

# HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Report, Published Version

**Reschke, Thorsten; Malárics-Pfaff, Viktória; Fleischer, Helmut; Höffgen, Jan P.**

## **Scherfestigkeit von Beton und Mauerwerk an bestehenden Wasserbauwerken. FuE-Abschlussbericht B3951.03.04.70014**

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/107389>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (2019): Scherfestigkeit von Beton und Mauerwerk an bestehenden Wasserbauwerken. FuE-Abschlussbericht B3951.03.04.70014. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.

Verwertungsrechte: Alle Rechte vorbehalten

**FuE-Abschlussbericht**  
**Scherfestigkeit von Beton und**  
**Mauerwerk an bestehenden**  
**Wasserbauwerken**

**B3951.03.04.70014**



**Dezember 2019**



**FuE-Abschlussbericht**  
**Scherfestigkeit von Beton und Mauerwerk**  
**an bestehenden Wasserbauwerken**

Beginn des Vorhabens: April 2016

Auftrags-Nr.: BAW-Nr. B3951.03.04.70014

Aufgestellt von:

Abteilung:	Bautechnik
Referat:	Baustoffe
Projektleiter:	Dr.-Ing. Thorsten Reschke
Bearbeiter:	Dr.-Ing. Viktória Malárics-Pfaff
	Dr.-Ing. Helmut Fleischer
	M.Sc. Jan P. Höffgen (KIT, Karlsruher Institut für Technologie)

Karlsruhe, Dezember 2019

Der Bericht darf nur ungekürzt vervielfältigt werden. Die Vervielfältigung und eine Veröffentlichung bedürfen der schriftlichen Genehmigung der BAW.



## Zusammenfassung

Für bestehende Wasserbauwerke der WSV sind innerhalb der Baubestandsunterlagen Bestandsstatiken vorzuhalten, die weitestgehend den heutigen allgemein anerkannten Regeln der Technik entsprechen. Allerdings fehlen nach den Erfahrungen aus der Beratungstätigkeit der BAW entsprechende Unterlagen für viele Bauwerke und sind dementsprechend neu aufzustellen beziehungsweise zu ergänzen. Unabhängig hiervon besteht grundsätzlich die Notwendigkeit, im Rahmen von Begutachtungen hinsichtlich der Standsicherheit auffällige Bauwerke statisch zu bewerten. Bei massiven Wasserbauwerken aus unbewehrtem Beton oder Mauerwerk ist die Bewertung der Sicherheit in Bezug auf Gleiten in den Arbeitsfugen von essenzieller Bedeutung. Dieser Nachweis wird auf Basis des **BAW**Merkbblatts „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke (TbW)“ gemäß den Vorgaben in DIN EN 1992-1-1:2011-01, Abschnitt 6.2.5 geführt. Die hierzu notwendigen Reibungsbeiwerte, welche in pauschalierter Form aus der für Neubauten geltenden Grundlagennorm entnommen werden, sind als eher konservativ einzuschätzen. Zudem bleiben die speziellen Verhältnisse im Wasserbau unberücksichtigt. Durch realitätsnähere Kenngrößen und Modellierung können Reserven bei der rechnerischen Bewertung bestehender Wasserbauwerke erschlossen und somit, insbesondere im Falle älterer in Stampfbetonbauweise errichteter Betonbauten, entsprechende Nachweise überhaupt erst ermöglicht werden.

Vor diesem Hintergrund verfolgte das Forschungsvorhaben grundsätzlich zwei Hauptziele: Ein zentraler Arbeitsschwerpunkt bestand in der Erarbeitung von Vorgaben für die Durchführung von Scherversuchen und in der experimentellen Bestimmung relevanter und repräsentativer Scherparameter für Wasserbauwerke mittels des Rahmenschergeräts der Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Bautechnik, Referat Baustoffe. Eine weitere Zielsetzung stellte die Überprüfung der Eignung der oben angesprochenen Bemessungsansätze zur statischen Bewertung der Schertragfähigkeit für wasserbauliche Konstruktionen dar. Die durchgeführten Tätigkeiten umfassten eine Literaturrecherche sowie experimentelle, numerische und theoretische Arbeiten. Der Fokus lag dabei auf dem Baustoff Beton. Im Allgemeinen lassen sich jedoch alle erzielten Ergebnisse auch auf Mauerwerk übertragen.

Im Rahmen der experimentellen Tätigkeit fungierten Grundsatzversuche an geeigneten Probekörpern am Rahmenschergerät der BAW zum Nachweis der Eignung des Basismodells. Parallel hierzu erfolgte die Validierung der Prüfmaschine. Aus diesen Vorarbeiten ging ein einheitliches Konzept zur Durchführung von Laborscherversuchen zur Bestimmung der maßgebenden Scherfestigkeitsgrößen für die Berechnung der Tragfähigkeit bestehender Wasserbauwerke hervor.

Die umfangreichen Versuchsergebnisse sowie Erkenntnisse mündeten in Empfehlungen für die zukünftige Verwendung der experimentell bestimmten Scherfestigkeitsparameter in den Nachweisformaten zur statischen Berechnung der Gleitsicherheit in Arbeitsfugen von Massivbauwerken unter wasserbauspezifischen Randbedingungen.

Somit stehen alle notwendigen Werkzeuge zur Verfügung, um von an Bohrkernen bestimmten Materialparametern auf das wirklichkeitsnahe Scherverhalten in den Arbeitsfugen des betrachteten Wasserbauwerks schließen zu können.



<b>Inhaltsverzeichnis</b>		<b>Seite</b>
1	Einleitung	1
1.1	Problem	1
1.2	Ziel	1
1.3	Vorgehen	1
1.4	Output	3
2	Darstellung des Sachstands	3
2.1	Experimentelle Ermittlung des Scherwiderstands	4
2.2	Mechanismen der Scherkraftübertragung in Fugen und Rissen	6
2.2.1	Adhäsion in Arbeitsfugen aus Beton	7
2.2.2	Reibung zwischen Rissufer von Arbeitsfugen und monolithischem Beton	9
2.2.3	Wirkung der Fugenbewehrung	10
2.3	Herstellung und Beschreibung rauer Betonoberflächen	12
2.4	Bemessungsansätze	13
2.4.1	Eurocode 2 und abgeleitete Modelle	13
2.4.2	<i>fib</i> Model Code for Concrete Structures 2010	15
2.4.3	ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete	16
2.4.4	JSCE Guidelines for Concrete – Standard Specifications for Concrete Structures	17
2.4.5	Weitere Bemessungsvorschläge	18
2.4.6	Modellierung des Scherverhaltens	19
2.4.7	Vergleichende Bewertung der Ansätze	20
2.5	Ermittlung des Scherverhaltens in geotechnischen Untersuchungen	20
3	Experimentelle Untersuchungen	21
3.1	Versuchsprogramm	22
3.1.1	Betonqualität und Herstellung der Laborproben	24
3.1.2	Ausbildung der Betonierfugen	26
3.2	Bestimmung des Kohäsions-/Adhäsionsanteils der Schubtragfähigkeit von Arbeitsfugen: Zugversuche	28
3.2.1	Spaltzugversuch	28
3.2.1.1	Versuchsaufbau der Spaltzugversuche	29
3.2.1.2	Ergebnisse der Spaltzugversuche	30
3.2.2	Haftzugversuch (Abreißversuch – Pull-Off-Test)	33
3.2.2.1	Versuchsaufbau der Haftzugversuche	34
3.2.2.2	Ergebnisse der Haftzugversuche	35
3.2.3	Zentrische Zugversuche	37
3.2.3.1	Versuchsaufbau der zentrischen Zugversuche	37
3.2.3.2	Ergebnisse der zentrischen Zugversuche	39
3.2.4	Folgerungen für die Modellbildung	41
3.3	Bestimmung des Reibungsanteils der Schertragfähigkeit von Arbeitsfugen: (Rahmen)Scherversuche	41



3.3.1	Versuchsaufbau, -durchführung und -kenngrößen	41
3.3.2	Validierung des Rahmenschergeräts der BAW	44
3.3.2.1	Validierung durch bekannte Referenzwerten	44
3.3.2.2	Validierung mittels Rahmenschergeräten	45
3.3.3	Einflüsse auf das Schertragverhalten – Laborproben	48
3.3.3.1	Künstliche Fugenbeschaffenheit	48
3.3.3.2	Praxisnahe Ausbildung der Betonierfugen	51
3.3.3.3	Maßstabseffekt	55
3.3.4	Scherverhalten von Bauwerksproben	65
3.3.5	Schlussfolgerungen für die Versuchsdurchführung	71
3.3.6	Auswertung der Messwerte des Rahmenschergeräts	71
3.3.6.1	Korrektur der Rohdaten	71
3.3.6.2	Glättung der Messwerte	73
3.3.6.3	Berechnungsgrundlagen der Scherparameter	73
3.3.6.4	Resümee der Messwertauswertung	77
3.4	Einfluss der Rauigkeit auf das Schertragverhalten	78
3.4.1	Untersuchungen mittels Streifenlichtprojektors	78
3.4.2	Korrelation zwischen Schertragverhalten und Rauheit	84
4	Numerische Untersuchungen zum Scherverhalten in Betonierfugen	85
5	Schlussfolgerungen und Empfehlungen für die statische Bemessung	87
5.1	Vergleich mit Literaturwerten	87
5.2	Schlussfolgerungen aus den Experimenten	88
6	Zusammenfassung und Ausblick	90
7	Literatur	94
8	Normen und Richtlinien	97

<b>Bildverzeichnis</b>	<b>Seite</b>
Bild 1: Grafische Darstellung des allgemeinen Vorgehens zum Erreichen der Teilprojektziele	2
Bild 2: Überblick über verschiedene Versuchsanordnungen zur Bestimmung der Scherfestigkeit nach [5]	5
Bild 3: Qualitative Anteile der Tragmechanismen am Verformungswiderstand in Abhängigkeit der Relativverformung in Fugenrichtung nach [13]	6
Bild 4: Submikroskopische Verzahnungseffekte durch Rauheit auf Nanoebene [16] links: Schnitt durch ein Rauheitsprofil, rechts: submikroskopischer Bereich b mit Molekülketten des Ergänzungsmaterials	7
Bild 5: Einfluss des Randwinkels zwischen Flüssigkeit und Feststoff auf die Benetzungseigenschaften [13]	8
Bild 6: Rissverzahnungsmodell nach Walraven bestehend aus Gesteinskörnung (Kreise) und Matrix [25]	10
Bild 7: Wirkmechanismen von Fugenbewehrung in Anlehnung an [6] oben links: Einspanneffekt, oben rechts: Einspanneffekt und direkte Zugbeanspruchung, unten links: Dübeleffekt, unten rechts: Schiefstellung mit Fließgelenk	11
Bild 8: Bemessungsmodell für die Verbundfugentragfähigkeit [34]	13
Bild 9: Überblick über das Versuchsprogramm zur Beschreibung verschiedener Schertraganteile	23
Bild 10: Verwendete Sieblinie im Vergleich mit den Regelsieblinien nach DIN 1045-2	24
Bild 11: Beispiele nach verschiedenen Oberflächenbehandlungen	26
Bild 12: Proben mit ebener Betonierfuge nach horizontaler und schräger Ausrichtung in den Scherkasten (siehe [3])	27
Bild 13: Proben mit Betonierfuge mit Zahnprofil (Mitte und rechts) und Schalung (links) (siehe [3])	27
Bild 14: Proben mit Betonierfuge mit Wellen- (links) und mit Noppenprofil (rechts)	28
Bild 15: Ausrichtung der Kamera des ARAMIS Messsystems und Belastungsschema eines Probekörpers im Spaltzugversuch (links, in Anlehnung an [58]); auf der Rückseite der Probe aufgetragener Silberleitlack (rechts) und Farbmuster auf der Probenvorderseite (Mitte) [57]	30
Bild 16: Kraft-Zeit-Diagramme von ausgewählten Proben, die korrespondierenden Bruchvorgänge stellen Bild 17 (links) sowie Bild 18 (rechts) dar	31
Bild 17: Chronologische Rissausbreitung in einer monolithischen Probe; Kartenlänge: 200 mm, Lasterverteilungsstreifen: Hartfaserplatten	31
Bild 18: Chronologische Rissausbreitung in einer Probe mit wassergestrahnten Arbeitsfuge; Kartenlänge: 150 mm, Lasterverteilungsstreifen: Stahl	31
Bild 19: Beispiele für Bruchvorgänge in Proben mit einer Kartenlänge von 150 mm unter Verwendung von Lasterverteilungsstreifen aus Hartfaserplatten mit diversen Fugenbeschaffenheiten	32
Bild 20: Mit der bei der vollständigen Ausbildung des Trennrisses gemessenen Spannung $\sigma_{ct,sp}$ normierten Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ in Abhängigkeit der Fugenbeschaffenheit	33

Bild 21:	Haftzugprüfung: Versuchsaufbau (links) und Schema der Proben in Draufsicht (rechts oben) bzw. in Seitenansicht (rechts unten)	35
Bild 22:	Exemplarisch beobachtete Bruchoberflächen nach Haftzugversuch; gemäß Tabelle 7 Serie 1 (links), Serie 2 (Mitte) und Serie 3 (rechts)	36
Bild 23:	Geometrie und Versuchsaufbau der eingeschnürten Proben; IWA: induktiver Messwegaufnehmer	38
Bild 24:	Geometrie und Versuchsaufbau der gekerbten Bohrkernen; IWA: induktiver Messwegaufnehmer	38
Bild 25:	Geometrie und Versuchsaufbau der ungekerbten Bohrkernen mit Arbeitsfuge; IWA: induktiver Messwegaufnehmer	38
Bild 26:	Spannungs-Dehnungsbeziehungen der eingeschnürten Einzelproben; $\sigma_m$ : mittlere Zugspannung, SA: Standardabweichung	39
Bild 27:	Spannungs-Verformungsbeziehungen der Einzelproben an gekerbten Bohrkernen; $\sigma_m$ : mittlere Zugspannung, G: Bruchenergie, SA: Standardabweichung	40
Bild 28:	Spannungs-Verformungsbeziehungen der Einzelproben mit Bürste und Rechen bearbeiteten Arbeitsfugen im Vergleich; $\sigma_m$ : mittlere Zugspannung, SA: Standardabweichung	40
Bild 29:	Rahmenschergerät des Referats B3, der BAW mit Formkasten für Bohrkern und Proben mit Abmessungen kleiner als 200 mm (links), Draufsicht (Mitte) und Seitenansicht (rechts) in Probeneinbausituation	42
Bild 30:	Belastungszustand im Rahmenschergerät (links) und dessen Schema sowie aus dem Versuch abgeleiteten Kenngrößen (rechts)	43
Bild 31:	Ergebnisbeispiel eines Rahmenscherversuchs gemäß GEOsys unterteilt in repräsentativ differenzierte Bereichen (I bis V) des Materialverhaltens in der Arbeitsfuge	44
Bild 32:	Rahmenschergeräte des Instituts für Boden- und Felsmechanik des KIT (links) und der Abteilung Geotechnik der BAW (rechts)	45
Bild 33:	Vergleich ausgewählter, detektierter Scherspannungsverläufe über den Scherweg mittels der Rahmenschergeräte der BAW, Referat Baustoffe B3 und des Instituts für Boden- und Felsmechanik des KIT für die Serie 1 (links) und für die Serie 3 (rechts)	48
Bild 34:	Exemplarisch ausgewählte Ergebnisse aus den Scheruntersuchungen an Proben mit modellierten Fugenoberflächen	50
Bild 35:	Übersicht über die untersuchten Probekörpergeometrien in Serie 1 (siehe Tabelle 12); a: Kerbe parallel zur Scherrichtung, b: Kerbe senkrecht zur Scherrichtung, c: ungekerbte halbierte Würfel, d: Bohrkern in Stahlformen (nur untere Form und Abstandshalter abgebildet) [1]	52
Bild 36:	Mittelwert der berechneten Scherfestigkeiten (links) und der Mittelwert der berechneten Scherspannungen bei einem Scherweg von 4 mm (rechts) in Abhängigkeit der Normalspannung; Umrisse: Einzelwert, teilgefüllt: Mittelwert (MW) aus zwei Messungen, gefüllt: MW aus 3 Messungen; *: mit Adhäsion; in Anlehnung an [1]	53

Bild 37:	Vergleich der bei Höchstlast und bei einem Scherweg von 4 mm detektierten Scherspannungen in Abhängigkeit der Normalspannung für Proben mit abgezogener (links) und mit drahtgebürsteter Fugenoberfläche; in Anlehnung an [1]	54
Bild 38:	Quotient aus Scherfestigkeit und Normalspannung (links) sowie nach Mohr-Coulomb berechneten Scherspannungen in Abhängigkeit der Normalspannungen; Symbole siehe Bild 36; $c_i$ : Kohäsion, $\mu_i$ : Reibungsbeiwert, $i$ : jeweilige Proben (siehe Gleichung (21)); in Anlehnung an [1]	54
Bild 39:	Schemata der im Rahmen der Scherversuche zum Maßstabeffekt verwendeten Geometrien der kleinformatischen (links) und großformatigen Proben (rechts)	57
Bild 40:	Spalten der kleinformatischen (links, [54]) und großformatigen Proben (Mitte: kompletter Versuchsaufbau in Draufsicht, rechts: Detail in Vorderansicht)	58
Bild 41:	Versuchsaufbau der Scherversuche an großformatigen Proben, Einbausituation	59
Bild 42:	Abhängigkeit der maximalen Scherspannungen $\sigma_v$ (links) und des Restreibungswinkels $\mu$ (rechts) von der Scherfläche	61
Bild 43:	Abhängigkeit des Restreibungswinkels $\varphi$ (links) und des Restdilatanzwinkels $i$ (rechts) von der Scherfläche	62
Bild 44:	Vergleich experimentell bestimmtes Scherverhalten von klein- (links) und großformatigen Proben (rechts) mit wassergestrahelter (oben), gerechter (Mitte) und mit abgezogener (unten) Fugenausbildung	63
Bild 45:	Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Scherfläche und von der Fugenbeschaffenheit	64
Bild 46:	Abhängigkeit des Basisreibungswinkels $\varphi$ (links) und des Dilatanzwinkels $i$ (rechts) von der Scherfläche	65
Bild 47:	Schleusenanlagen in Kiel-Holtenau; ©GoogleEarth 2018	65
Bild 48:	Exemplarische Bohrschemata an Ausschnitten aus eine Schleusenwandung (links) und Beispiel für ein Bohrkern mit geschlossener sowie offener Arbeitsfuge (Bohrkern 57b bzw. TK6 WH W4 1–2 m), in Anlehnung an [4]	66
Bild 49:	Notwendige Präparation eines Bohrkerns mit schräger Arbeitsfuge für Rahmenscherversuch, in Anlehnung an [4]	67
Bild 50:	Fixierungsbeispiele für Bohrkern in Formkasten für das Rahmenschergerät; Nivellierung durch Seile (a) sowie mit Hilfe von Sperrholzplatten (b), c: ausgegossene Probe, d: Einbauzustand; in Anlehnung an [4]	67
Bild 51:	Exemplarisch ausgewählte Messergebnisse nach Auswertung der Rahmenscherversuche an Bohrkernen mit geschlossener Fuge (links, 10b_SF1_1) und mit offener Fuge (rechts, 2a_SF1_1) in Anlehnung an [4]	68
Bild 52:	Ergebnisbeispiel für die Scherspannungs- und Aufgleitwegverläufe über den Scherweg einer mehrfach geprüften Probe mit geschlossener Fuge (1b_SF1) (links) und korrespondierende Bilder der unteren Probenhälften nach den Rahmenscherversuchen (rechts) in Anlehnung an [4]	69
Bild 53:	Mittelwert der erfassten maximalen Scherspannungen $\sigma_v$ (links) und der korrespondierenden berechneten Reibungskoeffizienten $\mu$ (rechts) aller mehrfach geprüften Scherproben mit ursprünglich geschlossener Arbeitsfuge, Bohrkernansprache bzw. -zuordnung nach [4]	70

Bild 54:	Arbeitsschritte bei der Korrektur der Messdaten des Rahmenschergeräts (links) und korrigierte Ergebnisse (rechts) am Beispiel eines Bohrkerns mit geschlossener Fuge (links, 10b_SF1_1) in Anlehnung an [4]	72
Bild 55:	Einfluss verschiedener Datenglättungen auf die Ergebnisverläufe (am Beispiel 10b_SF1_1) in Anlehnung an [4]	73
Bild 56:	Betrachtete Bereiche für die Berechnung relevanter Kenngrößen aus dem experimentell bestimmten Materialverhalten im Rahmenscherversuch (am Beispiel 10b_SF1_1)	74
Bild 57:	Qualitätsgüte der berechneten Scherspannungen nach Regressionsansatz für Proben mit geschlossener (links) und offener Fuge (rechts) in Anlehnung an [4]	75
Bild 58:	Einfluss der Berechnungsart auf die Scherspannung in Abhängigkeit der Fugenbeschaffenheit in Anlehnung an [4]	76
Bild 59:	Einfluss der Berechnungsart auf den Reibungskoeffizient $\mu$ in Abhängigkeit der Fugenbeschaffenheit in Anlehnung an [4]	76
Bild 60:	Schematischer Versuchsaufbau des verwendeten Streifenlichtprojektors (links) in Anlehnung an [61] und projizierter Lichtstreifen auf einer untersuchten Probe (rechts) in Anlehnung an [1]; CCD: Charge Coupled Device steht für ein lichtempfindliches Bauteil, DMD: Digital Micromirror Device sind Mikrospiegel	79
Bild 61:	Ergebnisbeispiel mittels des Streifenlichtprojektors für 3D-Topologiemodell (links), Flächenprofil sowie Linienprofile (rechts) an einer Bauwerksprobe mit einer Kantenlänge von 150 mm	79
Bild 62:	Schematische Darstellung der Steigungs- und Versatzunterdrückung gemäß DIN ISO 13473-2	80
Bild 63:	Schema einer Profilfilterung in Ablehnung an [62]	80
Bild 64:	Veranschaulichung verschiedener Rauheitsparameter nach DIN EN ISO 4287; Definition der Bezeichnungen siehe Tabelle 18	81
Bild 65:	Breite der einzelnen Profilelemente XSi und Schema für das Spitzenzählparameter R <sub>Pc</sub> unter Berücksichtigung einer Zählschwelle (links) sowie das Schema zur Ermittlung des quadratischen Mittelwerts der örtlichen Profilsteigung R <sub>Aq</sub> (rechts) in Anlehnung an [56]; Definition der Bezeichnungen siehe Tabelle 18	82
Bild 66:	Aufgrund von Schatten nicht auswertbarer Bereich der Oberflächentopologie (links) sowie für die Parameterberechnungen zugrundeliegendes mit Artefakten behaftetes Beispiel in ODSCAD (rechts) in Anlehnung an [56]	83
Bild 67:	Zusammenhang zwischen der gemittelten Rauheitstiefe R <sub>z</sub> (siehe Tabelle 18 und Bild 65) mit der Scherfestigkeit (links) und mit den bei einem Scherweg von 4 mm detektierten Scherspannungen in Abhängigkeit des Normalspannungsniveaus; in Anlehnung an [1]	84
Bild 68:	Verwendete Modelle zur diskreten Rissbildung (oben) und zur verschmierten Rissbildung (unten); in Anlehnung an [55]	85
Bild 69:	Einfluss der Geometrie auf die numerisch berechnete Zugspannungs-Verformungsbeziehung in der Fuge; in Anlehnung an [55]	86

Bild 70:	Vergleich experimentell erfasstes Zugverhalten mit den numerischen Ergebnissen unter Berücksichtigung der Modelle zur diskreten (links) und verschmierten Rissbildung (rechts); in Anlehnung an [55]	87
Bild 71:	Vergleich der an Laborproben mit praxisrelevanter Fugenausbildung bestimmten Scherfestigkeiten [1] mit den Bemessungsgleichungen nach Richtlinien (links) sowie nach ausgewählten Autoren (rechts)	88

<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>Seite</b>
Tabelle 1: Oberflächenkategorien und zugehörige Beiwerte $c$ , $\mu$ und $v$ nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA ( $f_{ck}$ in N/mm <sup>2</sup> )	14
Tabelle 2: Oberflächenkategorien und zugehörige Koeffizienten nach Model Code 2010 ( $f_{ck}$ in N/mm <sup>2</sup> )	16
Tabelle 3: Zusammensetzung des verwendeten Betons	24
Tabelle 4: Durchschnittliche Frisch- und Festbetoneigenschaften des verwendeten Betons	25
Tabelle 5: Überblick über das Versuchsprogramm zu den durchgeführten Spaltzugversuchen	29
Tabelle 6: Überblick über das Versuchsprogramm zu den durchgeführten Haftzugversuchen	34
Tabelle 7: Überblick über die in den Haftzugversuchen erzielten Ergebnisse aus [55]	36
Tabelle 8: Prüfcharakteristika der eingesetzten Rahmenschergeräte aus [2] im Vergleich	45
Tabelle 9: Überblick über das Versuchsprogramm zur Validierung des Rahmenschergeräts [2]	46
Tabelle 10: Beispiele zu den geprüften Mittelwerten der Scherfestigkeiten in den verschiedenen Prüfserien zur Validierung des Rahmenschergeräts [2]; B: Bautechnik, G: Geotechnik, IBF: Institut für Boden- und Felsmechanik des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT), SA: Standardabweichung	47
Tabelle 11: Übersicht über die untersuchten Parameter in den Serien mit modellierten Fugenoberflächen	49
Tabelle 12: Übersicht über die untersuchten Parameter in den Serien mit praxisnaher Fugenausbildung	51
Tabelle 13: Übersicht der bei der Höchstlast und bei einem Scherweg von 4 mm berechneten Werte für Kohäsions- $c$ und Reibungskoeffizienten $\mu$ nach Gleichung (21) in Abhängigkeit der Fugenausbildung (vgl. Bild 38); *: mit Adhäsion	55
Tabelle 14: Übersicht über die betrachteten Probengeometrien in Abhängigkeit der Fugenausbildung; Serienzuordnung, $a$ und $b$ siehe Bild 39	57
Tabelle 15: Mittelwerte der geprüften Frisch- und Festbetonkenngrößen des verwendeten Betons zum verschiedenen Prüfalter mit (Standardabweichung)	60
Tabelle 16: Übersicht über die zur Spaltung der Proben erforderlichen Druckkräfte	60
Tabelle 17: Übersicht über die maximal detektierten Scherspannungen und die korrespondierenden Reibungskoeffizienten $\mu$ in den Rahmenscherversuchen an einer Bestandsprobe 1b_SF1, siehe [4]) nach mehrfacher, wiederholter Prüfung	69
Tabelle 18: Übersicht über die für die Beschreibung der Rauheit von Betonoberflächen relevanten Kenngrößen nach [56]	82

## Notation

### Lateinische Großbuchstaben

$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche der Scherebene
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche der die Scherebene kreuzenden Verbundbewehrung
$F_N$	[N]	Normalkraft
$F_S$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Kraft in Bewehrungsstahl
$F_V$	[N]	Scherkraft
$G_f$	[N/m]	Bruchenergie
JRC	[-]	Fugenrauheitskoeffizient
$R_{pm}$	[mm]	mittlere Profilkuppenhöhe
$R_t$	[mm]	mittlere Rautiefe
$R_{vm}$	[mm]	mittlere Profiltaltiefe
SA	[N/mm <sup>2</sup> ]	Standardabweichung
$V_{cw}$	[N]	Scherübertragungskapazität in der Scherebene (JSCE)
$V_k$	[N]	Scherkapazität eines zusätzlich angeordneten Scherzahns mit Fläche $A_k$
$V_n$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Querkraftwiderstand
$V_{n,max}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	maximale Tragfähigkeit der Fuge (ACI)

### Lateinische Kleinbuchstaben

b	[-]	Koeffizient zur Berücksichtigung der Oberflächenbeschaffenheit
$b_j$	[mm]	Fugenbreite
$b_w$	[mm]	Stegbreite von Fugen
c	[-]	Adhäsionskoeffizient
$c_a$	[-]	Adhäsionskoeffizient, abhängig von der Rauheit
$c_r$	[-]	Verzahnungskoeffizient, abhängig von der Rauheit
$d_{max}$	[mm]	Durchmesser des Größtkorns
$f'_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristische Betonzylinderdruckfestigkeit (ACI)
$f_{cc}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	(mittlere) Betonwürfeldruckfestigkeit
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Bemessungswert der Betonzylinderdruckfestigkeit
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristische Betonzylinderdruckfestigkeit
$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
$f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fließgrenze des Bewehrungsstahls
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Bemessungswert der Stahlfließgrenze
i	[°]	Dilatationswinkel



$v$	[mm]	Relativverschiebung parallel zur Scherebene (Scherweg)
$v_{ci}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	übertragbare Scherspannung
$v_n$	[N/mm <sup>2</sup> ]	nominale Schubspannung
$v_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Bemessungswert der Schubspannung
$w$	[mm]	Relativverschiebung senkrecht zur Scherebene (Rissöffnung, Dilatation)

### Griechische Buchstaben

$\alpha$	[°]	Neigungswinkel der Verbundbewehrung
$\beta_c$	[-]	Festigkeitsbeiwert der Druckstrebe
$\dot{\delta}$	[mm/s]	Verformungsgeschwindigkeit
$\dot{\epsilon}$	[1/s]	Dehnungsgeschwindigkeit
$\kappa_1, \kappa_2$	[-]	Koeffizienten für die Tragwirkung der Bewehrung
$\lambda$	[mm]	Wellenlänge
$\mu$	[-]	Reibungskoeffizient
$\nu$	[-]	Festigkeitsabminderungsbeiwert nach Eurocode 2
$v_{Rdi}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Bemessungswert der Schertragfähigkeit einer unbewehrten Betonierfuge nach Eurocode 2
$\rho$	[-]	Bewehrungsgrad der Scherebene
$\sigma_m$	[N/mm <sup>2</sup> ]	mittlere Zugspannung
$\sigma_n$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Betonspannung senkrecht zur Scherebene (Druck positiv)
$\sigma_{nd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	mittlere Normalspannung
$\sigma_{n,gem}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	gemessene Normalspannung
$\sigma_{pu}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fließspannung bzw. Radialspannung bei einer Matrix mit starr-Plastischen Materialverhalten
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Stahlspannung
$\sigma_v$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Scherspannung
$\sigma_{v,gem}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	gemessene Scherspannung
$\sigma_{v,mod}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	modellierte Scherspannung
$\tau_{fr}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	maximaler Scherwiderstand
$\tau_{pu}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tangentialspannung bei einer Matrix mit starr-plastischem Materialverhalten
$\tau_{Rdi}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Bemessungswert der Scherspannungstragfähigkeit
$\varphi$	[°]	Reibungswinkel
$\Phi_b$	[°]	Basisreibungswinkel
$\Phi_r$	[°]	residueller Reibungswinkel

## **Abkürzungen**

B	Abteilung Bautechnik in der Bundesanstalt für Wasserbau
BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
B3	Referat Baustoffe in der Abteilung Bautechnik in der BAW
G	Geotechnik
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
IBF	Institut für Boden- und Felsmechanik des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT)
IWA	induktive Messwegaufnehmer
MPA	Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
KIT	Karlsruher Institut für Technologie



## **1 Einleitung**

### **1.1 Problem**

Eine Vielzahl bestehender Wasserbauwerke, wie beispielsweise Schleusen, Wehre, Ufer- und Staumauern, wurden aus Mauerwerk oder unbewehrtem Beton hergestellt. Sie müssen häufig hohe Horizontallasten aus Erd- und Wasserdruck sicher abtragen. Mauerwerksfugen und Arbeitsfugen an Betonierabschnittsgrenzen stellen dabei Schwachstellen dar.

Um die Standsicherheit dieser Bauwerke statisch zu bewerten, ist der Standsicherheitsnachweis gegen „Gleiten in der Arbeitsfuge“ von zentraler Bedeutung. Dieser Nachweis wird i. d. R. nach DIN EN 1992-1-1:2011-01, den allgemeinen Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau des Eurocode 2, geführt. Die besonderen Verhältnisse des Wasserbaus, insbesondere bei der Annahme der Reibungskoeffizienten, bleiben dabei unberücksichtigt. Stattdessen werden Reibungskoeffizienten für bewehrte Bauteile angesetzt, deren Ermittlung sich grundlegend von der für unbewehrte Bauteile unterscheidet.

### **1.2 Ziel**

Das Ziel des Vorhabens bestand in der Herleitung bzw. Festlegung der modellmäßigen und versuchstechnischen Grundlagen und Randbedingungen zur Bestimmung belastbarer wasserbauspezifischer Reibungskoeffizienten zum Führen statischer Sicherheitsnachweise.

Zu den modellmäßigen Grundlagen gehörten neben der Überprüfung der Scherversuchsmodellierung für die Definition der Laborversuchskenngrößen auch die Kontrolle des Nachweisformats nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 zur statischen Berechnung der vorhandenen Tragfähigkeit am Bauteil.

### **1.3 Vorgehen**

Die Vorgehensweise bei der Bearbeitung des Projekts war in zwei generelle Abschnitte gegliedert: In einem ersten Schritt wurde der Sachstand festgestellt. Daran schloss sich das Untersuchungsprogramm an, anhand dessen ein geeigneter Nachweis der Gleitsicherheit erstellt werden sollte. Das Vorgehen ist in Bild 1 übersichtlich dargestellt.

Der Sachstandbericht umfasste zunächst eine Recherche der normativen Regelungen zur Berechnung der Scherfestigkeitskennwerte in den gängigen Nachweisformaten der europäischen und internationalen Bemessungsstandards. Dazu gehörten nicht nur die Nachweise des Betonbaus, sondern auch Erfahrungen zum Scherverhalten bzw. Gleiten in Arbeitsfugen aus anderen Fachgebieten, bspw. der Felsmechanik. Zudem wurden die statistischen Anforderungen an die Definition dieser Scherfestigkeitskenngrößen adressiert. Neben den Bemessungsgleichungen waren auch theoretische Modelle zur Beschreibung des Schertragverhaltens von Arbeitsfugen von Relevanz.

Die Ermittlung des Sachstands wurde mit einer vergleichenden Darstellung experimenteller Methoden zur Ermittlung von Scherfestigkeitskennwerten von Beton und Mauerwerk abgeschlossen. Darin inbegriffen waren verschiedene Versuchsparameter und -arten.

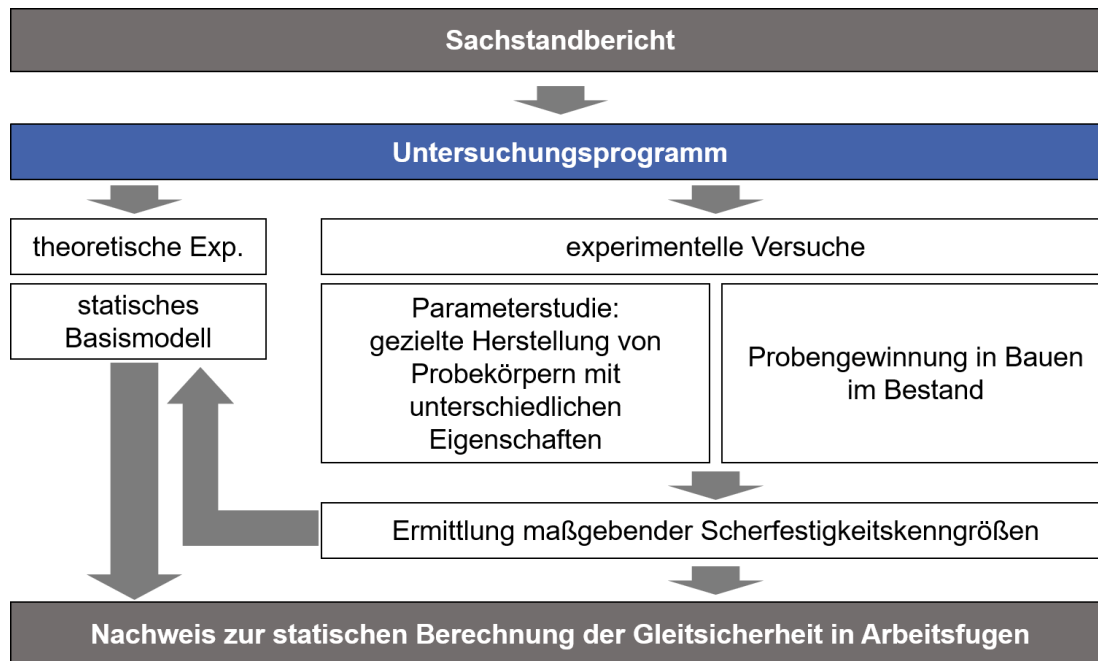


Bild 1: Grafische Darstellung des allgemeinen Vorgehens zum Erreichen der Teilprojektziele

Das Untersuchungsprogramm gliederte sich in experimentelle und theoretische Untersuchungen. Zunächst sollte in experimentellen Vorversuchen eine Arbeitsanweisung zu Probekörpergewinnung und -einbau in das Versuchsgerät, Versuchssteuerung (Lastniveaus, Versuchsgeschwindigkeit) und Ergebnisinterpretation erstellt werden. Anschließend konnten Präzisionsdaten durch Wiederholungsversuche erhoben werden. Ferner fand die Validierung des Rahmenschergeräts u. a. anhand Referenzmaterialien statt. Abschließend wurden maßgebende Parameter identifiziert.

In den experimentellen Hauptuntersuchungen erfolgte zunächst die Charakterisierung der verwendeten Materialien. Dazu gehörten Frisch- (Konsistenz, Rohdichte, LP-Gehalt, Setzmaß etc.) und Festbetoneigenschaften (mechanische Kennwerte: Druckfestigkeit, E-Modul, bruchmechanische Kennwerte etc.; Dauerhaftigkeit: Porenstruktur, -verteilung, Wasseraufnahme etc.) bzw. entsprechende Größen für Mauerwerk.

Das Hauptaugenmerk der experimentellen Untersuchungen lag auf der Bestimmung der Eigenschaften der Arbeitsfugen. Dazu gehörten physikalische und chemische Eigenschaften wie die Bestimmung der Rauheit vor und nach dem Abscheren, die Ermittlung der Haftzugfestigkeit und der Materialeigenschaften des fugennahen Bereichs. Mechanische Eigenschaften wurden vor allem mit einem Rahmenschergerät in der BAW experimentell bestimmt. Ergänzend fanden alternative Scherversuche statt, um z. B. den Maßstabeffekt zu beschreiben. Als Probekörper kamen geschaltete Probekörper, aber auch Bohrkerne aus existierenden Bauwerken und aus eigens hergestellten großformatigen Probekörpern zum Einsatz. In einer Parameterstudie wurden betontechnische

nologische Einflussfaktoren wie Leimgehalt, Hydratationswärmegradienten, Gesteinskörnung und Größtkorn sowie verschiedene Fugenoberflächen betrachtet. Weitere Untersuchungsparameter waren der Porenwasserdruck, thermisch-hygrische Einwirkungen, Frost-Tauwechsel sowie Eigen- und Zwangsspannungszustände. Der Ort des Versagensauftritts ließ sich z. B. mit einem optischen Messverfahren untersuchen.

Ziel der theoretischen Untersuchungen war die Herleitung eines statischen Basismodells, in dem die grundlegenden mechanischen Verhältnisse in der Scherfuge erfasst und die maßgebenden Scherfestigkeitsparameter einschließlich der statistischen Rahmenbedingungen festgelegt werden. Die einzelnen Parameter sollten statistisch und bruchmechanisch abgesichert werden. Gegebenenfalls waren auch Dauerhaftigkeitsparameter zu berücksichtigen.

Ergebnis des Untersuchungsprogramms sollte die Ermittlung maßgebender Scherfestigkeitskenngrößen sein, um abschließend ein Nachweisformat zur statischen Berechnung der Gleitsicherheit in Arbeitsfugen zu erstellen. Dazu gehörten die Definition charakteristischer Werte der Scherfestigkeitsparameter und eine Aussage über Teilsicherheitsbeiwerte.

## **1.4 Output**

Das übergeordnete Ziel des Vorhabens bestand in der Herleitung eines Nachweises zur statischen Berechnung der Gleitsicherheit in Arbeitsfugen von bestehenden Wasserbauwerken insbesondere aus Beton und Mauerstein. Dennoch konnten die im Rahmen sowohl der theoretischen als auch der experimentellen Untersuchungen ausgearbeiteten Methoden, erzielten Ergebnisse sowie Erkenntnisse verkehrsträgerübergreifend als Grundlage zur Lösung dortiger Problemstellungen direkt oder ggf. nach aufgabenspezifischen Modifikationen weitere Verwendung finden.

## **2 Darstellung des Sachstands**

Das Scherverhalten von Fugen und Rissen in Beton wird seit vielen Jahren intensiv erforscht, da sie Schwachstellen einer Konstruktion darstellen, deren Einfluss es zu minimieren gilt. Der Schwerpunkt der Forschung lag dabei in der Regel auf der Bemessung von gerissenen, bewehrten Fugen, weil angenommen wurde, dass der Haftverbund vor Erreichen der Höchstbeanspruchung versagt und die erforderliche Bewehrung quer zur Fuge den alleinigen Tragwiderstand darstellt. Der Übergang zwischen gerissenen Fugen und Rissen in monolithischem Beton ist dabei fließend, weshalb im Folgenden beide Sachverhalte beschrieben werden. Erst in jüngerer Vergangenheit wurde verstärkt das Verhalten unbewehrter Fugen betrachtet, um andere Traganteile wie den Haftverbund oder Reibung aus einer ständig wirkenden Normalkraft wie z. B. einer Vorspannung zu berücksichtigen und Fugen wirtschaftlicher zu dimensionieren.

In den folgenden Abschnitten wird zunächst beschrieben, wie sich das Scherverhalten von Beton experimentell ermitteln lässt. Anschließend werden die Grundlagen des Scherverhaltens dargestellt: Rauheit der Oberflächen und Mechanismen der Scherkraftübertragung. Zum Abschluss des Kapitels werden verschiedene Ansätze zur Bemessung und Modellierung von Arbeitsfugen und Rissen in Beton einander gegenübergestellt. Eine ausführliche Darstellung des Scherverhaltens und

der Vergleich der beschriebenen Bemessungsvorschläge mit experimentellen Ergebnissen erfolgte in [1]-[4].

Die Beschreibung der vorgestellten Sachverhalte erfolgt für den allgemeinen Betonbau. Ein direkter Bezug auf den Wasserbau wird dabei nur genommen, wenn dieser in den dargestellten Veröffentlichungen explizit erwähnt wird.

## 2.1 Experimentelle Ermittlung des Scherwiderstands

Es existieren verschiedene Möglichkeiten, um das Verbundverhalten von Betonen verschiedenen Alters in Kleinversuchen experimentell zu untersuchen. In Bild 2 sind einige grundlegende Versuchsaufbauten schematisch dargestellt.

Dabei haben die gewählten Probekörpergeometrien und Lastaufbringungsarten einen erheblichen Einfluss auf die ermittelten Parameter. Zudem eignet sich nicht jeder Versuchsaufbau gleichermaßen für die Prüfung von Bohrkernen, gesägten oder geschalten, ungeschädigten oder vorgeschädigten Probekörpern. Während bei vorgeschädigten Probekörpern die Ermittlung des Gleitverhaltens Ziel der Untersuchung ist, ist es bei ungeschädigten Probekörpern die Haftfestigkeit. Zwar besteht Einvernehmen darüber, dass das Versagen des Verbunds durch Scherspannungen eine Art des Zugversagens ist; der Spannungszustand in einer Betonierfuge unterscheidet sich jedoch von dem eines einaxialen Zugversuchs. Nach [5] hat die Rauheit einen erheblichen Einfluss auf die Scherfestigkeit parallel zur Arbeitsfuge, für die Zugfestigkeit senkrecht zur Fuge sind jedoch vor allem die Verankerung des Ergänzungsbetons in den Poren und Fehlstellen des Altbetons verantwortlich.

Die Zugfestigkeit einer Verbundfuge kann auf verschiedene Weisen getestet werden. Eine Möglichkeit sind Spaltzugversuche an Bohrkernen, gesägten oder einzeln hergestellten Verbundkörpern (siehe Bild 2, O und N) [6]. Spaltzugversuche sind in Deutschland nach DIN EN 12390-6:2009 genormt.

Im Gegensatz zu Spaltzugversuchen wird bei zentrischen Zugversuchen direkt eine Zugbelastung auf den Prüfkörper aufgebracht. Hinsichtlich des Verbundverhaltens von Betonfugen kommen zentrische Zugversuche vor allem bei Bohrkernen infrage (siehe Bild 2, B). Eine abgewandelte Form, die sich in situ durchführen lässt, ist der sog. Abreißversuch (Pull-Off-Test), genormt nach DIN EN 1542:1999.

Eine weitere genormte Prüfung der Verbundfestigkeit ist der Druckscherversuch nach DIN EN 12615:1999 (siehe Bild 2, H). Dafür wird ein Prisma mit einer mittig liegenden, geneigten Fuge hergestellt und mit einer Druckkraft bis zum Versagen belastet. Dabei wirken auf die Fuge eine parallele Scherkraft und eine senkrechte Druckkraft. Durch eine Variation der Neigung der Scherfläche lässt sich das Verhältnis von Druck- zu Scherspannung in der Fuge verändern.

Der „Push-Off-Test“ (siehe Bild 2, F) kann als Grenzfall des Druckscherversuchs betrachtet werden. Die Scherfuge verläuft in der Wirkungsachse der aufgetragenen Druckkräfte, um Normalspannungen durch ein externes Biegemoment zu verhindern. Im Gegensatz zum Spaltzugversuch wird der Kraftfluss zunächst umgelenkt, sodass keine Spaltkräfte in der Fuge entstehen. Aufgrund der Umlenkung entstehen in den Teilprobekörpern Biegemomente, für die Bewehrung eingelegt

werden muss. Push-Off-Tests wurden häufig durchgeführt, um das Tragverhalten von bewehrten Fugen in Abhängigkeit des Bewehrungsgrads zu charakterisieren [7].

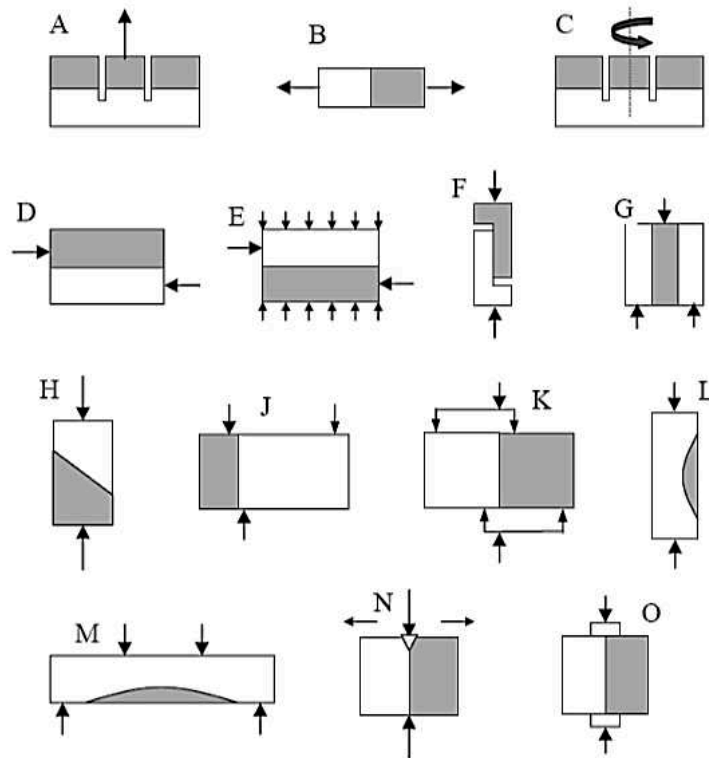


Bild 2: Überblick über verschiedene Versuchsanordnungen zur Bestimmung der Scherfestigkeit nach [5]

Direkte Scherversuche wie in Bild 2, E sind eine Weiterentwicklung des Push-Off-Tests. Zwar lassen sich die Versuche nicht mehr in gewöhnlichen Druckfestigkeitsprüfmaschinen durchführen, durch die Aufbringung einer variablen externen Druckspannung können jedoch deren Einfluss und verschiedene weitere Effekte untersucht werden. Wenn neben der Scherfestigkeit das gesamte Scherverhalten abgebildet werden soll, lässt sich mit direkten Scherversuchen das Nachbruchverhalten unter kontrollierten Bedingungen verformungsgesteuert aufzeichnen. In der Literatur wurden Schergeschwindigkeiten zwischen 0,05 und 0,5 mm/min angegeben [11], [12].

Am Beispiel des Push-Off-Tests lässt sich der Einfluss einer exzentrischen Lasteinleitung verdeutlichen. Greifen die externen Scherkräfte nicht exakt in der Wirkungslinie der Fuge an, entsteht ein Biegemoment. Dadurch wird die Fuge zusätzlich an der einen Seite durch Druck-, auf der anderen Seite durch Zugspannungen normal zur Fuge belastet. Zwar lassen sich die Zugspannungen durch externe Druckspannungen überdrücken, der Scherwiderstand steigt jedoch mit steigender Druckspannung senkrecht zur Fuge. Folglich wird ein Versagen von dem Querschnittsrand mit der geringsten Druckspannung ausgehen. Diese Problemstellung wurde bisher noch nicht endgültig gelöst, es existieren jedoch verschiedene Ansätze: Bei einer linienförmigen Lasteinleitung mit gegebener Exzentrizität ist die Größe des externen Biegemoments bekannt. Wenn die Drucknormalkraft ebenfalls exzentrisch aufgebracht wird, entsteht ein zweites externes Biegemoment. Bei einer entsprechenden Wahl der Exzentrizität der Drucknormalkraft heben sich die beiden exter-



nen Biegemomente gegenseitig auf [13]. Bei einer flächigen Lasteinleitung muss entsprechend mit der Exzentrizität der Resultierenden der Last gerechnet werden. Eine weitere Möglichkeit, externe Biegemomente zu verhindern, ist die Einfassung des Prüfkörpers in Rahmen, die eine Belastung in der Wirkungsachse der Fuge ermöglichen. Dabei müssen die Hälften des Rahmens unabhängig voneinander beweglich sein und dürfen nicht aufeinanderliegen, um eine Beeinflussung der Messergebnisse durch das Abscheren der Rahmenhälften zu vermeiden. Dadurch können zusätzliche Biegemomente entstehen. Zudem entsteht in Scherversuchen ein Biegemoment, sobald es zu einer Fugenöffnung kommt und sich die Lasteinleitungsbereiche zusammen mit den zugehörigen Probekörperhälften gegeneinander verschieben.

Allen oben beschriebenen Versuchsaufbauten ist gemein, dass die ermittelten Parameter einem Größenordnungseffekt unterliegen [14]. Nach [15] beeinflusst das Tragverhalten der gesamten Konstruktion (Lastabtrag, Systemsteifigkeit, Umlagerungsvermögen) das Verbundverhalten der Fuge. Die Übertragbarkeit von im Labormaßstab gemessenen Versuchsergebnissen auf reale Bauteile ist somit mit erhöhtem Aufwand verbunden. Abhilfe schaffen Versuche im Technikumsmaßstab an realen Bauteilen oder numerische Analysen.

## 2.2 Mechanismen der Scherkraftübertragung in Fugen und Rissen

Um Scherkräfte bzw. Scherspannungen zwischen zwei gegenüberliegenden Ufern einer Fuge oder eines Risses zu übertragen, treten in Abhängigkeit der Relativverschiebungen parallel und orthogonal zum Rissufer verschiedene Mechanismen auf, die qualitativ in Bild 3 dargestellt sind.

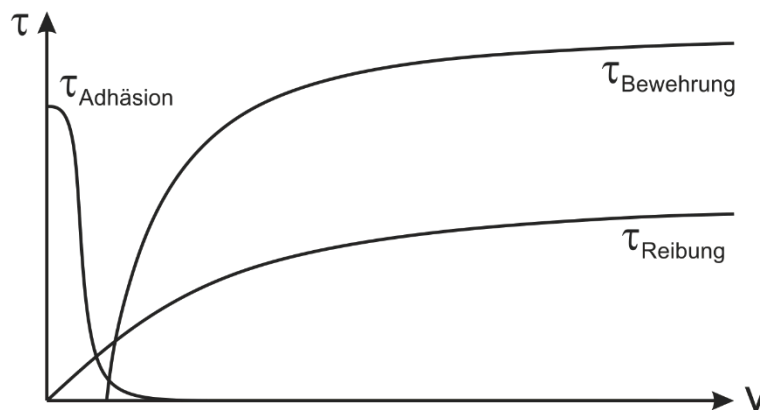


Bild 3: Qualitative Anteile der Tragmechanismen am Verformungswiderstand in Abhängigkeit der Relativverformung in Fugenrichtung nach [13]

Bei sehr geringen Relativverschiebungen ungerissener Fugen werden Spannungen über Adhäsion abgetragen. Bei Überschreitung der Adhäsion öffnet sich zunächst ein Riss. Mit ansteigender Relativverformung werden – sofern eine orthogonale Druckkraft oder die Fuge kreuzende Bewehrung vorhanden ist – Reibung und anschließend Spannungen in der Bewehrung aktiviert.

Auch diese Mechanismen unterliegen diversen Einflüssen, die in den folgenden Abschnitten dargestellt werden.

### 2.2.1 Adhäsion in Arbeitsfugen aus Beton

Durch Adhäsion können auch ohne externe Kräfte oder Bewehrung Scher- und Zugspannungen in einer Fuge übertragen werden. Im Fall von Fugen in Beton setzt sie sich aus Haftverbund und der Verzahnung der gegenüberliegenden Fugenufer, die auch bei gerissenen Fugen und Rissen in monolithischem Beton wirkt, zusammen.

Haftverbund – Adhäsion im eigentlichen Sinn – entsteht nach [16] allgemein durch chemische und physikalische Bindungen, mechanische Verzahnung und grenzflächenenergetische Zustandsgrößen. Da diese Mechanismen eng zusammenhängen, kann man sie nicht getrennt voneinander betrachten. Die auftretenden Effekte werden in [13] ausführlich beschrieben und im Folgenden verkürzt dargestellt.

Chemische Bindungen sind definiert als Bindungen zwischen einzelnen Atomen. Je nach Position der an einer Reaktion beteiligten Atome im Periodensystem der Elemente treten Metallbindungen, Kovalenzbindungen oder Ionenbindungen auf. Chemische Bindungen zeichnen sich durch sehr hohe Bindungskräfte aus, die in Betonfugen allerdings nicht nutzbar sind. Zwar treten in den Hydratationsprodukten des Zements kovalente Bindungen auf, diese müssten jedoch über die Fugenufer hinweg wachsen. Bei der Ergänzung eines erhärteten Betonbauteils mit Frischbeton ist das nicht wahrscheinlich [13]. Physikalische Bindungen sind Bindungen zwischen Molekülen. Dazu zählen Wasserstoffbrückenbindungen und Van-der-Waals-Kräfte. Zu Letzteren gehören Dipol-Dipol-Kräfte. Ihre Wirkung ist zwar schwächer als die von Wasserstoffbrückenbindungen, allerdings sind sie permanent vorhanden. Durch Van-der-Waals-Kräfte erreichbare Haftzugfestigkeiten liegen in der Größenordnung des Beton-Beton-Verbunds [13].

Der Verbund zwischen Betonbauteilen unterschiedlichen Alters hängt neben der durch die Bindung erreichbaren Festigkeit auch von der real benetzten Oberfläche ab (vgl. Bild 4 und Bild 5). Selbst geglättete Betonoberflächen besitzen Unebenheiten in der Mikrostruktur, die das Adhäsionsverhalten beeinflussen (vgl. Abschnitt 2.3). Das Maß, inwieweit eine reale, raue Oberfläche von einer Flüssigkeit benetzt wird, hängt wiederum von den Oberflächenenergien der betrachteten Medien ab und lässt sich durch den sog. Randwinkel  $\theta$  nach Young und Dupré beschreiben [16], [17].

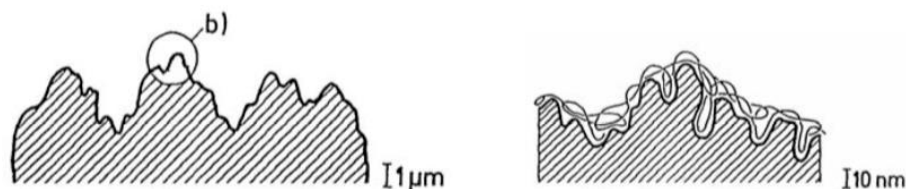


Bild 4: Submikroskopische Verzahnungseffekte durch Rauheit auf Nanoebene [16]  
links: Schnitt durch ein Rauheitsprofil, rechts: submikroskopischer Bereich b mit Molekülketten des Ergänzungsmaterials

Allgemein gilt, je größer der Randwinkel  $\theta$  wird, desto schlechter sind die Benetzungseigenschaften. Dargestellt wird dies in Bild 5. Bei einem theoretischen Randwinkel  $\theta = 0^\circ$  werden sämtliche Unebenheiten der Feststofffläche ausgefüllt. Mit steigendem Randwinkel bleiben zunächst schmale Vertiefungen ungefüllt, bis bei  $\theta = 180^\circ$  keine Benetzung erfolgt. Durch eine Verbesserung der Fließeigenschaften des Ergänzungsbetons lassen sich höhere Verbundfestigkeiten erzielen [18].

Ein Teil der Adhäsion von Zementleim an künstlich aufgerauten Altbetonoberflächen kommt durch Haftung von Zementleim an der Gesteinskörnung zustande. Da hierbei im Gegensatz zur ungestörten Matrix Hydratationsprodukte nur in eine Richtung entstehen können, spricht man von einem „one-sided growth effect“. Die Folge ist eine poröse, niederfeste Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung. Hochfeste Ergänzungsbetone, die diese Eigenschaften aufwiesen, trugen in [18] zu einer Erhöhung der Adhäsion bei.

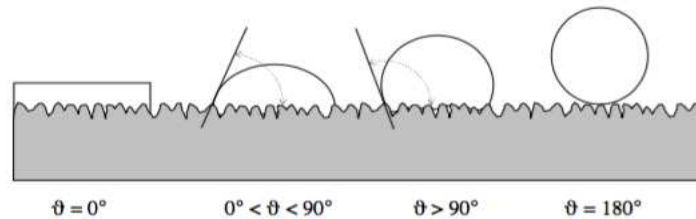


Bild 5: Einfluss des Randwinkels zwischen Flüssigkeit und Feststoff auf die Benetzungseigenschaften [13]

Bei porösen Feststoffen wie Zementstein oder offenporiger Gesteinskörnung ist es zudem möglich, dass Zementleim durch kapillares Saugen aufgenommen wird. Dadurch lässt sich auch auf Mikroebene eine Verzahnung erreichen. Zwar steigt die kapillare Steighöhe mit abnehmendem Kapillardurchmesser, für den Transport von Zementpartikeln muss allerdings eine ausreichend große leere Kapillare vorhanden sein. Nach [19] besitzen Zementpartikel eine Korngröße zwischen 1 und 100  $\mu\text{m}$ , Kapillarporen einen Durchmesser zwischen 0,01 und 20  $\mu\text{m}$ , wobei im Oberflächenbereich erfahrungsgemäß verhältnismäßig große Poren zu finden sind. Der Transport von Zementpartikeln des Ergänzungsbetons in Poren des Altbetons ist also möglich.

Die beschriebenen Mechanismen der Adhäsion sind nur bei sehr geringen Relativverformungen wirksam. In [13] wurde der maximale Scherwiderstand durch Adhäsion bei einer Verschiebung von ca. 0,05 mm in Fugenrichtung festgestellt. Nach [20] ist die Adhäsion bis 0,02 mm näherungsweise konstant und nimmt danach bis 0,05 mm linear ab.

Neben der oben beschriebenen Adhäsion besteht im eigentlichen Sinne nach Mattock bei makroskopisch rauhen Oberflächen auch bei vorgeschädigten Probekörpern, die vor dem Abscheren gerissen waren, ein Widerstand gegen Abscheren ohne die Wirkung von Normalkräften oder Bewehrung – eine Verhakungsadhäsion, die von der Art der Gesteinskörnung und der Betondruckfestigkeit abhängt [8], [21].

Zusätzlich wirkt sich eine Vergrößerung der realen Oberfläche im Verhältnis zur geometrischen Oberfläche (Wenzel'scher Koeffizient) günstig auf die erreichbaren Haftfestigkeiten aus. Lenz stellte allerdings fest, dass diese Wirkung auf einen Verhältnissbereich nahe 1 beschränkt ist und Vergrößerungen der Rauheit in höheren Bereichen keinen bedeutenden Einfluss auf die Adhäsion haben [6]. Eine quantitative Aussage wird zudem dadurch erschwert, dass der Wenzel'sche Koeffizient von der Auflösengenauigkeit der realen Oberfläche abhängt [13].

## 2.2.2 Reibung zwischen Rissufer von Arbeitsfugen und monolithischem Beton

Reibung ist definiert als Kraft zwischen zwei sich berührenden, gegenläufig bewegenden Körpern. Das allgemeine Verständnis von Reibung basiert auf der Reibungstheorie nach Coulomb. Die maximale Reibkraft ist demnach proportional zur senkrecht zur Gleitebene wirkenden Druckkraft. Die Proportionalitätskonstante ist der makroskopische Reibungskoeffizient, der lediglich von den sich berührenden Materialien abhängt.

Eine anschauliche Darstellung der Reibung von Beton auf Beton lieferte Birkeland in [22]: Das sog. Sägezahnmodell besteht aus zwei Elementen, die passgenau miteinander verzahnt sind. Die Oberflächen werden als reibungslos angenommen. Bei einer Relativverschiebung in Längsrichtung  $v$  öffnet sich ein Riss orthogonal zur Fuge. Wenn die Rissöffnung durch eine Normalkraft behindert wird, muss die Scherkraft zur Induzierung einer Verformung einen bestimmten Grenzwert  $\sigma_v$  überschreiten, der dabei proportional zur Neigung  $\tan \theta$  der Sägezähne ist. Folglich entspricht  $\tan \theta$  dem Reibungskoeffizienten  $\mu$ .

Wenn zusätzlich zur Reibung eine Verzahnung der Fugen- bzw. Rissufer aktiv ist, muss die Reibungstheorie nach Coulomb um einen normalspannungsunabhängigen Anteil  $c$  erweitert werden, um den Reibungskoeffizienten  $\mu$  zu ermitteln [23] (siehe Gleichung 1).

$$\sigma_v = c + \mu \cdot \sigma_n \quad (1)$$

Experimentell ermittelte Reibungskoeffizienten von Beton auf Beton sind das Resultat von Gestaltabweichungen unterschiedlicher Ordnung (vgl. Abschnitt 2.3). So muss zwischen der Reibung makroskopisch glatter Oberflächen und rauer bis verzahnter Oberflächen unterschieden werden.

Für erstere wurden Werte für  $\mu = 0,50$  bestimmt [11], [24]-[26]. Dabei wurden auch Grenzen der Anwendbarkeit der Coulomb'schen Reibungstheorie auf Beton beschrieben. Waubke [26] ermittelte den Einfluss der Heterogenität des Betons auf den Reibungskoeffizienten, indem er geglättete Oberflächen unterschiedlicher Zusammensetzung abscherte. Für Gesteinskörnung auf Gesteinskörnung ergab sich so ein Reibungskoeffizient  $\mu = 0,41$ , für Zementstein auf Zementstein mit einem Wasserzementwert von  $w/z = 0,54$   $\mu = 0,23$ . Dass sich der Reibungskoeffizient auf 0,47 für Mörtel und 0,52 für Beton erhöhe, sei darauf zurückzuführen, dass durch die Druckbeaufschlagung die härtere Gesteinskörnung in die weichere Zementsteinmatrix eindringt und es somit zu einer Verzahnung kommt. Tassios beobachtete eine Abnahme des Reibungskoeffizienten mit zunehmender Drucknormalspannung [24].

Während bei niedrigen Druckspannungen Reibung vor allem durch herausstehende Zementsteinpartikel entsteht, ist bei rauen Oberflächen die Rissverzahnung durch herausragende Gesteinskörner in Verbindung mit größeren orthogonalen Rissöffnungen für die Schubkraftübertragung vorherrschend [24].

Walraven [25] ermittelte auf Basis des Zusammenspiels von Zuschlag und Matrix ein zweidimensionales Modell zur Beschreibung der Rissverzahnung in Beton, das sich auch auf Fugen anwenden lässt. Dabei wurden die Gesteinskörner entsprechend der Sieblinie zu Kugeln unterschiedlicher Größe vereinfacht, die den Riss in allen möglichen Tiefen mit gleicher Wahrscheinlichkeit schneiden (siehe Bild 6). Die Matrix wird als starr-plastisch angenommen, d. h. unterhalb der Fließspannung  $\sigma_{pu}$  verformt sie sich nicht, bei Überschreiten der Fließspannung geht sie in einen

Fließzustand bei konstanter Spannung über. Die Rissflanken werden als global eben angenommen. Die einzigen Unebenheiten sind lokal herausragende, kugelförmige Zuschlagskörner. Werden die beiden Rissflanken gegeneinander abgeschert, gleiten die Kontaktflächen zunächst aneinander ab. In Abhängigkeit der Tangentialverschiebung öffnet sich ein Riss. Gleichzeitig werden lokal Gesteinskörner in die Matrix eingedrückt. Dadurch wirken Radialspannungen  $\sigma_{pu}$  und Tangentialspannungen ( $\tau_{pu} = \mu \cdot \sigma_{pu}$ ) auf die Gesteinskörner. Gleichgewicht ist erreicht, wenn die Summe dieser Spannungen der äußeren Belastung entspricht.

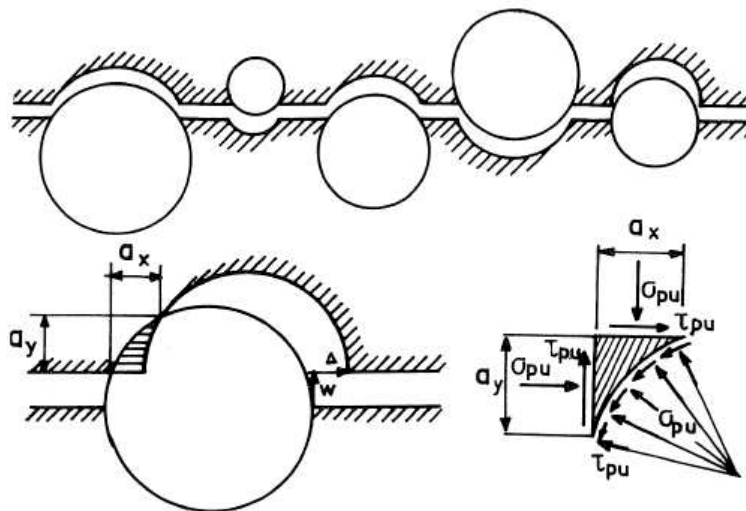


Bild 6: Rissverzahnungsmodell nach Walraven bestehend aus Gesteinskörnung (Kreise) und Matrix [25]

Nissen [27] entwickelte ein Modell, das Elemente der Modellvorstellungen von Walraven und Birkeland miteinander kombiniert, das sogenannte Zahnmodell. Die Rauheit der Fuge oder des Risses wird dabei durch mit einer Dichtefunktion verteilte Zähne abgebildet. Diese Zähne lassen sich in einem Längsschnitt senkrecht zum Riss als Dreiecke abbilden. Ein einzelner Zahn wird durch seine Basislänge, Höhe und ein „Schiefemaß“, die für die einzelnen Zähne im Rahmen unabhängiger Verteilungsfunktionen variiert werden, beschrieben. Jeder Zahn besitzt dabei eine Kontaktseite, die von einem anderen Zahn des gegenüberliegenden Rissufers berührt wird, und eine Schattenseite. Wird eine Belastung aufgebracht, entstehen entlang der Kontaktfläche an der Kontaktseite Spannungen normal und parallel zur Zahnoberfläche. Überschreiten diese Spannungen bestimmte Werte, kann es in Abhängigkeit der Verhältnisse zwischen Normal- und Schubspannung sowie Zahnhöhe und -länge zu einem Abscheren des Zahns entlang einer Abscherfläche (Schrägbruch) oder einer Gefügezerstörung durch Überschreitung der Druckfestigkeit (Kontaktbruch) kommen.

### 2.2.3 Wirkung der Fugenbewehrung

Unter Fugen- oder Schubbewehrung versteht man die den Riss oder die Fuge kreuzende Bewehrung. Im Falle der Scherkraftübertragung in Fugen und Rissen hat die Bewehrung unterschiedliche Wirkmechanismen, die über die reine Aufnahme von Zugkräften hinausgehen. Den im Folgenden beschriebenen Sachverhalten liegt die Annahme einer ausreichenden Verankerung der Be-

wehrung zugrunde. Für Hintergründe und Herleitungen der mechanischen Zusammenhänge wird auf die Literatur [12], [20], [28] verwiesen.

Wie in Abschnitt 2.2.2 beschrieben geht bei rauen Fugen und Rissen eine Relativverschiebung der Fugenufer in Fugenrichtung mit einer Rissöffnung bzw. Vertikalverformung einher. Eine Fugenbewehrung wirkt dieser Verformung entgegen. Es entstehen Zugspannungen in der Bewehrung und aus Gleichgewichtsgründen Druckspannungen auf den Betonquerschnitt. Die Wirkung entspricht der einer externen Normalspannung (siehe Bild 7, oben links). Bei glatten Fugen entstehen keine oder nur geringe vertikale Relativverformungen. Dementsprechend reduziert sich auch die Einspannwirkung [12].

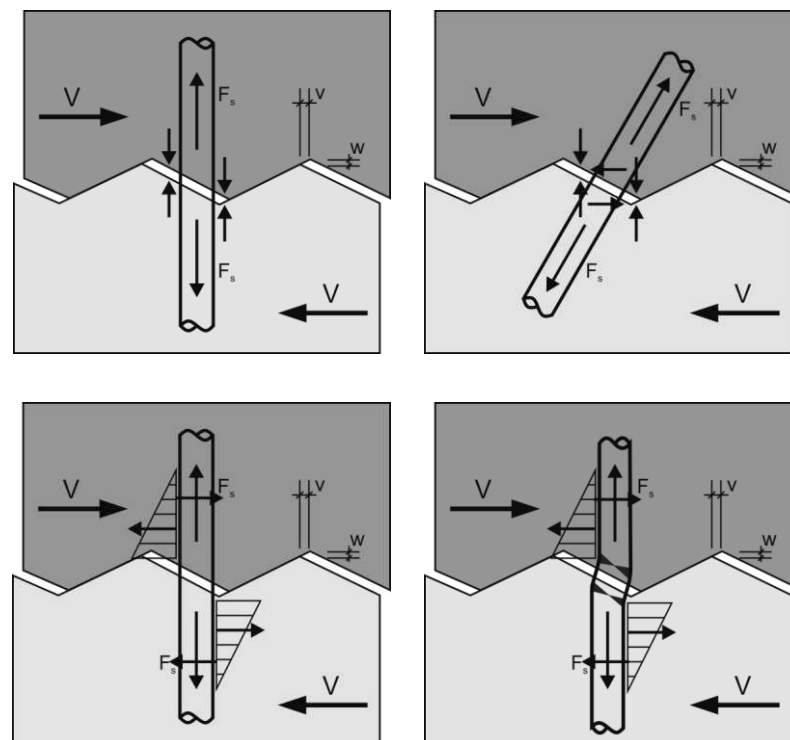


Bild 7: Wirkmechanismen von Fugenbewehrung in Anlehnung an [6] oben links: Einspanneffekt, oben rechts: Einspanneffekt und direkte Zugbeanspruchung, unten links: Dübeleffekt, unten rechts: Schiefstellung mit Fließgelenk

Bei geneigten Stäben, die die Fuge nicht unter einem Winkel von  $90^\circ$  kreuzen, wirkt entsprechend nur ein abgeminderter Anteil einspannend. Stattdessen werden die Stäbe mit kleiner werdendem Winkel zunehmend direkt auf Zug belastet (siehe Bild 7, oben rechts) [25]. Dadurch werden Scherkräfte besser aufgenommen [9].

Mit zunehmender Relativverschiebung in Fugenrichtung tritt unabhängig von der Fugenrauheit ein sog. Dübeleffekt auf (siehe Bild 7, unten links). Dabei wird der Bewehrungsstab auf Biegung und Querkraft beansprucht. Ursache ist das einseitige Eindringen des Stabs in den umgebenden Beton, weshalb für die Dübelwirkung auch die Betondruckfestigkeit relevant ist [12], [25]. Zudem kommt es zu einer Schiefstellung des Stabs, wodurch Zugkräfte direkt aufgenommen werden können [12]. Bei einer weiteren Steigerung der Verformung versagt die Bewehrung durch die kombinierte Beanspruchung aus Zugkräften und Biegung. Es bildet sich ein Fließgelenk aus (siehe

Bild 7, unten rechts) [12]. Dabei werden in axialer Richtung lediglich etwa 50 % der Fließspannung  $f_y$  erreicht [29].

Je nach Bewehrungsgrad unterscheidet sich das Tragverhalten der Bewehrung. Bei geringen Bewehrungsgraden ( $\leq 0,2$  % nach [12]) kommt es zu einem schlagartigen Versagen nach Überschreitung der Adhäsion. Deshalb sollte nach [30] und [31] eine Mindestbewehrung zur Erzielung eines duktilen Versagens angeordnet werden. Mit steigendem Bewehrungsgrad sinkt die Rissbreite [9]. Bei sehr hohen Bewehrungsgraden (und rauen Fugen) werden Riss- und Fugenöffnungen so stark behindert, dass das Bauteil monolithisch versagt. Die Bewehrung kommt dabei nicht ins Fließen, es bilden sich diagonale Schubrisse im Beton [8], [32].

### 2.3 Herstellung und Beschreibung rauer Betonoberflächen

Das Verbundverhalten zwischen Betonen unterschiedlichen Alters beeinflusst maßgeblich die Beschaffenheit der Altbetonoberfläche. Dabei spielt einerseits die durch verschiedene Aufrauungsmethoden erreichte Rauheit eine Rolle, andererseits unterscheiden sich aufgeraute Oberflächen und oberflächennahe Bereiche auch im Hinblick auf das Gefüge und die Zusammensetzung von nicht aufgerauten Oberflächen und ungestörtem Beton (siehe bspw. [1]).

Gestaltabweichungen sind alle Abweichungen der Ist-Oberfläche von der geometrischen Oberfläche. Erstere ist beschrieben als das durch die Messung angenäherte Abbild der wirklichen Oberfläche, während letztere die ideale, geplante (Bezugs-)Oberfläche darstellt. In DIN 4760:1982 werden Gestaltabweichungen werkstoffunabhängig definiert und in sechs verschiedene Ordnungen eingeteilt, die von Formabweichungen (z. B. Geradheitsabweichungen) über Welligkeit und Rauheit (Rillen, Riefen, Gefügestruktur) bis zum Gitteraufbau des Werkstoffs reichen. Erstere und Letztere sind für die Oberflächenrauheit nicht relevant.

Reinecke [13] erstellte ein Ordnungssystem für Gestaltabweichungen bei Oberflächenrauheiten für die Beschreibung des Verbundverhaltens von Beton. Die Kategorien werden maßgeblich durch die vertikale und horizontale Ausdehnung der Oberflächenunebenheiten beschrieben. Die horizontale Ausdehnung beschreibt Reinecke durch die Wellenlänge  $\lambda$ , die vertikale Ausdehnung über die mittlere Rautiefe  $R_t$  nach DIN prEN 1766.

1. Globale Rauheit ( $\lambda > 100$  mm,  $R_t < 3,5$  mm), Folge von Ungenauigkeiten beim Betonieren oder Aufrauen
2. Makrorauheit ( $0,5$  mm  $< R_t < 3,5$  mm), resultierend aus der durchgeführten Aufrauung
3. Mikrorauheit ( $10$   $\mu$ m  $< R_t < 0,5$  mm), bestehend aus der Oberflächenstruktur der Gesteinskörnungen und des Zementsteins
4. Gefügestruktur ( $R_t < 10$   $\mu$ m), als Unregelmäßigkeiten in der Kristallbildung

Die Makrorauheit wird dabei von der Mikrorauheit überlagert. Für das Scherverhalten maßgeblich sind nach [13] vor allem Makro- und Mikrorauheit und in Grenzfällen die Gefügestruktur, wobei bei kleineren Gestaltabweichungen eher das Adhäsionstragverhalten angesprochen wird. Gestaltabweichungen höherer Kategorien, die mit modernen Verfahren messbar sind, beeinflussen das Tragverhalten nicht, da bei submikroskopischen Unebenheiten die Benetzung durch die Fließeigenschaften begrenzt wird.

Raue Altbetonoberflächen lassen sich durch verschiedene Verfahren erzeugen, die in [6] ausführlich diskutiert werden. Die einzelnen Verfahren unterscheiden sich durch den Energieeintrag, wodurch einerseits unterschiedliche Rauheiten erreichbar sind, andererseits unterschiedlich starke Schädigungen tiefer gelegener Bereiche erfolgen, die das Verbundverhalten beeinträchtigen können.

Zur Erfassung der Oberflächen und der quantitativen Beschreibung der Rauheit existieren verschiedene Methoden, die in [33] beschrieben sind. Messverfahren lassen sich in volumetrische (z. B. Sandfleckenverfahren), Tastschritt- und optische Messverfahren (z. B. Streifenlichtprojektoren) unterteilen. Mit Methoden der letzten beiden Kategorien wird dabei die reale Oberfläche in variabler Auflösung erfasst. Daraus lassen sich verschiedene in DIN EN ISO 4287:2010 beschriebene Rauheitskenngrößen berechnen.

## 2.4 Bemessungsansätze

Die in den vorangegangenen Abschnitten beschriebenen Einflussgrößen wurden zu verschiedenen Bemessungs- und Modellierungsgleichungen zusammengefasst, um das Gesamttragverhalten von Arbeitsfugen und Rissen in Beton zu beschreiben. Im Regelfall bestehen die Bemessungsansätze aus einer additiven Kombination der in Abschnitt 2.2 beschriebenen Mechanismen, wie sie am Beispiel des Eurocode 2 in Bild 8 dargestellt sind.

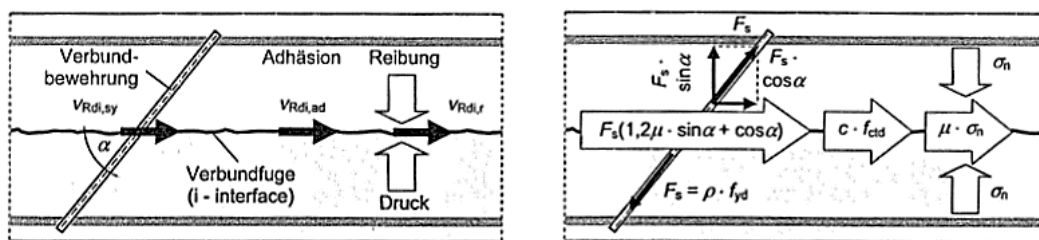


Bild 8: Bemessungsmodell für die Verbundfugentragfähigkeit [34]

In den folgenden Abschnitten werden grundlegende Bemessungsansätze vorgestellt. Im Anschluss daran erfolgt jeweils eine Beschreibung alternativer bzw. ergänzender Vorgehensweisen, die auf den Bemessungsgrundlagen aufbauen. Zum Abschluss werden Modelle dargestellt, mit denen die Rissverzahnung von Beton modelliert werden kann.

### 2.4.1 Eurocode 2 und abgeleitete Modelle

In der europäischen Bemessungsnorm für Stahlbetonbauwerke – dem Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1) – setzt sich der Bemessungswert der Schertragfähigkeit der Fuge  $v_{Rdi}$  in Gleichung (2) aus den Anteilen Adhäsion, Reibung und Bewehrung zusammen (vgl. Bild 8).

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + [1,2] \cdot \mu \cdot \rho \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha + \rho \cdot f_{yd} \cdot \cos \alpha \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{ctd} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2)$$

für  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

mit  $v$ : Festigkeitsabminderungsbeiwert  
 (siehe Tabelle 1:) sonstige Symbole siehe Notation



Der Faktor 1,2 zur Erhöhung des Traganteils der Bewehrung senkrecht zur Fuge ist dabei nur im deutschen Nationalen Anwendungsdokument enthalten [DIN EN 1992-1-1]. Die Gründe für die Erhöhung sind nicht allgemein bekannt. Nach [34] könnte sie auf die Nichtberücksichtigung der Dübeltragwirkung zurückzuführen sein. Die Beiwerte  $c$ ,  $\mu$  und  $v$  dürfen, wenn nicht näher bekannt, anhand von vier Oberflächenkategorien nach Tabelle 1 bestimmt werden:

- Sehr glatt: geschalt, unbehandelter fließfähiger Beton
- Glatt: abgezogen, unbehandelt
- Rau: 3 mm Rauheit durch Rechen oder Freilegen der Gesteinskörnung
- Verzahnt: 6 mm Rauheit durch Freilegen der Gesteinskörnung oder Betonage von „Zähnen“.

Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung darf der Adhäsionstraganteil in Deutschland mangels aussagekräftiger Versuchsreihen in der Regel nicht berücksichtigt werden ( $c = 0$ ) [34], nach DIN EN 1992-1-1 soll  $c$  halbiert werden. Steht die Fuge unter Zugspannungen ( $\sigma_n < 0$ ), ist sie als gerissen anzunehmen ( $c = 0$ ).

Der Grenzwert der Fugentragfähigkeit ist die Querkrafttragfähigkeit eines monolithischen Bauteils (Druckstrebe), die bei hohen Bewehrungsgraden maßgebend wird. Die Druckstrebentragfähigkeit wird dabei allgemein durch die Festigkeitsklasse des verwendeten Betons, in Deutschland zusätzlich durch die Fugenbeschaffenheit, beeinflusst.

Tabelle 1: Oberflächenkategorien und zugehörige Beiwerte  $c$ ,  $\mu$  und  $v$  nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA ( $f_{ck}$  in  $N/mm^2$ )

	DIN EN 1992-1-1			DIN EN 1992-1-1/NA		
	$c$ [-]	$\mu$ [-]	$v$ [-]	$c$ [-]	$\mu$ [-]	$v$ [-]
Sehr glatt	0,025 - 0,1	0,5		0	0,5	0 (0,2)
Glatt	0,2	0,6		0,2	0,6	0,2
Rau	0,4	0,7	$0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	0,4	0,7	0,5
Verzahnt	0,5	0,9		0,5	0,9	0,7

Gleichung (2) gilt nach [34] für Fugen, die in Längsrichtung auf Scher beansprucht werden. Dies ist z. B. bei Balken mit nachträglich ergänzter Platte der Fall. Für Fugen, die in Querrichtung auf Scher und somit insgesamt vorwiegend auf Biegung belastet werden, wie es z. B. bei Stau Mauern der Fall ist, wirkt die Fuge wie ein Biegeriss. Nach DIN EN 1992-1-1/NA muss ein modifizierter Querkraftnachweis geführt werden, der weitestgehend dem Querkraftnachweis für monolithische Bauteile entspricht und zusätzlich den Koeffizienten  $c$  als Abminderungsfaktor des Bauteilwiderstands berücksichtigt. Gemäß **BAW**Merkblatt [35] „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke“ sollen unbewehrte Tragwerke und Mauerwerkskonstruktionen trotz der Forderung in [34] mit Gleichung 2 nach DIN EN 1992-1-1 mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten berechnet werden.

Während nach Gleichung (2) die Geometrie des Verbundbauteils keinen Einfluss auf den Nachweis hat, sollte nach Lindig bei der Bemessung von Verbundfugen aufgrund des unterschiedlichen Verhaltens zwischen Bauteilen mit schmaler Fuge (Fugenbreite  $b_j \leq$  minimale Querschnittsbreite/Stegbreite  $b_w$ ) und breiter Fuge ( $b_j > b_w$ ) unterschieden werden [15] sowie [28]. Bei plattenartigen Verbundkonstruktionen (breite Fuge) ist demnach von einem starren Verbund (Horizontalverschiebung  $v \leq 0,02$  mm) auszugehen. Aufgrund geringer, gleichmäßiger Scherspannungen ist die Fuge nicht gerissen. Die Traganteile aus Adhäsion, Reibung und Bewehrung werden miteinander addiert. Balkenartige Verbundkonstruktionen mit schmaler Fuge sind in der Regel gerissen, weshalb kein Haftverbund vorliegt. Der Widerstand des nachgiebigen Verbunds setzt sich aus Reibung, Rissuferverzahnung und Traganteilen der Bewehrung zusammen, die jedoch bei unterschiedlichen Relativverformungen wirksam sind und somit nicht addiert werden sollen.

Auch Lenz moniert, dass bei der additiven Überlagerung der Traganteile im Eurocode 2 Mechanismen zusammengeführt werden, deren Wirkung unterschiedlich von der Verformung abhängen. Deshalb schlägt er eine Aufteilung von Gleichung (2) in einen elastischen Anteil für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und einen elastisch-plastischen Anteil für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) vor. Im GZG sollen zur Einhaltung eines akzeptablen Erscheinungsbilds zulässige Verformungen beschränkt werden. Indem die Gebrauchslast auf die Adhäsionsfestigkeit beschränkt wird, werden gerissene Fugen vermieden. Die Adhäsionsfestigkeit berechnet sich aus der Bemessungszugfestigkeit, die in Abhängigkeit des Wenzel'schen Koeffizienten, der Zementsorte, der Oberflächenbeschaffenheit und der Wassersättigung abgemindert wird [6].

#### 2.4.2 *fib* Model Code for Concrete Structures 2010

Der *fib* Model Code for Concrete Structures 2010 [fib MC 2010] unterscheidet bei der Fugenbemessung zwischen unbewehrter und bewehrter Ausführung. Unbewehrte Fugen können Belastung nur über Adhäsion und Reibung übertragen (siehe Gleichung (3)).

$$\tau_{Rdi} = c_a \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3)$$

Notation siehe Gleichung (4)

Damit Reibung aktiviert wird, muss eine Druckspannung senkrecht zur Fuge immer zeitgleich zur Scherbelastung wirken. Wenn im Fugenquerschnitt rechnerische Zugspannungen auftreten können, soll eine Fuge bewehrt werden. Die Koeffizienten für Reibung und Adhäsion sind in Tabelle 2 dargestellt. Die Kategorien der Oberflächenbeschaffenheit entsprechen denen nach DIN EN 1992-1-1 (siehe Tabelle 1). Der Reibungskoeffizient  $\mu$  hängt zusätzlich zur Oberflächenbeschaffenheit auch von der Betonfestigkeitsklasse ab. Bewehrte Fugen werden im Gegensatz zu unbewehrten Fugen als gerissen betrachtet.

Die Bemessung ändert sich entsprechend Gleichung (4).

$$\tau_{Rdi} = c_r \cdot f_{ck}^{1/3} + \mu \cdot \sigma_n + \kappa_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) + \kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \quad (4)$$

$$\leq \beta_c \cdot v \cdot f_{cd}$$

mit  $c_a$ : Adhäsionskoeffizient, abhängig von der Rauheit (siehe Tabelle 2)

$c_r$ : Verzahnungskoeffizient, abhängig von der Rauheit

$\beta_c$ : Festigkeitsbeiwert der Druckstrebe

$\kappa_1, \kappa_2$ : Koeffizienten für die Tragwirkung der Bewehrung

$v$ : Festigkeitsabminderungsbeiwert

$$v = 0,55 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} < 0,55$$

sonstige Symbole siehe Notation

Tabelle 2: Oberflächenkategorien und zugehörige Koeffizienten nach Model Code 2010 ( $f_{ck}$  in  $N/mm^2$ )

	$c_a$	$c_r$	$\kappa_1$	$\kappa_2$	$\mu$		$\beta_c$
					$f_{ck} \geq 20$	$f_{ck} \geq 35$	
sehr glatt	0,025	0	0	1,5	0,5		0,3
glatt	0,2	0	0,5	1,1	0,6		0,4
rau	0,4	0,1	0,5	0,9	0,7		0,5
sehr rau	0,5	0,2	0,5	0,9	0,8	1,0	0,5

Da die Fugen gerissen sind, kann kein Haftverbund berücksichtigt werden. Lediglich bei rauen und verzahnten Oberflächen darf ein geringer Traganteil aus Rissuferverzahnung angesetzt werden. Die Bewehrung wirkt auf drei Arten lastabtragend: Einspanneffekt und Dübeleffekt werden bei geneigt eingebauter Bewehrung durch einen direkten Zugtraganteil ergänzt.

Im Gegensatz zum Eurocode 2 berücksichtigt der Model Code 2010, dass die unterschiedlichen Tragmechanismen bei unterschiedlichen Verformungen auftreten. Nach den Hintergrundinformationen zum Model Code 2010 [36] tritt der maximale Bauteilwiderstand bei unbewehrten Fugen bei einer Verformung von  $v \leq 0,05$  mm (Adhäsion), bei bewehrten sehr rauen Fugen bei  $v \approx 0,5 - 1,5$  mm (Einspanneffekt) und bei bewehrten glatten Fugen bei  $v \geq 15 - 25$  mm (Dübeleffekt) auf. Um dem Rechnung zu tragen, wurden im Model Code 2010 die Koeffizienten  $\kappa_1$  und  $\kappa_2$  eingeführt.  $\kappa_2$  berücksichtigt die Interaktion von Längsspannungen und Biegung in der Bewehrung und ein Bauteilversagen bei geringeren Verformungen als die Maximalverformung der Bewehrung. Bei steigender Rauheit nimmt die Vertikalverformung mit steigender Horizontalverschiebung zu (siehe Tabelle 2). Folglich wird die Bewehrung stärker durch axiale Zugspannungen belastet.  $\kappa_1 = \sigma_s/f_y$  berücksichtigt, dass die Zugspannung im Stahl durch Biegung oder reduzierte Verankerungslängen begrenzt wird (vgl. Abschnitt 2.2.3).

### 2.4.3 ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete

Die Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-14 setzen im Gegensatz zum Eurocode 2 gerissene Fugen für die Bemessung voraus. Deshalb wird in Gleichung (5) kein Traganteil aus Adhäsion angesetzt. Auf die Berücksichtigung ständig wirkender Drucknormalkräfte wird auf der sicheren Seite liegend ebenfalls verzichtet. Dargestellt ist die „Shear-friction design method“ (Scherreibungsbemessungsmethode) zur Berechnung des Querkraftwiderstands  $V_n$  für

beliebige Winkel  $\alpha$  der Fugenbewehrung. Zahlenwerte wurden, falls erforderlich, in das metrische System umgerechnet.

$$V_n = A_s \cdot f_y \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq V_{n,max} \quad [N] \quad (5)$$

$$f_y \leq 420 \text{ N/mm}^2$$

Symbole siehe Notation

Der Reibungskoeffizient  $\mu$  hängt dabei von vier Oberflächenkategorien ab, die sich nicht auf Arbeitsfugen in Beton beschränken:

- monolithischer Beton:  $\mu = 1,4 \cdot \lambda$
- Beton-Beton-Verbund mit gezielt aufgerauter Oberfläche (volle Amplitude von mindestens 6 mm):  $\mu = 1,0 \cdot \lambda$
- Beton-Beton-Verbund ohne gezielt aufgeraute Oberfläche:  $\mu = 0,6 \cdot \lambda$
- Beton mit Kopfbolzen oder Bewehrungsstahl gegen gewalzten Baustahl verankert:  $\mu = 0,7 \cdot \lambda$

$\lambda$  berücksichtigt dabei den Einfluss von Leichtbeton. Für Normalbeton gilt  $\lambda = 1,0$ , für Leichtbeton  $\lambda = 0,75$ . Wenn nur ein Teil der Gesteinskörnung durch leichte Gesteinskörnung ersetzt wurde, dürfen Zwischenwerte (maximal  $\lambda = 0,85$ ) verwendet werden. Die maximale Tragfähigkeit der Fuge  $V_{n,max}$  wird von der Betonfestigkeit und -art sowie der Fugenbeschaffenheit beeinflusst.

Die Reibungskoeffizienten sind dabei künstlich erhöht, da in Gleichung (5) Reibung als alleiniger Tragmechanismus angesetzt wird. In den experimentellen Untersuchungen, in denen sie ermittelt wurden, wurden andere Mechanismen vernachlässigt und die Ergebnisse nur über diesen Parameter angepasst.

In den Kommentaren zu ACI 318-14 wird auf genauere Bemessungsgleichungen verwiesen, die einen normalspannungs- bzw. bewehrungsunabhängigen Traganteil aus Rissverzahnung beinhalten.

#### 2.4.4 JSCE Guidelines for Concrete – Standard Specifications for Concrete Structures

Während Eurocode 2, Model Code 2010 und ACI 318 auf der „modifizierten Schubreibungstheorie“ nach Mattock [37] aufbauen und sich vor allem in den verwendeten Parametern unterscheiden, verfolgen die JSCE Guidelines for Concrete – Standard Specifications for Concrete Structures 2007 „Design“ [JSCE 15] einen abweichenden Ansatz, der in Gleichung (6) dargestellt wird.

$$V_{cw} = (\tau_c + \rho \cdot \tau_s \cdot \sin^2 \alpha - \alpha_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha) \cdot A_c + V_k \quad (6)$$

$$\text{mit } \tau_c = \mu \cdot f_{cd}^b \cdot (\alpha_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} - \sigma_{nd})^{1-b}$$

$$\tau_s = 0,08 \cdot \frac{f_{yd}}{\alpha_1}$$

$$\alpha_1 = 0,75 \cdot \left\{ 1 - 10 \cdot \left( \rho - 1,7 \cdot \frac{\sigma_{nd}}{f_{yd}} \right) \right\} \quad [0,08 \cdot \sqrt{3} \leq \alpha_1 \leq 0,75 \text{ (deformierte Bew.)}]$$

$$V_k = 0,14 \cdot A_k \cdot f_{cd}$$

mit b: Koeffizient zur Berücksichtigung der Oberflächenbeschaffenheit

$\mu$ : mittlerer Reibungskoeffizient für fest-auf-fest-Kontakt, s. u.

$V_k$ : Scherkapazität eines zusätzlich angeordneten Scherzahns mit Fläche  $A_k$

weitere Symbole siehe Notation

Der Beiwert  $b$ , der die Beschaffenheit der Oberfläche beschreibt, soll dabei in den Grenzen 0 bis 1 gewählt werden. Bei einem Riss in monolithischem normalfestem Beton wird  $b = 2/3$  empfohlen. Im Fall einer behandelten Fuge, gerissenem monolithischem hochfestem Beton oder einer verklebten Fuge zwischen Fertigteilen soll  $b = 1/2$  verwendet werden. Wenn keine entsprechende Behandlung der Arbeitsfuge erfolgt, ist  $b = 2/5$  vorgesehen. Der Reibungskoeffizient  $\mu = 0,45$  berücksichtigt keine Makrorauheit, sondern wurde an glatten Betonoberflächen ermittelt.

Die mittlere Normalspannung  $\sigma_{nd}$  reduziert den Scherwiderstand, wenn es sich um eine Zugspannung handelt. Auf der sicheren Seite liegend sollen Druckspannungen nur zu 50 % angesetzt werden. Bei ausreichend hohen Druckspannungen darf auf Bewehrung verzichtet werden ( $\rho = 0$ ).

#### 2.4.5 Weitere Bemessungsvorschläge

In den vergangenen Jahren wurden einige Bemessungsvorschläge veröffentlicht, die nicht den beschriebenen Regelwerken entsprechen oder auf ihnen aufbauen. Eine übersichtliche und ausführliche Auflistung unterschiedlicher Bemessungsvorschläge ist in [38] zu finden. Im Folgenden werden unterschiedliche Ansätze, die von den Regelwerken abweichen, anhand weniger Beispiele beschrieben. Die Formelzeichen aus Gleichung (7) bis (18) sind in der Notation zu finden.

Loov und Patnaik [39] verfolgten einen nichtlinearen Ansatz (siehe Gleichung (7)). Durch den Anteil  $k \cdot \sqrt{0,1 \cdot f'_c}$  wird eine Rissuferverzahnung, die auch bei geringen Bewehrungsgraden aktiv ist, berücksichtigt.

$$v_n = k \cdot \sqrt{(0,1 + \rho \cdot f_y) \cdot f'_c} \leq 0,25 \cdot f'_c \quad (7)$$

mit  $k = 0,6$  für eine raue Oberfläche

Walraven et al. fanden ebenfalls eine nichtlineare Beziehung zwischen Scherfestigkeit und Bewehrungswiderstand an Rissen in (monolithischem) Beton [9]:

$$v_u = 0,822 \cdot f'_{cc}{}^{0,406} \cdot (\rho_v \cdot f_y)^{0,159} \cdot f'_{cc}{}^{0,303} \quad (8)$$

Mau und Hsu konnten die Daten von Walraven für Gleichung (8) mit nahezu gleich guter Korrelation auf eine Form entsprechend Gleichung (7) bringen (siehe Gleichung (9)). Mattock verwendete die Daten, um den bewehrungsunabhängigen Verzahnungsanteil der sog. Modifizierten Schubreibungstheorie genauer zu beschreiben (siehe Gleichung (10)) [40]:

$$v_u = 0,66 \cdot \sqrt{\rho_v \cdot f_y \cdot f'_c} \quad (9)$$

$$v_u = 0,467 \cdot f'_c{}^{0,545} + 0,8 \cdot (\rho_v \cdot f_y + \sigma_n) \leq 0,3 \cdot f'_c \quad (10)$$

Durch die Entwicklung genauer Messverfahren zur quantitativen Beschreibung der Rauheit ist es möglich, Rauheitskenngrößen direkt in Bemessungsformeln zu verwenden, anstatt auf Oberflä-

chenkategorien zurückzugreifen. Santos und Júlio [41] und Mohamad et al. (siehe Gleichung (12)) [42] fanden dabei für unterschiedliche Rauheitskenngrößen die beste Korrelation (siehe Gleichung (11)).

$$v_u = 1,062 \cdot R_{vm}^{0,145} \cdot f_{ctd} + 1,366 \cdot R_{vm}^{0,041} \cdot (\sigma_n + \rho_v \cdot f_y) \quad (11)$$

$$v_u = 0,2363 \cdot e^{0,237 \cdot R_{pm}} \cdot f_{ct} + 0,8766 \cdot R_{pm}^{0,3978} \cdot \sigma_n \quad (12)$$

mit  $R_{vm}$  [mm]: mittlere Profiltiefe

$R_{pm}$  [mm]: mittlere Profilkuppenhöhe

#### 2.4.6 Modellierung des Scherverhaltens

Anhand des in Abschnitt 2.2.2 beschriebenen Rissverzahnungsmodells leiteten Walraven und Reinhardt auf Grundlage einer Serie von Push-Off-Tests an bewehrten Probekörpern mit konstanter, voreingestellter Rissbreite lineare Zusammenhänge zwischen der Scherverformung und der Scherspannung  $\tau$  bzw. Normalspannung  $\sigma$  ab [10]. Die Gleichungen enthalten die Matrixfließspannung  $\sigma_{pu} = 6,39 \cdot f_{cc}^{0,56}$  und den Reibungskoeffizienten  $\mu = 0,4$  (siehe Gleichung (13) und (14)).

$$\tau_n = -\frac{f_{cc}}{30} + [1,80 \cdot w^{-0,80} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,20) \cdot f_{cc}] \cdot v \quad (13)$$

$$\sigma_n = -\frac{f_{cc}}{20} + [1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{cc}] \cdot v \quad (14)$$

Symbole siehe Notation

Normal- und Scherspannungen folgen dabei den gleichen Abhängigkeiten. Mit steigender Druckfestigkeit erhöhen sich die Spannungen, mit anwachsender Rissbreite sinken sie ab.

Vecchio und Collins leiteten auf Grundlage von den Ergebnissen von Walraven eine Beziehung zwischen der maximal übertragbaren Scherspannung in einem Riss  $v_{ci,max}$  in Abhängigkeit der Betongüte, Rissöffnung und des Größtkorns (siehe Gleichung (15)) sowie zwischen der übertragbaren Scherspannung  $v_{ci}$  in Abhängigkeit der maximal übertragbaren Scherspannung und der Normalspannung (Gleichung (16)) her [32].

$$v_{ci,max} = \frac{\sqrt{f_c}}{0,31 + \frac{24 \cdot w}{d_{max} + 16}} \quad (15)$$

$$v_{ci} = 0,18 \cdot v_{ci,max} + 1,64 \cdot \sigma_n - 0,82 \cdot \frac{\sigma_n^2}{v_{ci,max}} \quad (16)$$

Symbole siehe Notation;  $w$  und  $d_{max}$  in mm

Tassios und Vintzeleou ermittelten für glatte Oberflächen einen Reibungskoeffizienten zwischen 0,4 und 0,5, der mit zunehmender Normalspannung abnahm [24]. Der maximale Reibungskoeffizient von Rissen und rauen Oberflächen  $\mu_{max}$  hängt in stärkerem Maße von der Normalspannung ab und lässt sich durch Gleichung (17) beschreiben. Dadurch ergibt sich Gleichung (18) für den maximalen Scherwiderstand  $\tau_{fr}$  [43].

$$\mu_{\max} \approx 0,5 \cdot \left(\frac{\sigma_n}{f_{cc}}\right)^{-2/3} \quad (17)$$

$$\tau_{fr} = 0,5 \cdot \sqrt[3]{f_{cc}^2 \cdot \sigma_n} \quad (18)$$

#### 2.4.7 Vergleichende Bewertung der Ansätze

Der grundsätzlich verschiedene Aufbau der vorgestellten Bemessungsansätze schließt einen unmittelbaren Vergleich aus. Ferner, aus Zeitgründen konnte dieser Forschungsaspekt an dieser Stelle nicht behandelt werden und bedarf daher zukünftiger Studien.

### 2.5 Ermittlung des Scherverhaltens in geotechnischen Untersuchungen

Bei der Bewertung der Tragfähigkeit von Boden und Fels nimmt die Scherfestigkeit eine zentrale Rolle ein. Deshalb wurde das Schertragverhalten in den vergangenen Jahren ausführlich untersucht. Die experimentelle Bestimmung erfolgt entweder in Triaxialversuchen oder in Rahmenscherversuchen. Letztere werden für Bodenproben in DIN 18137-3 und für Felsproben in TP BF-StB Teil C 13 [44] geregelt. Aufgrund der größeren Ähnlichkeit zwischen Beton und Fels beschränkt sich die folgende Darstellung auf das Scherverhalten von Fels.

Die Scherspannung in Abhängigkeit des Scherwegs weist bei beiden Materialien einen ähnlichen Verlauf auf: Nach einem Anstieg der Scherspannung flacht die Kurve ab, bis die Spitzenscherspannung erreicht wird. Anschließend erfolgt ein steiler Abfall, bis die Scherspannung einem Restwert asymptotisch entgegenstrebt. Die Dilatation nimmt nach einer möglichen anfänglichen Kompression nach Erreichen der Spitzenscherspannung zu, bis sie einen Maximalwert erreicht.

Barton formulierte ein Schergesetz, das die Spitzenscherspannung  $\tau$  in Abhängigkeit der Normalspannung  $\sigma_n$  und verschiedener Materialeigenschaften beschreibt (siehe Gleichung (19)) [45].

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan\left(\text{JRC} \cdot \log_{10} \frac{\text{JCS}}{\sigma_n} + \Phi_b\right) \quad (19)$$

$\Phi_b$  beschreibt dabei den Basisreibungswinkel, der an der Stelle ermittelt wird, an der die Dilatation das Maximum erreicht, und dem Reibungswinkel glatter Oberflächen entspricht.  $\Phi_b$  hängt von der Felsart ab und liegt zwischen 25° und 35° [46]. Bei verwitterten Fugen soll der Basisreibungswinkel durch den residuellen Reibungswinkel  $\Phi_r$  ersetzt werden, der in Abhängigkeit des Verhältnisses der mit einem Rückprallhammer bestimmten Rückprallstrecken des trockenen zu verwitterten Zustands berechnet wird. Die Rauheit einer Fuge wird durch den Fugenrauheitskoeffizienten JRC berücksichtigt, der Werte zwischen 0 und 20 annehmen kann. Er bestimmt sich anhand von Referenzoberflächen, die in [46] angegeben sind. Die Werte unterliegen nach [47] einem Größenordnungseffekt. Alternativ sollte die Rauheit über die fraktale Dimension oder den Basisrauheitswinkel abgebildet werden. JCS beschreibt die Fugenwanddruckfestigkeit. Bei unverwitterten, intakten Fugen entspricht sie der einaxialen Materialdruckfestigkeit. Durch Verwitterung reduziert sich JCS, was ebenfalls mit einem Rückprallhammer quantifiziert bestimmt wer-

den kann. Wenn die In-situ-Druckspannung die einaxiale Druckfestigkeit überschreitet, soll die mehraxiale Druckfestigkeit verwendet werden [48].

Der Scherwiderstand nimmt mit zunehmender Normalspannung nichtlinear zu, bis er einen kritischen Punkt erreicht. Der Verlauf kann mit einer Mohr-Einhüllenden beschrieben werden. Ein Ordinatenabschnitt, wie er in der Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb (vgl. Gleichung (1)) zu finden ist, kann nach Barton nur existieren, wenn Profilsteigungen größer als  $90^\circ - \Phi_b$  vorliegen. Stattdessen weist die Einhüllende für sehr kleine Normalspannungen eine vertikale Asymptote auf [48].

Schneider [49] stellte fest, dass vor dem Abscheren intakte Proben einen höheren Spitzenscherwiderstand als vorgeschädigte Proben aufweisen, sich der Restscherwiderstand hingegen nicht verändert. Nach [48] lässt sich dies mit einer Erhöhung des JRC abbilden. Außerdem bestimmte Schneider den Einfluss des Größenordnungseffekts. Mit kleiner werdender Scherfläche steigt der Spitzenscherwiderstand mit zunehmender Streuung an. Der Restscherwiderstand wird durch den Größenordnungseffekt nicht beeinflusst. Mit zunehmender Scherrate nimmt der Scherwiderstand ebenfalls zu. Bei hohen Normalspannungen ist dieser Effekt deutlicher als bei geringen Normalspannungen [49].

Die oben beschriebenen Sachverhalte wurden in der Regel in Versuchen mit konstanter Normalspannung bestimmt. Schneider weist darauf hin, dass diese Randbedingung nicht den in situ vorliegenden Verhältnissen mit konstanter Normalsteifigkeit entspricht. Um Rahmenscherversuche mit konstanter Normalsteifigkeit durchzuführen, müssen entweder Federn in Richtung der Normalspannung eingebaut oder die Normalspannung während des Versuchs in Abhängigkeit der Dilatation variabel aufgebracht werden. Letzteres erlaubt eine größere Bandbreite an Steifigkeiten [50]. Das Scherverhalten im Versuch wird durch die Wahl der Randbedingungen beeinflusst. Bei einer konstanten Normalsteifigkeit wird die Dilatation behindert, sodass die Normalspannung zunimmt. Dies resultiert in einer höheren Reibung. Das Abfallen der Scherspannung nach dem Spitzenscherwiderstand wird reduziert oder unterbunden. Zusätzlich werden mehr Profilspitzen abgeschert [49], [50]. Ergebnisse aus mit unterschiedlichen Randbedingungen durchgeführten Versuchen lassen sich ineinander umrechnen [51], [52].

### 3 Experimentelle Untersuchungen

Die statische Bewertung der Standsicherheit von Wasserbauwerken erfolgt gegenwärtig gemäß des **BAW**Merklatts „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke (TbW)“ [35]. Danach greift die Nachweisführung zur Beurteilung der Standsicherheit gegenüber „Gleiten in der Arbeitsfuge“ auf die DIN EN 1992-1-1:2011-01 – Eurocode 2 „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken“, Teil 1-1 „Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“ – zurück. Hierbei setzt sich der Bemessungswert der Schertragfähigkeit einer unbewehrten Betonierfuge  $v_{Rdi}$  aus den Anteilen Kohäsion/Adhäsion und Reibung zusammen (siehe Gleichung (2)). Mit der Zielsetzung die Eignung dieser, im Eurocode 2 verankerten, Scherversuchsmodellierung für Wasserbauwerke zu überprüfen, behandeln die nachfolgenden Abschnitte Untersuchungsmöglichkeiten zur versuchstechnischen Beschreibung des kohäsiven/adhäsiven Anteils und anschließend des Reibungsanteils der Schertragfähigkeit von Arbeits-



fugen. Zum einen werden die vorgestellten Verfahren hinsichtlich der Übertragbarkeit ihrer Messergebnisse auf die realen, zu modellierenden Beanspruchungszustände beim Gleiten in einer Arbeitsfuge kritisch hinterfragt. Ferner dienten die Experimente zur Herleitung der in Gleichung (2) zugrunde gelegten Kenngrößen und zur Identifikation möglicher Interaktionen/Korrelationen zwischen den für die Schertragfähigkeit der Fugen maßgebenden Parametern. Gleichzeitig lieferten Frisch- und Festbetonuntersuchungen die Grundcharakteristika der verwendeten Betone.

### **3.1 Versuchsprogramm**

Bild 9 veranschaulicht eine Übersicht über das durchgeführte Hauptversuchsprogramm. Die Untersuchungen zur Beschreibung des kohäsiven/adhäsiven Anteils aus der Schertragfähigkeit von Arbeitsfugen umfassten die experimentelle Prüfung von etwa 200 Proben. Im Zuge der Rahmenscherversuche gaben bis zu 300 Proben Aufschluss über die Scherbeanspruchbarkeit von Arbeitsfugen. Zur Sicherstellung der statistischen Auswertbarkeit der Experimente sahen die einzelnen Versuchsserien die Prüfung von mindestens 3 Proben im Rahmen der Spaltzugversuche und mindestens 4 für alle andere Untersuchungsmethoden vor.

Aus Gründen der unmittelbaren Vergleichbarkeit der erzielten Ergebnisse aus den durchgeführten Versuchsreihen (siehe Bild 9) wurden in den Untersuchungen Proben mit der gleichen Betonqualität eingesetzt (siehe Abschnitt 3.1.1). Weitere Materialien fanden in ergänzenden Rahmenscherversuchen Berücksichtigung und dienten u. a. zur Validierung des Rahmenschengeräts des Referats Baustoffe B3 der BAW (siehe Abschnitt 3.3.2).

Um ein besseres Verständnis für den Einfluss der Fugentopologie auf die Messwerte der Rahmenscherversuche zu erlangen – Basis für die Ergebnisinterpretation der Messkurven –, fungierten Proben mit geometrisch abstrahiert ausgebildeten Modellfugen (siehe Bild 10). Die Betonierfugen weiterer Laborproben wurden nach gängigen Verfahren aufgeraut (siehe Abschnitt 3.1.2). So konnte beispielweise das Materialverhalten von Proben mit gerechten und drahtgebürsteten Fugenoberfläche in allen verwendeten Versuchsmethoden – Spaltzug-, Haftzug-, zentrischer Zug- und Rahmenscherversuch – untersucht und gegenübergestellt werden (siehe Bild 9). Den direkten Bezug der im Rahmen der Scherversuche hergeleiteten Werkstoffkenngrößen an Laborproben zu realen Bestandsbauwerken ermöglichte die Untersuchung von Bauwerksproben aus der Großen Schleuse in Kiel-Holtenau.

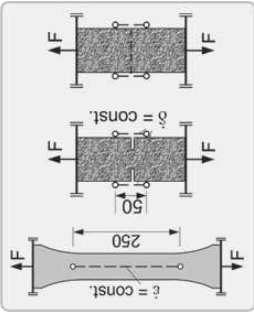
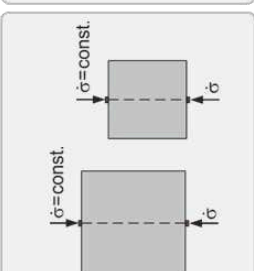

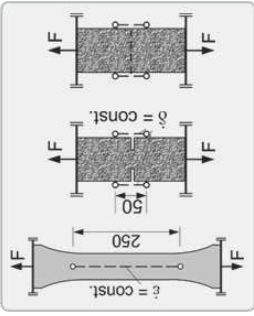
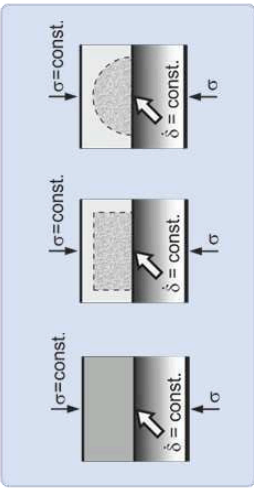
Anteil der Schertragfähigkeit		Adhäsion/Kohäsion				Reibung	
Versuch		Spaltzug	Haftzug	Zentrischer Zug	Rahmenscherversuch		
Geometrie/Belastungsschema							
Abmessungen [mm] Tiefe/Breite [mm]		a=200 200 150 150-50	D=50	H=440 100 D=80, H= 200	a=200, 800 200, 800	D=150 150	
Belastung		0,05 N/(mm <sup>2</sup> ·s)	600 N/s	$\dot{\epsilon} = 10^{-5}$ 1/s $\dot{\delta} = 5 \cdot 10^{-4}$ mm/s	F ≤ 0,5 N/mm <sup>2</sup> , $\dot{\delta} \leq 0,05$ mm/min		
Laborproben: Fugenbeschaffenheit/-ausbildung	gängige Methoden in der Praxis	3 3 3 3 3	9 9 9 18 18	6 4	32 35+3 4 15+3 3+3 24 4 12		
	Modelle	10 15 14 14 10 6 4 4	18 18		6 9 6 6 3		
Bestandsproben	monolithisch abgezogen geschalt, vertikal druckwassergestrahlt gerecht (Rechen) drahtgebürstet drahtgebürstet, vertikal sandgestrahlt befeuhtet/wassergesättigt aufbetoniert gesägt, eben gesägt, schräg Zahnprofil Rundprofil Noppenprofil					78	
Streifenlichtprojektor: Fugenrauheit						Datenverlust durch Gerätausfall	
Quelle		[53]	[55]	[55]	[1-3, 54-56]	10	
						[4, 56]	

Bild 9: Überblick über das Versuchsprogramm zur Beschreibung verschiedener Schertraganteile; Symbole siehe Notation

### 3.1.1 Betonqualität und Herstellung der Laborproben

In wasserbaulichen Bauwerken entstehen Arbeitsfugen vordergründig durch die abschnittsweise Errichtung der Konstruktionselemente aus betontechnologischen und ausführungsbedingten Gründen, jedoch unter Verwendung eines Betons mit möglichst konstanten Eigenschaften. Die experimentellen Untersuchungen dieses Forschungsvorhabens fokussieren daher lediglich auf eine Betonqualität: Die Mischungsentwürfe des Alt- und Neubetons sind in sämtlichen Versuchsserien gleich. Die Grundlage für die Betonzusammensetzung bildet eine Betonrezeptur mit einer Zielfestigkeitsklasse C30/37 nach Müller [18]. Dadurch konnten die Messergebnisse aus vorangegangenen Arbeiten zum einen im Rahmen der Validierung des Rahmenschergeräts der BAW sowie zum allgemeinen Vergleich mit den Untersuchungswerten dieses Vorhabens herangezogen werden. Den Mischungsentwurf des verwendeten Betons fasst Tabelle 3 zusammen. Die korrespondierende Sieblinie stellt Bild 10 im Vergleich zu den Regelsieblinien A bis C nach DIN 1045-2 dar.

Tabelle 3: Zusammensetzung des verwendeten Betons

	Massenanteil [kg/m <sup>3</sup> ]
CEM I 32,5 R	310,0
Sand 0–2 mm	701,8
Kies 2–8 mm	379,4
Kies 8–16 mm	815,6
Wasser	176,7
w/z-Wert	0,57

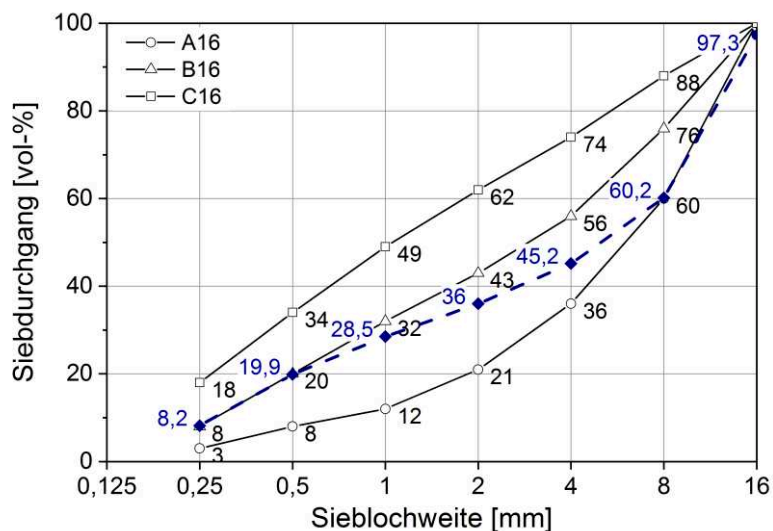


Bild 10: Verwendete Sieblinie im Vergleich mit den Regelsieblinien nach DIN 1045-2

Zur Betonherstellung wurde ein Zwangsmischer des Herstellers Teka bzw. Zyklus verwendet. In einem ersten Schritt erfolgte die Homogenisierung zunächst der Gesteinskörnung für zwei Minuten und die des Zements für weitere 2 Minuten. Daran schlossen sich die Wasserzugabe sowie eine letzte Mischphase von 3 Minuten an.

Unmittelbar nach der Betonherstellung lieferten Normuntersuchungen Informationen zur Rohdichte [DIN EN 12350-6], Luftporengehalt [DIN EN 12350-7], Verdichtungsmaß [DIN EN 12350-4] und Ausbreitmaß [DIN EN 12350-5] des Frischbetons (siehe Tabelle 4). Nähere Angaben zu den ermittelten Frischbetonkennwerten beinhalten [1] bis [3] sowie [53] bis [55].

*Tabelle 4: Durchschnittliche Frisch- und Festbetoneigenschaften des verwendeten Betons*

Frischbetoneigenschaft			Festbetoneigenschaft		
		Einheit			Einheit
Rohdichte	2.350	[kg/m <sup>3</sup> ]	Druckfestigkeit	45	[N/mm <sup>2</sup> ]
Luftporengehalt	2,7	[%]	Spaltzugfestigkeit	3,3	[N/mm <sup>2</sup> ]
Verdichtungsmaß	1,25	[-]	Elastizitätsmodul	30.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Ausbreitmaß	54	[cm]			

Nach dem Befüllen der Schalungen wurden die Proben mittels eines Innenrüttlers bei einer Frequenz von 200 Hz verdichtet und anschließend abgezogen. Danach lagerten die Schalungen bei 20 °C mit feuchter Jute und PE-Folie abgedeckt für 24 Stunden bis zum Entformen.

Im Anschluss an das Ausschalen erfolgte ggf. die Oberflächenbehandlung der zukünftigen Fugen (vgl. Bild 9 sowie 3.1.2). Anschließend lagerten die Proben in feuchten Jutetüchern und PE-Folien verpackt bis zur Herstellung der Verbundkörper. Im Allgemeinen fand die Ergänzung der Verbundprobekörper im Alter von 7 Tagen statt. Hierzu wurde zunächst die Oberfläche des Altbetons ggf. vorbehandelt und von Verschmutzungen bereinigt. Danach erfolgte das Auffüllen der in entsprechenden Schalungen platzierten Proben mit dem frisch hergestellten Neubeton. Die Nachbehandlung der in feuchten Jute und PE-Folie eingeschlagenen Proben endete im Alter von 7 Tagen des Ergänzungs-/Neubetons. Anschließend lagerten die Proben im Probenaufbewahrungsraum der BAW bzw. Keller der MPA Karlsruhe bis zur weiteren Probekörperbearbeitung bzw. bis zur Prüfung.

Die Grundcharakterisierung des Festbetons erfolgte im Probenalter von 28 Tagen. Die Druckfestigkeit nach [DIN EN 12390-3] schwankte zwischen 20 und 50 N/mm<sup>2</sup>. Den Untersuchungen zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit gemäß [DIN EN 12390-6] lagen Zylinder mit einer Höhe von 300 mm und einem Durchmesser von 150 mm zugrunde und ergaben eine mittlere Spaltzugfestigkeit von 3,35 N/mm<sup>2</sup>. Die Prüfung des Elastizitätsmoduls der untersuchten Betone nach [DIN EN 12390-13] ergab Werte zwischen etwa 21.000 und 30.000 N/mm<sup>2</sup> (siehe Tabelle 4). Ausführliche Ergebnisse zu den ermittelten Festbetoneigenschaften befinden sich in [1] bis [3] sowie [53] bis [55].

### 3.1.2 Ausbildung der Betonierfugen

Mit der Errichtung massiver Wasserbauwerke aus Beton gehen unvermeidlich Arbeits-/Betonierfugen einher. Um jedoch möglichst Schwachstellen durch die so entstandenen Fugen zu vermeiden – einen optimalen Verbund zwischen den aufbetonierten Bauteilabschnitten sicherzustellen –, bedarf es der Vorbehandlung der Oberflächen des Altbetons vor der Ergänzung durch den Neubeton. Wie bereits in Abschnitt 2.3 angesprochen, existieren hierzu zahlreiche Aufrauungsverfahren und ausführungsbedingte Empfehlungen in der Praxis. Die für dieses Forschungsvorhaben getroffene Auswahl der Methoden zur verschiedenen Fugenausbildung (siehe Bild 9) basiert auf Literaturrecherche (bspw. in [1]).

Für die Bewertung der Auswirkungen verschiedener Fugenbehandlungsmethoden dienten Referenzen unter Betrachtung beider Extrema: Um einen bestmöglichen Verbund zu erzielen, wurden Proben monolithisch, ohne Betonierfuge hergestellt. Zum Nachbilden eines schlechten Verbundes der Fugenoberflächen fanden in zwei Betonierabschnitten angefertigten Proben Berücksichtigung, wobei die Probenoberfläche nach dem ersten Betonierabschnitt zum einen mit einem Stahl-lineal abgezogen und zum anderen mit einer Schalung abgetrennt wurde (siehe Bild 11, links).



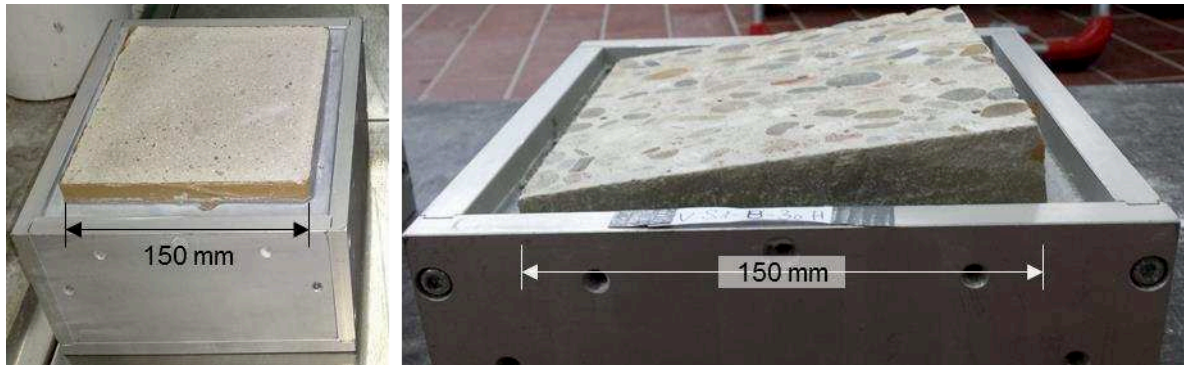
Bild 11: Beispiele nach verschiedenen Oberflächenbehandlungen

Im Allgemeinen erfolgte die Fugenoberflächenbehandlung nach einem mechanischen Verfahren, wie bspw. Druckwasser- oder Sandstrahlen oder händisch mit Rechen, Drahtbürsten (siehe Bild 11, 2. v.l.n.r.) bzw. Befeuchtung. Bei der Wasserstrahlenmethode betrug der Wasserdruck 220 bar, wodurch lediglich die niederfeste zementleimreiche Schicht abgetragen wurde (siehe Bild 11, 3. v.l.n.r.). Eine effektivere Aufrauung erzielte das Sandstrahlen mittels Sandes sowie unter einem Luftdruck von 5 bar. Hierbei wurden teilweise die Gesteinskörner freigelegt (siehe Bild 11, rechts). Nähere Informationen zur Ausführung der angewendeten Methoden zur Fugenoberflächenbehandlung befinden sich in [1].

Die durch Aufrauungsverfahren erzeugten Fugenoberflächen können allerdings bedingt durch ihre hochkomplexe Topologie mathematisch lediglich näherungsweise beschrieben werden. Eine differenzierte Betrachtung ihrer Auswirkung auf das Schertragverhalten der Betonproben ist durch weitere Einflüsse folglich stark beeinträchtigt. Um bei der Modellbildung zur Charakterisie-

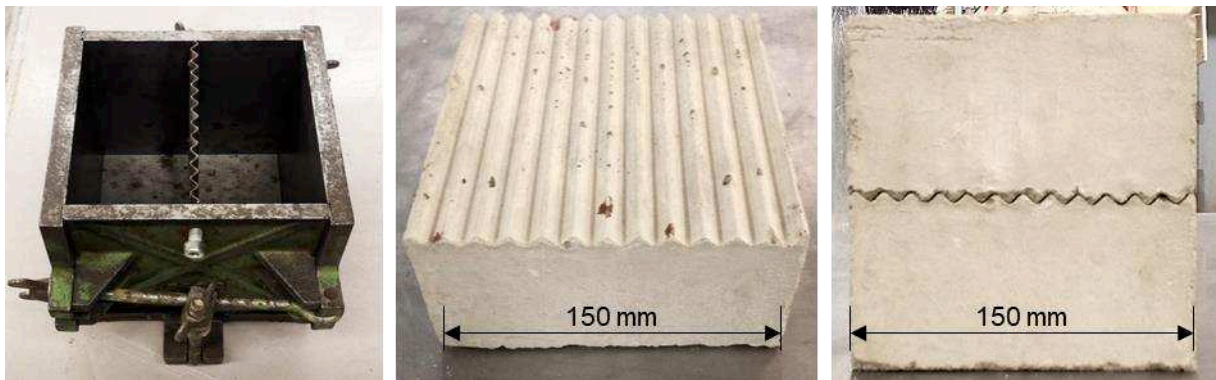
rung des Scherverhaltens von Arbeitsfugen Effekte aus der Fugentopologie dennoch mitberücksichtigen zu können, wurden Probekörper mit vereinfachten Geometrien, sogenannte Modellfugenoberflächen hergestellt (siehe Bild 9).

Die Grundgeometrie bildete hierbei eine ebene Ausbildung der Scherfuge in horizontaler – parallel zur Scherrichtung – und in schräger Ausrichtung (siehe Bild 12). Hierzu wurden die Betonproben entsprechend den Vorgaben nach Galiazzo (siehe [3]) zugesägt.



*Bild 12: Proben mit ebener Betonierfuge nach horizontaler und schräger Ausrichtung in den Scherkasten (siehe [3])*

Weitere Proben mit Modellfugen wiesen Fugenoberflächen mit Zahn-, Wellen- sowie Noppenprofil auf (siehe Bild 13 und Bild 14). Die Geometrien mit Zahn- und Wellenprofil wurden durch aus Stahl gefertigten Einlagen in der Schalung realisiert (bspw. siehe Bild 13, links).



*Bild 13: Proben mit Betonierfuge mit Zahnprofil (Mitte und rechts) und Schalung (links) (siehe [3])*

Die Fugenoberflächen mit Noppenprofil mussten hingegen durch gezielte Bohrungen ausgeführt werden (Bild 14, links).

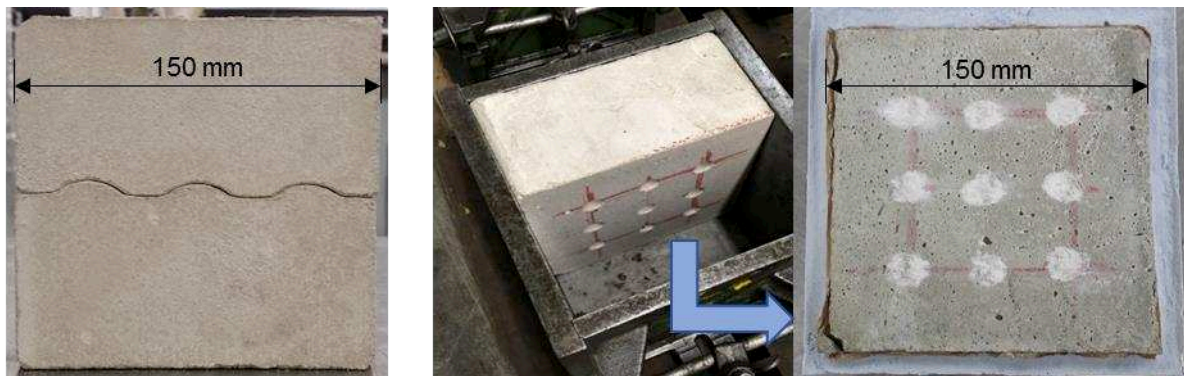


Bild 14: Proben mit Betonierfuge mit Wellen- (links) und mit Noppenprofil (rechts)

Weiterführende Informationen zu den jeweiligen modellierten Fugenbeschaffenheiten können [3] entnommen werden.

### 3.2 Bestimmung des Kohäsions-/Adhäsionsanteils der Schertragfähigkeit von Arbeitsfugen: Zugversuche

Im Allgemeinen geben über das adhäsive bzw. kohäsive Materialverhalten von Betonierfugen direkte sowie indirekte Zugversuche Aufschluss. Die nachfolgenden Abschnitte gehen zunächst auf die im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten indirekten Zugversuche, auf die Spaltzugversuche ein. Daran schließt sich die Vorstellung der vorgenommenen direkten Zugversuche an, welche zentrische Zug- sowie Haftzugversuche (siehe Bild 9) umfassten.

#### 3.2.1 Spaltzugversuch

Der Spaltzugversuch wird häufig zur experimentellen Bestimmung der Zugtragfähigkeit von Betonproben herangezogen, da die versuchstechnischen sowie an den Probekörpern gestellten Randbedingungen zu dessen Durchführung bereits kleinere Baustofflabore mit Grundausstattung erfüllen. Im Spaltzugversuch erfahren zylindrische oder prismatische Probekörper eine vertikale Druckbeanspruchung über Lastverteilungsstreifen (siehe [DIN EN 12390-6]) aus Hartfaserplatten auf ihren gegenüberliegenden Flächen, wodurch die im Probeninneren entstehenden horizontalen Zugspannungen zum Versagen führen (siehe [57]).

Das zentrale Ziel der in Tabelle 5 aufgeführten Versuchsreihen (vgl. Bild 9) war es (siehe [53]), die Eignung des Spaltzugversuchs im Hinblick auf die versuchstechnische Herleitung des adhäsiven bzw. kohäsiven Materialverhaltens vor dem Hintergrund einer Schermodellierung für Betonierfugen zu überprüfen. Ein besonderes Augenmerk richtete sich daher auf die Berücksichtigung verschiedener Arbeitsfugenqualitäten (siehe Tabelle 5).

Ferner sollten verschiedene Probengeometrien, Würfel mit einer Kantenlänge von 150 sowie 200 mm über einen eventuellen Maßstabeffekt Aufschluss geben. Des Weiteren lieferten auf eine Probentiefe von 75 und 50 mm verkürzte Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm Informationen zum Einfluss des im Probekörper herrschenden Spannungszustandes auf die Tragfähigkeit und das Bruchverhalten der Betonproben während des Spaltzugversuchs (siehe Tabelle 5).

Tabelle 5: Überblick über das Versuchsprogramm zu den durchgeführten Spaltzugversuchen

Fugenbeschaffenheit	Probekörper Abmessungen [mm]				
	Höhe/Breite	150/150		200/200	
	Tiefe	150	75	50	200
Monolithische Probekörper		3	4	3	3
Verbundkörper (VK) mit abgezogener Fuge		3	4	-	3
VK mit geschalter vertikaler Fuge		3	4	3	3
VK mit druckwassergestrahelter Fuge		3	4	3	3
VK mit durch Rechen strukturierter Fuge		3	4	3	3

Darüber hinaus fokussierten ausgewählte Serien auf die Untersuchung des Einflusses der verwendeten Lastverteilungstreifen auf das Bruchverhalten der Proben im Spaltzugversuch. Hierzu kamen Lastverteilungstreifen aus normkonformen Hartfaserplatten mit einer Breite von 15 mm und einer Höhe von 4 mm sowie aus Stahl mit quadratischem Querschnitt mit einer Kantenlänge von 15 mm zum Einsatz. Nähere Informationen beinhaltet die Bachelorarbeit von Mohs [53].

### 3.2.1.1 Versuchsaufbau der Spaltzugversuche

Die kraftgeregelten Spaltzugversuche fanden gemäß DIN EN 12390-6:2010-09 (siehe [DIN EN 12390-6]) mittels der Prüfmaschine MTS 1000 in der MPA Karlsruhe statt. Sie gaben via die erreichte Höchstlast über die Spaltzugfestigkeit Auskunft. Gleichzeitig ermöglichte die Verwendung des optischen 3D-Verformungsmesssystems ARAMIS der Gesellschaft für Optische Messtechnik mbH die Untersuchung des Bruchverhaltens der Betonproben während des Spaltzugversuchs (siehe Bild 15). Hierzu wurden die betrachteten Probenoberflächen zunächst mit weißer Farbe besprüht und anschließend mit schwarzer Farbe besprenkelt (siehe Bild 15, rechts). So entstand ein stochastisches Sprühmuster, das ARAMIS anhand der Unterschiede zwischen den Grauwerten des weißen Hintergrundes und den schwarzen Punkten als solche identifizieren und dadurch Bildpixeln Koordinaten zuordnen kann. Somit lassen sich auf Basis der digitalen Aufnahmen Verschiebungen berechnen.

Für die Dauer des Bruchvorgangs einer Spaltzugprobe aus niederfestem Beton gaben die Untersuchungsergebnisse aus [57] etwa 1,6 - 2 ms an. Um das Bruchverhalten der Proben von Rissinitiierung bis zum vollständigen Versagen mit ARAMIS erfassen zu können, wurde daher für das Messsystem eine Messdauer von 3 s bei einer Aufnahmefrequenz von 340 Hz mit einer Belichtungszeit von 0,3 ms festgelegt.



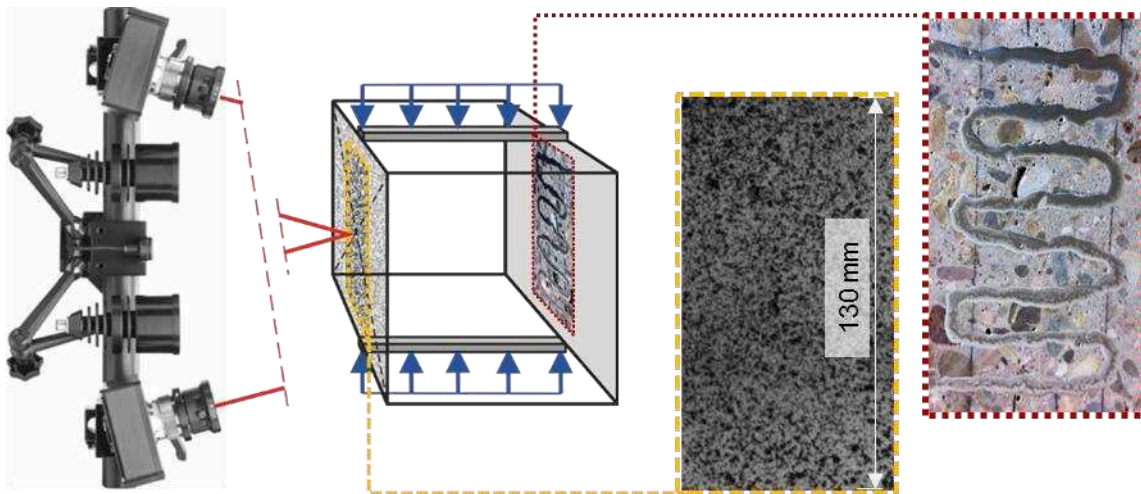


Bild 15: Ausrichtung der Kamera des ARAMIS Messsystems und Belastungsschema eines Probekörpers im Spaltzugversuch (links, in Anlehnung an [58]); auf der Rückseite der Probe aufgetragener Silberleitlack (rechts) und Farbmuster auf der Probenvorderseite (Mitte) [57]

Den Startpunkt der Aufnahmen löste ein Trigger aus. Hierzu fungierte ein auf der Probenrückseite aufgetragener und unter Strom gesetzter Streifen aus Silberleitlack (siehe Bild 15, rechts). Entstand ein Riss in der Betonprobe, so durchtrennte dieser sofort den spröden Silberleitlack, wodurch die Spannung im Stromkreis abfiel und folglich ein Signal dem ARAMIS Messsystem den Beginn des Bruchvorgangs übermittelte. Anschließend sicherte das Messsystem 680 Bilder vor und 340 nach dem Triggersignal aus seinem Ringspeicher. Durch diese Vorgehensweise konnte eine optimale Aufzeichnung der Rissbildung sowie -ausbreitung sichergestellt werden.

### 3.2.1.2 Ergebnisse der Spaltzugversuche

Ausführliche Beschreibung und Diskussion der gewonnenen Erkenntnisse im Rahmen der durchgeführten Spaltzugversuche gibt Mohs in [57] wieder. Die nachfolgende Ergebnisdarstellung beschränkt sich auf ein Resümee der wichtigsten Beobachtungen anhand geeigneter Beispiele und reflektiert diese im Hinblick auf die weitere Vorgehensweise bzw. auf eine Verwendbarkeit für die Modellbildung des Schertragverhaltens von Betonierfugen.

Im Allgemeinen gingen die Bruchvorgänge der Spaltzugproben mit einer sekundären Rissbildung einher (siehe Bild 16 bis Bild 19). Allerdings zeichneten sich zwei verschiedene Versagensabläufe ab. Weist die Arbeitsfuge einen starken Verbund auf, bspw. bei monolithischen Proben oder bei Proben mit gerechter Betonierfuge, so führt erst der sekundäre Riss zum Versagen der Probe (siehe Bild 16, links und Bild 19, unten).

Dahingegen trennten sich die Probenhälften bei Proben mit schwachem Verbund in der Arbeitsfuge, bspw. bei abgezogenen, wassergestrahlten oder geschalteten Fugen, bereits beim Auftreten der ersten Risse, konnten jedoch weitere Belastung erfahren (siehe Bild 16, rechts, Bild 18 und Bild 19, oben und Mitte).

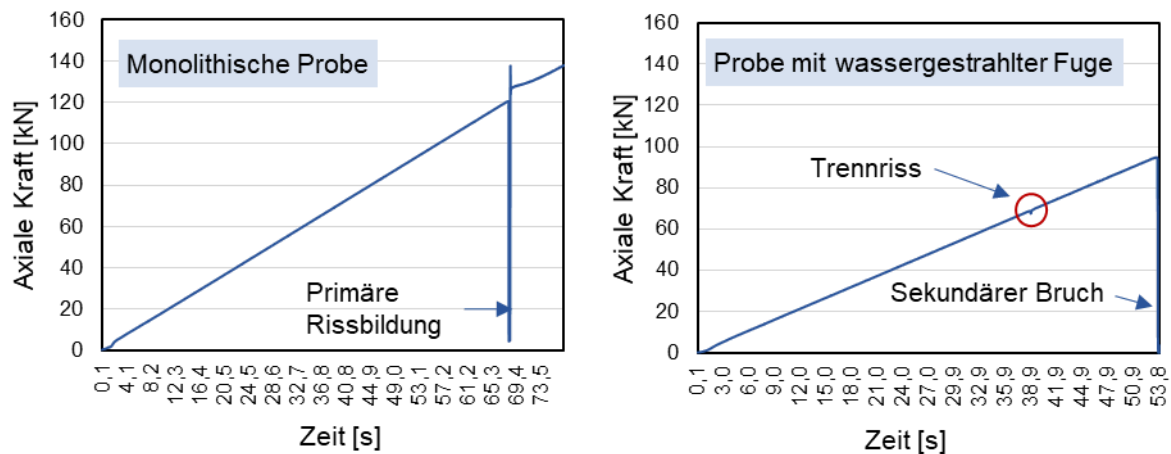


Bild 16: Kraft-Zeit-Diagramme von ausgewählten Proben, die korrespondierenden Bruchvorgänge stellen Bild 17 (links) sowie Bild 18 (rechts) dar

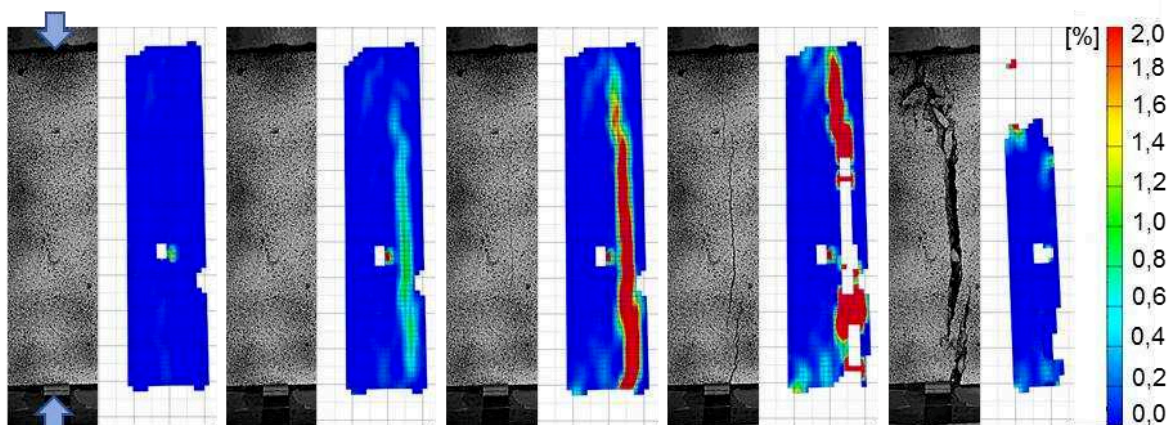


Bild 17: Chronologische Rissausbreitung in einer monolithischen Probe; Kartenlänge: 200 mm, Lastverteilungstreifen: Hartfaserplatten

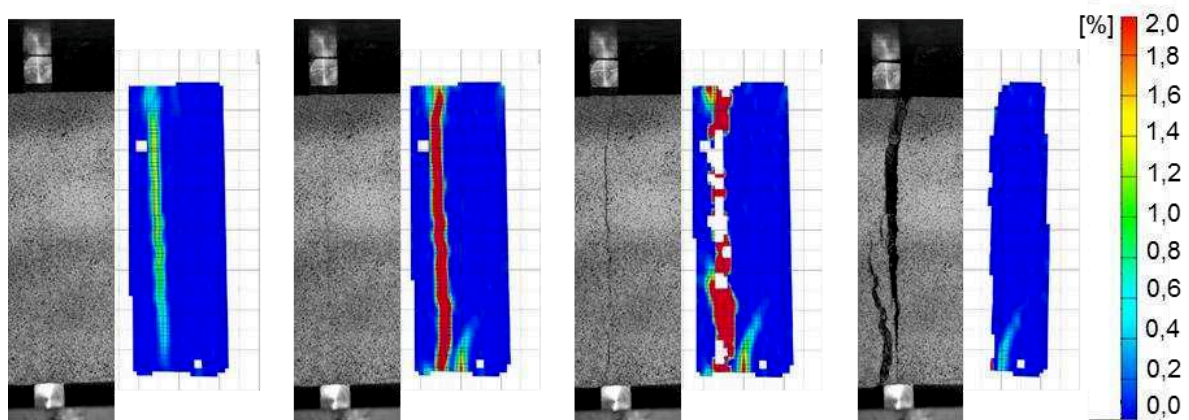


Bild 18: Chronologische Rissausbreitung in einer Probe mit wassergestrahltter Arbeitsfuge; Kartenlänge: 150 mm, Lastverteilungstreifen: Stahl

Bild 17 und Bild 18 veranschaulichen den Grund für die unterschiedlichen Versagensarten. Beim Überschreiten der adhäsiven/kohäsiven Tragfähigkeit eines schlechten Verbunds zwischen den Probekörperhälften löst sich der Kontakt bei der primären Rissbildung spröde, geradlinig auf (siehe Bild 18 und Bild 19, oben und Mitte). Ein guter Verbund in der Betonierfuge führt dagegen zu einer höheren Beanspruchbarkeit der Probe. Insgesamt verhält sich der Verbundkörper duktiler; Spannungsumlagerungen sind während der Druckbeanspruchung möglich, weshalb die ersten Risse nicht zwangsläufig einen Trennriss mit sich bringen. Die Versagenslinie kann sogar außerhalb des Fugenbereichs verlaufen, die sichtbaren Risse erscheinen kurvig (siehe Bild 17 und Bild 19, unten).

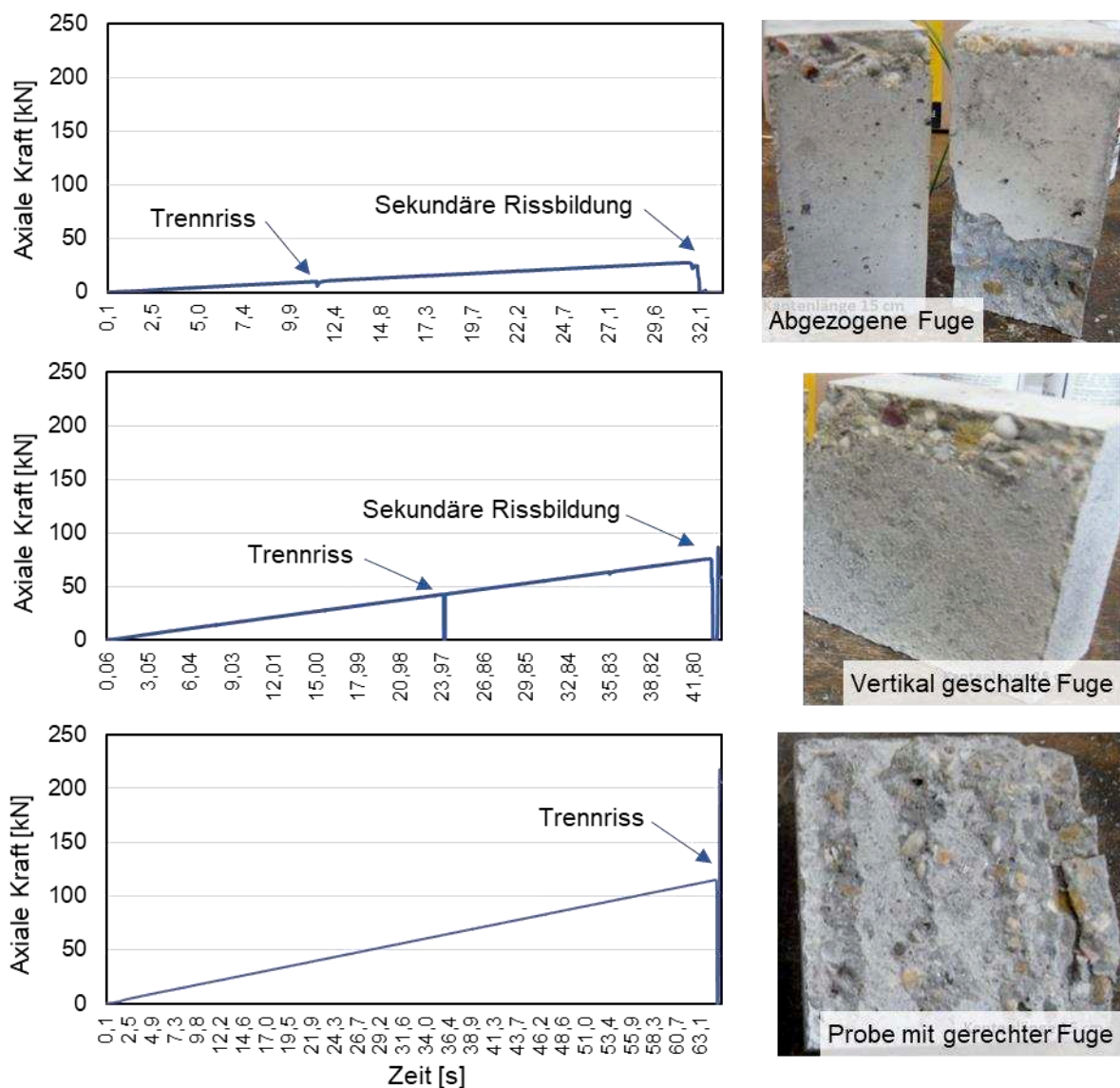


Bild 19: Beispiele für Bruchvorgänge in Proben mit einer Kartenlänge von 150 mm unter Verwendung von Lasterverteilstreifen aus Hartfaserplatten mit diversen Fugenbeschaffenheiten

Für das Modellieren des Scherverhaltens von Arbeitsfugen sind die Spannungen beim Überschreiten der Zugtragfähigkeit des Verbundes  $\sigma_{ct,sp}$  relevant – Spannungshöhe bei der Trennung der

Verbundkörperhälften. Im Spaltzugversuch wird allerdings lediglich die während der Messungen detektierte Höchstlast erfasst und daraus die Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  berechnet (siehe [DIN EN 12390-6]). Demnach, falls ein Verbundkörper nach der Ausbildung eines Trennrisses – schwacher Verbund – weiter belastbar ist, so wird dessen Zugtragfähigkeit überschätzt (siehe Bild 20). Im Allgemeinen gilt, je schwacher der Verbund ist, umso stärker fällt die Überschätzung der tatsächlichen Beanspruchbarkeit der Betonierfuge aus. Die Geometrie der Proben hat hierbei einen unwesentlichen Einfluss (siehe Bild 20).

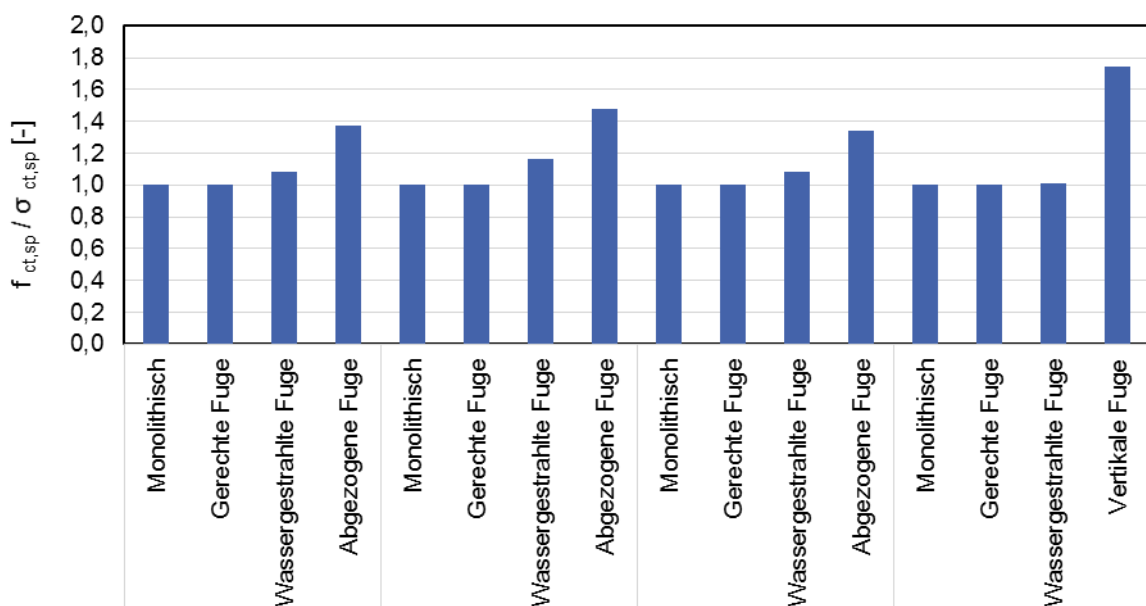


Bild 20: Mit der bei der vollständigen Ausbildung des Trennrisses gemessenen Spannung  $\sigma_{ct,sp}$  normierten Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  in Abhängigkeit der Fugenbeschaffenheit

Vor diesem Hintergrund widerlegen die gewonnenen Ergebnisse die Eignung des Spaltzugversuchs zur versuchstechnischen Bestimmung der adhäsiven/kohäsiven Zugbeanspruchbarkeit von Arbeitsfugen. Daher finden Spaltzugversuche in den weiterführenden Untersuchungen keine Betrachtung.

### 3.2.2 Haftzugversuch (Abreißversuch – Pull-Off-Test)

Im Rahmen des gegenwärtigen Forschungsvorhabens spiegelt die Haftzugfestigkeit quantitativ die adhäsiv/kohäsive Beanspruchbarkeit einer Arbeitsfuge. Hierbei zieht eine Prüfmaschine einen auf den Probekörper geklebten Prüfstempel normal zur Prüfkörperoberfläche gleichmäßig bis zum Bruch.

Ein besonderes Augenmerk der im Rahmen des gegenwärtigen Forschungsvorhabens durchgeführten Haftzugversuche lag auf der Untersuchung der Einflüsse aus Fugenrauigkeit, -feuchte und -alter auf das Zugverhalten des Verbundes in den Betonierfugen. Dieser Zielsetzung trugen insgesamt 8 Versuchsserien mit verschiedenen Fugenbeschaffenheiten und eine Referenzserie Rechnung (siehe Tabelle 6). Zur Gestaltung der Fugenoberfläche kamen Abziehlineal, Rechen und Drahtbürsten zum Einsatz. Ferner lagerten bspw. Proben der Serie 5 bis zur Ergänzungsbetonage

unter Wasser, während die Fugenoberflächen der Proben aus Serie 4 lediglich unmittelbar vor der Herstellung des Neubetons befeuchtet wurden (siehe Tabelle 6). Die Verbundprobekörper der Serien 7 und 8 unterscheiden sich im Alter des Altbetons zum Zeitpunkt der Ergänzungsbetonage. Demnach fand die Vervollständigung der Verbundproben in Serie 7 nach 6 Stunden und in Serie 8 nach 28 Tagen statt (siehe Tabelle 6).

*Tabelle 6: Überblick über das Versuchsprogramm zu den durchgeführten Haftzugversuchen*

<b>Serie</b>	<b>Beschreibung der Fugenbeschaffenheit</b>
1	Abgezogene Fuge
2	Gerechte Fuge
3	Gebürstete Fuge
4	Fuge wurde angefeuchtet vor einer erneuten Betonage
5	Probekörper wurden bis hin zur erneuten Betonage wassergelagert
6	Wassergestahlte Fuge
7	Ergänzungsbetonage 6 Stunden nach der ersten Betonage (Altbeton)
8	Ergänzungsbetonage 28 Tage nach der ersten Betonage (Altbeton)
9	Monolithische Proben

Eingehende Informationen bzgl. des Versuchsprogramms zu den durchgeführten Haftzugversuchen fasst Sonderegger in seiner Masterthesis [55] zusammen.

#### 3.2.2.1 Versuchsaufbau der Haftzugversuche

Die kraftgeregelten Haftzugversuche wurden mittels des Prüfgeräts F15D MP2000 des Herstellers Freundl in Anlehnung an DIN EN 1542 durchgeführt (siehe Bild 21, links). Die Prüfgeschwindigkeit betrug 600 N/s und war somit äquivalent zu der Belastungsgeschwindigkeit in den zentrischen Zugversuchen (siehe [55]).

Im Rahmen der Haftzugversuche kamen in zwei Betonierabschnitten hergestellte Balken mit 150x150x700 mm<sup>3</sup> zum Einsatz (siehe Tabelle 7 und Bild 21, rechts unten). Wobei jeweils 9 Einzelproben mit einem Durchmesser von 50 mm Berücksichtigung fanden (siehe Bild 21, links und rechts oben). Auf die Probenoberfläche geklebte Prüfstempel aus Stahl mit einem Durchmesser von 50 mm und einer Dicke von 20 mm stellten eine gleichmäßige Einleitung der einaxialen Zugkräfte sicher. Im Vorfeld wurden die Proben aufgeraut, um einem vorzeitigen Ablösen der zementleimreichen Randschicht des Alt- bzw. Neubetons vorzubeugen.

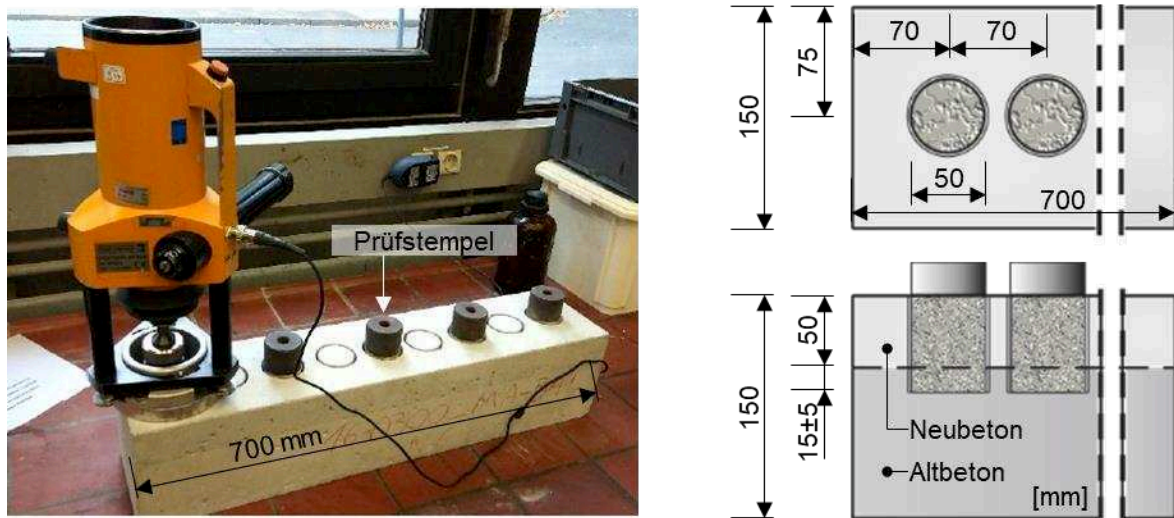


Bild 21: Haftzugprüfung: Versuchsaufbau (links) und Schema der Proben in Draufsicht (rechts oben) bzw. in Seitenansicht (rechts unten)

### 3.2.2.2 Ergebnisse der Haftzugversuche

Tabelle 7 beinhaltet einen Auszug der relevanten Ergebnisse zu den durchgeführten Haftzugversuchen. Detaillierte Informationen finden sich in [55]. Auf Grund der Auswertekriterien der Haftzugversuche nach DIN EN 1542 wiesen die Serien 4 bis 8 teilweise ungültige Ergebnisse auf. Im Allgemeinen lässt sich ein Anstieg der Haftverbundfestigkeit durch Verbesserung des Verbundes beider Probenhälften, bspw. durch Rechen der Oberfläche, und/oder durch Befeuchtung erzielen. So erhöhte sich die mittlere Haftverbundfestigkeit von Proben mit abgezogener Fugenoberfläche von  $1,5 \text{ N/mm}^2$  auf  $2,6 \text{ N/mm}^2$  infolge eines Befeuchtens vor der Ergänzungsbetonage (siehe Tabelle 7). Ferner geht mit einer Ergänzungsbetonage der Verbundkörper innerhalb von 6 Stunden nach dem Herstellen des ersten Betonierabschnitts ein stärkerer Kraftschluss zwischen den Fugenoberflächen einher – die mittlere Haftzugfestigkeit beträgt  $2,41 \text{ N/mm}^2$  –, als zu einem späteren Zeitpunkt (vgl. Serie 7 und 8 in Tabelle 7). Beispielsweise wiesen Probekörper eine mittlere Haftzugfestigkeit von  $1,94 \text{ N/mm}^2$  auf, welche erst nach 28 Tagen nach Herstellungszeitpunkt ergänzt worden waren.

Ein optisches Zeichen für die höhere Zugbeanspruchbarkeit des Haftverbundes spiegeln die Bruchoberflächen nach den Haftzugversuchen. Ausgewählte Beispiele hierzu veranschaulicht Bild 22. Während Proben mit abgezogener Fuge eine glatte Trennung zwischen den Verbundhälften vorweisen, zeichnen sich Proben mit gerechten bzw. gebürsteten Fugen durch eine raue Oberfläche aus. Je höher die Rauheit der Bruchoberfläche, umso mehr Energie war zum Auflösen des Verbundes bei gleicher Betonqualität notwendig, folglich erhöht sich die Haftzugfestigkeit.

Obwohl bei dem Betonieren ein besonderes Augenmerk auf die gleichmäßige Herstellung der Proben gelegt wurde, sind die berechneten Haftzugfestigkeiten dennoch mit relativ hohen Streuungen behaftet. Ferner kann kaum eine plausible Erklärung für die an monolithischen Proben geprüfte Haftzugfestigkeit von  $1,96 \text{ N/mm}^2$  im Vergleich mit an Proben mit gebürsteten Fugen erzielten Werten von  $1,93 \text{ N/mm}^2$  hergeleitet werden (siehe Tabelle 7). Auch sollte die Haftzugfestigkeit von  $1,74 \text{ N/mm}^2$  von Proben mit gerechten Fugen durch die größere spezifische Fugen-

oberfläche oberhalb der berechneten Werte 1,96 N/mm<sup>2</sup> von Proben mit gebürsteten Fugen liegen. Ein Grund hierfür könnte eventuell in den beobachteten verschiedenen Versagensmechanismen in den Proben mit gerechten Fugen liegen. Neben dem in Bild 22, Mitte links dargestellten, erwarteten Bruchbild, das auf einen energieintensiven Versagensvorgang hindeutet, versagten einige Proben mit einer glatten Trennung in der Fuge (siehe Bild 22, Mitte rechts). Letzteres ist ein Anzeichen für einen Trennbruch bei niedrigem Lastniveau – die Haftzugfestigkeit fällt geringer aus – bei gleichbleibender Betonqualität.

Tabelle 7: Überblick über die in den Haftzugversuchen erzielten Ergebnisse aus [55]

Serie	Fugenbeschaffenheit	gültige Proben	mittlere Haftzugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Standardabweichung [N/mm <sup>2</sup> ]
1	Abgezogene Fuge	9	1,50	0,31
2	Gerechte Fuge	9	1,74	0,22
3	Gebürstete Fuge	9	1,93	0,31
4	Fuge wurde angefeuchtet vor einer erneuten Betonage	6	2,59	0,22
5	Probekörper wurden bis hin zur erneuten Betonage wassergelagert	3	3,38	0,16
6	Wassergestrahlte Fuge	4	2,76	0,09
7	Ergänzungsbetonage 6 Stunden nach der ersten Betonage (Altbeton)	3	2,41	0,34
8	Ergänzungsbetonage 28 Tage nach der ersten Betonage (Altbeton)	4	1,94	0,17
9	Monolithische Proben	9	1,96	0,17



Bild 22: Exemplarisch beobachtete Bruchoberflächen nach Haftzugversuch; gemäß Tabelle 7 Serie 1 (links), Serie 2 (Mitte) und Serie 3 (rechts)

Aus bruchmechanischer Sicht weist der Haftzugversuch einen weiteren Nachteil auf, da die Proben mit einer Bohrkrone mit einem Durchmesser von 50 mm vorzubohren sind. Um jedoch repräsentative Ergebnisse zu erzielen, müsste die Mindestabmessung der Proben mindestens das Dreifache des Größtkorns betragen. Der verwendete Beton mit einem Größtkorn von 16 mm erfüllt

knapp dieses Kriterium. Wasserbauliche Betone weisen allerdings Gesteinskörnung mit einem Durchmesser von mindesten 32/64 mm auf. Außerdem ist eine nicht zu quantifizierende Schädigung der niederfesten Fuge durch die mechanische Scherbeanspruchung beim Vorbohren nicht auszuschließen.

Darüber hinaus wichen die berechneten Haftzugfestigkeiten der verschiedenen Prüfserien stark von den entsprechenden geprüften zentrischen Zugfestigkeiten ab (vgl. 3.2.3.2). Folglich ist die Haftzugfestigkeit zum Modellieren der Zugtragbeanspruchbarkeit von Verbundfugen ungeeignet.

Vor diesem mannigfaltigen Hintergrund werden Haftzugversuche aus den weiteren Betrachtungen ausgeschlossen.

### 3.2.3 Zentrische Zugversuche

Der zentrische Zugversuch gehört der Gruppe direkter Zugversuche an; er liefert direkt die tatsächliche Zugfestigkeit des untersuchten Werkstoffs. Da allerdings seine Durchführung hohe Anforderungen an die Genauigkeit der Proben sowie an Versuchsaufbau, Prüfmaschine und Messtechnik stellt, können lediglich wenige Prüflabore diesen realisieren.

#### 3.2.3.1 Versuchsaufbau der zentrischen Zugversuche

Zur Modellbildung des kohäsiven und adhäsiven Zugtragverhaltens des Verbundes in Betonierfugen ist die Kenntnis deren Zugbeanspruchbarkeit von essenzieller Bedeutung. In der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe fanden daher zentrische Zugversuche mit der Zielsetzung statt, die einaxiale Zugfestigkeit und das Arbeitsvermögen bzw. die Resttragfähigkeit des Kontakts der Fugenoberflächen messtechnisch zu erfassen.

Eine der wichtigsten Randbedingungen bei der Durchführung eines Zugversuchs adressiert die Verhinderung einer Probekörperdrehung während der Belastung. Mit einer Probenverdrehung geht eine exzentrische Belastung einher, woraus ein festigkeitsreduzierendes Moment resultiert. Aus diesem Grund sind die Proben unmittelbar auf steifen Lasteinleitungsplatten aus Stahl direkt in die Prüfmaschine eingeklebt worden (siehe bspw. Bild 23, rechts). Zur Sicherstellung einer vertikalen Ausrichtung der Proben wurden deren Stirnseiten im Vorfeld planparallel gesägt und geschliffen.

Die zentrischen Zugversuche steuerten induktive Messwegaufnehmer (IWA, siehe bspw. Bild 23 bis Bild 25, rechts). Die eingeschnürten Proben wurden insgesamt mit 6 induktiven Messwegaufnehmern bestückt, wobei die Versuchsregelung über den Mittelwert von zwei gegenüberliegenden IWA mit einer Dehnungsgeschwindigkeit von  $\dot{\varepsilon} = 5 \cdot 10^{-5}$  1/s erfolgte (siehe Bild 23, 2. Bild v.l.). Die Messlänge von 250 mm umfasste den kompletten verjüngten Bereich der Probe.

Im Falle der Bohrkernbeurteilung betrug die äquivalente Verformungsgeschwindigkeit  $\dot{\delta} = 5 \cdot 10^{-4}$  mm/s über eine Messlänge von 50 mm (siehe Bild 24 und Bild 25, 2. Bild v.l.). Hierbei kamen drei induktive Messwegaufnehmer zum Einsatz.



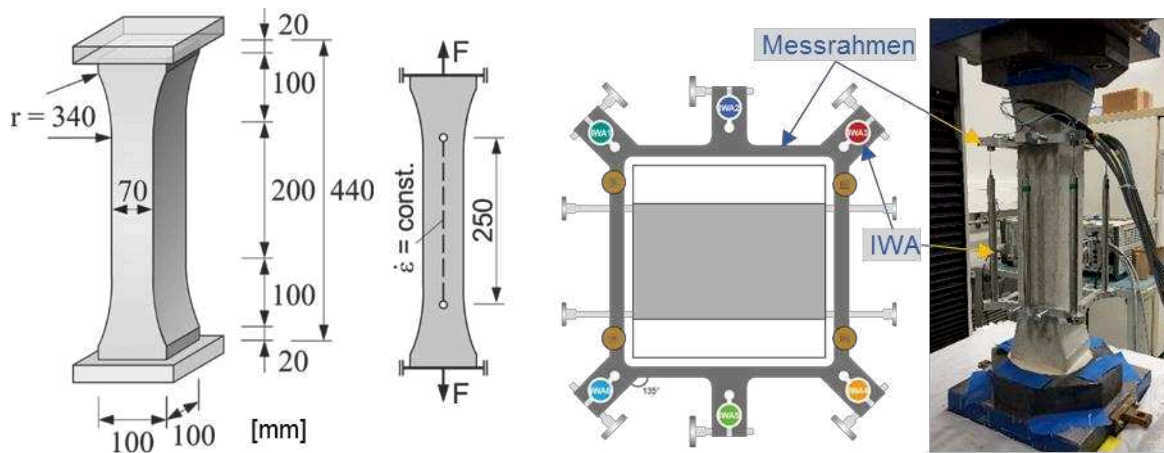


Bild 23: Geometrie und Versuchsaufbau der eingeschnürten Proben; IWA: induktiver Messweg-aufnehmer; Symbole siehe Notation

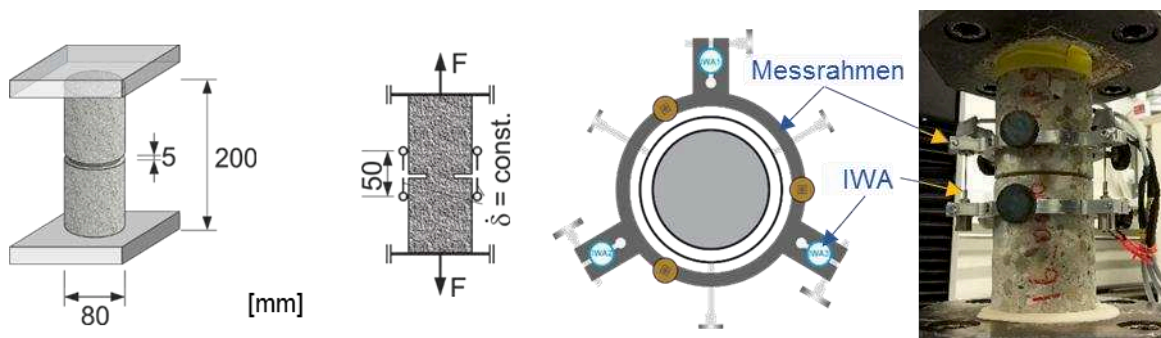


Bild 24: Geometrie und Versuchsaufbau der gekerbten Bohrkernen; IWA: induktiver Messweg-aufnehmer; Symbole siehe Notation

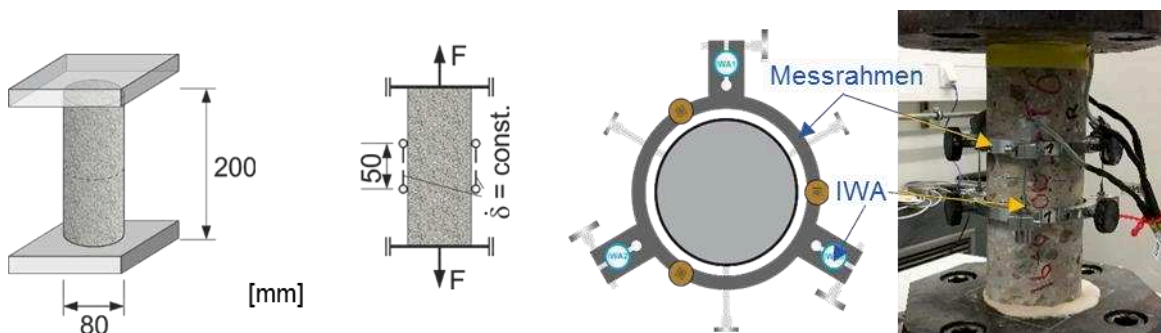


Bild 25: Geometrie und Versuchsaufbau der ungekerbten Bohrkernen mit Arbeitsfuge; IWA: induktiver Messweg-aufnehmer; Symbole siehe Notation

Weiterführende Informationen zur Beschreibung der Versuchsaufbauten sowie zur Durchführung der zentrischen Zugversuche können [55] entnommen werden.

### 3.2.3.2 Ergebnisse der zentrischen Zugversuche

Zentrische Zugprüfungen an monolithischen Proben mit verjüngtem Querschnitt lieferten Informationen über die einachsige Zugfestigkeit des untersuchten Betons. Die Versagenskurven aus vier erfolgreichen Versuchen mit einer mittleren Zugfestigkeit von  $2,93 \text{ N/mm}^2$  stellt Bild 26 dar. Aus den gemessenen Spannungs-Dehnungsbeziehungen lässt sich ferner der Elastizitätsmodul unmittelbar herleiten: Er entspricht dem  $\tan \alpha$  im Origo des Diagramms (siehe Bild 26).

Die an eingekerbten Bohrkernen bestimmte Bruchenergie  $G_f$  gab Aufschluss über das Zugtragvermögen des Betons (siehe Bild 27). Die Bruchenergie reflektiert die zur vollständigen Öffnung des Makrorisses notwendige Energie. In Zugprüfungen an gekerbten Proben lässt sich eine Nettzugfestigkeit feststellen. Die hier vorgestellten Zugversuche ergaben eine mittlere Zugfestigkeit von  $2,79 \text{ N/mm}^2$ . Der niedrigere Wert im Vergleich zu der an eingeschnürten Proben ermittelten mittleren Zugfestigkeit von  $2,93 \text{ N/mm}^2$  rührt von der festigkeitsmindernden Wirkung der Einkerbung der Proben. Infolge der Kerbe entstehen Spannungsspitzen, dem spröden Beton fehlt die Duktilität, diese abzubauen zu können.

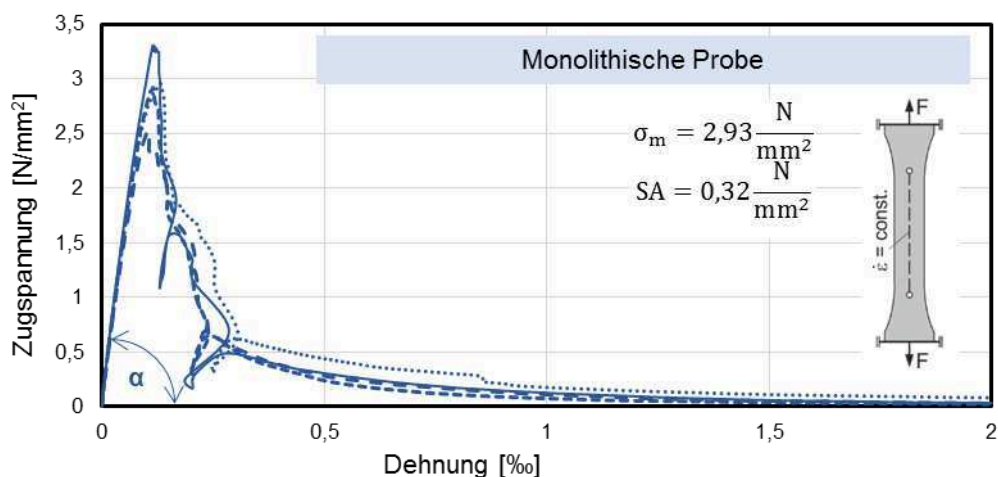


Bild 26: Spannungs-Dehnungsbeziehungen der eingeschnürten Einzelproben;  $\sigma_m$ : mittlere Zugspannung, SA: Standardabweichung

Die messtechnisch erfassten Zugspannungs-Verformungskurven stellen im Weiteren eine Grundlage für die Herleitung eines statischen Modells zur Beschreibung des Schertragverhaltens von Betonierfugen sowie im Allgemeinen für die numerischen Untersuchungen dar.

Zur messtechnischen Untersuchung des Zugtragverhaltens von Arbeitsfugen – und hierdurch zur Beschreibung des adhäsiven kohäsiven Anteils hinsichtlich deren Scherbeanspruchbarkeit – fanden zentrische Zugversuche an Bohrkernen statt. Exemplarisch fiel die Wahl auf Fugenbehandlungen mit Bürsten und Rechen. Aus den gewonnenen Zugspannungs-Verformungsbeziehungen (siehe Bild 28) geht die gleiche mittlere Zugfestigkeit von  $1,38 \text{ N/mm}^2$  hervor. Allerdings zeichnen sich die Versuchsergebnisse an den Proben mit gebürsteten Fugen durch eine höhere Streuung aus. Die Standardabweichung beträgt  $0,46 \text{ N/mm}^2$  im Gegensatz zu den Proben mit gerechter Fuge von  $0,13 \text{ N/mm}^2$ .

Die beobachteten Schlingen mit teilweise negativen Zugspannungswerten in den erfassten Kurvenverläufen – plötzlicher Kraftabfall mit lokaler Rückverformung der Probe – deuten auf eine einseitige Makrorissbildung hin (siehe Bild 26 bis Bild 28). Die dargestellten Kurven stellen den Mittelwert aus den Daten der drei bzw. sechs induktiven Messwegaufnehmern dar. Tritt ein Riss auf, so hebt sich die Probe lokal infolge Verformungszunahme, folglich wird die gegenüberliegende Probenseite gedrückt. Erst mit voranschreitender Prüfung erfasst der provisorisch unterdrückte Messwegaufnehmer wieder Zugkräfte.

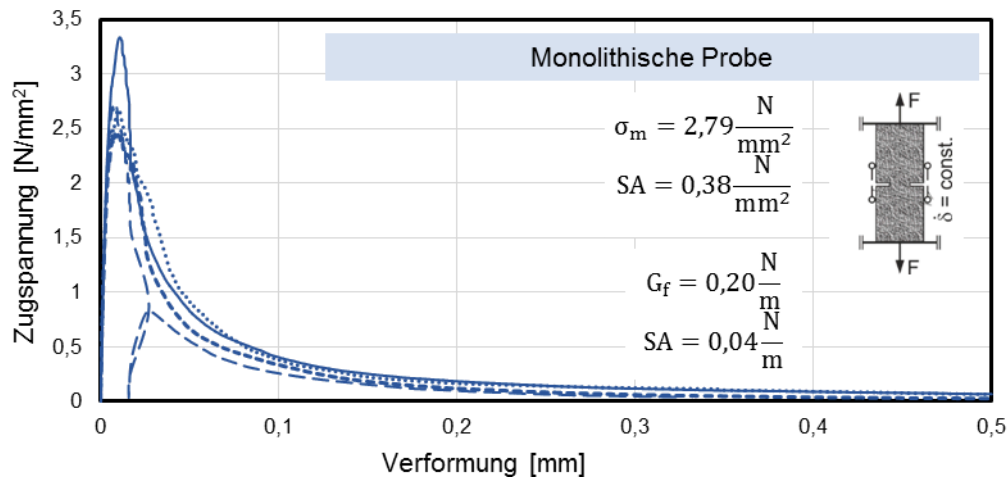


Bild 27: Spannungs-Verformungsbeziehungen der Einzelproben an gekerbten Bohrkernen;  $\sigma_m$ : mittlere Zugspannung,  $G_f$ : Bruchenergie, SA: Standardabweichung

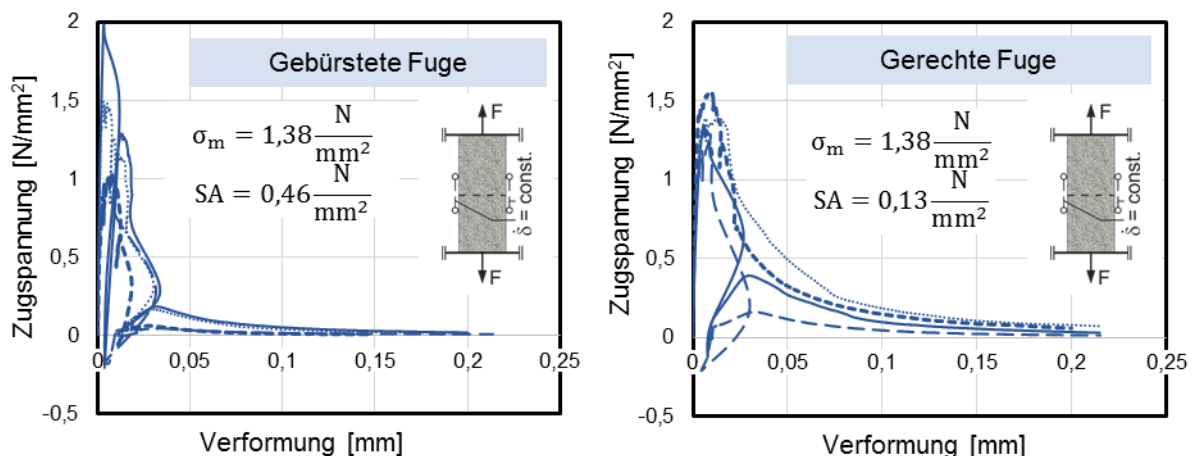


Bild 28: Spannungs-Verformungsbeziehungen der Einzelproben mit Bürste und Rechen bearbeiteten Arbeitsfugen im Vergleich;  $\sigma_m$ : mittlere Zugspannung, SA: Standardabweichung

Ausführliche Angaben zu den einzelnen Versuchsergebnissen umfasst [55].

### **3.2.4 Folgerungen für die Modellbildung**

Zusammenfassend lassen sich für die weiterführenden Untersuchungen die nachfolgenden Aspekte resümieren. Spaltzugversuche gehen teilweise mit einer sekundären Rissbildung einher. Die Belastung bei der Ausbildung des Trennrisses kann gegebenenfalls geringer ausfallen als die Laststufe beim Abbruch/Ende des Versuchs. Da der Berechnung der Spaltzugfestigkeit die im Versuch erfasste Höchstlast zugrunde gelegt wird, kommt es zur Überschätzung der Zugtragfähigkeit des Verbundes zwischen den Fugenoberflächen.

Die Ergebnisse des Haftzugversuchs sind mit starken Streuungen behaftet. Ferner fällt der Durchmesser der vorgebohrten Proben mit 50 mm aus bruchmechanischer Sicht für wasserbauliche Betone mit Gesteinskörnungen größer als 16 mm gering aus. Die daraus resultierenden Versuchsergebnisse verlieren am Maß ihrer repräsentativen Qualität.

Zum Modellieren des Zugtragverhaltens von Arbeitsfugen eignen sich lediglich zentrische Zugversuche. Allerdings bildet sich der Makroriss in den Proben während der zentrischen Zugversuchen bei Verformungen weit unterhalb von 0,05 mm aus (siehe Bild 26 und Bild 28). Somit bedarf die Überprüfung der Relevanz dieses geringen adhäsiven kohäsiven Anteils im Hinblick auf die ganzheitliche Betrachtung des vollständigen Schertragverhaltens von Arbeitsfugen vor dem Hintergrund einer Modellbildung weiterführender Überlegungen.

## **3.3 Bestimmung des Reibungsanteils der Schertragfähigkeit von Arbeitsfugen: (Rahmen)Scherversuche**

Ein besonderes Augenmerk des Forschungsvorhabens lag auf der Bestimmung des Reibungsanteils der Scherbeanspruchbarkeit – Scherspannungen zu verschiedenen Verformungsanteilen und korrespondierenden Reibungskoeffizienten – von Betonier- bzw. Arbeitsfugen. Daher bestand die übergeordnete Zielsetzung des gegenwärtigen Abschnittes in der Überprüfung der entsprechenden Eignung jenes Rahmenschergeräts des Referats Baustoffe der BAW, welches eigens zur experimentellen Herleitung relevanter Scherparameter von Arbeitsfugen in wasserbaulichen Bestandsbauwerken angeschafft worden war.

Vor diesem Hintergrund stellt der nachfolgende Unterabschnitt den prinzipiellen Aufbau und Durchführung der Scherversuche vor (siehe Abschnitt 3.3.1). Anschließend wird das durchgeführte Versuchsprogramm vorgestellt. Hierbei reflektiert zunächst Abschnitt 3.3.2 die Validierung des Rahmenschergeräts. Die darauffolgenden Unterabschnitte gehen auf die gezielten Untersuchungen zur Identifizierung möglicher Einflussparameter auf die detektierten Messergebnisse der Rahmenscherversuche ein (siehe Abschnitt 3.3.3). Die so gewonnenen Erfahrungen erlaubten schlussendlich die Interpretation der an Bestandsproben durchgeführten Scherversuche (siehe Abschnitt 3.3.4). Die erarbeiteten Auswerteverfahren für mögliche Messergebnisse spiegelt gesondert Abschnitt 3.3.6.

### **3.3.1 Versuchsaufbau, -durchführung und -kenngrößen**

Im Scherversuch erfährt der Probekörper eine konstante vertikale Druckbelastung, während der horizontal ausgerichtete Messzylinder die untere Probenhälfte mit einer konstanten Verformungsgeschwindigkeit zu sich hinzieht (siehe Bild 29 sowie Bild 30). Hierbei muss die Kraft ge-

nau in der Mittellinie der Arbeitsfuge angreifen, um eine eventuelle exzentrische Belastung und folglich einer daraus resultierenden Tragfähigkeitsreduzierung vorzubeugen. Der Probekörper befindet sich während des Scherversuchs in einem Stahlrahmen des Versuchsgeräts, bestehend aus einer voneinander unabhängigen oberen und unteren Rahmenhälfte, mit Innenabmessungen von Länge/Breite/Höhe = 200/205/200 mm und erfährt die Belastung unmittelbar über diesen Stahlrahmen (siehe Bild 29, rechts und Bild 30, links). Aus diesem Grund ist die passgenaue Geometrie des Probekörpers von großer Bedeutung. Trifft diese Randbedingung nicht zu, wie beispielsweise bei Bohrkernen, so kommt eine Kastenform aus Aluminium zum Einsatz. Die Proben werden mittels eines Ausgussmörtels in den Aluminiumformen fixiert und so in der Prüfmaschine eingebaut geprüft (siehe Bild 29, links).

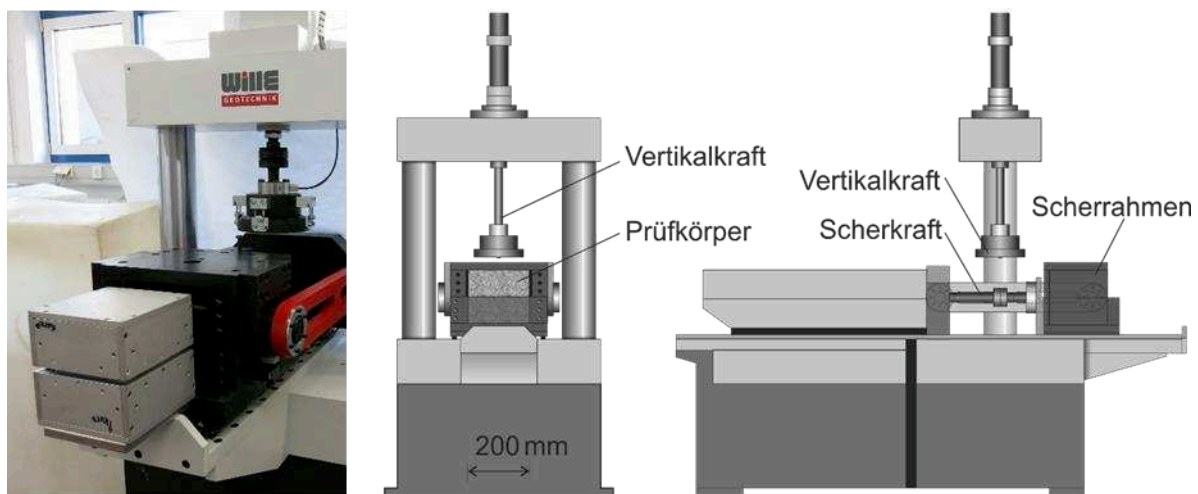


Bild 29: Rahmenschergerät des Referats B3, der BAW mit Formkästen für Bohrkern und Proben mit Abmessungen kleiner als 200 mm (links), Draufsicht (Mitte) und Seitenansicht (rechts) in Probeneinbausituation

Die schematische Beanspruchung des Probekörpers während des Rahmenscherversuchs stellt Bild 30, links dar. Die Kraftmessdosen detektieren die konstant gehaltenen Normalkräfte  $F_N$ , die Scherkräfte  $F_V$  sowie den Aufgleitweg  $w$  in Abhängigkeit des Scherweges  $v$ . Aus den experimentell hergeleiteten Scherspannungen  $\sigma_v(v)$  lässt sich zum einen auf den Bemessungswert der Schertragfähigkeit der Fuge  $v_{Rdi}$  gemäß Eurocode 2 (siehe Gleichung (2)) schließen (siehe Gleichung (20)). Ferner können die Reibungs-  $\varphi$  und Dilatationswinkel  $i$  nach dem Coulombschen Gesetz sowie folglich der Reibungskoeffizient  $\mu$  berechnet werden (siehe Gleichung (21)). Hierbei entspricht der Dilatationswinkel  $i$  für eine ebene Scherbeanspruchung Null.

Die maximale Belastung der Kraftmessdosen beträgt 25 kN vertikal (Normalkraft) und 100 kN horizontal (Scherkraft). Bei den durchgeführten Untersuchungen variierten die vertikal auf die Probe aufgetragenen Normalspannungen zwischen 0,1 und 1 N/mm<sup>2</sup>. Die betrachteten Scherwege wurden zwischen 1,5 sowie 20 mm und die Verformungsgeschwindigkeit von 0,06 bis 12 mm/min gewählt. Die Datenaufzeichnungsrate variierte zwischen 0,01 und 0,5 s. Genaue Angaben zu den Prüfrandbedingungen werden bei den jeweiligen Serien erwähnt. Ferner befinden sich weiterführende Detailinformationen in [1] bzw. in [4].

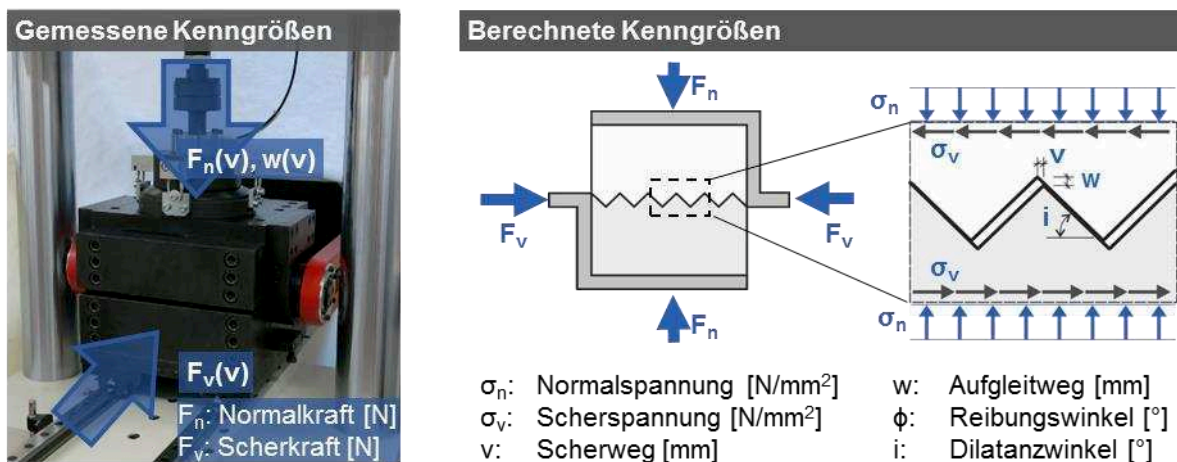


Bild 30: Belastungszustand im Rahmenschergerät (links) und dessen Schema sowie aus dem Versuch abgeleiteten Kenngrößen (rechts)

$$v_{Rdi} = c_{ad} \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \quad (20)$$

mit  $v_{Rdi}$ : Bemessungswert der Schertragfähigkeit in der Fuge [N/mm<sup>2</sup>]

$c_{ad}$ : Rauigkeitsbeiwert für Adhäsionstraganteil [-]

$f_{ctd}$ : Bemessungswert der Betonzugfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$\mu$ : Reibungsbeiwert [-]

$\sigma_n$ : Bemessungswert der Normalspannung senkrecht zur Fuge

$$\sigma_v = c + \sigma_n \cdot \mu = c + \sigma_n \cdot \tan(\phi + i) \quad (21)$$

mit  $c$ : Kohäsion [N/mm<sup>2</sup>]

weitere Parameter siehe Bild 30.

Die Steuerung der Prüfmaschine erfolgt mittels der Software GEOsys Version 8.7.8.13. Nach Eingabe der probenspezifischen Daten sowie der Belastungsgrößen wird der Probekörper im Stahlrahmen händisch unter der vertikalen Kalotte platziert und bis zum Erreichen einer Sollnormalspannung von 200 N maschinell gedrückt. Anschließend startet der Rahmenscherversuch gemäß den definierten Vorgaben.

Während des Rahmenscherversuchs veranschaulicht GEOsys die detektierten vertikalen Normalspannungen, die horizontalen Scherspannungen und den korrespondierenden Aufgleitweg über den Scherweg (siehe Bild 31). Der Aufgleitweg quantifiziert hierbei die vertikale Verformung der Probe, der Scherweg die horizontale (siehe Bild 30).

Im Allgemeinen lassen sich hinsichtlich des Materialverhaltens während des Scherversuchs fünf charakteristische Bereiche identifizieren (siehe Bild 31). Verläuft allerdings die Scherspannungskurve anders als in Bild 31 dargestellt, so kann dieses unterschiedliche Materialverhalten gegebenenfalls zu abweichenden Charakteristika führen. Im Späteren werden hierzu Beispiele sowie Ursachen erläutert.

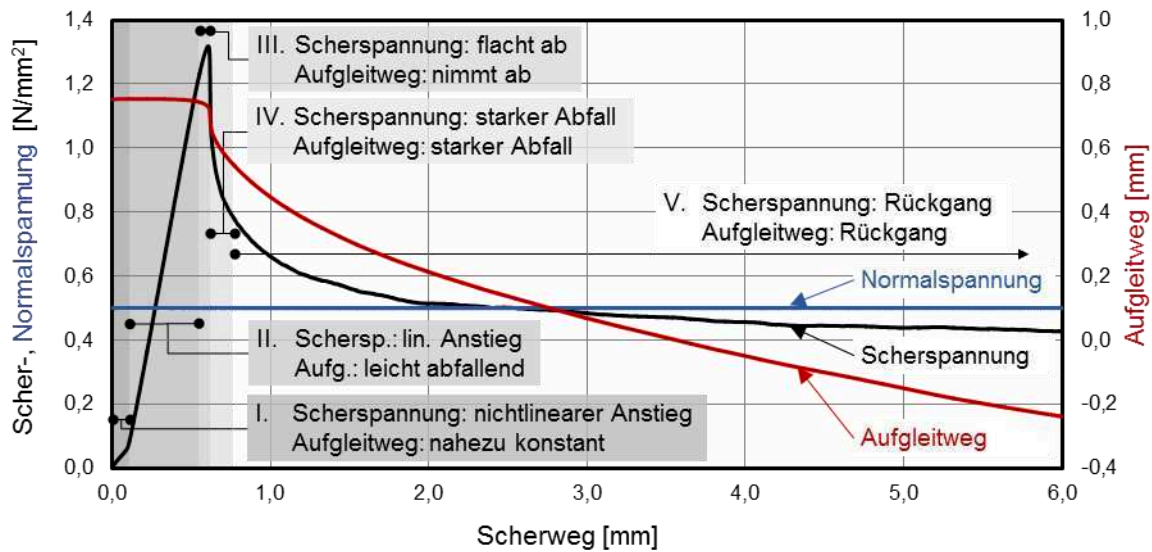


Bild 31: Ergebnisbeispiel eines Rahmenscherversuchs gemäß GEOsys unterteilt in repräsentativ differenzierte Bereichen (I bis V) des Materialverhaltens in der Arbeitsfuge

Eine wesentliche Voraussetzung für die Herleitung repräsentativer und belastbarer Scherparameter ist die korrekte, adäquate Durchführung des Rahmenscherversuchs. Hierbei können mit den Probekörpercharakteristiken sowie den Einbaumodalitäten mögliche Fehler einhergehen. Aus diesem Grund ist es von substantieller Bedeutung, den in [1] bzw. in [4] erarbeiteten Anweisungen Folge zu leisten.

### 3.3.2 Validierung des Rahmenschergeräts der BAW

Die Validierung des Rahmenschergeräts des Referats Baustoffe umfasste zwei wesentliche Aspekte. Zum einen fungierten aus der Fachliteratur bekannte Reibungskoeffizienten als Vergleichswerte zu den eigens geprüften Messdaten. Darüber hinaus fanden Scherversuche an zwei weiteren Rahmenschergeräten unter gleichen Prüfrandbedingungen sowie an Proben gleicher Geometrie und Qualität statt.

#### 3.3.2.1 Validierung durch bekannte Referenzwerten

Mit der Zielsetzung in der Fachliteratur verfügbare Reibungskoeffizienten experimentell mittels des Rahmenschergeräts zu reproduzieren, kamen Proben aus Stahl und Acrylglas zum Einsatz. Untersuchungen im Falle der Stahlproben bestätigen die Größe des Reibungskoeffizienten von etwa 0,2. Ferner zeigen die Versuchsergebnisse einen leichten Anstieg der mit der Normalspannung normierten Scherspannungen mit höher werdenden Normalspannungen. Gleichzeitig nahmen die vorhin genannten Quotienten mit zunehmender Schergeschwindigkeit ab.

Laut Fachliteratur beträgt der Reibungskoeffizient für Acrylglas 0,8. Die eigenen Untersuchungen ergaben einen Reibungskoeffizienten bis zu maximal 0,6. Die Differenz könnte von herstellungsbedingten unterschiedlichen Haft- und Gleiteigenschaften rühren. Weitere Informationen zu den Untersuchungen mit den Proben aus Stahl und Acrylglas können [1] entnommen werden.

### 3.3.2.2 Validierung mittels Rahmenschergeräten

Im Weiteren kamen zur Validierung des Rahmenschergeräts des Referats B3 Baustoffe zwei weitere Prüfmaschinen zum Einsatz. Mit dem Rahmenschergerät des Instituts für Boden- und Felsmechanik (IBF) des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) fanden Untersuchungen an Proben mit den Abmessungen 125 x 100 x 100 mm<sup>3</sup> statt (siehe Bild 32, links). Gleichzeitig wurden in den Untersuchungen mit dem Rahmenschergerät der Abteilung Geotechnik der BAW Proben mit Abmessungen von 70 x 70 x 40 mm<sup>3</sup> geprüft (siehe Bild 32, rechts). Aus Gründen der unmittelbaren Vergleichbarkeit erfolgten die Scheruntersuchungen am Referat B3 unter Betrachtung beider genannten Probengeometrien sowie an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm.

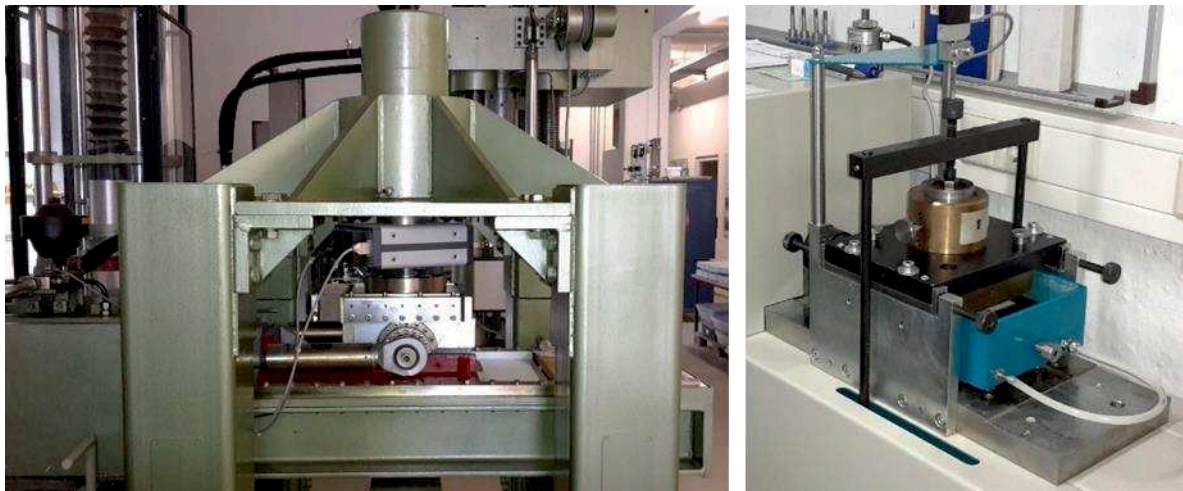


Bild 32: Rahmenschergeräte des Instituts für Boden- und Felsmechanik des KIT (links) und der Abteilung Geotechnik der BAW (rechts)

Die Prüfcharakteristika der Rahmenschergeräte fasst Tabelle 8 zusammen. Wesentliche Unterschiede bestanden in der Belastungsgröße der vertikal ausgerichteten Messzylinder für die Übertragung der Druckkräfte sowie in den möglichen Scherflächen.

Tabelle 8: Prüfcharakteristika der eingesetzten Rahmenschergeräte aus [2] im Vergleich

Schерgerät von	KIT	BAW	
	IBF <sup>1)</sup>	Abt. Geotechnik	Ref. Baustoffe
Maximale Scherkraft [kN]	500	2, 5, 10	100
Maximale Normalkraft [kN]	500	10	25
Maximale Scherfläche [cm <sup>2</sup> ]	450	100	400
Angewandte Prüfgeschwindigkeit [mm/min]	0,06-0,5	0,06-0,5	0,06-0,5
Betrachteter Scherweg [mm]	20	20	20

<sup>1)</sup> Institut für Boden- und Felsmechanik des Karlsruher Institut für Technologie



Insgesamt trugen die an 55 Proben gewonnenen Erkenntnisse zur Validierung des Rahmenschergeräts des Referats Baustoffe bei. Die jeweiligen Fugenbeschaffenheiten, Abmessungen der untersuchten Proben sowie die definierten Normalspannungsniveaus beschreibt Tabelle 9. Die aufgeführten Fugenbeschaffenheiten beziehen sich im Falle einer monolithischen Probe mit vorgeschädigten Eigenschaften auf solchen Probekörper, welche in einem Betonierabschnitt hergestellt und anschließend gespalten worden waren. Die Spaltung der Proben machte die relativ niedrige maximale Scherkraft der Kraftmessdosen (siehe Abschnitt 3.3.1) notwendig. Monolithische Proben weisen den stärksten Kontakt auf, während mit einer glatt abgezogenen Fugenoberfläche nach dem ersten Betonierabschnitt eine schwache Verbindung zwischen den beiden Probenhälften einhergeht.

Tabelle 9: Überblick über das Versuchsprogramm zur Validierung des Rahmenschergeräts [2]

Serie	Fugenbeschaffenheit	Normalspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Abmessungen der Scherfläche [mm <sup>2</sup> ]	Probenanzahl
1a		0,8	100 x 200	4
1b	Monolithisch vorgeschädigt	1,0	100 x 100	8
2a		0,5	100 x 200	4
2b		1,5	100 x 100	8
3a	Abgezogen vorgeschädigt	1,0	100 x 200	4
3b		1,0	100 x 100	8
4a	Abgezogen Haftverbund	1,0	100 x 200	4
4b		1,0	100 x 100	8
5	Abgezogen vorgeschädigt	0,3	70 x 70	7

Den unterschiedlichen Versuchsaufbauten der eingesetzten Prüfgeräte trugen verschiedenartige Probenpräparationen Rechnung. Die genauen Vorgehensweisen sind hierzu in [2] erläutert.

### Ergebnisse zur Validierung des Rahmenschergeräts

Ausgewählte Ergebnisse aus den durchgeführten 5 Prüfserien zur Validierung des Rahmenschergeräts stellt Tabelle 10 vor. Hierbei gibt die mittlere Scherfestigkeit den Mittelwert aus vier Einzelmessungen wieder. Im Allgemeinen konnten die Versuchsergebnisse des Rahmenschergeräts des Referats Baustoffe B3 durch die weiteren zwei Scherprüfmaschinen bestätigt werden. Die beobachteten Differenzen rühren hauptsächlich aus den verschiedenen Gerätesteifigkeiten sowie aus den unterschiedlichen Kraftaufbringungen.

Die gewonnenen Ergebnisse entsprechen den erwarteten Tendenzen. Beispielsweise weisen die monolithischen Proben die höchsten beobachteten Scherfestigkeiten von 3,39 bis 5,04 N/mm<sup>2</sup> abhängig von Probengeometrie und Normalspannungsniveau auf (siehe Tabelle 10 und Bild 33). Die gezielte Schwächung der Fugenverbände durch Abziehen der Betonieroberflächen nach dem ersten Füllen der Schalungen führte zu einer Reduktion der beobachteten Höchstscherspannung.

gen von 3,02 bis 4,06 N/mm<sup>2</sup>. Eine zusätzliche Vorschädigung durch Spalten der Probe resultierte in einer weiteren Abnahme der Scherbeanspruchbarkeit, mit mittleren Scherfestigkeiten von 1,76 bis 2,09 N/mm<sup>2</sup>.

*Tabelle 10: Beispiele zu den geprüften Mittelwerten der Scherfestigkeiten in den verschiedenen Prüferien zur Validierung des Rahmenschergeräts [2]; B: Bautechnik, G: Geotechnik, IBF: Institut für Boden- und Felsmechanik des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT), SA: Standardabweichung*

Serie	Fuge	Standort	Scherfläche [mm <sup>2</sup> ]	Normalspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	mittlere Scherfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	SA [N/mm <sup>2</sup> ]
1	Monolithisch vorgeschädigt	BAW B	200 x 200	1,0	3,98	0,98
		BAW B	100 x 100		4,00	0,40
		KIT IBF	100 x 100		3,39	0,27
2	Monolithisch vorgeschädigt	BAW B	200 x 200	1,5	3,55	0,38
		BAW B	100 x 100		5,04	0,38
		KIT IBF	100 x 100		4,32	0,56
3	Abgezogen vorgeschädigt	BAW B	200 x 200	1,0	2,09	0,29
		BAW B	100 x 100		2,03	0,05
		KIT IBF	100 x 100		1,76	0,19
4	Abgezogen Haftverbund	BAW B	200 x 200	1,0	3,02	1,23
		BAW B	100 x 100		4,06	0,48
		KIT IBF	100 x 100		3,29	0,01
5	Abgezogen vorgeschädigt	BAW B	70 x 70	0,3	0,68	0,17
		BAW G	70 x 70		0,74	0,28

Bild 33 vergleicht exemplarisch die experimentell bestimmten Scherspannungsverläufe über den Scherweg mittels der Rahmenschergeräte des BAW Referats Baustoffe B3 und des KIT IBF für die Serie 1 links und für Serie 3 rechts. Abgesehen von dem deutlich größeren Anliegeweg der Prüfmaschine des IBF (siehe Bild 33, links) zeigen die Größen und Verläufe der detektierten Scherspannungen eine gute Übereinstimmung. Die dargestellten Ergebnisse deuten ferner auf die festigkeitsreduzierende Wirkung der abgezogenen, vorgeschädigten Oberflächen hin. Während monolithische Proben Scherfestigkeiten zwischen 3,5 und 4,4 N/mm<sup>2</sup> erzielten, ergaben die Rahmenscherversuche an Proben mit abgezoener Oberflächengestaltung lediglich Scherfestigkeitswerte zwischen 1,8 und 2,1 N/mm<sup>2</sup>.

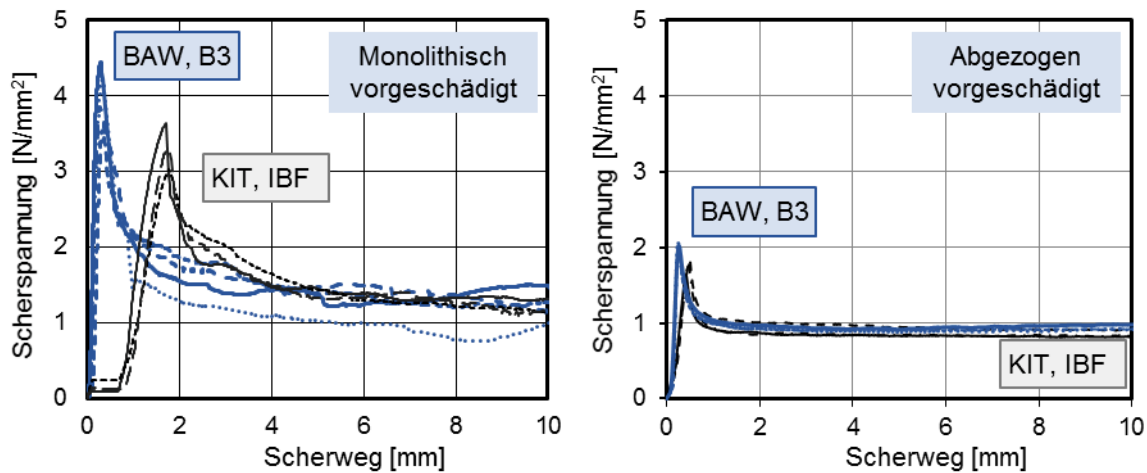


Bild 33: Vergleich ausgewählter, detektierter Scherspannungsverläufe über den Scherweg mittels der Rahmenschergeräte der BAW, Referat Baustoffe B3 und des Instituts für Boden- und Felsmechanik des KIT für die Serie 1 (links) und für die Serie 3 (rechts)

Detaillierte Informationen zu den durchgeführten Rahmenscherversuchen mit der Zielsetzung der Validierung können [2] entnommen werden.

### 3.3.3 Einflüsse auf das Schertragverhalten – Laborproben

Auf Basis der Versuchsergebnisse aus den Untersuchungen zur Validierung des Rahmenschergeräts konnten die systematischen Analysen zur Identifizierung verschiedener Einflussfaktoren auf das Schertragverhalten von Arbeitsfugen begonnen werden. Der gegenwärtige Abschnitt 3.3.3 reflektiert hierbei die Auswirkungen aus diversen Fugenbeschaffenheiten und Probengrößen von unter Laborbedingungen hergestellten Proben auf die detektierten Scherkenntgrößen.

#### 3.3.3.1 Künstliche Fugenbeschaffenheit







Herstellungsbedingt können die Oberflächen intakter bzw. beschädigter/offener Arbeitsfugen hochkomplexe Topologien aufweisen. Allerdings beeinflusst die Beschaffenheit der Fugenoberfläche signifikant dessen Schertragverhalten. Der Schwerpunkt der im nachfolgenden vorgestellten Untersuchungsreihen lag daher in der Differenzierung möglicher Auswirkungen verschiedener Fugenverbünde mit modellierten Oberflächenausbildungen auf die experimentell hergeleiteten Scherparameter, wie bspw. der Verlauf der Scherspannungen und des Aufgleitwegs über den Scherweg.

Die durchgeführten insgesamt 93 Rahmenscherversuche lassen sich in die in Tabelle 11 aufgelisteten sechs Untersuchungsserien unterteilen. Die Betonqualität der Probekörper entsprach hierbei dem in Abschnitt 3.1.1 vorgestellten Beton. Ferner wurde der Mischungsentwurf dahingehend modifiziert, als dass das eingesetzte Größtkorn auf 8 mm reduziert wurde, um u. a. die filigranen Ecken bspw. im Zahnprofil optimal auszufüllen. Darüber hinaus fand ein Feinmörtel nach Galiazzo [3] bei der Probenherstellung Berücksichtigung.

Ein besonderes Augenmerk der Versuchsserien richtete sich auf die Untersuchung der ebenen Kraftübertragung in der Kontaktzone zwischen den Probenhälften im Scherversuch – expe-

rimentelle Herleitung der Coulombschen Reibung (vgl. Gleichungen (1) und (21)). Hierzu wurden Probenhälften eben hergestellt oder schräg gesägt aufeinandergelegt geprüft (siehe Tabelle 11). Als Grundmaterialien für die jeweiligen Probenhälften fanden Beton und Mörtel Berücksichtigung. Die schräg ausgerichteten Proben lieferten des Weiteren Informationen zum Einfluss der Dilatanz – des Aufgleitens (siehe Bild 12 sowie Bild 30, rechts). Eine noch komplexere Nachbildung einer schrägen Scherbeanspruchung stellten die Proben mit Zahnprofil in der Fugenebene dar.

Tabelle 11: Übersicht über die untersuchten Parameter in den Serien mit modellierten Fugenoberflächen

Fugenprofil/-ebene	Schema	Parameter	Material
Eben		Reibung	Mörtel, Beton 8/16 und 2/8
Schräg		Reibung, Dilatation (Aufgleiten)	Mörtel, Beton 8/16
Verbund		Reibung, Verbund	Mörtel, Beton 8/16
Zahnprofil		Reibung, Dilatation, Verzahnung	Mörtel, Beton 2/8
Rund(wellen)profil		Reibung, Dilatation, Verzahnung	Mörtel
Noppenprofil		Alle Traganteile	Mörtel

Aufschluss über den Adhäsionsanteil der Gesamtreibung gaben jene Versuchsreihen, in welchen die zweiten Probenhälften im Rahmen eines weiteren Betonierabschnitts direkt ergänzt, aufbetoniert wurden. Neben den eben ausgerichteten Proben fanden hierzu auch Noppenprofile Betrachtung (siehe Bild 14), wobei die Noppen durch Bohrungen zustande kamen.

Zur Untersuchung der Einflüsse aus einer Verzahnung der Fugenoberfläche auf das Scherverhalten wurden Probenhälften mit Zahn- und Wellenprofil separat hergestellt und aufeinandergelegt geprüft (siehe Bild 13).

Die Regelung der Normalspannung lag zwischen 0,1 bis 1 N/mm<sup>2</sup> in den Rahmenscherversuchen. Weiterführende Informationen zu den Versuchen gibt [3] an.

### Ergebnisse der Proben mit künstlicher Fugenausbildung

Auszüge aus den gewonnenen Ergebnissen stellt Bild 34 dar. Aus Gründen der besseren Veranschaulichung weichen die Skalierungen der Abszissen und der sekundären Ordinaten gegebenenfalls voneinander ab. Unabhängig von der Fugenbeschaffenheit weisen zunächst alle Proben einen linearen Anstieg der Scherspannungen auf (vgl. Bild 31). Anschließend verhalten sich allerdings die Probekörper hinsichtlich ihres Scherverhaltens in Abhängigkeit der Fugenausbildung erheblich verschieden.

Die beispielsweise schräg gesägten und aufeinandergelegt geprüften Proben (siehe Bild 34, oben links) können nach Abflachen der maximal erreichten Scherspannung die Scherspannungshöhe bei stetig zunehmendem Aufgleiten unverändert halten. Dagegen zeichnen sich Proben mit einem adhäsiven und/oder verzahnten Verbund in der Arbeitsfuge durch einen Scherspannungsabfall nach Überschreiten der Höchstlast aus (siehe Bild 34, oben rechts, unten links und rechts). Gleichzeitig beeinflusst die Verzahnung und die Adhäsion den Grad des Scherspannungsrückgangs. Wird die Adhäsion durch eine Verzahnung verstärkt, wie in Bild 34, oben und unten, rechts dargestellt ist – Proben mit eben abgezogener Fugenoberfläche ergänzt durch eine ohne Vorbehandlung aufbetonierte zweite Probenhälfte verglichen mit Proben mit Noppenprofil in der Scherebene –, so steigt die Größe der aufnehmbaren Scherspannungen von etwa 0,2 N/mm<sup>2</sup> auf knapp 0,4 N/mm<sup>2</sup>. Gleichzeitig konvergieren die Scherspannungen von Proben mit abgezogener, ebener Fugenausbildung ab einem Scherweg von etwa 0,8 mm gegen einen Endwert, im Falle der Proben mit Noppenprofil stellt sich dieser Sachverhalt erst ab einem Scherweg von 4 mm ein.

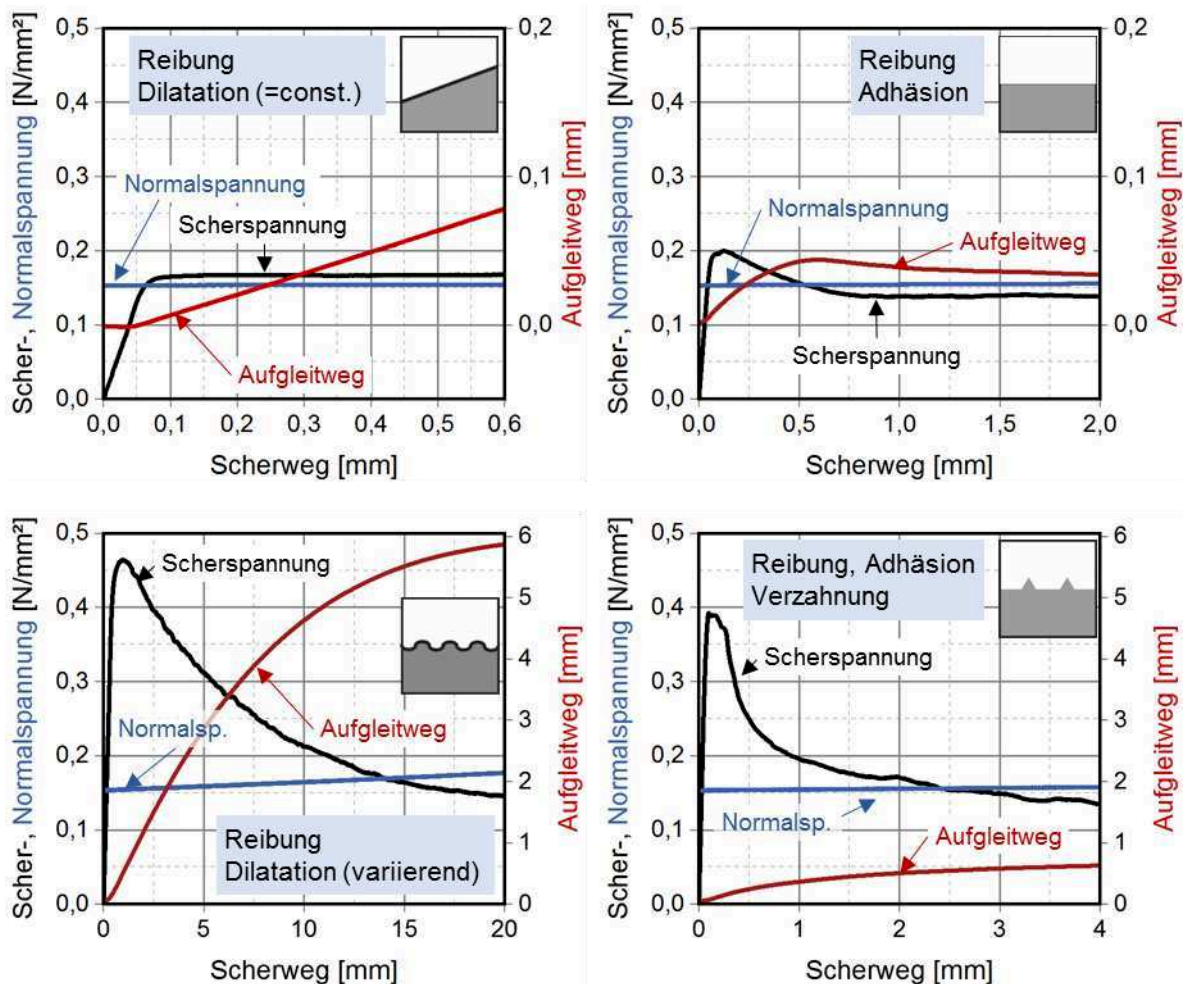


Bild 34: Exemplarisch ausgewählte Ergebnisse aus den Scheruntersuchungen an Proben mit modellierten Fugenoberflächen

Generell zeigen die Aufgleitwege die stärksten Zunahmen beim Erreichen/Abflachen der Höchstlast, sie streben anschließend mit den Scherspannungen gegen einen konstanten Endwert für das

ebene Abscheren an (siehe Bild 34, oben rechts, unten links und rechts) oder steigen sukzessive weiter bei einem schrägen Abscheren (siehe Bild 34, oben links).

Im Allgemeinen betragen der berechneten Reibungswinkel  $\varphi$  etwa  $38^\circ$  und der korrespondierende Reibungskoeffizient  $\mu$  0,77 für Proben mit ebener Fugenoberfläche (siehe Tabelle 11, erste drei Serien) unabhängig von der Normalspannungshöhe. Die Verzahnung eines Fugenkontakts führte dagegen zu einem höheren Reibungswinkel von  $43^\circ$  und zu einem Reibungskoeffizienten von 0,93.

Eine ausführliche Darstellung der erzielten Ergebnisse zum vorliegenden Arbeitsschwerpunkt reflektiert [3] sowie fasst [59] zusammen.

### 3.3.3.2 Praxisnahe Ausbildung der Betonierfugen

Auf Basis der Ausführungen zu den qualifizierten und quantifizierten Einflüssen der künstlich ausgebildeten Modellierfugenoberflächen auf das Scherverhalten der Verbundkörper in Abschnitt 3.3.3.1 adressiert der nächste Arbeitsschritt die Auswirkungen aus den in der Praxis angewendeten Fugenausbildungen auf die experimentell hergeleiteten Scherparameter. Das hierzu durchgeführte Versuchsprogramm umfasst sieben, in Tabelle 12 aufgeführte, Serien.

*Tabelle 12: Übersicht über die untersuchten Parameter in den Serien mit praxisnaher Fugenausbildung*

<b>Serie</b>	<b>Parameter/Einflüsse</b>
1	Monolithische Proben, Einfluss des Kerbens und Kerbrichtung
2	Abgezogene Oberfläche, keine Vorbehandlung vor Ergänzungsbetonage
3	Drahtgebürstete Oberfläche mit und ohne Anfeuchten vor Ergänzungsbetonage
4	Einfluss der Betonierrichtung; glatte Fugenoberfläche
5	Einfluss der Betonierrichtung; gebürstete Fugenoberfläche
6	Druckwassergestahlte Fugenoberfläche
7	Sandgestahlte Fugenoberfläche

Das übergeordnete Ziel der Serie 1 bestand in der Identifizierung einer optimalen Probekörpergeometrie für die experimentelle Bestimmung wasserbauspezifischer Scherkenngrößen. In den Scherversuchen wurden daher monolithisch hergestellte Würfel mit beidseitiger Kerbung in der Scherebene sowohl parallel zur Scherrichtung als auch orthogonal hierzu herangezogen (siehe Bild 35, a und b). Die Kerbtiefen betragen 0, 20, 40 sowie 60 mm. Ferner kamen halbierte Würfel ohne Kerbung (siehe Bild 35, c) und Bohrkerne (siehe Bild 35, d) zum Einsatz.

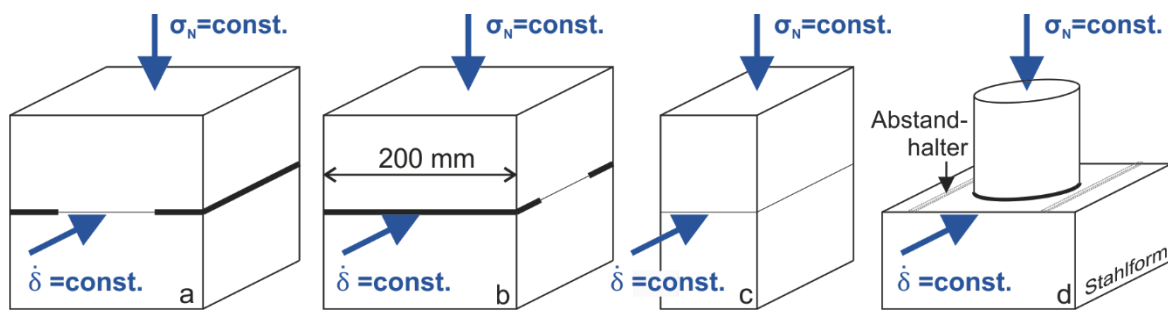


Bild 35: Übersicht über die untersuchten Probekörpergeometrien in Serie 1 (siehe Tabelle 12); a: Kerbe parallel zur Scherrichtung, b: Kerbe senkrecht zur Scherrichtung, c: ungekehrte halbierte Würfel, d: Bohrkern in Stahlformen (nur untere Form und Abstandshalter abgebildet) [1]; mit  $\sigma_N$ : Normalspannung,  $\dot{\delta}$ : Verformungsgeschwindigkeit

Einen weiteren Untersuchungsaspekt stellten die variierten Schergeschwindigkeiten sowie die Belastungshöhe der auf die Proben aufgebrachten Normalkräfte dar. Darüber hinaus gingen Untersuchungen auf den Einfluss aus der Spaltung der Probekörper auf das Scherverhalten ein. Hierzu wurden die Probekörperhälften der Serien 1, 3, 6 und 7 mit Hilfe eines Keils in der Kerbebene voneinander getrennt.

Die Serien 2-3 und 6-7 erkundeten die Auswirkung aus verschiedenen Fugenvorbehandlungen auf die Verbundeigenschaften in der Scherfuge (siehe Tabelle 12), während sich die Serien 4 und 5 Fragestellungen zum kombinierten Einfluss aus der Betonierichtung und Fugenbeschaffenheit widmeten. Nähere Informationen zu den jeweiligen Serien und Versuchsmodalitäten enthält [1].

### Ergebnisse der Proben mit praxisnaher Fugenausbildung

Hinsichtlich einer optimalen Verformungsgeschwindigkeit in der Versuchsdurchführung ergab sich die nachfolgende Vorgehensweise. Bis zum Erreichen des linear elastischen Bereichs der Scherspannungen betrug die Schergeschwindigkeit  $4 \mu\text{m/s}$  (vgl. Bild 31, Bereich I). Während des linearen Bereichs bis zur Höchstlast wurde die Schergeschwindigkeit auf  $1 \mu\text{m/s}$  reduziert (vgl. Bild 31, Bereich II und III) und anschließend kontinuierlich auf  $4 \mu\text{m/s}$  erhöht. Somit konnte ein vorzeitiger Versuchsabbruch – bedingt durch unstabiles rasches Risswachstum – vermieden werden.

Die Festlegung einer optimalen Probekörpergeometrie für zukünftige Untersuchungen beruhte auf der beobachteten Rissinitiierung, -ausbreitung und -öffnungsgeschwindigkeit unter Betrachtung des korrespondierenden Scherspannungsverhaltens. Eingehende Erläuterungen zur Bewertungsmatrix sowie zu probenspezifischen Einzelheiten finden sich in [1]. Als Schlüsselergebnis ließen sich Probekörper mit orthogonal zur Scherrichtung ausgerichteten Kerben für die Rahmenscherversuche identifizieren (siehe Bild 35, b). Dies gilt für jene Proben, welche direkt in den Stahlrahmen der Versuchsmaschine eingebaut werden können. Den idealen Einbau kleinerer Proben, wie beispielsweise von Bohrkernen, adressiert Abschnitt 3.3.4.

Die gesondert durchgeführten Rahmenscherversuche an Probekörpern mit abgezogenen Fugenoberflächen mit Adhäsion – die Oberfläche der ersten Probenhälfte wurde glatt abgezogen und in einem weiteren Arbeitsschritt durch Aufbetonieren ergänzt – zur Untersuchung des Einflusses der Schergeschwindigkeit auf die Scherfestigkeit erlauben keine quantitative Aussage. Eine detail-

lierte Erklärung hierfür gibt [1] an. Eine abschließende Klärung bedarf daher weiterer zielorientierter Analysen.

Ausgewählte Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss der Fugenausbildungen bzw. -behandlungen auf die Scherbeanspruchbarkeit geben Bild 36 bis Bild 38 sowie Tabelle 13 wieder. Analog zu den Erkenntnissen aus den Rahmenscherversuchen an Proben mit künstlichen Modellfugen (siehe Bild 34) weisen die Proben der vorliegenden Versuchsreihen mit unterschiedlichen Fugentopologien verschiedenartige Scherverhalten – Verlauf der Scherspannungen und des Aufgleitwegs über den Scherweg – auf. Proben mit glatt abgezogener Fugenoberfläche – schwacher Verbund – zeigen lediglich einen geringfügigen bis vernachlässigbaren Scheitelwert (Peakwert) in den Scherspannungen (siehe Bild 34, oben rechts). Folglich hängen die Scherspannungen zwar vom jeweiligen Normalspannungsniveau ab, ihre Größe bleibt jedoch unverändert sowohl bei der detektierten Höchstlast (siehe Bild 36, links) als auch bei einem Scherweg von 4 mm (siehe Bild 36, rechts). Dagegen zeichnen sich Proben mit starkem Verbund, also Probenoberflächen mit Adhäsion und/oder Verzahnung, durch ausgeprägt höhere Scherspannungen bei Höchstlast, als bei einem Scherweg von 4 mm aus (siehe Bild 36, links und rechts).

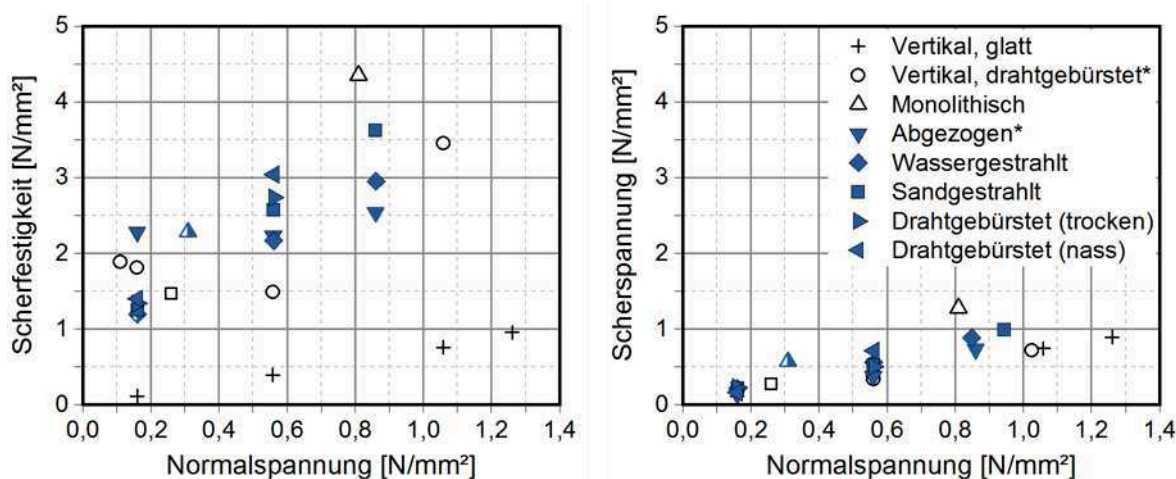


Bild 36: Mittelwert der berechneten Scherfestigkeiten (links) und der Mittelwert der berechneten Scherspannungen bei einem Scherweg von 4 mm (rechts) in Abhängigkeit der Normalspannung; Umrisse: Einzelwert, teilgefüllt: Mittelwert (MW) aus zwei Messungen, gefüllt: MW aus 3 Messungen; \*: mit Adhäsion; in Anlehnung an [1]

Aus Gründen der besseren Veranschaulichung des Einflusses der Normalspannungen auf das Scherverhalten stellt Bild 37 lediglich die geprüften Einzelwerte der Scherspannungen über die korrespondierenden Normalspannungen exemplarisch für Proben mit abgezogener sowie mit drahtgebürsteter Probenoberfläche dar. Im Falle von Verbundprobekörpern mit abgezogenen Fugen mit anschließenden Ergänzungsbetonagen bleiben nach Bild 37 links die bei Höchstlast berechneten Scherspannungen, die Scherfestigkeit, von der Änderung der Normalspannungen unberührt. Bei Betrachtung eines späteren Zeitpunkts während des Rahmenscherversuchs, wie bspw. bei einem Scherweg von 4 mm, lässt sich ein Anstieg der Scherspannungen mit zunehmenden Normalspannungshöhen feststellen. Bei allen mechanisch aufgerauten Fugenoberflächen konnte eine stärkere Abhängigkeit der Scherspannungen bei den maximal gemessenen Belastungshöhen von den Normalspannungen als bei einem Scherweg von 4 mm verzeichnet werden



(siehe Bild 37, rechts). Aus Bild 37, rechts geht ferner hervor, dass die Befeuchtung drahtgebürsteter Fugen vor der Ergänzungsbetonage zu einer geringfügigen Erhöhung der Schertragfähigkeit führt.

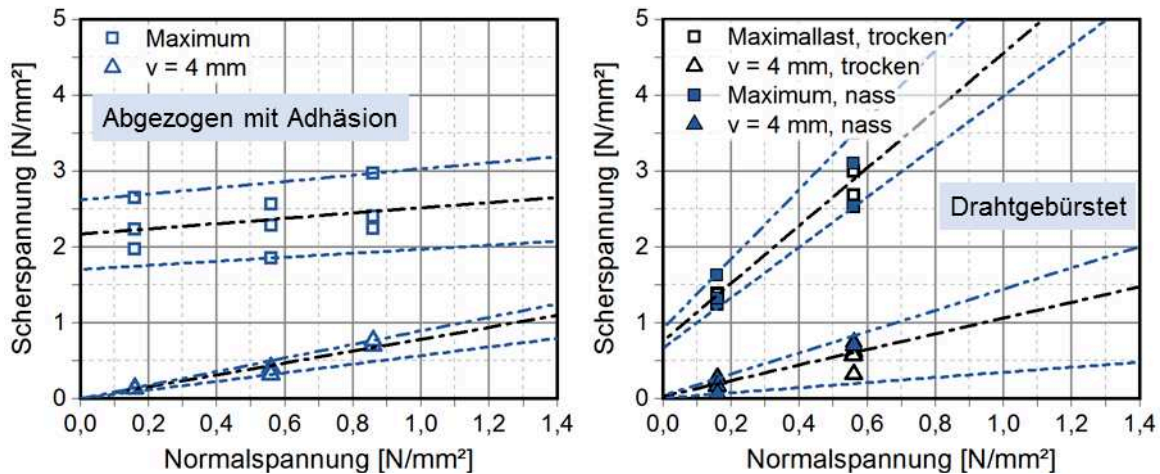


Bild 37: Vergleich der bei Höchstlast und bei einem Scherweg von 4 mm detektierten Scherspannungen in Abhängigkeit der Normalspannung für Proben mit abgezogener (links) und mit drahtgebürsteter Fugenoberfläche; in Anlehnung an [1]

Bild 38, links spiegelt die auf die jeweiligen Normalspannungen bezogenen Scherspannungen über die Normalspannungen. Danach verzeichnen Proben mit intaktem und/oder verzahntem Verbund einen Rückgang der bezogenen Scherspannungen mit zunehmender Normalspannungshöhe.

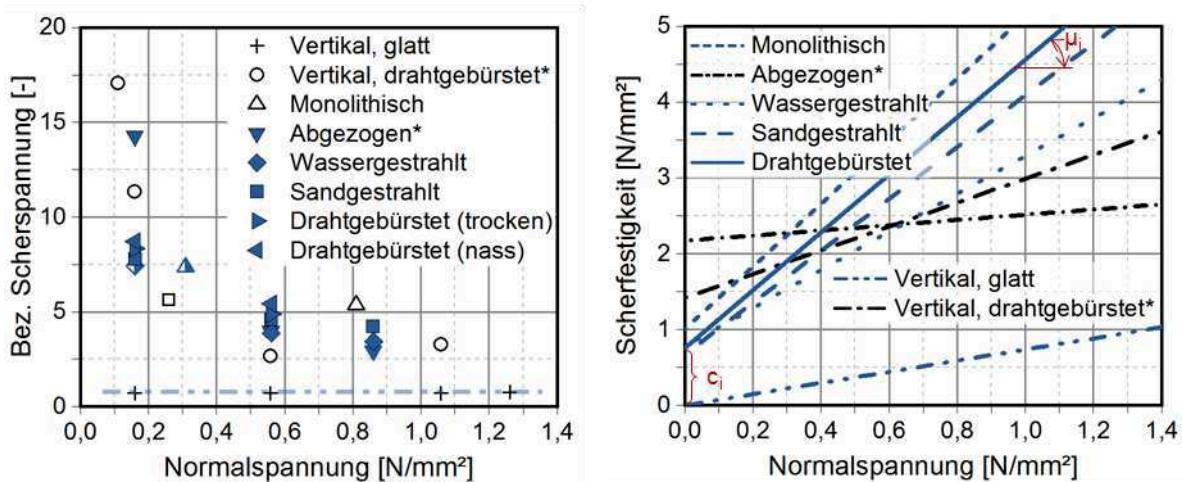


Bild 38: Quotient aus Scherfestigkeit und Normalspannung (links) sowie nach Mohr-Coulomb berechneten Scherspannungen in Abhängigkeit der Normalspannungen; Symbole siehe Bild 36;  $c_i$ : Kohäsion,  $\mu_i$ : Reibungsbeiwert,  $i$ : jeweilige Proben (siehe Gleichung (21)); in Anlehnung an [1]

Für Proben mit glatten, gerissenen Fugen ergaben die Rahmenscherversuche keine Änderung der bezogenen Scherspannungen bei variierten Normalspannungshöhen (siehe Bild 38, links). Dem-

nach gilt für das Scherverhalten solcher Betonierfugen das Coulombsche Reibgesetz (siehe Gleichung (21) ohne den Term Kohäsion  $c$ ). Für alle anderen Fälle kann das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb (siehe Gleichung (21)) herangezogen werden. Nach Gleichung (21) ließen sich die Koeffizienten für Kohäsion  $c$  und Reibung  $\mu$  mit Hilfe der Methode der kleinsten Abweichungsquadrate an die Einzelwerte der jeweiligen Serien anpassen. Die resultierenden Geraden fasst Bild 38, rechts, die korrespondierenden berechneten Werte Tabelle 13 zusammen.

*Tabelle 13: Übersicht der bei der Höchstlast und bei einem Scherweg von 4 mm berechneten Werte für Kohäsions-  $c$  und Reibungskoeffizienten  $\mu$  nach Gleichung (21) in Abhängigkeit der Fugenausbildung (vgl. Bild 38); \*: mit Adhäsion*

Betrachtung bei: Fugenbeschaffenheit	Höchstlast		4 mm Scherweg	
	$c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\mu$ [-]	$c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\mu$ [-]
Monolithisch	1,00	4,14	0,14	1,41
Drahtgebürstet	0,76	3,80	0,03	1,03
Sandgestrahlt	0,67	3,42	0,03	0,98
Wassergestrahlt	0,78	2,51	0,04	0,98
Vertikal, glatt	0,00	0,74	0,00	0,70
Vertikal, drahtgebürstet*	1,42	1,57	0,07	0,61
Abgezogen*	2,17	0,34	0,00	0,78

Die dargestellten Ergebnisse in Bild 38, rechts sowie in Tabelle 13 implizieren ein normalspannungsunabhängiges Scherverhalten für vertikal hergestellte Proben mit glatt abgezogenen Fugen. Den höchsten Reibungskoeffizienten  $\mu$  von 4,14 wiesen monolithische Proben mit korrespondierender Kohäsion  $c$  von 1,0 N/mm<sup>2</sup> auf. Einen höheren Kohäsionswert erzielten lediglich die Serien mit Proben mit vertikal hergestellten drahtgebürsteten Fugenoberflächen mit 1,42 N/mm<sup>2</sup> und mit Proben mit abgezogenen Fugenoberflächen mit 2,17 N/mm<sup>2</sup>. Die Proben der Serien mit aufgerauten Fugenoberflächen haben ähnlich große Kohäsionskoeffizienten von 0,67 bis 0,78 N/mm<sup>2</sup> gemein. Wobei Proben mit drahtgebürsteter Fugenbehandlung den maximalen Reibungskoeffizienten von 3,8 und Proben mit druckwassergestrahelter Fugennachbehandlung den niedrigsten Reibungskoeffizienten von 2,5 aufwiesen.

Detaillierte Informationen zu den erzielten Einzelergebnissen sowie deren eingehende Diskussionen können [1] entnommen werden.

### 3.3.3.3 Maßstabseffekt

Das Materialverhalten aller heterogenen Werkstoffe ist mit dem sogenannten Maßstabseffekt behaftet. Bei Prüfung kleiner Probekörper kommt die Heterogenität, die unterschiedlichen Eigenschaften der einzelnen Materialkomponenten, ausgeprägt zur Geltung. Das Materialverhalten lässt sich mit Hilfe von komplexen Ansätzen der nicht linearen Bruchmechanik beschreiben. Dagegen fällt der Unterschied in den Materialcharakteristiken bei großformatigen Proben zunehmend

geringer aus. Da allerdings mit der Probengröße auch die Anzahl der Fehlstellen steigt, erzielen Werkstoffprüfungen niedrigere Festigkeitswerte im Vergleich zu den Untersuchungen an kleinformatigen Proben. Im Allgemeinen nähert die lineare Bruchmechanik das Materialverhalten großformatiger Proben hinreichend gut an. Insbesondere gilt dies für massive Konstruktionen, wie Wasserbauwerke.

Vor diesem Hintergrund bestand ein wichtiges Untersuchungsziel in der Erkundung des quantitativen Einflusses der geprüften Probengeometrie auf die experimentell hergeleiteten Scherkenngrößen.

### **Probekörper, Versuchsaufbauten und -durchführung**

Im Rahmen der Versuchsserien zur Untersuchung des Maßstabeffekts bezüglich des Schertragverhaltens von Betonierfugen kamen unter Laborbedingungen hergestellte Probekörper in monolithischer Ausführung sowie mit für die Praxis relevanten Fugenausbildungen zum Einsatz. Die betrachteten Probengeometrien umfassten kleinformatige Laborproben für die Prüfungen mittels des Rahmenschergeräts im Labor des Referats Baustoffe (siehe Bild 39, links). Ferner fanden Scherprüfungen an großformatigen Probekörpern mit einer Kantenlänge von 800 mm an der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe statt (siehe Bild 39, rechts).

Hinsichtlich der kleinformatigen Proben fanden prismatische Probekörper mit einer Breite von 120 und 150 mm sowie Bohrkerne mit einem Durchmesser von 100 mm Verwendung (siehe Bild 39, links und Tabelle 14). Die berücksichtigten Kerbtiefen variierten zwischen 5 und 25 mm. Wobei die Kerbung sowohl in Scherrichtung als auch orthogonal hierzu verlief (siehe Bild 39, links, a und b). Auf Grund der Geometrie sind die Prismen in den Formkasten aus Aluminium ausgegossen sowie die Bohrkerne in den dafür vorgesehenen Stahlprobenträgern platziert geprüft worden.

Die eingesetzten Betone für die Probekörperherstellung umfassten drei Betonqualitäten. Die in Bild 39 links dargestellte und in Tabelle 14 vermerkte Serie A beruhte auf den in Abschnitt 3.1.1 (siehe Tabelle 3) beschriebenen Mischungsentwurf mit einer Zielfestigkeitsklasse von C30/37 und einem Größtkorn von 16 mm (siehe Tabelle 14, Beton B1). Aus Gründen der tiefen Einkerbungen von bis zu 50 mm der Proben und der aus bruchmechanischer Sicht repräsentativen Aussagekraft der Ergebnisse wurde in den Serien B und C die Grundbetonrezeptur (siehe Tabelle 3) dahingehend verändert, als dass das Größtkorn lediglich 8 mm betrug (siehe Tabelle 14, Beton B2). Eine eingehende Dokumentation der Modalitäten zur Probenherstellung der Serien B und C gibt [54] wieder.

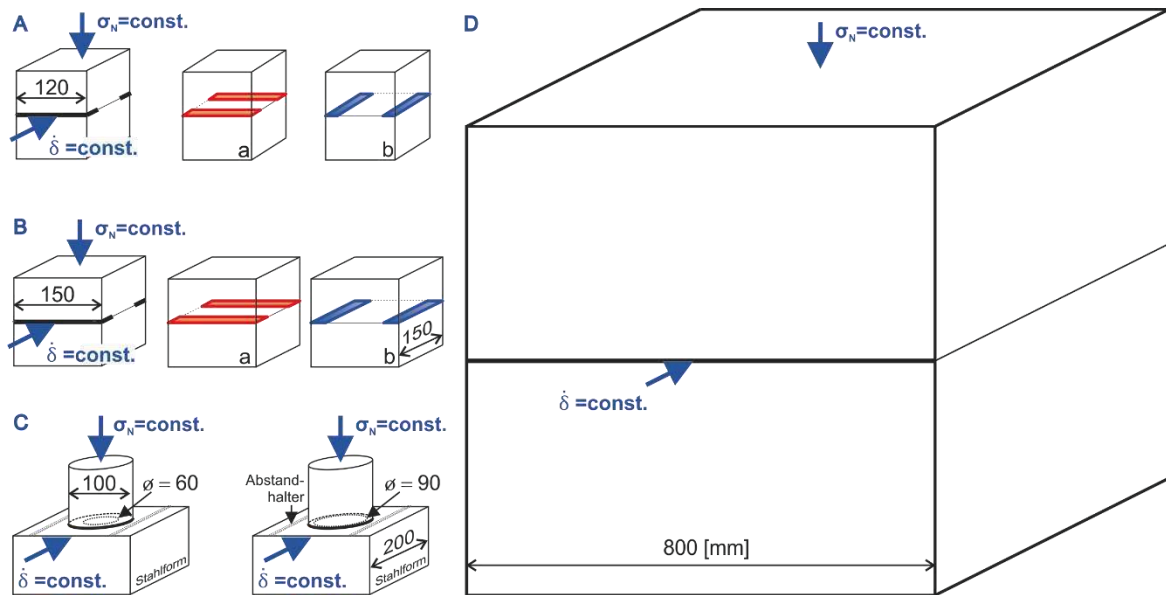


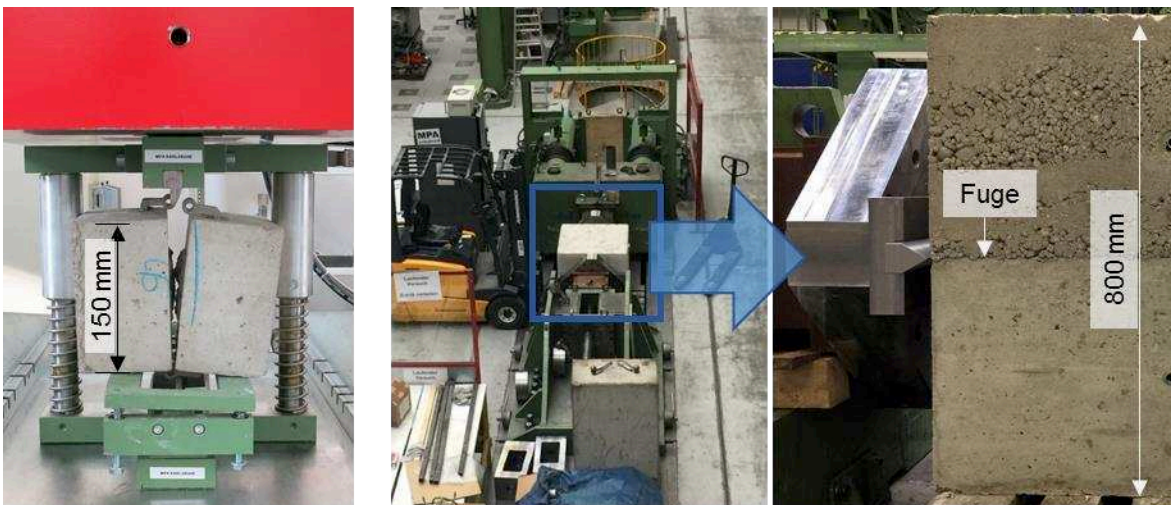
Bild 39: Schemata der im Rahmen der Scherversuche zum Maßstabseffekt verwendeten Geometrien der kleinformatischen (links) und großformatigen Proben (rechts)

Tabelle 14: Übersicht über die betrachteten Probengeometrien in Abhängigkeit der Fugenausbildung; Serienzuordnung, a und b siehe Bild 39

Abmessungen [mm]	Beton	Kerbtiefe [mm]		Monolithisch	Anzahl der geprüften Proben		
		a	b		Fugenoberfläche		
					Abgezogen	Gerecht	Wassergestrahlt
A: 120x150x150	B1	12,5	5	4	4		
		25	5	4	4		
		50	5	4	4		
B: 100x100x100		25	25	5			
		50	10	5			
B: 150x150x150	B2	10	50	6			
		50	50	8			
		10	10	7			
C: ø: 100	B2	5		4			
		20		4			
D: 800*800*800	B3				3	3	3
D: 200x200x200	B3	40			3	3	3

Einen wichtigen Arbeitsschwerpunkt stellte ferner die experimentelle Nachbildung von möglichst alten wasserbaulichen Bestandsbauwerken unter Laborbedingungen dar. Daher wurden die Probekörper der Serie D (siehe Bild 39, rechts und Tabelle 14, Beton B3) aus einem niederfesten Beton realisiert. Auf Grund der verwendeten Betonmengen sowie zur Sicherstellung einer gleichmäßigen Qualität lieferte den Beton ein Transportbetonunternehmen, Peterbeton, an. Nach Rücksprache mit dem Betontechnologen von Peterbeton ließ sich die Betonsorte (Sorten-Nr. 120202) mit einer Zielfestigkeit von C12/15, einem Größtkorn von 32 mm und einer Konsistenzklasse C1 identifizieren. Die Herstellung der Probekörper erfolgte in zwei Abschnitten je Serie in einem zeitlichen Abstand von 7 Tagen, insgesamt an sechs Terminen.

Aus Gründen der Belastungsgrenzen des Rahmenschergeräts (siehe Abschnitt 3.3.1), der Probekörpergeometrien und der verwendeten Betonqualitäten war die Vorschädigung der Proben durch Spalten unumgänglich, um einen für das ganzheitliche Scherverhalten repräsentativen Bereich der Scherspannungs- und Aufgleitweg-Scherwegbeziehung zu erfassen. Die eigens hierzu konstruierten Vorrichtungen stellt Bild 40 dar. Die kleinformatigen Proben wurden in der vertikal ausgerichteten Kerbung analog zu einem Spaltzugversuch (siehe Abschnitt 3.2.1.1), jedoch anhand einer gefederten Rahmenhilfskonstruktion, getrennt (siehe Bild 40, links). Das Spalten der großformatigen Probekörper folgte ebenfalls dem Prinzip eines Spaltzugversuchs. Jene die Trennung der Probe erzeugende Druckbelastung übten jedoch in der horizontalen Fugenebene ausgerichtete Stahlschwerter aus (siehe Bild 40, Mitte und rechts).



*Bild 40: Spalten der kleinformatigen (links, [54]) und großformatigen Proben (Mitte: kompletter Versuchsaufbau in Draufsicht, rechts: Detail in Vorderansicht)*

Den in der MPA Karlsruhe realisierten Versuchsaufbau für die Scherversuche an großformatigen Proben veranschaulicht Bild 41 während des Ein- bzw. Umbaus. Die vertikale Kalotte lastete auf zwei horizontal, in Scherrichtung positionierten Rollen, welche die horizontale Verschiebung der oberen Probenhälfte ermöglichten. Gleichzeitig stellten die oberhalb und unterhalb dieser Rollen montierten Lastverteilungsplatten die gleichmäßige Übertragung der Drucknormalkräfte auf die Probenoberseite sicher (siehe Bild 41, oberhalb der Probe). Zwei mit induktiven Messwegaufnehmern bestückte hydraulische Messzylinder leiteten die horizontalen Scherkräfte in die Arbeitsfuge ein – analog zu den Rahmenscherversuchen in der BAW bewegten diese die obere Pro-

benhälfte über die untere. Die Verschiebung der unteren Probenhälften verhinderte dabei ein massiver Stahlrahmen (siehe Bild 41, links von der Probe).

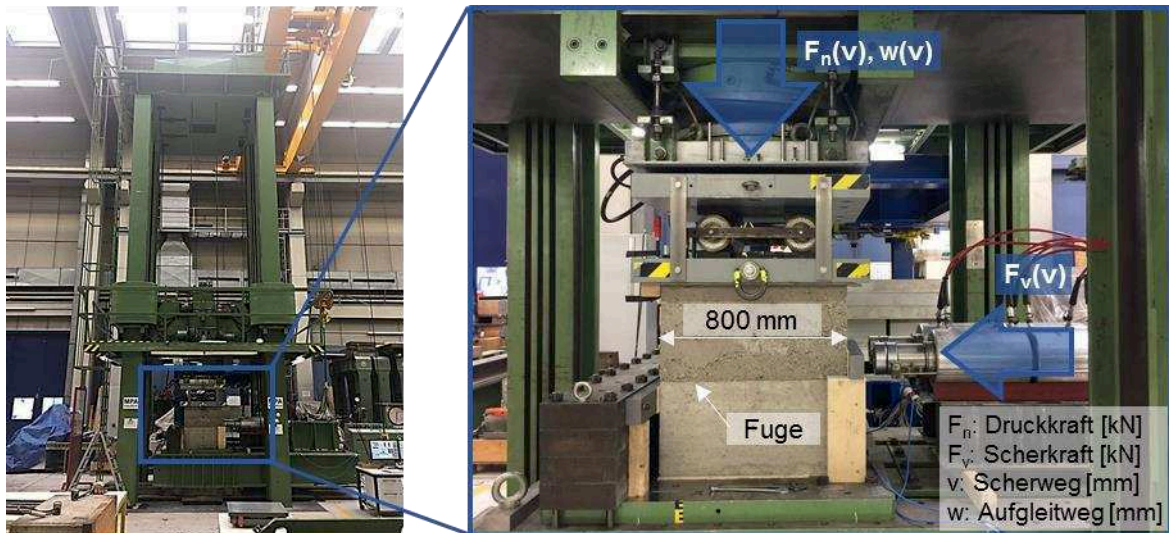


Bild 41: Versuchsaufbau der Scherversuche an großformatigen Proben, Einbausituation

Zum Zeitpunkt der Scherversuche betrug das Betonalter der Proben zwischen 61 bis 68 Tage.

### Ergebnisse zum Maßstabseffekt

Die charakteristischen Frisch- und Festbetoneigenschaften des angelieferten Transportbetons (siehe Tabelle 14, Beton B3) fasst Tabelle 15 zusammen. Dabei spiegeln die Frischbetonkennwerte den Mittelwert aus den sechs Betonagen. Im Hinblick auf die Festbetoneigenschaften beruhen die Kenngrößen auf den an 3 Proben je Serie berechneten Mittelwert im Betonalter von 28 Tagen sowie zum Zeitpunkt der Scherversuche an den großformatigen Probekörpern in einem Prüfalter von 61 bis 68 Tagen. Eine Ausnahme bildete hiervon allerdings der Elastizitätsmodul: Auf Grund des erhöhten Aufwands im Zusammenhang mit der experimentellen Bestimmung fand lediglich zu jedem Prüfalter eine Serie mit 4 Proben Betrachtung.

Als erster Indikator für den Materialwiderstand in den Arbeitsfugen fungiert die zur Trennung der Proben benötigte Kraft beim Spalten (siehe Bild 40). Aufgrund der fehlenden Eichung der Prüfmaschinen eignen sich die gemessenen Prüfwerte lediglich zu einer qualitativen Vergleichbarkeit untereinander. Bei gleich großen Scherflächen (Tabelle 16, Serie B mit einer Scherfläche von  $6.500 \text{ mm}^2$ ) resultiert eine längere Scherlänge – die Längenabmessung in Scherrichtung – von 130 mm im Vergleich zu 50 mm (vgl. Tabelle 14, B) in einer höheren Spaltkraft von bis zu 12 kN anstatt von 10 kN. Mit zunehmender Scherfläche steigt erwartungsgemäß die Spaltkraft der Fuge (Tabelle 16, Serie B) an.

Das Spalten der großformatigen Scherproben lieferte Informationen über den Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit der Fugen auf den Widerstand des Kontaktes zwischen den Probenhälften. Den stärksten Verbund stellte hierbei die Fugenvorbehandlung mit Wasserstrahlen dar. Proben mit wassergestrahelter Oberfläche erzielten das Vierfache der Spaltkraft von etwa 100 kN im Vergleich zu Proben mit abgezogenen Fugen (Tabelle 16, Serie D). Bereits die Fugenvorbehandlung

mit Rechen führte zu einer Verdopplung der Spaltkraft im Vergleich zu Proben mit glatter Oberfläche von 25 auf 50 kN.

Tabelle 15: Mittelwerte der geprüften Frisch- und Festbetonkenngrößen des verwendeten Betons zum verschiedenen Prüfalalter mit (Standardabweichung)

		Betonalter	0 d	28 d	60 d	Einheit
Frischbeton	Rohdichte		2.214 (56)			[kg/m <sup>3</sup> ]
	Luftporengehalt		5,4 (3,6)			[%]
	Verdichtungsmaß		1,31 (0,03)			[-]
Festbeton	Rohdichte			2.255 (16)	2.114 (45)	[kg/m <sup>3</sup> ]
	Druckfestigkeit			16 (4,7)	18 (3,3)	[N/mm <sup>2</sup> ]
	Spaltzugfestigkeit			1,3 (0,39)	1,4 (0,29)	[N/mm <sup>2</sup> ]
	Elastizitätsmodul			20.453 (4491)	22.168 (854)	[N/mm <sup>2</sup> ]

Tabelle 16: Übersicht über die zur Spaltung der Proben erforderlichen Druckkräfte

Abmessungen [mm]	Beton	Scherfläche [mm <sup>2</sup> ]	Monolithisch	Spaltkraft [kN]		
				Fugenoberfläche		Wassergestrahlt
				Abgezogen	Gerecht	
A: 120x150x150	B1	13.750				k. A.
		11.000				k. A.
		5.500				k. A.
B: 100x100x100		2.500	2,8-3,7			
		6.500	9,05-10,25			
B: 150x150x150	B2	6.500	7,8-12,05			
		2.500	3,0-3,4			
		16.900	18,8-35,2			
C: ø: 100	B2	6.362	14,6			
		2.827	6,4			
D: 800*800*800	B3	512.000.000		25	50	100
D: 200x200x200	B3	24.000		3	3	3

Die korrespondierenden Ergebnisse der Serien B und C reflektiert [54]. Im Folgenden werden die Erkenntnisse aus den Serien A und D erläutert (siehe Bild 39, Tabelle 14 bzw. Tabelle 16).

Ausgewählte Ergebnisse der Serie A (siehe Bild 39 und Tabelle 14) hinsichtlich der Zusammenhänge zwischen relevanten Scherparametern und der Scherfläche veranschaulichen Bild 42 sowie Bild 43. Wie aus Bild 42, links hervorgeht, nimmt die aus der in den Rahmenscherversuchen gemessenen Höchstlast berechnete maximale Scherspannung  $\sigma_v$  – Scherfestigkeit – mit steigender Scherflächengröße für die monolithisch hergestellten und anschließend gespaltenen Proben ab. Gleichzeitig erscheinen die an Proben mit abgezogener, glatter Fugenoberfläche erzielten maximalen Scherspannungen von der Größe der Scherfläche unabhängig zu sein.

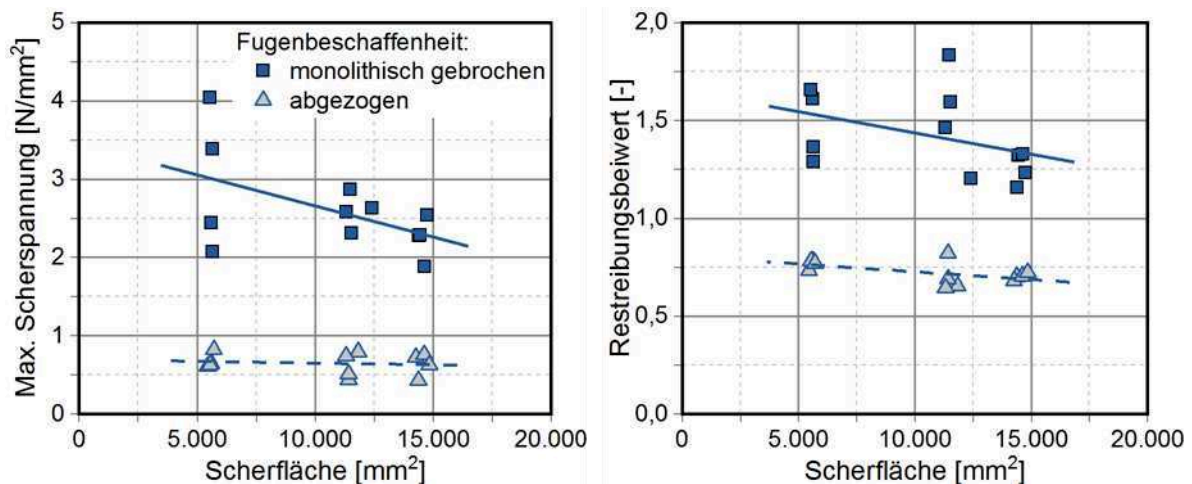


Bild 42: Abhängigkeit der maximalen Scherspannungen  $\sigma_v$  (links) und des Restreibungsbeiwerts  $\mu$  (rechts) von der Scherfläche

Ferner weisen die berechneten Einzelwerte für die monolithischen Proben einen signifikant breiteren Streubereich im Vergleich zu dem der Proben mit abgezogener Fuge auf (siehe Bild 42). Hierbei macht sich ein ausgeprägter Maßstabeffekt für die monolithischen Proben erkennbar, in dem die Streuung der Messwerte mit anwachsender Scherfläche zurückgeht. Eine Erklärung für die verschiedene Schwankung der berechneten Scherspannungen liegt im unterschiedlichen Materialverhalten während des Rahmenscherversuchs. Die Scherspannungen nehmen im Falle von Proben mit glatter Fuge nach Überschreiten des linear elastischen Bereichs zwar gegen eine waagerechte Asymptote konvergierend, dennoch stetig zu (siehe Bild 34, oben) oder weisen einen leichten Scheitelpunkt auf. Dahingegen zeichnet sich der Scherspannungsverlauf über den Scherweg monolithischer Proben mit aufgebrochener Fuge durch einen ausgeprägten Scheitel-, Höchstwert aus und fällt anschließend zurück (siehe Bild 34, unten). Die Größe dieser sogenannten Peakwerte variiert stärker, als der nach längeren Scherwegen detektierte Endwert der Scherspannungen.

Vor diesem Hintergrund spielt der Bereich der Scherparameterverläufe bei höheren Scherwegen – Restscherparameter –, anstatt der Scherkerndgrößen unmittelbar nach Überschreiten des linear elastischen Bereichs in den Auswertungen eine besondere Rolle (siehe Bild 31, Bereich V). In diesem Zusammenhang verdeutlicht beispielsweise Bild 42, rechts eine mäßige Abhängigkeit des Restreibungsbeiwertes (-koeffizienten)  $\mu$  – der auf Basis der Restscherspannung berechnete Reibungsbeiwert – von der Scherfläche für beide Fugenqualitäten (siehe Gleichung (20)).



Die Aufteilung des Restreibungsbeiwertes  $\mu$  in den Restreibungs-  $\varphi$  sowie Restdilatanzwinkel  $i$  nach Gleichung (21) fördert eine wichtige Erkenntnis zu Tage (siehe Bild 43). Während der Restdilatanzwinkel (Bild 43, rechts) von der Größe der Scherfläche nahezu unabhängig wirkt, fällt der Restreibungswinkel mit zunehmender Scherfläche signifikant ab und deutet folglich auf einen ausgeprägten Maßstabseffekt hin.

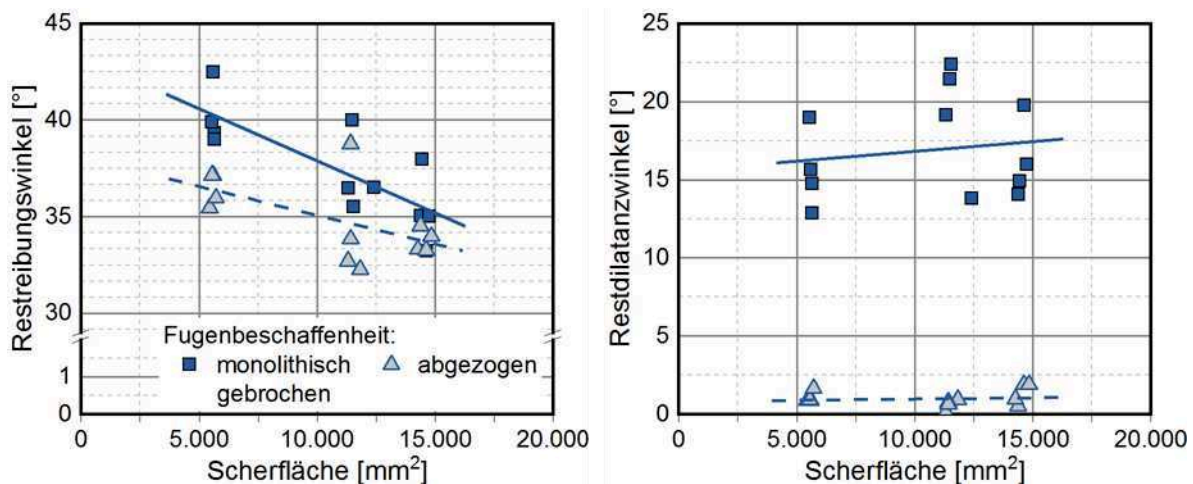


Bild 43: Abhängigkeit des Restreibungswinkels  $\varphi$  (links) und des Restdilatanzwinkels  $i$  (rechts) von der Scherfläche

Darüber hinaus legen die in Bild 43 reflektierten Ergebnisse die Vermutung nahe, dass die Welligkeit der Fugenoberfläche (vgl. Bild 30, Dilatanzwinkel) einen marginalen Einfluss auf den Reibungsbeiwert ausübt. Dahingegen hängt letzterer signifikant von der Fugenrauheit – Reibungswinkel – ab. Diese Beobachtungen sollen im Zuge von Rauheitsmessungen gesondert eruiert werden.

Insofern, als dass die Scherfläche im Rahmen der Untersuchungsserie A lediglich durch die Einkerbungtiefe in Scherrichtung verändert wurde (siehe Bild 39 und Tabelle 14, Kerbe a), zeigen sämtliche auf die Scherlänge bezogenen Ergebnisse analoge Trends. Ihre explizite Vorstellung führte daher lediglich zur redundanten Wiedergabe der erzielten Resultate, weshalb darauf an dieser Stelle verzichtet wird.

Bild 44 vergleicht das Materialverhalten groß- und kleinformatiger Proben in Scherversuchen anhand ausgewählter Ergebnisse für jede Fugenausführung. Die für das Schertragverhalten charakteristischen, berechneten Kenngrößen fassen Bild 45 und Bild 46 für jede einzelne geprüfte Proben zusammen.

Die niederfeste Betonzusammensetzung sowie die steife Frischbetonkonsistenz – und die daraus resultierende schlechte Verarbeitbarkeit – (vgl. Tabelle 15) machten sich in den beobachteten Scherwiderständen der untersuchten Probekörper bemerkbar. Die erzielten maximalen Scherspannungen entsprechen dahingehend den Erwartungen, als dass den höchsten Wert die Proben mit wassergestrahlten Fugen mit einer mittleren Scherfestigkeit  $f_v$  von 1,01 an großformatigen und 1,35 N/mm<sup>2</sup> an kleinformatigen Proben lieferten (siehe Bild 44 und Bild 45). Durch den hohen Wasserdruck konnten die Fugenoberflächen optimal, jedoch ohne Gefügeschädigung aufgeraut werden, wodurch eine kraftschlüssige Verbindung zwischen der aufbetonierten zweiten

Probenhälfte und der unteren Probenhälfte entstand. Die Scherspannungsverläufe weisen einen signifikanten Scheitelwert auf (siehe Bild 44, oben).

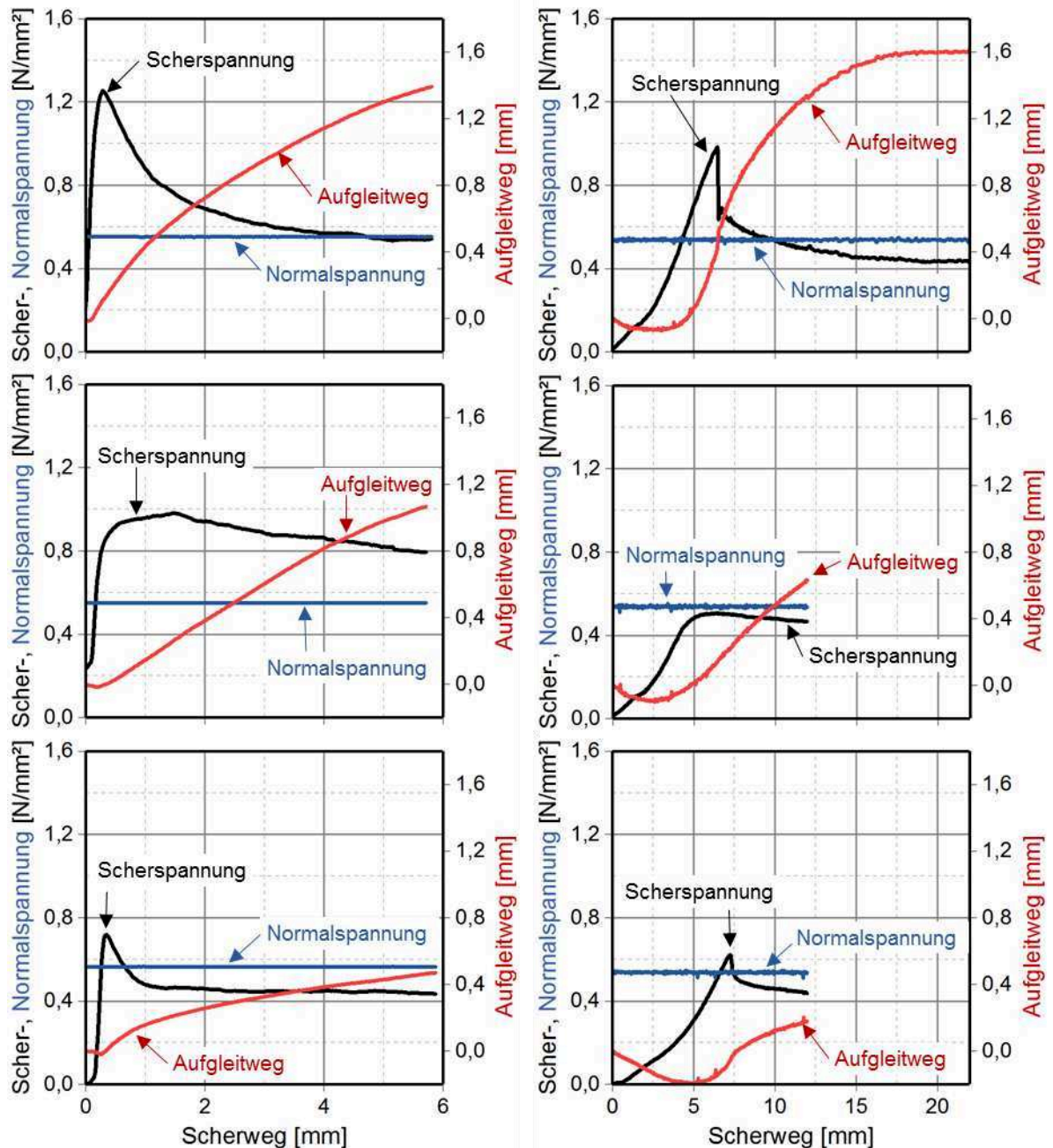


Bild 44: Vergleich experimentell bestimmtes Scherverhalten von klein- (links) und großformatigen Proben (rechts) mit wassergestrahelter (oben), gerechter (Mitte) und mit abgezogener (unten) Fugenausbildung

Überraschend fielen allerdings die Scherfestigkeiten der Proben mit gerechten Arbeitsfugen von 0,53 an großformatigen und 0,76  $\text{N/mm}^2$  an kleinformatigen Proben im Vergleich zu den an Probekörpern mit abgezogener Fugenoberfläche erzielten mittleren Scherfestigkeiten von 0,62 an großformatigen sowie 0,74  $\text{N/mm}^2$  an kleinformatigen Proben aus (siehe Bild 44 und Bild 45). Der geringe Abstand zwischen den Rechenzähnen führte zu Auflockerung der Betonoberfläche

der erstbetonierten, unteren Probenhälfte. Der Kontakt der Fugenoberflächen zeichnete sich durch einen geschädigten Verbund aus. Insbesondere die Scherspannungs-Scherwegbeziehungen der Proben mit gerechter Fugenausbildung macht auf einen Kugellagereffekt, erzeugt durch die losgelösten Gesteinskörnungen in der Arbeitsfuge, aufmerksam (siehe Bild 44, Mitte). Anstatt sich zu verzahnen bzw. zu verhaken, rollen die aus der qualitativ schlechten oberflächennahen Betonschicht ausgebrochenen Gesteinskörner die obere Probehälfte über die untere. Dabei geht der Scherwiderstand mit zunehmendem Scherweg allmählich zurück.

Die aus dem Abziehen der Fugenoberfläche resultierenden Unebenheiten der erstbetonierten, unteren Probenhälfte mündeten in einer Adhäsion zwischen den Probenhälften durch Verzahnung. Diesem Sachverhalt trägt der detektierte Scheitelwert in den Scherspannungsverläufen Rechnung (siehe Bild 44, unten).

Im Allgemeinen ergaben die Scheruntersuchungen ein ähnliches, fugentopologiespezifisches Materialverhalten für beide Probengeometrien. Unterschiede rühren aus den verschiedenen Aufbauten der verwendeten Prüfgeräte.

Die berechneten Scherkenngrößen bestätigen den Maßstabeffekt sowohl in Bezug auf die Scherfestigkeiten  $f_v$  als auch auf die Reibungsbeiwerte (Reibungskoeffizienten)  $\mu$  (siehe Bild 45). Mit zunehmender Scherflächengröße verringern sich demnach die Kenngrößen sowie deren Streuung. Die Reibungskoeffizienten basieren hierbei auf den letzten 2 bzw. 4 mm der gemessenen und korrigierten Messdatenverläufe. Allerdings, sofern ein auffälliger Reibungsbeiwert, geprüft an einem Probekörper mit gerechter Fugenausbildung, von 1,5 in den Betrachtungen unberücksichtigt bleibt, erfährt die lineare Regressionskurve einen Vorzeichenwechsel: Der ursprünglich abnehmende Trend mit anwachsender Scherflächengröße steigt nun an.

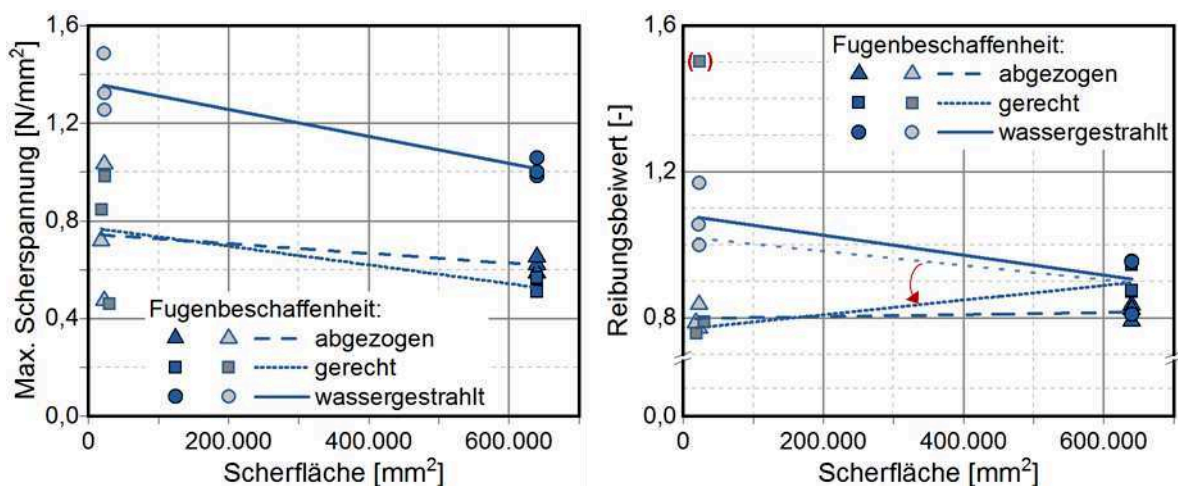


Bild 45: Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Scherfläche und von der Fugenbeschaffenheit

Bei der Aufteilung des Reibungskoeffizienten  $\mu$  in Basisreibungswinkel  $\varphi$  und Dilatanzwinkel  $i$  ergeben sich die in Bild 46 veranschaulichten Zusammenhänge. Im Gegensatz zu den an kleinformigen Laborproben gewonnenen Ergebnissen zum Maßstabeffekt (vgl. Bild 43) suggeriert Bild 46 eine signifikante Größenabhängigkeit des Dilatanzwinkels  $i$  anstatt des Basisreibungswinkels  $\varphi$ .

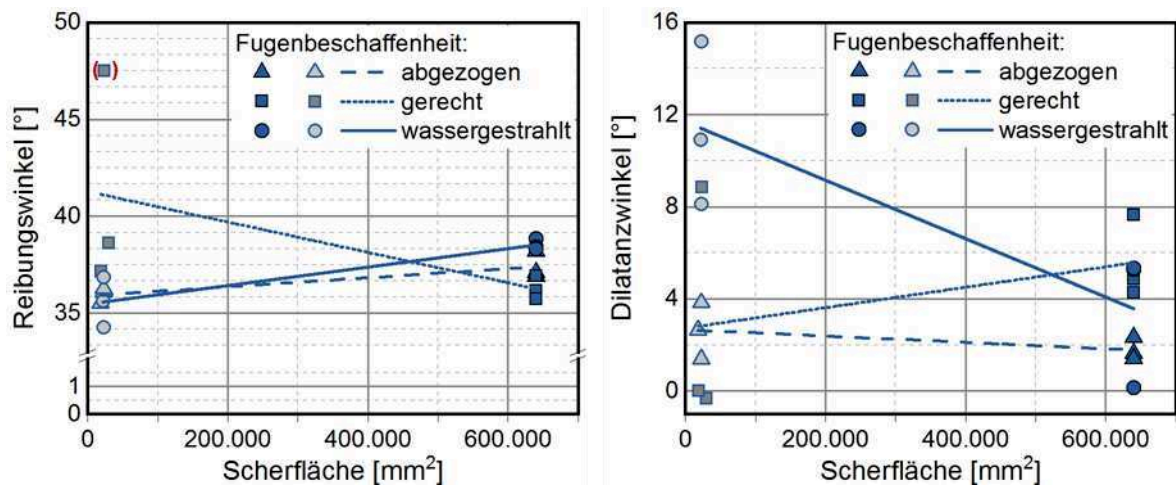


Bild 46: Abhängigkeit des Basisreibungswinkels  $\varphi$  (links) und des Dilatanzwinkels  $i$  (rechts) von der Scherfläche

Der Grund für die beobachteten unterschiedlichen Sachverhalte ist eventuell auf die verschiedenen Prüfgeräte zurückzuführen. Eine eindeutige Klärung bedürfte allerdings weiterführender Untersuchungen.

### 3.3.4 Scherverhalten von Bauwerksproben

Das Hauptaugenmerk des vorliegenden Forschungsvorhabens richtete sich auf die experimentelle Herleitung der Scherkennwerte massiver Wasserbauwerke, um die Standsicherheit gegen Gleiten in den Arbeits- bzw. Betonierfugen insbesondere von alten, historischen Konstruktionen realitätsnah charakterisieren zu können. Den hierzu notwendigen Untersuchungen lagen Bauwerksproben aus der Großen Schleuse in Kiel-Holtenau mit einem Baubeginn von 1907 zugrunde (siehe Bild 47).

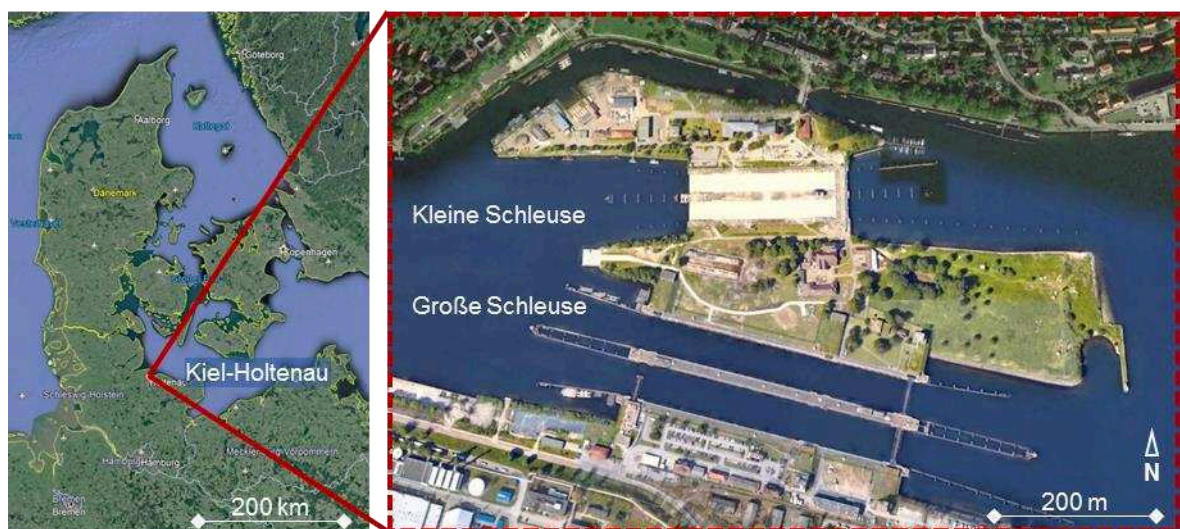


Bild 47: Schleusenanlagen in Kiel-Holtenau; ©GoogleEarth 2018

Im Vorfeld der aktuell durchgeführten Instandsetzungsmaßnahmen der Großen Schleusenanlage sind Bohrkerne mit einer geschätzten Gesamtlänge von 2000 m zur Bestimmung der Materialcharakteristika entnommen worden (siehe Bild 48, links). Die Vorauswahl aus den Restproben für die vorliegenden Untersuchungen vor Ort berücksichtigte insgesamt 72 Bohrkerne. Hierbei wiesen 47 Bohrkerne eine erkennbare – intakte und/oder offene – Arbeitsfuge auf (siehe Bild 48, rechts).

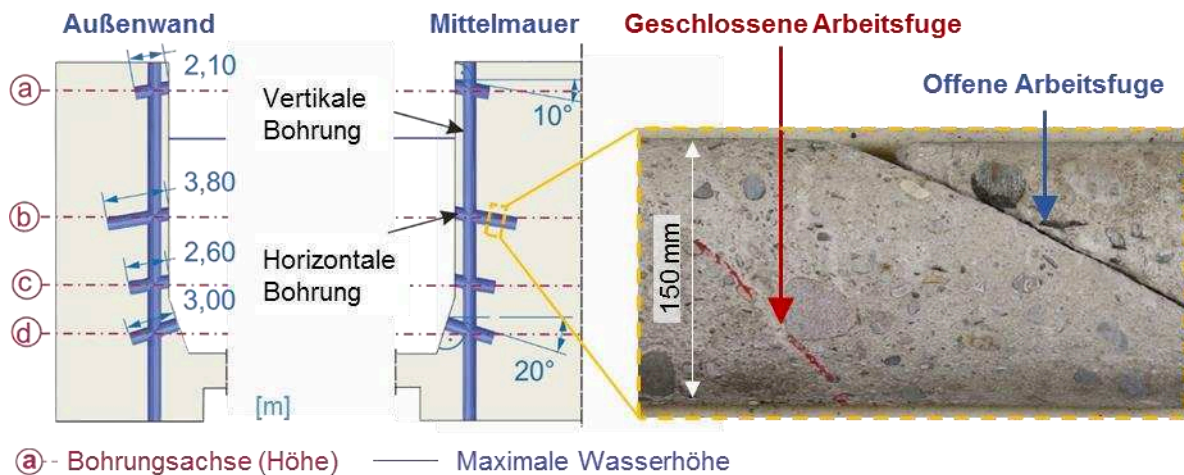


Bild 48: Exemplarische Bohrschemata an Ausschnitten aus einer Schleusenwandung (links) und Beispiel für ein Bohrern mit geschlossener sowie offener Arbeitsfuge (Bohrern 57b bzw. TK6 WH W4 1–2 m), in Anlehnung an [4]

Die aus einem Bohrloch entnommenen Bohrkerne ergaben 1 bis 6 Proben für die allgemeinen Festbetonuntersuchungen. Im Mittel streuten die geprüften Druckfestigkeiten zwischen 3,1 und 29,8 N/mm<sup>2</sup>, die aus Spaltzugversuchen berechneten Zugfestigkeiten lagen im Bereich von 0,6 bis 1,8 N/mm<sup>2</sup> und die Rohdichten zwischen 2,01 und 2,29 kg/dm<sup>3</sup>.

Die Prüfung der in den Bohrkerne vorhandenen Arbeitsfugen im Rahmenschergerät erforderte eine spezielle Probenpräparation. In Abhängigkeit der Neigung der jeweiligen Arbeitsfugen wurde gesondert eine Vorgehensweise entwickelt, um die Proben zielsicher in den Formkasten stabilisieren und ausgießen zu können. Insbesondere bei jenen Bohrkerne, in welchen die Arbeitsfugen eine höhere Neigung als 10° aufwiesen (siehe Bild 49), bedurfte die Probenvorbereitung des Zurechtsägens der Bohrkernecken. Zum Fixieren wurden diese Proben zunächst mit Hilfe der in den Formkasten platzierten Sperrholzplatten nivelliert und anschließend mit einem Ausgussmörtel ausgegossen, damit die Arbeitsfuge in der Mittellinie zwischen dem oberen und unteren Scherrahmen verlief (siehe Bild 50, b bis d).

Das Ausrichten der Bohrkerne mit näherungsweise horizontal zur Bohrkernachse verlaufenden Betonierfugen erfolgte mit der Hilfe von an dem Formkasten befestigten Seilen (siehe Bild 50, a und d). Danach wurden die Proben analog zu den anderen Proben in den Einsatzformen mit einem Ausgussmörtel stabilisiert (siehe Bild 50, c) und anschließend, jedoch frühestens ein Tag später, auf ihr Scherverhalten hin geprüft.

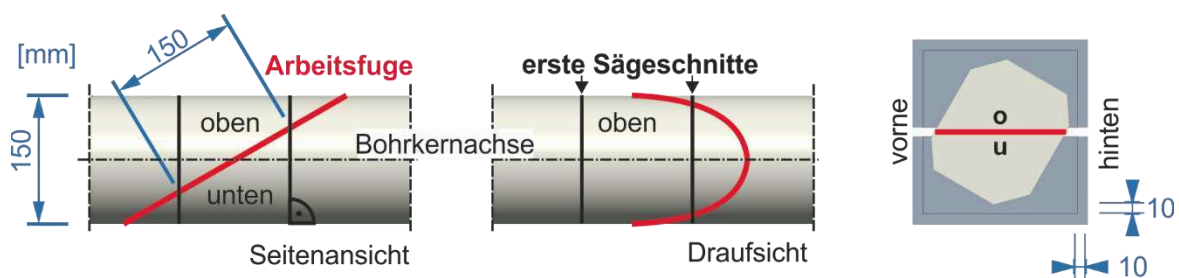


Bild 49: Notwendige Präparation eines Bohrkerns mit schräger Arbeitsfuge für den Rahmenscherversuch, in Anlehnung an [4]

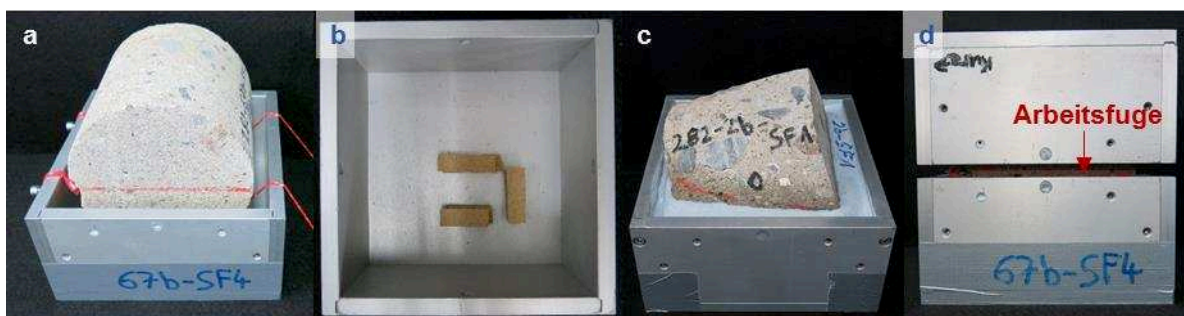


Bild 50: Fixierungsbeispiele für Bohrkern in Formkästen für das Rahmenschergerät; Nivellierung durch Seile (a) sowie mit Hilfe von Sperrholzplatten (b), c: ausgegossene Probe, d: Einbauzustand; in Anlehnung an [4]

Einzelheiten zu den Entnahmestellen und -modalitäten der Bohrkern in der Großen Schleuse in Kiel-Holtenau, den Probenspezifikationen, den Bohrkernansprachen sowie zu den erzielten Festbetoneigenschaften fasst Wengrzik in ihrer Masterarbeit [4] zusammen.

Die Durchführung der Rahmenscherversuche erfolgte bei einer konstanten Normalspannung von  $0,5 \text{ N/mm}^2$  und einer Schergeschwindigkeit von  $0,1 \text{ mm/min}$  bis zu einem Scherweg von  $6 \text{ mm}$  bei einer Datenaufzeichnungsrate von  $0,1 \text{ s}$ .

### Ergebnisse der Rahmenscherversuche am Bauwerksproben

Die Rahmenscherversuche ergaben hinsichtlich des Scherverhaltens der untersuchten Bauwerksproben zwei wesentlich verschiedene Materialcharakteristika. Offene Arbeitsfugen in Bestandsproben resultierten in einer kontinuierlichen Zunahme der Scherspannungen über den gesamten Scherweg (siehe Bild 51, rechts). Hierbei ist allerdings im linear elastischen Bereich der Scherkurve zunächst ein steiler Anstieg zu verzeichnen, anschließend ab dem Übergangsbereich verläuft sie stets flacher. Die Scherfestigkeit der ausgewählten Probe (2a\_SF1\_1 gem. [4]) betrug  $0,5 \text{ N/mm}^2$ , der dazugehörige Reibungskoeffizient  $\mu$   $0,89$ . Dahingegen zeichnet sich das Scherverhalten geschlossener Arbeitsfugen durch einen Scheitelpunkt – Peakwert – im Scherspannungsverlauf aus (siehe Bild 51, links; vgl. mit Bild 31 sowie Bild 34). Die Spannungskurve fällt nach dem Erreichen des Höchstwerts steil ab und konvergiert abschließend gegen einen Endwert. Die Auswertung der Versuchsergebnisse der dargestellten Bestandsprobe (10b\_SF1\_1 gem. [4]) ergab

eine Scherfestigkeit von 1,1 N/mm<sup>2</sup> und einen dazugehörigen Reibungskoeffizient von 1,9 (siehe Bild 51, links).

Aufgleitwege nehmen im Falle geschlossener Fugen kontinuierlich zu, streben jedoch gegen einen horizontalen Endwert (siehe Bild 51, rechts). Aufgleitwege von Proben mit offenen Fugen weisen dagegen zunächst auf ein Zusammendrücken der Probenhälften im linear elastischen Bereich der Scherspannungen hin und steigen danach allmählich an.

Unter Berücksichtigung sämtlicher im Rahmen der Untersuchungen geprüften Bestandsproben betrug der Mittelwert der berechneten Scherfestigkeiten 1,1 N/mm<sup>2</sup> mit einer Standardabweichung von 0,4 N/mm<sup>2</sup> für geschlossene Arbeitsfugen. Bohrkerne mit offenen Fugen wiesen dagegen einen Mittelwert der berechneten Scherfestigkeiten von 0,6 N/mm<sup>2</sup> mit einer Standardabweichung von 0,1 N/mm<sup>2</sup> auf. Die Berechnung der korrespondierenden Reibungskoeffizienten ergab einen Mittelwert von 1,8 mit einer Standardabweichung von 0,7 für geschlossene und einen Mittelwert von 1,0 mit einer Standardabweichung von 0,1 für offene Fugen (siehe [4]).

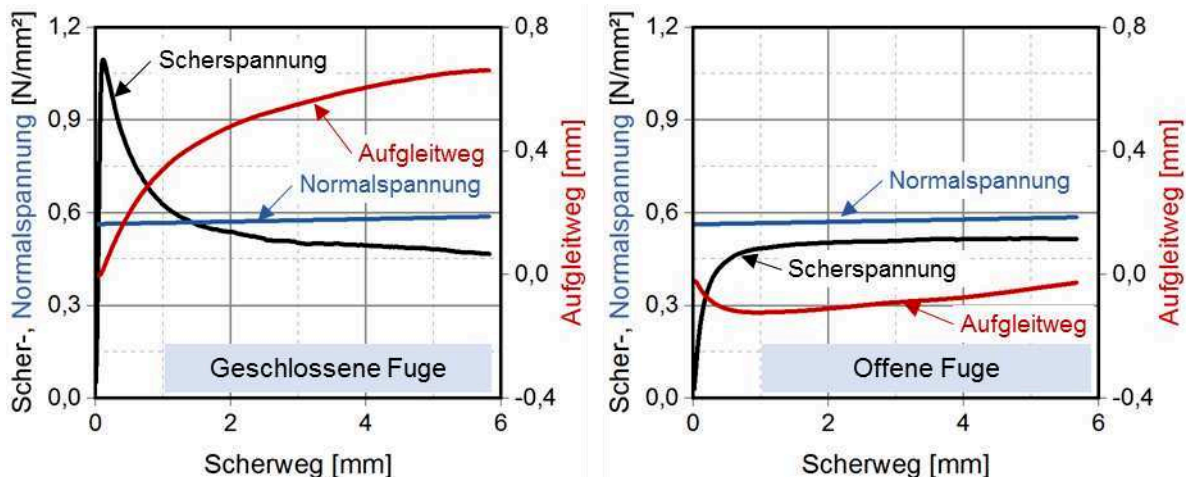


Bild 51: Exemplarisch ausgewählte Messergebnisse nach Auswertung der Rahmenscherversuche an Bohrkernen mit geschlossener Fuge (links, 10b\_SF1\_1) und mit offener Fuge (rechts, 2a\_SF1\_1) in Anlehnung an [4]

Nach dem Öffnen einer Arbeitsfuge in Bestandsbauten können weitere Gleitvorgänge in der Fugenebene auf Grund veränderter mechanischer und/oder umweltbedingter Einwirkungen – wie beispielsweise Zu-/Abnahmen des Wasser- bzw. Erddrucks, Temperaturschwankung etc. – gegenläufig sowie zyklisch vonstattengehen. Die Folge ist eine Beeinträchtigung des Schertragverhaltens der Kontaktflächen. Um den Einfluss aus mehrfach wiederholtem Abscheren von Bohrkernen auf die experimentell bestimmten Scherparameter zu erkunden, fanden gesonderte Rahmenscherversuche an aus 6 Bohrkernen gewonnenen insgesamt 9 Proben mit ursprünglich geschlossenen Arbeitsfugen statt.

Ein repräsentatives Ergebnisbeispiel für die mehrfach geprüften Proben veranschaulicht Bild 52. Hierbei reflektieren schwarze Linien rechts die Scherspannungs-Scherweg-Beziehung nach dem jeweiligen Abscheren, während die detektierten Aufgleitweg-Scherweg-Beziehungen in Rot dargestellt sind. Die dazugehörigen Aufnahmen über die erhaltenen Oberflächen der unteren Pro-

benhälften beinhaltet Bild 52, rechts. Die korrespondierenden berechneten Scherparameter des ausgewählten Bohrkerns listet Tabelle 17 auf.

Die Rahmenscherversuche erfolgten an Bohrkernen mit ursprünglich geschlossenen Arbeitsfugen (1). In einem nächsten Arbeitsschritt, nach Entfernung der losen Medien zwischen den Fugen und Bereinigung der Oberflächen der Probenhälften kam es zur zweiten Versuchsdurchführung (2). Anschließend, vor dem dritten Rahmenscherversuch (3), wurden die Fugenoberflächen aufgeraut und vor dem vierten (4) genässt.

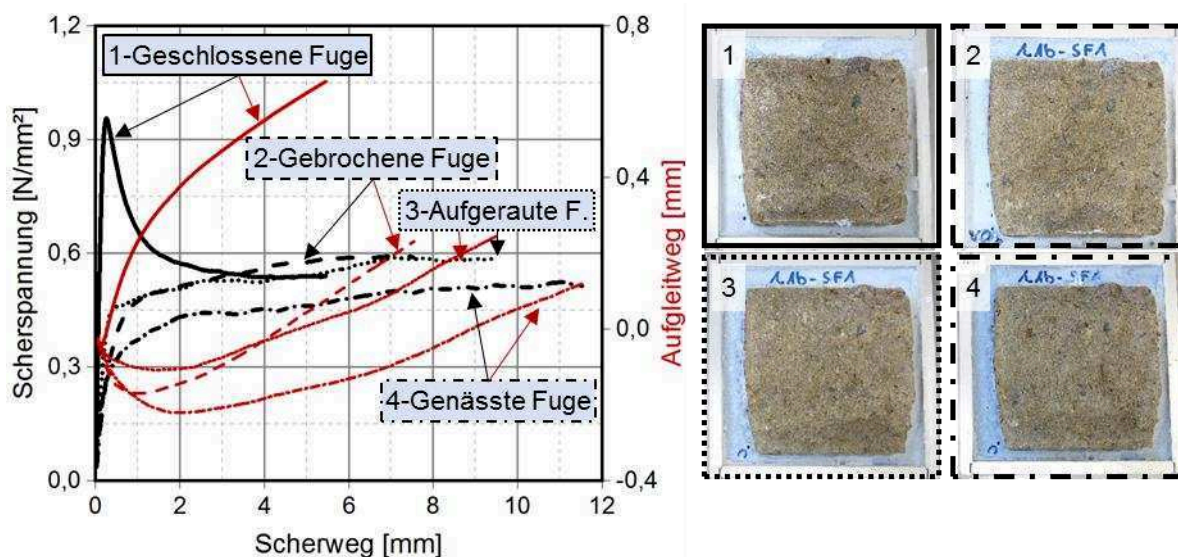


Bild 52: Ergebnisbeispiel für die Scherspannungs- und Aufgleitwegverläufe über den Scherweg einer mehrfach geprüften Probe mit geschlossener Fuge (1b\_SF1) (links) und korrespondierende Bilder der unteren Probenhälften nach den Rahmenscherversuchen (rechts) in Anlehnung an [4]

Tabelle 17: Übersicht über die maximal detektierten Scherspannungen und die korrespondierenden Reibungskoeffizienten  $\mu$  in den Rahmenscherversuchen an einer Bestandsprobe 1b\_SF1, siehe [4]) nach mehrfacher, wiederholter Prüfung

Arbeitsfuge	Scherfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Reibungskoeffizient [-]
1-Geschlossen	0,96	1,71
2-Gebrochen	0,59	0,98
3-Aufgeraut	0,59	0,98
4-Genässt	0,53	0,85

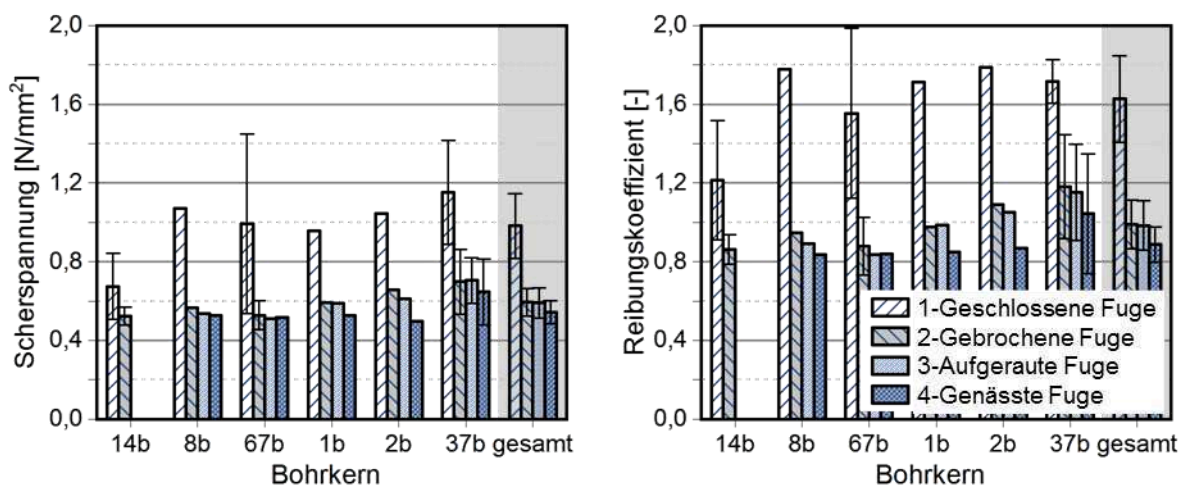
Das aufgezeichnete Scherverhalten während des ersten Rahmenscherversuchs entspricht den allgemein beobachteten Scherspannung- bzw. Aufgleitwegkurven über den Scherweg (siehe bspw. Bild 51, links). Allerdings, nach der Trennung des Verbundes zwischen den Probenhälften, ähneln die erfassten Materialcharakteristika den bei den Proben mit offenen Fugen geprüften Scherspan-



nungs- und Aufgleitwegverläufen (vgl. Bild 51, rechts und Bild 34, oben). Mit jedem weiteren Abscheren geht eine zunehmende topologische Glättung der Fugenoberflächen einher: Die Spitzen der hinausragenden Gesteinskörner werden sukzessive abgetragen, die aufgebrochenen abrasiven Zwischenmedien schleifen an der Zementsteinmatrix. Dieser Sachverhalt macht sich in den Scherspannungsverläufen dahingehend bemerkbar, als dass die Neigung der Scherspannungskurven nach Überschreiten des linear elastischen Bereichs stets abnehmen. Die maximal detektierten Scherspannungen verzeichnen nach Überschreiten des linear elastischen Scherspannungsbereichs einen signifikanten Rückgang von dem im ersten Rahmenscherversuch gemessenen Wert von  $0,9 \text{ N/mm}^2$  auf  $0,5$  bis  $0,4 \text{ N/mm}^2$  in den weiteren Prüfungen. Im Allgemeinen sinkt die Scherfestigkeit von  $0,9$  auf  $0,6 \text{ N/mm}^2$  (siehe Tabelle 17). Noch ausgeprägter fällt die Reduktion der berechneten Reibungskoeffizienten infolge des wiederholten Abscherens von  $1,71$  auf  $0,85$  aus.

Analog zu dem in Bild 51, rechts dargestellten Verlauf des Aufgleitwegs einer Probe mit offener Fuge erfährt die untersuchte Bestandsprobe ab dem zweiten Abscheren zunächst ein Zusammendrücken – Kontraktanz – und gleitet nach Überschreiten des linear elastischen Scherspannungsbereichs auseinander – Dilatanz. Hierbei sinkt die obere Probenhälfte mit wiederholtem Abscheren stets tiefer in die untere Probenhälfte hinein.

Die gewonnenen Scherparameter der insgesamt 9 Proben stellt Bild 53 im Vergleich dar. Ferner beinhalten die dargestellten Diagramme in der letzten Spalte jeweils den Mittelwert aller Ergebnisse zu Scherfestigkeiten und zu Reibungskoeffizienten  $\mu$ . Danach verringert sich die mittlere Scherfestigkeit der betrachteten Proben von zunächst  $0,98 \text{ N/mm}^2$  auf  $0,59 \text{ N/mm}^2$  im zweiten, wie im dritten und auf  $0,54 \text{ N/mm}^2$  im vierten Rahmenscherversuch. Die Berechnungen ergaben für den Mittelwert des Reibungskoeffizienten  $1,63$  im ersten,  $0,99$  im zweiten,  $0,98$  im dritten sowie  $0,89$  im vierten Rahmenscherversuch.



*Bild 53: Mittelwert der erfassten maximalen Scherspannungen  $\sigma_v$  (links) und der korrespondierenden berechneten Reibungskoeffizienten  $\mu$  (rechts) aller mehrfach geprüften Scherproben mit ursprünglich geschlossener Arbeitsfuge, Bohrkernansprache bzw. -zuordnung nach [4]*

Detaillierte Informationen zu den einzelnen Ergebnissen der Rahmenscherversuche an Bestandsproben sowie deren Diskussion führt [4] zusammen.

### 3.3.5 Schlussfolgerungen für die Versuchsdurchführung

Im Rahmenschergerät können Proben mit formschlüssigen Abmessungen passend zu den Innenmaßen des Scherrahmens mit einer Probenhöhe von 200 mm unmittelbar geprüft werden (vgl. Abschnitt 3.3.1). Bei leichten geometrischen Abweichungen kann der Kraftschluss gegebenenfalls zwischen der oberen Innenseite des Scherrahmens und dem Probekörper mit Einlagen unterstützt werden. Die Untersuchung kleinerer Probekörper bedarf des Einsatzes eines Formkastens (vgl. Bild 50), in dem die Proben durch einen Ausgussmörtel fixiert werden. Im Allgemeinen gilt beim Probeneinbau, dass die Arbeitsfuge in der horizontalen Mittellinie zwischen dem oberen und unteren Scherkasten ausgerichtet sein soll (vgl. Bild 50).

Als Optimum für die Durchführung der Rahmenscherversuche ergaben sich die nachfolgenden Versuchsparameter. Während des Scherversuchs soll eine konstante Normalspannung von  $0,5 \text{ N/mm}^2$  bei einer Schergeschwindigkeit von  $0,1 \text{ mm/min}$  betragen. Der Scherweg ist bis zu 6 mm bei einer Datenaufzeichnungsrate von  $0,1 \text{ s}$  aufzuzeichnen.

### 3.3.6 Auswertung der Messwerte des Rahmenschergeräts

Die Auswertungsmethodik der mittels des Rahmenschergeräts detektierten Messwerte entwickelte sich durch die stetig zugewonnenen Erkenntnisse sukzessiver Weise im Laufe der Bearbeitungsdauer des Forschungsvorhabens. Sie umfasst die vollständige Aufbereitung der messtechnisch erfassten Daten ausgehend von den erforderlichen Korrekturen über die Datenglättung bis hin zur Bereitstellung der Scherparameter für weiterführende Betrachtungen.

#### 3.3.6.1 Korrektur der Rohdaten

Die Korrektur der Rohdaten machten Voreinstellungen der Prüfmaschine sowie allgemeine Definitionen auf dem Fachgebiet konstruktiven Bauwesens notwendig. Insgesamt können diese in die nachfolgend erläuterten sechs Arbeitsschritte unterteilt werden (siehe Bild 54).

Korrektur (1): Am Anfang des Rahmenscherversuchs fährt die Prüfmaschine bis zum vollständigen Oberflächenkontakt auf die Probe – bis die Kalotte die Oberseite des oberen Scherkastens mit eingebauter Probe belastet (siehe Bild 29, links) – auf. Der dabei zurückgelegte Anfahrtsweg stellt kein Bestandteil des tatsächlichen Abschervorgangs dar (vgl. Bild 30, Bereich I). Daher soll dieser Bereich entfernt und folglich die Scherspannung sowie der Aufgleitweg durch Extrapolation bzw. Verschiebung auf null gesetzt werden (siehe Bild 54, 1).

Korrektur (2): Der im Allgemeinen erfasste Maschinenweg beinhaltet ebenfalls die von der Scherkraft abhängige Verformung des Prüfgeräts. Gesonderte Untersuchungen in [1] ergaben eine Prüfmaschinensteifigkeit von  $65 \text{ kN/mm}$ . Eine Wiederholung dieser Untersuchungen zum Abschluss des Forschungsvorhabens ergab jedoch lediglich eine Maschinensteifigkeit von  $56 \text{ kN/mm}$ . Eine zusätzliche Berücksichtigung der direkt an den Probekörpern gemessenen Verformungen brachte eine Maschinensteifigkeit von  $50 \text{ kN/mm}$  zu Tage. Die Ausrechnung der Maschinensteifigkeit aus den Messwerten resultiert in der Anpassung des Scherwegs in Bezug auf den Nullpunkt, ferner verkürzt sich entsprechend der ursprüngliche Scherweg von 6 mm (siehe Bild 54, 2). Des Weiteren erhöht sich die Steigung der Scherspannungen im linear elastischen Bereich.

Korrektur (3): Während des Rahmenscherversuchs verkleinert sich die effektive Scherfläche stetig mit zunehmendem Scherweg. Daher bleiben die auf die Probenoberseite tatsächlich wirkenden Drucknormalspannungen wie auch die Scherspannungen nicht konstant, sondern nehmen kontinuierlich zu (siehe Bild 54, 3).

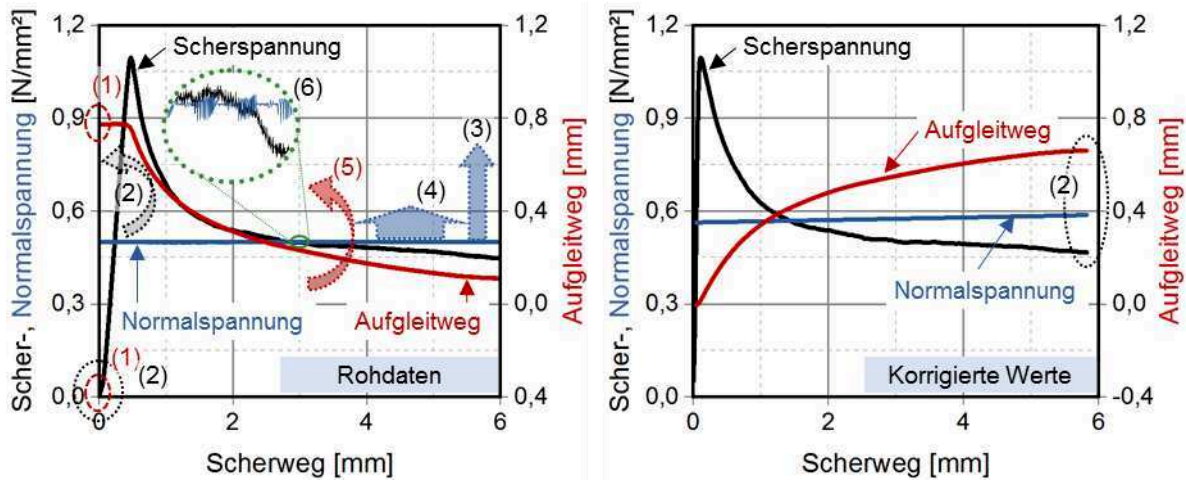


Bild 54: Arbeitsschritte bei der Korrektur der Messdaten des Rahmenschergeräts (links) und korrigierte Ergebnisse (rechts) am Beispiel eines Bohrkerns mit geschlossener Fuge (links, 10b\_SF1\_1) in Anlehnung an [4]

Korrektur (4): Die Messwerte des Rahmenschergeräts sind mit dem Eigengewicht sämtlicher Komponenten des Versuchsaufbaus behaftet. Demnach erfährt die Scherfuge neben der definierten Drucknormalspannung eine zusätzliche Belastung aus dem jeweiligen Eigengewicht des oberen Prüfrahmens, der oberen Probenhälfte sowie ggf. des oberen Formkastens aus Aluminium inklusive des probenstabilisierenden Ausgussmörtels. Das Normalspannungsniveau erhöht sich folglich um einen konstanten Wert (siehe Bild 54, 4).

Korrektur (5): Im Gegensatz zur Geotechnik ist im Bereich des konstruktiven Bauwesens die Steigung des Aufgleitwegs – Dilatanz – positiv, während das Zusammen- bzw. ineinander drücken der Probenhälften – Kontraktanz – als negativ definiert. Diese Prüfmaschinenvoreinstellung wird durch den Abzug des Anfangsaufgleitwegs aus den aktuellen Aufgleitwegwerten angepasst (siehe Bild 54, 5).

Korrektur (6): Sämtliche Messwerte weisen ein starkes Signalrauschen (siehe Bild 54, 6) auf. Durch verschiedene Glättungsmethoden lassen sich zwar die Messgrößenschwankungen reduzieren bzw. minimieren, jedoch nicht beseitigen. Infolge Fehlerfortpflanzung können kleinste Abweichungen gravierende Folgen für die Endresultate der Scherparameter haben. Ferner ließ sich zwar die Datenerfassungsrate von 0,1 s als Optimum identifizieren, um Bereiche mit ggf. kritisch unstabilem Risswachstum dokumentieren zu können, die dadurch erzeugte Datenmenge erschwert jedoch den Auswertungsprozess. Daher widmeten sich gesonderte Studien dem Umgang bzw. der Glättung der Messwerte und den daraus resultierenden Einflüssen auf die berechneten Scherparameter. Vor diesem Hintergrund geht der nachfolgende Abschnitt 3.3.6.2 explizit auf die Vor- und Nachteile der Rohdatenbearbeitung ein.

Die angesprochenen Arbeitsschritte der Korrekturen erläutert [4] im Detail.

### 3.3.6.2 Glättung der Messwerte

Zahlreiche Berechnungen mit der Software OriginPro 2018G trugen dazu bei, die optimale(n) Messwertfilterung(en) bzw. -glättung(en) identifizieren zu können (siehe u. a. [4]). Aus den verschiedensten Methoden eignet sich nach [4] insbesondere eine Glättung mit einem gleitenden Durchschnitt sowie nach dem Loess-Algorithmus (locally weighted scatterplot smoothing). Um einen Eindruck des Einflusses aus den unterschiedlichen Glättungsverfahren auf die Ergebnisse zu vermitteln, vergleicht Bild 55 die Resultate dreier Methoden mit den originalen Rohdaten. Da alle vom Rahmenschergerät detektierten Messgrößen, wie beispielsweise die Scher- oder Normalkraft sowie der Scher- und der Aufgleitweg mit Messwertschwankungen behaftet sind, gibt Bild 55 exemplarisch die durch Glättung erzielten Scherkräfte über die von der Streuung unabhängige Zeit für einen Bestandsprobekörper mit geschlossener Arbeitsfuge wieder. Die größten Abweichungen sind demnach insbesondere im Hinblick auf das Abbilden der Höchstlast zu beobachten.

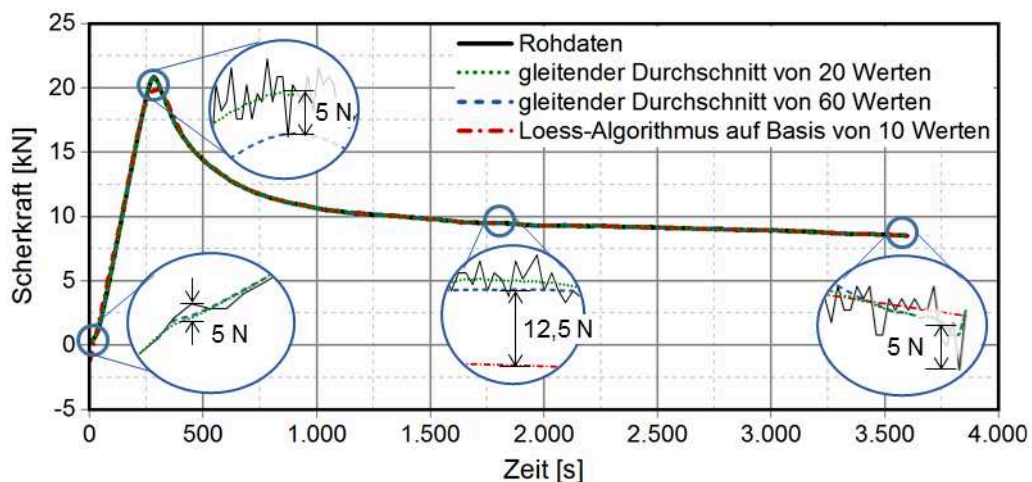


Bild 55: Einfluss verschiedener Datenglättungen auf die Ergebnisverläufe (am Beispiel 10b\_SF1\_1) in Anlehnung an [4]

Im Allgemeinen legen die Ergebnisse die Vermutung nahe, wonach eine Glättung mit einem gleitenden Durchschnitt von bis zu 60 Datenpunkten eine genügende Genauigkeit sicherstellt. Eine finale Festlegung der Glättungsmodalitäten erfolgt allerdings erst im nachfolgenden Abschnitt 3.3.6.3 unter Berücksichtigung der differenzierten Auswertungsmöglichkeiten jedes relevanten Scherparameters.

### 3.3.6.3 Berechnungsgrundlagen der Scherparameter

Ein besonderes Ziel des Vorhabens war die Bereitstellung experimentell bestimmter Scherparameter anhand des Rahmenschergeräts für statische Nachweisführungen. Allerdings erschwert die von der Fugenbeschaffenheit abhängige Vielfalt der erzielten Scherparameterverläufe eine einheitliche Berechnung der hierzu notwendigen Kennwerte (siehe Bild 34 und Bild 51). Daher adressiert der gegenwärtige Abschnitt 3.3.6.3 unterschiedliche Möglichkeiten der Parametergewinnung. Im Allgemeinen unterschieden sich die dabei getroffenen Überlegungen hinsichtlich der Berücksichtigung verschiedener Punktwerte, definierter Datenbereiche sowie der vollständigen

Kenngößenverläufe (siehe Bild 56). Eine detaillierte Beschreibung der Auswerteverfahren erfolgt in [4]. Die nachfolgenden Passus geben lediglich einen Überblick über die Möglichkeiten und deren Einflüsse auf die berechneten Scherparameter.

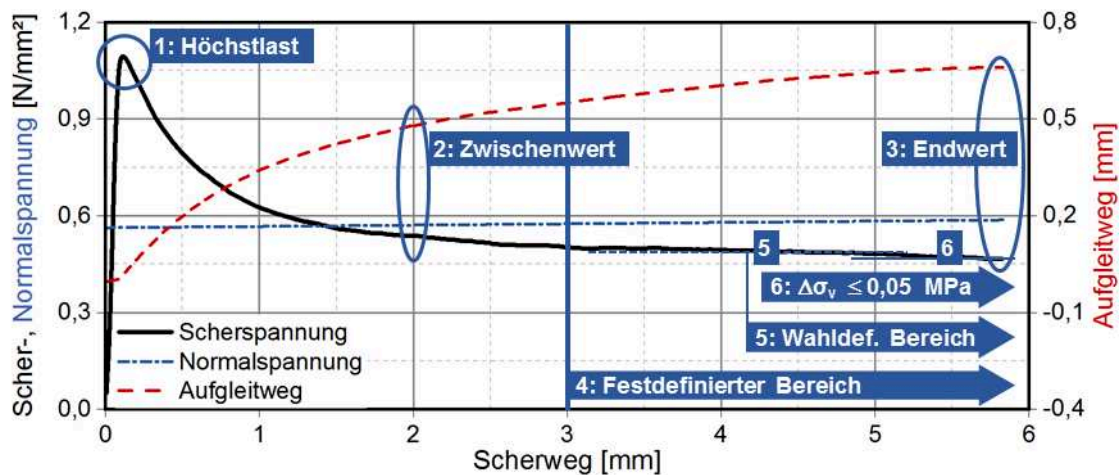


Bild 56: Betrachtete Bereiche für die Berechnung relevanter Kenngrößen aus dem experimentell bestimmten Materialverhalten im Rahmenscherversuch (am Beispiel 10b\_SF1\_1)

Den Parameterberechnungen können beispielsweise Punktwerte bei Höchstlast, Zwischenwerte bei einem bestimmten Scherweg (siehe Bild 56, Scherweg von 2 mm) oder die letzten detektierten Daten zugrunde liegen (siehe Bild 56, Endwert). Werden definierte Datenbereiche festgelegt, so erfolgt die Berechnung gesuchter Parameterwerte auf Grundlage z. B. des erfassten halben Scherweges bis Versuchsende über die Mittelwertbildung der korrigierten Messdaten oder der Auswerter gibt selbst einen Bereich, in dem die Scherspannungen augenscheinlich gegen eine Asymptote streben, vor. Ferner kann ebenfalls ein Kriterium dienen, um die Größe des gewünschten Datenbereichs zu deklarieren. Demnach soll jener Bereich Berücksichtigung finden, in dem die Änderung der Scherspannungen z. B. kleiner oder gleich 0,05 N/mm<sup>2</sup> ist (siehe Bild 56).

Bei der Betrachtung der vollständigen, korrigierten Ergebnisverläufe beruht die Parameterberechnung auf der Mittelwertbildung aller erzielten Datenpunkte oder auf einer Regression basierend auf Gleichung (22). Hierzu vergleicht Bild 57 die erzielte Qualitätsgüte der auf Basis einer linearen Regression simulierten Scherspannungsverläufe über den Scherweg für Bestandsproben mit geschlossener und mit offener Fuge. Im Falle der ausgewählten Probe mit geschlossener Fuge weichen die simulierten Scherspannungen im Bereich der Höchstlast und des anschließenden abfallenden Asts voneinander leicht ab. Weitere Beispiele wiesen jedoch erhebliche Differenzen auf. Allerdings, ab jenem Bereich, in dem die korrigierten Scherspannungen gegen eine horizontale Asymptote konvergieren, steigt zwar die Amplitude der simulierten Scherspannungswerte, deren Mittelwert stimmt jedoch mit den korrigierten Scherspannungswerten gut überein (siehe Bild 57, links).

$$\min_{\varphi} \left( \int_{v_1}^{v_2} \left( \sigma_{v,gem}(v) - \sigma_{n,gem}(v) \cdot \tan \left( \varphi + \arctan \frac{dw(v)}{dv} \right) \right)^2 dv \right) \quad (22)$$

mit  $\sigma_{n, \text{gem}}$ : gemessene Normalspannung [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\sigma_{v, \text{gem}}$ : gemessene Scherspannung [N/mm<sup>2</sup>]

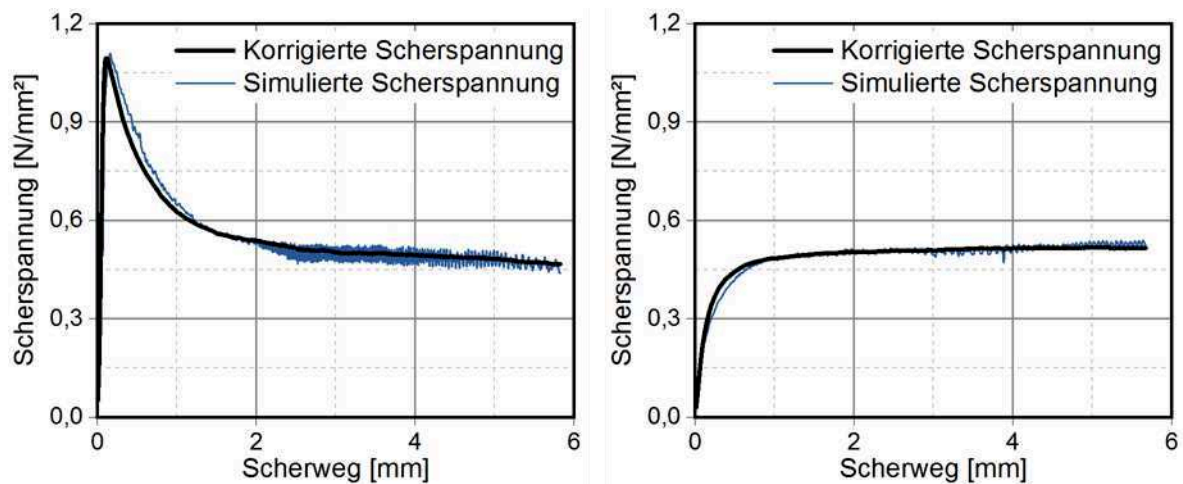


Bild 57: *Qualitätsgüte der berechneten Scherspannungen nach Regressionsansatz für Proben mit geschlossener (links) und offener Fuge (rechts) in Anlehnung an [4]*

Berechnungen der Scherspannungen unter Zuhilfenahme der linearen Regression für Proben mit offener Arbeitsfuge lieferten analoge Erkenntnisse zu den oben beschriebenen. Allerdings machten sich hier die Abweichungen zwischen den korrigierten und simulierten Scherspannungen beim Abflachen der korrigierten Scherspannungskurve sowie marginal im Endbereich bemerkbar (siehe Bild 57).

Die Auswertung eines konstanten Reibungskoeffizienten  $\mu$  mittels linearer Regression für den gesamten Messbereich bedurfte zunächst eines iterativen Prozesses. Danach änderte das Solver-Add-In in der Software Excel den Wert des Basisreibungswinkels  $\varphi$  bis die Summe der Abweichungsquadrate ein Minimum erreichte (siehe Gleichung (22)).

Die in Bild 56 vorgestellten Berechnungsmethoden können allerdings zu gravierend verschiedenen Ergebnissen führen. Den Einfluss des gewählten Verfahrens auf die berechneten Scherspannungswerte veranschaulicht Bild 58 am Beispiel der untersuchten Bestandsproben aus der Großen Schleuse in Kiel-Holtenau (siehe Abschnitt 3.3.4). Eine analoge Ergebnisdarstellung in Zusammenhang mit den berechneten Reibungskoeffizienten (Reibungsbeiwerten)  $\mu$  gibt Bild 59 wieder. Hierbei reflektieren die dargestellten Balken den jeweiligen Mittelwert der berechneten Scherparameter auf Basis sämtlicher geprüfter Bohrkerne mit geschlossener und mit offener Arbeitsfuge inklusiver Standardabweichung.

Beide ausgewählte Kenngrößen verdeutlichen für Bohrkerne mit geschlossener Fuge eine erheblich große Differenz zwischen den Höchstwerten und jenen, nach allen anderen Berechnungsarten kalkulierten (siehe Bild 58 und Bild 59). Lediglich bei der Betrachtung der Gesamtwerte steigt der Unterschied von 60 auf 70 % der Kenngrößenwerte. Ferner weisen beide Scherparameter bei Höchstlast signifikant größere Streuungen im Vergleich zu den anderen Betrachtungen auf.

Im Gegensatz dazu erreichen die berechneten Werte für Bestandsproben mit offener Fuge sowohl für die Scherspannungen als auch für die Reibungskoeffizienten im Mittel bis zu 90-98 % der Höchstwerte. Darüber hinaus zeigen die Scherparameter generell ähnliche Streuungen unabhängig von Berechnungsverfahren.

Im Hinblick auf die Scherspannungen für Proben mit offener Fuge liefern die Berechnungen bei der Betrachtung des Endwerts, Rest- und Gesamtheitswerte ähnlich große Werte. Hingegen führt die Auswertung der Scherspannungen von Proben mit geschlossener Fuge für die Gesamtheitswerte zu einer Erhöhung der Scherwerte (siehe Bild 58).

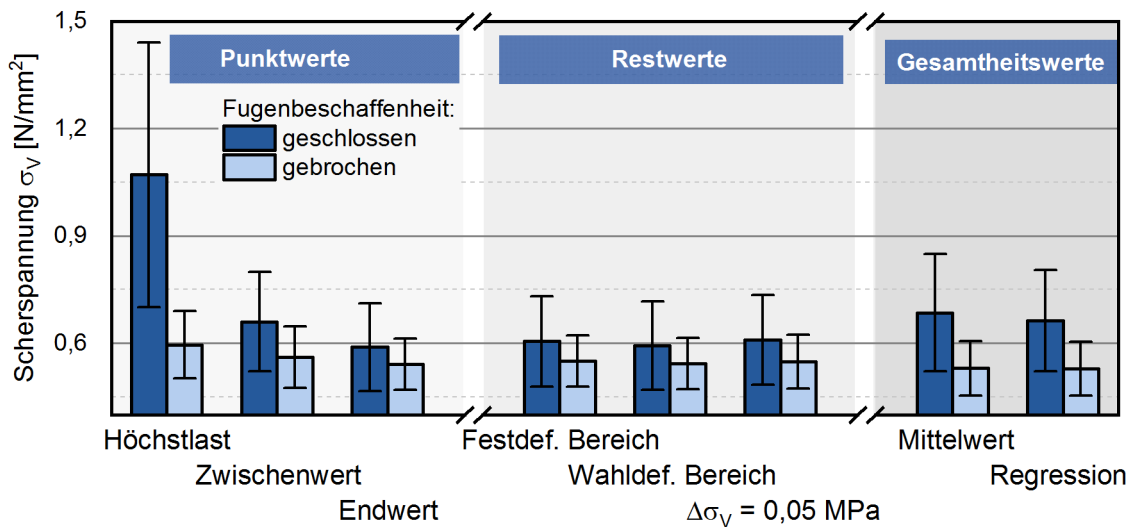


Bild 58: Einfluss der Berechnungsart auf die Scherspannung in Abhängigkeit der Fugenbeschaffenheit in Anlehnung an [4]

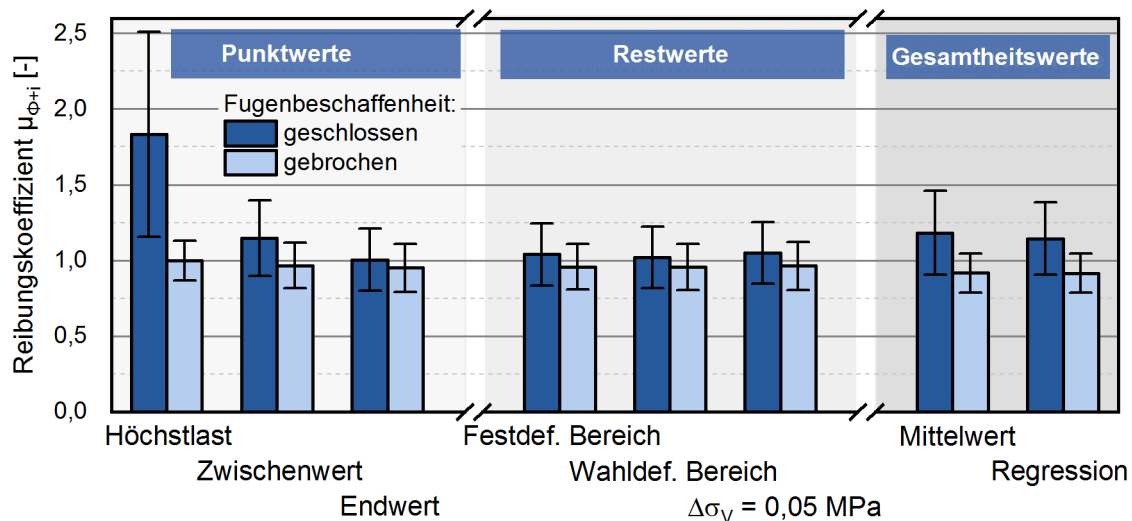


Bild 59: Einfluss der Berechnungsart auf den Reibungskoeffizient  $\mu$  in Abhängigkeit der Fugenbeschaffenheit in Anlehnung an [4]

Der Grund für die verschiedenen Trends zwischen den berechneten Kennwerten für geschlossene und offene Fugen, insbesondere bei der Betrachtung der Höchstlast als Auswertungsgrundlage,

resultiert aus dem unterschiedlichen Materialverhalten im Scherversuch – vor allem hinsichtlich der Scherspannungs-Scherweg-Beziehungen (vgl. Bild 57). Der für geschlossene Arbeitsfugen charakteristische Scherspannungsverlauf zeichnet sich durch einen ausgeprägten Scheitelwert – Peakwert – bei der Höchstlast aus. Ferner ist die Scherfestigkeit mit erheblichen Schwankungen im Vergleich zu der von offenen Fugen behaftet. Hingegen erreichen die Scherspannungen im Falle von Arbeitsfugen mit offenen Fugen bei höheren Scherwegen ein Maximum. Eine Ausnahme bilden offene Arbeitsfugen mit Verzahnung: Auch ohne vorhandene Adhäsion zwischen den Fugenoberflächen ermöglichen Verzahnungseffekte leichte Scheitelwerte. Der Unterschied bleibt jedoch gering.

#### 3.3.6.4 Resümee der Messwertauswertung

Im Anschluss an einen Rahmenscherversuch mittels des Prüfgeräts am Referat B3 der BAW bedürfen die messtechnisch erfassten Daten zunächst mehrerer Korrekturen (siehe Bild 54). Die Ursachen für die notwendigen Anpassungen/Überarbeitungen rühren aus diversen Voreinstellungen bzw. Artefakten des Prüfgeräts (siehe Abschnitt 3.3.6.1). In einem nächsten Arbeitsschritt machen der hohe Messdatenumfang sowie die Messsignalschwankung ein Filtern bzw. Glättung der bereinigten Rohdaten erforderlich (siehe Abschnitt 3.3.6.2). Abschließend kann die Aufbereitung bzw. Auswertung der Daten für weiterführende Arbeiten vorgenommen werden (siehe Abschnitt 3.3.6.3).

Auf Grund des beobachteten, vielfältigen Materialverhaltens verschiedener Fugenbeschaffenheiten im Scherversuch weisen die erzielten Scherspannung-Scherweg- sowie Aufgleitweg-Scherwegbeziehungen erheblich unterschiedliche Verläufe auf. Für die allgemeinen weiterführenden Betrachtungen wurde daher die im Folgenden zusammengefasste, einheitliche Vorgehensweise festgelegt.

Hinsichtlich der von dem Rahmenschergerät detektierten Messdaten zu Scher-, Normalspannungen und Scher- sowie Aufgleitwegen findet eine Filterung unter Berücksichtigung jedes 20-ten Rohdatenwertes statt. Daran schließt eine Glättung über die Bildung des gleitenden Durchschnitts von 3 Werten an.

Vor dem Hintergrund einer statischen Nachweisführung gilt als relevante Scherspannungskenngröße die Restscher(festigkeit)spannung ( $f_v$  bzw.)  $\sigma_v$  nach definiertem Kriterium, beispielsweise aus jenem Datenbereich, in dem die Änderung der Scherspannungen kleiner oder gleich  $0,05 \text{ N/mm}^2$  beträgt. Die so identifizierten Daten liefern anschließend über eine lineare Regression die gewünschte Scherspannungsgröße.

Die Bestimmung des Reibungskoeffizienten  $\mu$  basiert auf linearer Regression unter einer Gesamtheitsbetrachtung. Zunächst erfolgt die Berechnung der Steigung der Dilatanz/Aufgleitung – Änderung des Aufgleitweges  $\Delta w$  dividiert durch die Änderung des Scherwegs  $\Delta v$  (vgl. Bild 30) – unter Betrachtung jedes 10-ten Datenwertes. Eine lineare Regression über die so erhaltenen Werte ergibt schlussendlich den Reibungskoeffizienten  $\mu$ . Nach Bedarf besteht die Möglichkeit, den Reibungskoeffizienten  $\mu$  in den Basisreibungswinkel  $\varphi$  und in den Dilatanzwinkel  $i$  aufzuteilen.

Ausführliche Informationen zu den Berechnungsverfahren, -arten sowie zur Scherparameterbestimmung beinhaltet [4].



### **3.4 Einfluss der Rauigkeit auf das Schertragverhalten**

Wie bereits in den Abschnitten 2.2 und 2.3 angesprochen, hat die Oberflächenrauheit sowie -welligkeit der Fugenkontaktflächen einen unmittelbaren Einfluss auf das Schertragverhalten in der Arbeitsfuge. Um eine mögliche Korrelation zwischen ausgewählten Rauheitsparametern und den experimentell bestimmten Scherkenngrößen zu eruieren, widmet sich der vorliegende Abschnitt der prüftechnischen Charakterisierung der Oberflächenrauheit.

Eine umfassende Übersicht über das breite Spektrum existierender Prüfmethoden sowie Ansätze zur quantitativen Beschreibung der Rauheit von Betonoberflächen gibt Schulz in [60] an und diskutiert diese bewertend. Grundsätzlich lassen sich die Messmethoden in volumetrische, Tastschritt- und optische Verfahren untergliedern. Ein Resümee der jeweiligen Vor- und Nachteile der Methoden ziehen [1], [4] und [56].

Aus Gründen der besseren Reproduzierbarkeit und der prüferunabhängigen Ergebnisse fokussierten die im Rahmen des vorliegenden Vorhabens durchgeführten Untersuchungen auf optische Messverfahren. Der nachfolgende Abschnitt 3.4.1 beleuchtet die mittels eines Streifenlichtprojektors durchgeführten Untersuchungen, während Abschnitt 3.4.2 direkte Zusammenhänge der hergeleiteten Scher- und Rauheitsparameter reflektiert.

#### **3.4.1 Untersuchungen mittels Streifenlichtprojektors**

Ein Vorteil optischer Messverfahren liegt in der hohen, von der gewählten Sensortechnik regulierbaren Detektierungsgenauigkeit. Allerdings hängen die Ergebnisse von der jeweiligen Messgenauigkeit des Sensors ab. Ferner können die im Bereich von Höhengsprüngen entstandenen Abschattungen lediglich bei gleichzeitiger Verwendung mehrerer Sensoren erfasst werden.

Zur messtechnischen Erfassung der Rauheit der Probenoberflächen kam im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen der Streifenlichtprojektor der Firma MikroCAD mit dem Softwarepaket ODSCAD Version 6.0 der Firma GF Messtechnik GmbH in der Bundesanstalt für Wasserbau, am Referat Baustoffe zum Einsatz. Den schematischen Aufbau des Streifenlichtprojektors veranschaulicht Bild 60, links. Während der Messung wirft der Streifenlichtprojektor in einem definierten Winkel abwechselnd beleuchtete und unbeleuchtete Streifen auf die untersuchte Oberfläche (Bild 60, rechts). Hierbei variieren die Breite der Streifen und die Geschwindigkeit der Auslichtung während der Messsequenzen. Unebenheiten führen zu ungeraden, ungleichmäßigen Schattenbereichen (Bild 60, rechts). Die so entstandenen Schatten nimmt eine senkrecht zur Probenoberfläche ausgerichtete Kamera auf. Somit lässt sich ein Höhenprofil erstellen. Ferner ermöglicht der verwendete Streifenlichtprojektor die Ausgabe von Linien- und Flächenprofilen sowie dreidimensionalen Topologiemodellen.

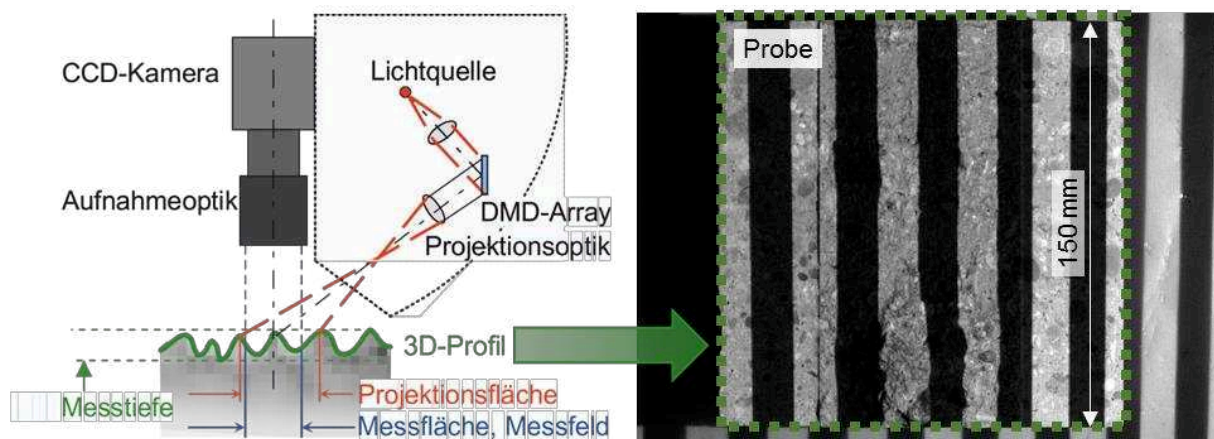


Bild 60: Schematischer Versuchsaufbau des verwendeten Streifenlichtprojektors (links) in Anlehnung an [61] und projizierter Lichtstreifen auf einer untersuchten Probe (rechts) in Anlehnung an [1]; CCD: Charge Coupled Device steht für ein lichtempfindliches Bauteil, DMD: Digital Micromirror Device sind Mikrospiegel

Ein anhand des Streifenlichtprojektors gewonnenes Ergebnisbeispiel für ein dreidimensionales Topologiemodell sowie für Flächen- und Linienprofile veranschaulicht Bild 61. Als Probe funktionierte hierbei eine nach dem Scherversuch erhaltene untere Hälfte eines Bohrkerns (67b\_SF2 [4]) aus der Schleuse Kiel-Holtenau (vgl. Abschnitt 3.3.4).

Ein Oberflächenprofil kann in verschiedenen Richtungen mit Hilfe von horizontalen (siehe Bild 61, x-Richtung), vertikalen (siehe Bild 61, z-Richtung) sowie gemischten Rauheitskenngrößen charakterisiert werden. Eine weitere Kategorisierung bilden linien- und flächenbezogene Kenngrößen. Im Allgemeinen beruht hierbei die Berechnung verschiedener Rauheitsparameter auf der ursprünglich für Tastschrittverfahren ausgearbeiteten DIN EN ISO 4287.

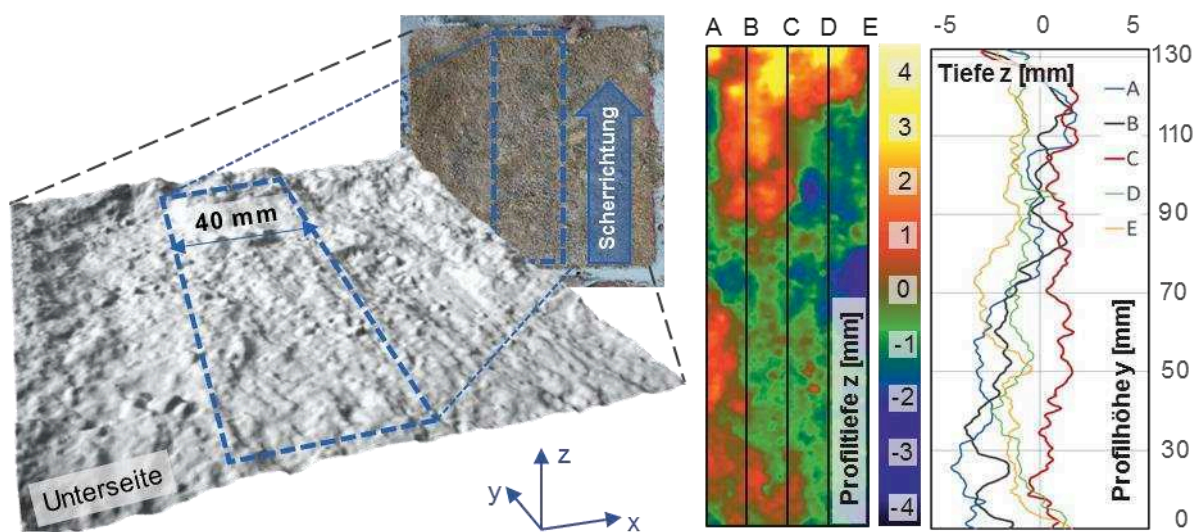


Bild 61: Ergebnisbeispiel mittels des Streifenlichtprojektors für 3D-Topologiemodell (links), Flächenprofil sowie Linienprofile (rechts) an einer Bauwerksprobe mit einer Kantenlänge von 150 mm

Zur Bestimmung der Rauheitsparameter sieht DIN EN ISO 4287 zunächst die Bereinigung der Solloberfläche von nicht relevanten Abweichungen vor: In einem ersten Schritt wird die Nennform unter Anwendung der Methode der kleinsten Abweichungsquadrate vom gemessenen Profil abstrahiert (siehe Bild 62). Hierzu wird die Mittellinie des Profils parallel zum Nullniveau ausgerichtet (siehe Bild 62, Mitte: Steigungsunterdrückung) und der Versatz ausgerechnet (siehe Bild 62, rechts: Versatzunterdrückung).

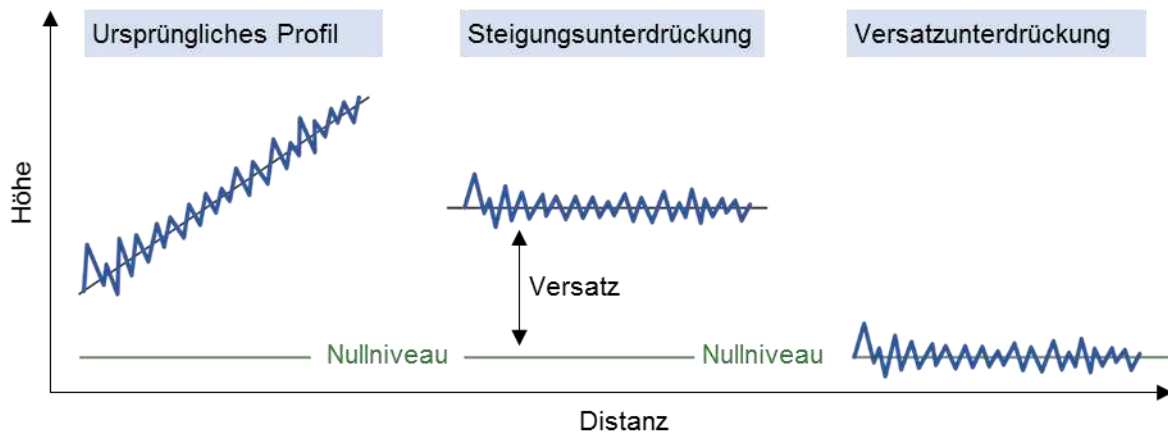


Bild 62: Schematische Darstellung der Steigungs- und Versatzunterdrückung gemäß DIN ISO 13473-2

Anschließend lassen sich nicht relevante Wellenlängenbereiche mittels ausgewählter Profilfilter entfernen. Die Rauheit bzw. das Rauheitsprofil entspricht der Abweichung des Primärprofils von der Welligkeit (siehe Bild 63, oben). Profilfilter, wie beispielsweise der Gaußfilter gemäß DIN EN ISO 16610-21, trennen das ursprüngliche, ungefilterte Profil in Primärprofil und Welligkeit auf und abstrahieren dadurch jene Rauheit (siehe Bild 63, unten), welche als Basis für weiterführende Berechnung der Rauheitsparameter dient.

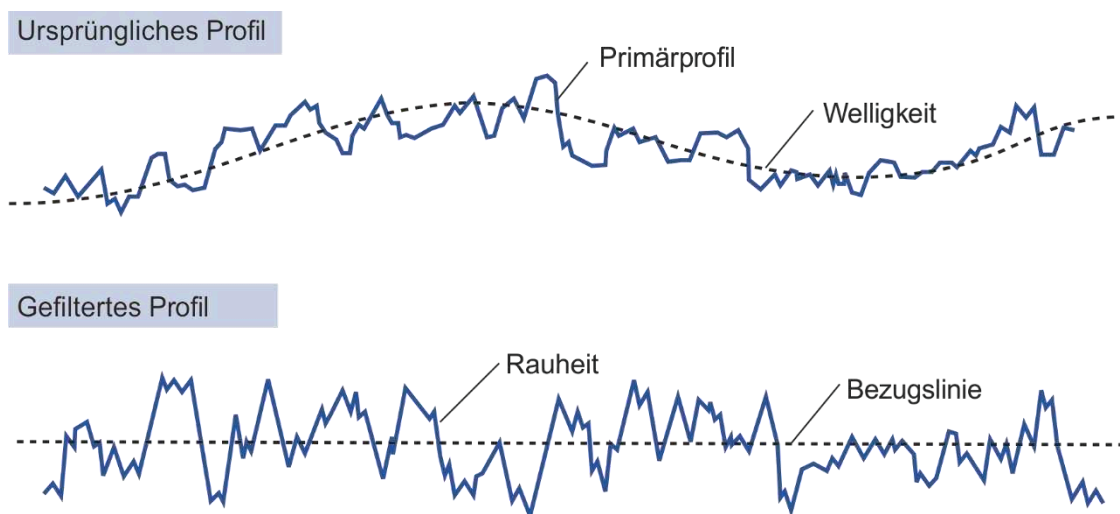


Bild 63: Schema einer Profilfilterung in Anlehnung an [62]

Die Berechnung der verschiedenen Rauheitskenngrößen erfolgt getrennt für jede Einzelmessstrecke (siehe Bild 64). Den weiterführenden Betrachtungen liegt in der Regel der Mittelwert aus fünf aufeinander folgenden Messstrecken zugrunde.

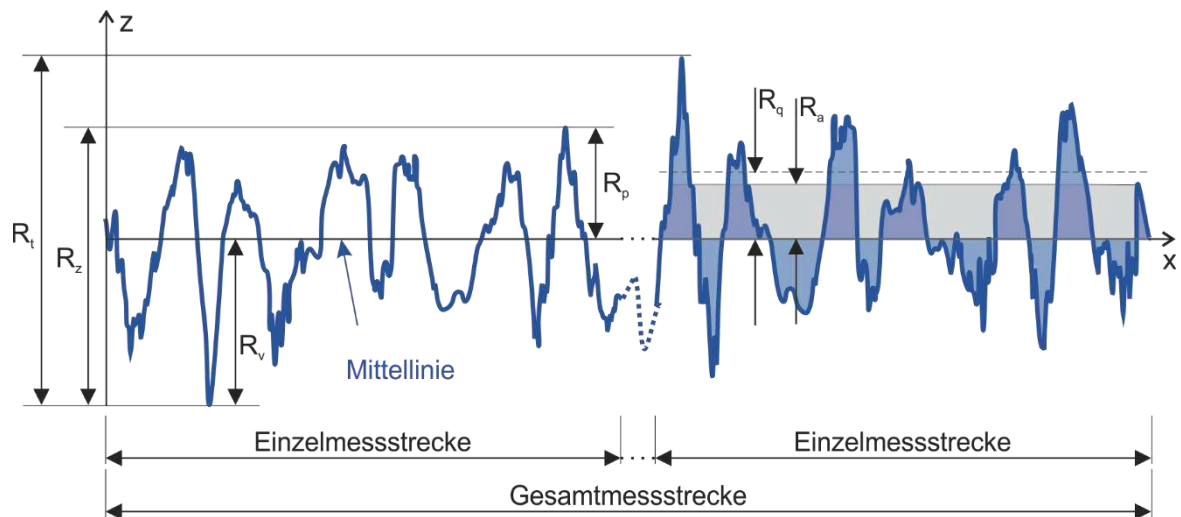


Bild 64: Veranschaulichung verschiedener Rauheitsparameter nach DIN EN ISO 4287; Definition der Bezeichnungen siehe Tabelle 18

Eine Übersicht über die für die Oberflächencharakterisierung von Betonierfugen relevanten Rauheitsparameter stellt Markus in ihrer Bachelorarbeit [56] vor. Die ausgewählten Kenngrößen ließen sich in Amplituden-, Abstandskenngrößen sowie in einen gemischten Parameter unterteilen (siehe Tabelle 18).

Die Amplitudenkenngrößen beschreiben die Profile in ihrer vertikalen (siehe Bild 61, z-Richtung), höhenbezogenen Ausprägung. Bild 64 stellt die wesentlichen Parameterdefinitionen dar. Hierbei finden die arithmetischen  $R_a$  und quadratischen Mittelwerte  $R_q$  der Profilordinaten eine gesonderte Betrachtung.

Hinsichtlich der Abstandskenngrößen ließen sich die mittlere Profilbreite  $R_{Sm}$  und der Spitzenzählparameter  $R_{Pc}$  als repräsentative Kennzahlen für die Charakterisierung der Fugenrauheit identifizieren. Eine schematische Darstellung dieser Parameter veranschaulicht Bild 65, links. Die Berechnung der mittleren Profilbreite  $R_{Sm}$  beruht auf dem arithmetischen Mittel der Profilelementbreite, bestehend aus einer Profilspitze und -tal.

Die gemischten Kenngrößen repräsentiert in der vorliegenden Auswahl der quadratische Mittelwert der örtlichen Profilsteigung  $R_{\Delta q}$ .  $R_{\Delta q}$  eignet sich insbesondere, um die verschleißbedingten Abnutzung der Profilspitzen zu beschreiben (Bild 65, rechts).

Tabelle 18: Übersicht über die für die Beschreibung der Rauheit von Betonoberflächen relevanten Kenngrößen nach [56]

Amplitudenkenngrößen		Einheit
MTD	Mittlere Texturtiefe	[mm]
$R_p$	Höhe der höchsten Profilspitze	[mm]
$R_v$	Tiefe des tiefsten Profiltals	[mm]
$R_z, R_t$	Größte Höhendifferenz des Profils in der Einzel- bzw. Gesamtstrecke	[mm]
$R_c$	Mittlere Höhe der Profilelemente	[mm]
$R_a$	Arithmetischer Mittelwert der Profilordinaten	[mm]
$R_q$	Quadratischer Mittelwert der Profilordinaten	[mm]
$R_{sk}$	Schiefe des Profils	[-]
$R_{ku}$	Steilheit des Profils	[-]
Abstandskenngrößen		
RSm	Mittlere Profilrillenbreite	[mm]
RPc	Spitzenzählparameter	[-]
Gemischte Kenngröße		
$R\Delta q$	Quadratischer Mittelwert der örtlichen Profilsteigung	[-]

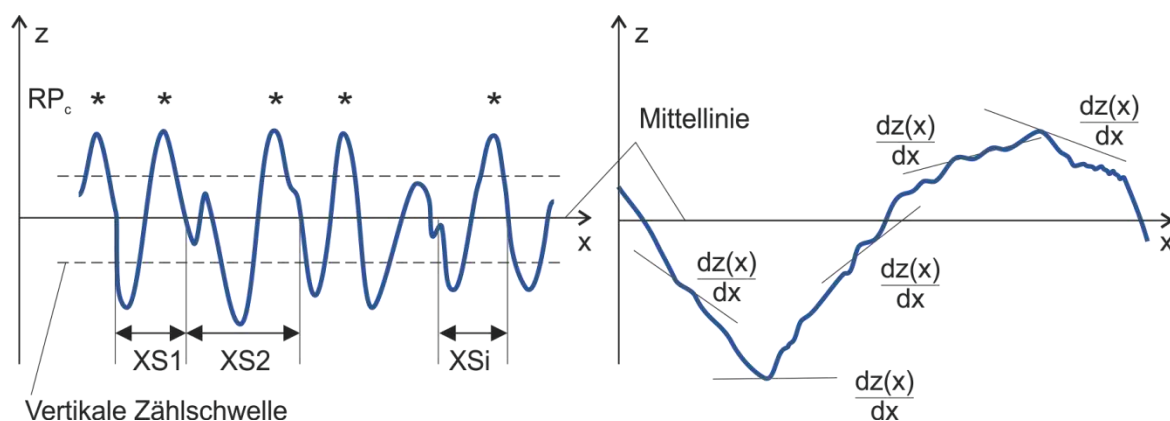


Bild 65: Breite der einzelnen Profilelemente  $XSi$  und Schema für das Spitzenzählparameter  $RPc$  unter Berücksichtigung einer Zählschwelle (links) sowie das Schema zur Ermittlung des quadratischen Mittelwerts der örtlichen Profilsteigung  $R\Delta q$  (rechts) in Anlehnung an [56]; Definition der Bezeichnungen siehe Tabelle 18

Die einzelnen Arbeitsschritte und Möglichkeiten für die Berechnung der betrachteten Rauheitsparameter reflektiert Markus in [56] im Detail.

### Ergebnisse der Messungen unter Verwendung des Streifenlichtprojektors

Aufgrund eines längeren Ausfalls des Streifenlichtprojektors beschränkten sich die Untersuchungen an Bauwerksprobekörpern lediglich auf eine geringe Anzahl an Proben. Somit fehlt die Grundlage für eine statistisch belastbare Auslegung der Parameter. Erschwerend kam hinzu, dass die komplexen Auswertungen keine eindeutigen Tendenzen zeigten. Vor diesem Hintergrund wird hier auf die Darstellung der erlangten Ergebnisse verzichtet; diese können jedoch [56] entnommen werden.

Eine wesentliche Erkenntnis aus der Bachelorarbeit von Markus [56] stellt allerdings die quantifizierte Genauigkeit der berechneten Rauheitsparameter vom Softwarepaket ODSCAD dar. Die Gegenrechnung der mittels ODSCAD ausgegebenen Werte mit eigens geschriebenen MATLAB Routinen sowie mit Excel machte auf signifikante Abweichungen aufmerksam. Danach übersteigen die via ODSCAD berechneten Parameter bis zu Faktor 2,5 die entsprechenden, mit Hilfe von MATLAB kalkulierten Werte (siehe [56]). Eine mögliche Erklärung hierfür veranschaulicht Bild 66. Hohe Spitzen an der Oberfläche führen zur Schattenbildung, welche von ODSCAD nicht ausgewertet werden können. Anstatt dessen nimmt die Software willkürliche, ggf. unverhältnismäßig große Tiefenwerte oder Nullwerte an (siehe Bild 66, rechts) und berücksichtigt diese in der Berechnung der Kenngrößen.

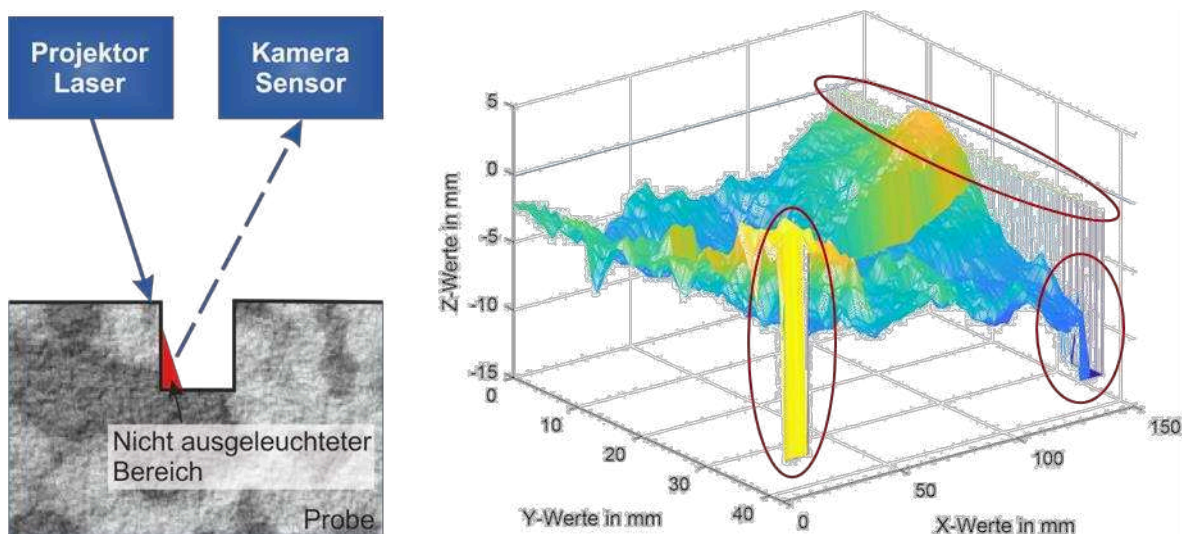


Bild 66: Aufgrund von Schatten nicht auswertbarer Bereich der Oberflächentopologie (links) sowie für die Parameterberechnungen zugrundeliegendes mit Artefakten behaftetes Beispiel in ODSCAD (rechts) in Anlehnung an [56]

Die manuelle Herleitung der Rauheitsparameter bietet die Möglichkeit, die auf messtechnische Fehler zurückführbaren Anomalien zu eliminieren und führt folglich zu adäquaten Werten. Nähere Informationen zu den beobachteten parameterabhängigen Unterschieden zwischen den Kenngrößenwerten gemäß ODSCAD und MATLAB bzw. Excel beinhaltet [56].

### 3.4.2 Korrelation zwischen Schertragverhalten und Rauheit

In den Überlegungen zur Zusammenführung der gewonnenen Ergebnisse hinsichtlich ihrer Scher- und Rauheitsparameter können aus den oben genannten Gründen lediglich Laborproben mit praxisnahen Fugenausbildungen Berücksichtigung finden. Jedoch erwiesen sich die in [56] erarbeiteten Korrelationen zwischen den Scherparametern und gemischten, Amplituden- sowie Abstandskenngrößen auf Basis von Bauwerksproben vielversprechend, so dass eine weitere Verfolgung diesbezüglicher Auswertungen auf Grundlage größerer Probenanzahl empfehlenswert erscheint.

Im Zusammenhang mit den Laborproben mit praxisrelevanten Fugenbehandlungen (siehe Abschnitt 3.3.3.2) fokussierten die Rauheitsuntersuchungen insbesondere auf die Bestimmung der Abstandskenngrößen, wie beispielsweise die mittlere Profilrillenbreite  $R_{Sm}$  und der Spitzenzahlparameter  $R_{Pc}$ . Im Hinblick auf die Amplitudenkenngrößen fanden verschiedene Profiltiefenparameter Betrachtung (siehe Tabelle 18).

Ein exemplarisch ausgewähltes Ergebnis gibt Bild 67 wieder. Danach hängen Scherspannungen bei Höchstlast und bei einem Scherweg von 4 mm annähernd linear von der gemittelten Rautiefe  $R_z$  ab, wobei die Streuung der Datenpunkte mit abnehmendem Normalspannungsniveau sinkt. Dieser Trend verstärkt sich bei der Betrachtung der Scherspannungen bei einem Scherweg von 4 mm (siehe Bild 67, rechts). Generell gilt: Fugenoberflächen mit möglichst großen Höhengspitzen und -tälern verfügen über einen größeren Scherwiderstand als flachere. Gleichzeitig führt der Anstieg der vertikalen Belastung in Form von Normalspannung ebenfalls zu der Zunahme der Schertragfähigkeit.

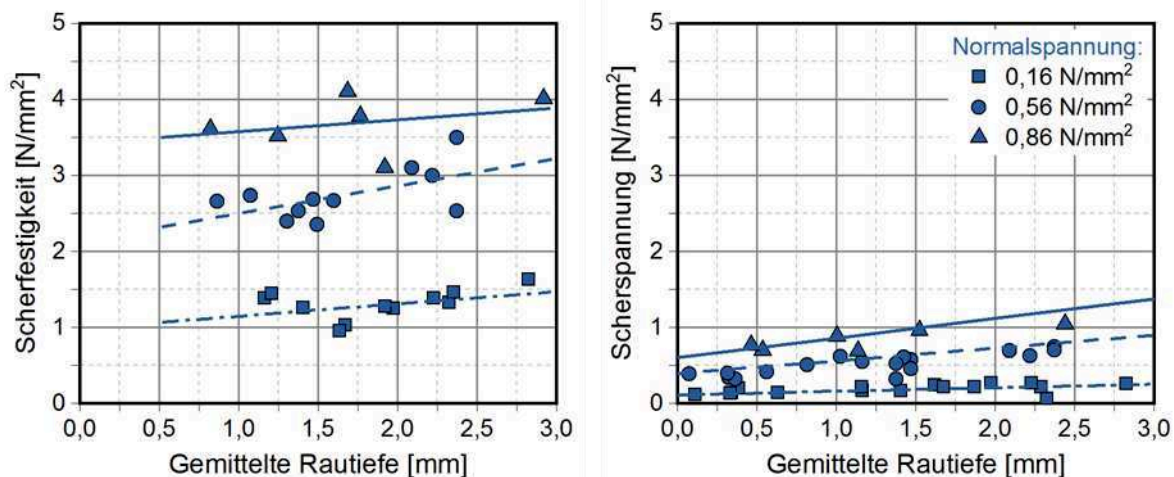


Bild 67: Zusammenhang zwischen der gemittelten Rauheitstiefe  $R_z$  (siehe Tabelle 18 und Bild 65) mit der Scherfestigkeit (links) und mit den bei einem Scherweg von 4 mm detektierten Scherspannungen in Abhängigkeit des Normalspannungsniveaus; in Anlehnung an [1]

Weiterführende Auskunft über die erzielten Korrelationen gibt Höffgen in [1].

Im Allgemeinen legen die gewonnenen Erkenntnisse eine ausgeprägte Wechselbeziehung zwischen Scher- und Rauheitskenngrößen nahe. Belastbare Aussagen bedürfen jedoch zukünftiger

Forschung, um von ausgewählten Rauheitsparametern unmittelbar auf den Scherwiderstand von Proben unterschiedlicher Herkunft sowie Beschaffenheit schließen zu können.

#### 4 Numerische Untersuchungen zum Scherverhalten in Betonierfugen

Numerische Untersuchungen erlauben einen Blick ins Bauteilinnere bzw. in die Materialstruktur: Sie geben quantitativen Aufschluss über die vorherrschenden Spannungen und Verformungen unter ausgewählten Randbedingungen in beliebigen Schnittpunkten. Daher können diese als wertvolles Werkzeug insbesondere bei statischer oder das Werkstoffverhalten betreffender Modellierung dienen.

Obwohl sich das Hauptaugenmerk des vorliegenden Forschungsvorhabens auf Experimente richtete, fanden ergänzend erste Untersuchungen zur numerischen Nachbildung des adhäsiven Anteils des Scherverhaltens in den Arbeitsfugen statt. In diesem Zusammenhang widmete sich Sonderegger im Zuge seiner Masterarbeit [55] der Identifizierung geeigneter Materialgesetze zur Simulation einer Rissbildung in Fugen infolge zentrischer Zugbelastung. Unter Anwendung der Finiten Elementen Methode (FEM) sowie des Softwarepakets DIANA Version 10.2 erstellte er vereinfachte zweidimensionale FE-Modelle.

Die Eingabewerte hinsichtlich der heterogenen Materialeigenschaften beruhten auf den experimentell bestimmten Kenngrößen (siehe Abschnitt 3.2.3). Zur Simulation der Rissbildung wurden die in DIANA implementierten diskreten und verschmierten Konzepte herangezogen (siehe Bild 68) [55].

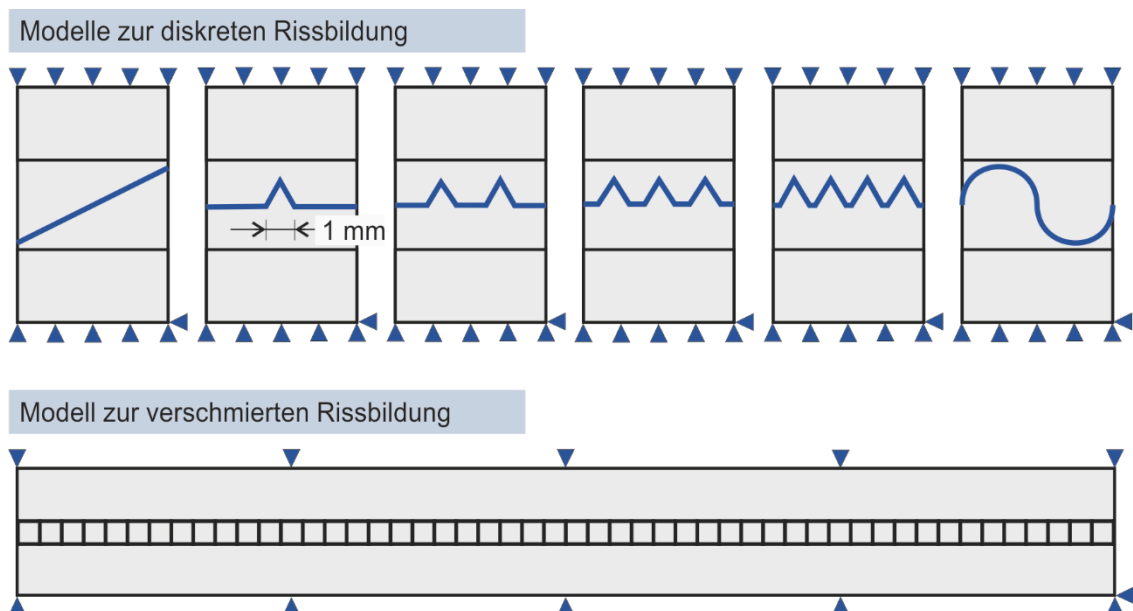


Bild 68: *Verwendete Modelle zur diskreten Rissbildung (oben) und zur verschmierten Rissbildung (unten); in Anlehnung an [55]*

Diskrete Risskonzepte teilen die Spannung-Verformungsbeziehung des simulierten Werkstoffs in eine Spannungs-Dehnungsbeziehung für das unbeschädigte und in eine Spannungs-Rissöffnungs-



beziehung für das gerissene Material auf. Dabei entspricht die Fläche unter dem Spannungs-Rissöffnungsverlauf der zur Öffnung eines Risses erforderlichen Energie, der sogenannten Bruchenergie. Ein Nachteil des diskreten Rissansatzes besteht allerdings darin, als dass der Risspfad im diskreten FE-Netz im Vorfeld angegeben sein muss [57]. Aus diesem Grund fanden in den numerischen Untersuchungen 6 verschiedene Modelle Betrachtung. Ausgehend von einer glatten Trennebene als Arbeitsfuge (siehe Bild 68, oben links) bilden weitere FE-Netze eine zunehmend rauhe Fugenoberfläche mit Hilfe von Zähnen nach. Um den Einfluss des scharfen Winkels in den Zähnen zu überprüfen, kam ebenfalls ein Modell mit einer Sinuswelle als Kontaktfläche zum Einsatz. Im Hinblick auf die Berücksichtigung des Entfestigungsverhaltens bietet DIANA unterschiedliche, implementierte Ansätze (siehe [55]).

Im Allgemeinen berücksichtigen die Ansätze des verschmierten Risses ein sogenanntes Rissband, in welchem die Rissdeformationen verschmiert Betrachtung finden. Dadurch erübrigt sich eine Differenzierung zwischen bzw. Übergang von Dehnungen auf Rissöffnung. Der Risspfad kann beliebig, ohne Vorinformationen und Festlegungen verlaufen [57]. Nähere Information zu der Umsetzung in der vorliegenden Studie enthält [55].

### Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

Einen Auszug der gewonnenen Ergebnisse unter Verwendung diskreter Risskonzepte veranschaulicht Bild 69. Danach nehmen mit steigender Oberflächenrauheit die Duktilität und das Zugtragvermögen in der Fuge zu. Im Vergleich zu einer glatten Oberfläche führt bereits eine geometrische Unebenheit, Störstelle, z. B. in Form eines Zahns oder einer Welle zu einer signifikanten Erhöhung der Materialreserven unter zentrischer Zugbeanspruchung.

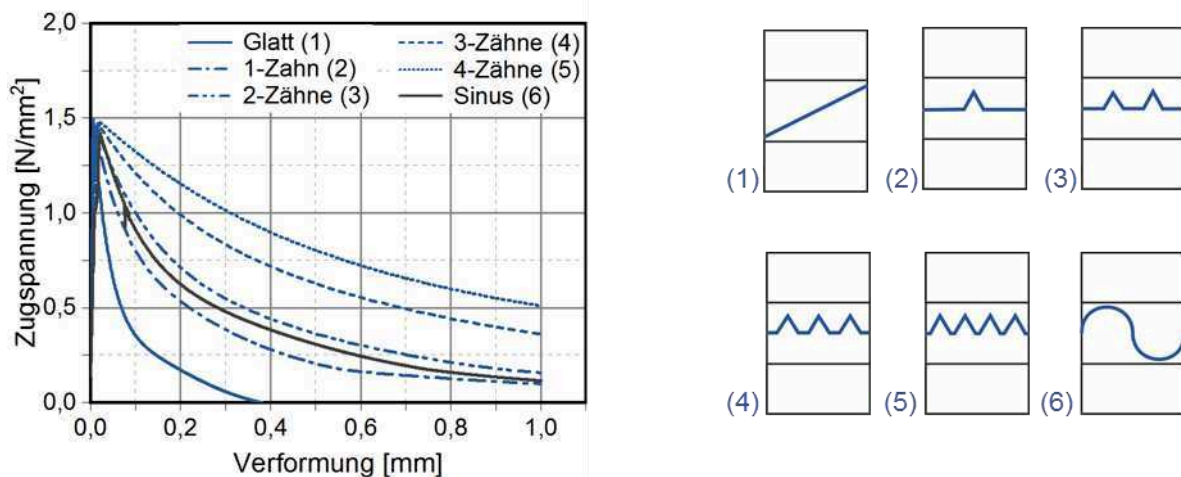


Bild 69: Einfluss der Geometrie auf die numerisch berechnete Zugspannungs-Verformungsbeziehung in der Fuge; in Anlehnung an [55]

Nach den exemplarisch ausgewählten Ergebnissen in Bild 70 eignen sich insbesondere die Konzepte des verschmierten Risses zur numerischen Untersuchung der Versagensmechanismen und des Materialverhaltens in den Arbeitsfugen mit verschiedenen Oberflächenbeschaffenheiten. Zwar treffen die Rechenwerte von DIANA nach beiden verwendeten Konzepten die Höchstlast, also die Zugfestigkeit, relativ gut, im Gegensatz zum diskreten Risskonzept bildet jedoch das ver-

schmierte Rissmodell den abfallenden Ast, das Nachbruchverhalten, mit einer deutlich besseren Näherung ab.

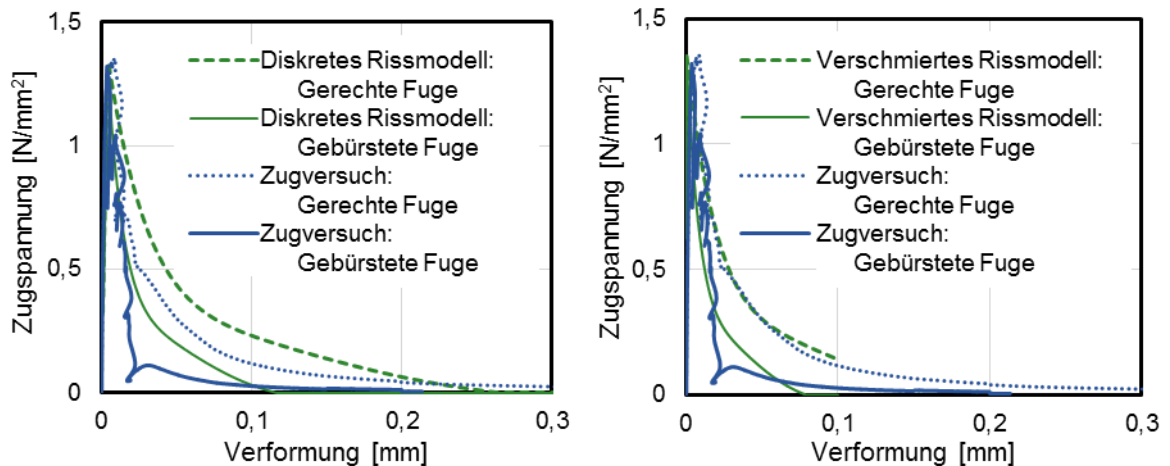


Bild 70: Vergleich experimentell erfasstes Zugverhalten mit den numerischen Ergebnissen unter Berücksichtigung der Modelle zur diskreten (links) und verschmierten Rissbildung (rechts); in Anlehnung an [55]

Die in [55] erlangten Erkenntnisse stellen nun die Basis zukünftiger numerischer Arbeiten mit der Zielsetzung, Bruchvorgänge während des Rahmenscherversuchs zu analysieren, dar.

## 5 Schlussfolgerungen und Empfehlungen für die statische Bemessung

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens erzielten Ergebnisse sowie Erkenntnisse bieten solide Ausgangsinformationen im Hinblick auf neue Aufbaumöglichkeiten für statische Modellbildungen zur Beschreibung des Scherverhaltens von Arbeitsfugen in Wasserbauwerken. Zwar bedarf die Ableitung bzw. Erarbeitung solcher Schermodelle zukünftiger Forschung, jedoch können in Bezug auf den Umgang mit den experimentell bestimmten Scherparametern in den gegenwärtig gültigen Nachweisformaten Empfehlungen ausgesprochen werden. Die nachfolgenden Abschnitte reflektieren daher die gewonnenen Erkenntnisse vor dem Hintergrund potentieller Anwendungen in Modellbildungen sowie in der Tragwerksplanung.

### 5.1 Vergleich mit Literaturwerten

Die Eignung gegenwärtig gültiger Richtlinien sowie bestehender Bemessungsgleichungen auf die im Zuge der Bearbeitung des Forschungsvorhabens bestimmten Scherfestigkeiten veranschaulicht Bild 71 in Abhängigkeit des Drucknormalspannungsniveaus. Daher beschränken sich die eigenen Ergebnisse auf Laborproben mit verschiedenen praxisrelevanten Fugenbeschaffenheiten (vgl. Abschnitt 3.3.3.2). Für geringe Drucknormalbeanspruchung von bis etwa 0,25 N/mm<sup>2</sup> schätzt die japanische Richtlinie JSCE (siehe Abschnitt 2.4.4) die erzielten Forschungsergebnisse adäquat ab. Allerdings nimmt die Vorhersagegüte mit steigender Normalspannung erheblich ab (siehe Bild 71, links). Die Bemessung nach *fib* Model Code (siehe Abschnitt 2.4.2) sowie gemäß ameri-

kanischer ACI 318-14 (siehe Abschnitt 2.4.3) weichen von den eigenen Messwerten am stärksten ab.

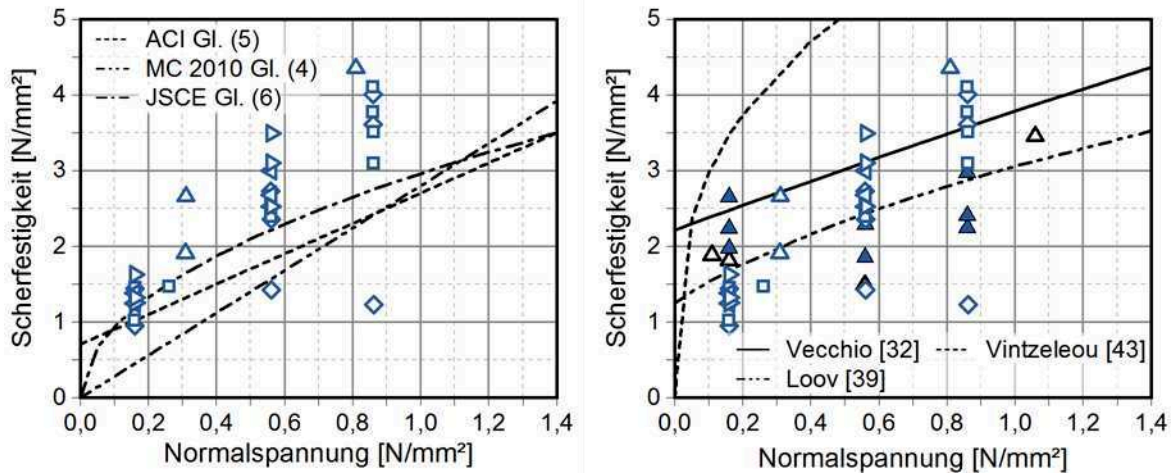


Bild 71: Vergleich der an Laborproben mit praxisrelevanter Fugenausbildung bestimmten Scherfestigkeiten [1] mit den Bemessungsgleichungen nach Richtlinien (links) sowie nach ausgewählten Autoren (rechts)

Die Bemessungsansätze von Loov [39] und von Vecchio [32] beschreiben hingegen mit angemessener Genauigkeit die Ergebnisse der Rahmenscherversuche (siehe Bild 71, rechts). Das Modell von Vintzeleou [43] überschätzt diese im gesamten betrachteten Normalspannungsbereich.

## 5.2 Schlussfolgerungen aus den Experimenten

Den Standsicherheitsnachweis von Wasserbauwerken regelt gegenwärtig das **BAW**Merkbblatt „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke (TbW)“ [35]. Danach basiert die Nachweisführung zur Beurteilung der Standsicherheit gegenüber „Gleiten in der Arbeitsfuge“ auf der DIN EN 1992-1-1:2011-01 – Eurocode 2 „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken“, Teils 1-1 „Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“. Der Bemessungswert der Schertragfähigkeit einer unbewehrten Betonierfuge  $V_{Rdi}$  besteht danach aus den Anteilen Kohäsion/Adhäsion und Reibung (siehe Gleichung (2)). Das statische Modell nach Eurocode 2 suggeriert demnach, dass der Scherwiderstand der Arbeitsfuge zunächst aus dem Kraftschluss, ergo der Adhäsion des Fugenkontakts resultiert. Kommt es zur Trennung der Fugenoberflächen, so rührt die Schertragfähigkeit nur noch aus Reibung und eventueller Verzahnung zwischen den Rissflanken.

Zur versuchstechnischen Beschreibung des kohäsiven/adhäsiven Anteils des Scherverhaltens wiesen die durchgeführten umfangreichen Experimente die ausschließliche Eignung zentrischer Zugversuche nach (vgl. Abschnitt 3.2.4). Gleichzeitig geht aus den in zentrischen Zugversuchen an Bohrkernen mit praxisrelevanten Arbeitsfugen erfassten Spannungs-Verformungsbeziehungen eine Verformung von maximal 0,01 mm beim Erreichen der Höchstlast – Bruchrissöffnung bei einachsiger Zugfestigkeit – hervor (vgl. Bild 28). Unter der ganzheitlichen Betrachtung des dokumentierten, mannigfaltigen Scherverhaltens von Labor- und Bestandsproben in den Rahmenscherversuchen in Abhängigkeit der Fugenbeschaffenheit (vgl. Bild 34 und Bild 51) erscheint der

Beitrag aus reiner Adhäsion mit einer Trennrissbildung unter 0,01 mm für eine statische Modellbildung marginal und folglich vernachlässigbar (vgl. [63]).

Insbesondere die Ergebnisse aus der Untersuchungsreihe zur Quantifizierung des Maßstabeffekts auf die Scherparameter an kleinformatischen Laborproben brachten die Vorteile einer differenzierten Berücksichtigung des Reibungskoeffizienten  $\mu$  durch Aufteilung in den Basisreibungswinkel  $\varphi$  und in den Dilatanzwinkel  $i$  zu Tage (vgl. Bild 43 und Gleichung (21)). Dadurch könnten statische Standsicherheitsnachweise Einflüsse aus der tatsächlich vorhandenen geometrischen Ausrichtung der Arbeitsfugen unmittelbar erschließen.

Gleichzeitig untermauern diese Erkenntnisse die Rechtfertigung für die ersten Annahmen im Hinblick auf eine unmittelbare Korrelation zwischen relevanten Scherparametern und repräsentativen Rauheitskenngrößen (vgl. Bild 64) sofern eine Aufteilung zwischen Rauheit und Welligkeit möglich ist. Danach scheint z. B. die Dilatanz  $i$  unabhängig und der Basisreibungswinkel  $\varphi$  abhängig vom Maßstabeffekt zu sein (vgl. Bild 43, rechts), ergo spielt die Rauheit der Oberfläche einen wesentlichen Einfluss auf den Reibungskoeffizienten  $\mu$ . Allerdings filtert der in den gegenwärtigen Rauheitsuntersuchungen verwendete Streifenlichtprojektor die Welligkeit der Probenmorphologie aus und schloss somit eine differenzierte Betrachtung aus. Durch die Berücksichtigung der Topologiewelligkeit könnte das Schertragverhalten von Arbeitsfugen mit einer verbesserten Qualitätsgüte beispielsweise nach Gleichung (23) beschrieben werden. Demnach könnten weitere Materialreserven in den Bemessungen Berücksichtigung finden und somit im Hinblick auf Priorisierung von eventuellen Unterhaltungs- bzw. Instandsetzungsmaßnahmen eine Entschärfung zur Folge haben.

$$\sigma_v(v) = \sigma_n \cdot \tan(\varphi(R^1) + i(v, R^2)) \quad (23)$$

mit R: Rauheitsparameter  
i= 1 und 2: Skalenebenen

Gleichzeitig bestünde die Möglichkeit, die Rauheit der Fugentopologie und/oder die Materialeigenschaften der verwendeten Gesteinskörnung – Ursprung, Größtkorn, Sieblinie, Anteil – und der Zementsteinmatrix – Porosität, Steifigkeit, Festigkeit, etc. – in Gleichung (23) sowie in der Modellbildung miteinzubeziehen. Eine Klärung bedarf jedoch weiterführender Überlegungen.

Die Ergebnisinterpretation sowie die angewandte Berechnungsart haben einen signifikanten Einfluss auf die Größe der hergeleiteten Scherparameter. Insbesondere mit unterschiedlichen Fugenbeschaffenheiten gehen erheblich verschiedene Scherverhalten einher. Weist eine Arbeitsfuge einen starken Kraftschluss – Adhäsion – auf und/oder sind die Fugenflanken miteinander verzahnt, so zeichnet sich der Scherspannungsverlauf durch einen ausgeprägten Scheitelwert aus (vgl. Bild 51, links und Bild 34, oben rechts sowie unten). Nach Auftrennung des Fugenkontakts sowie nach Ermüdungsscherbeanspruchung – wiederholtes Abscheren – eliminieren sich die Haftzugkräfte, die Gesteinskörnungsspitzen stumpfen zunehmend ab, wodurch der Verzahnungseffekt und somit der Scherwiderstand zurückgehen. Der Scherspannungsverlauf verliert den Scheitelwert, die Höchstlast stellt die von den Scherspannungen entgegengestrebte horizontale Asymptote dar (vgl. Bild 51, rechts und Bild 34, oben links). Nach der Auswertung der Bestandsproben aus der großen Schleuse in Kiel-Holtenau beinhalteten etwa 30 % der Bohrkernoffene Arbeitsfugen. Aus Gründen der Gewährleistung einer höheren Sicherheitsbetrachtung sollen daher die Restscherspannungen  $\sigma_v$  in den statischen Nachweisführungen Eingang finden. Ein

verstärktes Kriterium kann hierbei jenen Datenbereich festlegen, in dem die Änderung der Scherspannungen beispielsweise kleiner oder gleich  $0,05 \text{ N/mm}^2$  ist. Der Berechnung des Reibungskoeffizienten  $\mu$  kann hingegen die gesamten Scherspannungs-Scherweg- und Dilatanz-Scherweg-Beziehungen durch lineare Regression herangezogen werden.

Die umfangreichen Rahmenscherversuche ergaben signifikant unterschiedliches Scherverhalten mit einem großen Spektrum an Scherparametern. Gleichzeitig sind die berechneten Scherkenngrößen mit erheblichen Streuungen behaftet. Trotz der hohen Anzahl der durchgeführten Scherversuche entbehrt daher die skizzierte Ausgangssituation jeder Grundlage für eine statistische Auswertung der Kennwerte. Die experimentell bestimmten Scherparameter gelten daher als Mittelwerte für weiterführende Betrachtungen. Die Aufstellung einer belastbaren Grundgesamtheit aus statistischer Sicht zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten oder charakteristischen Kenngrößen bedarf folglich zukünftiger Untersuchungen.

Geeignete Modelle sowie Bemessungsgleichungen zur Beschreibung des Schertragverhaltens in Arbeitsfugen sollten gleichzeitig sowohl den intakten Zustand als auch jenen nach Öffnen des Fugenverbunds abbilden können. Hierbei gelten ferner aus Alterungsprozessen, mechanischen und umweltbedingten Beanspruchungen sowie aus die Dauerhaftigkeit betreffenden Transportvorgängen resultierende Eigenschaftsänderungen in den Arbeitsfugeneigenschaften, eventuell sogar im umgebenden Beton, zu erschließen.

Einen weiteren Aspekt hinsichtlich der Aufstellung eines Schermodells böte ferner die Herleitung des Scherwiderstandes bzw. Reibungsvermögens aus der Bruchenergie – ergo die erforderliche Energie zur Öffnung eines Trennrisses – an. Die Ausarbeitung der anvisierten Modelle stellt wichtigen Forschungsbedarf dar.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

In Wasserbauwerken kommt überwiegend der Werkstoff Beton als Baumaterial zum Einsatz. Allerdings, auf Grund der großen Dimensionen wasserbaulicher Konstruktionen erfolg(t)en die Betoniervorgänge bei deren Errichtung, insbesondere in der Vergangenheit bedingt durch die technologisch eingeschränkten Möglichkeiten der Betonförderung, öfters jedoch gegenwärtig noch, in mehreren Abschnitten. Hierdurch entstehen Arbeits- bzw. Betonierfugen. Diese Diskontinuitäten können u. a. die Tragfähigkeit des Bauwerks beeinträchtigen. Beispielsweise können Arbeitsfugen bei einem schwachen Kontaktverbund als Gleitebene fungieren.

Für die Nachweisführung zur Beurteilung der Standsicherheit gegenüber „Gleiten in der Arbeitsfuge“ gilt DIN EN 1992-1-1:2011-01 – Eurocode 2 „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetongtragwerken“, Teil 1-1 „Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“ – gemäß des **BAW**Merkbblatts „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke (TbW)“ [35]. Hierbei setzt sich der Bemessungswert der Schertragfähigkeit einer unbewehrten Betonierfuge aus den Anteilen Kohäsion/Adhäsion und Reibung zusammen (siehe Gleichung (2)). Allerdings basieren die hier verankerten Bemessungsansätze sowie die definierten Parameterbeiwerte bzw. -koeffizienten auf Randbedingungen des konstruktiven Hochbaus.

Vor diesem Hintergrund verfolgte das Forschungsvorhaben grundsätzlich zwei Hauptziele. Ein zentraler Arbeitsschwerpunkt bestand in der experimentellen Bestimmung für Wasserbauwerke relevanter und repräsentativer Scherparameter mittels des Rahmenschergeräts der Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Bautechnik, Referat Baustoffe. Eine weitere Zielsetzung stellte ferner die Überprüfung der Eignung von den oben angesprochenen Bemessungsansätzen zur statischen Bewertung der Schertragfähigkeit für wasserbauliche Konstruktionen dar. Die durchgeführten Tätigkeiten umfassten Literaturrecherche sowie experimentelle, numerische und theoretische Arbeiten. Der Fokus lag dabei auf dem Werkstoff Beton. Im Allgemeinen lassen sich jedoch alle erzielten Ergebnisse auch auf Mauerwerk übertragen.

Der in einem ersten Arbeitsschritt erhobene aktuelle Sachstand fasst die versuchstechnische Bestimmung von Scherfestigkeitskennwerten von Beton und Mauerwerk sowie deren Verwendung in den gängigen Nachweisformaten der europäischen und internationalen Bemessungsnormen zusammen (siehe Abschnitte 2.1 bis 2.4.5). Ferner geht er auf theoretische Untersuchungen zur Aufstellung eines statischen Basismodells ein (siehe Abschnitte 2.4.6 bis 2.5).

Die experimentellen Tätigkeiten umfassten Untersuchungen zum Zug- (siehe Abschnitt 3.2) und Schertragverhalten (siehe Abschnitt 3.3) sowie zur Rauheit der Arbeitsfugen (siehe Abschnitt 3.4). Aus Gründen der besseren Vergleichbarkeit lag allen Prüfkörpern die gleiche Betonqualität zugrunde (siehe Abschnitt 3.1.1).

Die durchgeführten Zugprüfungen beinhalteten Spaltzug-, Haftzug- sowie zentrische Zugversuche und identifizierten lediglich letzteren als geeignete Methode, den Adhäsionsanteil des Scherverhaltens von Arbeitsfugen zu charakterisieren (siehe Abschnitt 3.2.4). Ferner lieferten die Werkstoffprüfungen die Eingangsgrößen für die numerischen Untersuchungen zum Adhäsionsverhalten unterschiedlicher Fugentopologien (siehe Kapitel 4).

Die experimentellen Arbeiten zur Beschreibung des Reibungsanteils des Scherverhaltens von Betonierfugen begannen mit der Validierung des Rahmenschergeräts am Referat Baustoffe (siehe Abschnitt 3.3.2). Anschließend legten Voruntersuchungen die Vorgehensweise hinsichtlich Probenpräparation, -einbau sowie Prüfparameter fest. Die Erkenntnisse mündeten in einer separat dokumentierten Verfahrens(Gebrauchs)anleitung.

Im Rahmen einer anschließenden Versuchsreihe kamen Laborproben mit modellierten künstlichen Fugentopologien zur Erkundung des Einflusses aus der Oberflächenbeschaffenheit der Fugen auf das Scherverhalten zum Einsatz (siehe Abschnitt 3.3.3.1). Anhand der gewonnenen Erkenntnisse lassen sich Kontakteigenschaften in der Fuge, wie beispielsweise Adhäsion und/oder Verzahnung, etc. aus den Scherspannungsverläufen erkennen.

In weiteren Rahmenscherversuchen an Laborproben mit praxisrelevanten Oberflächennachbehandlungen fanden verschiedene Probengeometrien Berücksichtigung (siehe Abschnitt 3.3.3.2). Die Belastungsgrenze des Rahmenschergeräts liegt vertikal bei maximal 25 kN Drucklast. Daher müssen die Fugen der Probekörper im Vorfeld einer Scherprüfung entweder durch Spalten oder durch Kerbung geschwächt werden. Den Beobachtungen nach sollen die Probekörper im Rahmenschergerät so eingebaut sein, als dass sich die Spaltrichtung parallel und/oder die Kerbung senkrecht zur Scherrichtung befinden.

Die Rahmenscherversuche an Laborproben schlossen mit Untersuchungen zum Maßstabeffekt (siehe Abschnitt 3.3.3.3) ab. Um den in historischen Wasserbauwerken eingesetzten Beton in den eigenen Untersuchungen abzubilden, fand zusätzlich zu dem allgemein verwendeten Beton ein weiterer mit niederfesten Eigenschaften Berücksichtigung. Das Versuchsprogramm beinhaltete Laborproben mit Kantenlängen von 150, 200 und 800 mm. Die Oberflächeneigenschaften der Arbeitsfugen entstanden dabei durch Abziehen, Rechen und Hochdruckwasserstrahlen. Die Untersuchungsergebnisse bestätigten einen ausgeprägten Einfluss der Scherflächengröße auf die Scherparameter, wie beispielsweise Scherspannung und Reibungskoeffizienten. Nach Aufteilung des Reibungskoeffizienten in Basisreibung und Dilatanz legen die Ergebnisse die Vermutung nahe, wonach lediglich der Basisreibungswinkel mit dem Maßstabeffekt behaftet ist, während der Dilatanzwinkel hiervon unberührt erscheint. Belastbare Aussagen hierzu bedürfen allerdings zukünftiger Forschung, lieferten jedoch gleichzeitig elementare Informationen im Hinblick auf eine Modellbildung des Schertragverhaltens.

Auf Basis der so gewonnenen Erfahrungen fanden in einem nächsten Arbeitsschritt Rahmenscherversuche an Bestandsproben an insgesamt 78 Bohrkernen aus der Großen Schleuse in Kiel-Holtenau statt (siehe Abschnitt 3.3.4). Die Bauwerksproben wiesen offene und geschlossene, intakte Arbeitsfugen auf. Die Messdaten brachten ein vielfältiges Scherverhalten der geprüften Bohrkern zu Tage. Dennoch ließen sich charakteristische Messkurven für verschiedene Fugenbeschaffenheiten identifizieren.

Eine zentrale Aufgabe im Zusammenhang mit der Durchführung der Rahmenscherversuche bestand in der Datenaufbereitung der Messwerte (siehe Abschnitt 3.3.6). Voreinstellungen des Rahmenschergeräts, Messwerterfassung – Signalrauschen – sowie die erzeugte Datenmenge machten mehrere Korrekturschritte sowie die Anwendung unterschiedlicher Glättungsmethoden zwingend erforderlich.

Anschließende Studien fokussierten auf die verschiedenen Auswertungsmöglichkeiten zur Berechnung der relevanten Scherparameter und die daraus resultierenden Folgen. In den weiterführenden Betrachtungen, wie z. B. Nachweisführungen empfiehlt sich demnach die Berücksichtigung der Restscherfestigkeit, ergo die Scherspannungen bei großen Scherwegen. Den korrespondierenden Betrachtungsbereich des Scherspannungsverlaufs kann u. a. ein Kriterium regeln: z. B. darf die Änderung der Scherspannungen maximal  $0,05 \text{ N/mm}^2$  ausfallen (siehe Abschnitt 3.3.6.4). Die Berechnung des Reibungskoeffizienten erfolgt durch lineare Regression über alle Messwerte.

Die anhand der Rahmenscherversuche experimentell bestimmten Scherparameter gelten gegenwärtig als Mittelwerte. Trotz der hohen Anzahl der durchgeführten Scherprüfungen erlauben die äußerst vielseitigen Ergebnisse hinsichtlich Materialverhalten und Streuung der Werte keine statistische Auswertung und folglich keine Aussagen in Bezug auf eine Definition von Teilsicherheitsbeiwerten oder von charakteristischen Kenngrößen. Dies bleibt die Aufgabe zukünftiger Arbeiten.

Messungen mittels des Streifenlichtprojektors der BAW gaben über die Rauheit der Fugenoberflächen Auskunft (siehe Abschnitt 3.4). Nach der Identifizierung repräsentativer Rauheitskenngrößen konnten die ersten, vielversprechenden Korrelationen zu verschiedenen Scherparametern, wie Scherfestigkeit, Reibungskoeffizient, usw. nachgewiesen werden. Die gewonnenen Erkenntnisse suggerieren die Möglichkeit, mit Hilfe der Rauheitsparameter auf den Scherwiderstand der

Arbeitsfugen schließen zu können. Eine wesentliche Voraussetzung müssen jedoch im Vorfeld die Auswertungen des Streifenlichtprojektors dahingehend erfüllen, als dass die Welligkeit und die Rauheit auf unterschiedlichen Skalenebenen differenziert betrachtet werden können sollten. Belastbare Aussagen zu Korrelationen bedürfen daher weiterführender Untersuchungen.

Abgesehen von den Bauwerksproben erfolgten Herstellung sowie Lagerung sämtlicher Prüfkörper unter Laborbedingungen nach normgeregelten klimatischen Randbedingungen. Aus Gründen der unmittelbaren Vergleichbarkeit fand grundsätzlich, mit wenigen Ausnahmen, eine Betonqualität Berücksichtigung. Die Untersuchungen fanden in einem Betonalter von wenigen Wochen statt. Die Einschränkungen der abgeleiteten Erkenntnisse rühren aus den geschilderten Randbedingungen. Inwieweit Alterungsprozesse, mechanische, umweltbedingte Einwirkungen sowie die Dauerhaftigkeit betreffende Vorgänge in den für wasserbauspezifische Betonen Änderungen in deren Materialeigenschaften mit unmittelbaren Folgen auf den Scherwiderstand in Arbeitsfugen haben können, stellt einen wesentlichen Bestandteil zukünftiger Grundlagenforschung dar.

Bundesanstalt für Wasserbau

Karlsruhe, Dezember 2019



## 7 Literatur

- [1] Höffgen, J. P.: Identifikation materialtechnologischer Einflussgrößen auf das Tragverhalten von Arbeitsfugen im Betonbau. Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Masterarbeit 2016
- [2] Jung, P.: Identifikation materialtechnologischer Einflussgrößen auf das Tragverhalten von Arbeitsfugen im Betonbau. Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Bachelorarbeit 2017
- [3] Galiazzo, M.: Streuung im Scherverhalten von Beton mit gleichmäßigen Scherflächen. Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Bachelorarbeit 2017
- [4] Wengrzik, D.: Experimentelle Untersuchungen zur Übertragbarkeit von Rahmenscherversuchen auf reale Wasserbauwerke. Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Masterarbeit 2019
- [5] Beushausen, H.-D.: Long-term performance of Bonded Concrete Overlays Subjected to Differential Shrinkage. Dissertation. Kapstadt 2005.
- [6] Lenz, P.: Beton-Beton-Verbund. Potenziale für Schubfugen. Dissertation. München 2012.
- [7] Mattock, A. H., Johal, L., Chow, H. C.: Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane. PCI Journal 20 (1975), S. 76-93.
- [8] Mattock, A. H., Li, W. K., Wang, T. C.: Shear transfer in lightweight reinforced concrete. PCI Journal 21 (1976), S. 20-39.
- [9] Walraven, J., Fréney, J., Puijssers, A.: Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. PCI Journal 32 (1987), S. 66-84.
- [10] Walraven, J. C., Reinhardt, H.-W.: Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading: Heron 1981.
- [11] Wong, R. C. K., Ma, S. K. Y., Wong, R. H. C., Chau, K. T.: Shear strength components of concrete under direct shearing. Cement and Concrete Research 37 (2007), S. 1248-1256.
- [12] Randl, N.: Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten 1997.
- [13] Reinecke, R.: Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen. Dissertation. München 2004.
- [14] Li, S., Geissert, D. G., Frantz, G. C., Stephens, J. E.: Freeze-Thaw bond durability of rapid-setting concrete repair materials. ACI Materials Journal 96 (1999), S. 242-249.
- [15] Lindig, V.: Stahlbeton-Verbundkonstruktionen – Ein Bemessungskonzept für schubbeanspruchte Fugen. Teil 1: Korrelation zwischen Simulation und Bemessung. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), S. 887-900.
- [16] Fiebrich, M.: Kunststoffbeschichtungen auf ständig durchfeuchtetem Beton. Adhäsionseigenschaften, Eignungsprüfkriterien, Beschichtungsgrundsätze. Berlin: Beuth 1990.
- [17] Young, T.: An Essay on the Cohesion of Fluids. Philosophical Transactions of the Royal Society of London 95 (1805), S. 65-87.
- [18] Müller, A.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen. Dissertation. München 2008.
- [19] Springenschmid, R.: Betontechnologie für die Praxis. Berlin: Bauwerk Verlag GmbH 2007.
- [20] Ackermann, G., Burckhardt, M.: Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ortbeton in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit Teil 1+2. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), 165-170, 197-200.
- [21] Mattock, A. H.: Shear Friction and High-Strength Concrete. ACI Structural Journal 98 (2001), S. 50-59.

- [22] Birkeland, P. W., Birkeland, H. W.: Connections in Precast Concrete Construction. Journal of the American Concrete Institute 63 (1966), S. 345-368.
- [23] Schmidt, H.-H., Buchmaier, R. F., Vogt-Breyer, C.: Grundlagen der Geotechnik. Geotechnik nach Eurocode. Wiesbaden: Springer 2017.
- [24] Tassios, T. P., Vintzeleou, E. N.: Concrete-to-concrete friction. Journal of Structural Engineering 113 (1987), S. 832-849.
- [25] Walraven, J. C.: Aggregate Interlock. A theoretical and experimental analysis. Dissertation. Delft 1980.
- [26] Waubke, N. V., Weiß, R.: Versuch zur Ermittlung der Haftreibung zwischen Betonoberflächen. Cement and Concrete Research 9 (1979), S. 553-562.
- [27] Nissen, I.: Rissverzahnung des Betons – Gegenseitige Rissuferverschiebungen und übertragene Kräfte 1987.
- [28] Lindig, V.: Stahlbeton-Verbundkonstruktionen – Ein Bemessungskonzept für schubbeanspruchte Fugen. Teil 2: Normative Empfehlungen für Neubau und Revitalisierungsmaßnahmen. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), S. 993-1005.
- [29] Mishima, T., Suzuki, A., Shinoda, Y., Maekawa, K.: Nonelastic Behavior of Axial Reinforcement Subjected to Axial and Slip Deformation at the Crack Surface. Selected translation from Japan Concrete Institute. ACI Structural Journal 92 (1995), S. 380-385.
- [30] Lindig, V.: Empfehlungen zur Mindestbewehrung von Schubbeanspruchten Fugen. Ein Mechanisches Modell und Ableitungen für die Bemessung. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), S. 168-181.
- [31] Randl, N.: Zur Frage der Mindestbewehrung bei Aufbeton-Verbundfugen. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), S. 608-611.
- [32] Vecchio, F. J., Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI Journal Proceedings 83 (1986), S. 219-231.
- [33] Schulz, R.-R.: Beurteilung der Rauheit von Betonoberflächen. Sachstandsbericht als Grundlage für weitere Forschungen. Forschungsbericht. Karlsruhe 2014.
- [34] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.): DAfStb Heft 600 – Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Berlin: Beuth Verlag GmbH 2012.
- [35] Bundesanstalt für Wasserbau: **BAW**Merkblatt Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke (TbW) - ENTWURF. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (April 2015).
- [36] Randl, N.: Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010. Structural Concrete 14 (2013), S. 230-241.
- [37] Mattock, A. H., Hawkins, N. M.: Shear Transfer in Reinforced Concrete - Recent Research. PCI Journal 17 (1972), S. 55-75.
- [38] Santos, P. M. D., Júlio, E. N. B. S.: A state-of-the-art review on shear-friction. Engineering Structures 45 (2012), S. 435-448.
- [39] Loov, R. E., Patniak, A. K.: Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams With a Rough Interface. PCI Journal 39 (1994), S. 48-65.
- [40] Mattock, A. H., Mau, S. T., Hsu, T. T. C.: Reader Comments on "Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members". PCI Journal 33 (1988), S. 165-170.
- [41] Santos, P. M. D., Júlio, E. N. B. S.: Recommended Improvements to current shear-friction provisions of model code. In: International Federation for Structural Concrete (Hg.): 3rd fib International Congress.
- [42] Mohamad, M. E., Ibrahim, I. S., Abdullah, R., Abd. Rahman, A. B., Kueh, A. B. H., Usman, J.: Friction and cohesion coefficients of composite concrete-to-concrete bond. Cement and Concrete Composites 56 (2015), S. 1-14.

- [43] Vintzeleou, E., Tassios, T.: Mechanisms of load transfer along interfaces in reinforced concrete. Prediction of shear force vs. shear displacement curves. Studi e ricerche – Corso di perfezionamento per le costruzioni in cemento armato Fratelli Pasenti 7 (1985), S. 121-161.
- [44] Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau": Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau TP BF-StB C 13. Teil C 13: Laborscherversuch in Felstrennflächen. Köln: FGSV-Verlag (1988).
- [45] Barton, N.: Review of a new shear-strength criterion for rock joints. Engineering Geology 7 (1973), S. 287-332.
- [46] Barton, N., Choubey, V.: The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. Rock Mechanics 10 (1977), S. 1-54.
- [47] Jiang, Y., Li, B., Tanabashi, Y.: Estimating the relation between surface roughness and mechanical properties of rock joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 43 (2006), S. 837-846.
- [48] Barton, N.: The shear strength of rock and rock joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 13 (1976), S. 255-279.
- [49] Schneider, H. J.: The laboratory direct shear test – an analysis and geotechnical evaluation. Bulletin of the International Association of Engineering Geology – Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur 18 (1978), S. 121-126.
- [50] Jiang, Y., Xiao, J., Tanabashi, Y., Mizokami, T.: Development of an automated servo-controlled direct shear apparatus applying a constant normal stiffness condition. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41 (2004), S. 275-286.
- [51] Barton, N.: Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses. Problems and some solutions. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 5 (2013), S. 249-261.
- [52] Johnston, I. W., Lam, T. S. K.: Shear Behavior of Regular Triangular Concrete/Rock Joints – Analysis. Journal of Geotechnical Engineering 115 (1989), S. 711-727.
- [53] Mohs, M.: Untersuchung des Zugtragverhaltens von Arbeitsfugen im Betonbau mittels der Spaltzugprüfung. Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Bachelorarbeit 2016
- [54] Thomas, L.: Einfluss der Probekörpergeometrie auf die Scherkraftübertragung in gerissenem Beton. Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Bachelorarbeit 2017
- [55] Sonderegger, E.: Numerische und experimentelle Untersuchungen zum Zugtragverhalten von Arbeitsfugen. Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Masterarbeit 2019
- [56] Markus, S.: Bestimmung relevanter Rauheitskenngrößen von Betonoberflächen. Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Bachelorarbeit 2019
- [57] Malárics, V.: Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Dissertation 2010
- [58] Gesellschaft für optische Messtechnik: ARAMIS Benutzerinformation - Hardware. GOM mbH 2011
- [59] Höffgen, J. P. et. al. (2018): Shearfriction behavior of non-reinforced concrete joints at low normal stress-es. In: Ludwig, H.-M. (Hg.): Tagungsbericht der 20. Internationalen Baustofftagung, Bauhaus-Universität Weimar, S. 1025-1032.
- [60] Schulz, R.-R.: Forschungsbericht. Beurteilung der Rauheit von Betonoberflächen - Sachstandsbericht als Grundlage für weitere Forschungen / Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2014
- [61] GF Messtechnik GmbH: Handbuch Optisches 3D-Messgerät MikroCAD. Berlin, 2008

- [62] Jung, S.: Oberflächenbeurteilung: Rauheitsmessung. [www.ima.uni-stuttgart.de/pdf-/studium/bachelor/dt/spezialisierungsfachversuche/HFV\\_Oberflaechenbeurteilung\\_2012.pdf](http://www.ima.uni-stuttgart.de/pdf-/studium/bachelor/dt/spezialisierungsfachversuche/HFV_Oberflaechenbeurteilung_2012.pdf), 2012
- [63] Heinrich, J., Zenk, T., Maurer, R.: Bewehrte Beton-Beton-Verbundfugen bei nachträglicher Verstärkung: Statische Tragfähigkeit. *Bauingenieur* 94 (2019) 11, S. 425-435.

## 8 Normen und Richtlinien

ACI 318R-14	Building code requirements for structural concrete ACI 318-14 and commentary. MI: American Concrete Institute, Farmington Hills 2014
DIN 1045-2	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2008. S 62
DIN 4760	Gestaltabweichungen. Beuth Verlag GmbH, Berlin 1982
DIN 18137-3	Baugrund, Untersuchung von Bodenproben. Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 3: Direkter Scherversuch. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2002
DIN EN 1542	Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken. Prüfverfahren – Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch. Beuth Verlag GmbH, Berlin 1999
DIN EN 1992-1-1	Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2011
DIN EN 1992-1-1/NA	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2013
DIN EN 12350-4	Prüfung von Frischbeton - Teil 4: Verdichtungsmaß. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2017
DIN EN 12350-5	Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2017
DIN EN 12350-6	Prüfung von Frischbeton - Teil 6: Frischbetonrohddichte. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2017
DIN EN 12350-7	Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalt – Druckverfahren. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2017
DIN EN 12390-6	Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2010
DIN EN 12390-3	Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2017
DIN EN 12390-13	Prüfung von Festbeton – Teil 3: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul). Beuth Verlag GmbH, Berlin 2014
DIN EN 12615	Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Bestimmung der Druckscherfestigkeit. Beuth Verlag GmbH, Berlin 1999
DIN EN ISO 16610-21	Geometrische Produktspezifikation (GPS) - Filterung - Teil 21: Lineare Profilfilter: Gauß-Filter (ISO 16610-21:2011). Beuth Verlag GmbH, Berlin 2013
DIN prEN 1766	Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Referenzbetone für Prüfungen. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2015

DIN EN ISO 4287	Geometrische Produktspezifikation (GPS) – Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren – Benennungen, Definitionen und Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2010
DIN ISO 13473-2	Charakterisierung der Textur von Fahrbahnbelägen unter Verwendung von Oberflächenprofilen - Teil 2: Begriffe und grundlegende Anforderungen für die Analyse von Fahrbahntexturprofilen. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2004
fib MC 2010	fib Model Code for Concrete Structures 2010. s.l.: Ernst & Sohn 2013
JSCE 15	JSCE Guidelines for Concrete No. 15. Standard Specifications for Concrete Structures – 2007. "Design". Japan Society of Civil Engineers. Tokyo 2007



Kußmaulstraße 17 · 76187 Karlsruhe  
Tel. +49 (0) 721 97 26-0 · Fax +49 (0) 721 97 26-45 40

Wedeler Landstraße 157 · 22559 Hamburg  
Tel. +49 (0) 40 81 908-0 · Fax +49 (0) 40 81 908-373

[www.baw.de](http://www.baw.de)