoneigenschaften der verwendeten Neubetone	71
Tabelle 7.12:	Definition der Rauheit nach (DIN 1045-1:2008-08).....	76
Tabelle 7.13:	Verwendete Oberflächen.....	77
Tabelle 8.1:	Bezeichnungen der Probekörper.....	130
Tabelle 8.2:	Formänderungen des Betons	166
Tabelle 8.3:	V_{cs} in Prozent bei vollständiger Hydratation	168
Tabelle 8.4:	Versuchsparameter	211
Tabelle 8.5:	Parameterkombinationen.....	221
Tabelle 8.6:	Versuchsraster mit Betonplatte	224
Tabelle 9.1:	Outputs der Sensitivitätsanalyse	234
Tabelle 9.2:	Inputs der Sensitivitätsanalyse	235
Tabelle 18.1:	Auf den Erhärtungszeitpunkt bezogene Schwindmaße ($t_{0;\text{Er}}$).....	281
Tabelle 18.2:	Auf den Erhärtungszeitpunkt bezogene Schwindmaße ($t_{0;1\text{d}}$)	282
Tabelle 18.3:	Versuchsparameter	290

17 Verzeichnis der Thesen

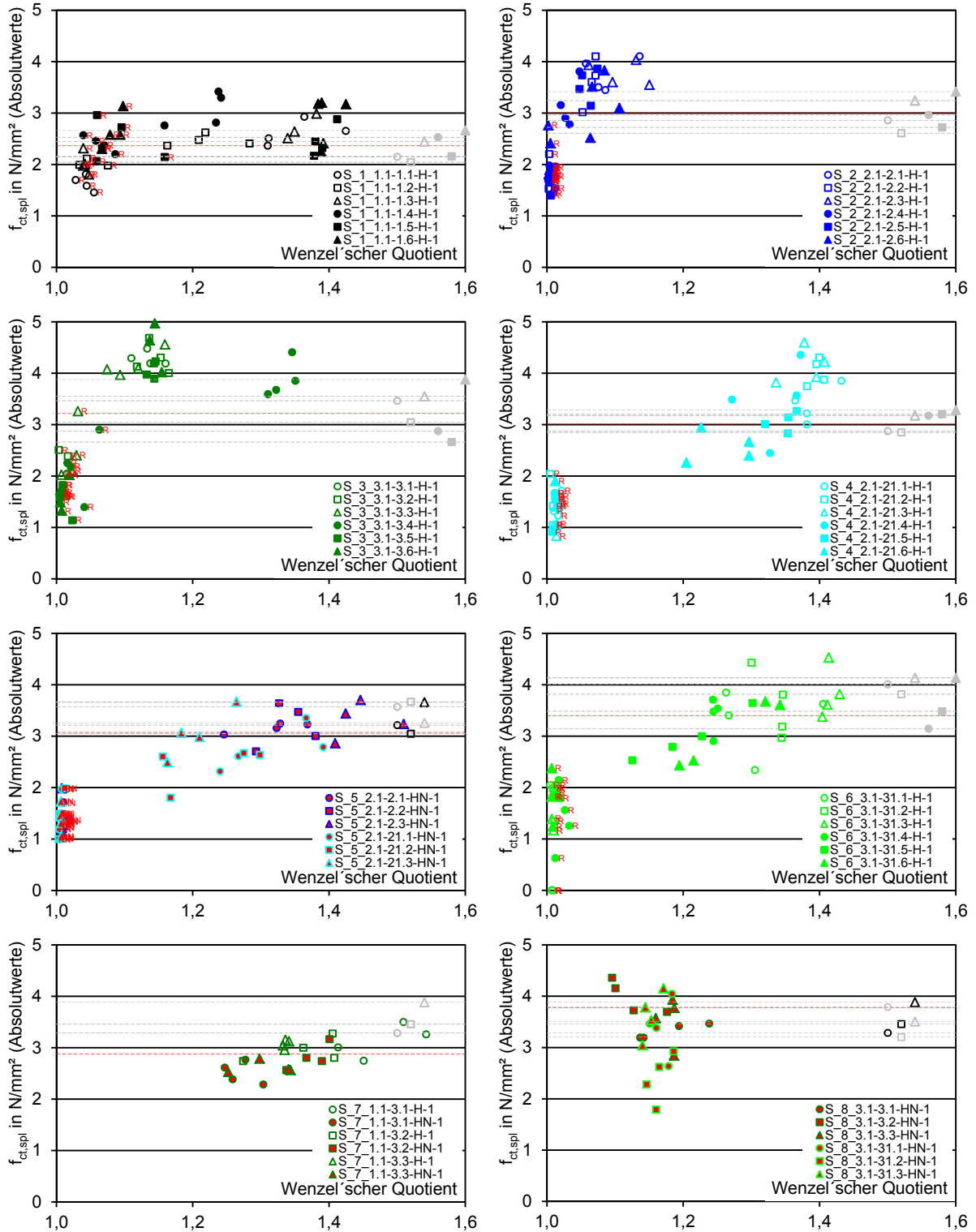
These 1:	„Die Reduzierung der Oberflächenspannung führt nicht unbedingt zu einer Erhöhung der Adhäsionsfestigkeit.“	36
These 2:	„Aus der Partikelgrößenverteilung eines trockenen Zements kann nur bedingt auf die Partikelgrößenverteilung der Zementleime geschlossen werden. Die Dispergierwirkung der Fließmittel beschränkt sich auf große Partikelgrößen ab ca. 10 µm. Die Zement-Fließmittelkombination und der w/z-Wert beeinflussen die Verteilung.“	54
These 3:	„Die verwendeten Zement-Fließmittelkombinationen unterscheiden sich nicht entscheidend in ihrer Wärmeentwicklung.“	57
These 4:	„Die Aufrauungsmethode beeinflusst die Topografie der aufgerauten Oberfläche. Aufrauungsgrad und -methode beeinflussen die Festigkeit der Betonoberfläche durch den Eintrag von Rissen.“	91
These 5:	„Je rauer die Oberfläche desto höher die erzielbare Haftzugfestigkeit. Die Steigerung der Rauheit über eine Grenzrauheit hinaus bringt keine weitere Steigerung der Verbundfestigkeit“	99
These 6:	„Der Spaltzugversuch ist als einfache Alternative zum zentrischen Zugversuch dazu geeignet die Verbundzugfestigkeit zu bestimmen“	114
These 7:	„Die Rauheit beeinflusst die realisierbare Spaltzugfestigkeit maßgeblich“	138
These 8:	„Neben der Rauheit der Oberfläche ist die Festigkeit der oberflächennahen Beton- und Zementschichten zu beachten.“	138
These 9:	„Die Steigerung der Rauheit der Altbetonoberfläche bewirkt eine Steigerung der Verbundfestigkeit“	140
These 10:	„Die Annahme, dass durch die Steigerung der Druckfestigkeit die Zugfestigkeit und damit auch die Verbundfestigkeit erhöht werden kann, ist ohne Einbeziehung weiterer Faktoren, z. B. der verwendeten Zementsorte, nicht gerechtfertigt“	141
These 11:	„Die Zementart beeinflusst die erreichbare Verbundbruchenergie entscheidend.“	142
These 12:	„Die chemische Zusammensetzung des Zements, in Kombination mit der Wirkungsweise des Fließmittels beeinflusst die mögliche Verbundfestigkeit.“	143
These 13:	„Durch saugende Bauteiloberflächen kann im Vergleich zu nicht saugenden Altbetonen eine höhere Verbundfestigkeit erreicht werden.“	151
These 14:	„Wird eine nicht saugende Betonoberfläche ergänzt, kann die Wahl eines nicht geeigneten Zements zu einer weiteren Reduktion der Spaltzugverbundfestigkeit führen.“	151
These 15:	„Falls bei gleicher Rauheit mehr Zuschlagskörner freigelegt werden, kann eine höhere Verbundfestigkeit erzielt werden.“	153
These 16:	„Neubeton haftet bevorzugt an „Fehlstellen“ und Rissen des Altbetons.“	154
These 17:	„Die Art der Oberfläche beeinflusst in Kombination mit der Fließmittel-Zement-Interaktion die erzielbaren Keilspaltzugfestigkeiten enorm.“	155
These 18:	„Durch die gezielte Verdichtung der Zementschlempen an der Altbetonoberfläche kann die Verbundfestigkeit erhöht werden.“	155
These 19:	„Die Abtrocknung des Altbetons führt bei größeren Betonierpausen zu einer Verbundsteigerung, wodurch der durch die Betonierpause bedingte Schwindunterschied kompensiert werden kann.“	158
These 20:	„Gegenüber der Länge der Betonierpausen hat die Rauheit der Altbetonoberfläche einen entscheidenden Einfluss.“	158
These 21:	„Der Erhärtungsbeginn stellt keine sinnvolle Größe zur Definition der Begrifflichkeit „frisch in frisch“ dar. Besser wäre eine Definition über die Konsistenz.“	159
These 22:	„Wird Beton schichtenweise mit zeitlich relevantem Versatz eingebaut, kann auch durch intensives Rütteln keine homogene Betonstruktur an der Schichtgrenze mehr erzeugt werden.“	160
These 23:	„Bewehrung beeinflusst das erste maximal erreichbare Spaltkraftmaximum nicht, hohe Bewehrungstraganteile sind erst durch große Verformungen realisierbar.“	163
These 24:	„Die Verbundfestigkeit wird wesentlich durch die Zugfestigkeit der oberflächennahen Altbetonschichten bestimmt.“	165

Verzeichnis der Thesen

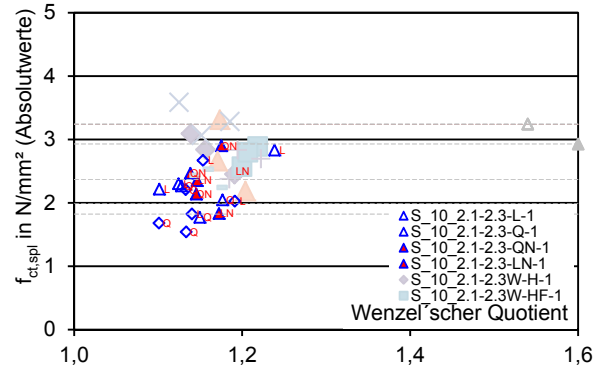
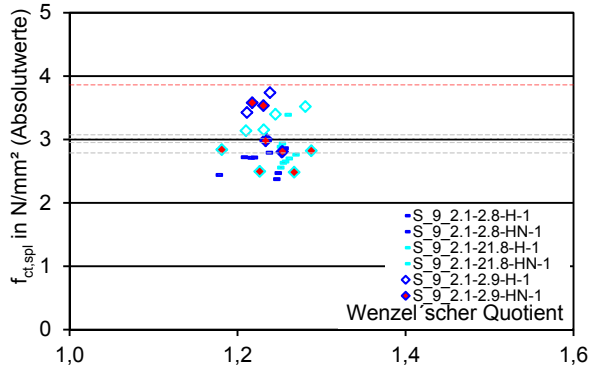
These 25:	„Eine generelle Aussage zum Schwindmaß von Beton anhand des Fließmitteltyps (Polycarboxylat (PC) bzw. Polykondensat (PK)) ist nicht möglich.“	179
These 26:	„Durch das unterschiedliche Schwindverhalten von Alt- und Neubeton entstehen Druckspannungen im Altbeton und Zugspannungen im Neubeton, die durch Kriechen kompensiert werden können.“	182
These 27:	„Das Kriechmaß entspricht bzw. übersteigt das Schwindmaß, wodurch Zwängungen aus Schwinden effektiv abgebaut werden können.“	184
These 28:	„Um das zwangsspannungsreduzierende Potential des Kriechens besser zu nutzen, sollten frühe Schwindverformungen (z. B. durch gezielte Nachbehandlung) reduziert werden.“	184
These 29:	„Die Art der Aufrauung der Oberfläche beeinflusst das Saugverhalten von Betonoberflächen nicht entscheidend. Pauschale Aussagen wie bestimmte Betonoberflächen das Saugverhalten beeinflussen sind nicht möglich.“	203
These 30:	„Die Absenkung der Oberflächenspannung bzw. eine höhere Betondruckfestigkeit bewirkt eine Verringerung der Wasseraufnahme.“	203
These 31:	„Die Eindringtiefe der Porenlösung ist auf wenige Millimeter begrenzt.“	205
These 32:	„Bei reduzierter Oberflächenspannung ist die Eindringtiefe tendenziell kleiner.“	205
These 33:	„Porenlösung wird tendenziell an „Fehlstellen“, hier den Lagerbetten der Betonmatrix aufgenommen. Die maximale Eindringtiefe wird ebenfalls im Bereich der Lagerbetten erreicht.“	205
These 34:	„Die Reduzierung der Oberflächenspannung bewirkt gleichzeitig die Senkung der Kapillarspannung.“	207
These 35:	„Der Wasserverlust durch das Saugen des Altbetons ist gegenüber dem Wasserverbrauch der Zementhydratation vernachlässigbar.“	214
These 36:	„Bei üblichen Dicken der Neubetonschicht kann davon ausgegangen werden, dass der normalfeste Neubeton im Bereich der Verbundfuge nicht verdurstet“	219
These 37:	„Durch den Zusatz von Fließmitteln neigen Zementleime weniger zu Entmischungen.“	223
These 38:	„Die Stabilität der Porenlösung begünstigt den Transport von Zementpartikeln in den Altbeton.“	223
These 39:	„Durch Abtrag unzureichend verdichteter Zementschlempeschichten kann die Verbundfestigkeit erhöht werden.“	227
These 40:	„Saugende Oberflächen begünstigen eine mikromechanische Verzahnung des Neubetons mit dem Altbeton.“	231

18 Anhang

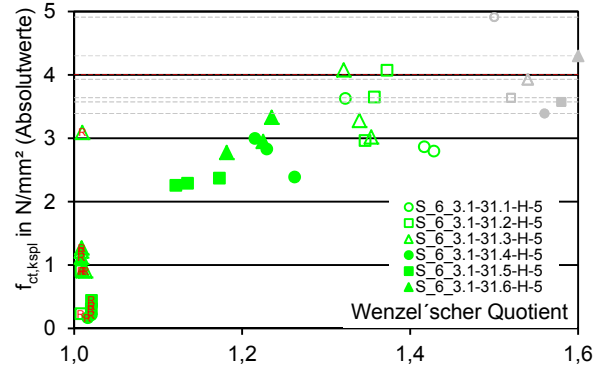
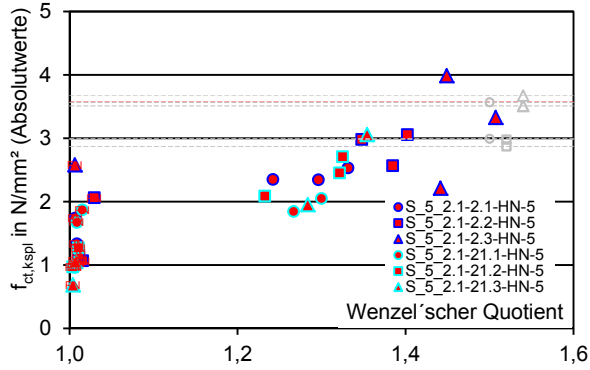
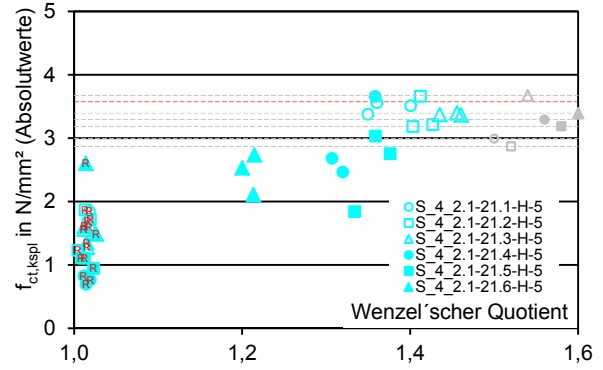
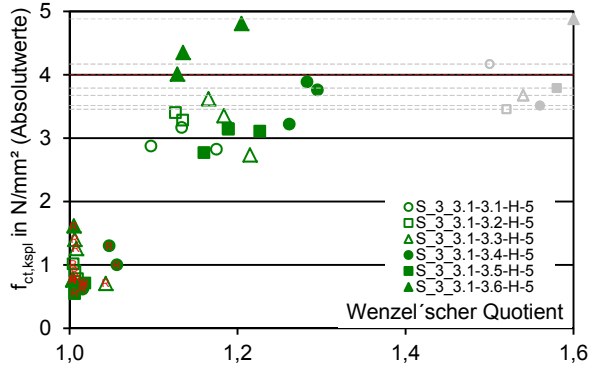
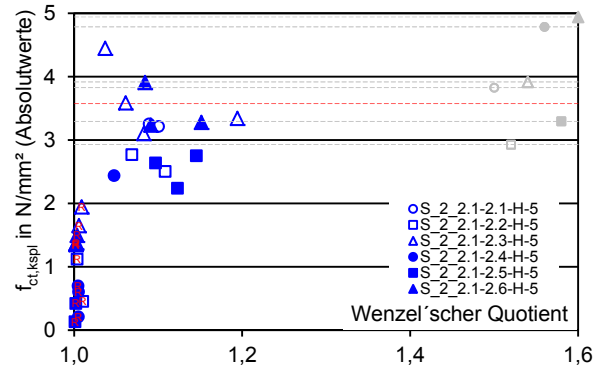
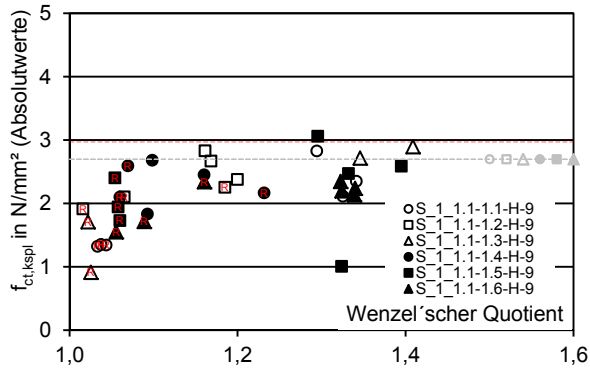
18.1 Spaltzugversuche – Absolute Einzelwerte



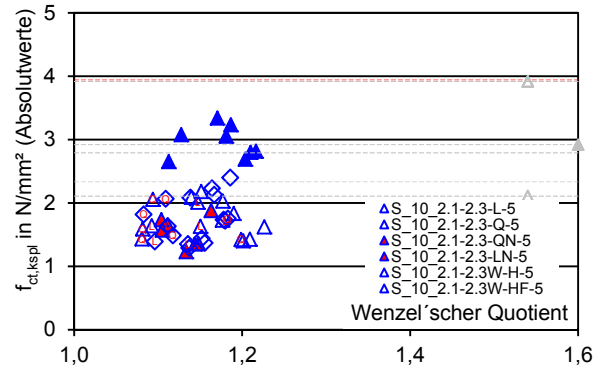
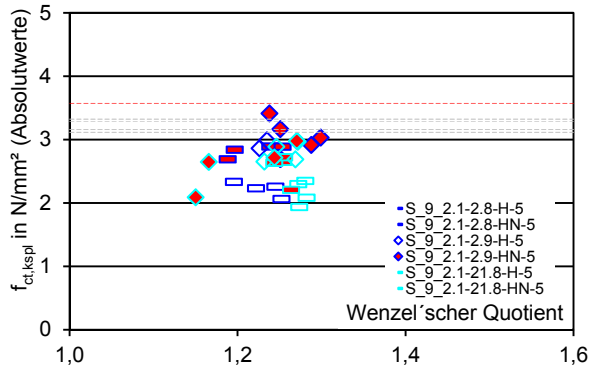
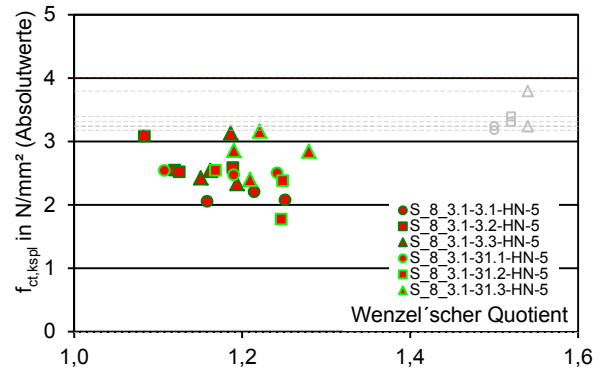
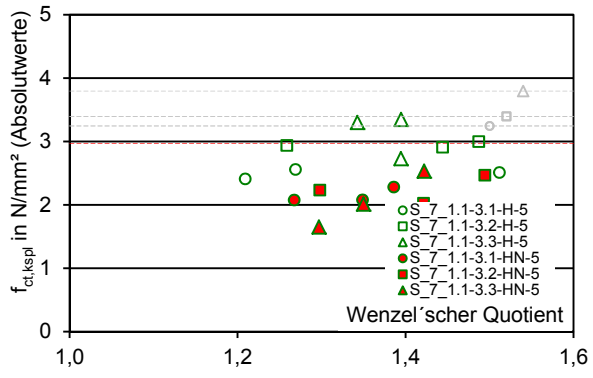
Anhang



18.2 Keilspaltzugversuche – Absolute Einzelwerte $f_{ct,kspz}$



Anhang



18.3 Schwindmaße

Tabelle 18.1: Auf den Erhärtungszeitpunkt bezogene Schwindmaße ($t_{0,Er}$)

		Schwindmaß in $\mu\text{m/m}$ bezogen auf den Erhärtungszeitpunkt							
C 20/25	Mischung	Zeit nach Erhärtungsbeginn in Tagen							
		0	1	2	7	11	14	21	28
	2.1	0	-20	-36	-77	-98	-113	-150	-173
C 35/45	2.2	0	-4	-35	-89	-124	-140	-170	-200
	2.3	0	-23	-45	-90	-120	-141	-168	-197
	2.4	0	-21	-47	-89	-119	-140	-168	-195
	2.5	0	-4	-34	-83	-114	-135	-163	-190
	2.6	0	-21	-45	-101	-133	-160	-190	-210
	2.8	0	8	-8	-28	-44	-59	-92	-119
	2.9	0	-6	-25	-64	-83	-96	-127	-153
	21.1	0	-21	-35	-86	-121	-141	-188	-225
	21.2	0	-21	-35	-86	-121	-141	-188	-225
	21.3	0	-40	-57	-105	-136	-156	-201	-235
	21.4	0	-42	-58	-104	-132	-149	-187	-225
	21.5	0	-32	-50	-105	-139	-158	-202	-235
	21.6	0	-44	-62	-118	-151	-171	-213	-245
21.8	0	-4	-12	-50	-73	-91	-128	-162	
21.9	0	-17	-31	-75	-104	-124	-166	-202	
C 50/60	3.1	0	-17	-40	-94	-125	-144	-180	-207
	3.2	0	-8	-39	-98	-137	-156	-190	-220
	3.3	0	9	-13	-57	-85	-102	-133	-162
	3.4	0	-16	-36	-89	-128	-150	-190	-220
	3.5	0	-10	-51	-112	-149	-169	-210	-240
	3.6	0	-17	-51	-110	-148	-168	-210	-240
	3.7	0	-25	-44	-106	-141	-161	-201	-230
	3.8	0	-50	-76	-126	-155	-173	-205	-235
	31.1	0	-36	-52	-96	-130	-155	-199	-241
	31.2	0	-36	-52	-96	-130	-155	-199	-241
	31.3	0	-46	-61	-100	-132	-157	-195	-232
	31.4	0	-43	-59	-109	-142	-165	-203	-239
	31.5	0	-40	-60	-122	-159	-185	-225	-264
31.6	0	-47	-64	-109	-136	-155	-186	-216	

Anhang

Tabelle 18.2: Auf den Erhärungszeitpunkt bezogene Schwindmaße ($t_{0,1d}$)

Schwindmaß in $\mu\text{m/m}$ bezogen auf einen Tag nach Wasserzugabe									
C 20/25	Mischung	Zeit nach Wasserzugabe in Tagen							
		0	1	2	7	11	14	21	28
	2.1	0	-21	-37	-77	-98	-113	-151	-173
C 35/45	2.2	0	-34	-52	-100	-135	-151	-181	-211
	2.3	0	-35	-47	-90	-119	-141	-168	-197
	2.4	0	-41	-57	-95	-124	-145	-173	-200
	2.5	0	-34	-47	-92	-123	-144	-172	-199
	2.6	0	-33	-50	-102	-133	-160	-190	-210
	2.8	0	-18	-26	-43	-60	-76	-107	-133
	2.9	0	-19	-32	-65	-84	-98	-128	-154
	21.1	0	-20	-33	-82	-115	-135	-182	-219
	21.2	0	-20	-33	-82	-115	-135	-182	-219
	21.3	0	-18	-33	-78	-108	-127	-172	-206
	21.4	0	-19	-32	-76	-102	-118	-157	-195
	21.5	0	-24	-39	-91	-122	-142	-185	-218
	21.6	0	-18	-34	-87	-117	-137	-179	-211
	21.8	0	-11	-19	-56	-80	-97	-134	-167
21.9	0	-23	-35	-76	-105	-124	-166	-202	
C 50/60	3.1	0	-28	-41	-90	-119	-137	-176	-197
	3.2	0	-36	-55	-108	-145	-165	-190	-220
	3.3	0	-18	-36	-72	-102	-116	-147	-176
	3.4	0	-26	-41	-92	-128	-151	-190	-220
	3.5	0	-51	-71	-126	-159	-180	-220	-250
	3.6	0	-43	-61	-114	-150	-170	-212	-242
	3.7	0	-34	-48	-110	-141	-161	-199	-228
	3.8	0	-39	-58	-101	-128	-146	-178	-208
	31.1	0	-19	-31	-73	-106	-133	-175	-217
	31.2	0	-19	-31	-73	-106	-133	-175	-217
	31.3	0	-17	-27	-67	-98	-122	-159	-196
	31.4	0	-21	-33	-81	-113	-136	-172	-208
	31.5	0	-19	-37	-93	-130	-155	-194	-233
	31.6	0	-19	-33	-74	-101	-119	-150	-180

18.4 Schwindverläufe

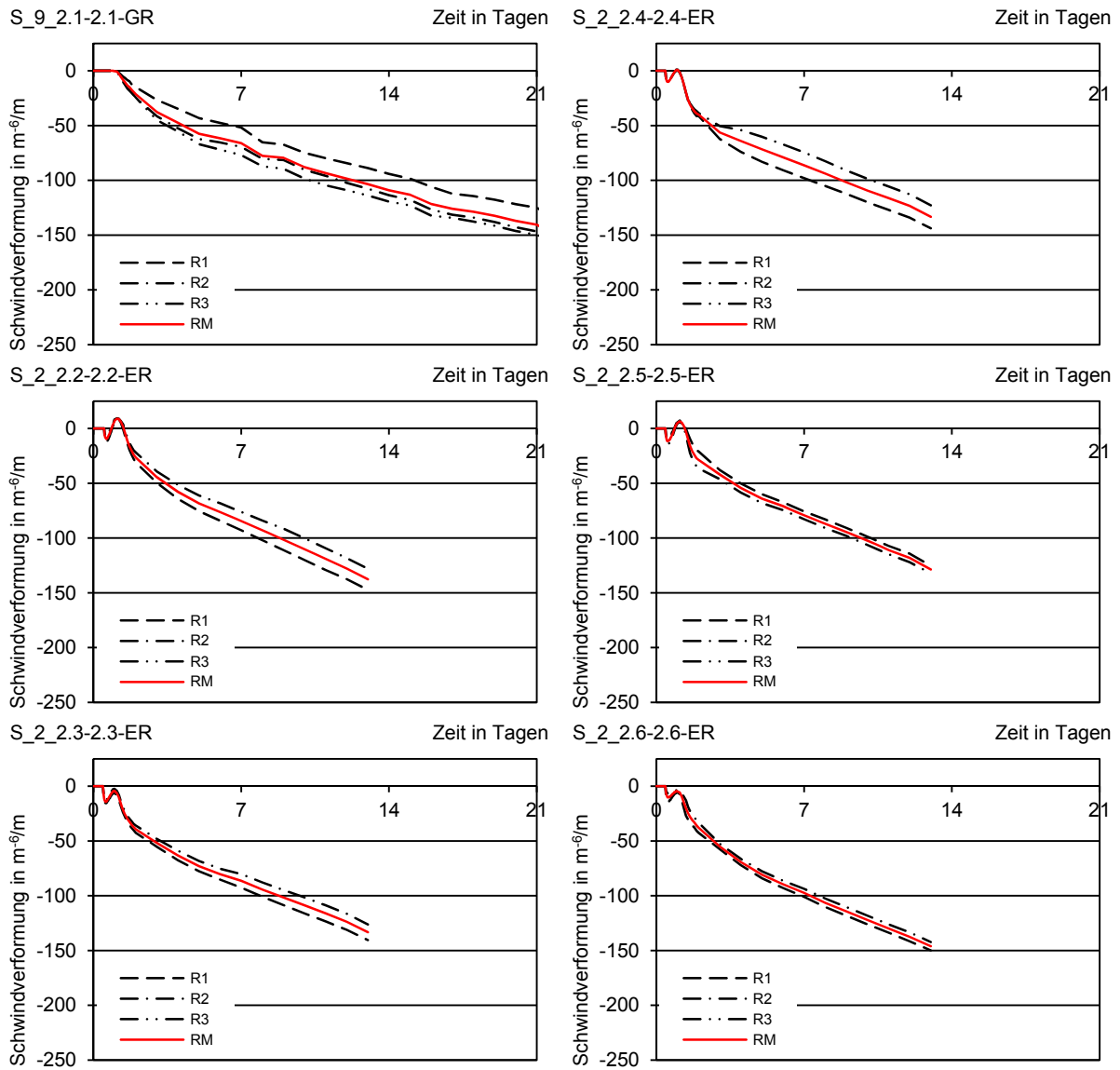


Abbildung 18.1: Freies Schwinden Mischung 2.1 bis 2.6

Anhang

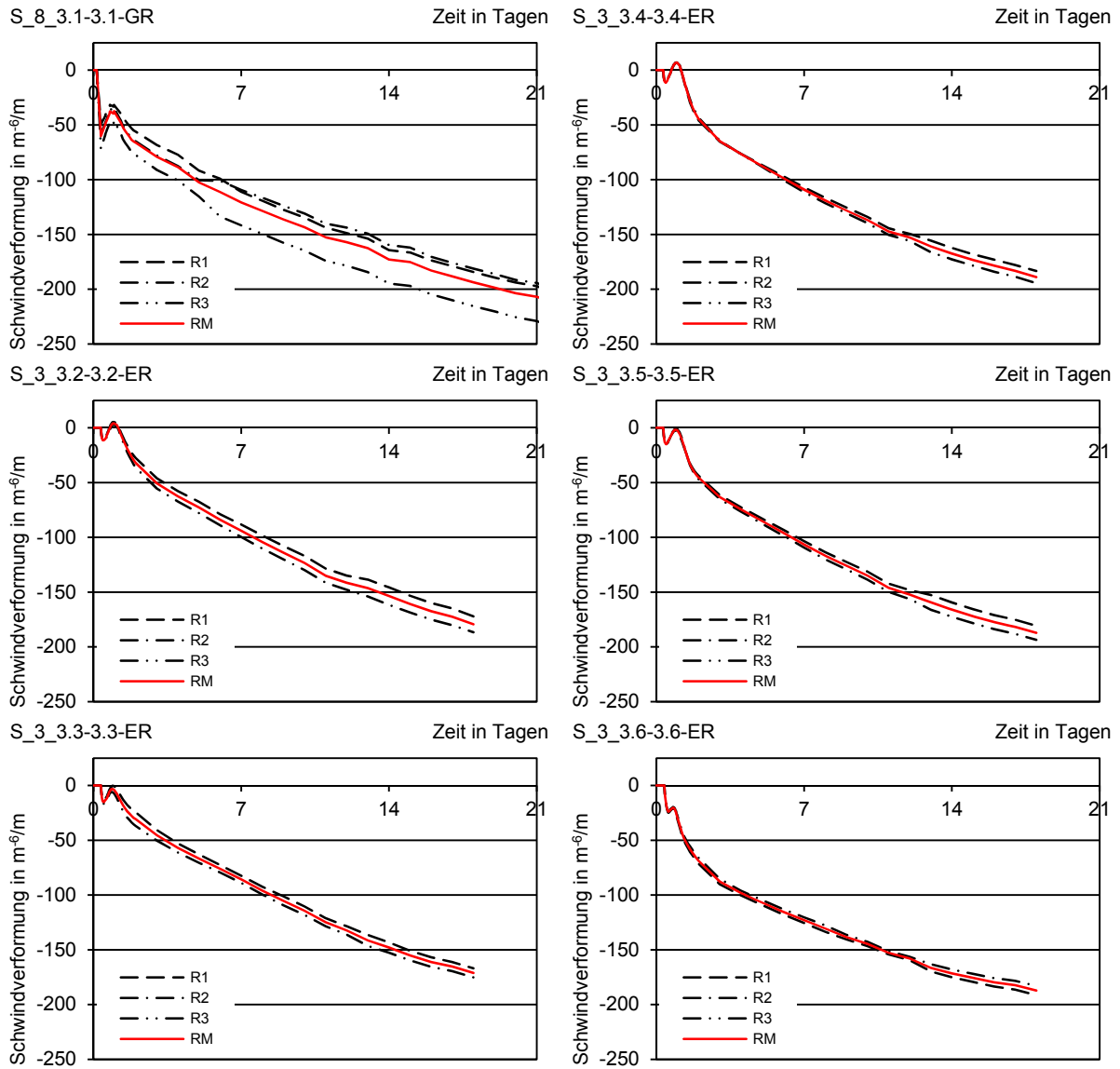


Abbildung 18.2: Freies Schwinden Mischung 3.1 bis 3.6

Anhang

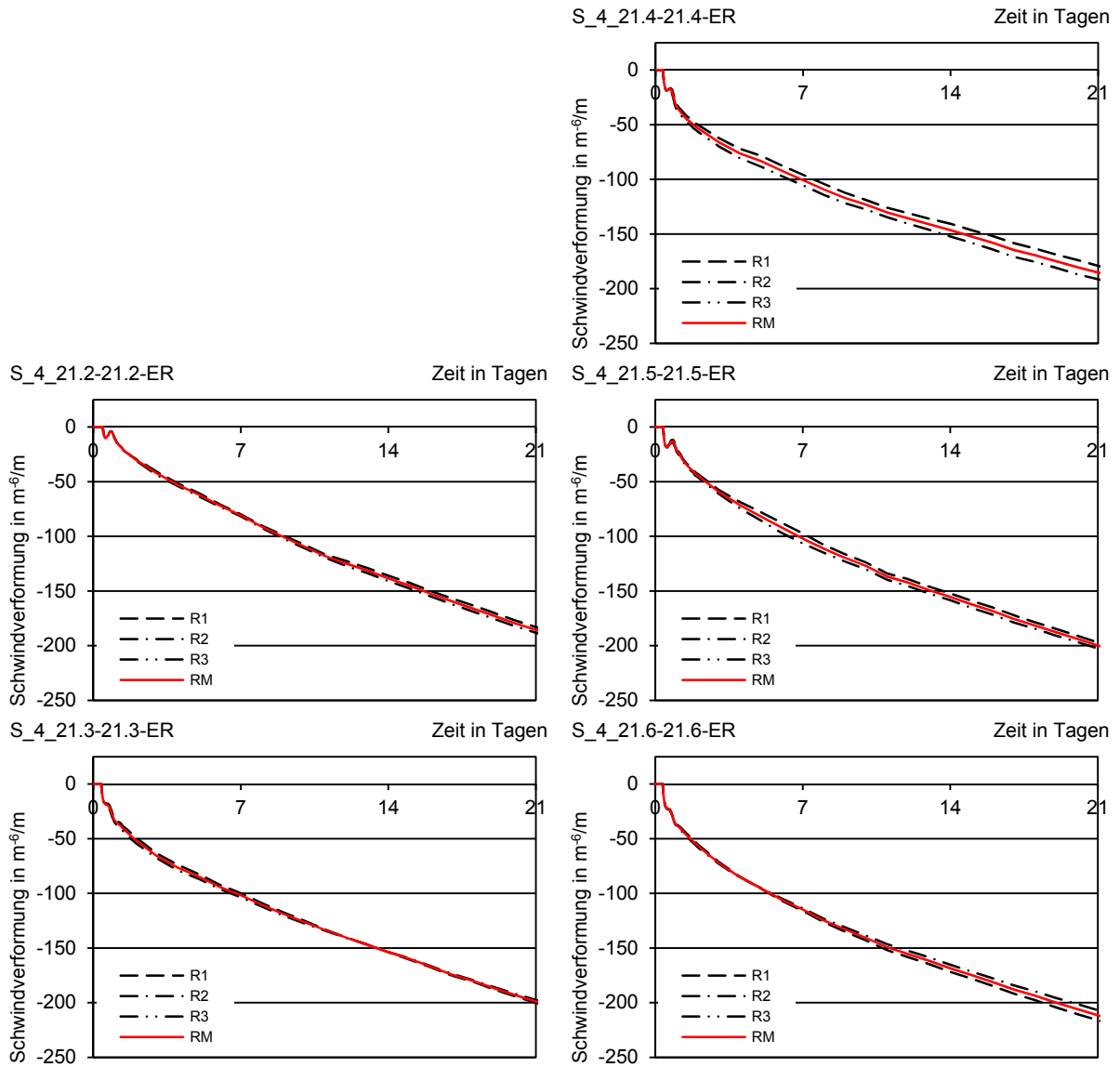


Abbildung 18.3: Freies Schwinden Mischung 21.2 bis 21.6

Anhang

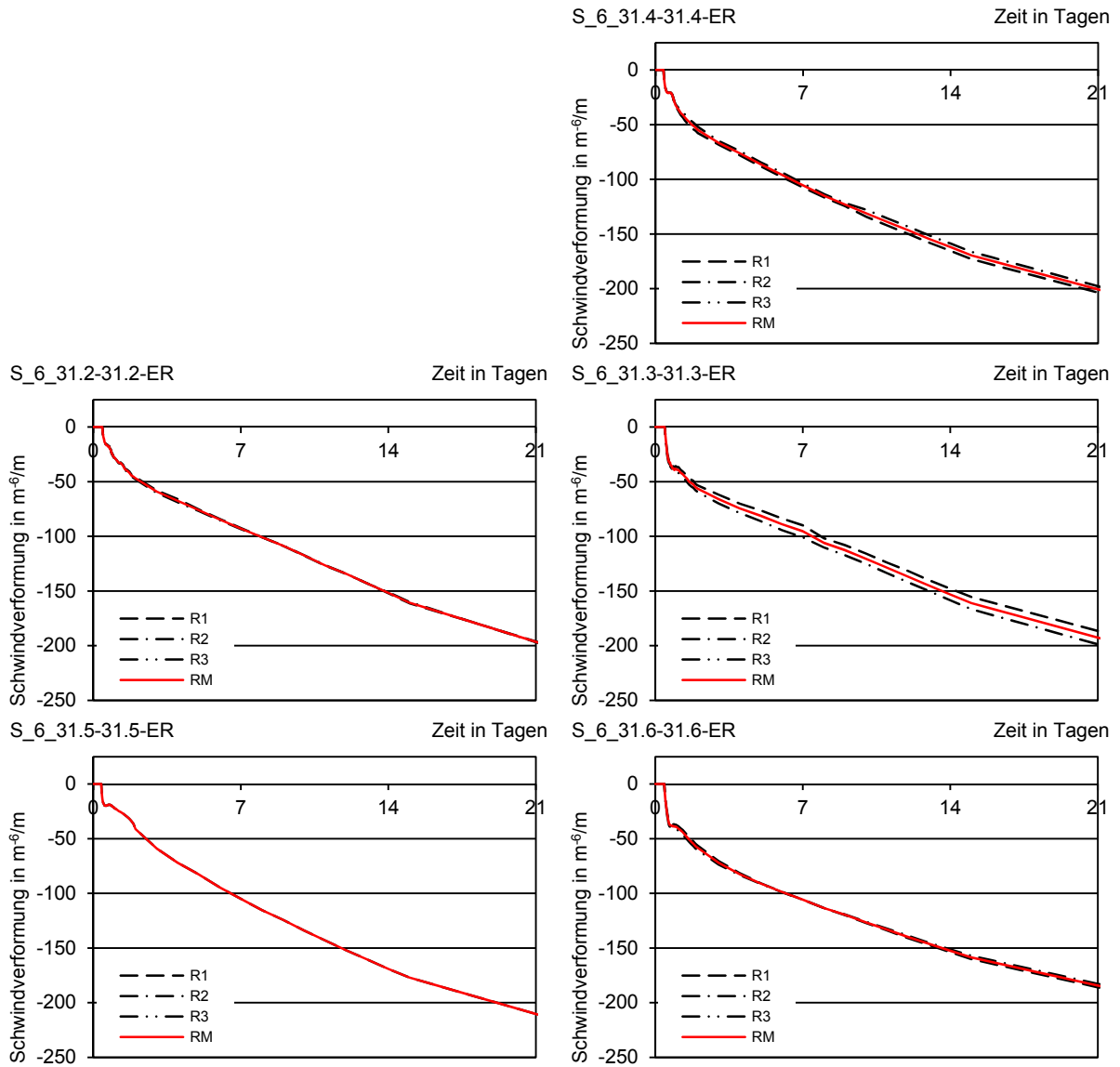


Abbildung 18.4: Freies Schwinden Mischung 31.2 bis 31.6

Anhang

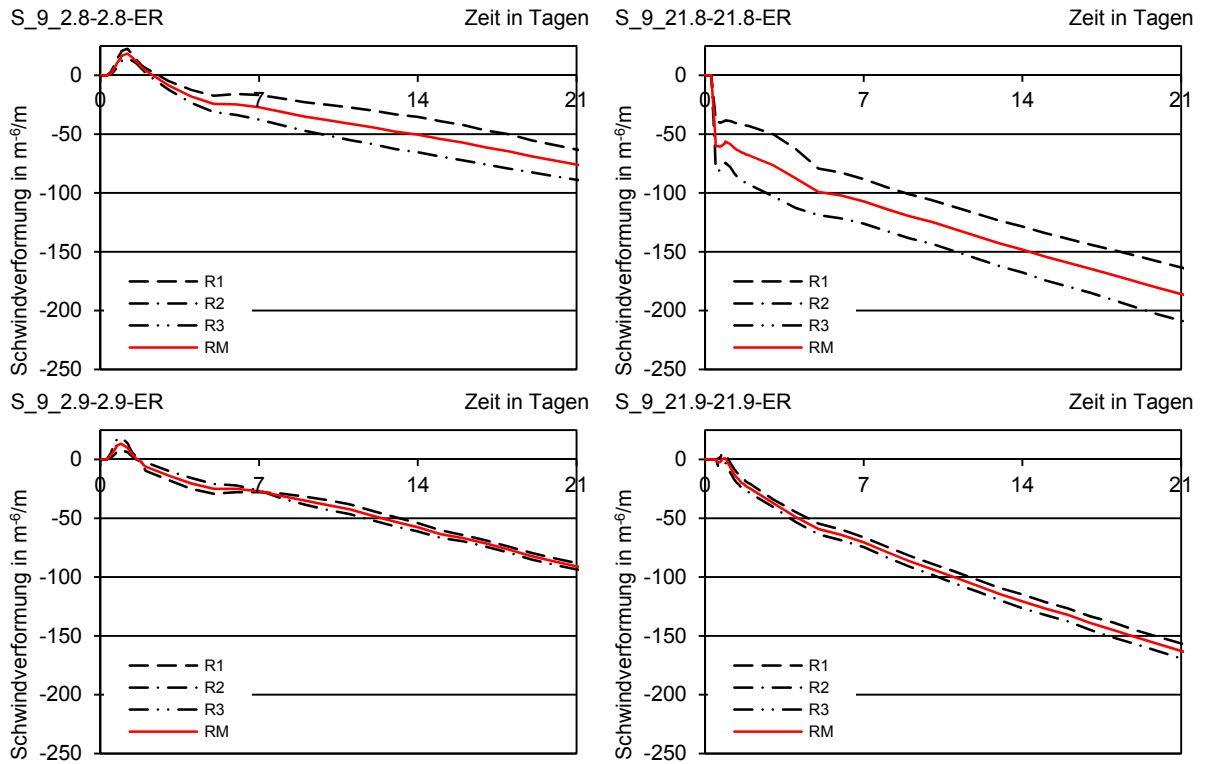
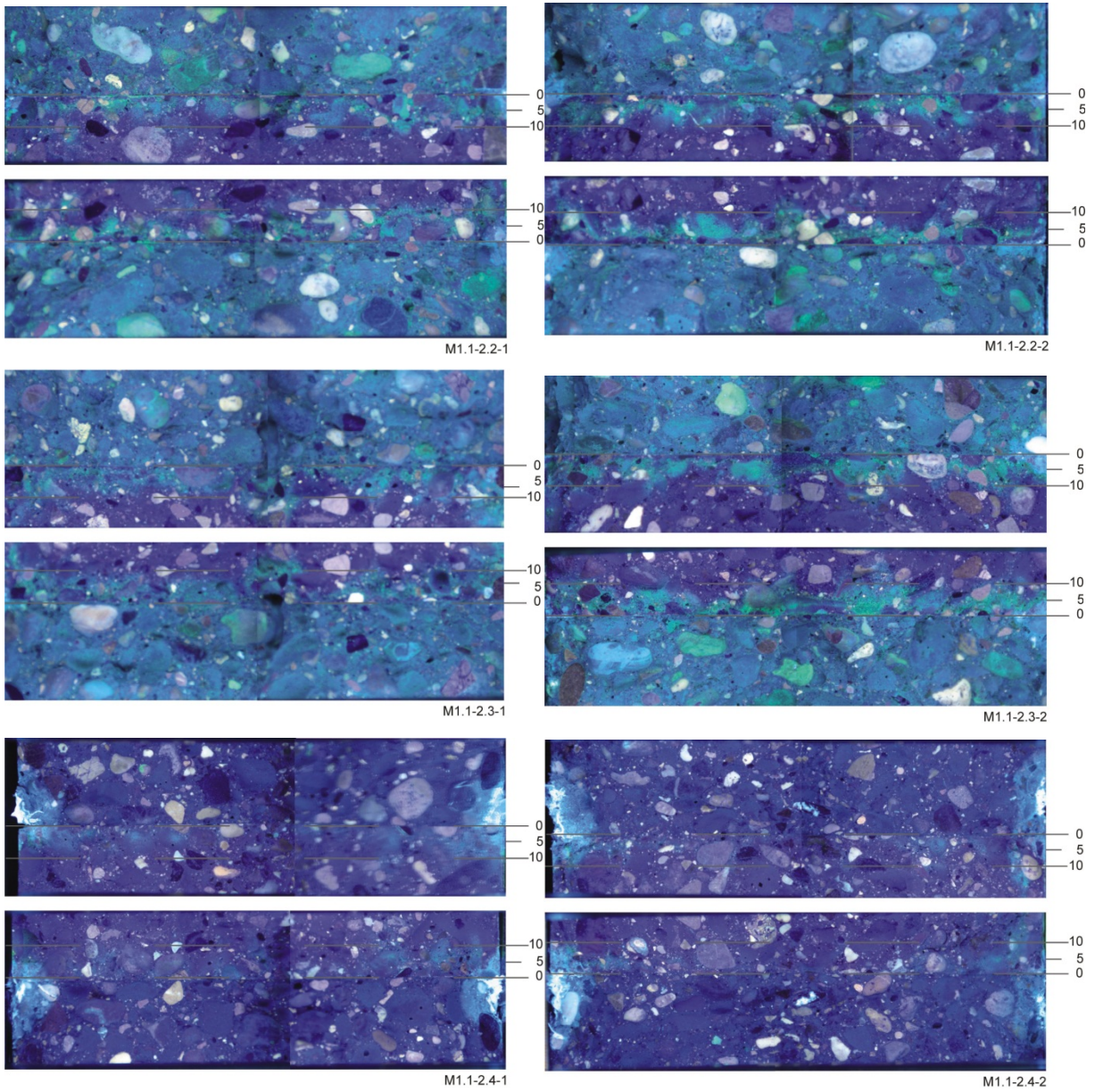


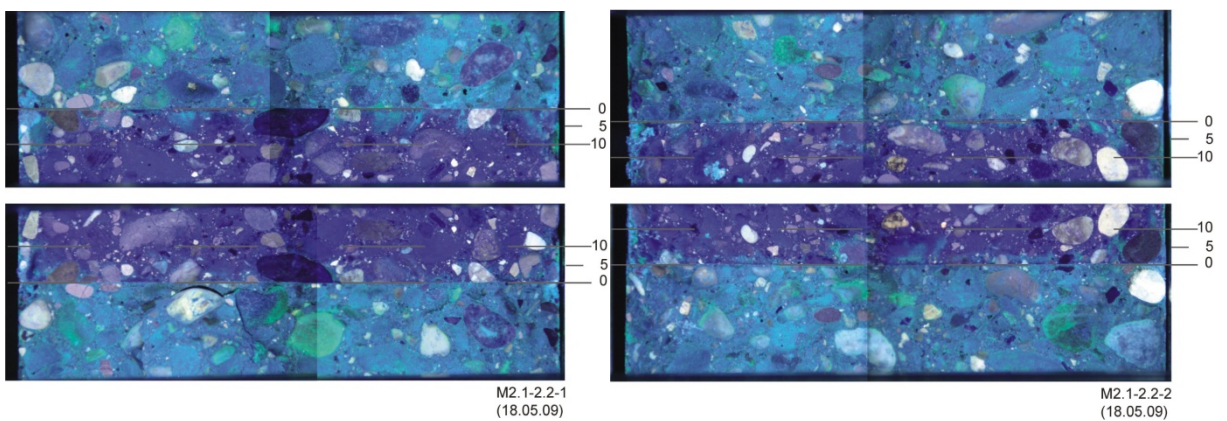
Abbildung 18.5: Freies Schwinden Mischung 2.8, 2.8, 21.8 und 21.9

18.5 Ergebnisse der Fluoresceinversuche

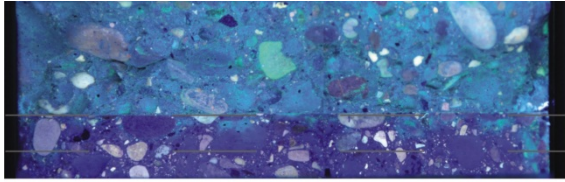
18.5.1 Altbeton C20/25



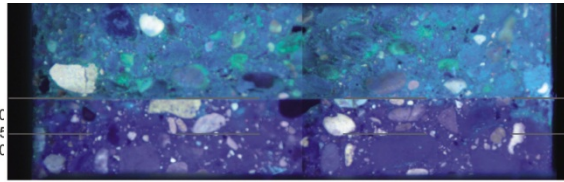
18.5.2 Altbeton C35/45



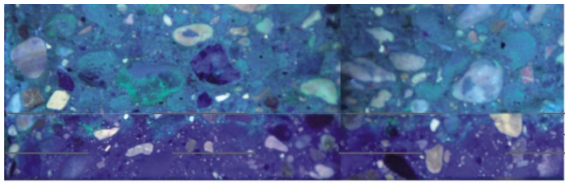
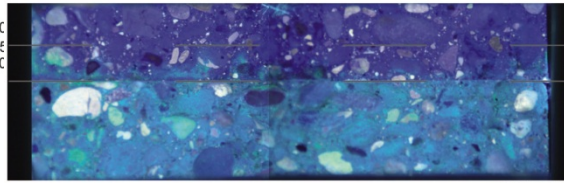
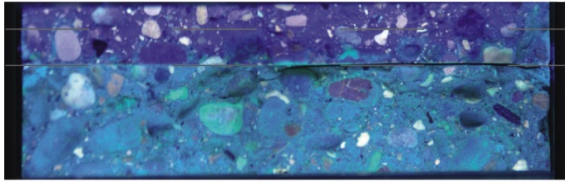
Anhang



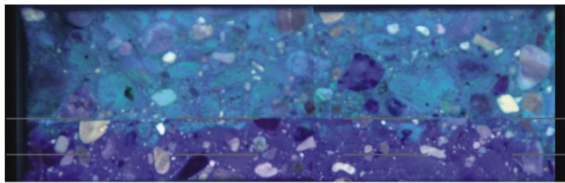
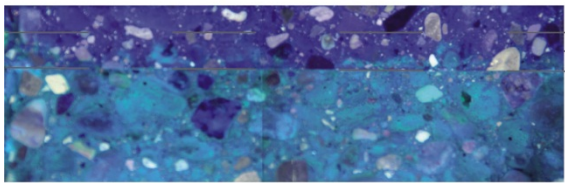
M2.1-2.2-1
(27.5.09)



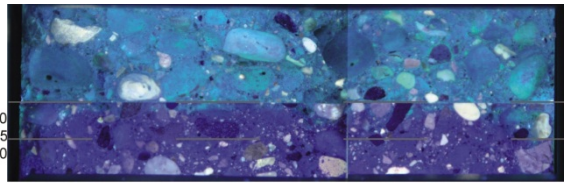
M2.1-2.2-2
(27.5.09)



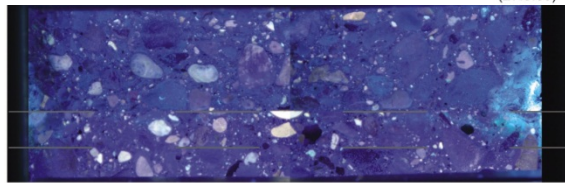
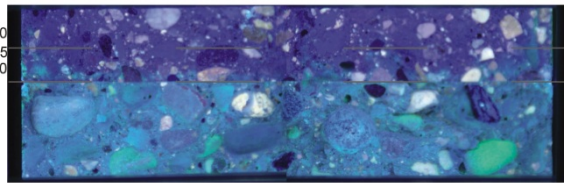
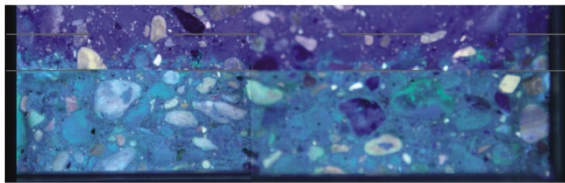
M2.1-2.3-1
(27.5.09)



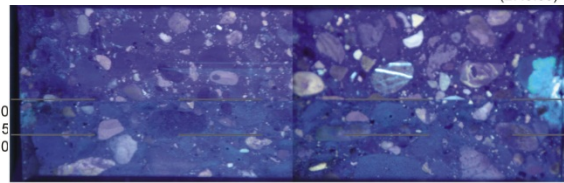
M2.1-2.3-1
(27.5.09)



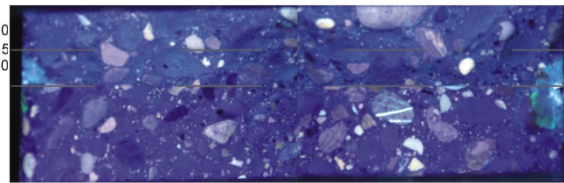
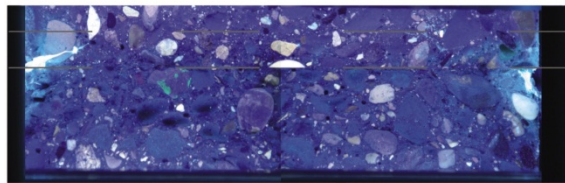
M2.1-2.3-2
(27.5.09)



M2.1-2.4-1
(27.5.09)



M2.1-2.4-2
(27.5.09)



18.6 Auswertung der ¹H-NMR Versuche

Relatives ¹H-NMR-Signal für eine Intervallbreite von 1 mm (Wasserverluste innerhalb der einzelnen Intervalle, Auswertung gemäß Seite 215 ff)

Tabelle 18.3: Versuchsp Parameter

Serie	Alt beton	Ergänzung									H ₂ O	Ober fläche
		Neubeton										
		CEM I 42,5						CEM I 42,5 HS				
2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	21.1	21.2	21.5	w			
S_17	2.1	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	R ¹⁾
	2.1	x	x			x		x	x	x	x	H ²⁾
	2.1	x	x			x		x				HN ³⁾
	- ⁴⁾	x	x	x	x	x	x	x	x			E ⁴⁾

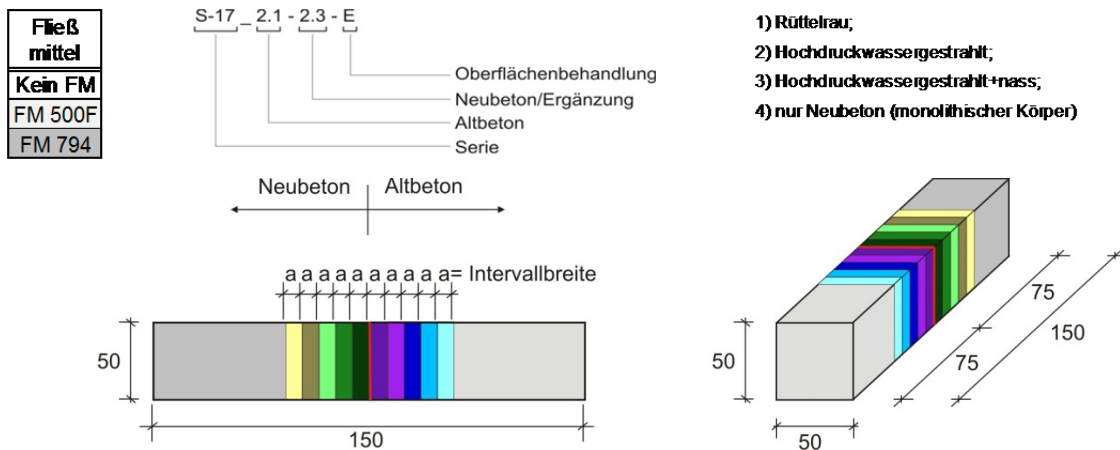


Abbildung 18.6: Unterteilung der Körper

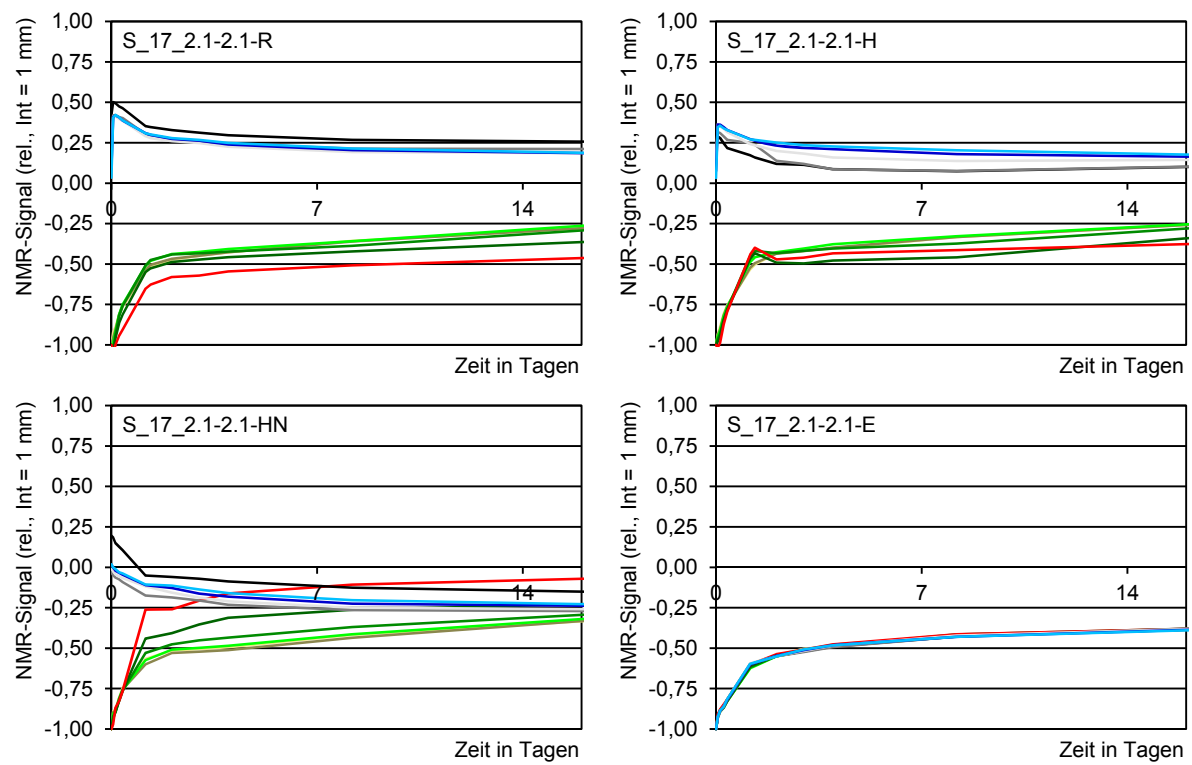


Abbildung 18.7: Mischung S_17_2.1-2.1

Anhang

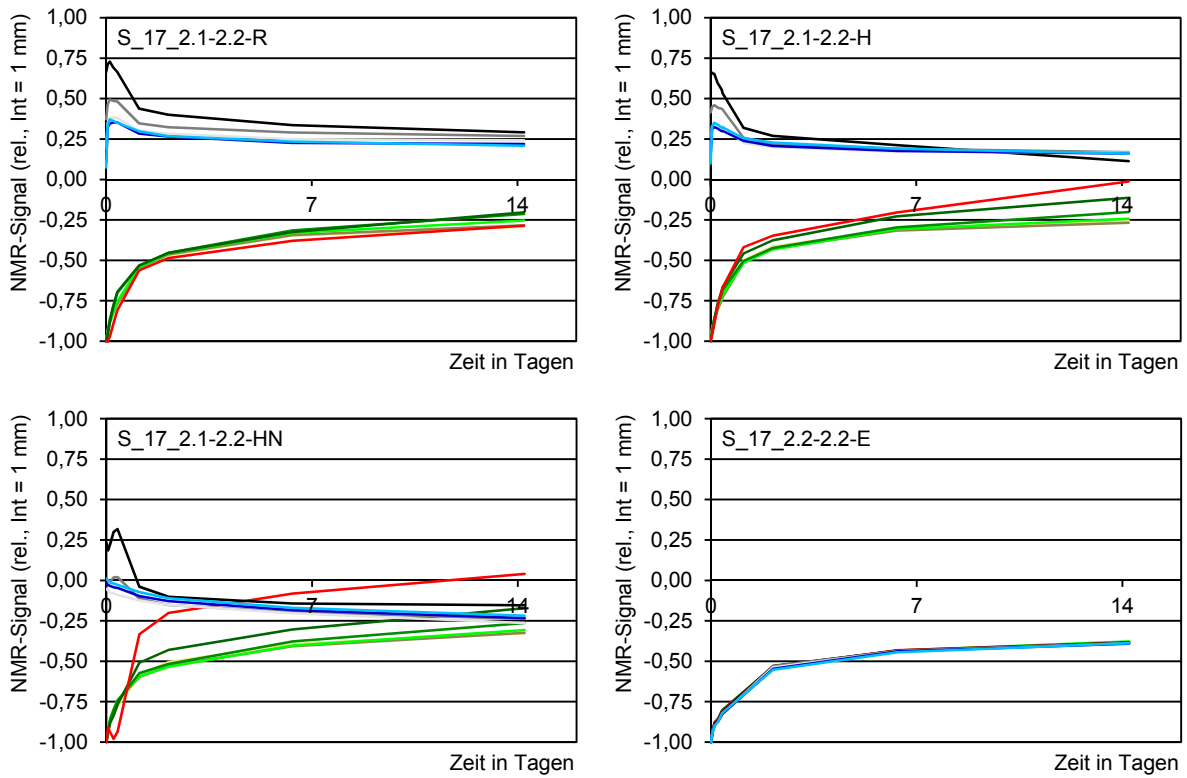


Abbildung 18.8: Mischung S_17_2.1-2.2

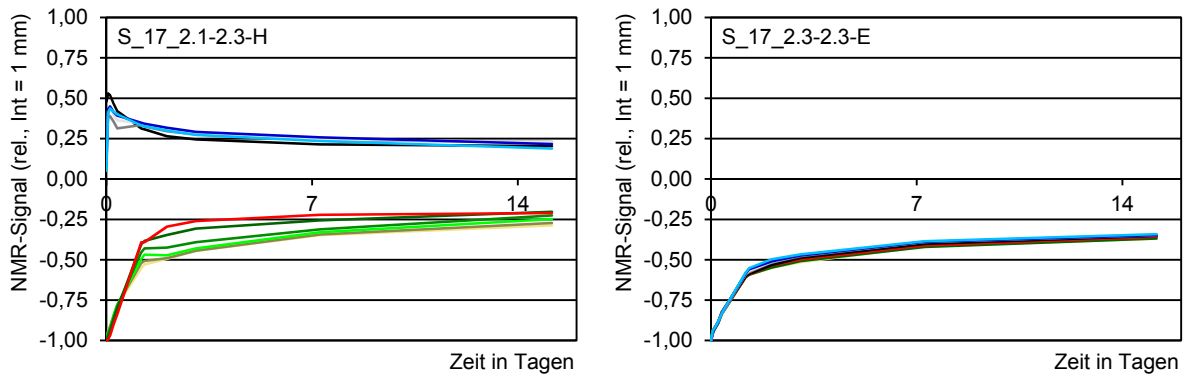


Abbildung 18.9: Mischung S_17_2.1-2.3

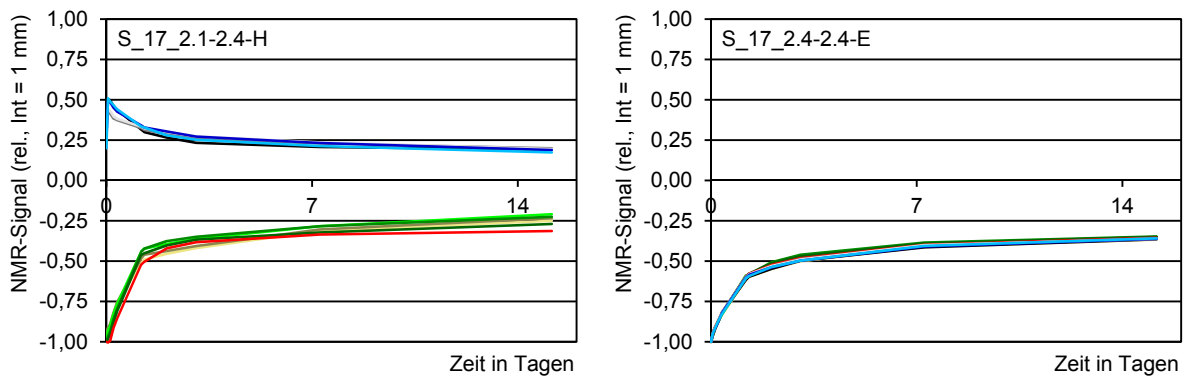


Abbildung 18.10: Mischung S_17_2.1-2.4

Anhang

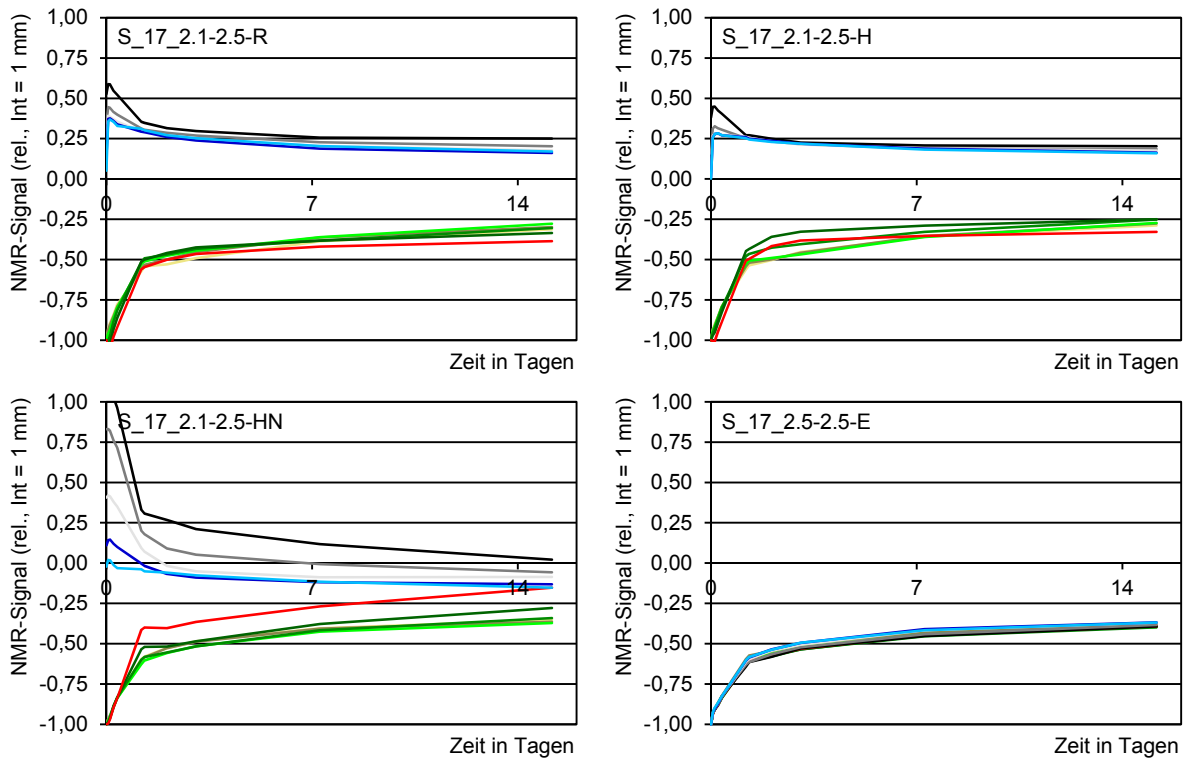


Abbildung 18.11: Mischung S_17_2.1-2.5

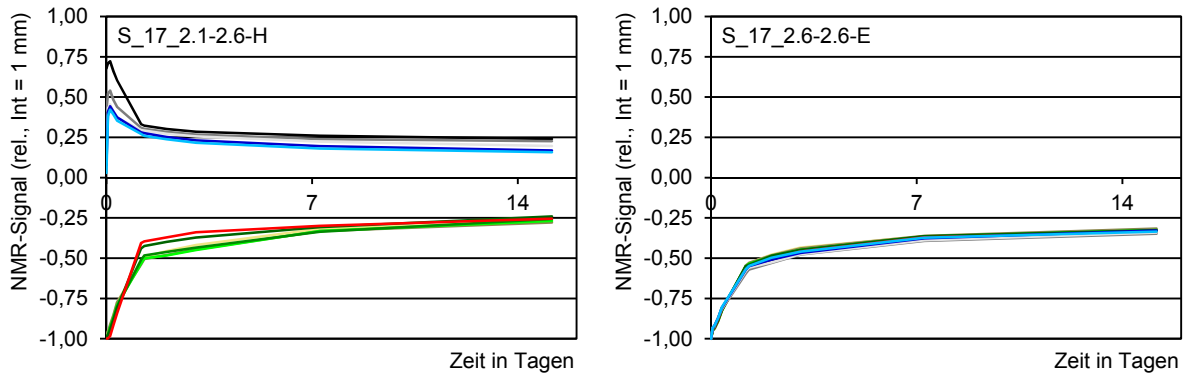


Abbildung 18.12: Mischung S_17_2.1-2.6

Anhang

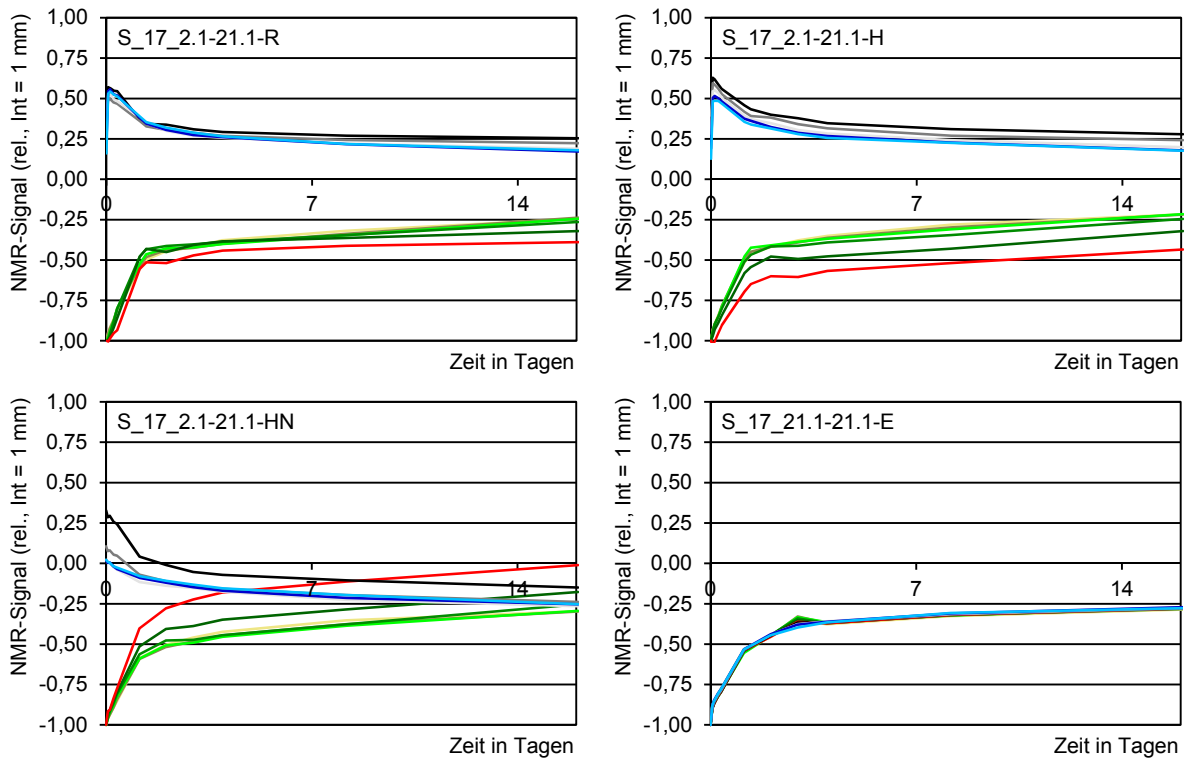


Abbildung 18.13: Mischung S_17_2.1-21.1

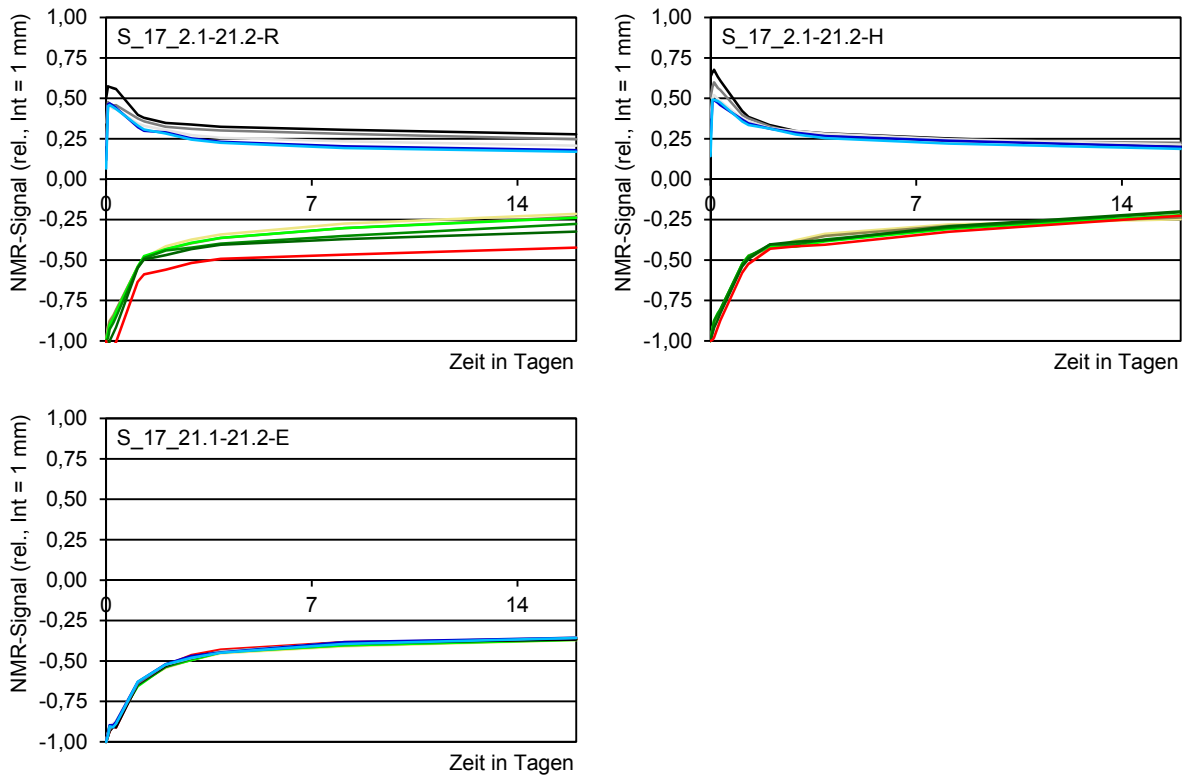


Abbildung 18.14: Mischung S_17_2.1-21.2

Anhang

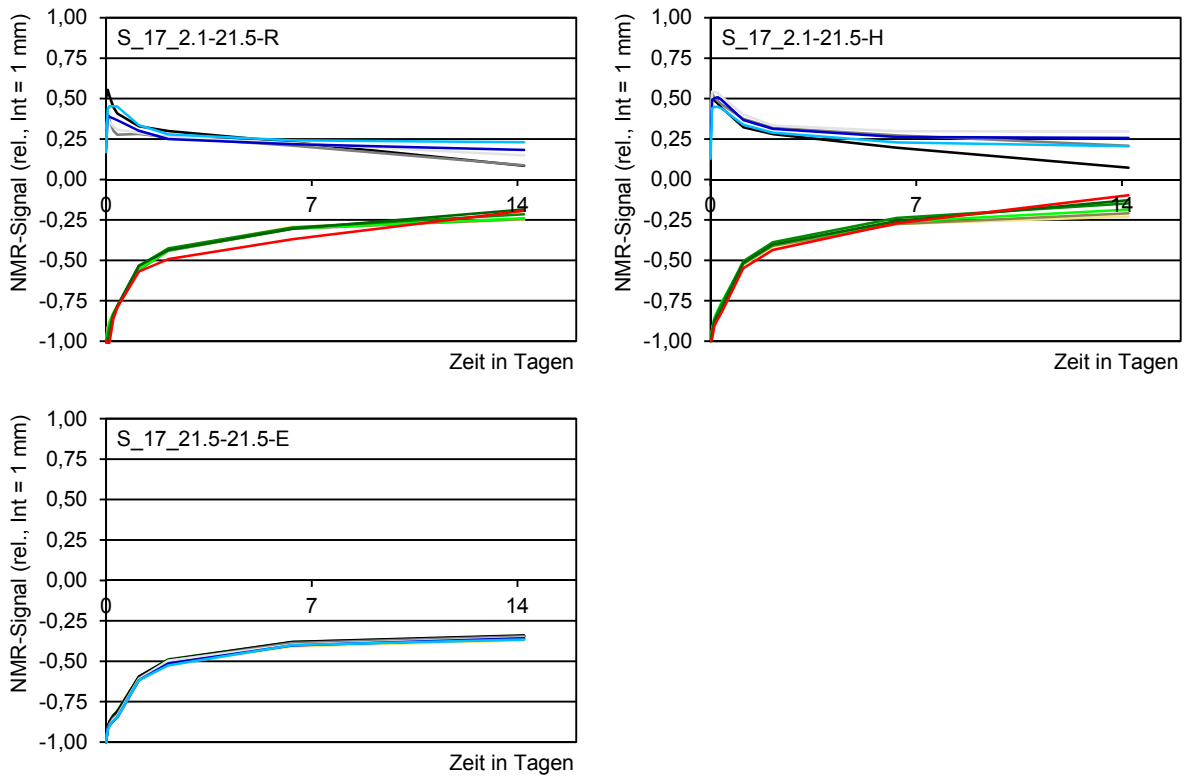


Abbildung 18.15: Mischung S_17_2.1-21.5