

Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München

## Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen

Ralf Reinecke

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

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch
2. Prof. Dr.-Ir. Jost C. Walraven,  
Delft University of Technology / NL

Die Dissertation wurde am 28.11.2002 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 28.09.2004 angenommen.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>5</b>
1.1	Anwendungsbereich der Schubfuge . . . . .	6
1.2	Allgemeine Grundlagen . . . . .	6
<b>2</b>	<b>Stand der Forschung</b>	<b>9</b>
2.1	Grundlegende Mechanismen des Tragverhaltens . . . . .	9
2.2	Untersuchungen zum Haftverbund . . . . .	11
2.2.1	Grundlagen . . . . .	11
2.2.2	Ergebnisse bisheriger Versuche . . . . .	19
2.3	Untersuchungen zur Rissverzahnung . . . . .	29
2.3.1	Grundlagen . . . . .	29
2.3.2	Schubversuche an monolithischen Prüfkörpern . . . . .	30
2.3.3	Schubversuche an Prüfkörpern mit Mörtel- oder Kunstharzfugen . . . . .	33
2.3.4	Schubversuche an nachträglich ergänzten Prüfkörpern . . . . .	35
<b>3</b>	<b>Oberflächenrauheit</b>	<b>47</b>
3.1	Charakteristika von Oberflächenstrukturen . . . . .	47
3.1.1	Globale und lokale Rauheit . . . . .	48
3.1.2	Makro- und Mikrorauheit . . . . .	49
3.1.3	Geometrische Modellvorstellungen . . . . .	51
3.2	Mathematische Bewertung der Fugenrauheit . . . . .	54
3.2.1	Quasi-fraktaler Charakter der Rauheit . . . . .	55
3.3	Methoden zur Messung der Rauheit . . . . .	59
3.3.1	Vergleichende Verfahren . . . . .	59

3.3.2	Berührende Verfahren . . . . .	62
3.3.3	Berührungslose Verfahren - Optische Messmethoden . . . . .	67
3.4	Quantitative Bestimmung der Rauigkeit . . . . .	71
3.4.1	Profilkuppenhöhe und Profilhöhe . . . . .	71
3.4.2	Amplitudendichte- und Materialanteilkurve . . . . .	74
3.4.3	Analyse nach Vergne . . . . .	79
3.4.4	Wenzelscher Quotient . . . . .	81
3.4.5	Spektralanalyse . . . . .	84
3.5	Zusammenfassende Bewertung . . . . .	86
<b>4</b>	<b>Versuchsprogramm</b>	<b>89</b>
4.1	Zielsetzung . . . . .	89
4.2	Allgemeines . . . . .	90
4.3	Material - Betonmischungen . . . . .	91
4.4	Oberflächenrauheit . . . . .	93
4.5	Typ I . . . . .	93
4.5.1	Versuchsprogramm . . . . .	94
4.5.2	Versuchsaufbau . . . . .	95
4.5.3	Messungen . . . . .	97
4.6	Typ II . . . . .	97
4.6.1	Versuchsprogramm . . . . .	100
4.6.2	Versuchsaufbau . . . . .	102
4.6.3	Messungen . . . . .	102
4.7	Typ III . . . . .	102
4.7.1	Versuchsprogramm . . . . .	103
4.7.2	Versuchsaufbau . . . . .	104
4.7.3	Messungen . . . . .	106
<b>5</b>	<b>Versuchsergebnisse</b>	<b>107</b>
5.1	Haftverbund . . . . .	107
5.1.1	Einfluss der Betoneigenschaften . . . . .	107
5.1.2	Bruchverhalten und Rissoberflächen . . . . .	115

5.2	Rissverzahnung . . . . .	115
5.2.1	Einfluss einer Druckspannung . . . . .	120
5.2.2	Rissverschiebungspfad . . . . .	121
5.3	Einfluss der unterschiedlichen Versuchseinrichtungen . . . . .	123
5.4	Zusammenfassende Bemerkungen . . . . .	124
<b>6</b>	<b>Beurteilung und Modellbildung</b>	<b>125</b>
6.1	Bestimmung des Haftverbundes . . . . .	125
6.1.1	Oberflächenrauheit . . . . .	125
6.1.2	Materialeigenschaften des Betons . . . . .	126
6.2	Bestimmung der Rissverzahnung . . . . .	127
6.2.1	Annahmen zur Berechnung . . . . .	128
6.2.2	Deterministischer Ansatz . . . . .	131
6.2.3	Parameterstudie . . . . .	133
6.2.4	Vergleich zu Versuchsergebnissen . . . . .	135
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>137</b>
	<b>Bezeichnungen</b>	<b>141</b>
<b>A</b>	<b>Zu den Oberflächenrauigkeiten</b>	<b>153</b>
A.1	Untersuchungen der Korrelationsfunktion . . . . .	153
A.2	Amplitudendichte- und Materialanteilkurven . . . . .	158
A.2.1	Auswertung der definierten Modellstrukturen . . . . .	158
A.2.2	Auswertung der gemessenen Oberflächenrauigkeiten . . . . .	163
A.3	Analyse nach Vergne . . . . .	166
A.3.1	Auswertung der definierten Modellstrukturen . . . . .	166
A.3.2	Auswertung der gemessenen Oberflächenrauigkeiten . . . . .	168
<b>B</b>	<b>Zu den Versuchsergebnissen</b>	<b>177</b>
B.1	Ergebnisse des Prüfkörpertyps I . . . . .	178
B.2	Ergebnisse des Prüfkörpertyps II . . . . .	180
B.3	Ergebnisse des Prüfkörpertyps III . . . . .	182

B.4	Spannungs-Verformungsverläufe des Prüfkörpertyps III . . . . .	183
B.5	Versuchsergebnisse vorangegangener Forschungsarbeiten . . . . .	192

# Kapitel 1

## Einleitung

Die Grenzflächenproblematik zwischen zwei unterschiedlichen Betonen ist nicht neu, sie existiert bereits so lange wie der herkömmliche Betonbau selbst. Ob bei abschnittsweise hergestellten Betelementen oder Fugen an Fertigteilen - die Schubtragfähigkeit im Grenzflächenbereich ist einer der wesentlichen Faktoren für die Annahme eines homogenen Bauteilverhaltens. In dem im Folgenden als *Schubfuge* bezeichneten Grenzflächenbereich kommt es beim Aufeinandertreffen von verschiedenen Betonen mit unterschiedlichstem Alter und Güte, zu einer Vielzahl von Einflüssen die sich maßgebend auf das Trag- und Verformungsverhalten auswirken. Bereits seit dem Zeitpunkt der ersten Untersuchungen von *Hager* und *Nenning* [39] im Jahre 1927 wurde in zahlreichen Forschungsvorhaben versucht Parameter der Schubfugentragfähigkeit zu beobachten und deren Auswirkung für eine wirtschaftliche Bemessung zu bestimmen.

Der wirtschaftliche Vorteil des Betonfertigteilebaus durch industrialisierte Fertigungsmethoden führte ab Mitte der 60er Jahre dazu, dass das Bauen mit im Werk vorgefertigten Teilen mehr und mehr an Bedeutung gewann. Die Schubfuge als Verbindung einzelner Fertigteilelemente oder deren nachträgliche Ergänzung mit Ortbeton, ist für den Entwurf von Bauwerken mit Fertigteilen maßgebend und wurde somit ein zentrales Thema der Forschung der Fertigteileindustrie. Anfang der 90er Jahre kam es zu einem Anstieg von Sanierungsmaßnahmen bestehender Beton- und Stahlbetontragwerke aus den 50er und 60er Jahren. Zudem wurde bei Nutzungsänderungen und Umplanungen versucht die alte Bausubstanz zu erhalten. Anstelle der Planung eines Neubaus werden oftmals Umbaumaßnahmen der bestehenden Betontragwerke durchgeführt. Sowohl bei solchen Umbaumaßnahmen als auch bei der Altbetonsanierung, stellte sich für das Gesamttragverhalten des Bauwerks die Frage der Sicherung des Verbundtragverhaltens zwischen altem und neuem Beton.

Im Rahmen der Erweiterung der zukünftigen deutschen und europäischen Bemessungsnorm (*DIN 1045-1* [24] und *Eurocode 2 Teil 1* [32]) auf Betonfestigkeitsklassen bis zu einer charakteristischen Betonwürfeldruckfestigkeit von  $115 \text{ N/mm}^2$  wurden an der Technischen Universität München zahlreiche Untersuchungen von *Zilch* und *Reinecke* [74, 104] zur Schubkraftübertragung an Verbundfugen unter Verwendung von hochfesten Betonen durchgeführt. Hierbei wurde deutlich, dass bisherige, empirische Grundlagen zur Bemessung der Schubfuge, das Tragverhalten unter Anwendung von hochfestem Beton nur unzureichend beschreiben. Da im Gegensatz zu vorgegangenen Normungsansätzen der älteren Fassung der *DIN 1045* [23] erstmals der Traganteil des *Haftverbundes* (siehe hierzu Abschnitt 2.2) zum Gesamttragverhalten der Schubfuge mitbe-

rücksichtigt wurde, soll in der vorliegenden Arbeit speziell auf das Tragverhalten unbewehrter Verbundfugen eingegangen werden.

## 1.1 Anwendungsbereich der Schubfuge

Wie bedeutsam die genaue Kenntnis des Schubfugentragverhaltens ist, wird deutlich, wenn man sich die Variationsfülle des Auftretens solcher Grenzbereiche im Bauwerk vor Augen führt. Es finden sich beispielsweise bereits eine Vielzahl von unterschiedlichen Arbeitsfugen in Ortbetonbauwerken. Hinzu kommen noch Fugen zwischen Fertigteilen, zwischen Fertigteilen und Ortbetonerfüllung, sowie Fugen zwischen Altbeton und Sanierungs- bzw. Ergänzungsбетон. Ihre Größe und Ausrichtung, bzw. Art der Beanspruchung, variiert dabei genauso wie Alter und Güte der verwendeten Betone oder die Beschaffenheit der Fugenoberfläche. Um dabei mittels ausreichender Schubfugentragfähigkeit trotzdem ein homogenes Bauteilverhalten zu erzielen, werden nach heutigem Stand der Technik empirisch ermittelte Behandlungsmethoden, Zeitraum- und Betongütebestimmungen eingehalten. Diese wurden in einzelnen Forschungsarbeiten, unter anderem von *Wolfram* [102], *Brockmann* [15], *Eisenmann* [34] und *Daschner* [21], in Laborversuchen bestimmt. Ein direkter Zusammenhang messbarer Materialkennwerte mit dem resultierenden Verbundtragverhalten ist hier jedoch nicht möglich. Die Bemessung eines bestimmten Einzelfalls ist dadurch zwangsweise sehr konservativ und es mangelt an geeigneten Hilfsmitteln zur exakteren Berechnung. Um solche deterministischen Methoden entwickeln oder anwenden zu können, ist es notwendig, zunächst die wichtigsten Begriffe voneinander abzugrenzen.

## 1.2 Allgemeine Grundlagen

Die große Bandbreite der Grenzflächenproblematik macht eine klare Definition von Parametern und Begriffen unumgänglich. Die *Verbundfuge* als Grenzflächenbereich existiert dabei in den unterschiedlichsten Formen zwischen zwei Betonen. Nach Definition von *Lüders* [54] wird hierbei ein bereits erstarrter oder verfestigter *Altbeton* mit einer *Neubeton*-Schicht ergänzt. Dies ist im Übrigen auch bei im normalen Hochbau üblichen *Arbeitsfugen* der Fall, da der Altbeton aufgrund seiner fortgeschrittenen Festigkeitsentwicklung zu einer Grenzschichtbildung führt.

Aus konstruktiven Gründen waren die Verbundfugen außer im Bereich von Fertigteilstützen in Köcherfundamenten [23] bisher stets *bewehrt* auszuführen. Nach neuer Normung sind nun auch *unbewehrte* Verbundfugen im Hochbau zulässig. Bei bewehrten Verbundfugen kreuzt die *Verbundbewehrung* in der Regel die Fugenfläche lotrecht. Als Verbundbewehrung werden alle gängigen Bewehrungselemente verwendet, zum Beispiel Rundstähle, kurze Dübel oder Scherbolzen.

Durch den Geltungsbereich der *DIN 1045-1* wurde zudem auch Beton ab einer charakteristischen Druckfestigkeit von 55 bis 115 N/mm<sup>2</sup> normativ geregelt. Im Hinblick auf das Trag- und Verformungsverhalten einer Verbundfuge unter Anwendung solcher sogenannten *hochfesten Betone* ist bislang wenig bekannt. Besonders im Hinblick auf die spezifischen Materialeigenschaften hochfester Betone ist dabei ein Einfluss auf die Tragwirkung zu erwarten.

Beim Anbetonieren der Neubeton-Schicht kommt es zu einer chemisch-physikalischen Verbindung der beiden Materialien (vgl. Abschnitt 2.2.1) der beiden Materialien. In der Literatur,

wie beispielsweise von *Wittmann et al.* [101], wird die Anziehungskraft zwischen den Molekülen (Makromolekülen) zweier Stoffe als *Kohäsion* (wenn es sich bei den beiden Stoffen um ein und dasselbe Material handelt), bzw. als *Adhäsion* (wenn es sich um unterschiedliche Stoffe handelt) bezeichnet. In dem *Haftverbund* von Alt- und Neubeton kommt neben Adhäsion und Kohäsion, zudem zu einer mikromechanischen Verzahnung (auch *mechanische Adhäsion* genannt) der beiden Betone und somit zum Tragverhalten des Haftverbundes. Da die Materialeigenschaften des Betons vom Zeitpunkt der Verfestigung abhängen und der Neubeton in einem unterschiedlichen Entwicklungsstadium auf den Altbeton trifft, wird zur Beschreibung von Haftkräften in dieser Arbeit alleine der Begriff der Adhäsion verwendet. Die Struktur der Fugenoberfläche des Altbetons beeinflusst hierbei die Tragwirkung, da eine größere *Rauheit* die Gesamtfläche des wirksamen Haftverbundes erhöht. Da die Rauheit unterschiedliche Formen und Größenordnungen haben kann wird in dieser Arbeit in Kapitel 3 gesondert auf diese Problematik eingegangen.

Die Rauheit der Schubfugenoberfläche und der *Formschluß* der aufgetragenen Neubetonschicht bewirken eine weitere Erhöhung der Tragfähigkeit durch Ausbildung einer Verzahnung. Stellt man sich die Rauheit in einem zweidimensionalen Schnitt vor, so wird deutlich, dass infolge einer senkrecht zur Schubfugenoberfläche wirkenden *Fugennormalkraft* ein Rissreibungswiderstand entsteht.

In Abhängigkeit des Zahnflankenwinkels kann es sogar unabhängig vom Einwirken einer Normalkraft und resultierenden Reibungskräften zu einem Verzahnungswiderstand gegen Abscheren kommen. Diese *Verklammerung* kann sowohl bei makroskopischer als auch bei mikroskopischer Rauheit auftreten und wird für weitere Betrachtungen aufgrund ihrer Dimension dem Haftverbund oder der Rissreibung zugeordnet.





# Kapitel 2

## Stand der Forschung

### 2.1 Grundlegende Mechanismen des Tragverhaltens

Der Mechanismus der Schubkraftübertragung im Grenzbereich der Verbundfuge zwischen Alt- und Neubeton setzt sich aus mehreren Traganteilen zusammen. Sie wirken zu unterschiedlichen Belastungs- bzw. Verschiebungszeitpunkten und sind dabei zum Teil indirekt voneinander abhängig. So kommt es beim Aufbetonieren der Neubetonschicht zur Ausbildung des Haftverbundes als stoffliche Komponente im Gesamttragverhalten. Nach einer Rissbildung im Grenzbereich entwickelt das Bauteil über die Rissreibung und -verzahnung in Interaktion mit einer Fugennormalkraft oder einer mitwirkenden Verbundbewehrung den nach bisheriger Normung *eigentlichen* Traganteil, der Rissverzahnung oder Rissreibung. Diese Tragwirkung kann jedoch erst aktiviert werden nachdem es zum Überschreiten der Haftverbundfestigkeit gekommen ist (Rissbildung). Die bei Rissverschiebung einsetzende Rissreibung und die Dübelwirkung beim Einsatz von Verbundbewehrung beschreiben in bisherigen Ansätzen dabei den Gesamttraganteil, da sie als Bauteilwiderstand die Werte infolge Haftverbund zumeist weit überschreiten.

Als Analogie zu der *Coulombschen* Reibungshypothese aus dem Bereich der Physik beschrieben *Zelger* und *Rüsch* zu Beginn der 60er Jahre die bei einem plötzlichen Bruch wirkende Schubspannung  $\tau_j$  im Grenzbereich einer unbewehrten Fuge. Unter Annahme eines Reibungsbeiwertes  $\mu$  und eines Haftwiderstandes  $\tau_{ad}$  kann die Schubspannung anhand der Fugennormaldruckspannung  $\sigma_j$  berechnet werden:

$$\tau_j = \tau_{ad} - \mu \cdot \sigma_j \tag{2.1}$$

Betrachtet man nun nicht allein die Festigkeit im Bruchzustand, so erklärt dieser einfache Zusammenhang noch nicht die Abhängigkeit der übertragbaren Schubkräfte von der entstehenden Rissuferverschiebung. Wird eine Verbundfuge mit einer Scherkraft beaufschlagt, so stellt sich im Grenzbereich zwischen Alt- und Neubeton nach Überwinden des Haftverbundes ein Riss in der Fuge ein. Dies führt zu einer Rissuferverschiebung  $v$  und zugleich infolge der unebenen Rissoberfläche zu einer Rissöffnung  $w$ . Wie in Abbildung 2.1 dargestellt, ist der Verlauf der Rissöffnung bei zunehmender Rissuferverschiebung direkt abhängig vom entstandenen Rissprofil.

Die zu übertragende Schubkraft wird an den Zahnflanken durch Reibung über den Riss transportiert. Zugleich bewirkt eine fortschreitende Rissuferverschiebung ein Abscheren der Verbund-

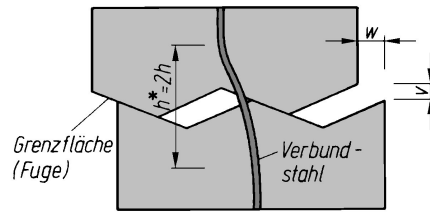


Abbildung 2.1: Vereinfachter Modellschnitt der Rissverschiebung in Anlehnung an *Ackermann* [4]

bewehrung, während die Rissöffnung Zugkräfte in den Bewehrungsstab senkrecht zur Fuge induziert. Um dies zu berücksichtigen, entwickelten *Birkeland* [12] und *Mast* [58] ebenfalls in den 60er Jahren die Schubreibungstheorie, die ähnlich wie in Abbildung 2.1 auf ein vereinfachendes Sägezahnmodell der Oberflächenrauheit zurückgreift. So aktiviert eine Fugennormalkraft  $N$  einen Schubkraftwiderstand  $V_{Rd} = \mu \cdot N$ , bzw.  $V = \mu \cdot T$  in Abhängigkeit eines spezifischen Reibungsbeiwertes  $\mu$ . Kommt es unter Scherkräfteinwirkung zu einer Rissuferverschiebung  $v$  so stellt sich nach Abbildung 2.2 ein Kräftegleichgewicht mit der über die Zahnflanke übertragbaren Kraft  $T \cdot \tan\phi$  ein.

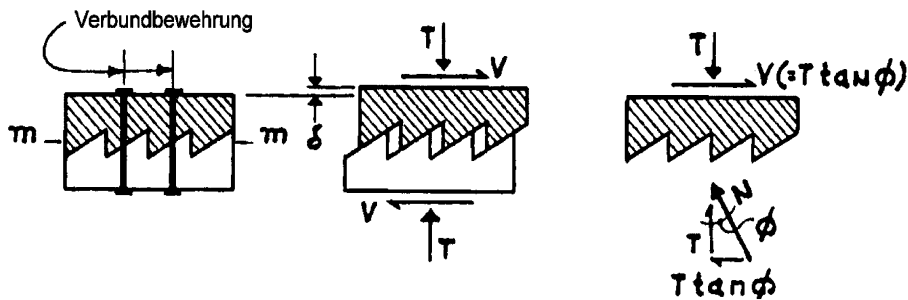


Abbildung 2.2: Modell zur Schubreibungstheorie von *Birkeland* [12] ( $\delta$  in der Skizze entspricht der Rissöffnung  $w$ )

In Anlehnung an *Ackermann* [4] kann somit die Kraftübertragung in der Verbundfuge nach Gleichung (2.1) erweitert, und in drei grundsätzliche Tragmechanismen unterteilt werden:

$$\text{Fugenschubtragwiderstand } \tau_j(w) = \tau_{ad}(w) + \tau_{fric}(w) + \tau_{rebar}(w) \quad (2.2)$$

Hierin ist:

$\tau_{ad}$	der Haftwiderstand, bzw. Haftverbund
$\tau_{fric}$	der Rissreibungswiderstand
$\tau_{rebar}$	Wirkung der Fugenverbundbewehrung

Diese einzelnen Anteile müssen zur Bestimmung des Gesamttragwiderstandes gesondert definiert und ermittelt werden. Ein unabhängiges Betrachten der einzelnen Tragwiderstände, sowie eine reine Superposition ist jedoch nicht möglich. Abbildung 2.3 zeigt diese drei Anteile im Vergleich. Es wird dabei deutlich, dass alle drei zum Teil zu unterschiedlichen Zeitpunkten und Verschie-

bungszuständen existieren, aber auch, wie etwa der Einfluss der Bewehrung auf die Rissreibung, direkt voneinander abhängig sind.

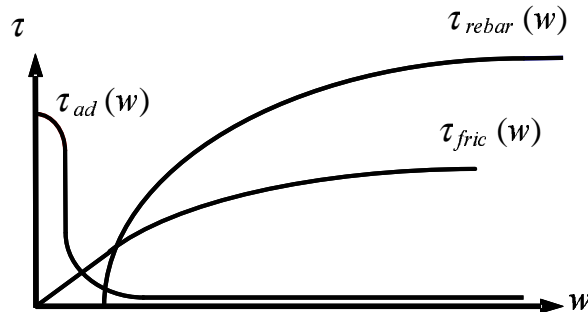


Abbildung 2.3: Schematische Darstellung der Schubspannungsanteile im Grenzbereich der Verbundfuge

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Laborversuche und deren Auswertungen beziehen sich auf die Vorstellung der Aufteilung des Fugentragverhaltens in drei unterschiedliche Traganteile. Da sich die Versuche auf unbewehrte Versuchskörper beschränkten und somit keine zusätzlichen Untersuchungen zur Dübelwirkung angestellt wurden, werden im folgenden Kapitel die Anteile der Adhäsion und der Rissreibung benannt, und anhand von experimenteller und theoretischer Forschung aus vorhandener Literatur charakterisiert.

## 2.2 Untersuchungen zum Haftverbund

### 2.2.1 Grundlagen

Der Haftverbund resultiert aus der Adhäsion oder adhäsionsähnlichen Kräften zwischen Alt- und Neubeton. Adhäsion (von lateinisch "adherere": aneinander haften) beschreibt die Haftwirkung an der Grenzschicht zwischen einer festen Fläche und einem anderen Stoff aufgrund von atomaren und molekularen Kräften. Die Adhäsion zwischen zwei Betonen ist die kombinierte Wirkung verschiedener Kräfte, deren Anteil von einer Vielzahl chemischer und physikalischer Voraussetzungen abhängig ist. Zur Bestimmung der maßgebenden Einflussfaktoren des Haftverbundes ist es erforderlich einige Grundlagen der chemischen und physikalischen Vorgänge in der Haftzone zu betrachten. Als ein zur Kraftübertragung bedeutsames Phänomen in den Natur-, als auch in den Ingenieurwissenschaften, wird die Adhäsion sehr unterschiedlich beschrieben. So wird das Verhalten in Haftzonen über empirische Kennwerte unter definierten Bedingungen ermittelt, während sich in der Physik und der Chemie die Adhäsion als eine thermodynamische Wechselwirkung zwischen zwei Oberflächen darstellt und auf molekularer Ebene in idealen Zuständen beschrieben wird.

Die zahlreichen auftretenden Wechselwirkungen beim Annähern zweier Materialoberflächen können dabei in zwei Arten unterschieden werden:

## Chemische Bindungen

Unter chemischen Verbindungen versteht man vereinfachend Bindungen zwischen zwei Atomen (interatomare oder intramolekulare Kräfte) durch metallische, Kovalenz- oder Ionenbindungen.

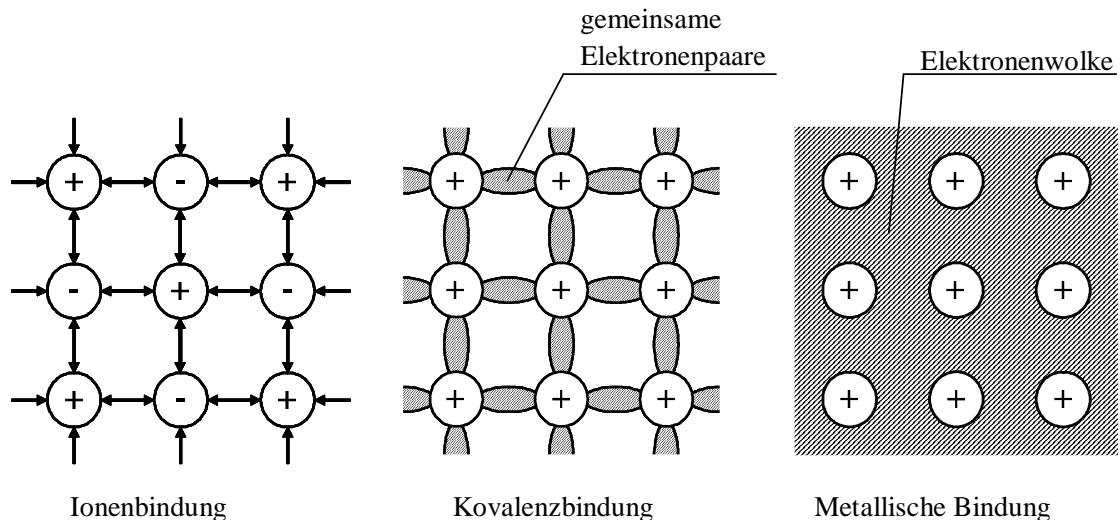


Abbildung 2.4: Haupttypen der chemischen Bindungen

Die *metallische Bindung* zwischen einzelnen Atomen beruht auf einem regelmäßigen Muster aus Ionen, deren zugehörige Elektronen sich ansonsten nahezu frei im Atomverband bewegen können. Einzelne Metallkationen werden mittels dieser Elektronenwolke in einem Gitterverband zusammengehalten. Diese für Metallatome typische Verbindung spielt für Haftkräfte der in dieser Arbeit untersuchten Phänomene jedoch keine Rolle.

Eine *Kovalenzbindung* zwischen zwei Atomen entsteht, wenn beim Aufeinandertreffen kein oder nur ein sehr geringer Unterschied in der Elektronenaffinität der Reaktionspartner besteht. Ein vollständiger Austausch von Elektronen zum Erreichen der Edelgaskonfiguration in der Außenschale der Elektronen (Oktettregel) findet nicht statt, sondern die Ausbildung von einem oder mehreren Elektronenpaaren zwischen den beteiligten Atomen. Die bindenden Elektronenpaare gehören den beiden Atomen in gleichberechtigter Weise an. Zwar treten alle nichtmetallischen Elemente (mit Ausnahme der Edelgase) als Moleküle kovalent gebunden auf, jedoch im Grenzbereich der Fuge in Abhängigkeit der zeitlichen Abfolge vom Aufbetonieren nur in geringem Maße. Ist die zeitliche Abfolge kurz, so kommt es zwischen Elementen des Alt- und Neubetons vermehrt zur Bildung von Hydratationsprodukten, wie beispielsweise dem Calciumsilikathydrat (CSH), und somit zur Ausbildung von kovalenten Bindungen im Fugenbereich.

Eine wesentlich stärkere Bindung zwischen zwei Atomen stellt die *Ionenbindung* dar. Um ebenso wie bei der Kovalenzbindung die Edelgaskonfiguration in der Elektronenaußenschale zu erreichen, geben die annähernden Elemente Elektronen frei, bzw. nehmen diese auf. Aus elektrostatischen Gründen treten Kationen und Anionen jeweils paarweise auf. Da eine Ionenbindung nur dann zustande kommen kann, wenn der Elektronenaustausch zwischen einem Element von sehr hoher (also aus I. und II. Hauptgruppe des Periodensystems der Elemente) und einem Element von sehr niedriger Elektronenaffinität (VI. und VII. Hauptgruppe) statt findet, ist diese Bindung

vornehmlich bei Metallen mit Nichtmetallen der Fall. Die Bindung der Atome in Molekülverbänden erfolgt hierbei durch elektrostatische Kräfte infolge unterschiedlich geladener Ionen und kann durch folgende Beziehung, abgeleitet aus der Beziehung der Ladung im elektrischen Feld, beschrieben werden:

$$\text{Ionenbindung: } E_B(r) = \frac{Q^2}{4\pi\epsilon_0} \cdot \frac{\alpha_n}{r} \quad (2.3)$$

Hierin ist:

$Q$	die elektrische Ladung, bzw. eine Elementarladung
$r$	der Abstand der beiden Ionen voneinander
$\alpha_n$	der Faktor zur Berücksichtigung mehrerer Wechselwirkungen
$\epsilon_0 = 8,854 \cdot 10^{-12} \frac{C^2}{Nm^2}$	die elektrische Feldkonstante, bzw. die Dielektrizitätskonstante des Vakuums

Die elektrostatische Wirkung der Ionenbindung wirkt auf jede der in der Nähe befindlichen Ladungen gleichzeitig. Der Faktor  $\alpha_n$  in Gleichung (2.3) berücksichtigt aus diesem Grund die unterschiedlichen Wechselwirkungen zwischen mehreren benachbarten Ionen. Für die Bindungsenergie zwischen nur zwei Ionen ( $n = 1$ ) kann  $\alpha_1 = 1$  gesetzt werden.

Die unterschiedliche Festigkeit der einzelnen Bindungsarten kann im Vergleich zu der Ionenbindung energetisch anhand hoher Siede- bzw. Schmelzpunkte der Verbindungen veranschaulicht werden:

Tabelle 2.1: Siedepunkte von Chlorverbindungen

Verbindung	Siedepunkt °C	Bindungsart
NaCl	+1441	Ionenbindung
S <sub>2</sub> Cl <sub>2</sub>	+59	Polare Kovalenzbindung
Cl <sub>2</sub>	-34	Unpolare Kovalenzbindung

Der Siedepunkt einer Verbindung charakterisiert die Größe der Bindungskräfte, da bei stärkeren Verbindungen mehr Energie zu ihrer Lösung aufgewendet werden muss. Die Größe der Kräfte lässt sich nach *Schäfer* [83] ideell für eine chemische Verbindung in Abhängigkeit von dem Abstand  $r$  der Teilchen voneinander auch analytisch nach Gleichung (2.4) bestimmen.

$$\text{Chemische Bindungsenergie: } E_B(r) = D \cdot [1 - e^{-\alpha}](r - r_{min}) \quad (2.4)$$

Hierbei ist  $D$  die Dissoziationsenergie und  $\alpha$  ein Parameter, der die Größe der Krümmung im Potentialminimum beschreibt. Da chemische Verbindungen, wie sie beispielsweise in NaCl-Kristallen vorliegen, zur Betrachtung der Kräfte im Haftverbund nur eine untergeordnete Rolle spielen, wird auf eine Erläuterung von Einzelheiten über diese Kraftwirkungen verzichtet. Die unterschiedlichen Dimensionen sollen hier jedoch verdeutlicht werden. Eine echte chemische Bindungskraft ist im Vergleich zu den im Folgenden beschriebenen physikalischen Bindungskräften um die 100mal größer. Tritt also selbst nur eine, im Vergleich zur physikalischen Haftung geringe chemische

Bindungskraft von etwa 1 % auf, so würde sich die gesamte Bindungskraft zwischen zwei adhären den Flächen um 100 % erhöhen.

### Physikalische Bindungen

Neben den eigentlichen chemischen Bindungskräften können die so genannten *Wasserstoffbrückenbindungen* eine Rolle bei der Adhäsion spielen. Das Schema in Abbildung 2.5 verdeutlicht den Charakter einer Wasserstoffbrückenbindung. Das durch Fettdruck hervorgehobene Wasserstoffatom gehört quasi gleichzeitig zwei Wassermolekülen an. Im linken Bild ist es durch eine kovalente Bindung an das obere Wassermolekül gebunden, im rechten Bild ist es durch eine kovalente Bindung an das untere Wassermolekül gebunden, welches nun als Hydronium-Ion vorliegt.

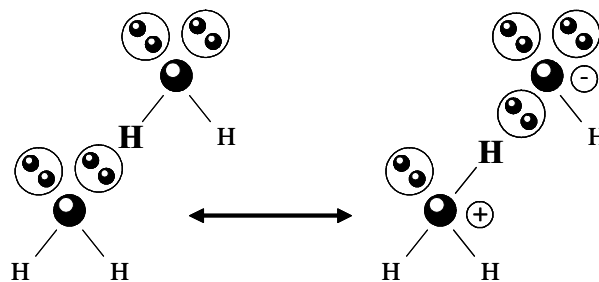


Abbildung 2.5: Schema der Wasserstoffbrückenbildung am Beispiel von Wassermolekülen

Die Wassermoleküle liegen in keinem monomer-molekularen Zustand vor, sondern als ein Verband aus mehreren Molekülen, die über Wasserstoffatome miteinander verknüpft sind. Es handelt sich hierbei um die Wirkung von elektrostatischen Kräften und somit nicht um echte chemische Bindungen. Zur Ausbildung einer Wasserstoffbrückenbindung ist ein von einem stark elektronegativen Atom zur Verfügung gestelltes freies Elektronenpaar notwendig. Dafür kommen nur Sauerstoff, Stickstoff und Fluor in Frage. Alle anderen Atome sind entweder nicht elektronegatив genug, oder sie haben kein freies Elektronenpaar zur Verfügung. Des Weiteren ist das Vorhandensein eines relativ stark positiv geladenen Wasserstoffatoms von Nöten. Das ist bei OH- oder NH<sub>2</sub>-Gruppen der Fall, welche ebenso wie Sauerstoff in Beton zu finden sind. Energetisch bilden die Wasserstoffbrückenbindungen die stärkste physikalische Bindungskraft zwischen zwei Molekülen (siehe Tabelle 2.2). Als Durchschnittswert können nach Meinung von *Schäfer* [83] ca. 25 kJ/mol angesetzt werden.

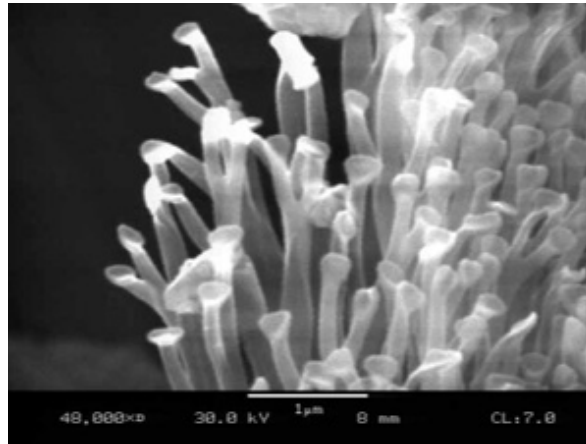
Die *Van-der-Waals-Kräfte* sind weitere intramolekulare Kräfte, die im Bereich der Adhäsion eine wesentliche Rolle spielen. Sie basieren auf lokalen Schwankungen der Ladungsdichte in der Elektronenhülle, die bei allen Atomen vorkommen. Die Antreffwahrscheinlichkeit der Elektronen in einem Molekül oder Atom ist nicht konstant, sondern ändert sich ständig, und somit stellen selbst ungeladene Moleküle und Atome temporäre Dipole dar. Nachbaratome bzw. Nachbarmoleküle sind ebenfalls temporäre Dipole. Wenn diese sich annähern, richten sie sich aufeinander aus, d.h. die positive Teilladung des einen Teilchens befindet sich möglichst nahe an der negativen Teilladung des anderen Teilchens. Dadurch ist die potentielle Gesamtenergie des Systems am geringsten. Die Folge der Ausrichtung ist die elektromagnetische Van-der-Waalsche Anziehungskraft zwischen den Molekülen oder Atomen. Die Van-der-Waals-Kräfte hängen vom Abstand der beiden Teilchen, sowie von ihrer Polarisierbarkeit (= Leichtigkeit mit der Ladungsverschie-

bungen in einem Teilchen auftreten) ab. Die Polarisierbarkeit ist umso größer, je größer die spezifische Teilchenoberfläche ist. Ihre potentielle Wechselwirkungsenergie lässt sich als vereinfachende Funktion über den Abstand  $r$  der Teilchen voneinander beschreiben, wobei  $\alpha/r^n$  das Abstoßungspotential und  $\beta/r^m$  das Anziehungspotential darstellt (siehe hierzu Abbildung 2.8):

$$\text{Van-der-Waalsche Bindung: } E_B(r) = \frac{\alpha}{r^n} - \frac{\beta}{r^m} \quad (2.5)$$

Vereinfachend kann nach [41] die Gleichung (2.5) mit einer Konstante  $C$  in Größenordnung von  $10^{-77} \text{ Jm}^6$  dargestellt werden:

$$\text{Van-der-Waalsche Bindung: } E_B(r) = \frac{C}{r^6} \quad (2.6)$$



1  $\mu\text{m}$

Abbildung 2.6: Setae und ihre spatelähnlichen Fadenendungen, aus denen der Gecko-Fuß besteht

Aus Gleichung (2.6) wird deutlich, dass die Bindungsenergie sehr schnell mit zunehmendem Abstand  $r$  abnimmt. Untersuchungen in anderen Bereichen, wie etwa der Biomechanik verdeutlichen, dass bei großer vorhandener Kontaktfläche die Kraftübertragung infolge reiner Van-der-Waalscher Kräfte von wesentlicher Bedeutung ist. So stellten beispielsweise *Autumn et al.* [8] fest, dass die Haftwirkung von Setae (mikroskopisch kleinen spatelähnlichen Köpfen) an Gecko-Füßen (siehe Abbildung 2.6) materialunabhängig ist und unter Ausschluss kapillarer und hydroenergetischer Effekte funktioniert. In dem von *Autumn et al.* untersuchten Fall, ergeben sich für 2 Millionen Setae (entspricht einem Gecko-Fuß) eine Haftvermögen von 90 Pfund. Dies entspricht einer Haftfestigkeit von etwa  $0,8 \text{ N/mm}^2$  (bezogen auf die projizierte Fußfläche) und zeigt, dass Van-der-Waals Kräfte bei großer Berührungsfläche auf molekularer Ebene für die Adhäsion von Bedeutung sind. Diese Bindungskraft wird zusätzlich noch vergrößert, wenn die in Wechselwirkung tretenden Moleküle noch einen zusätzlichen permanenten Dipol aufweisen. Es kommt zu einer elektrostatischen Dipol-Dipolwechselwirkung die nach *Schäfer* [83] anhand Gleichung (2.7) beschrieben werden kann.



$$\text{Dipol-Dipol Bindung: } E_B(r) = -\frac{\mu_1 \cdot \mu_2}{r^3} \cdot [2 \cos \vartheta_1 \cos \vartheta_2 - \sin \vartheta_1 \sin \vartheta_2 \cos(\varphi_1 - \varphi_2)] \quad (2.7)$$

Hierin ist:

- $\mu$  die permanenten Dipolmomente der einzelnen Teilchen
- $\vartheta_i$  und  $\varphi_i$  die Orientierung der jeweiligen Momentachse des Dipols (in Polarkoordinaten)
- $\alpha$  der Faktor zur Berücksichtigung mehrerer Wechselwirkungen

Die Größe der Wechselwirkungsenergie hängt dabei von der gegenseitigen Orientierung der Dipolachsen ab. Aufgrund der Beweglichkeit der Dipolachsen ist der Effekt der Dipol-Dipol Kräfte temperaturabhängig. Zumeist werden die Van-der-Waalschen Kräfte und die Dipolkräfte zu einer gesamten Kraftwirkung zusammengefasst, die dann aber in Abhängigkeit der Temperatur beschrieben wird.

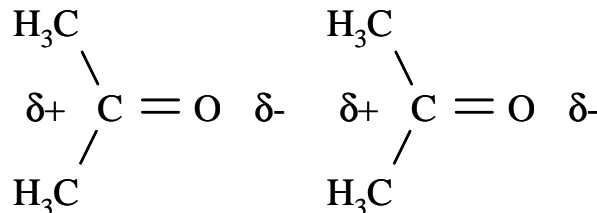


Abbildung 2.7: Dipol-Dipol-Bindung am Beispiel von Aceton

Für die Adhäsion im Haftverbund zwischen zwei Betonen kann es für lokale Stellen von Bedeutung sein, dass einzelne permanente Dipolmomente, aufgrund der nach Gleichung (2.7) nur mit  $r^{-3}$  abnehmenden Wechselwirkungsenergie, eine, verglichen mit reinen Van-der-Waalschen Kräften, relativ große Wirkung besitzen können. Zur Auswertung der Versuchsergebnisse von Betonschubfugen kommt es im Wesentlichen auf die Größenordnung (siehe Tabelle 2.2) und weniger auf die genaue Ermittlung der einzelnen spezifisch idealen Kraftwirkungen an.

Tabelle 2.2: Energieniveaus verschiedener Bindungsarten und ihre theoretische isogonale Zugfestigkeit aus [38]

Bindungsarten	Bindungsenergie [kJ/mol]	Theoretische Adhäsion [N/mm <sup>2</sup> ]
Metallbindung	110 bis 260	5000
Kovalenzbindung	60 bis 700	17500
Ionenbindung	600 bis 1000	30
H-Brücken-Bindung	50	500

Die oben beschriebenen Größenordnungen der Bindungskräfte basieren auf der ideellen Vorstellung, dass die Moleküle einer Grenzschicht in ideale Berührung kommen, was unter realen Bedingungen jedoch nicht geschieht. Es wird daher zur Trennung in der Grenzschicht eine geringere Kraftgröße benötigt. Analoge Verhältnisse existieren beispielsweise bei der Zerreißfestigkeit von Festkörpern, bei denen sich Kristallbaufehler in einer Reduzierung der ideell bestimmten

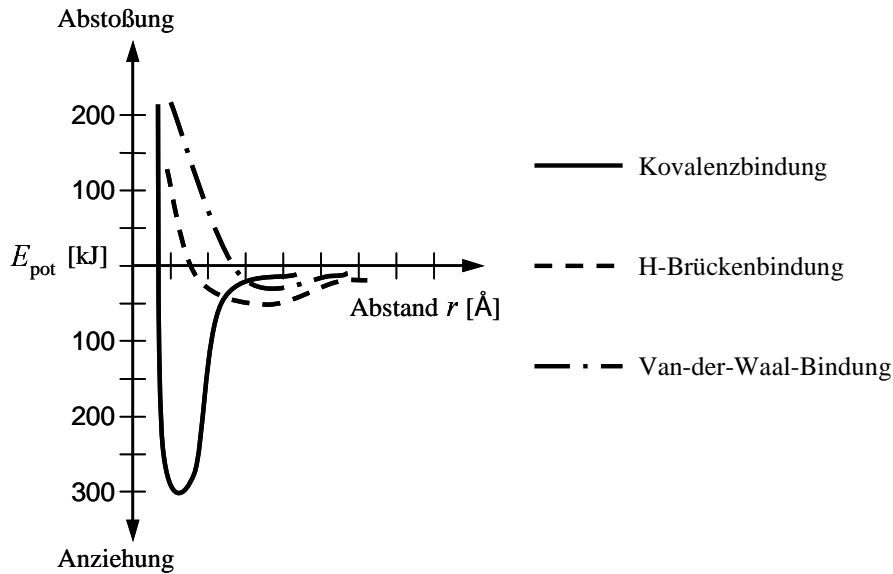


Abbildung 2.8: Energiepotentialkurven der Bindungen in Abhängigkeit vom Abstand zweier Moleküle

Festigkeit auswirken. Im Gegensatz zu einer ideal glatten Oberfläche besitzt jede reale Oberfläche erhebliche Höhenunterschiede, die selbst bei poliertem Stahl noch mehrere  $100 \text{ \AA}$  ( $\cong 0,1 \mu\text{m}$ ) betragen können. Breitet sich ein Stoff in zunächst flüssiger Form über eine solche Oberfläche aus, so bilden sich nur an vereinzelt Stellen molekulare Bindungskräfte aus. Lücken und Spalten der mikroskopischen Oberflächenstruktur des Substrats werden mittels der Oberflächenspannung überbrückt. Eine Methode zur Ermittlung der Oberflächenspannung ist die Bestimmung des Randwinkels  $\vartheta$  nach *Fiebrich* [38] (siehe Abbildung 2.9). Da dieser auch die Oberflächenenergie beschreibt, gilt der Randwinkel als Kennwert für die physikalische Anziehung zwischen einer Feststoffoberfläche und einer Flüssigkeit oder Gas.

$$\cos \vartheta = W_R \cdot \frac{\gamma_S - \gamma_{SL}}{\gamma_L} \quad (2.8)$$

Hierin ist:

$W_R = \frac{A_r}{A_g}$	Faktor der Oberflächenrauheit
$A_r$	Tatsächliche Oberfläche
$A_g$	Geometrische Oberfläche

Über die Gleichung (2.8) nach *Young* und *Dupré* bestimmt sich der Randwinkel aus dem Zusammenhang zwischen den drei grenzflächenenergetischen Grundgrößen:

- Der Festkörperoberflächenspannung  $\gamma_S$ ,
- der Flüssigkeitsoberflächenspannung  $\gamma_L$
- und der Grenzflächenspannung  $\gamma_{SL}$

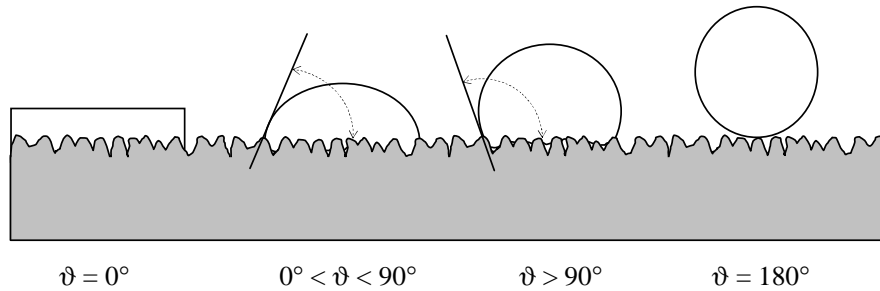
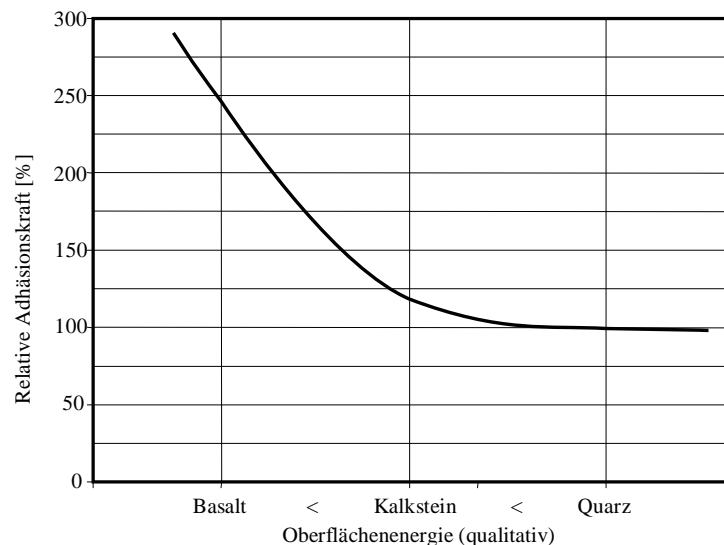


Abbildung 2.9: Randwinkel zwischen Flüssigkeit und festem Substrat

Der Randwinkel zwischen zwei Stoffen, bzw. die spezifische Oberflächenspannung beschreibt auch die Art der Oberflächenbenetzung und somit auch die Möglichkeiten zur Verbindung der beiden unterschiedlichen Materialien. Bei sehr großen Randwinkeln kommt es kaum zur Benetzung der Oberfläche und es bildet sich nur eine kleine Kontaktfläche aus über die chemisch-physikalische Wechselwirkungen stattfinden können. Die von *Sasse* [81] untersuchten Gesteinsoberflächen aus Quarz, Kalkstein und Basalt, zeigten nach Benetzung mit Wasser deutliche Unterschiede der zur Verfügung stehenden Oberflächenenergien. Da die unterschiedliche Wassersättigung aus vorhandener Luftfeuchtigkeit bzw. Wasserlagerung die Oberflächenenergie beeinflusst, gelten die gemessenen Werte nicht absolut, sondern dienen einem anschaulichem Vergleich. Die Oberfläche von Basalt lieferte bei den untersuchten Gesteinsarten den höchsten Randwinkel  $\vartheta$ . Basalt besitzt danach als Substrat eine geringere Oberflächenenergie als Kalkstein und Quarz, und somit nach Abbildung 2.10 eine höhere relative Haftverbundkraft.

Abbildung 2.10: Experimentell nach *Sasse* [81] bestimmter Zusammenhang der Haftkraft von Epoxidharzen auf verschiedenen Steinoberflächen

Über eine Berechnung oder Messung des Randwinkels von Neubeton an festem Altbeton lässt sich in der Literatur kein Hinweis finden. Qualitative Rückschlüsse erlauben lediglich die gemessenen

Saugspannungen von Wasser an verschiedenen porösen mineralischen Baustoffen, wie sie in der Arbeit von *Krus* [52] oder *Riecken* [78] zu finden sind.

Zur wirksamen Haftfestigkeit zweier Betonschichten trägt zudem die *mechanische Adhäsion* bei. Hierunter versteht man Verzahnungseffekte im mikroskopischen und submikroskopischen Bereich. Infolge von kapillaren Kräften können nach *Sasse* [81] Teile des noch flüssigen Aufbetons in Grenzzonen des bereits erhärteten Unterbetons eindringen und sich nach Aushärtung und Ausbildung der kristallinen Struktur dort verankern. Wie in Abbildung 2.11 dargestellt, besitzen raue Festkörperoberflächen im mikroskopischen, sowie im submikroskopischen Bereich ein spezifisches Rauheitsprofil. Beim Aufbringen von einem flüssigen Stoff auf die raue Festkörperoberfläche kann es bei Vorhandensein von langkettigen Molekülen und geringer Oberflächenspannung zu einer Verzahnung der beiden Stoffe im Bereich weniger Nanometer kommen.

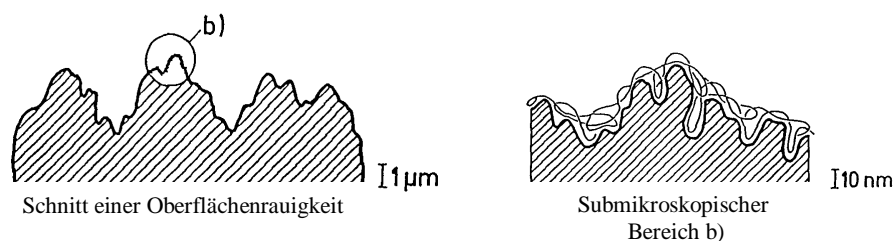


Abbildung 2.11: Oberflächenrauheit und mikroskopische Verzahnung aus [81]

Die Größe der mechanischen Adhäsion ist demzufolge von der spezifischen Topographie des Unterbetons, sowie von der Konsistenz und der makromolekularen Beschaffenheit des nachträglich aufgetragenen Betons abhängig.

Die adhäsive Wirkung von nachträglich aufgetragtem Beton auf eine bereits verfestigte Altbetonschicht wird demnach größer,

- mit kleinerem Randwinkel zwischen Alt- und flüssigem Neubeton und dadurch größerer Kontaktfläche nach der Benetzung der Oberfläche (vgl. Abbildung 2.9)
- mit einer größeren absoluten Haftfläche
- mit einer wirksamen mechanischen Adhäsion, bzw. der Möglichkeit zur mikromechanischen Verzahnung zwischen den beiden Betonen.

Diese Parameter dienen als Anhaltspunkte der nachfolgenden Untersuchungen. Während bei Untersuchungen von Klebstoffen auf Polymerbasis bereits die Optimierung von Oberflächenenergie und Mikrotopographie zu guten Ergebnissen geführt haben, existieren im Bezug auf die Grenzfläche zwischen Alt- und Neubeton kaum Forschungsergebnisse oder Parameterstudien.

### 2.2.2 Ergebnisse bisheriger Versuche

In Anbetracht der komplexen Zusammenhänge und der unterschiedlichen Betrachtungsweisen zwischen den Natur- und den Ingenieurwissenschaften im Bezug auf die im Haftverbund wirkenden Adhäsionskräfte sind kaum spezifische Untersuchungen vorgenommen worden, die auf das Tragverhalten übertragen werden konnten. Versuche, bei denen der reine Haftverbund als

Bauteilwiderstand gemessen wurde, sind bei zahlreichen unterschiedlichen Scherversuchen zu den eigentlichen Versuchen zur Rissverzahnung oder zur Schubbewehrung oftmals als Referenz durchgeführt worden. Meist jedoch wurden hierbei keinerlei Parameterstudien durchgeführt oder statistisch relevante Prüfkörperserien getestet. Bedingt durch das Zusammenwirken von molekularen Bindungskräften, bzw. thermodynamischen Wechselwirkungen, und mikroskopischen Rauheitswiderständen muss zwischen Haftzug- und Scherversuchen zur Ermittlung des Adhäsionswiderstandes unterschieden werden.

### Haftzugversuche zur Adhäsion

Bedingt durch die isogonale Krafteinwirkung von Haftzugversuchen entsprechen die gemessenen Festigkeiten am ehesten einer Näherung der theoretischen Adhäsionsfestigkeiten (Tabelle 2.2). Bei genormten Haftzugfestigkeiten [26] wird ein Stahlprüfstempel mittels eines Klebstoffes auf die zu prüfende Oberfläche aufgeklebt und im Anschluss durch Abziehen die Festigkeit der Grenzschicht zwischen Klebstoff und Betonsubstrat ermittelt. Im Gegensatz dazu beschreiben Untersuchungen die Haftzugfestigkeiten in der Grenzschicht zwischen Alt- und Neubeton. Solche Prüfungen wurden hauptsächlich zur Betrachtungen spezifischer Eigenschaften und Auswirkungen von Arbeitsfugenvorbehandlungen unternommen.

Die älteste hierzu vorliegende Arbeit stammt bereits aus dem Jahre 1929 von *Kiehne* [47]. In Anlehnung an die Theorie von *Mörsch* wurde die Fugenbeanspruchung auf die Hauptzugspannungen zurückgeführt. Neben Biegezugversuchen wurden zentrische Zugversuche an in zwei Betonierabschnitten hergestellten Probekörpern (siehe Abbildung 2.12) durchgeführt.

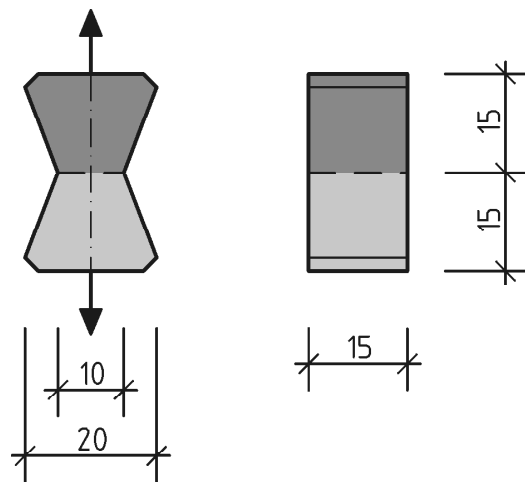


Abbildung 2.12: Schematische Darstellung des Zugversuches nach *Kiehne* [47]

Die Fuge zwischen Alt- und Neubeton war dabei an der geometrisch schwächsten Stelle des Körpers angeordnet. Unterschiedliche Oberflächenbehandlungen der Fuge kamen, wie in Tabelle 2.3 ersichtlich zur Anwendung und wurden mit einem monolithisch hergestellten Referenzkörper verglichen.

Im Vordergrund der Untersuchungen stand das aus den USA stammende Contex-Verfahren, welches durch Zusatz chemischer Mittel ein Abbinden der oberen Betonschicht verhindert und

Tabelle 2.3: Ergebnisse der Zugversuche nach *Kiehne* [47] (Mittelwerte)

Behandlungsart	Zugfestigkeit [%] <sup>1)</sup>
Contex <sup>2</sup> mit Zementmörtelbewurf	95
Contex <sup>2</sup> -Behandlung	67
Aufgerauhte Oberfläche	67
Aufgerauht mit Zementmörtelbewurf	64
Unbehandelt mit Zementmörtelbewurf	63
Unbehandelte Oberfläche	46

<sup>1)</sup> Vergleich zur Zugfestigkeit des monolithischen Einheitskörpers (100 %)

<sup>2)</sup> Chemisches Verfahren der 20er Jahre zum Aufrauen der oberen Betonschicht

ein Aufrauen der Oberfläche dadurch erleichtert. Ähnliche chemische Verfahren werden bis heute weiterhin angewandt. Es zeigte sich, dass jegliche Form der Aufrauung eine deutliche Wirkung auf die Haftverbundfestigkeit in zentrischer Zugrichtung hatte. Um weitere Aussagen zu treffen und weitere Parameter zu charakterisieren, boten die Ergebnisse allerdings zu geringe Unterschiede.

Die vermehrte Anwendung bei der Sanierung von Betonbauwerken, die während des zweiten Weltkrieges beschädigt wurden, veranlassten *Pfeiffer* [68] 1948 in Österreich zu einem Vergleich der bis zu diesem Zeitpunkt gewonnenen Erkenntnisse deutscher und schweizerischer Forscher. Einheitlich zeigte sich eine positive Auswirkung beim Anrassen der Fugenoberfläche vor dem Betonieren, wobei stehende kleine Wasserlinsen auf der Fugenoberfläche zu einer merklichen Reduzierung der Haftfestigkeiten sowohl unter Scher- als auch unter zentrischer Zugbeanspruchung führten. Wird beim Aufrauen die oberste so genannte Schlämmschicht (infolge Ablagerung feiner Kalk-Kreideteilchen an der Betonoberfläche nach dem Betonieren) abgetragen, so kann ebenso von einer verbesserten Haftfestigkeit ausgegangen werden. Weiterhin stellte *Pfeiffer* fest, dass die Versuchswerte der Proben mit aufgerauten Fugen einer geringeren Streuung der Versuchsergebnisse unterlagen. Ende der 60er Jahre untersuchte *Rühle* in Dresden die Haftfestigkeit von Neu- und Altbeton [77] und verglich dabei den Verbund von Beton auf Beton mit dem von Beton auf Keramik. Dabei stellte er anhand mikroskopischer Untersuchungen fest, dass zumeist die Adhäsion sowie die mechanische Adhäsion die Hauptkriterien des Verbundes sind und eine Ausbildung wirklicher chemischer Verbundkräfte kaum auftritt.

In Anlehnung an die Untersuchungen von *Kiehne*, führte *Brockmann* [15] bei seinen Forschungsarbeiten zur Verbundfestigkeit zwischen Konstruktionsbeton und nachträglich ergänztem Verschleißbeton Laborversuche zur Haftzugfestigkeit durch. Um Behandlungsanweisungen zur nachträglichen Ergänzung und Ausbildung von Arbeitsfugen geben zu können, wurde bei gleich bleibender Betongüte und Mischung (Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube} = 43 \text{ N/mm}^2$ ), Zeitpunkt und die Lagerung bis zum Aufbetonieren, sowie die Behandlung der Oberfläche variiert. Die Oberflächen wurden durch Wasser-, bzw. Sandstrahlen aufgeraut und fotografisch dokumentiert (wobei hier das Wasserstrahlen von Frischbetonoberflächen gemeint ist und nicht mit dem später genannten Hochdruck-Wasserstrahlen gleichzusetzen ist). Die erzielte Rauheit wurde jedoch nicht mit Hilfe einer Kenngröße quantifiziert. Die Ergebnisse von *Brockmann* wurden, ähnlich wie schon bei *Kiehne*, jeweils auf einen Referenzkörper bezogen angegeben. Wie in Tabelle 2.4 gezeigt, verbessert das mechanische Aufrauen der Oberfläche mittels eines Stahlbesens die Haftzugfestigkeit im Gegensatz zu anderen Aufrauungsmethoden, wie dem Sand- und Wasserstrahlen, nicht.

Tabelle 2.4: Ergebnisse der Zugversuche nach *Brockmann* [15] (Mittelwerte)

Alter <sup>1)</sup> [h]	Lagerungsart	Behandlungsart	Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1	trocken <sup>1)</sup>	unbehandelt	1,67
4	trocken <sup>1)</sup>	unbehandelt	1,73
6	trocken <sup>1)</sup>	angefeuchtet	1,28
8	trocken <sup>1)</sup>	angefeuchtet	1,34
24	trocken <sup>1)</sup>	angefeuchtet	1,24
48	abgedeckt	nicht angefeuchtet	1,44
24	abgedeckt	angefeuchtet	1,23
24	abgedeckt	Stahlbesen	1,39
24	abgedeckt	gesandtstrahlt	1,94
24	abgedeckt	wassergestrahlt	1,68
24	trocken <sup>2)</sup>	wassergestrahlt	1,50

<sup>1)</sup> Probekörper wurden nicht abgedeckt gelagert

<sup>2)</sup> Altbetonalter zum Zeitpunkt des Anbetonierens

Das Aufbringen des Oberbetons geschah zwischen einer und 48 Stunden nach Betonieren des Unterbetons. Nach vier Stunden stellte sich noch weiterhin ein homogener Verbund und somit keine Reduzierung der monolithischen Haftzugfestigkeit ein. Exemplarisch für die verwendete Mischung kann nach *Brockmann* davon ausgegangen werden, dass sich die volle Kraftwirkung der Adhäsion bis 4 Stunden nach Betonieren des Altbetons nahezu gleich einer homogenen Mischung, und somit gleichwertig der Kohäsion entwickelt. Unterschiede hierzu sind sicherlich bei Betonen mit Zusatzmitteln, wie etwa Verzögerern, Beschleunigern oder Stabilisatoren zu erwarten, da sie Einfluss auf Konsistenz, Festigkeitsentwicklung und Kohäsionseigenschaften des Betons haben [35]. Zudem wurde bereits deutlich, dass der Parameter der Oberflächenrauheit einen Einfluss auf die Größe der Haftverbundfestigkeit besitzt. Die bei größerer Rauheit vorhandene größere Grenzkontaktfläche sowie die Möglichkeit der mechanischen Adhäsion führt zu einer Verbesserung des Haftverbundes zwischen Alt- und Neubeton.

*Schäfer* [86] untersuchte die tatsächliche zentrische Haftverbundzugfestigkeit von Fugen zwischen Alt- und Neubeton. Unter Variation des Zeitpunktes des Aufbetonierens und unterschiedlicher Oberflächenbehandlungen und -rauheiten wurden an mit Ort beton ergänzten Betonplatten Bohrkern entnommen und diese, wie in Abbildung 2.13 dargestellt, unter zentrischem Zug geprüft. Für den Altbeton wurde eine Betonfestigkeitsklasse B35 mit einer mittleren Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen von  $f_{cm,cube} = 39,6 \text{ N/mm}^2$  gewählt. Ein B25 wurde für den Neubeton angestrebt, der bei der Würfeldruckfestigkeitsprüfung schließlich jedoch im Mittel einen Wert von  $f_{cm,cube} = 41,2 \text{ N/mm}^2$  aufwies.

Da zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung bereits bekannt war, welche Möglichkeit der Kraftübertragung infolge rauer, in sich verzahnter Rissufer bestand, wurde versucht die Oberflächenrauheit zusätzlich einer genauen Ausführungsbeschreibung quantitativ zu erfassen. *Schäfer* verwendete die in Abschnitt 3.3.1 näher beschriebenen Messmethoden des Sandflächenverfahrens und der 2-D Lasertriangulation. Es wurden die Ergebnisse der einzelnen Messmethoden verglichen und die folgenden, unterschiedlich hergestellten Oberflächenrauheiten und -strukturen unter anderem mittels der Rautiefe nach *Kaufmann*  $R_t$  und der maximalen Profilhöhe  $R_p$  (siehe

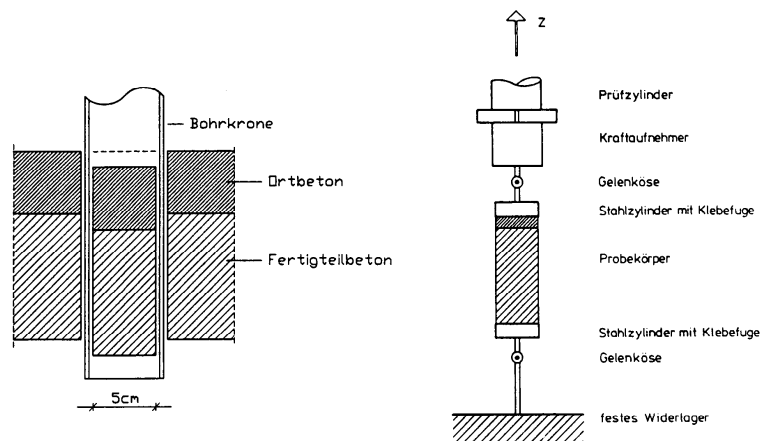


Abbildung 2.13: Probekörperentnahme und Versuchsaufbau der zentrischen Zugversuche aus [86]

Abschnitt 3.4) beschrieben:

- Unbehandelte rüttelraue Betonoberfläche mit Beton der Konsistenz KR  
( $R_t = 1,28 \div 2,17\text{mm}$ ;  $R_p = 1,08 \div 1,77\text{mm}$ )
- Bekiesung der Frischbetonoberfläche  
( $R_t = 2,56 \div 3,95\text{mm}$ ;  $R_p = 1,18 \div 2,14\text{mm}$ )
- Profilprägung der Frischbetonoberfläche mit einer Dreikantleiste  
( $R_p = 1,41\text{mm}$ )
- Mit einem Drahtbesen stark aufgeraute Frischbetonoberfläche  
( $R_p = 2,89\text{mm}$ )
- Mit einem Drahtbesen schwach aufgeraute Frischbetonoberfläche  
( $R_t = 1,71\text{mm}$ ;  $R_p = 1,17\text{mm}$ )
- Unbehandelte rüttelraue Betonoberfläche mit Beton der Konsistenz KP bis KS  
( $R_t = 1,28 \div 2,17\text{mm}$ ;  $R_p = 2,09 \div 4,02\text{mm}$ )

Die Rauheit der rüttelrauen Betonoberflächen sind naturgemäß abhängig von ihrer Konsistenz, weshalb die Oberfläche der steiferen Mischung geringeres Einsinken der Zuschläge erlaubte und somit eine größere Rauheit aufwies.

Im Falle von einer Bekiesung der verdichteten Frischbetonoberfläche kam es zu geringeren Verbundfestigkeiten zwischen Zuschlag und Altbeton als zwischen Zuschlag und nachträglich ergänztem Neubeton. Da die Ausbildung einer mechanischen Adhäsion beispielsweise durch einwachsende CSH-Kristalle mit der Festigkeitsentwicklung des Frischbetons abnimmt, ergab sich zur Altbetonseite hin ein schlechterer Haftverbund. Betrachtet man die Ergebnisse im Bezug auf die gesamte, für einen Verbund zur Verfügung stehende Fläche, so zeigte sich im Vergleich zwischen einer mittels Dreikantleiste profilierten Oberfläche zu einer bekiesten oder rüttelrauen Oberfläche nur eine geringfügig verbesserte Haftzugfestigkeit. Schäfer verdeutlichte damit, dass die Vergrößerung der haftfähigen Fläche durch eine Profilierung keine deutliche Verbesserung bewirkt. Da profilierte Oberflächen bedingt durch ihre Herstellung mit Formkörper in der Schalung nur eine beschränkte Möglichkeit zu einer mikroskopischen Verzahnung (mechanische Adhäsion)



Tabelle 2.5: Ergebnisse der Zugversuche nach *Schäfer* [86] bei einer Betonierpause von 28 Tagen

<b>Oberfläche</b>	$R_t$ [mm]	$R_p$ [mm]	$R_y$ <sup>4)</sup> [mm]	$W$ <sup>5)</sup> [-]	<b>Haftzugfestigkeit</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
rüttelrau KR <sup>3)</sup>	1,28	1,08	1,39	1,02	1,02
bekiest 2-4mm <sup>1)</sup>	2,56	1,40	2,23	1,09	0,75
bekiest 4-8mm <sup>1)</sup>	3,63	2,08	3,06	1,09	1,28
bekiest 2-4mm <sup>2)</sup>	3,04	1,18	2,06	-	1,54
bekiest 4-8mm <sup>2)</sup>	3,95	2,14	3,35	1,09	1,03
Dreikantleiste	-	(1,41)	(6,05)	1,11	0,67
Drahtbürste	-	2,89	5,26	1,16	2,07
Drahtbürste	1,71	1,17	2,50	1,03	0,84
rüttelrau KP <sup>3)</sup>	2,09	1,60	2,81	1,07	0,93
rüttelrau KP <sup>3)</sup>	-	2,77	4,94	1,16	1,23
rüttelrau KS <sup>3)</sup>	3,54	2,53	4,07	1,11	1,56
rüttelrau KS <sup>3)</sup>	3,61	2,44	4,83	1,23	1,47
rüttelrau KS <sup>3)</sup>	4,02	2,91	4,95	1,15	1,11

<sup>1)</sup> Durchmesser der runden aufgestreuten Zuschläge

<sup>2)</sup> Durchmesser der gebrochenen aufgestreuten Zuschläge

<sup>3)</sup> Konsistenz nach DIN1045 (1988) [23]

<sup>4)</sup> Maximale Profilhöhe (siehe Abschnitt 3.4.1)

<sup>5)</sup> Wenzelscher Quotient (siehe Abschnitt 3.4.4)

bieten, kann angenommen werden, dass diese Verzahnung einen bestimmenden Einfluss auf die Haftzugfestigkeit besitzt.

Die größte Haftzugfestigkeit  $f_{cjt,ad} = 2,07 \text{ N/mm}^2$  wurde an den mit einer Drahtbürste stark aufgerauten Betonfugenoberflächen erzielt. Der Grund hierfür scheint das schon von *Pfeffer* [68] beschriebene Entfernen der oberen Schlämm-, bzw. Zementleimschicht bei der Anwendung dieser mechanischen Aufrauung zu sein, da diese sich ansonsten ungünstig auf den Haftverbund ausgewirkt hätte. Diese Vermutung wurde ebenfalls durch weitere Versuche an steiferen Konsistenzen bekräftigt, da diese infolge des niedrigen w/z-Wertes kaum eine Ansammlung an Zementleim an der Oberfläche aufweisen. Die beim mechanischen Aufrauen vermutete Gefügelockerung wurde nicht erzeugt, jedoch weisen die Unterschiede zwischen leichter und starker Behandlung mit der Drahtbürste auf die Bedeutung der Intensität der Ausführung und das Problem ihrer Reproduzierbarkeit hin.

Es wurde deutlich, dass die Rauheit der Fugenoberfläche nicht den einzigen Einfluss auf die Haftzugfestigkeit des Verbundes darstellt. In Abhängigkeit des Verfahrens kann es zu spezifischen Verbund behindernden bzw. brechenden Effekten kommen, die eine erhebliche Reduzierung der Verbundfestigkeit mit sich bringen.

Den gleichen Versuchsaufbau wie *Schäfer* (siehe Abbildung 2.13) verwendeten *Block* und *Porth* [13] bei ihrer Untersuchung der Haftzugfestigkeit von Spritzbeton. In 89 Versuchen wurde dabei die Haftzugfestigkeit von Spritzbetonschichten auf karbonatisiertem und nicht karbonatisiertem Betonuntergrund bestimmt. Der Altbeton wurde als ein Beton B25 ( $f_{cm} = 37,8 \text{ N/mm}^2$ ) mit Portlandzement der Festigkeitsklasse 35 F mit  $365 \text{ kg/m}^3$  Zementgehalt und einem w/z-Wert

von 0,6 ausgeführt. Die Sieblinie lag im Bereich 3 nach *DIN 1045* [23] mit einem Größtkorn von 8 mm. Die Probekörper wurden nach dem Betonieren sieben Tage in Wasser und anschließend 21 Tage feucht gelagert. Danach wurde eine Hälfte der Prüfkörper in einem abgeschlossenen Glasgefäß 60 Tage lang bei Kohlendioxidkonzentration von 17 % beschleunigt oberflächlich karbonatisiert. Die andere Hälfte wurde unterdessen bei relativer Luftfeuchte von 90 % und einer Temperatur von 21 °C, bei einem Kohlendioxidgehalt von 0,05 %, also ähnlich atmosphärischer Luft, gelagert. Der im Anschluss aufgebraute Spritzbeton hatte Zuschlagskörner mit einem maximalen Durchmesser von 8 mm und entsprach in etwa einem Beton der Festigkeitsklasse B55 ( $f_{cm,cube} = 57,3 \text{ N/mm}^2$ ). Die Oberfläche des Altbetons wurde vor Aufbringen des Spritzbetons als spritzrau und angefeuchtet bezeichnet, jedoch nicht näher beschrieben. Ein Teil der Prüfkörper wurde zudem noch mit 100 Frost-Tau-Wechseln zwischen -20 °C und +40 °C beaufschlagt, bevor diese auf Haftzugfestigkeit geprüft wurden.

Tabelle 2.6: Ergebnisse der Zugversuche nach *Block* und *Porth* [13]

Altbetonoberfläche	mittlere Haftzugfestigkeit <sup>1)</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	5 % Fraktilwerte <sup>1)</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]
nicht karbonatisiert	3,15	2,43
karbonatisiert	3,36	2,32

<sup>1)</sup> Werte bei Brüchen im Fugenbereich zwischen Alt- und Neubeton

Auf Grundlage der Ergebnisse zeigte sich, dass Frost-Tau-Wechsel weder auf Fugen bei normalem, noch bei karbonatisiertem Untergrund eine nennenswerte Auswirkung auf die Haftzugfestigkeit besitzen. Die Unterschiede zwischen den karbonatisierten und nicht karbonatisierten Oberflächen erklären die Autoren mit einer daraus resultierenden unterschiedlichen Oberflächenrauheit vor Aufbringen des Spritzbetons, die einen deutlichen Einfluss auf die Haftzugfestigkeit der Proben ausüben.

So stellt *Block* [14] in einer weiteren Untersuchung den Zusammenhang zwischen der Oberflächenrauheit und der Haftzugfestigkeit dar, indem die Oberflächen vor dem Aufbringen von Spritzbeton mit zwei unterschiedlichen Messmethoden beschrieben wurde. *Block* verwendete zur Messung das Tastschnitt-, das Sandflächen- und das Zementleimverfahren (siehe Abschnitt 3.3.1). Es konnte eine gute Übereinstimmung zwischen den Meßmethoden des Sandflächenverfahrens und des Tastschnittverfahrens ermittelt werden, wohingegen das Zementleimverfahren in der Anwendung vergleichsweise deutlich zu große Werte lieferte. Die in Abbildung 2.14 dargestellten Haftzugfestigkeiten beziehen sich auf die gemessene maximale Profilkuppenhöhe  $R_p$  (siehe Abschnitt 3.1.3).

Anhand der Ergebnisse konnte der Einfluss der Oberflächenrauheit auf den Haftverbund gezeigt werden. Die Autoren stellen bei einer maximalen Profilkuppenhöhe  $R_p > 0,6 \text{ mm}$  keine vermehrten Brüchen im Fugenbereich fest. Bei größeren Rauheiten kam es zu einem größeren Haftverbund im Fugenbereich und so zumeist zu Brüchen im Altbeton, bzw. zu Brüchen im Altbeton sowie im Fugenbereich. Bei der Auswertung der Ergebnisse wird deutlich, dass der Einfluss einer Steigerung der Oberflächenrauheit im Bereich  $R_p < 1,0 \text{ mm}$  eine wesentlich stärkere Auswirkung auf die Haftzugfestigkeit hat (Abbildung 2.14).

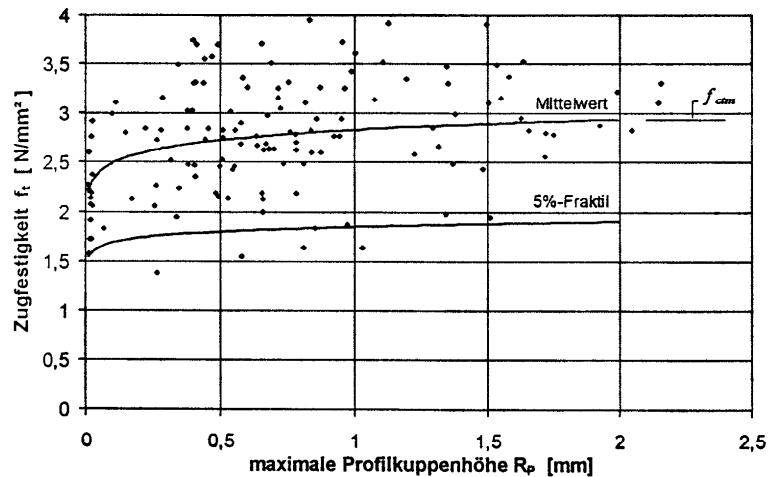


Abbildung 2.14: Haftzugfestigkeiten in Abhängigkeit der maximalen Profilkuppenhöhe aus [14]

### Scherversuche zur Adhäsion

Geht man vom Zusammenwirken der beschriebenen intermolekularen Kraftwirkungen zur Ausbildung eines Haftverbundes aus, so werden große Unterschiede der Festigkeiten in Abhängigkeit der Einwirkungsrichtung deutlich. Die häufigste und zugleich wichtigste Kraftwirkung im Bereich der Grenzfläche zwischen Alt- und Neubeton stellt die zur zentrischen Zugkraft orthogonale Schubbeanspruchung dar.

Zur Bestimmung des reinen Widerstandes ohne normalspannungsinduzierter Einflüsse wurden bereits verschiedene Prüfeinrichtungen (siehe Abbildung 2.15) verwendet:

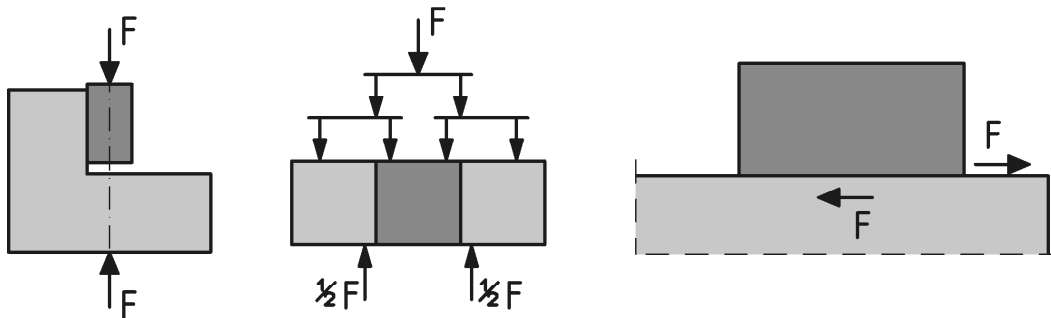


Abbildung 2.15: Verschiedene Scherversuche zur Untersuchung des Haftverbundes nach *Brockmann* [15], *Daschner* [19] und *Randl* [73] (von links nach rechts)

Unsymmetrische Versuchseinrichtung begünstigen in der Regel die Ausbildung eines Momentes im Bereich der Fuge, welches durch eine möglichst kleine Exzentrizität der angreifenden Scherkräfte so gering wie möglich gehalten werden soll. In der Literatur finden sich viele Beispiele, in denen ein Anpressdruck diesem Moment entgegenwirkt. Da ein so auf die Fuge aufgebracht Anpressdruck oder eine behinderte Rissöffnung den Tragwiderstand der Rissuferverzahnung aktivieren würde, muss darauf geachtet werden, dass im Grenzflächenbereich keine Spannungen normal zur Fugenebene auftreten können. Um die reine Festigkeit des Haftverbundes infolge

Adhäsion zu ermitteln, muss der Probekörper ohne Verbundbewehrung ausgebildet werden. In einigen Versuchen, wie beispielsweise von *Paulay* [63, 65] oder *Hanson* [40], wird durch exzentrisch eingeleitete Scherkräfte ein Moment in der Fugenebene erzeugt, welches bei der jeweiligen Beurteilung der Versuchsergebnisse berücksichtigt werden muss.

An der Technischen Universität München wurde auf den Grundlagen von *Zelger* und *Rüsch* [103] Versuche zur Schubkraftübertragung im Grenzbereich der Betonfuge von *Daschner* und *Kupfer* [19] fortgeführt. Um die übertragbaren Schubkräfte zwischen Betonfertigteilen und einer Ortbetonergänzung zu ermitteln, wurden zwei unterschiedliche Versuchsanordnungen verwendet. Bei Versuchen mit dem in Abbildung 2.15 mittig dargestellten Aufbau wurden unter anderem auch Prüfungen ohne Fugennormalspannung durchgeführt. Einige der Ergebnisse zeigen somit die Scherfestigkeiten des reinen Haftverbundes.

Der dreiteilige Betonkörper wurde in zwei Betonierabschnitten hergestellt. Zwei bis drei Stunden nach Betonieren der beiden äußeren Teilkörper wurden die Oberflächen geglättet, bzw. aufgeraut. 14 Tage später wurden die beiden Betonteile durch Betonieren des Mittelteils verbunden. Die Kontaktflächen waren hierbei senkrecht orientiert und trocken. Die Prüfung der Körper wurde nach weiteren 11 bis 26 Tagen durchgeführt. Bedingt durch die Verteilung der Lasteinleitungspunkte kann ein Moment und damit eine Normalspannung im Bereich der Fugen vermieden werden. Zu Versuchen, bei denen der Einfluss einer Fugennormalspannung untersucht wurde, prüfte *Daschner* unter anderem auch 28 unbewehrte Versuchskörper ohne einwirkende Fugennormalspannung. Hierbei wurde neben dem Einfluss der Verbundbewehrung die Rolle der Fugenbeschaffenheit und der Betondruckfestigkeit beleuchtet. Die Oberflächenstruktur wurde durch

- Betonieren gegen eine glatte Schaltafel oder durch Glätten mittels Glättkelle
- Abziehen mit einer Rauscheibe aus Holz
- Belassen der rüttelrauen Oberfläche
- Einprägen einer dreieckigen Verzahnung  
( $R_p = R_t = 3,5\text{mm}$ )
- Einprägen einer rechteckigen Verzahnung  
( $R_p = R_t = 5,0\text{mm}$ )
- Aufrauen beim Abziehen mit einem Nagelrechen

hergestellt. Für die Betondruckfestigkeit ist für den Altbetonteil eine Druckfestigkeit  $f_{cm,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$  und für den Neubetonteil  $f_{cm,cube} = 20 \text{ N/mm}^2$  angestrebt worden. Die Betonfestigkeit wurde nur in einigen Tastversuchen variiert. Eine reproduzierbare Beschreibung der Rauheit liegt nur anhand von beispielhaften Tastschnittmessungen und fotografischer Dokumentation vor. Die geometrischen Rauheitsparameter wurden aus den exemplarischen Rauheitsprofil von *Reinecke* nachträglich ermittelt.

Besonders bei dem Traganteil des reinen Haftverbundes ohne den Einfluss von Verbundbewehrung oder Fugennormalspannung zeigte sich eine ausgeprägte Auswirkung der Oberflächenstruktur auf die Schubfestigkeit. Eine stärkere Oberflächenrauheit steigerte die Haftverbundfestigkeit und es ergaben sich geringere Streuungen bei der Versuchsauswertung. In den Tastversuchen konnte ansatzweise eine höhere Verbundfestigkeit infolge höherer Betonfestigkeiten festgestellt werden.

Zusätzlich zu den in Abschnitt 2.2.2 beschriebenen Zugversuchen führte *Brockmann* [15] Scherversuche (siehe Abbildung 2.16) zur Bestimmung der Haftverbundfestigkeit durch. Bei einer gleich bleibenden mittleren Betondruckfestigkeit von  $f_{cm,cube} = 43 \text{ N/mm}^2$  wurde der Einfluss der Betonierpause und die Behandlung der Fugenoberfläche variiert.

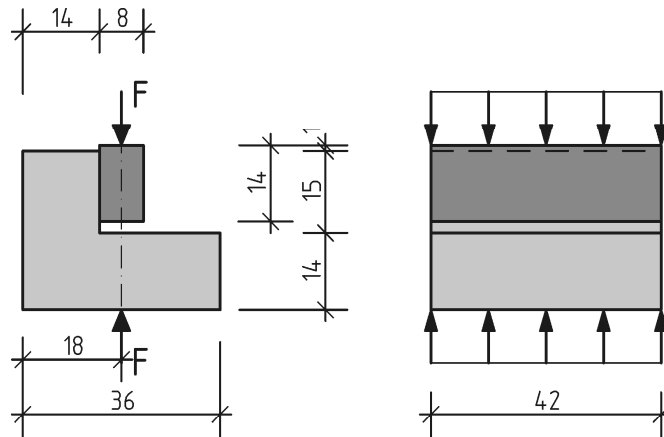


Abbildung 2.16: Skizze der Scherversuche nach *Brockmann* [15] in Schnitt und Ansicht

Wie in Tabelle 2.7 zu erkennen, verursachen längere Betonierpausen einen schlechteren Haftverbund. Dieser Effekt zeigte sich bei den Ergebnissen der Scherversuche schließlich noch deutlicher als bei den Haftzugversuchen (siehe Abschnitt 2.2.2), da auch die unterschiedliche Lagerung an der Luft eine zusätzliche Verschlechterung bewirkte.

Tabelle 2.7: Ergebnisse der Scherversuche nach *Brockmann* [15] (Mittelwerte)

Altbetonalter <sup>1)</sup> [h]	Lagerungsart [-]	Behandlungsart [-]	Haftscherfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1 <sup>2)</sup>		unbehandelt	2,38
4	-	unbehandelt	1,53
24	trocken <sup>3)</sup>	angefeuchtet	1,07
28 Tage	trocken <sup>3)</sup>	gesandstrahlt und angefeuchtet	1,82

<sup>1)</sup> Alter beim Aufbetonieren des Ergänzungsbetons

<sup>2)</sup> "frisch auf frisch" Referenzkörper - quasi monolithisch

<sup>3)</sup> Probekörper wurden nicht abgedeckt gelagert

Das Aufrauen durch Sandstrahlen erzielte auch bei den Scherversuchen eine Verbesserung des Haftverbundes, da damit selbst 28 Tage nach dem Betonieren ein stärkerer Verbund erreicht wurde als beim Proben die nach einer vierstündigen Betonierpause ergänzt wurden.

## 2.3 Untersuchungen zur Rissverzahnung

### 2.3.1 Grundlagen

Nach Überwinden der Haftspannungen (Adhäsion) und Rissbildung kommt es bei einwirkender Scherkkraft zu einer Rissuferverschiebung und aufgrund von Oberflächenrauheit im Größenordnungsbereich der Zuschlagskörner zur Rissuferverzahnung.

Einige fundamentale Kenntnisse zur Beschreibung des Tragverhaltens einer Schubfuge zwischen Alt- und Neubeton basieren auf Ergebnissen von Untersuchungen zur allgemeinen Schubproblematik, sowie zur Übertragung von Kräften im Bereich von Mörtelfugen. Bei der Betrachtung der zahlreichen unterschiedlichen Prüfeinrichtungen zur Bestimmung der Schubtraganteile zeigen sich die Einflüsse bedingt durch Unterschiede im Versuchsaufbau. Dies wird deutlich anhand der Definition unterschiedlicher Versuchsversionen nach *Nissen* [62]. Die in Abbildung 2.17 unterschiedenen drei Versionen von Versuchseinrichtungen werden aufgrund ihrer Freiheitsgrade beim Abscheren der beiden Rissufer bestimmt. Da der Widerstand der mechanischen Verzahnung der Rissoberflächen, wie in Abschnitt 2.1 erläutert, maßgebend von der Möglichkeit zur Rissöffnung abhängt, ergeben sich bei Untersuchungen mit unterschiedlichem Dehnsteifigkeitsmaß naturgemäß abweichende Ergebnisse.

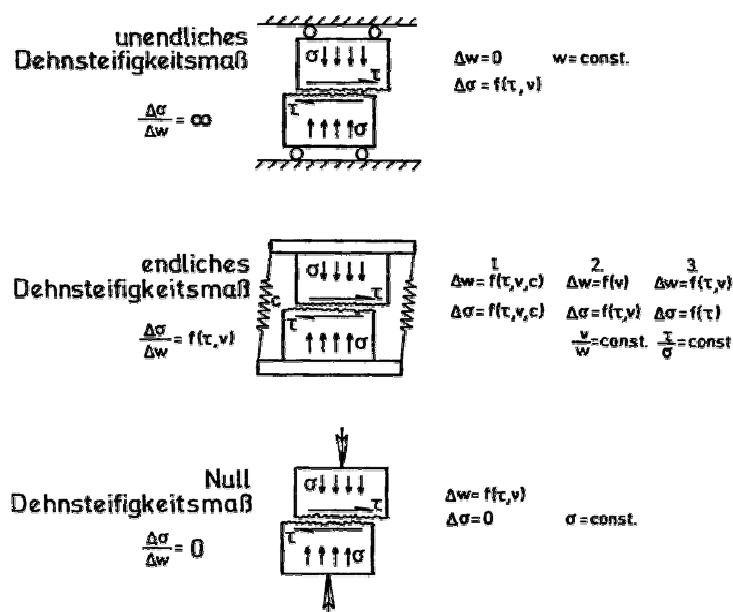


Abbildung 2.17: Definition der unterschiedlichen Versuchsversionen anhand des Dehnsteifigkeitsmaßes nach *Nissen* [62]

Um eine Rissuferverzahnung zu ermöglichen, ist es notwendig die Rissöffnung zu behindern oder durch einen Anpressdruck ein Auseinanderfallen der beiden Teilkörper zu verhindern. Wird eine Rissöffnung gänzlich behindert (oder während des Abscherens konstant gehalten), so spricht man von einem unendlichen Dehnsteifigkeitsmaß  $\Delta\sigma/\Delta w = \infty$ , da die Differenz der Rissöffnung  $\Delta w = 0$  bei variablem Spannungsunterschied  $\Delta\sigma$  aus einer Verformungsbeschränkung resultiert. Endliche Dehnsteifigkeitsmaße  $\Delta\sigma/\Delta w = f(\tau, v)$  ergeben sich bei Versuchskörpern deren

Kräfte infolge einer Rissöffnung durch die elastische Dehnung von zumeist außerhalb angeordneten Zuggliedern aufgenommen werden. In der Regel wird bei solchen Versuchen ein konstantes Verhältnis zwischen Rissuferverschiebung und Rissöffnung  $v/w$ , bzw. ein konstantes Verhältnis zwischen Fugenschub- und Fugennormalspannung  $\tau/\sigma$  angestrebt. Bei Versuchseinrichtungen, die unter einer konstanten Fugennormalspannung  $\sigma = \text{konst.} \rightarrow \Delta\sigma = 0$  gefahren werden, erhält man Null Dehnsteifigkeitsmaß bei variablem Verlauf der Rissöffnung  $w$ .

In Abhängigkeit des Dehnsteifigkeitsmaßes kann es zu unterschiedlichen Verschiebungspfaden  $w(v)$  bei der Durchführung der Versuche kommen. Bei geringerem Anpressdruck  $\sigma$  auf die Fuge wird davon ausgegangen, dass der Verschiebungspfad die relevanten Verzahnungen der Oberflächenrauheit widerspiegelt. Im Folgenden werden die beschriebenen Forschungsarbeiten somit auch im Hinblick auf den Einfluss des Dehnsteifigkeitsmaßes und wenn möglich des Verschiebungspfades untersucht.

### 2.3.2 Schubversuche an monolithischen Prüfkörpern

Untersuchungen zum Schubtragverhalten zeigten schon früh die Bedeutung der übertragbaren Kräfte im Rissbereich. Hierbei wurde bei monolithisch gefertigten Probekörpern vor Versuchsbeginn im späteren Scherflächenbereich ein Riss erzeugt. Im Anschluss daran wurden die Körper mit einer Scherkraft beaufschlagt.

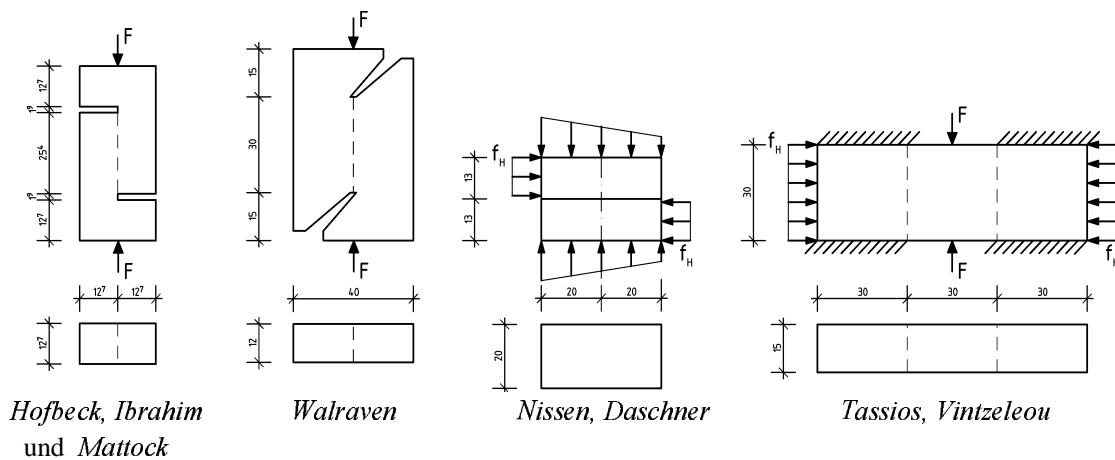


Abbildung 2.18: Verschiedene Schubversuche unter Verwendung monolithischer Probekörper nach [42, 62, 92, 97] - Maßangaben in [cm]

In den USA untersuchten Ende der 60er Jahre *Hofbeck, Ibrahim* und *Mattock* [42] die Schubkraftübertragung an Rissen in bewehrten Schubversuchskörpern. Die mit unterschiedlichem Bewehrungsgrad (zwischen 0,1 und 2,64 %) bewehrten Probekörper wurden mit einer Betondruckfestigkeit von  $f_{cm} = 20 \div 40 \text{ N/mm}^2$  hergestellt und wie in Abbildung 2.18 dargestellt belastet. Bei einigen der Prüfkörper wurde zuvor durch Spaltzugkräfte ein Riss im Fugenbereich erzeugt. Wie zu erwarten, zeigten die bereits gerissenen Prüfkörper nach Lastaufbringung eine deutliche Rissuferverschiebung, während die monolithischen Körper erst nach Rissbildung Verformungen aufwiesen. Im Vergleich wiesen die vorab gerissenen Prüfkörper eine ca. 25 % geringeren Schubtragwiderstand als die monolithischen Prüfkörper auf. Unterschiede der Betondruckfestigkeit

zeigten sich zwar erst bei stärker bewehrten Versuchskörpern, jedoch war der Einfluss, auch im Hinblick auf die geringe Festigkeitsdifferenz von  $\Delta f_{cm} = 20 \text{ N/mm}^2$  und die Art der Versuchsdurchführung, merklich.

Zu ähnlicher Zeit untersuchten *Fenwick* und *Loeber* [55] zusammen mit *Paulay* [64] an der University of Canterbury in Neuseeland die Schubkraftübertragung in mehreren unterschiedlichen Versuchen [36, 55]. Verwendet wurden 56 unbewehrten Probekörpern, die in zwei Serien, bereits zwei Tage nach dem Betonieren belastet wurden (vgl. Abbildung 2.19). Die durch zentrischen Zug erzeugte Rissfläche wurde weder quantitativ noch qualitativ in ihrer Rauheit bestimmt.

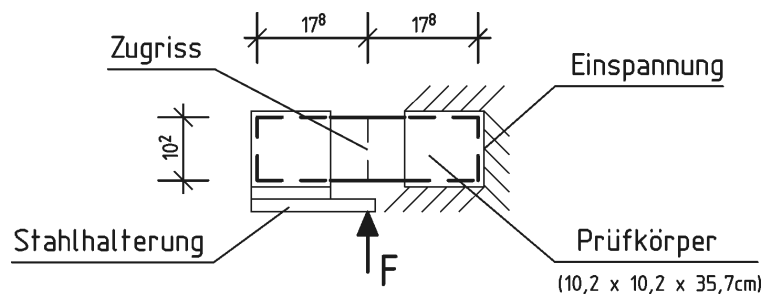


Abbildung 2.19: Schubversuche unter Verwendung monolithisch hergestellter Probekörper nach *Fenwick* [36] - Maßangaben in [cm]

Die Auswirkung einer unterschiedlichen, konstant gehaltenen Rissöffnung, sowie der Einfluss der Betondruckfestigkeit wurde analysiert. Eine Messung der Fugennormaldruckspannung wurde jedoch nicht unternommen, was eine Interpretation oder einen Vergleich der Versuchsergebnisse erschwerte. Deutlich zu erkennen war trotzdem die geringere Schubtragfähigkeit infolge größerer Rissöffnungen ( $w_0 = 0,063 \div 0,38 \text{ mm}$ ), bei rascher wachsenden, relativen Rissuferverschiebungen  $v$ . Ebenso ließ sich eine Verbesserung des Schubtragverhaltens unter Verwendung höherer Betondruckfestigkeiten feststellen. Da sich dieser Versuchsaufbau als ungünstig herausstellte, untersuchte *Loeber* [55] die Schubkraftübertragung anhand von weiteren Schubversuchen. Er verwendete hierbei bewehrte Versuchskörper (jedoch keine die Fuge kreuzende Bewehrung) ähnlich der Probekörper nach *Mattock* [42]. Bei gleich bleibender Betondruckfestigkeit von  $f_{cm,cube} = 37 \text{ N/mm}^2$  wurde die Form und der Größtkorndurchmesser  $d_g$  variiert (zwischen 9,5 und 19mm). Zum Teil kam es vor dem eigentlichen Schubversagen zu Abplatzungen und Druckversagen im Bereich der Schubfuge. Trotzdem konnte ein Zusammenhang zwischen Rissöffnung und Rissverzahnungskräften mit seinen Versuchsergebnissen bestätigt werden. Einen Einfluss der Form und des Durchmessers des Größtkorns zeigte sich jedoch unter der gegebenen Messgenauigkeit nicht.

Ende der 70er Jahre veröffentlichten *Walraven* und *Reinhardt* [97] die Ergebnisse ihrer Schubversuche, die ebenfalls in Anlehnung an Versuchskörpern nach *Mattock* [42] konzipiert waren. In diesen Laborversuchen wurde die Betondruckfestigkeit ( $f_{cm,cube} = 13 \div 60 \text{ N/mm}^2$ ) und der Bewehrungsgrad ( $0,14 \div 3,35 \%$ ) als Parameter bei Normal- und Leichtbeton untersucht. Da *Walraven* bereits die Art der Oberflächenstruktur als Einfluss der Rissverzahnung vermutete, wurden bei den Versuchen unterschiedliche Größtkorndurchmesser (16 und 32mm) verwendet. Da die Risse in der Schubfuge vor Versuchsbeginn ähnlich wie bei Versuchen nach *Mattock* durch Eindrücken eines Rundes Eisens in die fugenumlaufende V-Naht erzeugt wurden, wurde die jeweilige Anfangsrisbreite gemessen. Zwar schienen, ähnlich wie schon bei *Loeber*, die unterschiedlichen



Größtkorndurchmesser keine direkte Auswirkung auf den Schubtragwiderstand zu haben, jedoch konnte ein direkter Zusammenhang zwischen der Schubtragfähigkeit und der Betonfestigkeit festgestellt werden. Die Spannungen im Bereich der Schubfuge konnten von *Walraven* [97] anhand der folgenden Formeln beschrieben werden:

Für Normalbeton:

$$\tau_j = -\frac{f_{cm}}{30} + [1,80w^{-0,8} + (0,234w^{-0,707} - 0,20)f_{cm}] \cdot v \quad (2.9)$$

$$\sigma_j = -\frac{f_{cm}}{20} + [1,35w^{-0,63} + (0,191w^{-0,552} - 0,15)f_{cm}] \cdot v \quad (2.10)$$

Für Leichtbeton:

$$\tau_j = -\frac{f_{cm}}{80} + (1,495w^{-1,233} - 1) \cdot v \quad (2.11)$$

$$\sigma_j = -\frac{f_{cm}}{40} + (1,928w^{-0,87} - 1) \cdot v \quad (2.12)$$

Etwa zur gleichen Zeit wurden von *Daschner* und *Kupfer* [18,20] an der Technischen Universität München ebenfalls Versuche zur Schubkraftübertragung vorgenommen, bei denen der Riss mittels Spaltzug erzeugt wurde. Im Gegensatz zu den vorangegangenen Studien, ermöglichte die Versuchseinrichtung (siehe Abbildung 2.18) zusätzlich zu einer konstanten Rissbreite, eine konstante Fugennormalspannung bei variabler Rissbreite. Da diese Versuchseinrichtung Grundlage für einen Teil der in dieser Arbeit durchgeführten Versuche darstellt, kann eine genauere Beschreibung des Versuchsaufbaus in Abschnitt 4.7.2 nachgeschlagen werden. *Nissen* [62] benutzte 1987 den gleichen Versuchsaufbau, um die Rissverzahnung an unbewehrten monolithisch hergestellten Versuchskörpern zu untersuchen. In den Betonen mit den Festigkeiten  $f_{cm,cube} = 30$  und  $55$  N/mm<sup>2</sup> wurde jeweils auch der Größtkorndurchmesser zwischen 8, 16 und 32mm variiert. Es wurden mehrere Möglichkeiten zur Klassifizierung der Oberflächenrauheit betrachtet, auf die in dieser Arbeit in Abschnitt 3.4 noch genauer Bezug genommen wird. Zu dem positiven Einfluss einer höheren Betondruckfestigkeit und einer größeren Normaldruckspannung in der Fugenebene auf die Bruchschubspannung konnte noch die Bedeutung des Verschiebungspfades auf den Spannungsverlauf aufgezeigt werden. Durch die Erzeugung der Rissoberfläche durch Spaltzugkräfte kam es an den Rändern zu Kerbungen, wie sie auch an anderen Versuchskörpern infolge dieser Methode zu beobachten waren [42,97].

Zu gleicher Zeit unternahmen *Vintzeleou* und *Tassios* [92,93] Schubversuche mit monotoner und zyklischer Lastaufbringung an prismatischen unbewehrten Betonkörpern. Die Prüfkörper waren jeweils an den äußeren Dritteln, wie in Abbildung 2.18 zu sehen, in vertikaler Richtung eingespannt, und konnten in horizontaler Richtung mit konstanter Fugennormalspannung beaufschlagt werden. Aufgrund der geringen Prüfkörperhöhe von 30cm resultiert jedoch bei Laststeigerung ein merkliches Biegemoment im Fugenbereich, was zu einem inhomogenen Spannungsverlauf führt. Verwendet wurden die drei Betondruckfestigkeiten:  $f_{cm,cube} = 16, 30$  und  $40$  N/mm<sup>2</sup>. Zu den, durch Eindringen eines Rundeisens erzeugten Rissrauheit, wurde ein Teil der Prüfkörper im Anschluss zusätzlich gesandstrahlt. Ein anderer Teil wurde in drei Einzelteilen getrennt in Stahlchalungen hergestellt und im Versuch zusammengefügt. Eine genaue Messung der Oberflächenrauheit, vor und nach Versuchsdurchführung, fand mittels eines Tastschnittverfahrens (siehe Abschnitt 3.3.2) jedoch nur an zwei Prüfkörpern statt und erlaubt somit keinerlei Vergleichsmöglichkeiten. Aufgrund der Versuchsergebnisse konnten folgende  $\mu$ -Werte für Rissoberflächen

ermittelt werden, die laut *Vintzeleou* auch für sandgestrahlte Rissoberflächen gelten:

$$\mu_{max} = 0,44 \cdot \frac{\sigma_j}{f_{cm,cube}}^{-\frac{2}{3}} \quad (2.13)$$

Für glatte Oberflächen lag der Reibbeiwert  $\mu$  zwischen 0,5 und 0,4. Die Autoren begründen dabei den Abfall des Reibbeiwertes bei steigender Normaldruckspannung mit dem Zusammendrücken hervorstehender Zuschlagskörner, welches zu einer Überschreitung der Zugfestigkeit der Zementmatrix unterhalb des Kornes führt. Es konnte gezeigt werden, dass der Verschiebungspfad im wesentlichen unabhängig von der Normaldruckspannung ist. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse von *Walraven* konnte der Verschiebungspfad somit durch die Gleichung

$$w = 0,6 \cdot v^{\frac{2}{3}} \quad (2.14)$$

berechnet werden. Eine Verifizierung mit stark variierenden Oberflächenrauheiten wurde hierbei jedoch nicht durchgeführt. Der Geltungsbereich der Gleichungen (2.13) und (2.14), die zum Teil auch in den *Model Code 1990* [16] übernommen wurden, beschränkt sich somit auf Rissoberflächen unter Verwendung von Normalbeton.

### 2.3.3 Schubversuche an Prüfkörpern mit Mörtel- oder Kunstharzfugen

Im Zuge der Anwendung der Fertigteilbauweise zu Beginn der 60er Jahre wurde zahlreiche Forschungsarbeiten im Hinblick auf die Schubkraftübertragung zwischen zwei Betonfertigteilen unternommen. Da bei einer Vielzahl von Fertigteilverbindungen das Einbringen einer Verbundbewehrung aus baupraktischen Gründen nicht möglich war, wurden in der Regel mit Zement- oder Kunstharzmörtel verfüllte Fugen zwischen zwei Betonkörperteilen untersucht.

Um die Anwendbarkeit solcher Fugenverbindungen experimentell zu verifizieren, untersuchten *Zelger* und *Rüsch* [103] 1961 den Einfluss verschiedener Fugen auf die Festigkeit von Fertigteil-schalen anhand von prismatischen, zweiteiligen Prüfkörpern, die durch eine im Winkel  $\beta$  schräg liegende Mörtelfuge verbunden waren (siehe Abbildung 2.20).

Durch diese schiefwinklig angeordnete Fuge wird im Fugenbereich ein durch den Winkel  $\beta$  definiertes Verhältnis zwischen Fugennormalspannung  $\sigma_j$  und Fugenschubspannung  $\tau_j$  induziert.

$$\cot \beta = \frac{\sigma_j}{\tau_j} \quad (2.15)$$

Aufgrund der mit anwachsender Schubspannung zunehmenden Fugennormalspannung ergibt sich für die Versuche ein endliches Dehnsteifigkeitsmaß. Verschiebungen wurden im Zuge der Versuche jedoch nicht ermittelt. Die Schubfugenfestigkeit wurde bei einer Variation von sechs verschiedenen Fugenneigungen in dem Bereich  $0 < \beta < 60^\circ$  an vier unterschiedlichen Fugenarten geprüft:

- mit Zementmörtel gefüllte 3 cm breite Fuge zwischen glatten Fugenoberflächen
- mit Zementmörtel gefüllte 3 cm breite Fuge zwischen gezahnten Fugenoberflächen

- mit Kunstharzmörtel gefüllte 1 cm breite Fuge zwischen glatten, nicht vorbehandelten Fugenoberflächen
- mit Kunstharzmörtel gefüllte 1 cm breite Fuge zwischen glatten Fugenoberflächen die vorher mit reinem Kunstharzleim bestrichen wurden

Da sich ab einem bestimmten Fugenneigungswinkel  $\beta_{grenz}$ , anstelle eines Gleit- bzw. Fugenbruchs, ein reiner Druckbruch im Prüfkörper einstellt konnte man

$$\text{für } \beta < \beta_{grenz} \quad \frac{\sigma}{f_c} = C = \text{konst.} \quad (2.16)$$

ansetzen, um das Verhältnis zwischen der Bruchspannung  $\sigma$  des Probekörpers und der Betondruckfestigkeit  $f_c$  zu beschreiben. Die sich hieraus ergebene Konstante  $C$  stellt ein Maß für die Festigkeitsschwächung durch die Fuge dar. Gleichung (2.16) gilt jedoch nur für unbewehrte Probekörper. Bei einem Gleitbruch können die Spannungsverhältnisse in der Fuge über die Fugenneigung  $\beta$  umgerechnet werden:

$$\sigma_j = \sigma \cdot \sin\beta \cos\beta \quad (2.17)$$

$$\tau_j = \sigma \cdot \cos^2\beta \quad (2.18)$$

Indem diese Werte in die allgemeine Gleichung (2.1) der physikalischen Reibungsanalogie eingesetzt wurden, erhielten *Zelger* und *Rüsch* die hyperbolische Funktion

$$\frac{\sigma_j}{f_c} = \frac{\tau_{ad}}{f_c} \cdot \frac{1 + \tan^2\beta}{\tan\beta - \mu} \quad (2.19)$$

zwischen  $\sigma_j$ ,  $\tan\beta$  und dem Reibungsbeiwert  $\mu$ , wie sie in Abbildung 2.20 dargestellt ist. Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse konnte eine gute Übereinstimmung mit den theoretischen Überlegungen festgestellt werden.

Es zeigte sich, dass die Neigung der Fuge bei einem Winkel  $\beta < \beta_{grenz}$  keinen Einfluss auf die Gesamtfestigkeit des Körpers hat. Kommt es zu einem Bruch in der Fuge, so fällt infolge Gleitens in der Fuge die Festigkeit umso steiler ab, je geringer die Haftung  $\tau_{ad}$  und die Reibung  $\mu \cdot \sigma_j$  zwischen dem Fugenmörtel und dem Fertigteil sind. Die Ergebnisse der vier verschiedenen Fugenarten sind in Tabelle 2.8 aufgeführt:

Tabelle 2.8: Ergebnisse der Schubversuche nach *Zelger* [103] (im Mittel)

Fugenart		mittlere Haftscherfestigkeit <sup>1)</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	Reibbeiwert $\mu$ [ - ]
Zementmörtel	gezahnt	9,0	0,46
	glatt	3,2	0,56
Kunstharzmörtel	glatt <sup>1)</sup>	6,8	0,40
	glatt	1,2	0,39

<sup>1)</sup> Oberfläche wurde zusätzlich mit Kunstharzleim bestrichen

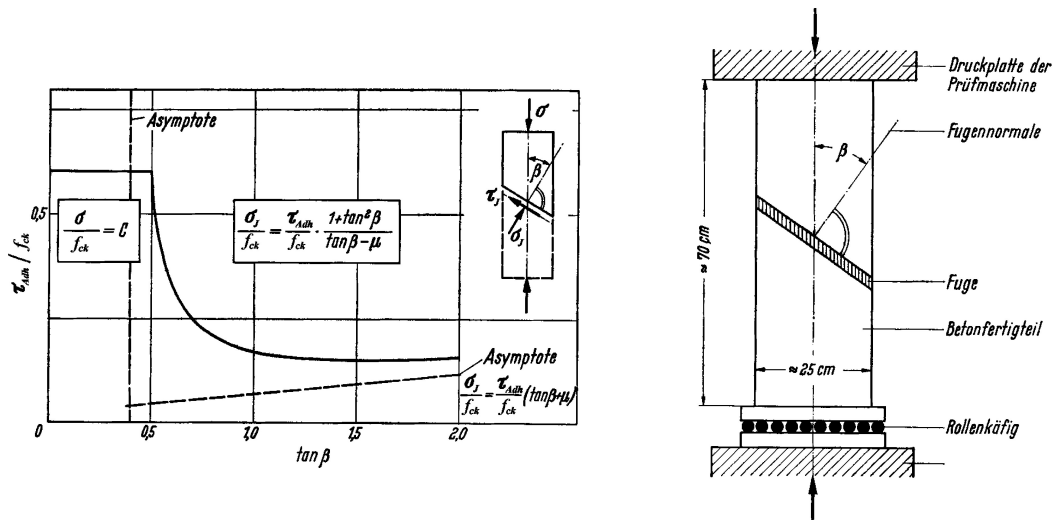


Abbildung 2.20: Versuchsaufbau und Zusammenhang der Bruchspannung und der Fugeneigung nach Zelger [103]

Der Reibbeiwert  $\mu$  hierin wird aufgrund der theoretischen Funktion nach Gleichung (2.19) ermittelt, die nachträglich in die Versuchsergebnisse eingepasst wurde. Es ist daher fraglich, ob diese Werte somit als charakteristisch für die spezifische Fugen angesehen werden können. Die Unterschiede im Haftverbund konnten jedoch direkt festgestellt werden und weisen auf die Bedeutung der Oberflächenstruktur, sowie auf die positiven Eigenschaften von langkettigen Polymeren, wie Kunststoffleim (vergleiche hierzu Abbildung 2.11), auf die Oberflächenspannung und somit auf den gesamten Haftverbund hin.

### 2.3.4 Schubversuche an nachträglich ergänzten Prüfkörpern

Im Gegensatz zu den oben beschriebenen Untersuchungen wird bei den im Folgenden erläuterten Versuchsserien die Verbundfuge durch ein nachträgliche Betonerfüllung in einem zweiten Betonierabschnitt hergestellt. Hierbei kommt es zur Ausbildung eines Grenzbereichs zwischen zwei unterschiedlichen Betonen. Die Inhomogenität der Verbundfuge stellt, wie auch bei Versuchen aus Abschnitt 2.3.3, eine natürliche Schwachstelle des Körpers dar, und somit kann auf eine mechanische Rissbildung wie in Abschnitt 2.3.2, verzichtet werden. Zudem unterscheidet sich die entstehende Oberflächenstruktur infolge der Rissbildung unter Scherkräfteinwirkung wesentlich von den an monolithisch hergestellten Prüfkörpern.

Die ersten Versuche, bei denen der Grenzbereich zwischen Beton und nachträglicher Ergänzung untersucht wurde, sind von Hager und Nanning [39] beschrieben worden. Sie dienten zur Untersuchung der Scherfestigkeit von Arbeitsfugen mit einer Betonierpause von 24 Stunden, jedoch wurden auch Betonverbundkörper geprüft, die erst nach 28 Tagen durch den zweiten Betonteil nachträglich ergänzt wurden. Dabei wurden jeweils unterschiedliche Fugenvorbehandlungsarten getestet. Geprüft wurden folgende Fugenoberflächen:

- unbehandelt

- mit einem Pinsel angehässt
- angehässt und mit Zementpulver bestreut
- mittel eines Pinsel mit Zementmörtel bestrichen
- mit einem Spitzeisen aufgeraut (entspricht nach Beschreibung in etwa einer mittleren Rautiefe  $R_t = 1,96$  mm)
- aufgeraut und angehässt
- aufgeraut und mit Zementschlempe bestrichen
- aufgeraut und mit Zementmörtel bestrichen

Der verwendete Beton entsprach mit einer Druckfestigkeit von  $f_{cm,cube} = 25,0$  N/mm<sup>2</sup> in etwa einem C20/22 bzw. einem B25. Der ergänzende Beton wurde mit ähnlichen Eigenschaften hergestellt und wies die gleichen Festigkeitseigenschaften wie der Altbeton auf. Die Konsistenz des Neubetons beim Anbetonieren befand sich im plastischen Bereich. Die Versuchseinrichtung (siehe Abbildung 2.21) wurde nach Definition von *Nissen* [62] mit einem unendlichen Dehnsteifigkeitsmaß  $\Delta\sigma/\Delta w = \infty$  geprüft, da die vorhandene Stahlrahmenkonstruktion eine Rissöffnung infolge Rissuferverschiebung behinderte.

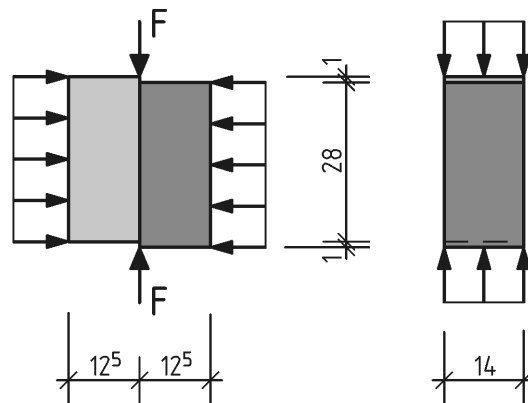


Abbildung 2.21: Versuchsaufbau der Scherversuche in Ansicht und Schnitt nach *Hager* und *Nennig* [39] - Maßangaben in [cm]

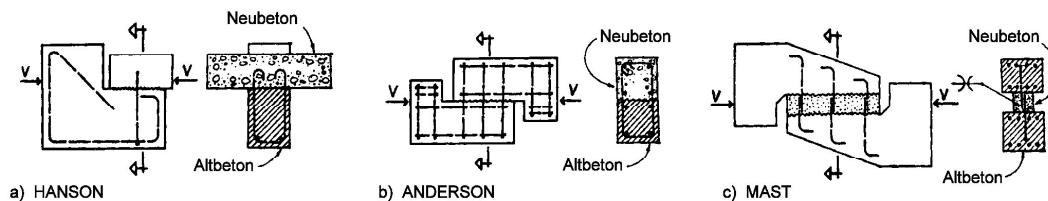
Eine Verbesserung der Scherfestigkeit infolge Anfeuchten der Fugenoberfläche ist deutlich zu erkennen, jedoch blieben beim Befeuchten der aufgerauten Oberflächen in den mit dem Spitzeisen geschlagenen Löchern Wasserpfützen zurück. Diese bewirken vermutlich eine Reduzierung der Scherfestigkeit. Bei einem Vergleich zwischen der Oberflächenbehandlung mit einem Spitzeisen ergab sich für die nachträglich ergänzten Altbetonkörper eine Verbesserung der Schubtragfähigkeit von 15 % zu den Prüfkörpern mit unbehandelter Fugenoberfläche. In den Versuchen zum Verbund von Arbeitsfugen ergab sich bei Aufrauen durch Abbürsten der Frischbetonoberfläche mit einer Stahldrahtbürste eine Verbesserung von 27 bis 34 %. Jedoch bewirkte eine weitere Nachbehandlung der Oberflächen ansonsten eine Verschlechterung der Scherfestigkeit. Die Autoren empfehlen daher eine Nachbehandlung durch Anfeuchten und Aufbringen einer Zementmörtel-, bzw. einer Zementschlempenschicht, um einen höheren Schubtragwiderstand der Fuge zu erreichen.

Tabelle 2.9: Ergebnisse der Scherversuche nach *Hager* und *Nenning* [39] (Mittelwerte)

Fugenoberfläche	Behandlungsart	Zugfestigkeit [N/mm]
unbehandelt	unbehandelt	1,24
unbehandelt	angenässt	1,32
unbehandelt	angenässt, Zement bestreut	0,89
unbehandelt	angenässt, Zementmörtel bestrichen	1,95
aufgeraut <sup>1)</sup>	unbehandelt	1,46
aufgeraut <sup>1)</sup>	angenässt	1,07
aufgeraut <sup>1)</sup>	mit Zementmörtel bestrichen	1,51
aufgeraut <sup>1)</sup>	mit Zementschlempe bestrichen	1,69

<sup>1)</sup> Aufrauung mit einem Spitzseisen

Aufbauend auf ersten Forschungsarbeiten zum Verbundtragverhalten nachträglich ergänzter Fertigteile von *Anderson* [6] in den USA, untersuchte *Hanson* [40] 1958 die Verbundfuge in T-Querschnitten für den Anwendungsbereich von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken. Anhand der Ergebnisse von insgesamt 62 Scherversuchen (siehe Abbildung 2.22) wurden unterschiedliche Fugenbehandlungsmethoden und ihre Auswirkung auf das Schubtragverhalten geprüft. Ebenso wie der Einfluss der Verbundsicherung durch Stahlbügel, wurde zusätzlich bei einigen Probekörpern die Fugenoberfläche in der Länge variiert. Die Fugenoberfläche wurde mit einem Verbundbrecher auf Silikonbasis bestrichen, um eine Tragwirkung des Haftverbundes auszuschließen.

Abbildung 2.22: Versuchsaufbau der Scherversuche nach *Hanson* [40], *Anderson* [6] und *Mast* [58]

Der Altbeton wurde mit einer Zylinderdruckfestigkeit von  $f_{cm} = 28$  bis  $41 \text{ N/mm}^2$ , und der Neubeton mit  $f_{cm} = 23$  bis  $29 \text{ N/mm}^2$  hergestellt, ohne jedoch einen Einfluss der Betongüte auf das Schubtragverhalten systematisch zu untersuchen. Zur Verbundsicherung kam Rundstahl mit der Fließspannung  $f_y = 345 \text{ N/mm}^2$  zum Einsatz. In den Versuchen wurden folgende unterschiedliche Fugenarten untersucht:

- mit der Kante eines Stahlbleches aufgeraute Oberflächen ( $R_t$  wurde mit  $9,5 \text{ mm}$  angegeben)
- aufgeraute Oberflächen, die mit einem Verbundbrecher bestrichen wurden
- mit einer Kelle abgestrichene Oberflächen
- mittels Styroporkörper profilierte sägezahnförmige Oberflächen.

Anbetoniert wurde der Altbeton bereits nach 24 Stunden, wobei zum Teil die oberste Zementleimschicht mit einem Wasserstrahl entfernt wurde. Die anschließend gemessene mittlere Rautiefe betrug  $R_t = 1,6 \text{ mm}$ . Die zunächst horizontal betonierete Verbundfuge wurde schließlich 14 Tage nach dem Betonieren stehend mit einer Scherkraft wie in Abbildung 2.22 beaufschlagt. Bei

der Beurteilung der Ergebnisse wird in [73] darauf hingewiesen, dass infolge der 25 mm großen Exzentrizität der eingeleiteten Kräfte, Zug- bzw. Druckspannungen an den Rändern der Fuge induziert werden. Es steht somit der Fugenbereich nicht mehr als Gesamtfläche zur Bestimmung des Widerstandes durch Rissverzahnung zur Verfügung.

Abbildung 2.23 zeigt eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse, wobei nach Angaben des Autors der jeweilige Anteil der Verbundbewehrung rechnerisch abgezogen wurde. Nach *Randl* [73] ist jedoch dieser Wert zu groß, was zu etwas konservativeren Ergebnissen führt. Anhand der Unterschiede zwischen rauen Fugen mit und ohne Haftverbund wird der Tragwiderstand der Adhäsion deutlich. So kommt es hierbei bereits bei sehr geringen Verschiebungen ( $v < 0,015$  mm) zu einem raschen Anwachsen der Scherkraft bis das Versagen des Haftverbundes eintritt. Nach Überwinden des Haftverbundes wird bei fortschreitender Rissuferverschiebung die Rissverzahnung aktiviert, die dann ähnlich zu dem Schubspannungsverlauf der rauen Fuge ohne Haftverbund bei einer Rissuferverschiebung im Bereich von  $v = 0,20$  bis  $0,25$  mm den maximalen Traganteil infolge Rissverzahnung erreicht. Die in die Fugenoberfläche geprägte sägezahnförmige Verzahnung bewirkte im Vergleich zur rauen Verbundfuge jedoch keine verbesserte Schubfugenfestigkeit. Durch die Verzahnung wird, ähnlich wie durch den Haftverbund, schon bei geringen Verschiebungen eine hohe Scherkraft übertragen. Bei einem Vergleich der unterschiedlich langen Scherflächen ergaben sich höhere mittlere Schubspannungen für kürzere Fugenflächen. Da sich im Verlauf der Belastungszunahme das Versagen der Fuge nahe des Lasteinleitungspunktes entlang der Grenzfläche ausbreitete, ging *Hanson* davon aus, dass Spannungen in einem begrenzten Bereich übertragen werden. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass dies ein Resultat der bereits erwähnten, im Lasteinleitungsbereich normal zur Fugenfläche induzierten Zugspannungen ist.

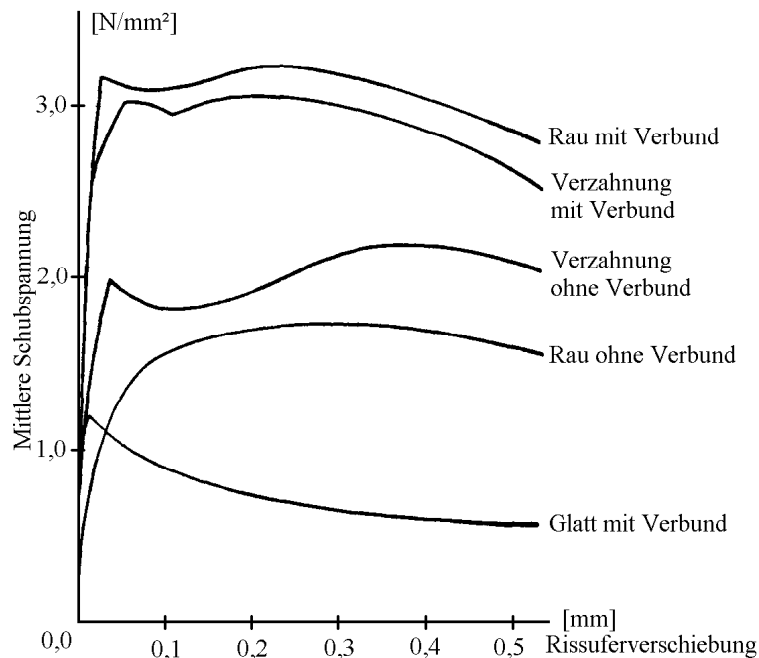


Abbildung 2.23: Ergebnisse der Scherversuche nach *Hanson* [40]

Wie schon bei den Untersuchungen von *Hager* und *Nenning* [39], bewirkte das Entfernen der

oberen Zementleimschicht (hier durch Abspritzen der Oberfläche mit einem Wasserstrahl) eine Steigerung des Haftverbundes, der in den Experimenten schließlich in Größenordnung der aufgerauten Oberflächen lag. Zudem konnte *Hanson* noch die, den Scherwiderstand steigernde Auswirkung einer höheren Betonfestigkeit als Trend feststellen.

Im Jahr 1974 untersuchte *Phillips* [69] unter *Park Paulay* an der University of Canterbury in Neuseeland das Trag- und Verformungsverhalten von horizontalen Fugen bei nachträglicher Ortbetonergänzung. Von den insgesamt 30 Probekörper wurden, wie in Abbildung 2.24 dargestellt, 22 mit einer monotonen, und acht mit einer zyklischen Last beaufschlagt. Die Fuge wurde bewehrt ausgeführt, mit einem Bewehrungsgrad, der zwischen  $\rho = 3,1$  und  $12,3 \%$  variiert wurde. Bei einer Betonfestigkeit von  $f_c = 20,8 \div 30,6 \text{ N/mm}^2$  kamen die folgenden sechs Aufrauungsmethoden zum Einsatz:

- Abziehen der Oberfläche mit einer Glättkelle
- Aufbringen eines Verzögerers nach einer Stunde und Freilegen der Zuschlagskörner am nächsten Tag mit Hilfe von Wasser und Pinsel
- Aufbringen von X-förmigen 19 mm tiefen Furchen mit Hilfe einer Spitzkelle
- Freilegen der Zuschlagskörner mit Hilfe von Wasser und Stahlbürste, vier Stunden nach dem Betonieren
- Bearbeitung der Oberfläche mit Hammer und Meißel vier Tage nach dem Betonieren
- Einprägen von zwei 38 mm tiefen und 101,6 mm breiten Verzahnungen während des Betonierens

Außer einer Beschreibung der Aufrauungsmethode und einer fotografischen Dokumentation wurde die Oberflächenbeschaffenheit vor dem Anbetonieren jedoch nicht weiter charakterisiert. Bei neun Versuchen wurde Kerzenwachs als Verbundbrecher verwendet um ein Mitwirken des Haftverbundes auszuschließen.

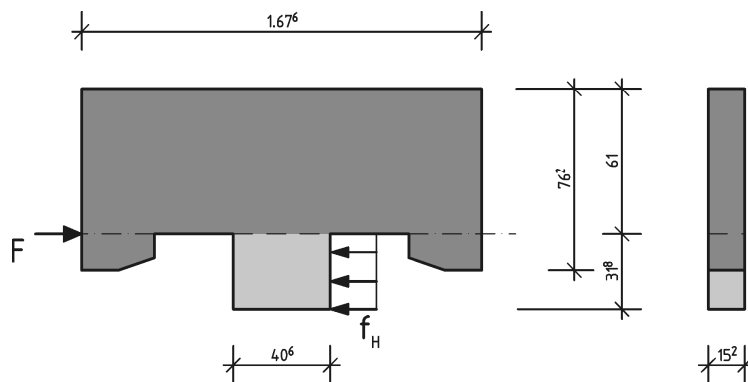


Abbildung 2.24: Versuchsaufbau der Probekörper nach *Phillips* [65, 69] - Maßangaben in [cm]

In Abbildung 2.25 sind die Ergebnisse der Versuche verglichen. Neben dem typischen Last-Verformungsverhalten zeigt sich deutlich der Einfluss unterschiedlicher Oberflächenrauheiten, sowie die Tragwirkung des Haftverbundes. Aufgrund der geringeren Betonqualität des Altbetons bedingt durch die Betonierichtung, im Vergleich zu dem Ergänzungsбетон ergab sich mit



Ausnahme der glatten und gering bewehrten rauen Fugen eine Bruchfläche, die ca. 25mm unterhalb der Schubfuge lag. Die Auswirkung der unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten konnte im Hinblick auf die Versuchsanzahl nicht durchgeführt werden.

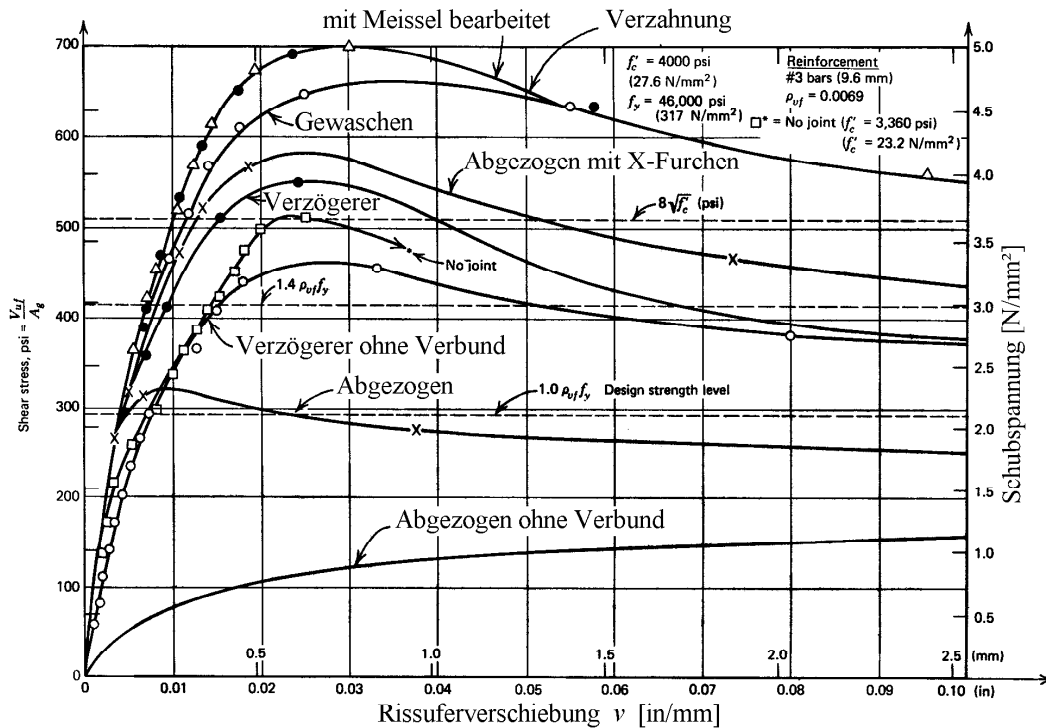


Abbildung 2.25: Ergebnisse der Scherversuche nach *Phillips, Park und Paulay* [63]

In USA führten *Mattock* und *Hawkins* [60] an der University of Washington zu den in Abschnitt 2.3.2 beschriebenen Rissverzahnungsuntersuchungen an monolithisch hergestellten Versuchskörpern ebenfalls eine Testreihe von 52 Versuchskörpern mit bewehrten Schubfugen zwischen Betonen unterschiedlichen Alters durch. Wie bei *Mattocks* vorangegangenen Versuchen wurden dabei die gleichen Prüfkörper (siehe Abbildung 2.18) verwendet. Die Oberflächen wurden jeweils mit einer Kelle geglättet, oder mit einer Mindestrautiefe von  $R_t = 3\text{mm}$  versehen. *Mattock* gibt jedoch selbst im Forschungsbericht [59] keine weitere Beschreibung über Herstellung und Messung der Rauheit an. Die Oberflächen wurden mit einem Verbundbrecher bestrichen und bereits drei Tage nach dem Betonieren mit dem zweiten Prüfkörperteil ergänzt. Es wurden unterschiedliche Bewehrungsgrade untersucht, die Betonfestigkeit  $f_{cm} = 41\text{ N/mm}^2$  hingegen blieb bis auf eine Serie mit  $f_{cm} = 20\text{ N/mm}^2$  unverändert.

Die Ergebnisse zeigten, dass aufgeraute Oberflächen bei bewehrten Fugen in etwa dieselbe Schubtragfähigkeit besitzen, wie die in Abschnitt 2.3.2 beschriebenen, monolithisch hergestellten und anschließend durch Spaltzug gerissenen Probekörper. Die glatten Fugen wiesen dagegen eine geringere Tragfähigkeit und geringere Schubsteifigkeit auf. Ausgehend von diesen Testserien wurden Empfehlungen für den Reibbeiwert  $\mu$ , ergänzend zu den nach amerikanischer Normung *ACI-Code* [3] angegebenen Werten, gemacht:

- $\mu = 1,4$  für monolithischer Bauteile (gilt nach *Mattock* auch für raue Verbundfugen)



höheren Neubetonfestigkeit konnte unabhängig des Versuchskörpertyps bei allen Versuchen eine Steigerung der Schubbruchspannung von 10 % beobachtet werden.

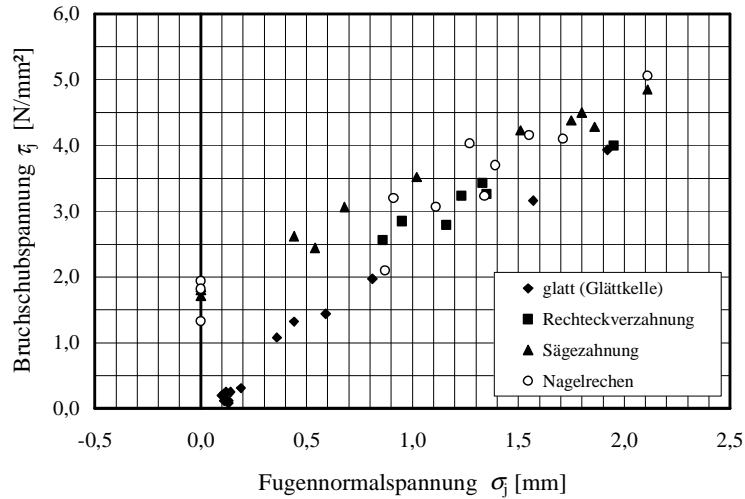


Abbildung 2.27: Ergebnisse der Versuche mit dreiteiligem Probekörper nach *Daschner* [19]

Unter Verwendung der gleichen prismatischen Versuchskörper mit schräger Schubfuge zwischen Alt- und Neubetonkörper wie *Zelger* und *Daschner*, beschreibt *Mainz* [56] 1997 weitere 76 Versuche zur Schubkraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton an der Technischen Universität München. Zur unterschiedlichen Anwendung von Aufrauungsmethoden wurde die Betonfestigkeit ( $f_{cm} = 34,7 \div 54,8 \text{ N/mm}^2$ ) und das Spannungsverhältnis mittels Fugeneigungswinkel variiert. Zusätzlich zu den gleichen Messverfahren, die von *Daschner* angewandt wurden, ermittelte *Mainz* die Rautiefe  $R_t$  der Oberflächen vor dem Anbetonieren mit Hilfe des Sandflächenverfahrens nach *Kaufmann* [45]. Zur Herstellung der verschiedenen Rauheiten kamen die folgenden Aufrauungsmethoden zum Einsatz:

- Abschleifen der Oberfläche
- Aufrauen mit Hilfe eines Nadelhammers
- Aufrauen mit Hilfe eines Stockhammers
- HDW-Strahlen der Oberfläche

Bei ihrer Anwendung zeigte sich, dass mit Hilfe von HDW-gestrahnten Betonoberflächen eine größere Schubtragfähigkeit der Verbundfugen erreicht werden kann. Wie auch *Silfwerbrand* in [90] vermutete, führt die Mikrorissbildung aufgrund mechanischen Aufrauens, wie beim Sandstrahlen oder der Anwendung eines Nagelrechen, zu einem frühzeitigem Versagen. Ein starker Einfluss der Betonfestigkeit konnte nicht festgestellt werden. Im Vergleich zu den Ergebnissen von *Daschner* (vgl. Abbildung 2.28), die an geringeren Betondruckfestigkeiten ausgeführt wurden, ist eine deutliche Verbesserung der Bruchschubspannung bei glatten, bzw. geschliffenen Fugenoberflächen auffällig. Da *Mainz* in Anlehnung an die Normungen [23, 32], anstelle der Kombination der Festigkeiten, jeweils nur die niedrigste verwendete Betonfestigkeit verglich, schätzte er ihren Einfluss auf die Tragfähigkeit eher gering ein.

Bei ansteigender Rautiefe, gemessen nach *Kaufmann* und nach identischer Aufrauungsmethode

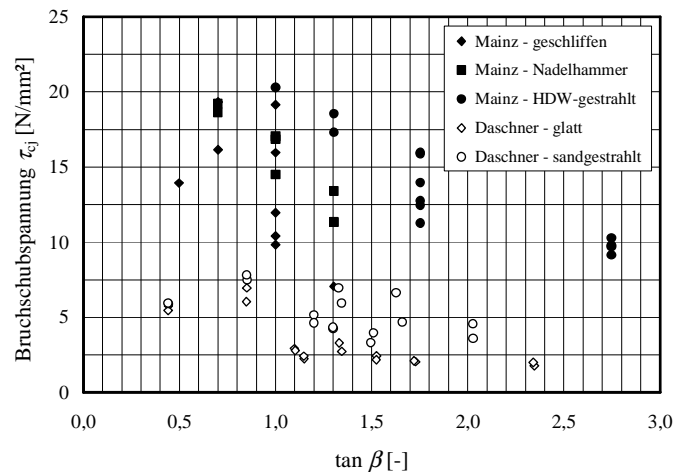


Abbildung 2.28: Ergebnisse der Versuche mit schräger Schubfuge nach *Daschner* [19] und *Mainz* [56]

hergestellt (siehe Abbildung 2.29), kann eine Zunahme der übertragbaren Schubspannung festgestellt werden. Die Zunahme der Bruchschubspannung scheint jedoch nicht linear zum Anstieg der Rauheit zu verlaufen, sondern verringert sich für größere Rautiefen. *Mainz* spricht in diesem Zusammenhang auch von einer "Grenzrauheit" von etwa 1,0 mm, ab der die Schubbruchspannungen nur noch sehr gering ansteigen.

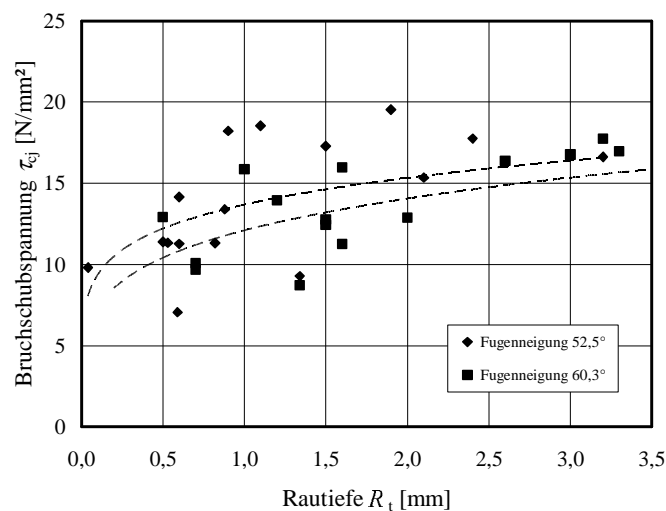
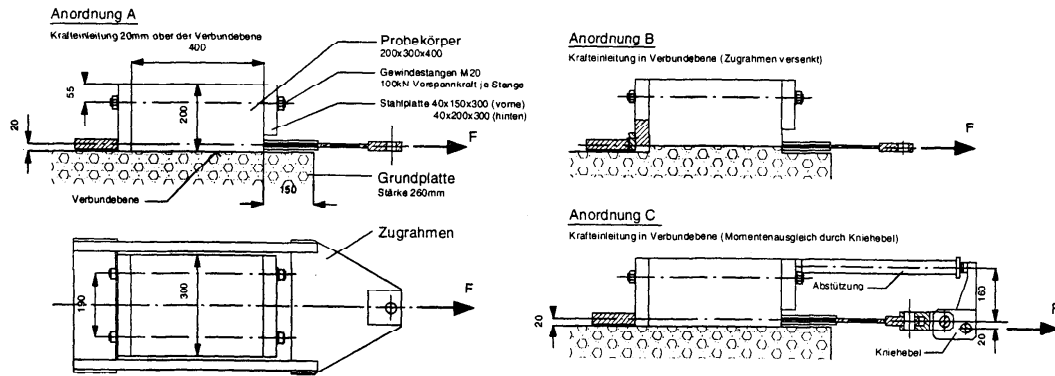


Abbildung 2.29: Einfluss der Oberflächenrauheit auf die Bruchschubspannung am Beispiel von HDW-gestrahnten Probekörpern nach *Mainz* [56]

Neben dem Tragverhalten von Dübeln in Schubfugen, untersuchte *Randl* [73] 1997 an der Universität Innsbruck auch das Schubtragverhalten unbewehrter Fugen. Es wurde der Einfluss unterschiedlicher Methoden zur Aufrauung von Altbeton, wie das Hochdruckwasserstrahlen (oder *HDW-strahlen*) und das Sandstrahlen verglichen. "Rüttelraue" unbewehrte Oberflächen wurden nicht getestet, da diese eher einer glatten Betonfläche glichen und ähnlich wie diese, keine we-

Abbildung 2.30: Aufbau der Scherversuche nach *Randl* [73]

sentliche Schubkraftübertragung ohne Fugenbewehrung versprochen. Wie in Abbildung 2.30 dargestellt, wurden die Abscherkörper auf eine Betonplatte nachträglich aufbetoniert und im Anschluss daran abgezogen. Während der Untersuchungen wurde der Versuchsaufbau aufgrund des negativen Einflusses der planmäßigen Exzentrizität modifiziert, so dass für die in Tabelle 2.10 angegebenen, mittleren, maximalen Schubspannung unbewehrter Fugen  $\tau_{j,max}$  lediglich die Anordnungen B und C zum Einsatz kamen.

Der gemessene Verschiebungspfad auf HDW-gestrahlten Rissoberflächen bei höheren Bewehrungsgraden ( $\rho \geq 0,2\%$ ) weist bei einem direkten Vergleich eine gute Übereinstimmung mit der von *Vintzeleou* und *Tassios* vorgeschlagenen Beziehung zwischen  $w$  und  $v$  in Gleichung (2.14) auf. Bei den unbewehrten Fugen wurde zum Teil mit Schalungsöl als Verbundbrecher gearbeitet, was zur Folge hatte, dass insbesondere bei sandgestrahlten Flächen kaum mehr eine Kraftübertragung möglich war.

*Randl* führte in seinen Untersuchungen auch Scherversuchen ohne Fugenbewehrung durch. Trotzdem wurden die Werte der mittleren Haftscherfestigkeiten  $\tau_{jc,calc}$  und die daraus errechneten charakteristischen Werte des Haftverbundes für eine rechnerische Bestimmung der Schubtragkraft über die lineare Regression der Ergebnisse bewehrter Fugen extrapoliert.

Tabelle 2.10: Ergebnisse der Scherversuche ohne Verbundbewehrung nach *Randl* [73] (Mittelwerte)

Behandlungsart der Oberfläche	$R_t^{1)}$ [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{j,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{jc,calc}^{2)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HDW-gestrahlt	2,51	44,0	3,62	1,80
	2,79	22,5	2,27	1,16
Sandgestrahlt	0,58	43,7 <sup>3)</sup>	2,78	1,80
	0,46	23,0	2,23	0,90

<sup>1)</sup> Rautiefe nach *Kaufmann* (siehe Abschnitt 3.4)

<sup>2)</sup> Theoretischer Haftverbundanteil nach Extrapolation der Versuche mit Fugenbewehrung

<sup>3)</sup> Würfeldruckfestigkeit der gleichen Serie

Die Ergebnisse bestätigen einen großen Einfluss der Oberflächenrauheit von Fugenoberflächen auf das Schubtragverhalten. Wie auch schon von *Ackermann* und *Gatzsch* [5] beschrieben, ergab

sich der Gesamtwiderstand der Fuge infolge der drei Anteile: Haftverbund, Rissreibung und die sogenannte "Springfederwirkung" der Bewehrung. Der einzelne Anteil an der Schubübertragung ist jedoch unterschiedlich und wiederum abhängig von Rauheit und Bewehrungsgrad.

Die Oberflächenrauheit ist nach Aussage aller in diesem Kapitel beschriebenen Untersuchungen ein entscheidender Parameter zur Übertragung von Schubkräften im Fugenbereich. Eine klare Charakterisierung und Messung der Rauheit als quantitativer Parameter ist jedoch im überwiegenden Teil der gesichteten Literatur nicht zu finden. Um über die qualitative Bestimmung der Rauheit in Form einer Beschreibung des Aufrauungsverfahrens hinaus zu gelangen soll im nächsten Kapitel dieser Arbeit die Grundlage für einen Versuch zur einheitlichen Quantifizierung geschaffen werden.



## Kapitel 3

# Oberflächenrauheit

Die grundlegende Problematik beim Vergleich von den in Abschnitt 2.3 beschriebenen Versuchen zur Rissuferverzahnung stellt sich bereits in der Charakterisierung der Oberflächenrauheit. Als ein entscheidender Parameter der Schubfugentragfähigkeit ist eine quantitative Beschreibung der Rauheit notwendig um eine Vergleichbarkeit zu garantieren. Bislang konnte jedoch nicht geklärt werden, welche messbaren geometrischen Größen der Oberflächenstruktur explizit das Trag- und Verformungsverhalten beeinflussen. Ebenso wenig existiert noch keine einheitliche Bestimmung eines Parameters, der die Oberflächenrauheit und -geometrie ausreichend gut umschreiben könnte. In einer eigenen Versuchsreihe, die parallel zu den einzelnen Schubversuchen unternommen wurde, fand eine genaue Messung und Auswertung der Oberflächenrauheit als charakteristischer Materialparameter statt. Um eine übertragbare Aussage zu ermöglichen wurden fünf unterschiedliche Rauheiten an insgesamt 15 Referenzkörpern ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ ) anhand verschiedener Verfahren untersucht:

- Rüttelrau belassene Oberfläche
- Mit einem Nagelrechen aufgeraute Frischbetonoberfläche
- Sandgestrahlte Festbetonoberfläche
- Schwach Hochdruckwasser-gestrahlte (HDW)
- Stark HDW-gestrahlte Festbetonoberfläche

Ziel dieser Untersuchung war es eine, auf unterschiedlichste Rauheiten übertragbare Möglichkeit der Beschreibung und Quantifizierung zu bestimmen. Zudem sollten theoretische Modellvorstellungen an real existierenden Rauheiten kalibriert werden um eine realitätsnahe Rechengrundlage zu schaffen. Die so gewonnenen Erkenntnisse sollten schließlich als Grundlage zur Rauheitsmessung und Beurteilung der Ergebnisse der nachfolgenden Schubversuche dienen.

### 3.1 Charakteristika von Oberflächenstrukturen

Um eine quantitative Beschreibung und Erfassung der Rauheit von Betonoberflächen zu ermöglichen, ist es notwendig die allgemeinen, theoretisch möglichen Erscheinungsformen und Ausmaße von Oberflächenstrukturen zu betrachten und den subjektiven Begriff "Rauheit" zu definieren.



Zunächst versteht man unter Rauheit im weitesten Sinne alle real auftretenden geometrischen Abweichungen von einer ideal glatten und ebenen Oberfläche. Im Gegensatz zu einem euklidischen Körper wird man an einem Objekt in der Natur keine solche ideal glatte Oberfläche vorfinden, sondern eine topographische Struktur mit großer Komplexität in unterschiedlicher Größenordnung. Die traditionellen Hilfsmittel zur Beschreibung eines solchen Zufallsfeldes sind Mittelwerte und Standardabweichungen. Eine grundlegende Voraussetzung, die in der Praxis allerdings oft unzureichend überprüft wird, ist das Auftreten einer Gaußverteilung der gemessenen Datenmenge.

### 3.1.1 Globale und lokale Rauheit

Ausgehend von einem Höhenprofil aus einem Schnitt senkrecht zur Oberfläche erscheint es aufgrund der teilfraktalen Eigenschaften von Oberflächenstrukturen sinnvoll, eine Unterscheidung der Dimensionen bzw. unterschiedlicher Ordnungen der Rauigkeit vorzunehmen. So differenzierte beispielsweise *Laible* [53] zur Beschreibung von Betonrissflächen zwischen einer "lokalen" und einer "globalen" Rauigkeit. Beschreibt man die Rauheit als Analogie einer Überlagerung von Wellen verschiedener Längen, wie dies auch bei der Betrachtung anhand der Spektralanalyse in Abschnitt 3.2.1 gezeigt wird ist eine Differenzierung nach Größe der Wellenlänge denkbar. Schon beim Betrachten mit bloßem Auge erkennt man, dass die offensichtliche lokale Rauheit über eine vergleichsweise großwellige globale Rauheit gelagert ist. Besonders bei monolithisch hergestellten Versuchskörpern (siehe Abschnitt 2.3.2), deren Grundlage ein durch Spaltzugkräfte induzierter Riss darstellt, ist eine globale Rauheit in Form einer Oberflächenwölbung besonders stark ausgeprägt. So stellte *Nissen* [62] bei Untersuchung der durch Spaltzug erzeugten Betonrissflächen ein häufiges Auftreten von Wellenlängen im Bereich von  $\lambda = 100$  mm fest. Da diese auf die Art der Rissentstehung zurückzuführen waren, kann folglich von einer globalen Rauheit ausgegangen werden. Jedoch kann eine globale Rauheit auch in rüttelrau belassenen, sowie künstlich behandelten Betonoberflächen auftreten. So beschreiben beispielsweise *Mainz* [56] und *Schäfer* [85] in ihren Untersuchungen diese Erscheinung. Die "natürliche, großräumigere Plattenwelligkeit" der globalen Rauheit schien nach ihrer Ansicht für die Verbundfestigkeit im Gegensatz zu der lokalen Rauheit keine überragende Rolle zu spielen.

Um eine klare Größenordnung zur Definition der globalen und lokalen Rauheit zu bestimmen, können die Tastschnittprofile, wie am Beispiel von *Schäfer*, in ihre enthaltenen Wellenspektren aufgelöst werden:

Ab einer bestimmten Größenordnung der Rauheitsform ist es sinnvoll aufgrund der unterschiedlichen möglichen Tragwirkung eine Differenzierungsmöglichkeit einzuführen. So wurden bei Wellenlängen im Bereich von  $10 \text{ cm} < \lambda_{\text{global}} < 55 \text{ cm}$  eine globale Rauheit vermutet, da sich diese großwelligen Strukturen laut Untersuchungen von *Schäfer* nicht auf die Versuchsergebnisse auswirken. Die dazugehörigen Amplituden konnten für  $\lambda$ -Werte zwischen 100 und 250 mm mit 1,0 bis 3,5 mm und bei  $\lambda$ -Werten kleiner 250 mm mit 3,5 bis 5,0 mm abgeschätzt werden. Eine Abgrenzung über den gewählten Wellenlängenbereich hinaus scheint in Abhängigkeit der jeweiligen Prüfkörperlänge nicht sinnvoll. Größere Formabweichungen würden zudem zu einer unterschiedlichen Tragwirkung führen, die als solches in dieser Arbeit nicht untersucht werden kann. Eine konkrete quantitative Beschreibung dieser großflächigen Abweichung der Betonoberflächenstruktur von der Idealen ist somit nur bedingt möglich. Jedoch bietet die gewählte Abgrenzung eine Möglichkeit zur Differenzierung bei der Betrachtung von Rauheitsparametern.

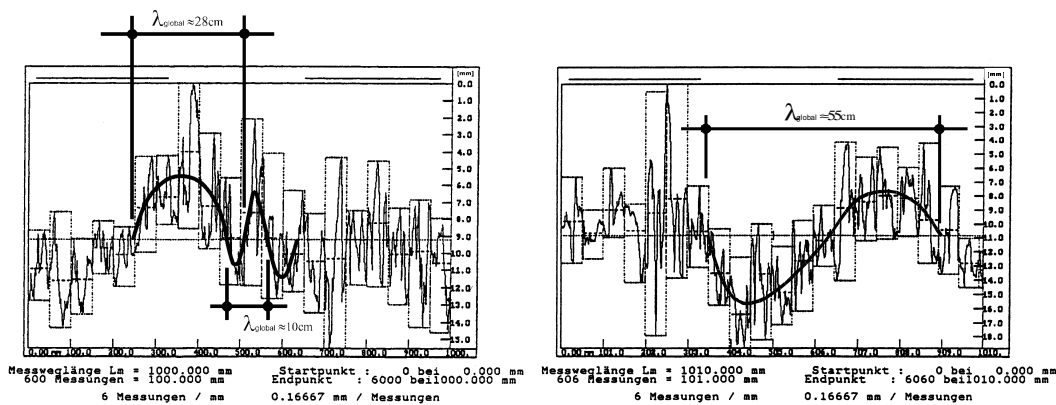






Abbildung 3.1: Abschätzung der Wellenlänge einer globalen Rauheit anhand Daten von Schäfer [85]

Eine weitere Basis für die Einordnung der Gestaltabweichung und Rauheit von Betonoberflächen stellt die Einführung eines vielschichtigen Ordnungssystem dar, wie etwa die zur Untersuchung von Stahloberflächen im Maschinenbau definierten Gestaltabweichungen der *DIN 4760* [27]. Ähnlich zu der Beschreibung der Oberflächenstruktur von Beton in der *DIN 1045* [23] wurden hier ebenfalls mögliche Entstehungsursachen beschrieben, um eine Klassifikation zu ermöglichen. Die Angaben in Tabelle 1 der *DIN 4760* beschreiben den Grad der ungewollten Abweichung von der ideal glatten Oberfläche und haben somit eine andere Zielsetzung als das für den Betonbau benötigte Ordnungssystem.

Bei dem Versuch einer Einführung eines ähnlichen Ordnungssystems soll in Anlehnung an Ruth [80] in einer ersten Kategorie die globale Rauheit als Oberflächenstruktur 0.Ordnung bezeichnet werden. Als lokale Rauheit werden somit alle Abweichungen der tatsächlichen Oberfläche von einer ideal ebenen Fläche bezeichnet, welche die Erscheinungen der globalen Rauheit, bzw. der Struktur 0.Ordnung, überlagern. Sie umfasst somit sämtliche, der globalen Rauheit übergeordnete Strukturen, wobei die Grenzen zwischen diesen beiden Rauheiten nicht als starr gelten. Es ist also die lokale Rauheit, die als eigentliche Feinstruktur einer Schubfugenoberfläche anzusehen ist.

### 3.1.2 Makro- und Mikrorauheit

Bezogen auf das oben begonnene Ordnungssystem und den in Abschnitt 3.2.1 näher beschriebenen quasi-fraktalen Charakter von natürlichen bzw. aufgerauten, jedoch nicht profilierten Betonoberflächen, kann die lokale Rauheit wiederum in eine Makrorauheit oder auch Rauheitsstruktur 1.Ordnung und in eine Mikrorauheit d.h. Rauheitsstruktur 2.Ordnung unterteilt werden. Die Makrorauheit, die nach Sasse [81] im Größenordnungsbereich mehrerer Mikrometer bis Millimeter existiert, wird dabei von der feineren Mikrorauheit überlagert (siehe Abbildung 3.3). Die Mikrorauheit beschreibt Strukturen, die im Mikrometerbereich kaum mehr ausreichend abgebildet werden und aufgrund der quasi-fraktalen Eigenschaften theoretisch weiter in 3., 4. und 5. bis n-te Ordnung unterteilt werden können. Messungen von Strukturen dieser höheren Ordnungen sind heutzutage mit Hilfe von laseroptischen Verfahren realisierbar, jedoch können Strukturen in diesen Größenordnungsbereichen nach den in Abschnitt 2.2.1 gewonnenen Erkenntnissen nicht

Gestaltabweichung (als Profilschnitt überhöht dargestellt)	Beispiele für die Art der Abweichung	Beispiele für die Entstehungsursache
1. Ordnung: Formabweichungen 	Geradheits-, Ebenheits-, Rundheits- Abweichung, u.a.	Fehler in den Führungen der Werkzeugmaschine, Durchbiegung der Maschine oder des Werkstückes, falsche Einspannung des Werkstückes, Härteverzug, Verschleiß
2. Ordnung: Welligkeit 	Wellen (siehe DIN 4761)	außermittige Einspannung, Form- oder Laufabweichungen eines Fräasers, Schwingungen der Werkzeugmaschine oder des Werkzeuges.
3. Ordnung: Rauheit 	Rillen (siehe DIN 4761)	Form der Werkzeugschneide, Vorschub oder Zustellung des Werkzeuges
4. Ordnung: Rauheit 	Riefen Schuppen Kuppen (siehe DIN 4761)	Vorgang der Spanbildung (Reißspan, Scherspan, Aufbauschneide), Werkstoffverformung beim Strahlen, Knospenbildung bei galvanischer Behandlung
5. Ordnung: Rauheit Anmerkung: nicht mehr in einfacher Weise bildlich darstellbar	Gefügestruktur	Kristallisationsvorgänge, Veränderung der Oberfläche durch chemische Einwirkung (z. B. Beizen), Korrosionsvorgänge
6. Ordnung: Anmerkung: nicht mehr in einfacher Weise bildlich darstellbar	Gitteraufbau des Werkstoffes	

Die dargestellten Gestaltabweichungen 1. bis 4. Ordnung überlagern sich in der Regel zu der Istoberfläche.

Beispiel:



Abbildung 3.2: Tabelle 1 der *DIN 4760* [27] - Ordnungssystem für Gestaltabweichungen

mehr zum Haftverbund beitragen.

Obwohl Strukturen 3., 4. und 5. Ordnung durchaus existieren und messbar sind, kann man sich bei der hier vorliegenden Thematik auf die Beschreibung und Untersuchung der Rauheiten bis maximal 3. Ordnung beschränken. Alle Strukturen 3. oder höherer Ordnung (vgl. Tabelle 3.1) werden fast ausschließlich durch kristalline Strukturbildungsprozesse von mikroskopischer Dimension bestimmt und versagen bereits bei minimalen Verschiebungen der Fugenufer. Demzufolge sind sie allesamt dem Tragmechanismus der Adhäsion (=Haftverbund) zuzurechnen, wobei die Rauheitserscheinungen 3. Ordnung wohl als die dafür maßgebenden Strukturen angesehen werden können. Rauheitsstrukturen höherer Ordnung ermöglichen bereits keine kristalline Verzahnung mehr. Infolge der Oberflächenspannung überspannt die aufgetragene Frischbetonerfüllung kleinste Mulden anstatt diese auszufüllen. Eine Berücksichtigung von Rauheiten bis maximal 3. Ordnung erscheint somit für die Schubfugenproblematik als ausreichend (vgl. Tabelle 3.1). Dies ist außerdem sinnvoll, da solche Strukturen für die baupraktisch gerade noch vertretbaren Messverfahren zur Rauheitserfassung (z.B. laseroptische Messverfahren vgl. dazu Abschnitt 3.3.3) die obere Grenze des Messbereichs darstellen.

Zur Messung und Beurteilung der Rauheit von Schubfugenoberflächen werden daher haupt-

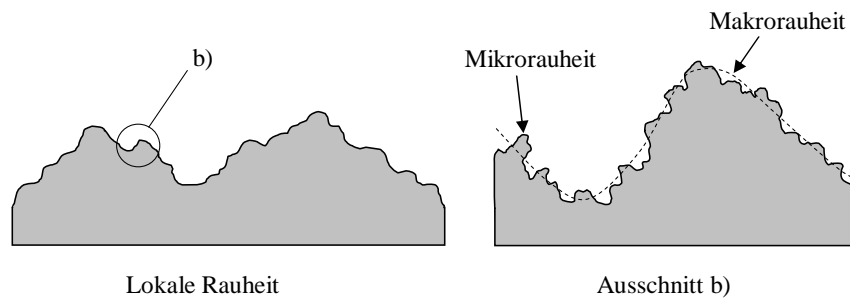


Abbildung 3.3: Beispiel lokaler Rauheit mit Detailausschnitt

Tabelle 3.1: Vorschlag eines Ordnungssystems für Gestaltabweichungen bei Oberflächenrauheiten

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

<sup>1)</sup> Die Wellenlänge der Gestaltabweichung

<sup>2)</sup> Die rechnerische mittlere Rautiefe  $R_t$  als Amplitude der Gestaltabweichung

sächlich die Erscheinungsformen und Strukturen der Makro- und Mikrorauheit, also der 1. und 2.Ordnung, sowie als Grenzfall auch noch die die Mikrorauheit überlagernden Erscheinungen der 3.Ordnung erfasst und betrachtet. Der Begriff Rauheit bezieht sich damit im Folgenden überwiegend auf diese drei Strukturordnungen.

### 3.1.3 Geometrische Modellvorstellungen

Sowohl die Makro- als auch die Mikrorauheit stellt ein chaotisches System der größtenteils unregelmäßigen Folge und Überlagerung von unterschiedlichen Oberflächengeometrien in verschiedensten Größenordnungen dar. Die Wahrscheinlichkeit nach der bestimmte spezifische Oberflächenformen häufiger auftreten als andere, hängt insbesondere von der Art und Intensität der Oberflächenbehandlung, der Konsistenz und Festigkeit der Zementmatrix aber auch von Gestalt, Sieblinie und Festigkeit der Zuschläge ab. Demnach werden verschiedene Oberflächenausschnitte ein und desselben Bauteils, unter der Voraussetzung eines annähernd homogenen Betons sowie der gleichen Methode und Intensität der Rauheitserzeugung, auch immer eine ähnliche Oberflächencharakteristik, in Bezug auf die Makro- und Mikrorauheit, aufweisen. Dagegen werden zwei Betone mit z.B. unterschiedlichen Zuschlägen, aber unter sonst gleichen Bedingungen, Rauhei-

ten verschiedenen Charakters liefern. Deutlich tritt dies bei Verwendung einer hauptsächlich auf die Freilegung der Zuschlagskörner abzielenden Methode der Aufrauung (z.B. Hochdruckwasserstrahlen) auf. Resultat wird bei diesen Betonen eine unterschiedliche Oberflächenbeschaffenheit sein: ein Beton mit gedrungenem, runden oder würfeligem Korn (wie etwa Kies) wird eine durch die runden Erhebungen der freigelegten Zuschlagskörner gekennzeichnete Oberfläche aufweisen; ein Beton mit länglich-plattigem oder splittrigem Zuschlag (z.B. Kalksplitt) wird eher zu einer Rauheit mit dreiecksförmigen, kantigen Zähnen führen. Damit wird deutlich, dass bei der Erzeugung und nachfolgenden Untersuchung von Oberflächenrauheiten der Betonzusammensetzung und Rauheitserzeugung eine große Bedeutung zukommt.

Für Betone mit annähernd gleicher, homogener Zusammensetzung und gleicher Methode und Intensität der Oberflächenaufrauung ist somit eine globale Ähnlichkeit der Oberflächencharakteristik zu erwarten. Um diese Charakteristik reproduzierbar zu beschreiben, entwickelten bereits *Birkeland* und *Mast* [12] Ende der 60er Jahre ein einfaches zweidimensionales Sägezahnmodell, um den Einfluß der Rauheit auf die Kraftübertragung mechanisch zu erklären (vgl. Abbildung 3.4).

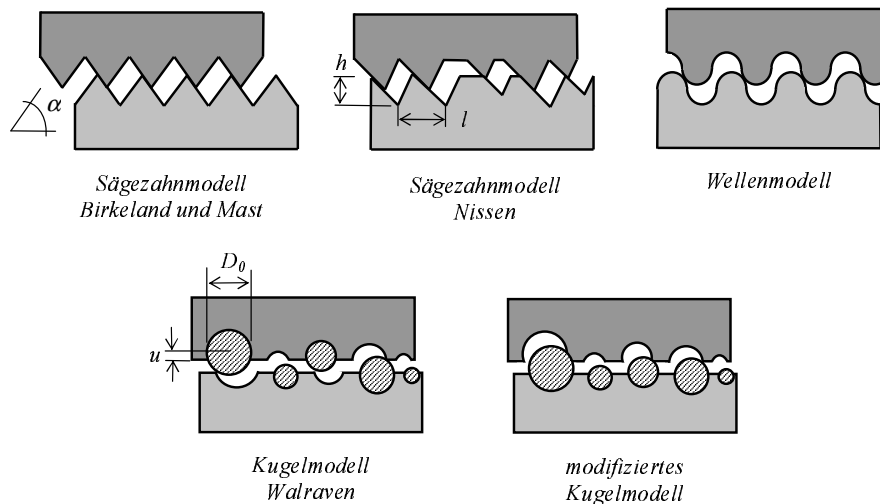


Abbildung 3.4: Zweidimensionale Modellvorstellungen verschiedener Autoren

Die Rauheit 1.Ordnung wird hierbei mit der regelmäßigen Abfolge gleichschenkliger, dreiecksförmiger Zähne mit der nach Parameter der Rauheit variablen Flankenneigung  $\alpha$  vereinfacht. Strukturen 2. und höherer Ordnung bleiben somit unberücksichtigt. Aus der Geometrie ergibt sich dadurch eine maximal übertragbare Schubspannung infolge Verzahnung von:

$$\tau_j = \sigma_j \cdot \tan \alpha \quad (3.1)$$

*Nissen* [62] entwickelte 1988 das Sägezahnmodell weiter und beschrieb die Gesetzmäßigkeiten der Rissverzahnung mit willkürlich aneinander gereihten, dreiecksförmigen Zähnen unterschiedlicher Basislänge  $l$  und Höhe  $h$  (vgl. Abbildung 3.4 und 3.5). Die Auftretenswahrscheinlichkeit dieser Größen wurde dabei anhand von unabhängigen Dichtefunktionen berechnet. Zudem wird durch das so genannte Schiefemaß  $\eta$  nach Gleichung (3.2) eine Bestimmung der Zahnneigung ermög-

licht, die *Nissen* zur Berechnung für sämtliche Zähne als konstant angenommen hatte. Bei der analytischen Erfassung der Bruchspannung wurde in Schräg- und Kontaktbrüche der einzelnen Zähne unterschieden.

$$\eta = \frac{l}{h} \cdot \tan \alpha \tag{3.2}$$

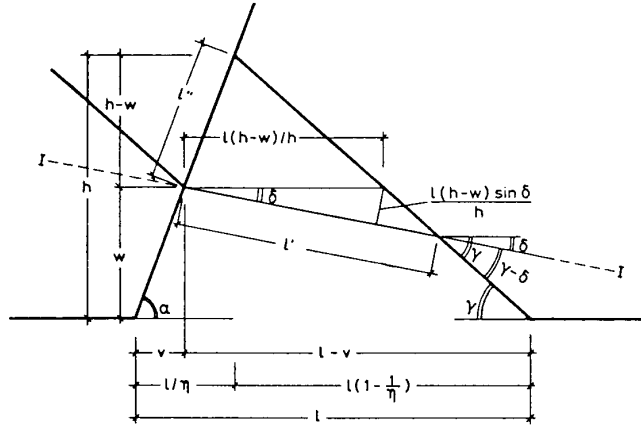


Abbildung 3.5: Geometrische Beziehungen nach *Nissen* für einen Modellzahn

Spannungsbeziehungen im Riss nach *Nissen*:

$$\tau(v, w) = \int_{l=0}^{l=f(h)} \int_{h=w}^{\infty} \phi(h, l) \cdot \tau_r(l, h, \frac{\sigma}{\tau}, w) \cdot \Delta\tau_r(l, h, v, w) \cdot M2 \, dh \, dl \tag{3.3}$$

Hierin ist:

- $\phi$  Wahrscheinlichkeit der Existenz eines Zahnes mit den Abmessungen  $l$  und  $h$
- $\tau_r$  Bruchspannung eines Zahnes mit den Abmessungen  $l$  und  $h$
- $\Delta\tau_r$  Übertragbarer Anteil der Bruchspannung bei gegebener Rissuferverschiebung und -öffnung
- $M2$  Faktor zur Korrektur des Verschiebungspfades

Eine weitere Vorstellung mit Hilfe des Wellenmodells (oder auch Höckermodell; vgl. Abbildung 3.4) trägt der, in der Regel durch runde Kuppen charakterisierten, aufgerauten Betonoberfläche bei freigelegten runden, würfelförmigen Zuschlagskörnern Rechnung. Die komplexe Oberflächenstruktur wird in diesem Fall durch eine periodische Abfolge von Wellen bestimmter Wellenlänge und Amplitude abgebildet. *Walraven* [97] modellierte die Rauheit in einem nächsten Schritt durch Kugeln unterschiedlicher Größe  $D_0$ , die in eine ideal ebene Fläche in unterschiedlicher Tiefe  $u$  eingebettet. Die Häufigkeit der Größen  $u$  und  $D_0$  berechnet sich anhand der verwendeten Sieblinie.

Spannungsbeziehungen im Riss nach *Walraven*:

$$\tau = \sigma_{pu} \cdot (A_y + \mu \cdot A_x) \tag{3.4}$$

$$\sigma = \sigma_{pu} \cdot (A_y - \mu \cdot A_x) \quad (3.5)$$

Hierin ist:

$\sigma_{pu}$	Betonspannung, ab der eine Plastifizierung der Matrix statt findet (nach [97] wurde $\sigma_{pu} = 6,39 \cdot f_{cm,cube}^{0,56}$ gesetzt)
$\mu$	Reibungsbeiwert zwischen Zementsteinmatrix und Zuschlag (0,4 für alle Mischungen in [97])
$A_x, A_y$	Auf die Bezugsachse projizierte Kontaktoberfläche bezogen auf eine Einheitsrissfläche

Die zur Bestimmung der Rissspannungen in den Gleichungen (3.4) und (3.5) verwendeten Kontaktflächen  $A_x$  und  $A_y$  wurden nach statistischer Auswertung von  $u$  und  $D_0$  in Abhängigkeit der Rissöffnung  $w$  und der Rissuferverschiebung  $v$  einzeln berechnet. Die Versuchsergebnisse von *Walraven* [96, 97] zeigten schließlich eine gute Übereinstimmung mit diesen theoretisch berechneten Werten. Für die Schubfugenproblematik in dieser Arbeit muss das Kugelmodell allerdings modifiziert werden, da im Falle einer Betonergänzung von aufgerauten Oberflächen keine gleichmäßige Verteilung der Zuschläge auf beiden Rissuferseiten existiert (siehe Abschnitt 2.3.4). Eine Berechnung der Wahrscheinlichkeiten zur Abbildung der Oberflächenstrukturen entfällt im Rahmen der eigenen Versuchsnachrechnungen, da eine Bestimmung der Rauheit vor dem Aufbringen der Neubetonsschicht durchgeführt wurde. Im Hinblick auf eine Anwendung der vorgestellten Modelle ist eine Umsetzung der Rauheitsmessung in Modellgrößen somit von großer Bedeutung.

## 3.2 Mathematische Bewertung der Fugenrauheit

Um tatsächliche Strukturparameter in die vorangegangenen Modellvorstellungen einzubinden, ist es notwendig, die Oberflächen anhand von reduzierten, mathematischen Parametern zu beschreiben. Dabei ist es von vordringlicher Bedeutung, die zur Tragwirkung beitragenden Qualitäten der Struktur so exakt wie möglich zu erfassen. Die wesentlichen Eigenschaften einer Rauheitsform sind:

- Horizontale Ausdehnung (Wellenlänge, bzw. Basislänge)
- Vertikale Ausdehnung (Amplitude)
- Flankenneigung oder Steigung
- Geometrie der Rauheitsform

Zur Beschreibung einer Oberfläche anhand dieser Rauheitseigenschaften ist eine Betrachtung der Häufigkeit des Auftretens und der Größenordnungen entscheidend. Um eine Grundlage zur statistischen Ermittlung von charakteristischen Parametern zu schaffen, wird im Folgenden die Verteilung der Eigenschaften an Referenzkörpern mit unterschiedlichen Oberflächenrauheiten untersucht.

### 3.2.1 Quasi-fraktaler Charakter der Rauheit

Nach *Sayles* und *Thomas* [82], die Untersuchungen an verschiedenen real existierenden technischen Oberflächen durchgeführt haben, liefern bekannte Klassen von fraktalen Geometrien zumindest in erster Näherung eine Darstellung für eine natürliche raue Oberfläche. Betrachtet man in Bezug darauf einen Anschnitt einer rauen Betonoberfläche, so stellt das entstandene Höhenprofil eine Linie mit *fraktaler Dimension*  $D_F$  dar. Handelt es sich bei der Linie um eine Gerade, d.h. ist die Rauheit null, so ist die euklidische Dimension 1. Bei der geringsten Krümmung der Linie in der Ebene springt die euklidische Dimension auf den Wert 2. Nach *Mandelbrot* [57] sind in Abhängigkeit vom Grad der Rauigkeit gebrochene, so genannte fraktale Dimensionen zwischen den Werten 1 und 2 möglich. Wie in Abbildung 3.6 erläutert besitzt ein nur wenig rauhes Profil eine Dimension nur wenig größer als 1 und eine Linie, die fast die gesamte Ebene ausfüllt einen Wert nahe 2.

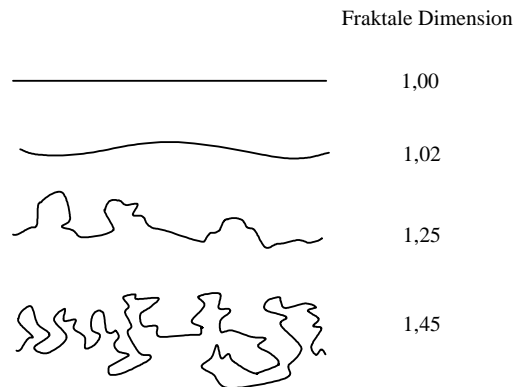


Abbildung 3.6: Beispiele der fraktalen Dimension  $D_F$  von Höhenlinien nach *Kaye* [46]

Der Wert der fraktalen Dimension lässt sich nach der einfachen Gleichung (3.6) ermitteln, wobei  $N$  die Anzahl der Teilstrecken auf jedem Linienabschnitt nach jedem Iterationsschritt ist, und  $r$  das Längenverhältnis von Teilstrecken pro Abschnitt.

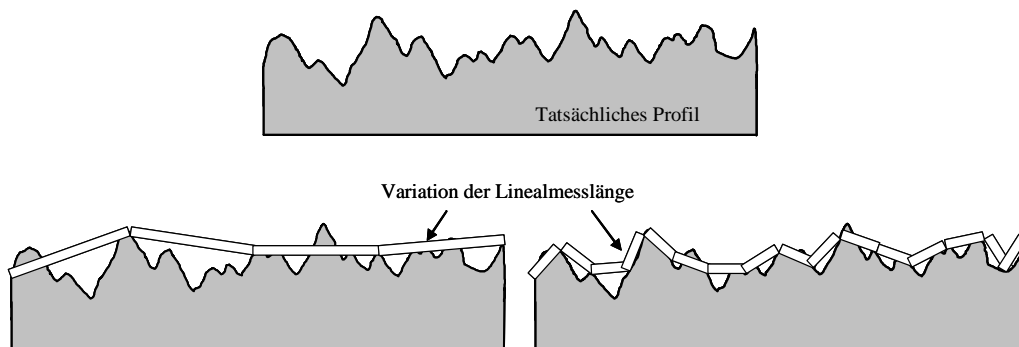
$$D_F = \frac{\log N}{\log \left(\frac{1}{r}\right)} \quad (3.6)$$

Mit der Lineal-Methode nach *Kümpel* und *Leonardi* [48] lassen sich von beliebigen Kurven in der Ebene  $N$  und  $r$  ermitteln und in einem *Richardson-Plot* antragen, sofern die beiden Raumachsen gleich skaliert sind. So erhält man in vielen Fällen eine Wertepaar-Menge, an die sich eine Gerade anpassen lässt (Abbildung 3.8)  $D_F$  ergibt sich analog zu Gleichung (3.6) aus der Beziehung:

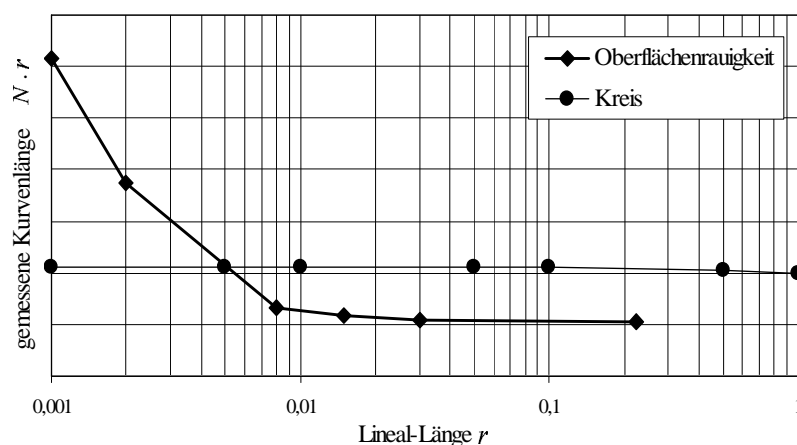
$$N \cdot r = \frac{1}{r^d} \quad \text{mit} \quad d = D_F - 1 \quad (3.7)$$

Abbildung 3.8 zeigt den Verlauf der gemessenen Kurvenlänge in Abhängigkeit der Lineallänge am Beispiel eines Kreises als geometrisch eindeutige Form und einem gemessenen Rauheitsprofil



Abbildung 3.7: Verfahren der Lineal-Methode zur Bestimmung von  $D_F$ 

einer rüttelrauen Betonoberfläche ( $f_{cm} = 50 \text{ N/mm}^2$ ) als real existierendes, quasi-fraktales Signal. Voraussetzung für die Anwendung der meisten Algorithmen zur Bestimmung der fraktalen Dimension ist die Selbstähnlichkeit der untersuchten Datenmenge. *Selbstähnlichkeit* ist gegeben, wenn die Skalierung für jeden Freiheitsgrad der Datenpunkte identisch ist. Bei einer unterschiedlichen Skalierung spricht man hingegen von einer Selbstaffinität. Eine Struktur ist zumeist dann selbstähnlich, wenn sie durch eine Einwirkung entstanden ist, die in der Ebene nicht durch eine Wirkungsrichtung bestimmt ist, wie beispielsweise die Kristallbildung in der Schwerelosigkeit. Raue Betonoberflächen sind demnach lediglich selbstaffine Objekte und ihre fraktale Dimension kann mittels der Nullwerte-Methode nach *Kruhl* [51] genau erfasst werden. Hierbei erzeugt man die Schnittmenge des Rauheitsprofils mit der Mittellinie und wendet hierauf den Algorithmus der Lineal-Methode an, wobei eine Linealmesslänge nun einem eindimensionalen Linienelement entspricht. Man erhält die fraktale Dimension  $D_{F0}$  der Schnittmenge, deren Wert zwischen 0 und 1 liegt.  $D_F$  des ursprünglichen Rauheitsprofils ergibt sich schließlich zu  $D_{F0+1}$ . Ein rechnerischer Vergleich an drei Referenzrauheiten zeigte aber keine wesentlichen Unterschiede zu den allein mit der Lineal-Methode ermittelten Werten.

Abbildung 3.8: Richardson-Plot zur Bestimmung von  $D_F$  nach der Lineal-Methode

Eine genaue Betrachtung der fraktalen Dimension von Betonoberflächen soll aufzeigen, welche

Messgenauigkeit für eine repräsentative Datenmenge ausreichend ist. Es sollte jedoch erwähnt werden, dass der Algorithmus der Lineal-Methode nicht auf die real existierende Struktur angewandt wurde, sondern auf eine mit einem 3D-Lasermessgerät gemessene Profillinie (Messgenauigkeit 0,2mm). Dies scheint auch der Grund der geringen Auswirkung der Selbstaffinität auf  $D_F$  zu sein. Die fraktale Dimension eines Höhenprofils wie in Abbildung 3.8 liefert zwar ein geometrisches Maß zur Bestimmung der für die Adhäsion grundlegenden Gesamtkontaktfläche, für eine Betrachtung der Rissverzahnung ist allerdings eine Differenzierung der Flächenrichtung notwendig. Profilhöhenseitenpunkte einer real existierenden Rauigkeit stellen im statistischen Sinne voneinander abhängige Variablen dar. Die Profilhöhe an der Stelle  $x_1$  ist somit nicht nur von  $x_1$  selbst, sondern auch von der Größe der benachbarten Stelle  $x_2 = x_1 + \Delta x$  abhängig. Der Grad der linearen Abhängigkeit der Profilhöhenschwankungen wird durch den Korrelationskoeffizienten  $r$  beschrieben. Diese Abhängigkeit (*Korrelation*) zweier Punkte  $x_1$  und  $x_2$  des Höhenprofils kann nach *Plate* [70] durch den folgenden Zusammenhang bestimmt werden:

$$\rho(|\Delta x|) = \rho(x_i, x_{i+\Delta}) = \frac{\tilde{s}_{x_i, x_{i+\Delta}}}{\tilde{s}_{x_i} \cdot \tilde{s}_{x_{i+\Delta}}} \quad (3.8)$$

Hierin ist:

$\tilde{s}_{x_i, x_{i+\Delta}}$  die Kovarianz der Profilhöhen von  $x_i$  und  $x_{i+\Delta}$   
 $\tilde{s}_{x_i}$  die Standardabweichung der Profilhöhen von  $x_i$   
 $\tilde{s}_{x_{i+\Delta}}$  die Standardabweichung der Profilhöhen von  $x_{i+\Delta}$

$$\text{mit } \tilde{s}_{x_i} = \pm \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n-k} (x_i - m_{x_i})^2}{n - k - 1}} \quad (3.9)$$

Hierin ist:

$m_{x_i}$  der Mittelwert der Profilhöhen von  $x_i$   
 $k$  die Schrittweite der korrelierenden  $x$ -Werte  
 $n$  die Gesamtanzahl der Schritte

$$\text{mit der Kovarianz } \tilde{s}_{x_i, x_{i+\Delta}} = \frac{1}{n - k - 1} \pm \sum_{i=1}^{n-k} (x_i - m_{x_i}) \pm (x_{i+\Delta} - m_{x_{i+\Delta}}) \quad (3.10)$$

$$x_0 = \int \rho(x_i, x_{i+\Delta}) dx \quad (3.11)$$

Die Oberflächenrauheit kann in gewisser Weise als stationär angesehen werden. Daraus folgt, dass die Korrelation der Profilhöhe zweier beliebiger, aber nah aneinander liegender Punkte größer ist als die zweier weiter voneinander entfernter Punkte. Zudem kann angenommen werden, dass zwei unendlich weit entfernte Punkte keine korrelierenden Profilhöhen mehr aufweisen.

Führt man die oben beschriebenen Algorithmen für eine Datenreihe einer Oberflächenrauheit

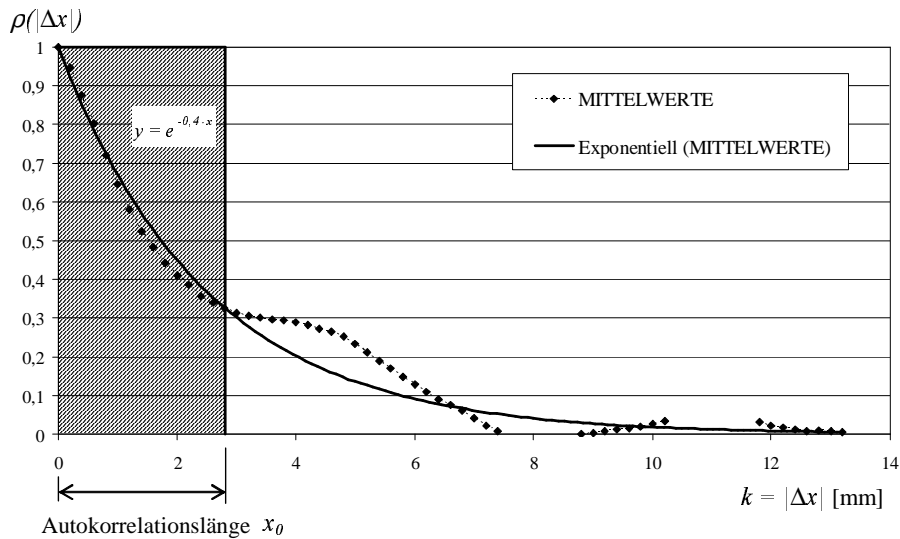


Abbildung 3.9: Korrelation der gemessenen Oberflächenpunkte und ihre Autokorrelationslänge (am Beispiel einer Sandgestrahten Oberfläche  $R_t = 0,8$  mm)

und für alle möglichen Schrittweiten  $k$  durch, so erhält man die punktweise definierte Korrelationsfunktion  $\rho(x_i, x_{i+\Delta})$  nach Gleichung (3.8). Über das Integral der Korrelation der einzelnen gemessenen Höhenprofilpunkte nach Gleichung (3.11) erhält man die notwendige Autokorrelationslänge  $x_0$ , innerhalb der die Korrelation zweier Punkte genau 1 entspricht. In Abbildung 3.9 ist die Korrelation der einzelnen Höhenprofilpunkte einer aufgerauten Betonoberfläche beispielhaft aufgetragen.

Die Korrelationsfunktion  $y = e^{-0,4 \cdot x}$  in Abbildung 3.9 wurde anhand von einer Mittelwertfunktion aus sieben einzelnen Korrelationsfunktionen einer 3D-Lasermessung ermittelt und führt nach passender Beschreibung durch eine Exponentialfunktion mit dem Abklingbeiwert  $c = -0,4$  zu einer Autokorrelationslänge  $x_0 = 2,8$  mm. Je kürzer die Autokorrelationslänge, desto stärker variieren die einzelnen Oberflächenpunkte zueinander. Die Länge bestimmt somit ein Maß der Oberflächenvariation. In Tabelle 3.2 sind die Ergebnisse der Berechnungen verschiedener Oberflächenrauheiten dargestellt. Die einzelnen Korrelationsfunktionen und ihre zugehörigen Mittelwertfunktionen der unterschiedlichen untersuchten Rauheiten finden sich im Anhang A dieser Arbeit.

Tabelle 3.2: Mittelwerte der Bestimmungen zur Autokorrelationsfunktion an verschiedenen gemessenen Rauheiten

$y = e^{c \cdot x}$	Sandgestraht	Rüttelrau	HDW-schwach
Abklingbeiwert $c$ [-]	0,38	0,34	0,62
Autokorrelationslänge $x_0$ [mm]	2,82 (2,63) <sup>1)</sup>	2,68 (2,91) <sup>1)</sup>	2,15 (1,63) <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> mittels  $c$  aus Integration berechnete Näherungswerte

### 3.3 Methoden zur Messung der Rauheit

Wie bereits in Abschnitt 3.1.3 festgestellt wurde, zeigen Betonoberflächen identische Rauheitsparameter wenn sie nach Art und Herstellung identisch sind. Auf Grund dieser Tatsache und den zum Teil nicht zerstörungsfreien Methoden zur Bestimmung der Rauheit, wurde ein großer Teil der nachfolgend beschriebenen Messungen an Referenzkörpern durchgeführt.

Bei der Bestimmung der Parameter der Rauheit wird in der Regel von zweidimensionalen Rauheitsprofilen ausgegangen, die durch eine bestimmte Zahl von Profildordinaten definiert sind. Im folgenden Abschnitt soll deshalb auf die einzelnen Verfahren zur Gewinnung solch reliefartiger, topographischer Oberflächenprofile bzw. zur allgemeinen Messung und gleichzeitigen oder darauf folgenden Ermittlung der Rauheitsparameter näher eingegangen werden. Grundsätzlich können diese Verfahren grob in "vergleichende", "berührende" (d.h. mit der Messoberfläche mechanisch in Kontakt tretende) und "berührungslose" (d.h. die Messoberfläche nicht direkt physisch berührende) Methoden unterteilt werden. Während einige dieser Verfahren quantitativ eindeutige Daten zur anschließenden Auswertung liefern, dokumentieren andere die Rauheit einer Oberfläche wiederum ausschließlich qualitativ oder liefern gar nur eine einzige Kenngröße.

#### 3.3.1 Vergleichende Verfahren

##### Fotografische Dokumentation

Eine Methode, die eine solche nur qualitative, relative Einordnung und Bewertung verschiedener rauer Betonoberflächen erlaubt, ist die fotografische Dokumentation. Obwohl sie keine exakten, quantitativen Rauheitskenngrößen liefert, können durch die fotografische Erfassung von Einheitsrauheiten jedoch so genannte Vergleichsmuster geschaffen werden. Durch einen rein optischen Vergleich dieser Muster ist eine subjektive Beurteilung und Einordnung vorhandener bzw. zu erzeugender Oberflächen möglich. Dabei zeigen die Erfahrungen von *Mainz* [56] und *Zilch* und *Reinecke* [104], dass ein solches Verfahren, sowohl aufgrund seiner Ergebnisse, wie auch aus Gründen der Durchführung, eine für die Baupraxis wertvolle Möglichkeit zur Differenzierung unterschiedlicher Rauheiten darstellt. Die fotografische Dokumentation kann auf der Baustelle ebenso, wie im bautechnischen Labor zur Anwendung kommen. Sie bietet darüber hinaus den Vorteil, dass sie nicht nur auf horizontale Flächen beschränkt ist, sondern auch an senkrechten oder geneigten Oberflächen durchgeführt werden kann.

Um bei der fotografischen Erfassung von Betonoberflächen jedoch überhaupt erst vergleichbare Bilder zu erhalten, muss die Anordnung der Lichtquelle bei allen Aufnahmen stets auf dieselbe Art und Weise erfolgen. *Mainz* [56] empfiehlt in diesem Zusammenhang einen Winkel zwischen Beleuchtung und betrachteter Oberfläche von  $\alpha = \arctan h/l \approx 10^\circ$  (vgl. Abbildung 3.10). Im Hinblick auf die mit wachsendem Abstand nachlassende Beleuchtung sollten bei vergleichbaren Darstellungen immer dieselben Werte für  $h$  und  $l$  eingehalten werden. Als weitere Parameter, die die fotografische Dokumentation von Betonoberflächen nachhaltig beeinflussen, sind auch die Leistung der installierten Lichtquelle (Watt) sowie die Empfindlichkeit des verwendeten Filmmaterials (ISO) zu nennen. Bei einem Vergleich verschiedener Betonoberflächen, anhand dieser Methode, muss demnach auch für eine Vereinheitlichung dieser Einflussgrößen Sorge getragen werden. Abbildung 3.11 zeigt Beispiele für die fotografische Dokumentation der unterschiedlichen Referenzkörperoberflächen (Referenzkörper wurden mit einer Betonfestigkeit von  $f_{cm} =$

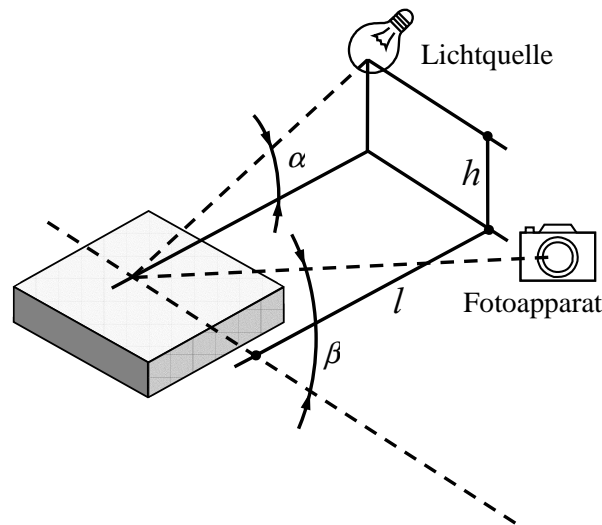


Abbildung 3.10: Vorschlag zur Anordnung der Beleuchtung für die fotografische Dokumentation verschieden rauer Betonoberflächen

50 N/mm<sup>2</sup> ausgebildet). Zur optimalen Erfassung der Oberflächenstruktur erwiesen sich dort die Werte  $h = 9$  cm und  $l = 50$  cm ( $\rightarrow \arctan h/l \approx 10,2^\circ$ ) sowie eine Lichtquelle in Form einer einfachen 60 Watt-Glühlampe als günstig. Für das Bildmaterial wurde ein gewöhnlicher Film mit ISO 200 verwendet.

### Beschreibung des angewandten Verfahrens zur Aufrauung

Der Mangel an eindeutigen Parametern zur Beschreibung der Oberflächenstruktur führte schon früh dazu, die Rauheit von Betonoberflächen anhand der Art ihrer Entstehung zu definieren. Aufrauungsmethoden, die bei experimentellen Untersuchungen zur Grundlage einer Schubfugenebemessung angewandt wurden [20, 21, 43, 94, 95], sind bis heute gültige Definitionen der Rauheit nach der sich maßgebende Bemessungsbeiwerte bestimmen lassen. Tabelle 3.3 zeigt die Kategorien des *EC 2 Teil 1-3* [33], die in Anlehnung der *DIN 1045* [23] entstand.

Tabelle 3.3: Klassifizierung der Oberflächenrauheit nach *DIN 1045* [23]

Rauheit	Verfahren der Oberflächenbehandlung
sehr glatt	wenn die Oberfläche gegen eine Stahl- oder glatte Holzschalung betoniert wurde
glatt	wenn die Betonoberfläche abgezogen oder im Extruderverfahren hergestellt ist, oder wenn sie nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung verbleibt
rau	wenn die Oberfläche mittels eines Rechens mit einer Rauheit von mindestens 3mm und einem Zinkenabstand von etwa 40mm aufgeraut wird, oder wenn die Zuschlagstoffe aus der Fugenoberfläche herausragen
verzahnt	wenn die Geometrie der Verzahnung den Angaben in Bild 4.137 des <i>EC 2 Teil 1-3</i> entspricht

Ein weiterer interessanter Fall ist die feinere Unterteilung die anhand der Beschreibung der *FIP - Commission on Prefabrication* [1] für Betonoberflächen angewandt werden kann (vgl. Tabelle

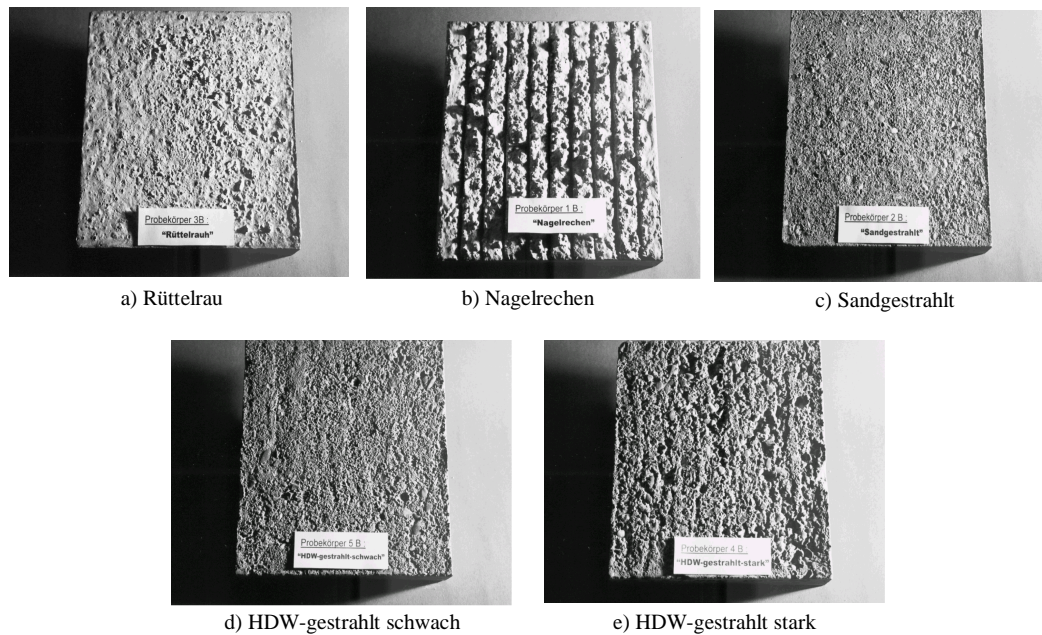


Abbildung 3.11: Beispielfotografische Dokumentation verschiedener Rauheiten

3.4). Die Rauheit teilt sich hierbei in 10 Klassen auf, wobei einer ansteigenden Ordnungsnummer eine stärker aufgeraute Oberfläche zu Grunde gelegt wurde.

Bei der Anwendung einiger der genannten Verfahren auf Frischbeton unterschiedlicher Konsistenz oder Zuschlagskornform zeigten sich bereits maßgebliche Unterschiede in der Ausbildung der Oberflächenrauheit. Untersuchungen an Betonen höherer Festigkeit als der Betonfestigkeitsklasse C55/67 und so genannten *"Selbstverdichtenden Betonen"* (siehe hierzu den DAfStb Sachstandsbericht Heft 516 [76]) verdeutlichten dies noch stärker. Wie auf der linken Seite in Abbildung 3.12 zu erkennen ist, bildet sich nach dem Verdichten beispielsweise infolge des höheren Feinkornanteils bei Betonen höherer Festigkeiten eine wesentlich glattere Oberfläche aus als dies bei Betonen der Fall ist, deren Festigkeitsklasse unter C55/67 liegen. Der Begriff "rüttelrau" (in Tab.3.4 Kat.VIII.) trifft auf solche Betone kaum zu, da deren Oberfläche eher glatt und somit in den Bereich I. bis III. der Tabelle 3.4 fallen würden.

Ein weiteres Beispiel für die Probleme bei der Beschreibung von Aufrauungsmethoden zeigt sich bei mechanischer Bearbeitung der Frischbetonoberfläche, wie der Anwendung des Nagelrechens. Die Erläuterung in Tabelle 3.3 hierzu entstammt den Untersuchungen von *Daschner* [19, 21]. Die unterschiedlichen Untersuchungen, die bereits in Abschnitt 2.2.2 näher dargestellt wurden, zeigen, dass ein Aufrauen mittels Harke, Rechen oder Drahtbürste meist einen positiven Einfluss auf den Haftverbund hatte, wenn dabei die oberste Zementleimschicht entfernt wurde. Das Ergebnis dieser Methode hängt jedoch in erster Linie von der Konsistenz des Frischbetons ab, was bei einem Vergleich (Abbildung 3.12 rechts) zwischen unterschiedlichen Betonen gezeigt werden konnte. Bei Betonen mit hoher Frühfestigkeit oder bei Zugabe von Beschleunigern kann der Zeitpunkt der Frischbetonaufrauung stark die resultierende Oberflächenrauheit beeinflussen. Zudem ist beim mechanischen Freilegen von Zuschlagskörnern (beispielsweise durch Sand- oder Hochdruckwasserstrahlen) an der Betonoberfläche das Verhältnis der Festigkeit der Zementmatrix zu

Tabelle 3.4: Klassifizierung der Oberflächenrauheit nach *FIP-Commission on Prefabrication* [1]

Rauheit	Verfahren der Oberflächenbehandlung
I.	Glatte Oberflächen die beim Betonieren gegen eine Stahl- oder Holzplattenschalung entstehen
II.	Oberflächen die durch Streichen mit einer Glättkelle fast so glatt wie die unter I. Beschriebenen sind
III.	Oberflächen die mit einer Glättkelle behandelt wurden, jedoch so dass kleine Unebenheiten verbleiben
IV.	Oberflächen die durch Gleitschalung oder durch Abziehen mit einem Rüttelbalken entstehen
V.	Oberflächen von extrudierten Fertigteilen
VI.	Oberflächen die in der Abbindephase mit einer Bürste behandelt wurden
VII.	Wie VI., jedoch mit noch mehr ausgeprägter Rauheit, erzeugt durch Bürste, Nagelrechen oder expandiertes Metall
VIII.	Rüttelraue Oberflächen auf gut verdichtetem Beton, wobei Zuschlagskörner herausragen
IX.	In der Abbindephase mit Wasser abgespritzte Oberflächen, mit herausragenden Zuschlagskörnern
X.	Verzahnte Oberflächen

der Festigkeit der Zuschläge maßgebend. Es ist also kaum denkbar, bei der immer vielfältiger werdenden Reihe von speziellen Materialeigenschaften und unterschiedlichen Qualitäten von Betonen, anhand einer Beschreibung von Aufrauungsmethoden eine allgemein gültige Definition zu erhalten.

### 3.3.2 Berührende Verfahren

#### Füllmethode - Sandflächenverfahren nach Kaufmann

Als Füllmethode bezeichnet man diejenigen Messverfahren, bei dem durch Auffüllen der Strukturzwischenräume der zu messenden Oberfläche ein dreidimensionales Negativabbild der Rauheit entsteht, welches durch geometrische Kenngrößen genauer bestimmt werden kann. Häufig wurde bislang zur Ergänzung der fotografischen Dokumentation verschieden aufgerauter Betonoberflächen das Sandflächenverfahren nach *Kaufmann* [45], das auch in der *ZTV-SIB 90* [106] beschrieben ist, verwendet. Hierbei wird eine volumenmäßig bekannte Sandmenge  $V$  (trockener Quarzsand der Körnung  $0,1 \div 0,5$  mm) auf die zu untersuchende, trockene und saubere Betonoberfläche geschüttet und anschließend durch spiralförmige Bewegungen mit einer Hartholzscheibe ( $\varnothing$  50 mm, 10 mm dick, mit einem als Griff dienenden Zapfen in der Mitte der Oberseite) kreisförmig verteilt. Dies wird ohne Aufwendung eines nennenswerten Drucks solange fortgeführt, bis der Sand schließlich vollständig in die raue Oberfläche eingerieben ist und somit alle Vertiefungen gerade gefüllt sind. Wird nun der Durchmesser des damit entstandenen Sandkreises gemessen, ergibt sich die Rautiefe  $R_t$  als Höhe des gedachten zylindrischen Körpers, mit dem Kreisdurchmesser  $d$  und dem Sandvolumen  $V$  (vgl. Abbildung 3.13).  $R_t$  kann anhand dem direkten geometrischen Zusammenhang wie folgt angegeben werden:

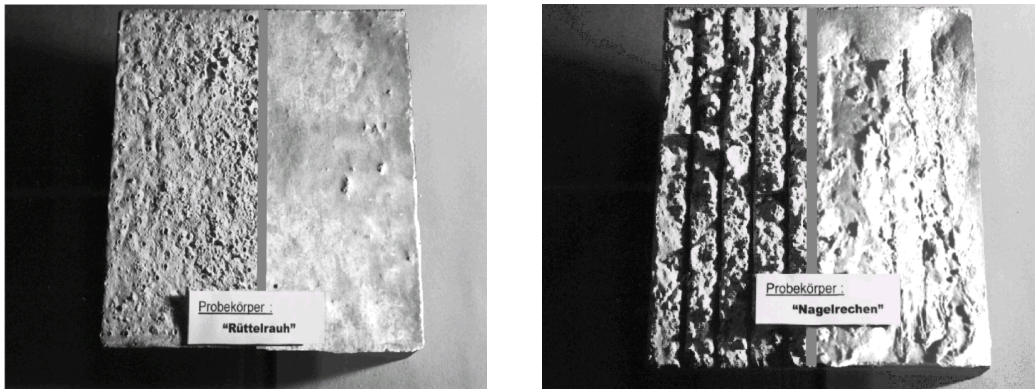


Abbildung 3.12: Vergleich des Einflusses der Betoneigenschaften auf die Rauheit (linkes Bild: rüttelrauh - rechtes Bild: mit Nagelrechen aufgeraut) bei Verwendung von Beton  $f_{cm} = 50 \text{ N/mm}^2$  (jeweils linke Körperhälfte) und  $f_{cm} = 100 \text{ N/mm}^2$  (jeweils rechte Körperhälfte)

$$R_t = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot d^2} \quad (3.12)$$

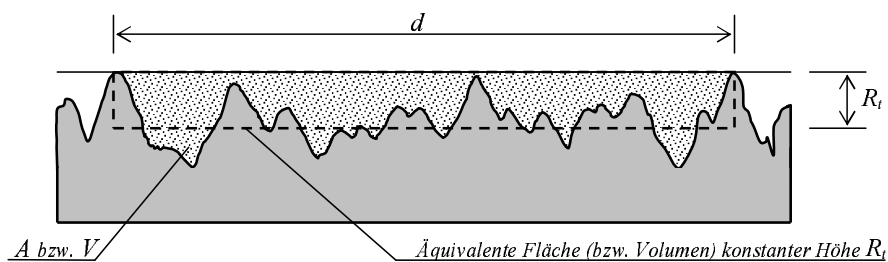


Abbildung 3.13: Definition der Rautiefe  $R_t$  beim Sandflächenverfahren nach Kaufmann

Richtlinien für das dabei zu verwendende Sandvolumen  $V$  enthält die *ZTV-SIB 90* [106] (vgl. Tabelle 3.5). Bei einer maximalen Rautiefe von  $R_t = 1,5 \text{ mm}$  darf der Durchmesser  $d$  in Abhängigkeit vom Sandvolumen  $V$  folgende Werte nicht unterschreiten:

Tabelle 3.5: Mindestdurchmesser  $d_{min}$  in Abhängigkeit des verwendeten Sandvolumens  $V$  bei einer maximalen Rautiefe  $R_t = 1,5 \text{ mm}$

$V$	[cm <sup>3</sup> ]	25	30	35	40	45	50
$d_{min}$	[cm]	15	16	18	19	20	21

Ähnlich wie die fotografische Dokumentation, zeichnet sich auch das Sandflächenverfahren durch eine einfache und unkomplizierte Handhabung aus. Zu seiner Durchführung werden, neben dem oben schon erwähnten normierten Sand und der runden Hartholzscheibe, lediglich noch ein Gefäß mit bekanntem Hohlraum sowie ein Meterstab zur Bestimmung des Kreisdurchmessers benötigt (vgl. Abbildung 3.14).





Abbildung 3.14: Hilfsmittel des Sandflächenverfahrens nach *Kaufmann*

Damit wird klar, dass ein wesentlicher Vorteil dieses Verfahren vor allem in seiner einfachen und sehr wirtschaftlichen Durchführung auf der Baustelle liegt. Im Gegensatz zur fotografischen Dokumentation von Betonoberflächen ist das Sandflächenverfahren im Prinzip jedoch nur für zumindest annähernd horizontale Oberflächen geeignet. Bei vertikalen Flächen oder Bauteilunterseiten kann das Verfahren zwar an den Negativabgüssen von Abdrücken vorgenommen werden - das Fehlen einer Bezugsebene und die dabei erforderliche Verwendung von Trennmitteln können hierbei aber zu zahlreichen Messfehlern führen. Das Sandflächenverfahren liefert mit der Rautiefe  $R_t$  lediglich eine einzige Rauheitskenngröße für den gesamten gemessenen Bereich. Im Prinzip entspricht dieser Wert der in Abschnitt 3.4.1 beschriebenen maximalen Profilkuppenhöhe  $R_p$ . Unterschiede zwischen  $R_t$  und  $R_p$  ergeben sich lediglich aus der evtl. unterschiedlichen Verdichtung des Sandes beim Glattstreichen gegenüber der vorherigen Volumenbestimmung in einem Messbecher sowie aus den wohl stets auftretenden, kaum vermeidbaren Imperfektionen bei der Durchführung des Sandflächenverfahrens. Die maximale Profilkuppenhöhe  $R_p$ , wie auch die Rautiefe  $R_t$ , vermag eine gegebene Oberflächenstruktur kaum eindeutig zu quantifizieren. Dies wird anschaulich in Abschnitt 3.4.2 anhand theoretischer Profilbeispiele (vgl. Abbildung 3.28) belegt. Auch hinsichtlich der Tragfähigkeit sind hier nach den in Abschnitt 3.1.3 besprochenen Kriterien eindeutige Unterschiede zu erwarten, die sich im Wert des Parameters  $R_t$  nicht widerspiegeln. Trotz der Tatsache, dass Profile mit unterschiedlicher Oberflächenstruktur und jedoch theoretisch identischen Rautiefen  $R_t$  wohl eher die Ausnahme darstellen, ist damit ein nicht unwesentlicher Schwachpunkt, dieses von *Kaufmann* vorgeschlagenen Verfahrens, gegeben.

Es stellt sich außerdem grundsätzlich die Frage, inwieweit die Ergebnisse des Sandflächenverfahrens reproduzierbar und von Imperfektionen abhängig sind. So liegt besonders bei diesem Verfahren die Vermutung nahe, dass Unterschiede in der Art der Durchführung von verschiedenen Personen zu großen Streuungen der Messwerte führen. Bei Untersuchungen von *Bertelmann* und *Reinecke* [10] zeigte sich dieser Effekt anhand eines doppelt so großen Variationskoeffizient  $C_v = 8,6\%$  bei zehn verschiedenen Anwendern als bei ein und derselben Person  $C_v = 4,2\%$ . Bei einem Vergleich der Messungen auf mehreren identisch hergestellten Referenzkörpern stellte sich ein mittlerer Variationskoeffizient  $C_{vm} = 10\%$  für die unterschiedlichen Rauheiten mit Ausnahme der rüttelrauen Referenzkörper ein. Da die rüttelrauen Oberflächen keinem gleichmäßigen Herstellungsprozess unterliegen ergab sich ein Variationskoeffizient der mittleren Rautiefe von  $C_v = 34,3\%$ . Diese zwar erwartete, jedoch hohe Streuung (zwischen 10 und 30 %) der Messwerte

kann bei allen nicht systematisch hergestellten Oberflächenrauheiten vermutet werden. Weiterhin konnte festgestellt werden, dass bei Messungen an relativ geringen Rauheiten eine größere Streuung zu erwarten ist als bei rauerer Oberflächen.

### Tastmethode

Neben dem Sandflächenverfahren gehört auch die Erfassung der Oberflächentopographie mittels Tastschnittgeräten zu den so genannten berührenden Messverfahren. Diese auch als mechanische Oberflächentaster bezeichneten Geräte stammen aus der maschinenbautechnischen Rauheitsmesstechnik und kamen seit Mitte der 60er Jahre vereinzelt bei der Messung von Betonoberflächen zur Anwendung [21, 56, 62]. Ein solches mechanisches Tastschnittgerät erfasst eine vorhandene Oberflächenstruktur indem eine feine Tastspitze oder Tastnadel entlang einer Geraden über die Oberfläche hinweg bewegt wird. Hierbei wird die an einem Tastarm angebrachte Tastspitze durch eine im Drehgelenk des Armes wirkende Drehfeder elastisch auf die Oberfläche gedrückt, so dass bei ausreichend kleiner Vorschubgeschwindigkeit stets der Kontakt zwischen Tastnadel und der zu vermessenden Probe gewährleistet ist. Die horizontale Bewegung entlang einer Geraden, sowie die entsprechend der Oberflächenstruktur sich einstellenden Winkellagen des Tastarms werden dabei von induktiven Wegnehmern in elektrische Signale umgewandelt, und so mittels eines Rechners als ein zweidimensionales, reliefartiges Profil der Oberflächentopographie ausgegeben. Der grundsätzliche Aufbau eines solchen mechanischen Tasters ist in der Abbildung 3.15 dargestellt.

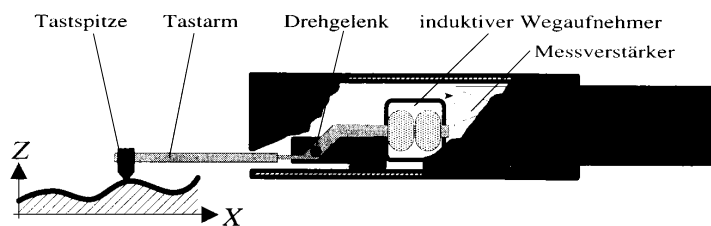


Abbildung 3.15: Aufbau eines mechanischen Tasters nach *Plenk* [71]

Da die mechanische Tastnadeln eine zwar kleine aber dennoch vorhandene Ausdehnung besitzen, ist die Auflösung, mit der Oberflächenstrukturen erfasst werden können, zwangsläufig begrenzt (vgl. Abbildung 3.16). Um Rauheitsstrukturen 0., 1. und 2. Ordnung an Betonoberflächen für eine erste Abschätzung ausreichend genau zu erfassen, sind sie jedoch durchaus geeignet. Tatsache ist allerdings auch, dass die beim Verbundmechanismus der Adhäsion ebenfalls beteiligten Rauheiten 3. und noch höherer Ordnung mit einem mechanischen Taster dieser Art nicht erfasst werden können.

Zur Gewinnung von zweidimensionalen Rauheitsprofilen der Referenzkörper wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Tastschnittgerät in Anlehnung der Messapparatur von *Daschner* und *Nissen* (vgl. Abbildung 3.17) entworfen. Das Kernstück dieser Apparatur bildete ein kleiner, auf zwei Schienen horizontal verschieblicher Wagen, der mit einem vertikalen induktiven Wegaufnehmer samt Taststift versehen war. Zur Registrierung der horizontalen Bewegung war dieser Wagen zudem mit einem fest installierten Drehpotentiometer verbunden. Bei einer Überfahrt der Oberfläche des Probekörpers konnte aus den elektrischen Mess-Signalen des Wegaufnehmers und des

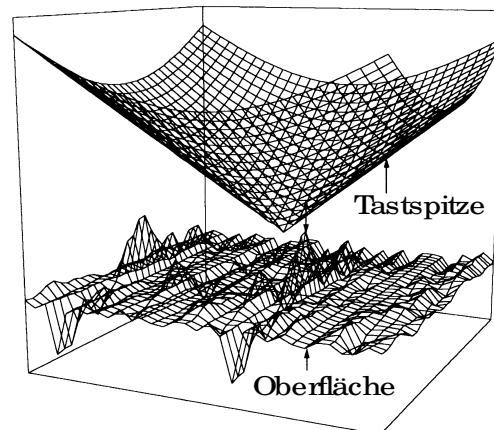


Abbildung 3.16: Dreidimensionale Darstellung der Tastspitze eines mechanischen Tasters und der zu untersuchenden Oberfläche eines Werkstücks von *Kratz* [50]

Drehpotentiometers mit Hilfe eines Zweikoordinatenschreibers das Oberflächenprofil des jeweiligen gedachten Querschnitts gewonnen werden.

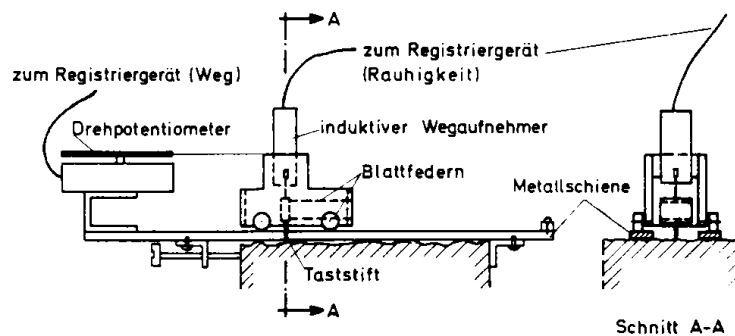


Abbildung 3.17: Schematische Darstellung des Gerätes zur Messung der Fugenrauheit von *Daschner* [19]

Eine direkte Gegenüberstellung verschieden aufgerauter Probekörper anhand vergleichbarer zweidimensionaler Rauheitsprofile ist somit möglich. Zwei Beispiele für die hiermit erfassten Profilschnitte zeigt Abbildung 3.19. Die Profilmessung mit einer wie oben dargestellten Vorrichtung sollte allerdings ausschließlich bei Versuchskörpern mit nicht zu extremer Rauheit durchgeführt werden. Infolge der bei verschieden aufgerauten Betonoberflächen möglichen Oberflächenstrukturen kann es dabei häufig zu einer Verhakung des Taststiftes kommen. Bei glatteren Oberflächen ( $R_t < 0,5\text{mm}$ ) kann eine solche Verhakung des Mess-Stiftes noch vergleichsweise einfach behoben werden. Bei sehr großen Rauheiten ist dies jedoch nur mehr durch ein Anheben des Messwagens und eines damit verbundenen Messfehlers zu beheben. Bei der vorliegenden Messung war der Wagen stets fest auf einer Schiene gelagert (vgl. Abbildung 3.18) und der Wegaufnehmer konnte beim Verhaken ohne eine Fehlmessung in horizontaler Richtung zu bewirken, angehoben werden.

Das Tastschnittgerät konnte auf einer Strecke von 232 mm mit einer Messschrittweite von 2,0 mm und jeweils drei Überfahrten 348 Profilmesswerte ermitteln. Weitere gemessene Profile finden

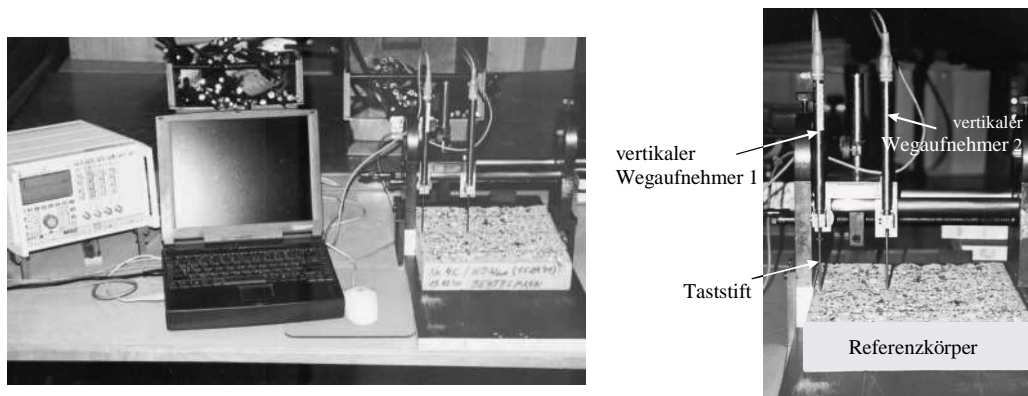


Abbildung 3.18: Verwendetes Tastschnittgerät zur Messung der Profilhöhen

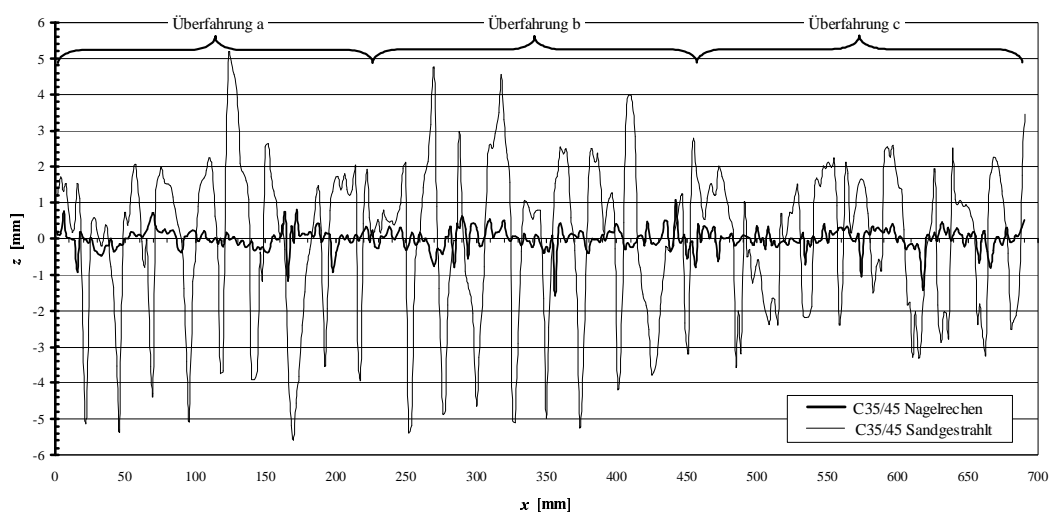


Abbildung 3.19: Beispiele der gemessenen Oberflächen (Aufgeraut mittels Nagelrechen und Sandstrahlen)

sich in Anhang A dieser Arbeit. Eine Auswertung der Profildaten auf Parameter der Rauheit erfolgt in Abschnitt 3.4.

### 3.3.3 Berührungslose Verfahren - Optische Messmethoden

Im Gegensatz zu den berührenden Verfahren sind die optischen Messmethoden schnell und leistungsstark. Da die Sensorik nicht durch die Größe der mechanischen Spitze einer Tastnadel beschränkt ist, bieten diese Verfahren eine größere Messgenauigkeit. Die von Schäfer [85, 87] mittels Lasermessung durchgeführten Untersuchungen von Betonoberflächen zeigen, dass sich die Anwendung von optischen Tastern auch zur Rauheitsmessung von Betonschubfugen eignet. Der Vorteil einer solchen berührlosen Profilmessung liegt vor allem darin begründet, dass es nicht zu den von Daschner [21] und Nissen [62] geschilderten Verhakungen eines Taststiftes mit der Oberfläche kommen kann. Deshalb können mit dieser Methode auch sehr raue Betonoberflächen

untersucht werden. Im Anschluss werden die unterschiedlichen Funktionsweisen der einzelnen optischen Tastsysteme näher erläutert, wobei man grundsätzlich zwischen drei verschiedenen Messprinzipien unterscheiden kann:

- Streulicht-Oberflächenrauheitsmessverfahren
- Laser-Autofokus-Taster
- Laser-Triangulationsverfahren

### Streulicht-Oberflächenrauheitsmessverfahren

Eine Alternative zu punktweise abtastenden Verfahren, wie den nachfolgend beschriebenen Laser-Meßmethoden, stellt die sehr schnelle, flächige Betrachtung einer Oberfläche durch das so genannte Streulichtmessverfahren dar. Dabei werden mit dieser auch als parametrisch optischer Rauheitsmessung bezeichneten Methode keine genauen geometrischen Formen einer Oberfläche oder bestimmte Profile bestimmt, sondern lediglich gewisse integrale Kennwerte der Oberflächenrauheit gewonnen. Ein solcher Kennwert ist zum Beispiel der in der *DIN EN ISO 4287* [31] ebenfalls enthaltene quadratische Mittelwert der Profilordinaten  $R_q$  nach der Gleichung (3.13).

$$R_q = \sqrt{\frac{1}{l} \int_0^l |z^2(x)| dx} \quad (3.13)$$

Hierin ist:

$z(x)$	Profilordinate an der Stelle $x$
$l$	Länge der Einzelstrecke, d.h. die Länge in Richtung der $x$ -Achse, die für die Erkennung der jeweiligen Gestaltabweichungen einer Oberfläche verwendet wird

Grundlage bei dieser parametrisch optischen Rauheitsmessung ist ein physikalisch-optischer Effekt: Wird eine Oberfläche mit einem polychromatischen zeitlich und räumlich ausreichend kohärenten (d.h. mit einer räumlich u. zeitlich gleich bleibenden Wellenlänge) Laserstrahl flächig beleuchtet, so bildet das an der rauen Oberfläche rückgestreute Licht ein körniges oder fleckiges Interferenzmuster, das in einem gewissen Abstand zur beleuchteten Oberfläche mit Hilfe eines CCD-Arrays (Charge Coupled Devices) erfasst werden kann. Ein Beispiel für ein solches auch als Specklemuster bezeichnetes, erfasstes Interferenzmuster zeigt Abbildung 3.20. Für unterschiedlich raue Oberflächen werden auf diese Weise unterschiedliche Specklebilder erhalten, die sich schließlich mittels geeigneter, rechnergestützter physikalisch-statistischer Auswertemethoden (vgl. *Schöne* [88] sowie *Peters* [66]) wiederum auf die jeweiligen dazugehörigen verschiedenen  $R_q$ -Werte zurückführen lassen.

### Laser-Autofokus-Taster

Im Vergleich zu den mechanischen Tastschnittgeräten beruht der Laser-Autofokus-Taster (vgl. Abbildung 3.21) lediglich auf dem Ersatz der Tastspitze durch den Fokus eines, durch ein Linsensystem erzeugten, Laserstrahls. Das von der zu vermessenden Oberfläche reflektierte Licht

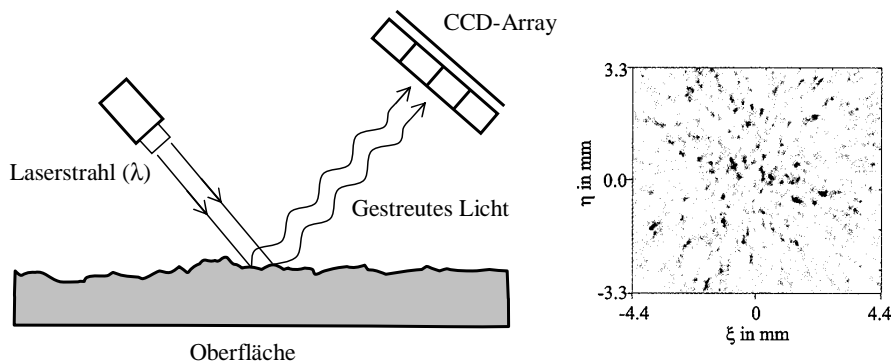


Abbildung 3.20: Prinzip des Streulicht-Oberflächenrauheitsmessverfahrens - parametrisch optische Rauheitsmessung (links). Beispiel eines polychromatischen Specklemuster (Negativ-Darstellung) nach *Peters* [66] (rechts)

wird dabei mittels eines Strahlteilers, einer vertikalen Linse und einem Prisma stets gleichmäßig auf vier Photodioden fokussiert. Um diese gleichmäßige Ausleuchtung der Dioden nun auch bei der geradlinigen Abtastung einer Oberfläche zu gewährleisten, d.h. den Fokus des Laserstrahls stets unverändert auf dem jeweiligen Oberflächenpunkt zu erhalten, muss die untere bewegliche Linse über eine Extremwertregelung entsprechend der Oberflächentopographie vertikal nachgeführt werden. Diese somit erforderlichen vertikalen Auf- und Abbewegungen der Linse können schließlich über einen mechanisch-elektrischen Wandler als ein Maß der lokalen Oberflächenprofilordinaten verwendet und in eine zweidimensionale, entlang der Überführung verlaufende Profillinie umgewandelt werden.

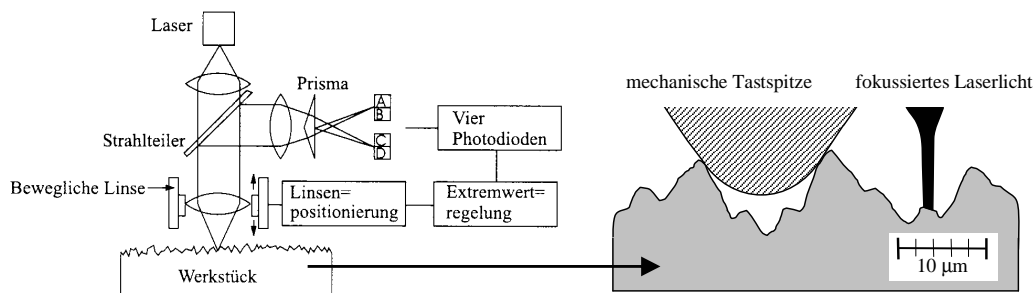


Abbildung 3.21: Messprinzip eines Laser-Autofokus-Tasters nach *Brown* und *Breitmeier* [71] (links) und Größenvergleich der Taster (rechts)

Die Verwendung eines fokussierten Laserstrahls bietet gegenüber eines Tastschnittgeräts ein deutlich höheres Auflösungsvermögen. Der dabei auf eine Oberfläche projizierte Laserstrahl hat nur einen Durchmesser von ca.  $2 \mu\text{m}$ . Einen Vergleich zwischen der Tastspitze eines mechanischen Tastschnittgeräts und dem Fokusbereich eines solchen optischen Tasters zeigt Abbildung 3.21.

### Laser-Triangulationsverfahren

Im Gegensatz zum Laser-Autofokus-Taster besitzt die als Triangulationssensor bezeichnete Messvorrichtung des Laser-Triangulationsverfahrens keine beweglichen Linsen bzw. Objektive. Ausgehend von einer Laserdiode wird, ähnlich dem zuvor beschriebenen Verfahren, ein Laserstrahl über ein Linsensystem auf die Oberfläche projiziert und von dieser reflektiert. Dabei wird ein Teil des diffus zurückstrahlenden Laserlichts von einer speziellen Empfangsoptik aufgefangen und auf einem licht- sowie positionsempfindlichen Detektor abgebildet. Je nach Distanz zwischen der Oberfläche und dem Triangulationssensor wird hierbei das reflektierte Licht in einem anderen Winkel aufgefangen und an den Detektor weitergeleitet (vgl. Abbildung 3.22). Dieses Halbleiterelement liefert wiederum in Abhängigkeit der Position des empfangenen Lichtpunktes unterschiedliche elektrische Signale, die von einer Software als unterschiedliche Profildordinaten interpretiert und schließlich ebenfalls als zweidimensionales Rauheitsprofil ausgegeben werden. Dieses Laser-Triangulationsverfahren wurde bereits von *Schäfer* [85, 86] zur Messung von Rauheiten an Betonoberflächen getestet.

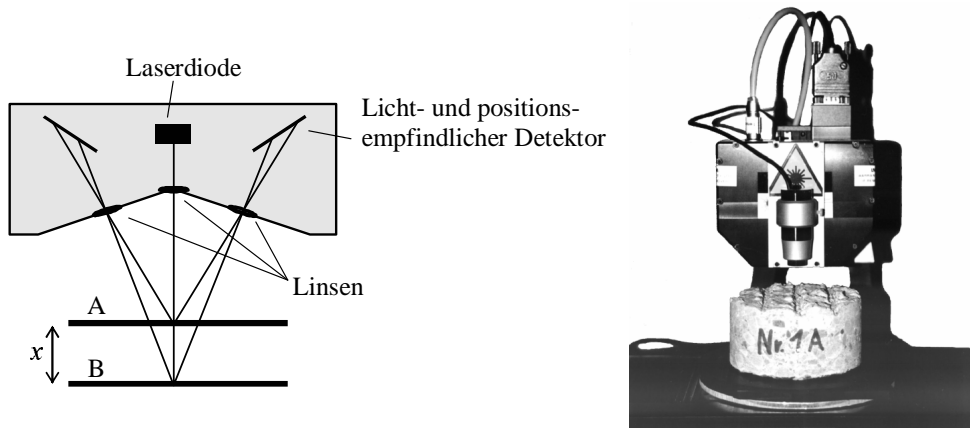


Abbildung 3.22: Prinzip eines Triangulationssensors (links). Verwendeter Doppeltriangulationslaser (rechts)

Vergleicht man nun diese drei optischen Verfahren, wird deutlich, dass sich die parametrische optische Rauheitsmessung für die Untersuchung von Betonoberflächen wohl am wenigsten eignet. Mit ihr lässt sich zwar in Form von  $R_q$  sogar ein Rauheitsparameter der neuen *DIN EN ISO 4287* [31] bestimmen, jedoch geht mangels eines Rauheitsprofils als Ergebnis jeglicher anschaulicher Bezug zur Geometrie der Oberflächenstruktur verloren. Des Weiteren scheint die Bestimmung der meisten nachfolgend aufgeführten Rauheitskennwerte damit unmöglich. Dagegen ist das Laser-Triangulationsverfahren wahrscheinlich das praktikabelste und unkomplizierteste optische Verfahren. Mit ihm erhaltene Rauheitsprofile können zudem mit den Profilschnitten von *Schäfer* [85, 87] verglichen werden, welche nach derselben Methode ermittelt wurden.

Im Baustoffkunde Institut der Technischen Universität München wurde zur Rauheitsmessung schließlich ein Doppeltriangulationslaser (vgl. Abbildung 3.22) verwendet. Messfehler, die aus der Wechselwirkung mit der zu vermessenden Oberfläche (z.B. unterschiedliches Reflexionsverhalten) resultieren, werden durch dieses Messgerät aufgrund seiner zwei, zur Laserdiode symmetrisch angebrachten licht- und positionsempfindlichen Detektoren, weitestgehend kompensiert.

Da der Messbereich des Sensors lediglich 3 mm beträgt, können größere Rauheiten nur durch Überlagerung zweier Messungen beschrieben werden. Die mögliche Auflösung des Messgerätes betrug  $0,3 \mu\text{m}$  in vertikaler und  $30 \mu\text{m}$  in horizontaler Richtung. Als Messschrittweite zur sinnvollen Abbildung der nach Abschnitt 3.1 erläuterten Ordnung der Rauheit wurde  $0,2 \text{ mm}$  gewählt und ergab somit bei einer Messfläche von  $40 \times 40 \text{ mm}$  ein Ordinatensystem von  $200 \times 200$  Punkten.

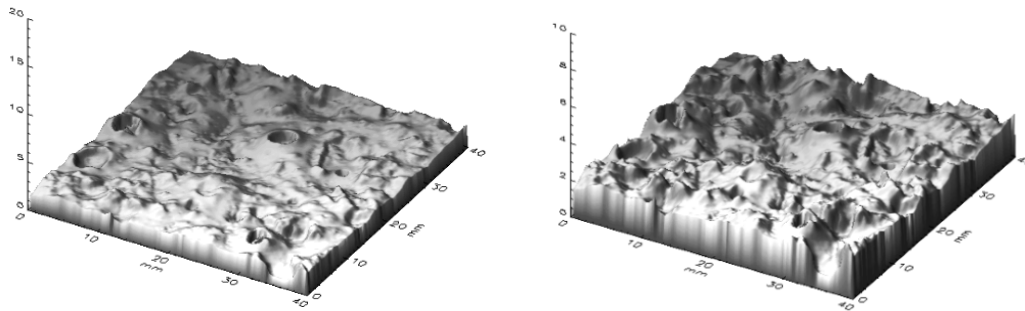


Abbildung 3.23: Darstellung der 3-D Lasermessungen an Oberflächenausschnitten der Referenzkörper "rüttelrau"

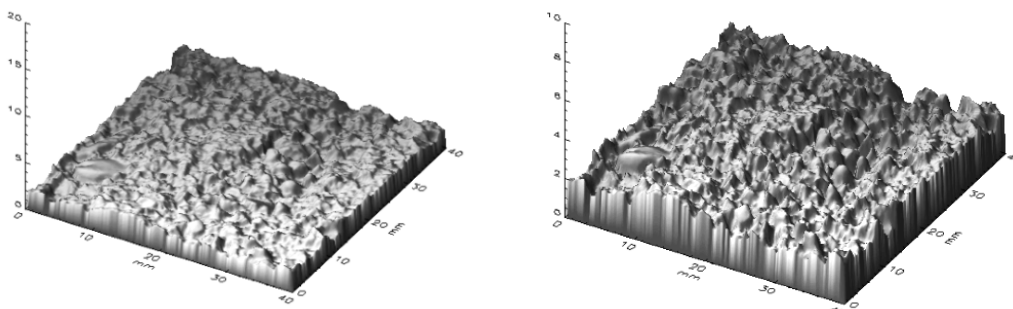


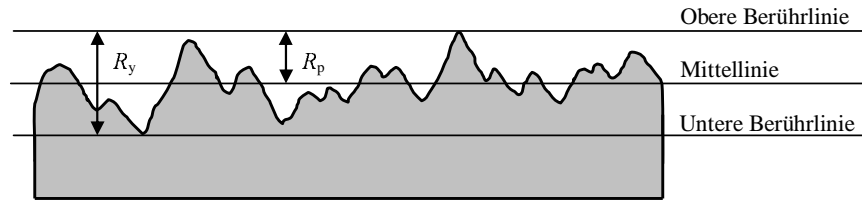
Abbildung 3.24: Darstellung der 3-D Lasermessungen an Oberflächenausschnitten der Referenzkörper "schwach HDW-gestrahlt"

## 3.4 Quantitative Bestimmung der Rauigkeit

### 3.4.1 Profilkuppenhöhe und Profilhöhe

Als wesentliche Senkrechtkenngrößen des ungefilterten Rauheitsprofils bieten sich in Anlehnung an *DIN 4762* [28] vor allem die maximale Profilkuppenhöhe  $R_p$  sowie die maximale Profilhöhe  $R_y$  an. Bezugssystem für die maximale Profilkuppenhöhe  $R_p$  (in der früheren Ausgabe der *DIN 4762* als Glättungstiefe bezeichnet) ist die so genannte Mittellinie des Profils. Darunter versteht man eine Gerade, die ein auf einer bestimmten Bezugsstrecke gegebenes Rauheitsprofil in der Weise durchschneidet, dass die Summe der Quadrate der Profilabweichungen von ihr minimal ist; sie entspricht somit dem Ergebnis einer linearen Regression der Profilmessdaten. Wie in Abbildung 3.25 verdeutlicht, ergibt sich die maximale Profilkuppenhöhe  $R_p$  nun als Abstand dieser Mittellinie von den höchsten Punkten des Profils innerhalb der Bezugsstrecke.



Abbildung 3.25: Kenngrößen zur Beschreibung der Rauheit analog *DIN 4762*

Dagegen ist die maximale Profilhöhe  $R_y$  (in der früheren Ausgabe mit Rautiefe  $R_t$  benannt) gemäß *DIN 4762* als Abstand zwischen der Linie der Profilkuppen (obere Berührlinie) und der Linie der Profiltäler (untere Berührlinie) innerhalb eines bestimmten Profilschnitts, d.h. also als die Differenz zwischen höchster Spitze und dem tiefsten Tal, definiert. Berechnet man sich nun bei verschiedenen, durch jeweils beliebig viele Messwerte gegebene Rauheitsprofile die Regressionsgerade (= Mittellinie nach *DIN EN ISO 4287* [31]), so stellt man fest, dass sich hierbei im Vergleich zur definierten, horizontalen Bezugsebene der Profilmessung fast nie horizontale sondern immer mehr oder weniger fallende bzw. steigende Geraden ergeben (vgl. Abbildung 3.26). Bezieht man in einem nächsten Schritt die vorhandenen Profildaten auf eine solche Regressionsgerade, so hat damit bereits eine Filterung der implizit oftmals vorhanden, globalen Schiefstellung (als Bestandteil der globalen Rauheit) der Oberfläche stattgefunden.

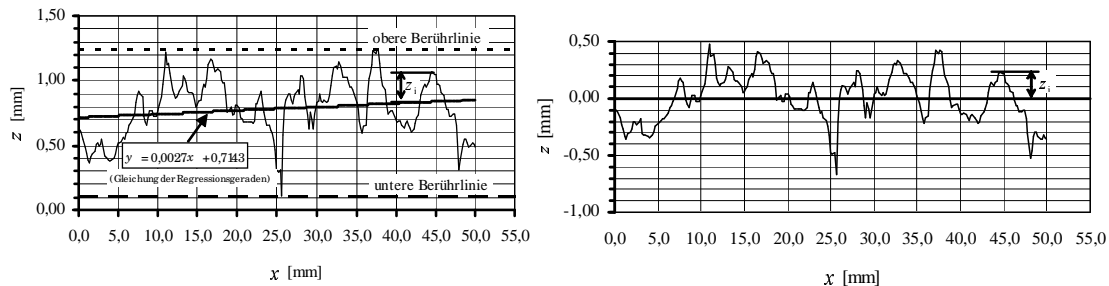


Abbildung 3.26: Gemessenes Rauheitsprofil mit Regressionsgerade (links). Dasselbe Profil bezogen auf die Regressionsgerade (rechts)

Um einen solchen Effekt zunächst zu umgehen, wurde abweichend von den Formulierungen der *DIN EN ISO 4287* [31] eine modifizierte Vorgehensweise zur Anwendung kommen. In Anlehnung an die Auswertungen *Schäfers* [86] empfiehlt sich hierbei die Einführung einer arithmetischen Mittellinie auf die sich dann im Folgenden auch die Rauheitskenngröße  $R_p$  bezieht. Diese Linie stellt eine Näherung an die oben beschriebene Regressionslinie dar (vgl. auch Abbildung 3.27) und lässt sich leicht berechnen: Die von einer unterhalb der Profillinie liegenden, horizontalen Bezugsebene aus gemessenen Profildaten werden auf die obere Berührlinie bezogen, von den dadurch entstehenden neuen Profildaten das arithmetische Mittel gebildet und somit eine, in diesem Abstand von der oberen Berührlinie verlaufende, neue Mittellinie (die arithmetische mittlere Linie) erhalten. Es ist offensichtlich, dass die damit entstehende rechteckige Fläche zwischen oberer Berührlinie und arithmetischer mittlerer Linie in jedem Fall der Fläche entspricht, die von der Profillinie und der oberen Berührlinie eingeschlossen wird. Daher ist der Wert, der dadurch gewonnenen, leicht modifizierten maximalen Profilkuppenhöhe  $R_p$ , zumindest theoretisch, mit der

durch das Sandflächenverfahren nach *Kaufmann* (vgl. Abschnitt 3.3.2) ermittelbaren Rautiefe  $R_t$  identisch und kann mit dieser verglichen werden. Zudem verläuft die arithmetische Mittellinie innerhalb der Bezugsstrecke immer so, dass die Summe der Flächen, die von ihr und dem Profil begrenzt werden, auf beiden Seiten gleich groß sind (=Massenausgleichslinie). Die maximale Profilhöhe  $R_y$  ergibt sich aber auch bei der soeben geschilderten Vorgehensweise aus der Differenz bzw. Amplitude zwischen höchstem und niedrigstem Profilverlauf (vgl. Abbildung 3.27).

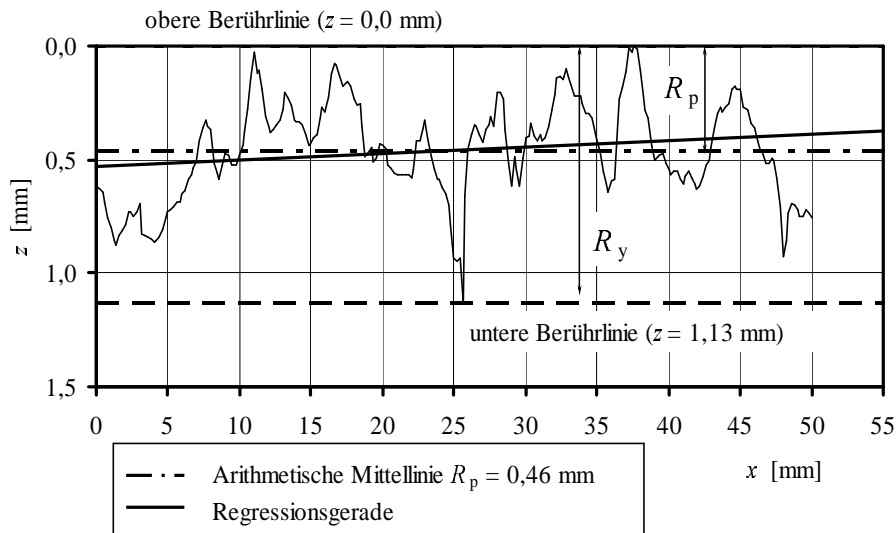


Abbildung 3.27: Vertikale Kenngrößen  $R_p$  und  $R_y$  der Oberflächenstruktur bei der Verwendung der arithmetischen Mittellinie

Tabelle 3.6: Arithmetische Mittelwerte der mittleren Rautiefe  $R_t$  und maximalen Profilkuppenhöhe  $R_p$  der Referenzrauheiten in Abhängigkeit der Messmethode

Bezeichnung	Tastschnitt <sup>1)</sup>	Sandflächen <sup>2)</sup>	Laser 2D <sup>3)</sup>	Laser 3D <sup>4)</sup>
	$R_p$ [mm]	$R_t$ [mm]	$R_p$ [mm]	$R_p$ [mm]
Nagelrechen	4,80	4,63	-	-
Sandgestrahl	1,20	0,77	0,70	0,85
Rüttelrau	1,22	1,15	0,78	0,94
HDW-stark	2,40	1,69	-	-
HDW-schwach	1,38	1,11	0,68	0,75

<sup>1)</sup> aus drei unabhängigen Überfahrungen von 232 mm Länge

<sup>2)</sup> aus drei unabhängigen Einzelmessungen

<sup>3)</sup> aus drei unabhängigen, mittigen Überfahrungen von 94 mm Länge

<sup>4)</sup> aus einer Rastermessung auf einer mittigen Fläche der Größe 40 × 40 mm

In Tabelle 3.6 sind die gemessenen Mittelwerte von verschiedenen Oberflächenrauheiten aufgelistet. Deutlich zeigen sich die unterschiedlichen Ergebnisse der theoretisch identischen Kenngrößen  $R_t$  und  $R_p$  aufgrund der in unterschiedlicher Weise ermittelten Profildaten. Es wird klar mit welcher Genauigkeit bei der Anwendung dieser Parameter zu rechnen ist, wenn Variationen der Messlänge und der Schrittweite bereits zu solchen Abweichungen führen. Eine vergleichende

Betrachtung anhand der maximalen Profilkuppenhöhe ist aber bei Daten aus identischer Messmethode durchaus sinnvoll.

### 3.4.2 Amplitudendichte- und Materialanteilkurve

Beschränkt man sich bei der Quantifizierung von Oberflächenrauheiten auf eine Ermittlung der maximalen Profilkuppenhöhe  $R_p$  und der maximalen Profilhöhe  $R_y$ , so können sich theoretisch für diese Parameter gleiche Werte ergeben, obwohl zwei Oberflächen bereits augenscheinlich einen unterschiedlichen Rauheitscharakter aufweisen. Als Beispiele werden einige definiert strukturierte Oberflächen betrachtet, die als geometrische Modellvorstellungen zur Nachrechnung der Rissverzahnung gebräuchlich sind. Ihre Geometrien als Profilschnitt sind in Abbildung 3.28 dargestellt. Jedes dieser vier Rauheitsprofile weist eine maximale Profilkuppenhöhe von  $R_p = 1,10$  mm sowie eine maximale Profilhöhe  $R_y = 2,2$  mm auf. Das in Abbildung 3.28 angedeutete Profil zeigt die Verwandtschaft der verschiedenen Rauheitsgeometrien zum Grundtyp des Sägezahnprofils. Damit erklärt sich die Übereinstimmung der Parameter  $R_p$  und  $R_y$  auch in Anbetracht der in Abschnitt 3.4.1 genannten Gesetzmäßigkeiten: Bei allen Profilen ist die von der oberen Berührlinie und dem Profil eingeschlossene Fläche gleich der Fläche zwischen oberer Berührlinie und der Mittellinie ( $z = 0,0$  mm), Diese Linie ist demnach tatsächlich die arithmetische Mittellinie. Zudem ergeben sich dadurch für die mittlere Rautiefe  $R_t$  identische Werte für die unterschiedlichen Profile.

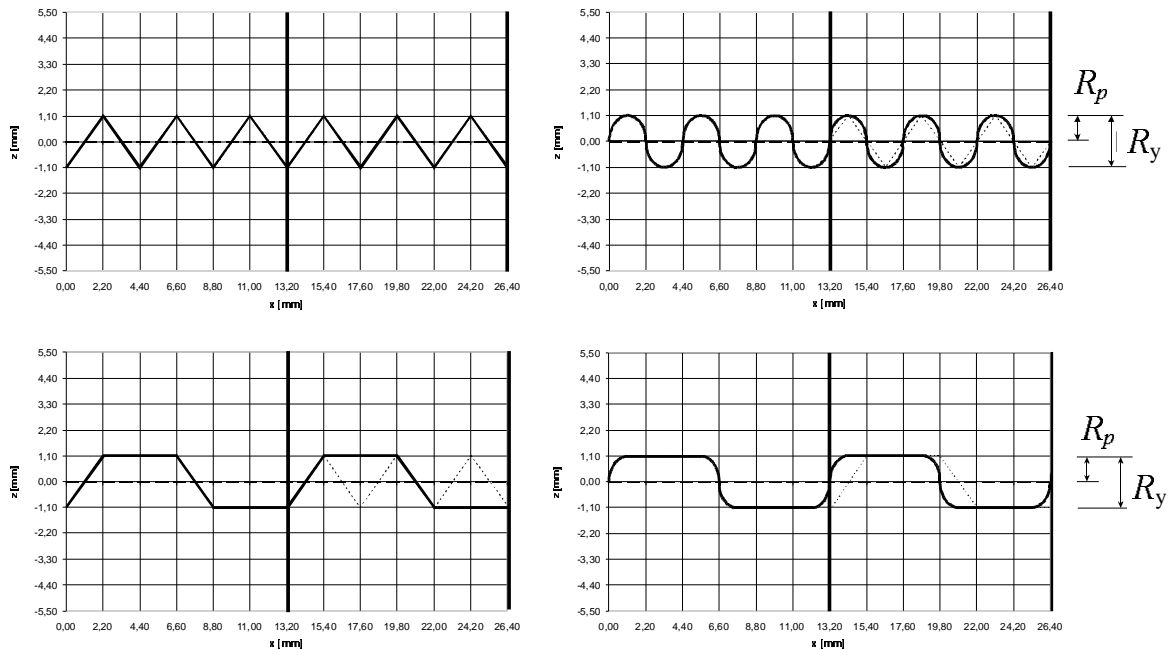


Abbildung 3.28: Beispiele für definiert profilierte Strukturen mit identischen Werten für  $R_p$  und  $R_y$

Die obigen Beispiele zeigen auf diese Weise anschaulich, dass eine bloße Betrachtung von  $R_p$  und  $R_y$  noch nicht ausreicht, um Betonoberflächen eindeutig zu beschreiben. Diese Parameter erfassen

zwar die maximale Amplitude eines Rauheitsprofils, das Auftreten und die Häufigkeit bestimmter charakteristischer Oberflächengeometrien jedoch nicht. Um nun diesem Effekt gleicher  $R_p$ - und  $R_y$ -Werte zu begegnen bzw. um Rauheitsprofile grundsätzlich hinsichtlich ihrer hauptsächlich vorhandenen geometrischen Erscheinungsformen unterscheiden zu können, erscheint der zusätzliche Vergleich verschiedener Betonoberflächen anhand einer so genannten Amplitudendichte- bzw. Materialanteilkurve als eine viel versprechende Methode. Diese Kurven sind auch Bestandteil, der in der *DIN EN ISO 4287* [31] sowie auch in der amerikanischen Norm *ASME B46.1-1995* [7] zur allgemeinen Beschreibung von Oberflächen aufgeführten Parameter; Abbildung 3.29 zeigt dazu Prinzipskizzen.

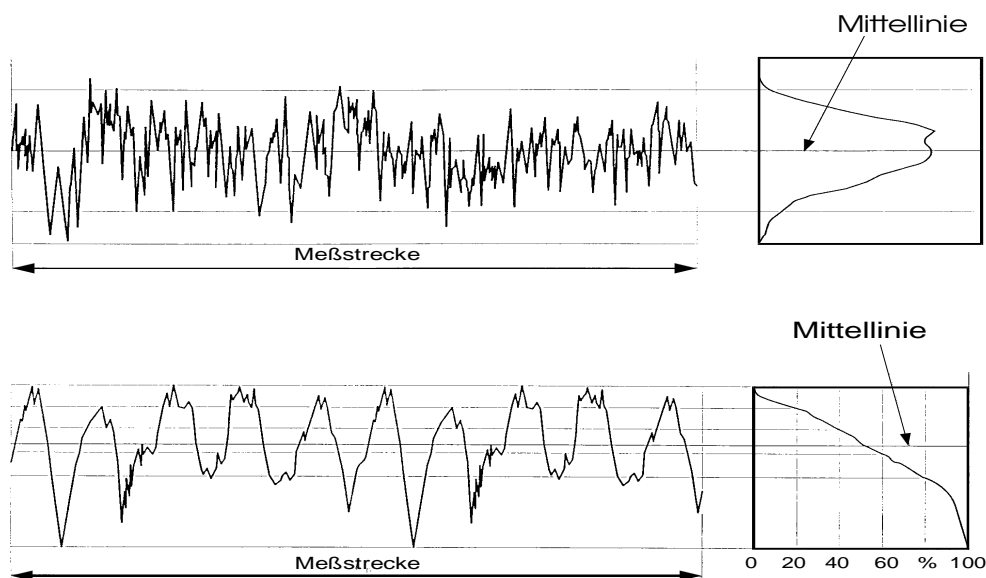


Abbildung 3.29: Oben: Darstellung der Amplitudendichtekurve. Unten: Materialanteilkurve (auch *Abbott-Firestone* Kurve genannt) nach *DIN EN ISO 4287* [31]

Sollen nun Amplitudendichte- bzw. Materialanteilkurven für ein gemessenes Rauheitsprofil berechnet werden, ist zunächst zu beachten, dass es sich bei den Messwerten (Ordinatenwerten) im statistischen Sinne um so genannte stetige Variablen handelt. Darunter versteht man in der Statistik Variablen, die im Prinzip jeden Wert und jeden Zwischenwert innerhalb einer bestimmten Skala annehmen können. Aufgrund dieser Vielzahl theoretisch möglicher Messwerte und der dazu vergleichsweise nur relativ wenigen, wirklich auftretenden und erfassten Werte, muss eine Klassifizierung (d.h. eine Bildung von Häufigkeitsklassen) der gemessenen, auf eine Mittellinie bezogenen Profildordinaten vorgenommen werden. Ausgehend von dieser Mittellinie (zur Berechnung der Amplitudendichte- bzw. Materialanteilkurve sollte stets eine mit der Methode der kleinsten Abweichungsquadrate erhaltene Mittellinie verwendet werden) erscheint beim Rauheitsprofil einer Betonoberfläche z.B. eine Klassenbreite von 0,05 mm bzw. ab einem Amplitudenwert von  $|z| > 3,00$  mm eine Klassenbreite von 0,25 mm als sinnvoll. Wird mit den Messwerten einer Profillinie auf diese Weise verfahren, ergibt sich die Amplitudendichtekurve als das Histogramm der relativen Häufigkeiten der verschiedenen Klassen. Erfolgt in einem nächsten Schritt dann die Kumulation dieser relativen Häufigkeiten, erhält man eine Treppenfunktion der relativen Sum-

menhäufigkeiten (in der Statistik auch als Summenkurve oder Ogive bezeichnet) und somit die Materialanteilkurve. Es wird in diesem Zusammenhang jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen, dass hierdurch gewonnene Amplitudendichte- bzw. Materialanteilkurven verschiedener Oberflächen nur dann miteinander verglichen werden können, wenn sie auf einer gleichen Klassifizierung der jeweiligen Ausgangsdaten basieren. Der nach *DIN EN ISO 4287* vorgeschlagene Parameter der Kernrauheit erscheint im Hinblick auf die Bedeutung bei einem mechanischen Abscheren nicht sinnvoll, da er den Bereich hoher Amplituden nicht berücksichtigt.

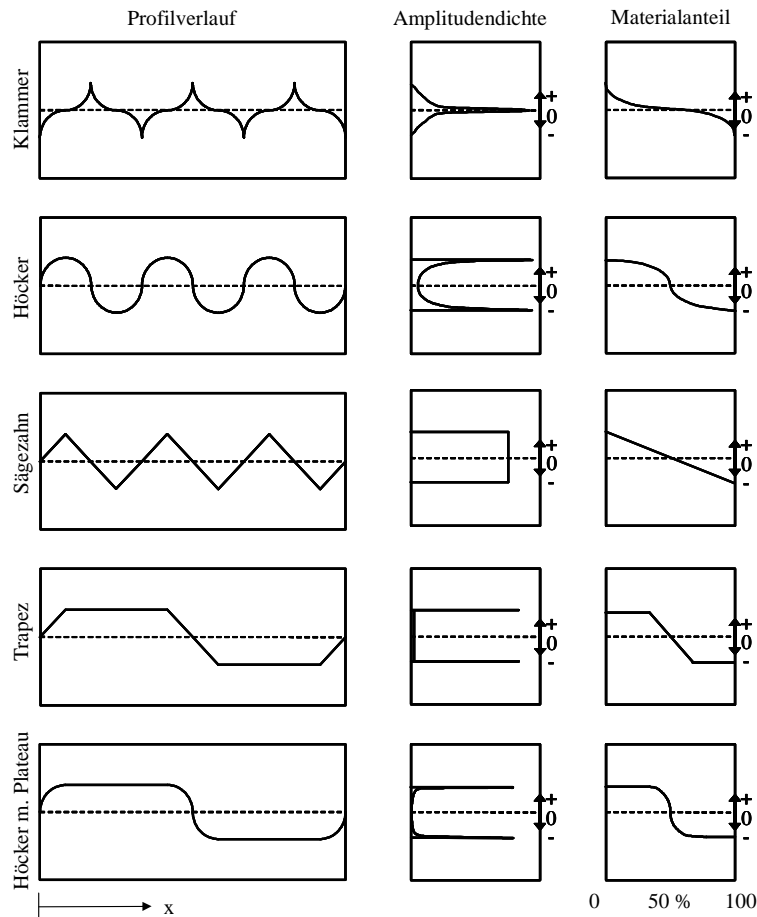


Abbildung 3.30: Amplitudendichte- und Materialanteilkurven verschiedener definierter Modellprofile

Angewandt auf die oben aufgeführten Profilierungsbeispiele (vgl. Abbildung 3.28), ergibt eine solche Vorgehensweise, die in Abbildung 3.30 gezeigten Histogramme (=Amplitudendichtefunktionen) und Treppenfunktionen (=Materialanteilkurven). Dabei kennzeichnet die dort hervorgehobene Mittellinie jeweils die Amplituden mit  $z = 0,00$  mm, die darauf folgende darüber- bzw. darunter liegende Linie die Profilwerte mit  $z = 3,00$  mm bzw.  $z = -3,00$  mm und schließlich die jeweils das Diagramm oben bzw. unten begrenzende, horizontale Linie die Ordinaten mit  $z = 10,00$  mm bzw.  $z = -10,00$  mm. Es wurde hierbei die erläuterte vorgeschlagene Klassifizierung verwendet. Die in Abbildung 3.30 abgebildeten Kurven sind in **teils** vergrößerter Form auch im Anhang A zu finden.

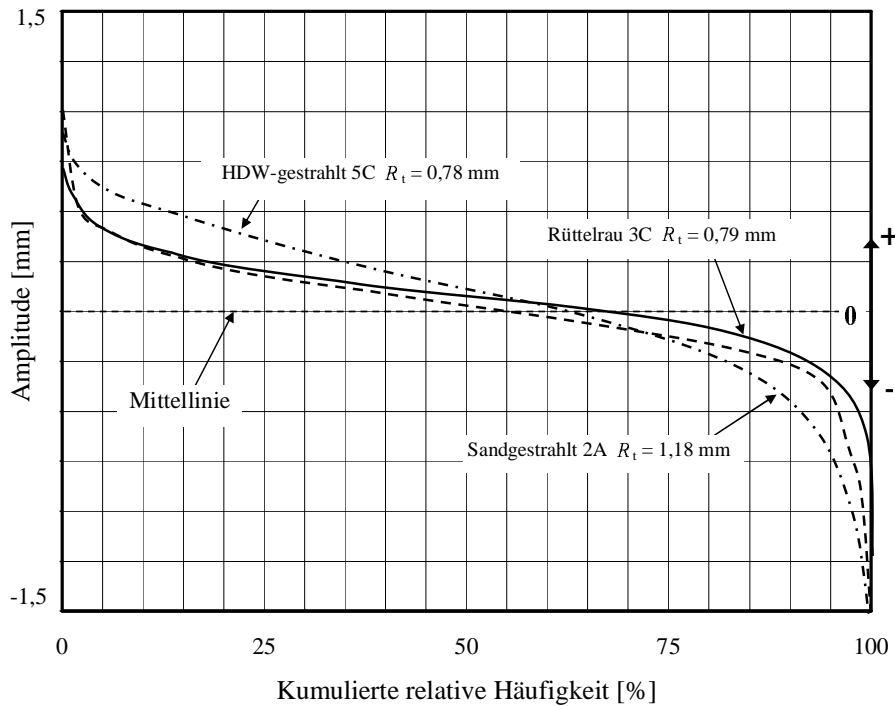


Abbildung 3.31: Materialanteilkurve (*Abbott-Firststone* Diagramm) der gemessenen Referenzkörperoberflächen ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

Ein Vergleich der oben aufgeführten Amplitudendichte- bzw. Materialanteilkurven macht nun so gleich deutlich, dass von der Geometrie her unterschiedliche Oberflächen, trotz gleicher Werte für  $R_p$  und  $R_y$ , unterschiedliche Kurvenverläufe liefern. Während das Sägezahnprofil aufgrund seiner ausschließlich linear verlaufenden Flanken sowohl bei der Amplitudendichte- wie auch bei der Materialanteilkurve eine konstante Steigung der auftretenden Amplitudenwerte zeigt, ist bei den anderen Profilierungen immer eine mehr oder weniger stark ausgeprägte Konzentration bestimmter Pofilordinatenklassen zu verzeichnen. Verläuft das Profil innerhalb einer Häufigkeitsklasse mit einer großen Steigung, so können dieser Klasse nur wenige Ordinatenwerte zugeordnet werden; verläuft eine Profilflanke mit geringer Steigung, so fallen in die jeweilige Klasse vergleichsweise viele Profildordinaten. Insbesondere beim Trapez-, Höcker- und Höckerprofil mit Plateau ist somit eine deutliche Dominanz des Maximalwerts der Amplitude feststellbar. Dies offenbart sich zum einen durch eine große Häufigkeit dieser Werte bei den Amplitudendichtekurven und ist zum anderen aus den langen, horizontal verlaufenden Abschnitten der Materialanteilkurven ersichtlich. Bei der Untersuchung obiger Histogramme und Treppenfunktionen erschließt sich außerdem eine weitere Gesetzmäßigkeit: während die Profilierungen mit geraden (ganz bzw. teilweise linear verlaufenden) Flanken bei den Außenkanten der Amplitudendichtekurve jeweils große, schlagartige Sprünge aufweisen und bei den Materialanteilkurven stets linear verlaufende Bereiche verursachen, zeichnen sich die aus Halb- und Viertelkreisen bestehenden Oberflächenstrukturen bei den Histogrammen ebenso wie auch bei den kumulierten Häufigkeiten hauptsächlich durch allmählich ansteigende, gekrümmt verlaufende Kurven aus. Sowohl beim Vergleich des Sägezahn- mit dem Höckerprofil, als auch bei der Gegenüberstellung des Trapez- und des Höckerprofils mit Plateaus lässt sich dieser Effekt feststellen. Besonders anhand der Krümmung und Steigung der Material-

anteilkurven lässt sich damit also nicht zuletzt auch eine gewisse, unterschiedliche Zuwachsrates verschiedener Klassen von Profildordinaten beobachten.

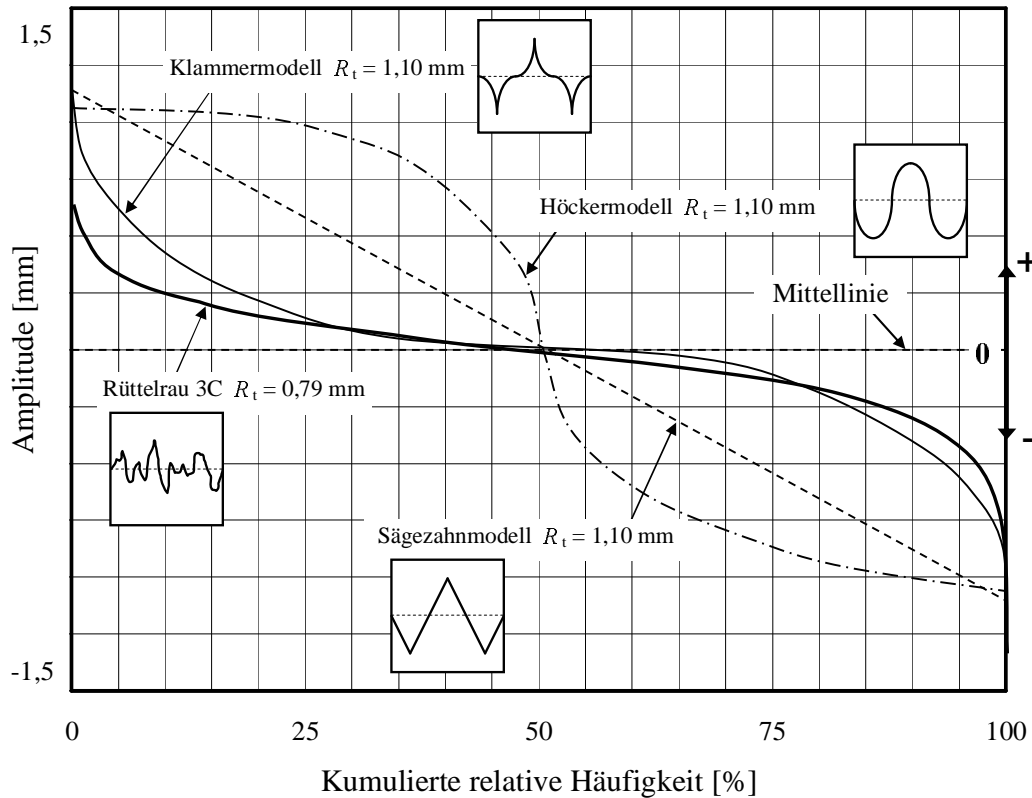


Abbildung 3.32: Vergleich verschiedener Modellvorstellungen mit einer gemessenen Materialanteilkurve ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

Abbildung 3.31 zeigt jeweils typische Materialanteilkurven als Mittelwerte verschiedener, dreidimensional mit einem Doppeltriangulationslaser gemessener Oberflächenrauheiten. Anhand der Auswertung kann für alle unterschiedlichen Rauheiten ein in seiner Form ähnlicher Verlauf der Materialanteilkurven beobachtet werden. Dennoch lassen sich einige Unterschiede feststellen. So verläuft die Materialanteilkurve für HDW-gestrahlte Oberflächen sichtbar steiler als die der rüttelraue belassenen Flächen, obwohl beide eine nahezu identische Rautiefe  $R_t$  besitzen. Die rüttelraue Oberfläche besteht demnach aus weniger und im Betrag kleineren Maximalwerten der Amplitude als die HDW-gestrahlte Rauheit. Die Materialanteilkurve der sandgestrahlten Oberfläche mit größerer Rautiefe ist annähernd deckungsgleich mit der Kurve der rüttelrauen Oberfläche, wobei sie vom Betrag her größere Extrempunkte aufweist. Diese Maximalwerte der Amplitude des Profils sind jedoch wesentlich schmaler als dies beim HDW-gestrahlten Profil der Fall ist. Allein aus der Analyse der Rauheiten bestätigen die Ergebnisse also die Vermutungen vorangegangener Untersuchungen unterschiedlicher Forscher (vgl. Abschnitt 2.2.2). Danach können mittels HDW-Strahlens günstigere Verhältnisse für einen späteren Verbund geschaffen werden als beispielsweise durch Sandstrahlen. Es wird ebenfalls deutlich, weshalb unter Verwendung von Normalbeton das Sandstrahlen keinen allzu großen Vorteil gegenüber einer rüttelraue belassenen Oberfläche bietet.

Vergleicht man nun die einzelnen theoretischen Modellvorstellungen mit dem Verlauf der Materialanteilkurve einer tatsächlichen Rauheit (vgl. Abbildung 3.32), so sieht man deutliche Abweichungen zu den in der Literatur häufig gewählten (vgl. Abschnitt 3.1.3) geometrischen Vereinfachungen zur Berechnung der Rissverzahnung. Während das Höckermodell basierend auf den Vorstellungen kugelförmiger Zuschläge und das Sägezahnmodell die real existierende Rauheitsstruktur in der Darstellung der Materialanteilkurve nur unzureichend beschreiben, ergeben sich für das neu gewählte Klammerprofil als Modell die besten Übereinstimmungen. Geometrisch kann ein solches Klammerprofil beispielhaft nach Gleichung (3.14) bestimmt werden.

$$f(x) = \begin{cases} h - \sqrt{h^2 - \Delta x^2} & \text{für } 4n \cdot h \leq x < (4n + 1) \cdot h \\ h - \sqrt{4h\Delta x - 3h^2 - \Delta x^2} & \text{für } (4n + 1) \cdot h \leq x < (4n + 2) \cdot h \\ -h + \sqrt{4h\Delta x - 3h^2 - \Delta x^2} & \text{für } (4n + 2) \cdot h \leq x < (4n + 3) \cdot h \\ -h + \sqrt{8h\Delta x - 15h^2 - \Delta x^2} & \text{für } (4n + 3) \cdot h \leq x < (4n + 4) \cdot h \end{cases} \quad (3.14)$$

$$\Delta x = x - 4n \cdot h \quad (3.15)$$

mit

$$n \in \mathbb{N}_0$$

$h$  Halbe Profilhöhe (entspricht  $R_t$ )

Die Problematik, ein relevantes geometrisches Modell zur Berechnung der Rissverzahnung zu bestimmen, wird hierbei offensichtlich. In Anbetracht der Abweichungen der meisten gängigen Vorstellungen sind solche Vereinfachungen in Frage zu stellen.

### 3.4.3 Analyse nach Vergne

Ein weiteres Verfahren zur Untersuchung verschiedenartig erzeugter Betonoberflächen, welches jedoch ausschließlich die überwiegende, durchschnittliche Flankenneigung der Rauheitserscheinungen berücksichtigt, ist die so genannte Analyse nach *Vergne* [91]. Obwohl diese Methode ursprünglich zur Ermittlung des Reibungswinkels von Rissflächen in der Felsmechanik entwickelt wurde, ist sie unter der Voraussetzung einer konstanten Schrittweite der gemessenen Profildaten auch auf Betonoberflächen übertragbar. Die Grundidee dieses Verfahrens besteht dabei vor allem darin, für jedes Rauheitsprofil und für jeweils mehrere unterschiedliche Basislängen die durchschnittliche Steigung der Oberflächenstrukturen zu berechnen. Die mittleren Flankenneigungen aller auf diese Weise erhaltenen, möglichen Profilelemente werden schließlich in Abhängigkeit der jeweiligen zugehörigen Basislängen in einem Diagramm aufgetragen, so dass letztendlich ein Vergleich verschiedener Kurven möglich ist. In Abbildung 3.33 wird das Prinzip dieser Analyse nach *Vergne* nochmals verdeutlicht. Dort abgebildet ist auch der Algorithmus dieses Verfahrens (die unterschiedlichen Basislängen sind mit  $L_0^n$  bezeichnet; es gilt also  $L_0^n = n \cdot L_0^1$  und somit ist  $L_0^n$  immer ein Vielfaches des kleinsten Messabstandes  $L_0^1$ ) sowie Beispielkurven für die hiermit von *Vergne* [91] berechneten mittleren Reibungswinkel (=mittleren Steigungen) verschiedener Felsproben.

$$\tan \alpha = \sum_{i+n}^i \left( \left| \frac{h_i - h_{i+n}}{L_0^n} \right| \right) \quad (3.16)$$



Hierin ist:

$h_i$  Profilhöhe an der Stelle  $x_i$   
 $L_0^n$  Basislänge zwischen den Abschnitten  $x_i$  und  $x_{i+1}$

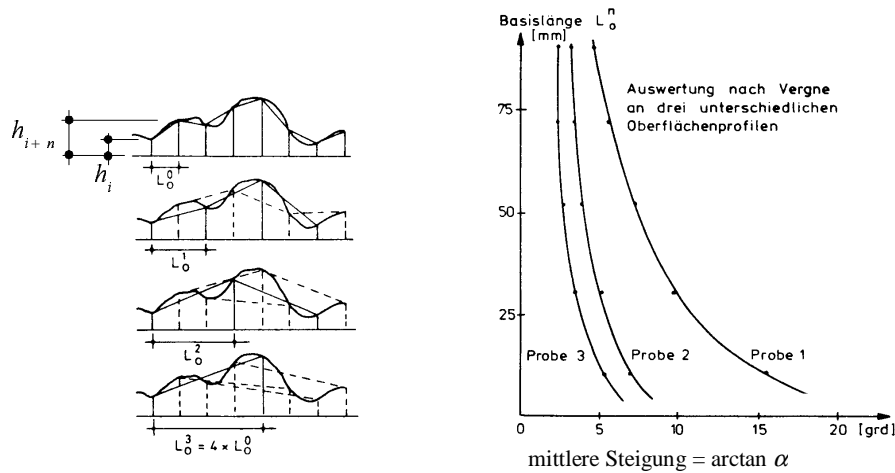


Abbildung 3.33: Algorithmus und Prinzip der Analyse nach *Vergne* [91] am Beispiel von Gesteinsproben

Als einen möglichen Schwachpunkt dieses Verfahrens nennt *Ruth* [80] die starke Abhängigkeit der Ergebnisse von der Länge der Gesamtmessstrecke. Ist jedoch eine ausreichende Gesamtmessstrecke gegeben, die bereits augenscheinlich dominanten Strukturen einer Oberfläche mehrmals beinhaltet, so erscheint diese Kritik unbegründet. Tatsache bei der Analyse nach *Vergne* ist aber, dass die Interpretation der Ergebnisse im Gegensatz zu den oben beschriebenen Amplitudendichte- bzw. Materialanteilkurven ausschließlich anhand des jeweiligen Verlaufs der Kurven erfolgen kann. Dies hat damit in jedem Fall den Nachteil, dass hierdurch eine einheitliche Bewertung solcher Kurven in der Praxis in einem nicht zu verachtenden Maße erschwert wird. Die Analyse von *Vergne* berücksichtigt sowohl positive wie auch negative Steigungen des Rauheitsprofils. Betrachtet man aber wie hier ausschließlich den Fall vorwiegend richtungstreuer Lasteinwirkung, so stellt dies genau genommen eine gewisse Inkonsequenz in der Darstellung der Rauheit im Hinblick auf das mechanische Tragverhalten dar, was auch aus Abbildung 3.34 deutlich hervorgeht: Je nachdem ob sich die Fugenufer horizontal voneinander weg bzw. aufeinander zu bewegen, treten jeweils immer nur die Flanken positiver bzw. negativer Steigung miteinander in Kontakt. Zudem können sich auch die Kontaktflächen in Abhängigkeit der Verschiebungsrichtung voneinander unterscheiden. Der Effekt der Rissreibung wird jeweils nur von einer dieser zwei Gruppen von Flankenneigungen aktiviert. Daher wurden die mittleren Steigungen der Strukturen zusätzlich in einer "modifizierten" Analyse nach *Vergne* hinsichtlich dieses Kriteriums differenziert untersucht. Die gemessenen Unterschiede dieser modifizierten Analyse nach *Vergne* erwiesen sich jedoch als sehr gering. Begründet kann dies durch die Anwendung nicht richtungsorientierter Aufrauungsmethoden werden. Die richtungstreue, mit einem Nagelrechen aufgeraute Oberfläche wurde für in beide Richtungen jeweils orthogonal zum Nagelstrich, also ebenfalls nicht richtungsorientiert betrachtet und zeigte somit auch keine wesentlichen Abweichungen. Eine differenzierte Betrachtung ist somit nur bei Rauheiten notwendig, deren Herstellung eindeutig richtungstreu Geometrien schafft und diese richtungstreu beansprucht werden, wie etwa bei einer unsymmetrischen Profi-

lierung mit einem Formkörper. Die Ergebnisse der umfassenden Analyse nach *Vergne* finden sich in Anhang A.

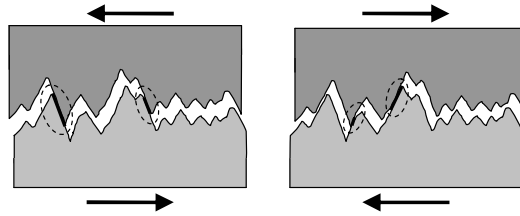


Abbildung 3.34: Interaktion verschiedener Zahnflanken infolge unterschiedlicher Richtung der horizontalen Relativverschiebung der Fugenufer

Die Betrachtung durchschnittlicher Steigungen erscheint dagegen als gerechtfertigt: die wenigen besonders steilen Flanken können in der Regel nämlich vernachlässigt werden, da es in einer Schubfuge infolge der Belastung durch Abrieb sowie elastoplastischer Verformungen stets zu einer gewissen Vereinheitlichung der vorhandenen Flankenneigungen kommen wird. Zu der Analyse von *Vergne* für das gesamte zweidimensionale Rauheitsprofil (d.h. also, für sowohl steigende wie auch abfallende Zahnflanken) der Referenzkörper wurden zudem allein die steigenden Zahnflanken berücksichtigt. Um den Einfluss der Messschrittweite und des Messverfahrens auszuschließen, wurden sowohl Lasermessungen mit 0,2 mm Schrittweite, als auch Tastschnittmessungen mit 2,0 mm Schrittweite zur Analyse verwendet. Eine Erfassung und Auswertung der noch übrigen, abfallenden Zahnneigungen wurde in einer eigenen dritten Betrachtung durchgeführt. Abbildung 3.35 zeigt exemplarisch die Ergebnisse für die, mittels Tastschnittverfahren erfassten unterschiedlichen Rauheiten. Ein Vergleich mit den nach *Kaufmann* ermittelten Rautiefen ergibt eine deutliche Übereinstimmung der absteigenden Reihenfolge der einzelnen Oberflächenrauheiten. Bei einer Betrachtung der genaueren 2D-Lasermessung verringert sich bei gleich bleibender Tendenz der Unterschied der einzelnen *Vergne*-Kurven voneinander. Betrachtet man die unterschiedlichen geometrischen Modellvorstellungen im Vergleich mit einer gemessenen Oberflächenrauheit nach *Vergne* (vgl. Abbildung 3.36), so erweist sich von den untersuchten Geometrien, erneut das Klammerprofil als die realistischste Darstellung. Die Unstetigkeiten in den *Vergne*-Kurven der einzelnen simulierten Profile ergibt sich zwangsläufig aus den Berechnungsschritten des Verfahrens, sowie der zyklisch linearen Anteile der Profilgeometrien.

#### 3.4.4 Wenzelscher Quotient

Zur Ergänzung der in *DIN 4762* [28] beschriebenen Rauheitskennwerte  $R_p$  und  $R_y$  bezeichnet *Schäfer* [85] den so genannten *Wenzelschen* Quotienten als einen weiteren geeigneten Parameter zur Kennzeichnung einer rauen Oberfläche. *Wenzel* bestimmte für seine Untersuchungen zur auftretenden unterschiedlichen Ausbreitung von Flüssigkeiten in Abhängigkeit der Rauheit von Oberflächen die nach ihm benannte Kenngröße  $W$ . Nachfolgend wurde diese auch in den Arbeiten von *Kramrisch* [49] sowie *Ponahlo* und *Wieden* [72] als ein Mittel zur Differenzierung verschiedener Gesteinsoberflächen im Straßenbau angewandt. Dabei entspricht der *Wenzelsche* Quotient  $W$  im Prinzip dem ebenfalls in der *DIN 4762* [28] enthaltenen und von *Mainz* [56] zur Rauheitsbeschreibung genutzten Profillängenverhältnis  $l_r$ . Dieser ergibt sich aus einem durch Messung ermittelten zweidimensionalen Rauheitsprofil als das Verhältnis aus tatsächlich durch-

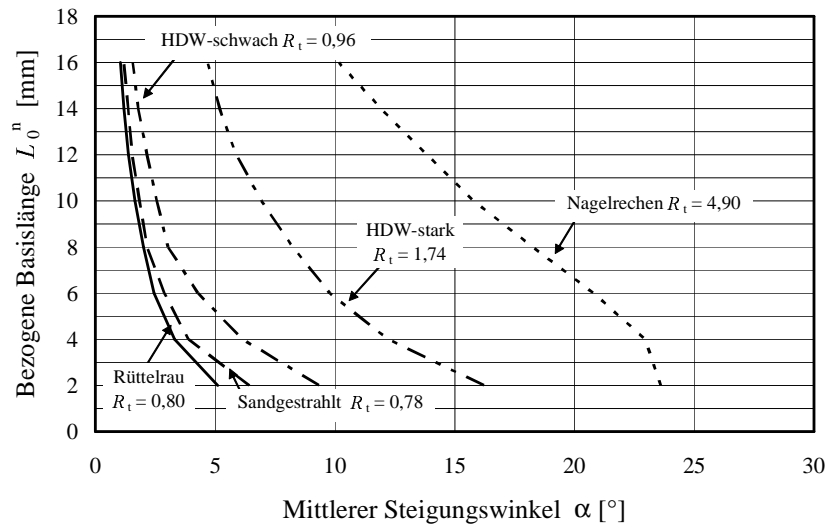


Abbildung 3.35: Vergleich der mittels Tastschnittverfahren gemessenen Rauheiten nach *Vergne* ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ ) unter Angabe der nach *Kaufmann* gemessenen Rautiefen  $R_t$  [mm]

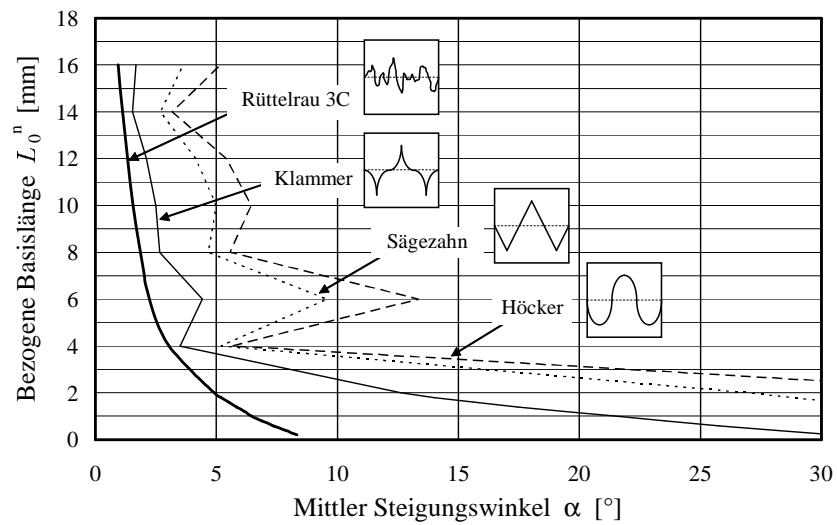
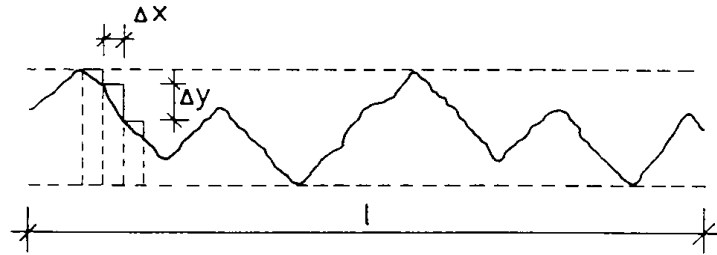


Abbildung 3.36: Vergleich verschiedener Modellvorstellungen nach *Vergne* mit einer rüttelrau belassenen Oberfläche ( $R_t = 0,80 \text{ mm}$ )

fahrener, gestreckter Profillänge und horizontaler Messstreckenlänge (vgl. Abbildung 3.37); seine Berechnung kann demnach wie folgt angegeben werden:

$$W = \frac{1}{l} \int_0^l ds \quad (3.17)$$

Abbildung 3.37: Prinzipskizze zur Berechnung des *Wenzelschen* Quotienten  $W$  von *Schäfer* [85]

mit  $ds^2 = dx^2 + dy^2$  oder vereinfacht zu:

$$W = \frac{1}{l} \sum_{i=1}^n \sqrt{(\Delta x_i)^2 + (\Delta y_i)^2} \quad (3.18)$$

Anstelle der Berechnung von  $W$  an einem Profilschnitt, bestimmt *Mechtcherine* [61] nach einem ähnlichen Verfahren die Rauheit von dreidimensionalen Bruchflächen als Quotient aus optisch gemessener Fläche  $A_{exp}$  und ihrer Projektionsfläche  $A_0$  ähnlich des tatsächlichen Faktors der Oberfläche  $W_R$  in Gleichung (2.8).

$$W_A = \frac{A_{exp}}{A_0} \quad (3.19)$$

Der *Wenzelsche* Quotient  $W$  liefert damit in gewisser Weise auch eine Näherung des Verhältnisses zwischen der tatsächlich vorhandenen, wahren Oberfläche (Ist-Oberfläche) und der ideal ebenen Projektionsfläche einer Schubfuge. Während beim Mechanismus des Haftverbundes von einer nahezu 100 %-igen Aktivierung dieser Ist-Oberfläche ausgegangen werden kann, wirkt beim Tragwiderstand der Rissverzahnung, der ja bereits bei kleinsten Fugenverschiebungen eintritt, nur der Teil der Kontaktfläche. Welche Größe die mit der gegenüberliegenden Struktur in Kontakt befindlichen Fläche besitzt, ist jedoch nicht direkt von  $W$ , bzw.  $W_A$  abhängig, sondern zudem von der Form der Ist-Oberfläche. Der Effekt der Rissverzahnung kann bei verschiedenartig ausgebildeten Oberflächen in jedem Fall auch unterschiedliche Größenordnungen erreichen. So liegt zwar der *Wenzelsche* Quotient des Sägezahnprofils aus Abbildung 3.28 mit  $W = 1,41$  über dem Wert  $W = 1,21$  für das ebenfalls dort abgebildete Trapezprofil, jedoch weist das Trapezprofil in experimentellen Untersuchungen [9, 22, 84, 87] stets einen deutlich höheren Tragwiderstand der Rissverzahnung auf. Demnach ist in diesem Zusammenhang vorstellbar, dass ein größerer *Wenzelsche* Quotient, d.h. eine größere Ist-Oberfläche, stets einen stärker ausgeprägten Haftverbund zur Folge haben wird. Ob damit aber auch eine größere Rissreibung einhergeht, erscheint eher fraglich. Die Annahme wird auch durch die Versuchsergebnisse von *Schäfer* [85] bestätigt. Während sich bei den dort untersuchten, rüttelrauen Versuchskörpern mit einem sehr guten, quasi monolithischen Tragverhalten eher kleine *Wenzelsche* Quotienten  $W$  ergaben ( $W = 1,13 \div 1,24$ ), zeigten die weniger tragfähigen Schubfugen fast ausschließlich größere Werte ( $W = 1,21 \div 1,36$ ). *Schäfer* folgert aus dieser Tatsache, dass der *Wenzelsche* Quotient insbesondere zur Beurteilung von profilierten Verzahnungen ungeeignet ist. Lediglich zur Beurteilung rüttelrauer bzw. anderweitig nicht definiert strukturierter Fugenoberflächen erscheint dieser Quotient demnach sinnvoll.

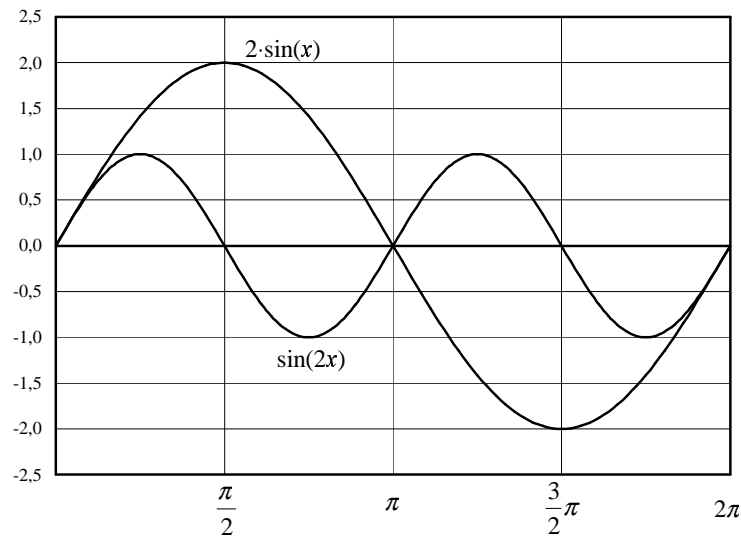


Abbildung 3.38: Verlauf der Funktionen  $y = 2 \sin(x)$  und  $y = \sin(2x)$ ; beide Funktionen weisen bei einer Messstrecke von  $2\pi$  eine Gesamtbogenlänge von 10,54 auf, d.h. also den gleichen *Wenzelschen* Quotienten  $W = 1,677$

Weitere Kritik am Prinzip des *Wenzelschen* Quotienten liefern die Aussagen von *Nissen* [62]. Die beiden in Abbildung 3.38 dargestellten theoretischen Rauheitsstrukturen beweisen, dass durchaus auch Rauheitserscheinungen 2. oder noch kleinerer Ordnung (unter der Voraussetzung einer solch geometrischen Näherung) mit Hilfe des *Wenzelschen* Quotienten nicht eindeutig unterscheidbar sind. Trotz einer voraussichtlich unterschiedlichen Tragfähigkeit und einer bei visueller Betrachtung bereits größer erscheinenden Rauheit der Funktion  $y = 2 \sin(x)$ , weist die Funktion  $y = \sin(2x)$  dieselbe Gesamtbogenlänge und somit den gleichen Wert für  $W$  auf. Einen leistungsfähigen bzw. eindeutigen Parametern zur Quantifizierung der Rauheit stellt der *Wenzelsche* Quotient somit nicht dar und sollte bestenfalls nur in Verbindung mit anderen Kenngrößen betrachtet werden.

### 3.4.5 Spektralanalyse

Nachdem in den vorangegangenen Abschnitten nun bereits einige Senkrechtgrößen sowie Parameter zur durchschnittlichen Steigung bzw. Form der auf Betonoberflächen möglicherweise auftretenden Rauheitserscheinungen genannt wurden, fehlt nur mehr eine Kenngröße zur Quantifizierung der horizontalen Ausdehnung dieser Strukturen. Ein Verfahren, das in diesem Zusammenhang von *Nissen* [62] angeführt wird, ist die so genannte Leistungs-Spektral-Funktion (LSP-Funktion). Diese statistische Analysefunktion findet insbesondere in der Messtechnik zur Erkennung dominanter periodischer Schwingungen vielfache Anwendung und ist beispielsweise von *Schueller* [89] sowie von *Kratz* [50] näher beschrieben. Sie ergibt sich aus den gemessenen Profildaten, als das Ergebnis einer Fourier-Analyse der Autokorrelationsfunktion unter Einbeziehung der Varianz der Abweichungen zwischen der Bezugsgeraden und den einzelnen Höhenpunkten. Nach *Nissen* liefert diese Analyse vor allem Aussagen über die Verteilung und die Amplitude der Zahn- oder Wellen-Frequenz, also die Anzahl der Zähne (Wellen) pro Längeneinheit entlang der

Messlinie.

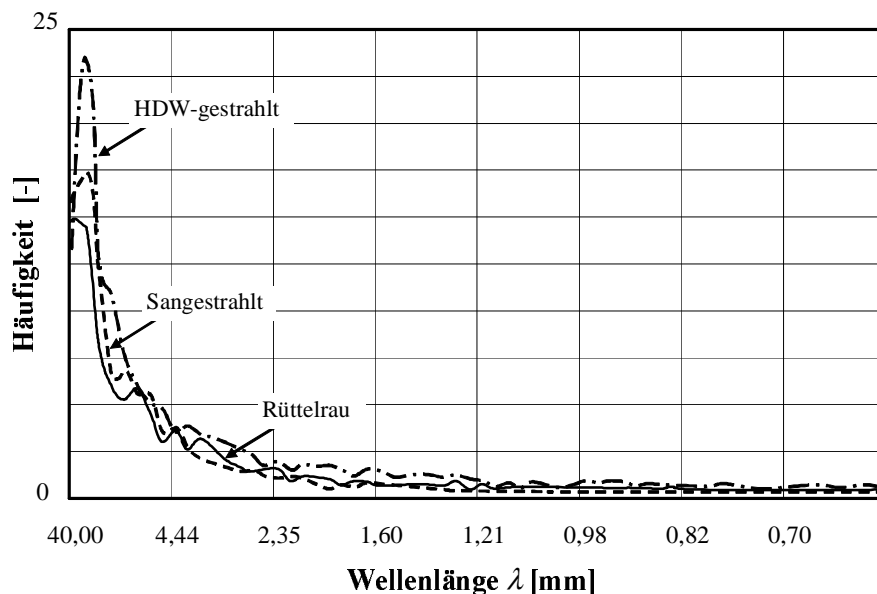


Abbildung 3.39: Spektrum der Häufigkeit der auftretender Wellenlängen verschiedener gemessener Rauheiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

In Anlehnung an eine solche Untersuchung wurde eine Spektralanalyse der gemessenen Rauheiten durchgeführt. Hierbei geht man davon aus, dass der Profilschnitt einen stochastischen Prozess darstellt, dessen Ausschnittlänge  $l$  aus  $n$  gleichlangen Teilstücken  $\Delta x = 0,2 \text{ mm}$  besteht:

$$l = n \cdot \Delta x \quad (3.20)$$

$$n = s^i \quad \text{mit } i \in \mathbb{N} \quad (3.21)$$

Mit Hilfe der Diskreten Fourier-Reihenentwicklung kann das Rauheitsprofil in einzelne Wellen aufgeteilt und in Amplitude und Phase bestimmt werden. Im Grunde genommen stellt die Oberflächenrauheit jedoch keine periodische Funktion dar und so kann die Betrachtung eines Ausschnittes hier lediglich als eine Näherung dienen. Zudem können maximal nur  $n/2$  harmonische Wellen bestimmt werden. Die kleinste erfassbare Wellenlänge  $\lambda_{min}$  des zu analysierenden Rauheitsprofils ist demnach:

$$\lambda_{min} = 2 \cdot \Delta x = 0,4 \text{ mm} \quad (3.22)$$

Die in Abbildung 3.39 dargestellten Spektren der Amplituden für verschiedene Oberflächenrauheiten wurden nach dem vereinfachten, unter anderem von *Petersen* [67] genauer beschriebenen Algorithmus der schnellen Fourier-Transformation (FFT) ermittelt. Da der FFT-Algorithmus die eigene Periodizität der Trigonometrischen Funktionen ausnützt, gilt für die Anzahl  $n$  der diskreten Daten, die mittels der FFT analysiert werden sollen, die Einschränkung nach Gleichung (3.21).

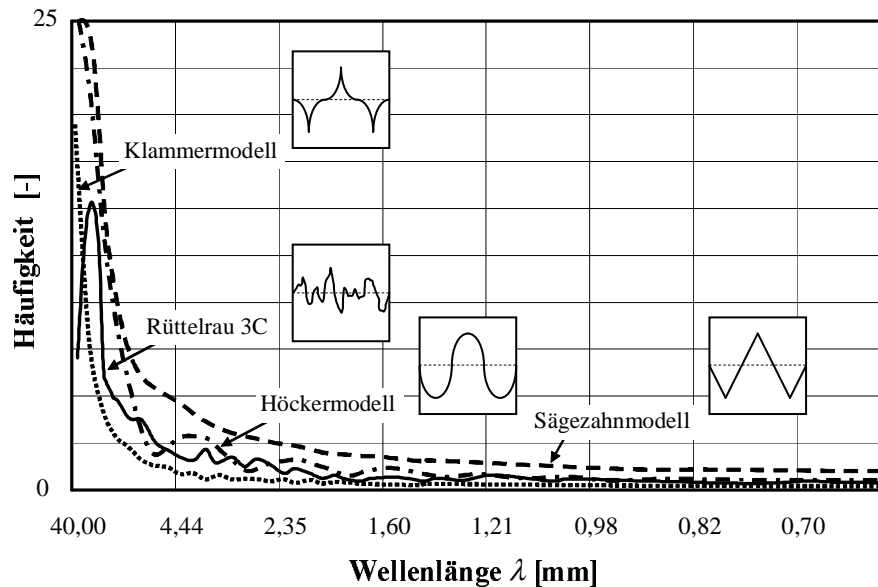


Abbildung 3.40: Spektrum der Häufigkeit der auftretender Wellenlängen verschiedener Profilmodelle und einer gemessenen Rauheit ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

Obwohl in einem Profilschnitt der Lasermessung jeweils 200 Werte zur Verfügung standen, konnten deshalb lediglich die ersten 128 Daten untersucht werden. Für sämtliche FFT-Analysen wurde dieselbe Messlänge und Schrittweite verwendet, um eine Vergleichbarkeit zu erhalten. In den Spektren der gemessenen Rauheiten treten, ähnlich wie auch bei *Nissen* Wellenlängen in der Größenordnung der halben Messlänge in der Spektralverteilung deutlich hervor. Kleinere Wellenlängen sind im Vergleich hierzu vernachlässigbar gering vertreten. Zum einen ist dieser Bereich der langen Wellen der globalen Rauheit zuzuordnen, zum anderen ist dies auch die Auswirkung der oben genannten Einschränkung infolge der begrenzten Messschrittweite. Vergleicht man wie in Abbildung 3.40 die unterschiedlichen geometrischen Modelle mit einer tatsächlichen Rauheit, so beschreiben das Klammer- und das Höckerprofil die auftretenden Wellenformen am ehesten. Eine ähnliche Form der Häufigkeit, die auch in den Untersuchungen von *Nissen* an Leistungs-Spektralfunktionen zu finden ist, kann jedoch von keinem Modell ausreichen befriedigend beschrieben werden. Da die Amplituden von Wellenformen geringerer Wellenlänge kleiner werden, treten diese Strukturen in der spektralen Betrachtung in den Hintergrund. Eine Betrachtung in einzelnen Bereichen würde hierfür eine Lösung bieten. Aufgrund der geringen Datenbasis die zur Verfügung stand wurde diese Möglichkeit jedoch nicht weiter verfolgt.

### 3.5 Zusammenfassende Bewertung

Die verschiedenen Verfahren und Parameter zur Messung und Bewertung von Oberflächenrauheiten sind ebenso unterschiedlich und zahlreich, wie der Formenreichtum der Rauheiten selbst. Es ist deutlich zu erkennen, dass eine Beschreibung und Bewertung von Oberflächenrauheiten anhand eines einzelnen Parameters nicht eindeutig möglich ist. Grund hierfür ist die Tatsache, dass die meisten Verfahren mit der Quantifizierung der Rauheit einen anderen Zweck verfolgen,

als hier aus Sicht des Schubtragverhaltens erforderlich wäre. So werden Informationen der Struktur, die Hinweise auf eine mechanische Wirkungsweise liefern könnten größtenteils gefiltert und die Rauheit an Größen definiert, deren Bezug auf eine Tragwirkung eher zweifelhaft erscheint. Aus diesem Grund sollte mit Hilfe mehrerer Verfahren versucht werden, die komplexe Struktur von Oberflächentopographien durch verschiedene Parameter und Funktionen zu charakterisieren. In Kapitel 6 wird aus diesem Grund ein eigener Versuch unternommen, aussagekräftige Informationen mit Hilfe eines geometrischen Verfahrens zu erhalten.

Um eine Möglichkeit der analytischen Betrachtung der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Rauheit zu schaffen, wurden geometrische Modellvorstellungen in Form von definierten Profilen mit den Ergebnissen der Auswertung gemessener Rauheiten verglichen und bewertet. Gängige Modellbilder, wie das Sägezahn- und das Höckerprofil wichen in einigen Verfahren erheblich von den Ergebnissen der tatsächlich vorhandenen Struktur ab. Eine bessere Übereinstimmung auf Grundlage der angewandten Beurteilungsmethoden lieferte das Klammerprofil. Fraglich bleibt dabei jedoch, anhand welcher gemessenen Parameter ein solches Klammerprofil dimensioniert werden sollte. Da die Bestimmung von Eingangsgrößen eine genaue Messung der Rauheit voraussetzt, ist eine solche Modelloberfläche möglicherweise eine zusätzliche Ungenauigkeit die durch das direkte Verwenden der Messwerte unnötig werden könnte.





## Kapitel 4

# Versuchsprogramm

Im Hinblick auf eine Fuge zwischen Stahlbetonbauteilen, bestehend aus Alt- und Neubeton, wurden von verschiedenen Autoren in der Vergangenheit zahlreiche Versuche zur Schubkraftübertragung und hierbei auch zur Rissverzahnung unternommen (siehe Kapitel 2). Im Zuge dieser bisherigen Forschungsarbeiten im Bereich des allgemeinen Schubtragverhaltens und der Rissverzahnung spielte der Haftverbund als Anteil am Gesamttrag- und Verformungsverhalten zumeist kaum eine Rolle. Wie sich in Tastversuchen von *Zülch* und *Reinecke* [104] bereits herausstellte, wird gerade der Haftverbund jedoch stark durch die Materialeigenschaften der verwendeten Betone beeinflusst und muss somit schon allein zur Verifizierung der empirisch ermittelten Reibungsbeiwerte der Norm [24] experimentell untersucht werden. Da die Anwendung von Betonen höherer Festigkeiten im Halffertigteil- und Betonverbundbau einen wirtschaftlichen Vorteil verspricht, wurde im Vorfeld zur Ausschreibung einer Brücke aus hochfesten Betonfertigteilen (C70/85) mit Ortbetonergänzung geringerer Betonfestigkeit (C35/45) das folgend beschriebene Versuchsprogramm an der Technischen Universität München initiiert.

### 4.1 Zielsetzung

In Zusammenarbeit mit dem Forschungslabor der Firma Max Bögl GmbH & Co KG wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm zum Tragverhalten unbewehrter Verbundfugen unternommen. In drei verschiedenen Versuchsvorrichtungen wurden die Auswirkungen der Fugenoberflächenrauigkeit und der Einfluss der Betonfestigkeit auf das Schubtragverhalten untersucht. Besonderes Augenmerk wurde hierbei auf den Einsatz und die daraus resultierenden Besonderheiten von hochfestem Beton gelegt. Die drei Versuchseinrichtungen (nachfolgend als Typ I, II und III bezeichnet - vgl. Abbildung 4.1) für reine Scherversuche können durch die Art der aufgetragenen Spannung normal zur Fugenoberfläche unterschieden werden (vgl. Kapitel 2.3.1). Versuchskörper Typ I wurde ohne Aufbringen einer Fugennormalspannung abgeschert (Null-Dehnsteifigkeitsmaß) um ein reines Adhäsionsversagen (Haftspannungsbruch) zu untersuchen. Versuchskörper Typ IIa und IIb wurden jeweils mit einem konstanten Verhältnis zwischen Schub- und Normalspannung in der Schubfuge geprüft (endliches Dehnsteifigkeitsmaß) und schließlich wurden noch Scherversuche mit konstanter Normalspannung am Versuchskörper Typ III (Null-Dehnsteifigkeitsmaß) in einer Versuchseinrichtung in Anlehnung an *Nissen* [62] durchgeführt. Die Fugennormalspannung stellt somit eine weitere untersuchte Einflussgröße dieser Forschungsreihe dar. Zudem erlaubt

der Vergleich unterschiedlicher Testvorrichtungen eine Abschätzung versuchsabhängiger Einflüsse, wie etwa dem Einfluss der Fugenlänge, der von *Reinhardt* [75] und *Walraven* [98] beschrieben wurde.

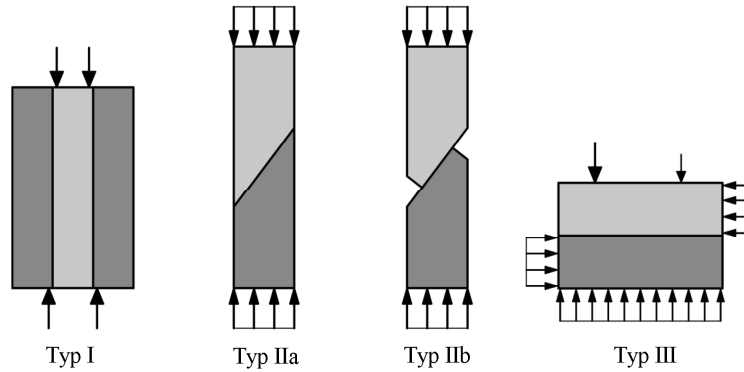


Abbildung 4.1: Schematische Darstellung der verwendeten Versuchskörper (Der Altbetonteil ist durch einen dunklen und der Neubetonteil durch einen hellen Grauton dargestellt)

Wie in Kapitel 3 bereits erläutert, spielt bei aus der Oberfläche ragenden Zuschlagskörnern die Form und Korngestalt für die Rissverzahnung eine große Rolle und eine uniforme Charakterisierung der Oberflächenstruktur gestaltet sich im Allgemeinen als äußerst schwierig. Aus diesem Grund wurden die Versuchsreihen zusätzlich mit einer Untersuchung zur Bestimmung der Fugenoberflächenrauigkeiten und der Auswirkung der Form verschiedener Betonzuschläge begleitet.

## 4.2 Allgemeines

Die vorliegenden Forschungsergebnisse resultieren aus Versuchen die aus vier aufeinander folgenden Serien gewonnen wurden. In den einzelnen Serien wurden zum Teil Untersuchungen an verschiedenen Versuchskörpertypen unternommen. Eine kurze Zusammenstellung der durchgeführten Versuche der einzelnen Serien kann Tabelle 4.1 entnommen werden.

In der ersten Serie wurden die Auswirkungen von unterschiedlichen Zuschlagsstoffen auf das Schubtragverhalten untersucht. Hierbei wurden sowohl Versuche zur Ermittlung der Haftbruchspannung (Typ I) als auch Versuche zur Rissverzahnung (Typ IIa) herangezogen. Die zweite Serie diente zur Ermittlung von Einflüssen des Betonierens und der Wassersättigung der Altbetonoberflächen vor dem Aufbetonieren. Die Ergebnisse der ersten Serie wurden hier bereits bei der Auswahl der zu untersuchenden Betonmischungen und günstigen Zuschlagskombinationen verwendet. Die Haftspannungs- und Rissverzahnungsversuche der Serie 3 wurden ausschließlich am Prüfkörper Typ III untersucht und mit den aus den vorangegangenen Prüfserien 1 und 2 verglichen. In der Serie 3 wurden schließlich für Alt- und Neubeton die Betonfestigkeiten variiert und in unterschiedlichen Kombinationen geprüft. Die in Prüfserie 3 bereits getestete Kombination von niedriger Alt- mit hoher Neubetonfestigkeit wurde schließlich in der Serie 4 auch am Prüfkörper Typ I getestet. In Bezug auf die Betonfestigkeiten wurde für die gesamte erste Serie,

Tabelle 4.1: Übersicht zum gesamten Versuchsprogramm

Versuch	Serie [Nr.]	Betonfestigkeit <sup>1)</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]		Prüfkörper [Nr.]	Bemerkung
		Altbeton	Neubeton		
Typ I	1	97,0÷113,0	53,0÷62,0	1 bis 27	sandgestrahlt, Variation der Zuschläge
	2	110,0	53,0	28 bis 36	sandgestrahlt, Variaton der Fugenvorbehandlung
				40, 41, 42	glatt
	4	53,3	91,8	37, 38, 39	glatt
				43, 44, 45	1x sandgestrahlt
46, 47, 48				2x sandgestrahlt	
Typ IIa	1	97,0÷113,0	53,0÷62,0	52 bis 78	sandgestrahlt, Variation der Zuschläge
	2	125,0	53,0	79, 80, 81	glatt
Typ IIb	2	125,0	53,0	82 bis 84	glatt
				85, 86, 87	sandgestrahlt
Typ III	3	114,3	53,3	88 bis 100	sandgestrahlt
		114,3	116,0	101, 102, 103	sandgestrahlt
		55,2	53,3	104, 105, 106	sandgestrahlt
		55,2	116,0	105, 106, 107	sandgestrahlt

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

sowie auch für die zweite Serie für den Altbeton in etwa ein B85 nach *DIN 1045-88* [23] bzw. ein C70/85 nach *E DIN 1045-1* [24] und für den Neubeton ein B45 bis B55 (C45/55) gewählt.

### 4.3 Material - Betonmischungen

Die benötigten Versuchskörper sollten jeweils aus einem hochfesten Beton der Festigkeitsklasse B85 und einem Normalbeton der Festigkeitsklasse B45 bestehen. Die einzelnen Mischungen wurden nachfolgend als HF1 bis HF5 (Mischungen mit Zielfestigkeitsklasse B85) und NF1 bis NF5 (Mischungen mit Zielfestigkeitsklasse B45) benannt und sind in Tabelle 4.2 zusammengestellt. Für die Versuchskörper der ersten Serie wurden die Zuschläge der normal- und hochfesten Mischungen mit kantigem Kalksplitt, hartem Basalt und rundem Kies variiert. Aufgrund der Ergebnisse dieser Serie wurden für die zweite Versuchsserie Kies als Zuschlag für die geringer feste und Basalt für die hochfeste Mischung gewählt. Da in den Serien 3 und 4 jeweils der Einfluss der Kombination der Betonfestigkeit und der Fugennormalspannung gemessen werden sollte wurden in diesen Mischungen ausschließlich Kieszuschläge verwandt.

Die für die Versuchsreihen relevanten Betonfestigkeitskennwerte wurden in Nebenversuchen nach *DIN 1048* [26] geprüft und sind jeweils als Mittelwerte in Tabelle 4.3 aufgeführt. Die zentrische Zugfestigkeit kann anhand der Gleichung (4.1) nach *DIN 1045-1* näherungsweise aus der gemessenen Spaltzugfestigkeit ermittelt werden.

Tabelle 4.2: Zusammensetzung des verwendeten Betons (Angaben in  $[\text{kg}/\text{m}^3]$ )

	Serie 1						Serie 2		Serie 3/4	
	HF1	HF2	HF3	NF1	NF2	NF3	HF4	NF4	HF5	NF5
CEM I 42,5 R	450	450	450	350	350	350	380	350	430	360
Sand	626	626	626	617	617	617	611	617	857	943
Splitt 2/8	408	-	-	399	-	-	-	-	-	-
Splitt 8/16	814	-	-	798	-	-	-	-	-	-
Basalt 2/8	-	470	-	-	459	-	460	-	-	-
Basalt 8/16	-	936	-	-	921	-	921	-	-	-
Kies 4/8	-	-	411	-	-	402	-	402	462	185
Kies 8/16	-	-	820	-	-	806	-	806	554	735
Flugasche	-	-	-	-	-	-	60	-	-	-
Mikrosilika	80	80	80	-	-	-	50	-	52	-
Addiment	14	12	10	-	-	-	6	-	11	-
Wasser	90	90	90	193	193	193	115	193	82	160
w/z [-]	0,20	0,20	0,20	0,55	0,55	0,55	0,30	0,55	0,19	0,45

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (4.1)$$

Zu der Betonzugfestigkeit wurde an Mischungen der ersten Serie die Haftzugfestigkeit der Betonoberfläche  $f_{ct,ad}$  bestimmt. Die Messung erfolgte jeweils an einer nach dem Verdichten unbehandelten Betonoberfläche und an einer sandgestrahlten Oberfläche. Die Rautiefe der aufgerauten Flächen konnte mit  $R_t = 0,73 \div 0,90$  mm angegeben werden. Anhand der Ergebnisse wird deutlich, dass die Haftzugfestigkeit nicht mit zunehmender Oberflächenrauheit steigt. Vermutlich entstehen unterhalb des für die Prüfung aufgeklebten Stempels durch die unterschiedliche Dicke der Klebstoffschicht (und somit unterschiedlicher Verteilung der Steifigkeiten) bei raueren Oberflächen Spannungsspitzen. Diese konzentrierten Spannungen könnten ein Ablösen des Stempels bei relativ geringen Kräften bewirken. Als ein Maß für einen möglichen Haftverbund kann die Haftzugfestigkeit folglich nicht dienen und wurde deshalb in den nachfolgenden Prüfserien nicht weiter betrachtet.

Tabelle 4.3: Festigkeits- und Formänderungskennwerte (Angaben in  $[\text{N}/\text{mm}^2]$ )

	Serie 1						Serie 2		Serie 3/4	
	HF1	HF2	HF3	NF1	NF2	NF3	HF4	NF4	HF5	NF5
$f_{cm,cube,7d}$	85,5	98,5	82,0	42,5	42,5	37,5	97,0	37,5	81,8	39,0
$f_{cm,cube,28d}$	102,0	113,0	97,0	55,0	62,0	53,0	125,0	53,0	114,3	53,3
$f_{ct,sp,28d}$	4,3	8,0	5,5	3,8	5,0	4,3	7,9	4,3	-	-
$f_{ct,ad,0}^{1)}$	2,3	4,9	4,7	1,7	1,1	1,8	-	-	-	-
$f_{ct,ad,r}^{2)}$	3,6	4,2	2,0	2,2	2,1	0,9	-	-	-	-
$E_{cm,28d}$	41800	55700	43900	34500	41900	35100	60200	35100	-	-

<sup>1)</sup> Haftzugfestigkeit  $f_{ct,ad,0}$  an unbehandelter (rüttelrauer) Oberfläche gemessen

<sup>2)</sup> Haftzugfestigkeit  $f_{ct,ad,r}$  an sandgestrahlter (rauer) Oberfläche gemessen

Die Betrachtungen wurden mit einer statistisch relevanten Anzahl an Versuchskörpern, jeweils mindestens drei Stück mit gleicher Variation an Rauheit der Fugenoberflächen und Betonmischung durchgeführt. Für einige Tendenzen können die Untersuchungen jedoch nur als Tastversuche bezeichnet werden.

Tabelle 4.4: Frischbetoneigenschaften

	Serie 1						Serie 2		Serie 3/4	
	HF1	HF2	HF3	NF1	NF2	NF3	HF4	NF4	HF5	NF5
Rohdichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	2,467	2,649	2,47	2,39	2,57	2,34	2,603	2,34	2,46	2,41
LP-Gehalt [%]	1,0	2,5	2,3	2,1	1,7	3,2	1,0	3,2	1,2	2,0
Ausbreitmaß [mm]	590	600	510	440	430	520	590	520	585	410
Konsistenz <sup>1)</sup>	F5	F5	F4	F3	F3	F4	F5	F4	F5	F2

<sup>1)</sup> Ausbreitmaßklasse nach *DIN 1045-2* [25]

## 4.4 Oberflächenrauheit

Bei allen beschriebenen Scherversuchen wurden die Rauheiten der Fugenoberflächen vor dem Aufbetonieren einzeln mittels des Sandflächenverfahrens (siehe Kapitel 3.3.2) ermittelt. Die hierbei gemessene mittlere Rautiefe  $R_t$  ist für alle Versuchskörper in den Tabellen 4.5, 4.6, 4.7 und 4.8 dargestellt. Aufgrund der beschränkten Aussagekraft von  $R_t$  auf die tatsächliche Oberflächenstruktur wurden zusätzlich alle Oberflächen fotografisch dokumentiert und zusätzliche Messungen an parallel zu den Versuchskörpern hergestellten Referenzkörpern unternommen. Diese weiterführenden Messungen wurden an nach Kapitel 3.1.3 vergleichbaren Oberflächen durchgeführt, da eine Anwendung von Tastschnitt- und 3D-Lasermessungen an den Prüfkörper nicht möglich war, oder deren Zerstörung zur Folge gehabt hätte. So konnten mehrerer Rauheitsparameter der Oberflächen abgeschätzt werden, die als Grundlage des analytischen Vergleichs dienen.

## 4.5 Typ I

Um den Effekt der Mikrorauheit der Schubfuge beim Haftspannungsbruch alleine betrachten zu können, musste ein Versuchsaufbau ohne Einfluss einer Druckspannung gewählt werden. Ähnlich wie bei den Versuchen von *Daschner* [19, 21] erwies sich ein symmetrischer Versuchsaufbau, in dem ein dreiteiliger, prismatischer Prüfkörper, der wie in Abbildung 4.2 dargestellt belastet wird, als einfach und effizient. Die beiden äußeren Hälften ( $10 \times 15 \times 50$  cm) des Prüfkörpers wurden jeweils mit derselben Mischung ausgeführt und später durch Betonieren des mittleren Prüfkörperteils verbunden. Die hierbei entstandenen Fugen (wirksame Fläche je Seite  $A_j = 750$  cm<sup>2</sup>) zwischen Alt- und Neubeton wurden im Anschluss in einer hydraulischen Presse unter symmetrischer Belastung abgesichert. Das Dehnsteifigkeitsmaß ist aufgrund der Zwangfreiheit der Rissufer und der fehlenden Normalspannung in der Fuge somit gleich Null. Nach Betonieren der beiden äußeren Teilkörper wurden die nach innen gewandten Oberflächenseiten (Schubfugenoberflächen) aufgeraut. Zur Herstellung der Oberflächenrauheit wurden die Flächen sandgestrahlt und im Anschluss gemessen und klassifiziert. Parallel hierzu wurden Teilausschnitte der Referenzoberflächen

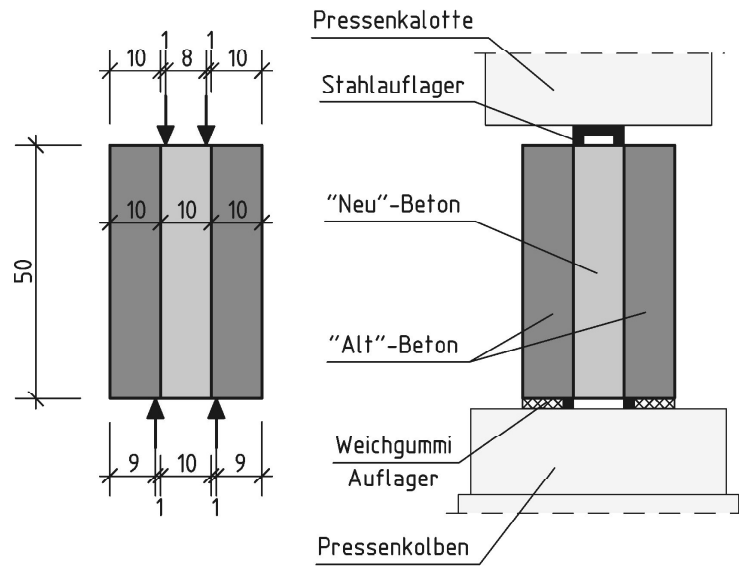


Abbildung 4.2: Geometrie und Prinzipskizze zur Schubfugenuntersuchung des Versuchskörpers Typ I (Breite  $b = 15$  cm) - Maßangaben in [cm]

mit Hilfe der Tastschnitt- und der 3D-Lasermessung genauer erfasst und nach den in Kapitel 3.4 beschriebenen analytischen Verfahren ausgewertet. 28 Tage nach Herstellung wurden die äußeren Teilkörper durch Betonieren des mittleren Teilkörpers in einer gemeinsamen Schalung verbunden. Die Schubfugenoberflächen wurden, soweit nicht anders beschrieben, mit einem feuchten Anstrichpinsel vorgenässt und im Anschluss daran in vertikaler Ausrichtung stehend betoniert. Nach dem Ausschalen wurden die Versuchs- und Versuchsteilkörper jeweils bei  $23^{\circ}\text{C}$  unter einer Abdeckung im Labor gelagert und frühestens 28 Tage nach Betonieren des mittleren Teilkörpers wie in Abbildung 4.2 belastet.

#### 4.5.1 Versuchsprogramm

In der ersten Serie wurden für Typ I als auch für Typ II verschiedene Mischungen mit unterschiedlichen Zuschlägen erstellt. Zu dem Einfluss der Betonfestigkeiten sollten auch die Auswirkungen unterschiedlicher Zuschläge untersucht werden. Zur Anwendung kamen die in Tabelle 4.2 beschriebenen Zuschläge: Basalt, Kies und Kalksplitt.

In einer zweiten Serie wurden unterschiedliche Fugenbehandlungen vor dem Aufbringen der Betonergänzung erprobt. Da die Feuchtigkeit der Fugenoberfläche vor dem Aufbetonieren einen wesentlichen Einfluss (vgl. Kapitel 2.3.4) auf die Scherfestigkeit ausübt, wurde die Fuge jeweils wie folgt ausgebildet:

- Trocken (Probekörper wurden ohne ein Anfeuchten der Oberfläche betoniert)
- Angenässt (Oberflächen wurden vor dem Betonieren mit einem feuchten Pinsel bestrichen)
- Wasser gesättigt (Probekörper wurden vor dem Aufbetonieren 24 Stunden in Wasser gelagert)

In der vierten Serie wurden die verwendeten Betonfestigkeiten zwischen Altbeton- und Neubeton-teilkörper getauscht und unterschiedliche Rauigkeiten durch Sandstrahlen der Fugenoberfläche ausgebildet, so dass Ergebnisse von höher festem Beton sowohl als Alt-, als auch als Neubeton vorhanden waren.

Tabelle 4.5: Versuchsprogramm Prüfkörper Typ I Serie 1 (Rautiefen nach Fugenvorbehandlung und gemessen nach *Kaufmann*)

Serie	Bez. [Nr.]	$f_{cm,cube}^{1)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$R_t$ [mm]	
		Altbeton	Neubeton	A <sup>2)</sup>	B <sup>2)</sup>
Serie 1  geprüft 19.01. bis 10.03.1999  B85 Altbeton B45 Neubeton	1	102,0	55,0	0,62	0,61
	2	102,0	55,0	0,59	0,57
	3	102,0	55,0	0,88	0,64
	4	102,0	62,0	0,55	0,56
	5	102,0	62,0	0,55	0,55
	6	102,0	62,0	0,56	0,75
	7	102,0	53,0	0,54	0,55
	8	102,0	53,0	0,63	0,58
	9	102,0	53,0	0,55	0,55
	10	113,0	55,0	0,84	0,91
	11	113,0	55,0	0,76	0,98
	12	113,0	55,0	0,97	0,95
	13	113,0	62,0	0,81	0,85
	14	113,0	62,0	1,07	1,05
	15	113,0	62,0	0,86	0,88
	16	113,0	53,0	1,04	0,95
	17	113,0	53,0	0,88	0,80
	18	113,0	53,0	0,80	0,90
	19	97,0	55,0	0,81	0,75
	20	97,0	55,0	0,73	0,80
	21	97,0	55,0	0,83	0,73
	22	97,0	62,0	0,69	0,70
	23	97,0	62,0	0,71	0,58
	24	97,0	62,0	0,74	0,66
	25	97,0	53,0	0,74	0,81
	26	97,0	53,0	0,77	0,79
	27	97,0	53,0	0,74	0,73

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

<sup>2)</sup> angegebene Oberflächenflächenrauheit "A" für die gerissene, und "B" für die ungerissene Fuge

#### 4.5.2 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau (vgl. Abbildung 4.2) sieht vor, die beiden äußeren Prüfkörperteile an den Lasteinleitungspunkten auf 2 cm breite Stahlplatten und die restliche Auflagerfläche auf Matten aus Weichgummi bzw. nachgiebigem Kunststoff zu lagern. Durch die Exzentrizität der Lasteinleitungspunkte  $e = 10$  mm wirkt in der Fuge ein Schnittmoment. Dieses ist jedoch im Vergleich zu



Tabelle 4.6: Versuchsprogramm Prüfkörper Typ I Serie 2 und 4 (Rautiefen nach Fugenvorbehandlung und gemessen nach *Kaufmann*)

Serie	Bez. [Nr.]	$f_{cm,cube}^{1)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$R_t$ [mm]		Vorbehandlung
		Altbeton	Neubeton	A <sup>2)</sup>	B <sup>2)</sup>	
Serie 2 geprüft 16.11. bis 10.12.1999  B85 Altbeton B45 Neubeton	28	125,0	53,0	0,61	0,64	24h in Wasser gelagert
	29	125,0	53,0	0,67	0,67	24h in Wasser gelagert
	30	125,0	53,0	0,65	0,66	24h in Wasser gelagert
	31	125,0	53,0	0,70	0,66	angefeuchtet
	32	125,0	53,0	0,63	0,63	angefeuchtet
	34	125,0	53,0	0,72	0,69	trocken
	35	125,0	53,0	0,65	0,61	trocken
	36	125,0	53,0	0,68	0,72	trocken
	37	125,0	53,0	/ <sup>3)</sup>	/ <sup>3)</sup>	angefeuchtet
	38	125,0	53,0	/ <sup>3)</sup>	/ <sup>3)</sup>	angefeuchtet
	39	125,0	53,0	/ <sup>3)</sup>	/ <sup>3)</sup>	angefeuchtet
	40	125,0	53,0	0,59	0,64	Aufsatzkasten / angefeuchtet
	41	125,0	53,0	0,61	0,61	Aufsatzkasten / angefeuchtet
	42	125,0	53,0	0,62	0,65	Aufsatzkasten / angefeuchtet
Serie 4 geprüft 18.06. bis 21.06.2001 B45 Altbeton B85 Neubeton	43	53,3	91,8	0,45	0,46	1 x sandgestrahlt
	44	53,3	91,8	0,46	0,46	
	45	53,3	91,8	0,44	0,51	
	46	53,3	91,8	0,63	0,63	2 x sandgestrahlt
	47	53,3	91,8	0,64	0,64	
	49	53,3	91,8	0,93	1,10	3 x sandgestrahlt
	50	53,3	91,8	0,81	1,01	
51	53,3	91,8	0,78	0,83		

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20 cm)

<sup>2)</sup> angegebene Oberflächenrauheit "A" für die gerissene, und "B" für die ungerissene Fuge

<sup>3)</sup> Oberflächen wurden nicht aufgeraut, bzw. zu geringer Rauigkeit nicht messbar

den wirkenden Schubkräften sehr gering und anhand einer FEM-Vergleichsrechnung [105] konnte gezeigt werden, dass hierdurch die Versuchsergebnisse nicht maßgeblich beeinflusst werden. Die Spannungsverhältnisse unter Berücksichtigung von geometrischen Imperfektionen, lassen sich bei einem induziertem Schnittmoment unter Annahme eines linearen Ansatzes, wie z.B. nach Gleichung (4.2) wie folgt vergleichen:

$$\int \mu \sigma_j dA = 0 \quad \text{für zentrische Biegung} \quad (4.2)$$

Vernachlässigt man die ungünstig auf den Reibungswiderstand wirkenden Zugspannungen normal zur Schubfugenfläche, so erhält man:

$$\int \mu \sigma_j dA = \mu \frac{3V \cdot e}{2h} = V_M \quad (4.3)$$

$$\frac{V}{V_M} = \frac{2}{3} \frac{h}{\mu e} \quad (4.4)$$

Ein Einsetzen der Versuchskörpergeometrien in Gleichung (4.4) verdeutlicht, dass selbst für einen hohen Reibungsbeiwert  $\mu$  die Versuchsergebnisse infolge des Schnittmoments aus exzentrischer Lasteinleitung um weniger als 4 % verfälscht werden. Der tatsächliche Einfluss wird noch unter diesem Wert liegen, da bei dieser Abschätzung der auf den Reibungswiderstand ungünstig wirkende Anteil infolge der Zugspannungen in der Fuge unberücksichtigt blieb. Mit den an den Schubfugenrand angebrachten Stahllagern wurde der Prüfkörper in eine hydraulische Druckprüfmaschine eingebaut und weggesteuert mit 0,008 mm/s bis zum Bruch der Schubfugen belastet.

### 4.5.3 Messungen

Da die Verformungen vor dem Bruch der Schubfuge sehr gering sind und sich das Versagen des reinen Haftverbundes sehr spröde vollzieht, wurden nur vereinzelt zusätzlich zur reinen Bruchschubspannung Relativverformungen und Dehnungsunterschiede gemessen. Die maximale Bruchkraft definiert danach den maximalen Traglastanteil der Haftspannungen (Adhäsion). Sofern diese messbar waren, gaben die Fugenrelativverschiebungen Aufschluss über die Rolle des Verschiebungszustandes bei der Schubkraftübertragung durch den Haftverbundanteil. Eine Messung der Betondehnungen zu beiden Seiten der Schubfuge erfolgt zur Kontrolle der Ergebnisse und des Bruchverhaltens. Um den Spannungsverlauf im Probekörper nachvollziehen zu können, wurde mit Hilfe von Dehnmessstreifen versucht Querzugspannungen nachzuweisen, die zuvor mit einer linear-elastischen FEM-Berechnung ermittelt wurden. Es zeigte sich, dass der Verlauf der Querdehnungen deutlich geringere Normalspannungen in der Fuge erzeugt als sie errechnet wurden. Dies lässt sich durch das nicht Berücksichtigen der Inhomogenität im Bereich der Fuge und das Abbilden des Körpers mittels eines Scheibenmodells begründen. Außerdem war durch die infinitesimal kleine Kräfteinleitungsfläche im Rechenmodell ein größerer Querzug zu erwarten.

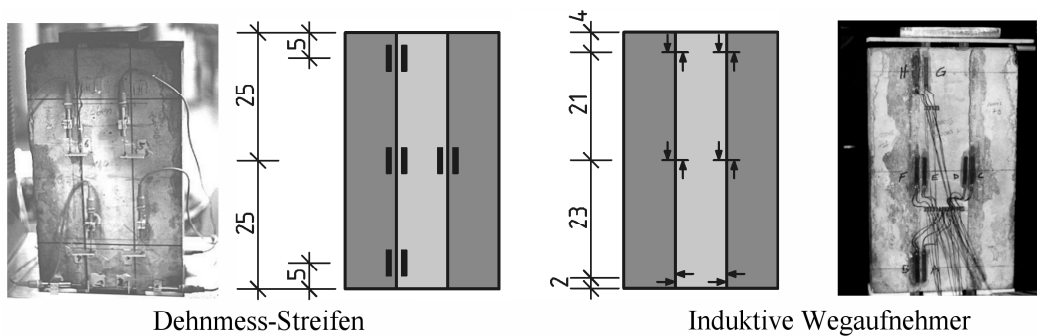


Abbildung 4.3: Ansicht und schematische Darstellung der Lage der Messeinrichtungen für Prüfkörper Typ I - Maßangaben in [cm]

## 4.6 Typ II

Nachdem die Kennwerte und Einflüsse die zu einem reinen Haftspannungsbruch der Betonschubfuge führen bestimmt worden sind, wurden mit Hilfe eines zweiten Versuchsaufbaus der Reibbeiwert

wert und die Auswirkung einer Fugennormalspannung auf die Rissverzahnung untersucht. Das Versuchsprinzip basiert auf der Verwendung eines prismatischen Körpers mit einer unter dem Winkel  $\beta$  geneigten Fuge zwischen Alt- und Neubeton, wie es bereits von *Zelger* [103] und einigen nachfolgenden Forschern angewandt wurde [17, 19, 56]. Beim Aufbringen einer lotrechten Pressenkraft können in dieser Fuge eine Normal- und Schubspannung erzeugt werden. Beide Spannungen stehen dann infolge des vorgegebenen Winkels  $\beta$  in einem konstanten Verhältnis zueinander.

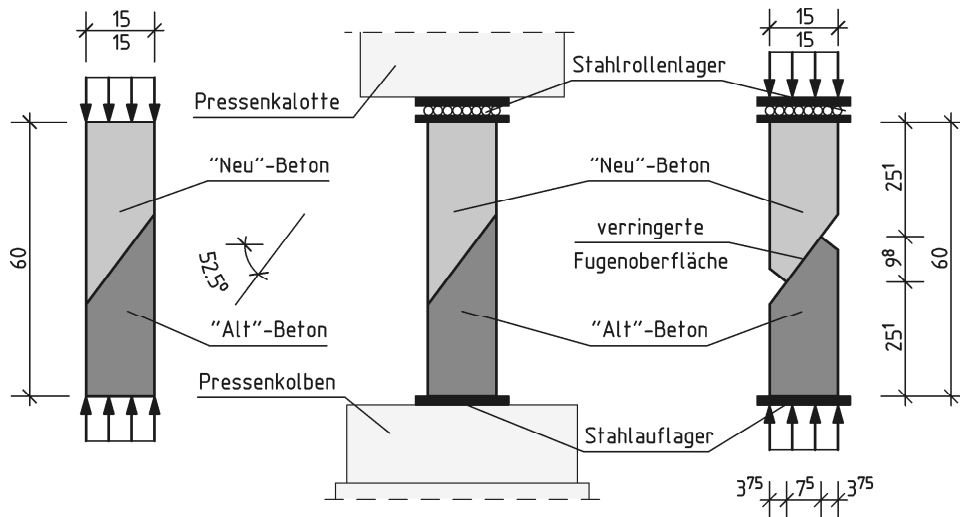


Abbildung 4.4: Prinzipskizze zur Schubfugenuntersuchung für Prüfkörper Typ IIa (links) und IIb (rechts) - Maßangaben in [cm]

Das Verhältnis der beiden Spannungen definiert bei einem Versagen in der Schubfuge die Reibungszahl  $\mu$ , die in direktem Zusammenhang mit dem Neigungswinkel  $\beta$  der Fuge steht. Der Schubfugenwinkel spiegelt also die Verhältnisse von Längsschub und Druckkraft senkrecht zur Schubfuge (z.B. infolge Auflast und Eigengewichtanteil) in einem tatsächlichen Bauteilverbund wieder und muss deshalb in sinnvoller Größe gewählt werden. Dafür ist es notwendig ein Schubversagen anstelle eines Versagens auf Längsdruck des Prüfkörpers zu gewährleisten, weshalb aufgrund von Versuchsergebnissen von [21, 56, 103] (siehe Kapitel 2.3) ein Winkel von  $\beta = 52,5^\circ$  festgelegt wurde. Somit konnten auch anhand von bereits vorhandenen Versuchsergebnissen mit Normalbeton die neu gewonnenen Werte verglichen werden. Das sich einstellende Verhältnis zwischen Normal- und Schubspannung in der Fuge entspricht somit in Gleichung (2.15) eingesetzt:

$$\frac{\sigma_j}{\tau_j} = \frac{1}{\tan \beta} = 1 : 1,3 \quad (4.5)$$

Im Hinblick auf die Einstufung der Versuche nach dem Dehnsteifigkeitsmaß ergibt sich aus dem konstanten Verhältnis von Normal- und Schubspannung in der Fuge ein durch den Fugenwinkel definiertes endliches Dehnsteifigkeitsmaß. Da sich im Verlauf der Untersuchungen von Prüfkörper Typ IIa zeigte, dass der Scherwiderstand der Betonfugen anstelle eines Versagens in der Schubfuge ein prismatisches Druckversagen induzierte und somit keine Aussage über die Reibungszahl lieferte, erfolgte eine Modifikation des Prüfkörpers (im Folgenden Typ IIb genannt). Um Abplatzungen aufgrund einer vergrößerten Fugenneigung wie bei den Untersuchungen von *Mainz* [56] zu verhindern, wurden die Körper des Typ IIb (vgl. Abbildung 4.5) mit einer reduzierten Schub-

fugenfläche  $A_{j(B)} = b_{j(B)} \cdot b_{(A)}$  ausgebildet.

$$\left. \begin{array}{l} \tau = \frac{N \cdot \sin \beta}{A_j} \\ \sigma = \frac{N}{A} \end{array} \right\} \frac{\tau}{\sigma} = \frac{A \cdot \sin \beta}{A_j} \quad (4.6)$$

Vergleich der Spannungsverhältnisse  $\tau_j/\sigma$ :

$$b_{j(B)} = \frac{1}{2} \cdot b_{j(A)} \rightarrow A_{j(B)} = \frac{1}{2} \cdot A_{j(A)} \quad (4.7)$$

$$b_{(B)} = \frac{3}{4} \cdot b_{j(A)} \cdot \cos \beta = \frac{3}{4} \cdot b_{(A)} \quad (4.8)$$

$$A_{(A)} = b_{(A)}^2 \quad (4.9)$$

$$A_{j(A)} = b_{(A)} \cdot b_{j(A)} = \frac{1}{\cos \beta} \cdot b_{(A)}^2 \quad (4.10)$$

$$A_{(B)} = b_{(A)} \cdot b_{(B)} = \frac{3}{4} \cdot b_{(A)}^2 \quad (4.11)$$

$$A_{j(B)} = b_{(A)} \cdot b_{j(B)} = \frac{1}{2} \frac{1}{\cos \varphi} \cdot b_{(A)}^2 \quad (4.12)$$

$$\rightarrow \frac{\tau_{j(A)}}{\sigma_{(A)}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\tau_{j(B)}}{\sigma_{(B)}} \quad (4.13)$$

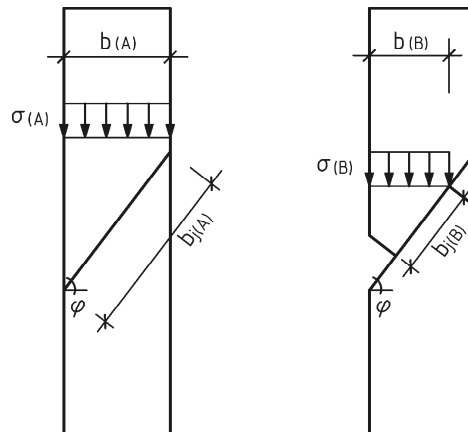


Abbildung 4.5: Geometrie der Versuchskörper Typ IIa und IIb

Durch die Reduktion der Schubfugenfläche vergrößert sich somit bei gleicher Druckspannung die Schubspannung in der Fuge um 50 % zu den Probekörpern des Typs IIa. Aufgrund dieser erhöhten möglichen Schubbelastung kam es auch bei hohen Schubfugenfestigkeiten zu einem Schubbruch in der Betonfuge. Zur Verifizierung der Spannungsverteilung in dem so modifizierten Probekörper wurde eine linear-elastische Finiten-Elemente Berechnung im ebenen Spannungszustand durchgeführt. Abbildung 4.6 zeigt dabei die Verteilung der Spannungsvektoren unter der definierten Belastung.

Die gleichgerichteten Tensoren gleicher Größe im Bereich der Fuge verdeutlichen die trotz Modifikation gleichmäßige Spannungsverteilung zur Bestimmung der aufnehmbaren Schubspannung. An den Rändern zeigen sich lokale Spannungsspitzen, die in Größe und Auswirkung jedoch gering sind und ebenfalls bei dem ursprünglichen Versuchskörper Typ II auftraten.

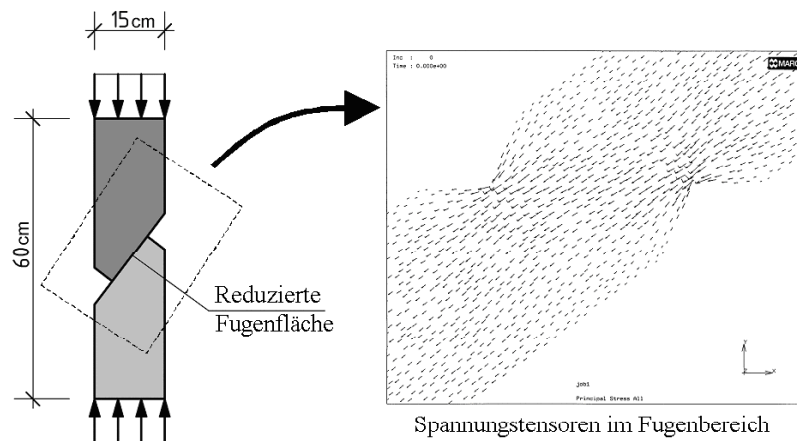


Abbildung 4.6: Überprüfung der Prüfkörpermodifizierung mittels FEM

Wie auch Typ I wurden die Prüfkörper des Typs II in zwei Betonierabschnitten hergestellt. Zunächst wurde die erste Prismenhälfte mit einer entsprechend der gewünschten Fugeneigung schräg geschalteten Seite liegend betoniert. Um die schräge Fläche als Oberseite betonieren zu können, wurde die Schalung der Einzelkörper in einem Ständer fixiert. Bei den Prüfkörpern Typ IIb wurden zusätzlich Holzkeile in die Schalung eingebracht um die Schubfugenfläche zu reduzieren. Als wirksame Fläche der Schubfugen ergab sich unter dem gewählten Fugeneigungswinkel für Typ IIa  $A_{j(A)} = 369,6 \text{ cm}^2$  und für Typ IIb  $A_{j(B)} = 184,8 \text{ cm}^2$ . Nach 24 Stunden wurden die Teilkörper ausgeschalt und spätestens zwei Tage nach dem Betonieren sandgestrahlt. Nach etwa 28 Tagen wurde die zweite Prüfkörperhälfte an die schräge Fläche betoniert. Die Lagerungsbedingungen bis zur Versuchsdurchführung entsprachen Typ I (vgl. Kapitel 4.5). Um während der Versuchsdurchführung ein Versagen an anderer Stelle als in der Schubfuge zu dokumentieren, wurden zu der Relativverschiebung und Rissöffnung in der Schubfuge zusätzlich die Längsverformung und die Querdehnung der Probekörper gemessen.

#### 4.6.1 Versuchsprogramm

Zusammen mit den Versuchen des Typs I wurden in einer ersten Serie die Auswirkungen verschiedener Zuschläge untersucht (vgl. Kapitel 4.5). Da die hohe Fugenfestigkeit in der ersten Serie vermehrt zu einem prismatischen Druckversagen des Prüfkörpertyps IIa führten, wurden in der zweiten Serie weniger raue Fugenoberflächen verwendet und zudem der modifizierte Prüfkörper Typ IIb untersucht.

Tabelle 4.7: Versuchsprogramm Prüfkörper Typ II Serie 1 und 2 (Rautiefen nach Fugenaufrauung gemessen nach *Kaufmann*)

Serie	Bez. [Nr.]	$f_{cm,cube}^{1)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$R_t$ [mm]	Vorbehandlung
		Altbeton	Neubeton		
<b>Serie 1 IIa</b>  geprüft 19.01. bis 10.3.1999  B85 Altbeton B45 Neubeton	52	102,0	55,0	0,88	
	53	102,0	55,0	0,75	
	54	102,0	55,0	0,67	
	55	102,0	62,0	0,96	
	56	102,0	62,0	0,81	
	57	102,0	62,0	0,77	
	58	102,0	53,0	0,87	
	59	102,0	53,0	0,80	
	60	102,0	53,0	0,77	
	61	113,0	55,0	0,75	
	62	113,0	55,0	0,88	
	63	113,0	55,0	0,87	
	64	113,0	62,0	0,81	
	65	113,0	62,0	0,96	
	66	113,0	62,0	0,70	
	67	113,0	53,0	0,75	
	68	113,0	53,0	1,05	
	69	113,0	53,0	0,87	
	70	97,0	55,0	0,66	
	71	97,0	55,0	0,81	
72	97,0	55,0	0,81		
73	97,0	62,0	0,84		
74	97,0	62,0	0,79		
75	97,0	62,0	0,73		
76	97,0	53,0	0,72		
77	97,0	53,0	0,75		
78	97,0	53,0	0,86		
<b>Serie 2 IIa</b>  geprüft 29.03. bis 10.04.2000	79	125,0	53,0	/ <sup>2)</sup>	24h in Wasser gelagert
	80	125,0	53,0	/ <sup>2)</sup>	24h in Wasser gelagert
	81	125,0	53,0	/ <sup>2)</sup>	24h in Wasser gelagert
<b>Serie 2 IIb</b>  18.02. bis 10.03.1999  B85 Altbeton B45 Neubeton	82	125,0	53,0	/ <sup>2)</sup>	
	83	125,0	53,0	/ <sup>2)</sup>	
	84	125,0	53,0	/ <sup>2)</sup>	
	85	125,0	53,0	0,75	
	86	125,0	53,0	0,67	
	87	125,0	53,0	0,65	

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)<sup>2)</sup> Oberflächen wurden nicht aufgeraut, bzw. zu geringer Rauheit nicht messbar

### 4.6.2 Versuchsaufbau

In einer hydraulischen Druckpresse wurde der Probekörper mittels eines Stahlrollenlagers so gelagert, dass bei einem Abscheren der Fuge der obere Prüfkörperteil weiterhin unter kontrollierter Drucklast stand. Damit konnte ein Kippen oder seitliches Ausweichen des oberen Prüfkörperteils verhindert werden solange die Fuge sich im Zustand der Rissuferverzahnung befand. Bei der Verwendung von hochfestem Beton ist ein sprödes, explosionsartiges Versagen zu erwarten. Deshalb wurden zusätzliche, den Versuchs- und Messablauf nicht beeinflussende Sicherungsmaßnahmen notwendig. Der Versuchskörper wurde mit einer hölzernen Schutzverkleidung versehen, die nach Abscheren der Fuge oder bei schlagartigem Versagen Schäden infolge des abstürzenden oberen Prüfkörperteils verhinderte. Der Versuchsaufbau war für beide Versuchskörpertypen IIa und IIb jeweils identisch (vgl. Abbildung 4.4) und wurde bei allen Prüfkörpern weggesteuert mit 0,065 mm/s gefahren.

### 4.6.3 Messungen

Da aufgrund der im Fugenbereich wirkenden Normalspannung größere Rissuferverschiebungen nach Versagen der Haftspannungen zu erwarten waren, wurden die Verschiebungen und die Rissöffnungen auf den gegenüberliegenden Prüfkörperseiten mit je zwei induktiven Wegaufnehmern ermittelt. Mit ihnen konnten Verschiebungen von  $\pm 2,5$  cm aufgezeichnet werden. Wie in Abbildung 4.7 zu erkennen, wurden jeweils zwei Wegaufnehmer zur Messung der relativen Rissuferverschiebung  $v$  an der Schubfuge vorne und hinten angebracht. Je Seite wurde zudem ein horizontaler, die Fuge kreuzender Wegaufnehmer verwendet. Dieser liefert die horizontale Verschiebung  $x$ , aus der sich unter Kenntnis von  $v$  nach Gleichung (4.14) die Rissöffnung  $w$  bestimmen lässt.

$$w = \frac{x - v \cdot \cos \beta}{\sin \beta} \quad (4.14)$$

Zur Verifizierung des Bruchverhaltens wurde in beiden Prüfkörperteilen mit jeweils zwei Dehnmessstreifen mit einer Messlänge von 50 mm die Querdehnung, sowie die Betonstauchung gemessen. Notwendig wurde solch eine Messung zum einen, da Alt- und Neubeton jeweils unterschiedliche Elastizitätsmodule aufweisen, entstehen im Fugenbereich Verformungen die aus Dehnungsunterschieden zwischen den beiden Betonen resultieren. Zum anderen konnte zugleich das Bruchverhalten der Probekörper verifiziert werden.

## 4.7 Typ III

Um den Einfluss einer Fugennormalspannung bei konstantem Anpressdruck zu überprüfen, wurde zusätzlich zu den Versuchstypen I und II ein dritter Versuchsaufbau in Anlehnung an Versuche von *Nissen* [62] untersucht. Der zweiteilige Prüfkörper wurde wie auch in den vorangehend erläuterten Prüfkörpertypen in zwei Betonierabschnitten hergestellt. Zur Herstellung einer rauen Fugenoberfläche wurde der erste Teilkörper mit den Abmessungen  $40 \times 13 \times 20$  cm, zwei Tage nach Betonieren sandgestrahlt. Ab einer Lagerungszeit von 47 Tagen unter Lagerungsbedingungen nach *DIN 1048 Teil 5* [26] in einem Klimaraum bei relativer Luftfeuchte von 60 % und einer

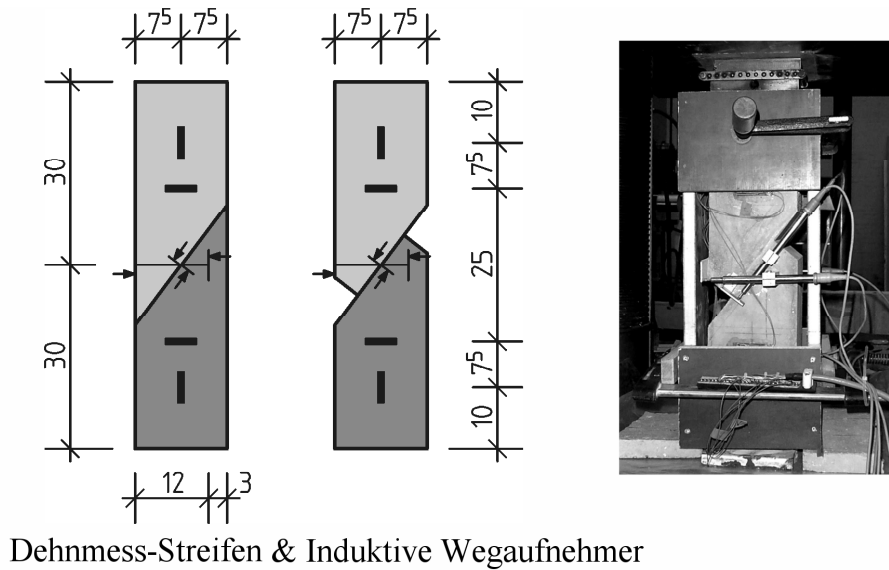


Abbildung 4.7: Ansicht und schematische Darstellung der Lage der Messeinrichtungen für Prüfkörper Typ IIa und IIb - Maßangaben in [cm]

mittleren Temperatur von 20°C wurde der zweite Prüfkörperteil anbetoniert. Da die Fuge als Inhomogenität eine "natürliche" Schwachstelle darstellt war eine Einkerbung wie in vorangegangenen Rissverzahnungsuntersuchungen dieses Typs nicht notwendig. Die wirksame Fläche der so entstandenen Schubfuge des Typs III beträgt  $A_j = 800 \text{ cm}^2$ . Um im Versuchsaufbau eine konstante Fugennormalspannung zu erzeugen, wurden zur Halterung der Krafteinleitung je Körper vier Gewindestangen in den Neubetonteil einbetoniert. Nachträglich wurden an der Ober- und Unterseite eventuelle Unebenheiten und kleinere Abplatzungen mit einer Gipschicht ausgeglichen. Nach Betonieren des Neubetonteilkörpers wurden die Probekörper erneut in einem Klimaraum unter oben genannten Bedingungen gelagert, bis sie schließlich nach weiteren 44 Tagen geprüft wurden.

#### 4.7.1 Versuchsprogramm

Im Rahmen der Versuche des Typ III wurden zwei verschiedene Betonfestigkeiten HF5 und NF5 untersucht (vgl. Tabelle 4.2). Die Betonfestigkeiten wurden in allen vier möglichen Kombinationen für den Alt- und den Neubetonteilkörper geprüft. Zudem wurden unterschiedliche Rautiefen ( $R_t = 0,05 \text{ mm}$  „glatt“ bis  $0,9 \text{ mm}$  „stark sandgestrahlt“) für die Kombination hochfesten Altbeton und normalfester Neubeton verwendet. Die Kombination hochfester Altbeton mit hochfestem Neubeton wurde einzig an einer glatten Schubfuge gefahren, da die zu erwartende Schubbruchkraft die Kapazität des Versuchstandes überschritten hätte. Zu der Variation der Betonfestigkeitskombinationen und der Oberflächenrauheit wurden die folgenden beiden Fugennormalspannungen untersucht:

- $\sigma_j = 0,3 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_j = 0,5 \text{ N/mm}^2$



Tabelle 4.8: Versuchsprogramm Prüfkörper Typ III Serie 3 (Rautiefen nach Fugenaufrauung gemessen nach Kaufmann)

Serie	Bez. [Nr.]	$f_{cm,cube}^{1)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$R_t$ [mm]	Fugennormalspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
		Altbeton	Neubeton		
Serie 3 geprüft 23.08. bis 27.11.2000	88	114,3	53,3	0,63	3,0
	89	114,3	53,3	0,63	3,0
	90	114,3	53,3	0,63	3,0
	91	114,3	53,3	0,63	5,0
	92	114,3	53,3	0,63	5,0
	93	114,3	53,3	0,63	5,0
	94	114,3	53,3	0,87	3,0
	95	114,3	53,3	0,86	3,0
	96	114,3	53,3	0,90	3,0
	97	114,3	53,3	0,87	5,0
	98	114,3	53,3	0,72	3,0
	99	114,3	53,3	0,86	3,0
	100	114,3	53,3	0,05 <sup>2)</sup>	5,0
	101	114,3	116,0	0,02 <sup>2)</sup>	3,0
	102	114,3	116,0	0,05 <sup>2)</sup>	3,0
	103	114,3	116,0	0,02 <sup>2)</sup>	5,0
	104	55,2	53,3	0,64	3,0
	105	55,2	53,3	0,65	3,0
	106	55,2	53,3	0,64	5,0
	107	55,2	116,0	0,70	3,0
108	55,2	116,0	0,63	5,0	
109	55,2	116,0	0,67	5,0	

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

<sup>2)</sup> Oberflächen wurden nicht aufgeraut, bzw. zu geringer Rauheit nicht messbar

Die relativ kleine, konstante Fugennormalspannung während des Versuches erlaubt eine deutlichere Betrachtung der beiden Bruchmechanismen Haftverbund und Rissreibung als dies bei anwachsender Fugendruckspannung des Typs II der Fall ist. Die Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgt aus diesem Grund getrennt für Versagen des Haftverbundes und Überwinden der Rissverzahnung.

#### 4.7.2 Versuchsaufbau

Die Versuchseinrichtung entsprach im Wesentlichen dem von *Nissen* [62] und *Daschner* [21] gewähltem Aufbau. Auf einem Stahlrollenlager verschieblich gelagert, wurde der Prüfkörper wie in Abbildung 4.8 skizziert, mittels einer Stahlrahmenkonstruktion mit einer Scherkraft horizontal beaufschlagt. Zu der horizontalen Scherkraft  $V$  erfolgte eine vertikale Belastung über zwei schnell reagierende Hydraulikpressen ( $F_1$  und  $F_2$ ). Ein Profilstahlträger der auf den Prüfkörper aufgeschraubt wurde, diente zur Lastverteilung der vertikalen Pressenkräfte.

Eine automatische Steuerung der drei Pressen ermöglichte dabei ein Abscheren der beiden Teil-

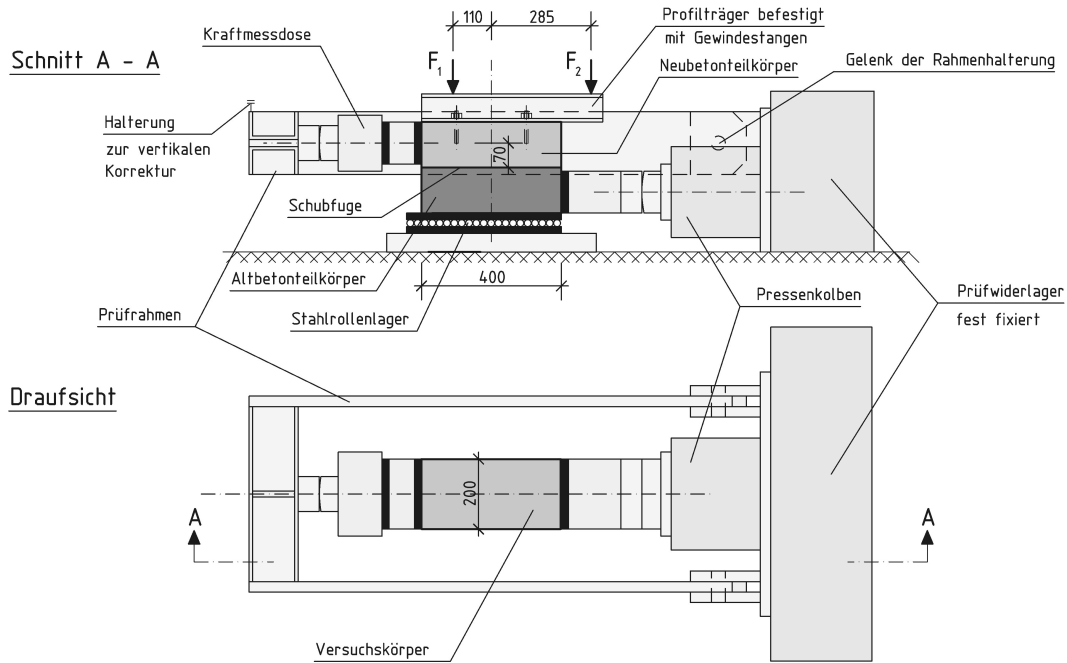


Abbildung 4.8: Prinzipskizze des Versuchsaufbaus zur Prüfung von Typ III - Maßangaben in [mm]

körper bei einem eindeutig definierten Spannungszustand in der Schubfuge. Die im Versuch konstant gehaltene Normalspannung in der Schubfuge ermöglicht somit eine Versuchsdurchführung mit Null-Dehnsteifigkeitsmaß.

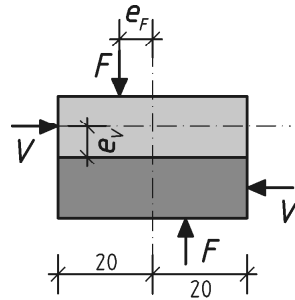


Abbildung 4.9: Darstellung der Kräfte am Prüfkörper

Wie in Abbildung 4.9 zu sehen, erzeugt die mit der Exzentrizität  $e_V$  angreifende Scherkraft  $V$  ein Moment  $M_j$  in der Schubfuge. Vereinfachend sind die beiden variablen, vertikal wirkenden Kräfte  $F_1$  und  $F_2$ , deren Hebelarm zum Schwerpunkt nach Abbildung 4.8 mit  $|e_{F1}| = 110$  mm und  $|e_{F2}| = 285$  mm konstant ist, zu einer veränderlichen Kraftgröße  $F$  mit ebenfalls veränderlichem Hebelarm  $e_F$  zusammengefasst worden. Um eine konstante Normalspannungsverteilung in der Fuge zu erreichen, werden die beiden vertikal wirkenden Pressen so gesteuert, dass:

$$\sum M_j = 0 = V \cdot e_V - F \cdot e_F \quad \text{mit} \quad V \cdot e_V = F_1 \cdot |e_{F1}| - F_2 \cdot |e_{F2}| \quad (4.15)$$

Somit ergibt sich zur Steuerung der beiden vertikalen Kräfte folgende Bedingung:

$$F_1 = \frac{V \cdot e_V + \sigma_j A_j \cdot |e_{F2}|}{|e_{F1}| + |e_{F2}|} \quad (4.16)$$

$$F_2 = \sigma_j A_j - F_1 \quad (4.17)$$

Werden nun die Geometrien aus Abbildung 4.8 in die Gleichungen (4.16) und (4.17) eingesetzt werden, ist die Fuge zusätzlich zur aufgetragenen Scherkraft mit einem vorher definierten, konstanten Lastpfad der Normalspannung ( $\sigma_j = \text{konst.}$ ) beaufschlagt. Der Ablauf der Versuche gliedert sich in zwei Phasen. Da im Unterschied zu den Versuchen nach *Nissen* [62] und *Daschner* [21] die Prüfung am ungerissenen Körper statt findet kommt es bei Erreichen der Haftspannung zu einem Haftbruch (Adhäsionsversagen). Nach der Rissbildung in der Schubfuge werden die beiden Teilkörperhälften nun in einer zweiten Phase aneinander abgeschert. Es kommt zur Rissuferverzahnung und damit zu einem weiteren Tragwiderstand der Betonfuge.

### 4.7.3 Messungen

Um die die Steuerung der vertikalen hydraulischen Pressen während des Versuchs automatisch an die aufgetragene Schubkraft zu kalibrieren, wurde zusätzlich zu Kraftmessdosen je Pressenkolben ein vertikaler Wegaufnehmer angebracht. Um die Verformungen der Schubfuge zu bestimmen, wurden wie in Abbildung 4.10 dargestellt, jeweils außen auf Vorder- und Rückseite des Prüfkörpers zwei Wegaufnehmer befestigt. Mit ihnen konnte an vier Stellen die Rissöffnung in einem Messbereich von  $\pm 5$  mm gemessen werden. Aus diesen Werten ergab sich die mittlere Rissöffnung  $w$ . Zudem dienten die vier gemessenen Rissöffnungen zur Kontrolle der konstant zu haltenden Fugennormalspannung. Die relative Rissuferverschiebung wurde jeweils auf beiden Seiten des Prüfkörpers durch einen mittig angebrachten Wegaufnehmer ermittelt.

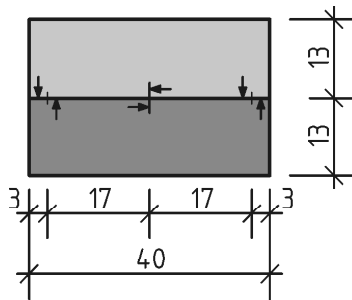


Abbildung 4.10: Schematische Darstellung der Lage der Messeinrichtungen für Prüfkörper Typ III - Maßangaben in [cm]

# Kapitel 5

## Versuchsergebnisse

Im folgenden Kapitel werden die Versuchsergebnisse der vier Einzelserien dargestellt und nach den untersuchten Einflussgrößen analysiert. Unterschieden wird hierbei in die beiden Tragmechanismen Haftverbund und Rissverzahnung, die in Abhängigkeit des Verschiebungspfades und des Fugenzustandes die Kraftübertragung unbewehrter Verbundfugen bestimmen. Als direkter Vergleich zu Versuchsergebnissen aus dieser Arbeit werden zum Teil Ergebnisse aus vorangegangenen und gut dokumentierten Forschungsarbeiten der Technischen Universität München verwendet, die in ihrer Art, Herstellung und Durchführung vergleichbar waren. Eine vollständige Zusammenfassung aller Versuchsergebnisse befindet sich in Anhang B.

### 5.1 Haftverbund

Bei jedem der untersuchten Prüfkörpertypen kam es vor dem Versagen der Schubfuge zu einem Überwinden der Haftverbundspannungen zwischen Alt- und Neubeton. Von einer reinen Haftverbundtragwirkung ohne jeglichen Einfluss einer Rissuferverzahnung kann jedoch nur bei den Prüfkörperserien des Typs I ausgegangen werden. Nachdem die Adhäsionskräfte schon bei sehr geringen Lasten, bzw. Verformungen überwunden werden, tritt das Versagen zumeist schlagartig ein und zeigt somit die Bruchschubspannung des Haftverbundes der jeweiligen Fuge deutlich auf. Ein etwas duktileres Versagen zeigt sich bei den Versuchen des Typs III unter einer konstanten Fugenpressung. Infolge der Fugenpressung wird zwar die Bruchschubspannung des Haftverbundes ebenfalls erhöht, jedoch wird nach Rissbildung die Rissuferverzahnung aktiviert. Noch stärker tritt dieser Effekt bei den Versuchen nach Typ II auf, da sich die Fugenpressung mit zunehmender Schubspannung erhöht und rasch Werte erreicht, die die Fugenpressungen von Typ III weit überschreiten und somit den Widerstand infolge Rissuferverzahnung erhöhen. Bei der Betrachtung der Ergebnisse ist dieser Einfluss der Versuchseinrichtung somit stets zu berücksichtigen.

#### 5.1.1 Einfluss der Betoneigenschaften

Schon in der Anwendung von Aufrauungsmethoden an bereits verfestigter Oberfläche der hochfesten Betone durch Sandstrahlen, zeigte sich die Auswirkung der unterschiedlichen Zuschlagsfestigkeiten. Bei einer Zuschlagsdruckfestigkeit von 80 bis 180 N/mm<sup>2</sup> eines Kalksteins nach

*DIN 52 105* [30] und einer nach Gleichung (3.1) abgeschätzten Matrixfestigkeit von  $77,0 \text{ N/mm}^2$  zum Zeitpunkt des sechsten Tages nach dem Betonieren, ist ein Freilegen von Zuschlagskörnern nur bis zwei Tage nach Betonieren möglich. An einigen Versuchskörpern des Typ I (Nr. 9, 18, 24 und 25) der ersten Serie, wurde aufgrund von Störstellen im Verbund geringere Bruchschubspannungen erreicht. Die weniger tragfähigen Oberflächen zeichneten sich durch dunkel verfärbte Stellen aus, deren Flächen proportional zum Unterschied zur erwarteten Bruchschubspannung lagen. Untersuchungen an Bohrkernen zeigten, dass die Betonfestigkeit an Stellen dieser Störung keine Besonderheiten aufwies. Vermutlich entstanden diese Störstellen durch Temperatureinwirkung während des Transports der Prüfkörper der ersten Serie vom Werk in das Labor. Hierbei waren die mit einer Plane abgedeckten Probekörper etwa eine Stunde lang Temperaturen um den Gefrierpunkt ausgesetzt. Bei den nachfolgenden Prüferien wurde ein solcher Transport ausgeschlossen, so dass dieser Effekt nicht mehr auftrat. Um die Wassersättigung der Fugenoberfläche als mögliche Ursache der beobachteten Störstellen in jedem Fall ausschliessen zu können, wurde dieser Einfluss in der zweiten Serie gesondert untersucht.

## Zuschläge

Die Oberflächen wurden jeweils zwei Tage nach dem Betonieren der Teilkörper mit gleicher Intensität und Dauer mittels Sandstrahlens aufgeraut. Wie in Tabelle 5.1 dargestellt, wirken sich die Zuschlagsfestigkeiten dabei merklich auf die erreichbare Rautiefe aus. Zum Teil wurden beim Sandstrahlen Bruchstücke des Kalksplittzuschlages herausgeschlagen und mit entfernt, während die Zuschlagskörner des Basalts und des Kieses durch das Strahlgranulat lediglich an ihrer Oberfläche aufgeraut wurden. Dieser Effekt spiegelt sich auch in der größeren Streuung der gemessenen Rautiefen der Probekörper mit Kalksplitt wieder. Die Streuungen der erzielten Rauheiten des Basalts im Vergleich zum Kieszuschlag scheinen wiederum auf dessen kantige Kornform zurückführbar zu sein.

Tabelle 5.1: Auswirkung unterschiedlicher Zuschläge auf die Rauheit bei identischer Aufrauung

Zuschlag	Druckfestigkeit <sup>1)</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_t$ <sup>2)</sup> [mm]	$\tilde{s}_{R_t}$ <sup>3)</sup> [%]
Kalksplitt	80-180	0,61	14,3
Basalt	290-440	0,91	10,2
Kies	120-200	0,75	7,9

<sup>1)</sup> des trockenen Gesteins nach DIN 52 105 [30]

<sup>2)</sup> mittlere Rautiefe aller Probekörper Typ I der Serie 1

<sup>3)</sup> Standardabweichung der mittleren Rautiefe

Eine direkte Auswirkung des gewählten Zuschlags auf die Tragfähigkeit des Haftverbundes  $\tau_{c,ad}$  konnte nicht festgestellt werden. Unterschiede in den Werten der Bruchschubspannung ließen lediglich Rückschlüsse auf den Effekt der Rautiefe und somit nur in indirekter Form auf den verwendeten Zuschlag zu.

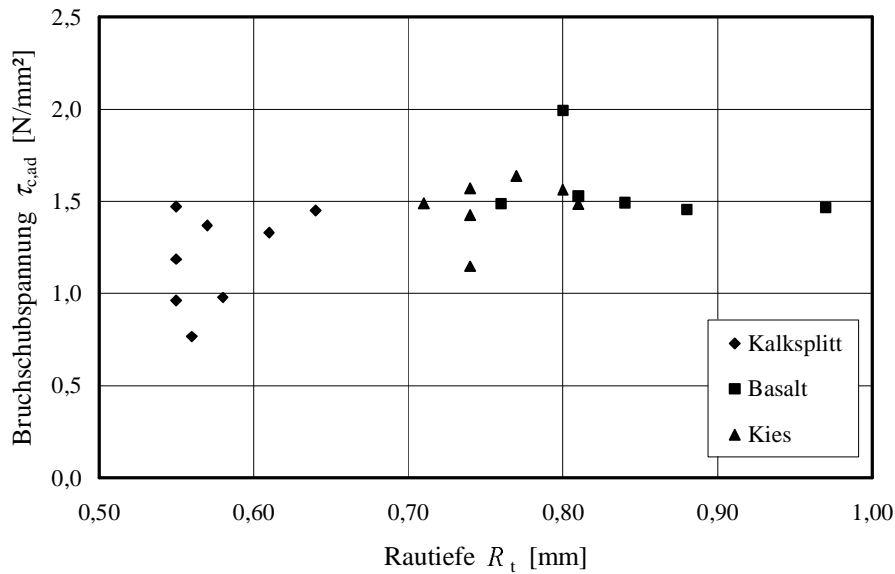


Abbildung 5.1: Bruchschubspannung des Haftverbundes unter Variation verschiedener Altbetonzuschläge ( $f_{cm} = 97,0 \div 113,0 \text{ N/mm}^2$ ) bei identischer Aufrauungsmethode

### Wassersättigung der Fugenoberfläche

Die Mittelwerte der Bruchschubspannung einzelner Teilkörper des Typ I sind in Tabelle 5.2 nach ihrer Art der Wassersättigung der Fugenoberfläche dargestellt. Während Aussagen über den tatsächlichen Effekt der Wassersättigung mit Hilfe der Literatur nicht eindeutig bestimmt werden können, stellte Mainz [56] unter erheblicher Steuerung eine positive, jedoch nicht eindeutige Wirkung einer 24-stündigen Unterwasserlagerung fest. In den hier durchgeführten, insgesamt 15 Scherversuchen (Nr. 28 bis 42) konnte ein positiver Effekt auf das Schubtragverhalten durch ein Anfeuchten der Fugenoberfläche als Vorbehandlung allerdings nicht erkannt werden. Ähnliche Beobachtungen wurden auch von Brockmann [15] oder Hager und Nanning [39] unter Verwendung unterschiedlicher Versuchseinrichtungen gemacht.

Tabelle 5.2: Auswirkung unterschiedlicher Wassersättigung der Fugenoberfläche

Fugenoberfläche	Bruchschubspannung $\tau_j$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tilde{s}_{\tau_j}$ <sup>1)</sup> [%]
trocken	1,33	7,3
angenässt	1,13	17,3
wassergesättigt	1,14	18,1

<sup>1)</sup> Standardabweichung der Bruchschubspannung

Im Vergleich zu nassen oder feuchten Fugenflächen wurde für trockene Fugenoberflächen eine um 15 % grössere Schubfestigkeit bei deutlich geringerer Streuung gemessen. Die Bruchoberflächen der wassergesättigten Prüfkörper unterschieden sich dabei durch eine dunkle Verfärbung am unteren Rand und an den unteren Seiten. Die Werte der Bruchschubspannung lassen also eher darauf schliessen, dass eine trockene Fugenoberfläche keine für den Schubverbund ungünstige Wirkung hat. Als Resultat unterstützt dies eher die Vermutung von Daschner [19, 21], dass

trockener Altbeton eine höhere Haftfestigkeit besitzt als nasser oder feuchter Altbeton. Im Allgemeinen soll ein Anfeuchten der Oberfläche das kapillare Saugen des Altbetons verhindern oder zumindest verringern. Verwendet wurde ein hochfester Beton ( $f_{cm} = 125,0 \text{ N/mm}^2$ ), der infolge des niedrigen w/z-Wertes eine geringe Anzahl an Kapillarporen besitzt. Die Saugfähigkeit des Betons, die durch die Anzahl von Kapillarporen mit einem Durchmesser zwischen  $0,2 \mu\text{m}$  und  $0,2 \text{ mm}$  bestimmt wird, ist somit geringer als bei normalfesten Betonen. Ein Anfeuchten scheint folglich für Betone mit beschränkter Saugfähigkeit nicht notwendig zu sein. Eine Verschlechterung des Haftverbundes nach dem Anfeuchten könnte dann auf eine mögliche Wasserfilmbildung auf der Altbetonoberfläche zurückzuführen sein.

### Oberflächenrauheit

Die Oberflächenrauheit wurde in den Versuchen in einem Bereich von einer Rautiefe  $R_t = 0,1$  bis  $1,1 \text{ mm}$  untersucht. Dies stellt nur einen kleinen Ausschnitt der möglichen Breite an Fugenrauheiten dar. Die Prüfkörper mit einer glatten Fugenoberfläche ( $R_t < 0,15 \text{ mm}$ ) erwiesen sich als äußerst anfällig gegenüber leichten Erschütterungen beim Handhaben der Körper. Bei insgesamt sieben Probekörpern (Nr. 37, 39, 82, 83, 84, 102 und 103) mit sehr geringer Rauheit trat ein Fugenbruch, bzw. ein Versagen des Haftverbundes, schon vor dem Einbau in die Prüfmaschine auf. Es war trotzdem immerhin möglich sechs der 13 Probekörpern mit glatter Fugenoberfläche auf ihren Abscherwiderstand zu prüfen.

Tabelle 5.3: Ergebnisse der Bruchschubspannungen von Prüfkörpern mit glatter Fugenoberfläche ( $R_t < 0,15 \text{ mm}$ )

Typ	Nr.	$f_{cm,alt}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cm,neu}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_t$ [mm]	$\sigma_j$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{cj,ad}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{\tau_{cj,ad,0.1}^2)}{\tau_{cj,ad,0.6}}$ [ - ]
Typ I Serie 2	37	125,0	53,0	< 0,1	0,0	### <sup>3)</sup>	
	38	125,0	53,0	0,05	0,0	0,90	0,79
	39	125,0	53,0	< 0,1	0,0	### <sup>3)</sup>	
Typ IIa Serie 2	79	125,0	53,0	< 0,1	8,56	11,16	0,52
	80	125,0	53,0	< 0,1	15,94	20,78	0,96
	81	125,0	53,0	< 0,1	15,45	20,13	0,93
	82	125,0	53,0	< 0,1	### <sup>3)</sup>	### <sup>3)</sup>	
	83	125,0	53,0	< 0,1	### <sup>3)</sup>	### <sup>3)</sup>	
	84	125,0	53,0	< 0,1	### <sup>3)</sup>	### <sup>3)</sup>	
Typ III Serie 3	100	114,3	53,3	0,05	6,0	4,72	0,46
	101	114,3	116,0	0,02	3,5	11,75	
	102	114,3	116,0	0,05	3,5	### <sup>3)</sup>	
	103	114,3	116,0	0,02	6,0	### <sup>3)</sup>	

<sup>1)</sup> Rautiefe nach *Kaufmann* jeweils für die gerissene und ungerissene Fuge des Probekörpers

<sup>2)</sup> Vergleich zu Mittelwerten der Schubbruchspannung für Rauheiten  $R_t = 0,63 \div 0,68 \text{ mm}$

<sup>3)</sup> Versuchskörper durch Erschütterungen beim Einbau in die Prüfmaschine gebrochen

In Tabelle 5.3 findet sich eine Auflistung aller Bruchschubspannungen der Probekörper mit glatter Schubfuge. Um eine Abschätzung der Tragfähigkeit zu erhalten, wurden diese in ein Verhältnis mit Mittelwerten von Probekörpern mit aufgerauter Fugenoberfläche gesetzt. Trotz der geringen

Anzahl an Prüfkörpern, an denen dies untersucht werden konnte, ist ein Haftverbund bei rauer Oberfläche als wesentlich widerstandsfähiger gegen Stoßbelastungen und Erschütterungen einzustufen. Diese führten bei glatten Fugen bereits häufig zu einem Bruch in der Fuge. Bei aufgerauten Fugenoberflächen ( $R_t > 0,15\text{mm}$ ) trat dieser Effekt nicht auf. Unter einer quasi-statischen Belastung, wie sie auch im Versuchstand aufgebracht wurde, übertrugen die Probekörper mit glatter Fuge immerhin noch Schubspannungen bis zu 46 % und 96 % der Festigkeit der aufgerauten Haftverbundfugen. Die vermutliche Ursache hierfür ist die mechanische Adhäsion, wie sie als physikalische Bindung bereits in Abschnitt 2.2.1 vorgestellt wurde. So bietet die glatte und dichte Oberfläche von hochfestem Beton kaum Möglichkeiten eine solche Verzahnung auszubilden. Offenbar wirken in diesem Fall lediglich Bindungskräfte kurzer Reichweite, wie etwa die Van-der-Waalschen Kräfte. Diese sind nach *Autumn et al.* [8] schon bei Verschiebungen im Bereich von  $1/10 \mu\text{m}$  kaum mehr wirksam und würden so eine schlüssige Erklärung für dieses Phänomen bieten.

Um den Einfluss der Rauheit besser darzustellen, werden zu den eigenen Versuchsergebnissen Resultate experimenteller Untersuchungen von *Daschner* [19] hinzugezogen. Zur Quantifizierung der von *Daschner* geprüften Rauheiten der Fugenflächen, wurden einzelne Höhenprofile, die exemplarisch mittels Tastschnittgerät gemessen wurden, in maximalen Profilkuppenhöhen  $R_p$ , bzw. mittleren Rautiefen umgerechnet. Abbildung 5.2 zeigt hierzu die einzelnen Bruchschubspannungen des Haftverbundes zusammen mit Mittelwerten von Versuchsergebnissen nach *Daschner*.

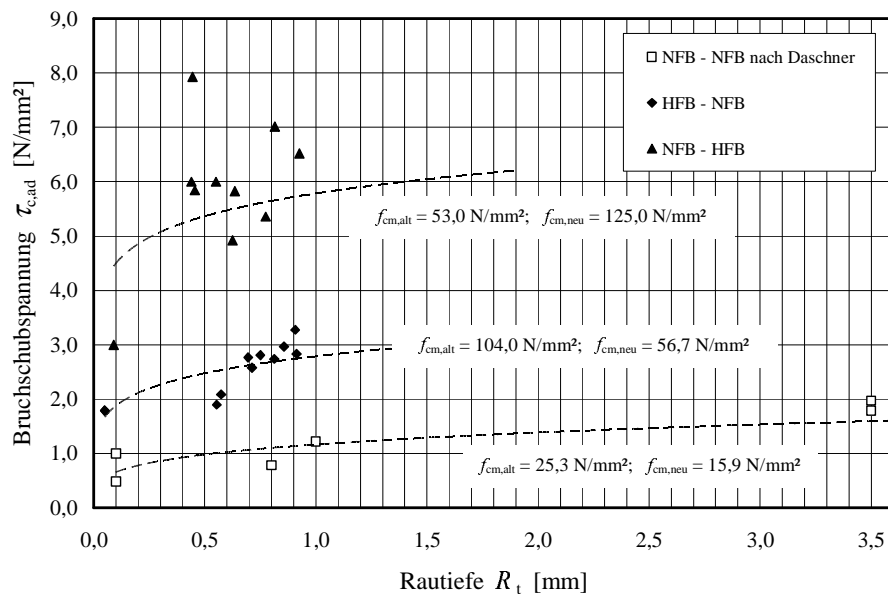


Abbildung 5.2: Bruchschubspannung des Haftverbundes ohne Fugennormalspannung in Abhängigkeit der Fugenrauheit - Ergebnisse des Prüfkörpers Typ I im Vergleich zu Werten von *Daschner* [19] (Kombination: Altbeton - Neubeton)

Der direkte Vergleich bietet sich an, da sich die jeweiligen Versuchsaufbauten nicht maßgeblich voneinander unterscheiden (vgl. Abbildung 2.15 in Kapitel 2). Ein ähnlicher Einfluss der Rauheit lässt sich aber aufgrund der Streuung der eigenen Ergebnisse und der geringen Bandbreite an untersuchten Rautiefen nur teilweise darstellen. Ein Abnehmen der Bruchschubspannung bei kleinerer Rautiefe scheint als Trend jedoch erkennbar zu sein.



## Betonfestigkeiten

Sehr deutlich dagegen ist in Abbildung 5.2 der Einfluss der verwendeten Betonfestigkeit zu sehen. Wie erwartet zeigt sich eine größere Schubfestigkeit des Haftverbundes infolge der Anwendung von höheren Betonfestigkeiten. In den Versuchen wurde für Alt- und Neubeton je ein hochfester und ein normalfester Beton in unterschiedlicher Kombination (mit "HFB-NFB" und "NFB-HFB" bezeichnet) verwendet. Unabhängig von der Oberflächenrauheit weisen die Mittelwerte der Bruchschubspannungen bei einer relativ geringen Standardabweichung von 16 % einen Unterschied von 100 % auf. Deutlich erkennbar zeigt sich hier der Einfluss der Festigkeit des nachträglich ergänzten Betons. Anhand der Versuchsergebnisse kann angenommen werden, dass die Festigkeit des Neubetons von größerer Bedeutung für das Tragverhalten der Schubfuge zwischen Alt- und Neubeton ist als die des Altbetons.

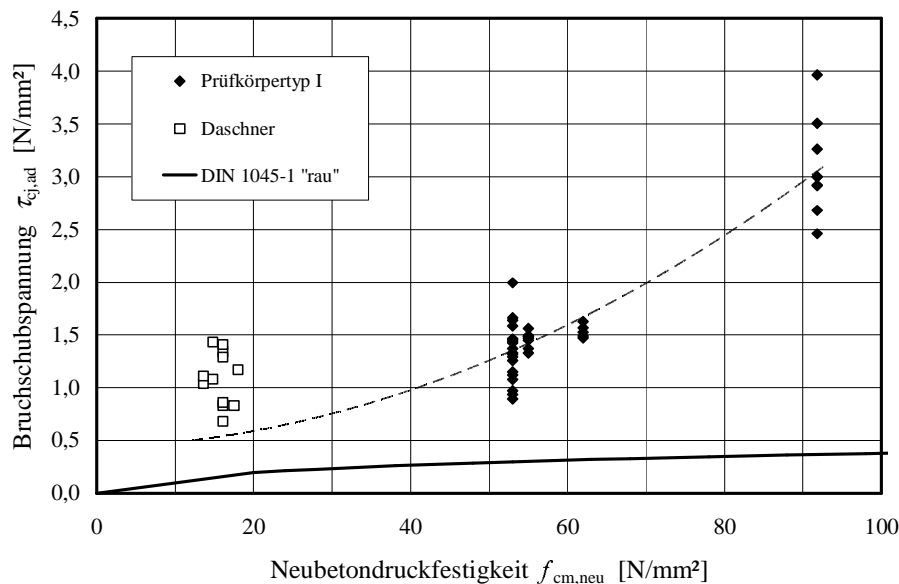


Abbildung 5.3: Bruchschubspannung des Haftverbundes in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit des nachträglich ergänzten Betons

Die Rolle der Neubetonfestigkeit als Parameter der Haftscherfestigkeit ist in Abbildung 5.3 verdeutlicht. Die in diesem Diagramm auftretende Streuung der einzelnen verwendeten Betondruckfestigkeiten stellen zuzüglich der natürlichen Streuung der Versuchsergebnisse den jeweiligen Einfluss von Rauheit, sowie der verwendeten Betonfestigkeit des Altbetons dar.

Die Auswirkung der Betonfestigkeit wurde bereits von *Daschner* [21] zusammenfassend beurteilt. Für Beton mit Druckfestigkeiten  $f_{ck} > 35 \text{ N/mm}^2$  konnten jedoch aus Mangel an Versuchsergebnissen keinerlei Aussagen gemacht werden. Die Betrachtung beschränkte sich zudem alleine auf die niedrigste Festigkeit der Kombination von Alt- und Neubeton. Eine Differenzierung des Effektes unterschiedlicher Festigkeiten des Alt-, wie auch des Neubetons waren dabei nicht möglich. So widersprechen die Ergebnisse dieser Untersuchung der Annahme, dass die kleinere der beiden Betonfestigkeiten das Maß zur Bewertung der Schubfestigkeit des Haftverbundes darstellt.

Die Kombination der Betonfestigkeiten stellt mit Sicherheit einen bedeutenden und komplexen

Einfluss auf die Tragfähigkeit des Haftverbundes dar. Ursache hierfür ist das Zusammenwirken der jeweiligen spezifischen Materialeigenschaften der Betone. Die Druckfestigkeit als Bestimmungsmaß der Betongüte kann zwar als Hinweis dienen, liefert strenggenommen jedoch keine klare Aussage über solche Eigenschaften. So deutet die positive Wirkung einer höheren Betonfestigkeit des Neubetons auf seine Fähigkeit hin, sich optimaler mit der Altbetonoberfläche zu verbinden. Vorstellbar ist, dass eine hochfeste Betonerfüllung aufgrund eines höheren Feinkornanteils (z.B. durch Silika- oder Karbonstaub) und einer flüssigeren Frischbetonkonsistenz eine größere, vom Altbeton zur Verfügung gestellte Gesamtoberfläche für den Haftverbund aktivieren kann. Aussagen über die Auswirkung verschiedener Konsistenzen des nachträglich ergänzten Betons konnten in der studierten Literatur nicht gefunden werden. So wurde zwar die Konsistenz des Altbetons von Schäfer [86] im Hinblick auf die Möglichkeiten der Aufrauung variiert, nicht jedoch die des Neubetons. Die Prüfung von stark unterschiedlichen Konsistenzen des Neubetons unabhängig von der Betondruckfestigkeit war in dieser Arbeit allerdings auch nicht vorgesehen.

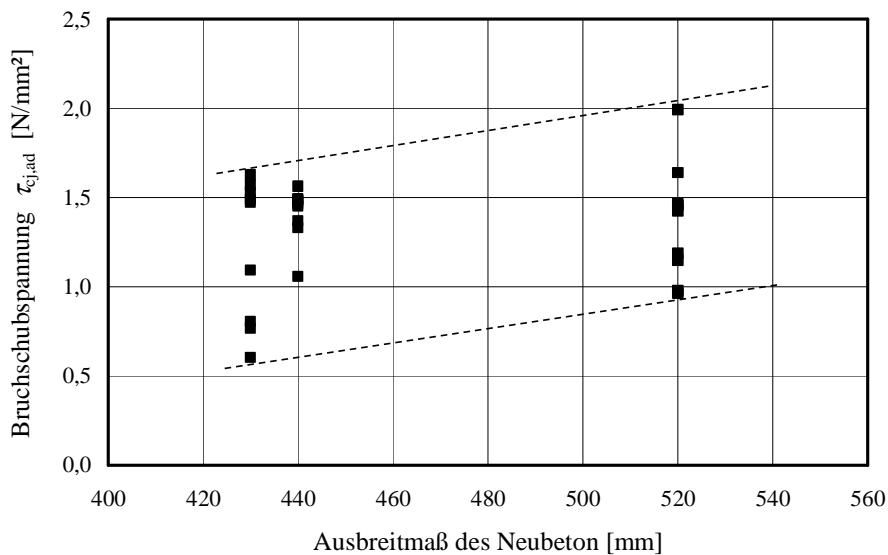


Abbildung 5.4: Bruchschubspannung des Haftverbundes in Abhängigkeit der Konsistenz nach *DIN 1045-2* [25] des nachträglich ergänzten Betons (Vergleich der Mischungen NF1, NF2 und NF3)

In Abbildung 5.4 ist somit nur ein kleiner Ausschnitt möglicher Ausbreitmaßklassen dargestellt. Um einen Vergleich unabhängig von der Betondruckfestigkeit zu erhalten, wurden die Probekörper des Typ I mit den ergänzten Mischungen NF1, NF2 und NF3 nach Tabelle 4.4 verwendet. Die Neubetonmischung NF3 hatte hierbei das größte Ausbreitmaß und zugleich die geringste mittlere Druckfestigkeit. Aufgrund der beinhalteten unterschiedlichen Rauheiten und Altbetonfestigkeiten zeigt sich eine große Streuung der Werte. Trotzdem lässt sich ein Ansteigen der Bruchschubspannung im Versuch bei größerer Konsistenz des Neubetons als Tendenz feststellen. Um die Übertragbarkeit dieser Ergebnisse auf alle definierten Konsistenzklassen zu gewährleisten ist weitere Forschung notwendig. Erkenntnisse hieraus könnten auch hilfreich sein, die Einflüsse der Konsistenz (Oberflächenenergie und Randwinkel) und der Betonzusammensetzung (Feinkornanteil und zur Verfügung stehende Kontaktoberfläche) zu differenzieren.

Bei der Prüfung der Probekörper des Typ II bestätigte sich diese Beobachtung. Der Einfluss der

Materialeigenschaften des ergänzten Betons wurde auch hier deutlich. Obwohl das Spannungsverhältnis mit  $\sigma_j = \tau_j / \tan 52,5^\circ$  nach Beschreibung von *Mainz* [56] zu einem Abscheren der Fuge führen sollte (vgl. Abbildung 5.5), trat ein Versagen des Haftverbundes in keinem Prüfkörper der ersten Serie (Nr. 52÷78) auf. Da die Haftverbundfestigkeit der Schubfuge wesentlich höher war als angenommen reagierten die Körper monolithisch und zeigten ein klares Bruchbild des Druckversagens.

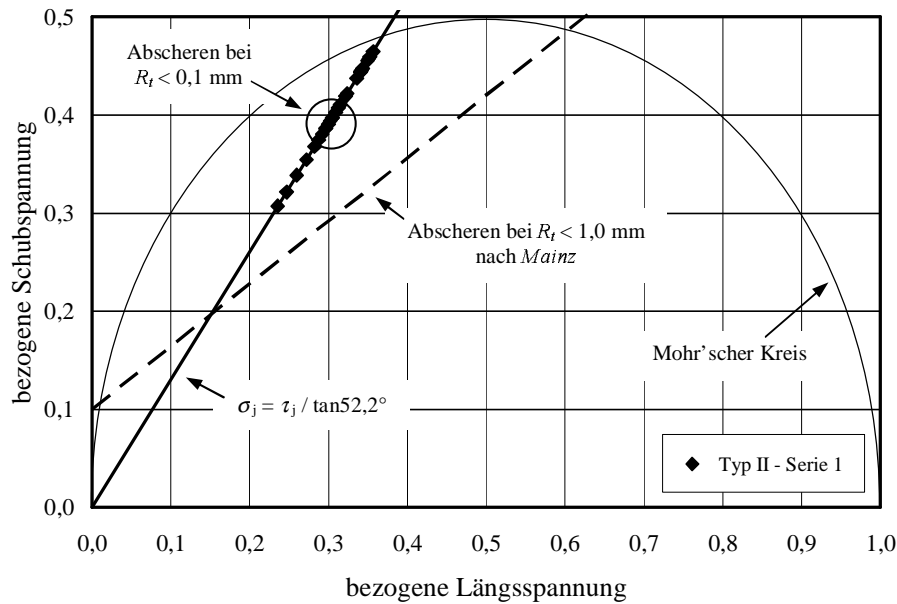


Abbildung 5.5: Dimensionsloses Diagramm der Versagenslasten für eine Betonfestigkeit von  $f_{cm} = 50 \text{ N/mm}^2$  mit dem Versagenskriterium nach *Mainz* [56]

Nach *Mainz* konnte das Versagen der Schubfuge durch das Reibungsgesetz in Gleichung (5.1) in Abhängigkeit der niedrigsten verwendeten Betonfestigkeit  $f_{cm,min}$  mit einem Reibungsbeiwert  $\mu = 0,64$  für geringe Rautiefen ( $R_t < 1 \text{ mm}$ ) beschrieben werden. Setzt man das Spannungsverhältnis der gewählten Fuge aus Gleichung (4.5) ein, so erhält man den Punkt des vermuteten Schubversagens in Gleichung (5.2).

$$\tau_j = 0,1 \cdot f_{cm,min} + \mu \cdot \sigma_j \quad (5.1)$$

$$\tau_j = \frac{0,1 \cdot f_{cm,min} \cdot \tan \beta}{\tan \beta - \mu} \quad (5.2)$$

Ein mögliches Versagenskriterium für die Versuche der ersten Serie müsste somit oberhalb der vorgeschlagenen Gerade liegen. Mit der Verwendung der Prüfkörper Typ IIb in der zweiten Serie wurde ein Versagen infolge überschrittener Druckfestigkeit verhindert und dadurch das Betrachten des Schubbruchverhaltens ermöglicht. In dieser Serie wurden außerdem drei Versuchskörper mit glatter Oberfläche ( $R_t < 0,1 \text{ mm}$ ) getestet. Diese versagten in der Schubfuge und sind in Abbildung 5.5 durch einen Kreis gekennzeichnet.

### 5.1.2 Bruchverhalten und Rissoberflächen

Wie erwartet zeigten die Schubversuche ohne Fugennormalspannung ein äußerst sprödes Bruchverhalten. In Abbildung 5.6 ist exemplarisch der Verlauf der Spannungs-Verformungs-Kurve für zwei Versuche des Typs I dargestellt. Nach einer Rissuferverschiebung von 3 bis 5  $\mu\text{m}$  können bereits keine Kräfte mehr durch den Haftverbund übertragen werden.

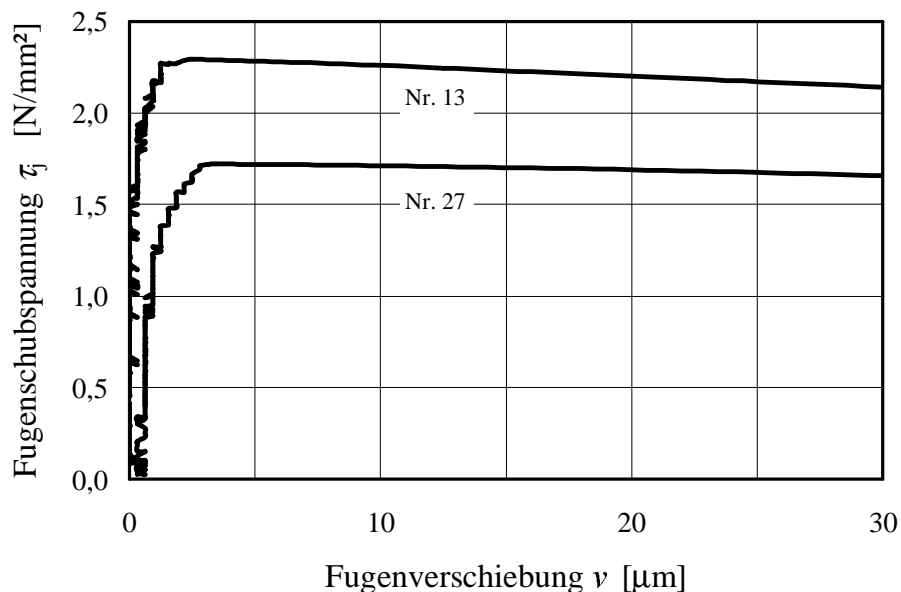


Abbildung 5.6: Typische Spannungs-Verformungs-Verläufe des spröden Haftverbundversagens am Beispiel von Prüfkörpertyp I (Nr. 13 und 27)

Bei den Schubversuchen des Typ I mit nachträglicher Normalbetonergänzung trat bei allen Probekörpern der Bruch im Grenzbereich der Fuge auf. Die Rissoberflächen zeigten in etwa die gleiche Oberfläche wie vor der Betonergänzung. Es konnte lediglich eine leicht geringere Rauheit der Bruchflächen im Vergleich zur ursprünglichen Rauheit festgestellt werden. An einigen Stellen verlief der Riss nicht entlang der Oberflächenstruktur des Altbetons, sondern durch den Neubeton. Teilweise konnte bei den Mischungen mit Kalksplittzuschlag durchtrennte Zuschlagskörner zu beiden Seiten der gebrochenen Fuge beobachtet werden. Dies deutet auf einen guten Verbund der beiden Beton hin. Dieser Effekt zeigte sich noch deutlicher bei dem stärkeren Verbund der mit hochfestem Beton ergänzten Probekörper. Die Bruchflächen dieser Körper waren glatt ( $R_t = 0,1 \div 0,2 \text{ mm}$ ) und wiesen an keiner Stelle mehr die ursprüngliche Rauheit auf.

## 5.2 Rissverzahnung

Der Tragwiderstand der Rissverzahnung konnte in den Versuchen an den Prüfkörpertypen II und III untersucht werden. Wie in Abschnitt 2.1 erläutert, kann davon ausgegangen werden, dass eine alleinige Kraftübertragung infolge Rissverzahnung erst nach Überschreiten der Haftverbundfestigkeit auftritt. Anhand der experimentell bestimmten Relativverschiebungen der Fuge zum Zeitpunkt des angenommenen Haftverbundversagens lässt sich somit der Bereich beschreiben,

in dem es zur Rissbildung im Fugebereich kommt und die Schubtragwirkung vom Haftverbund zur Rissverzahnung wechselt. Setzt man eine Fugendruckspannung oder eine Behinderung der Rissöffnung voraus, so kann man bei Fugenrelativverschiebungen  $v > 3 \div 5 \mu\text{m}$  von einer Aktivierung der Rissverzahnung ausgehen. Die maximale Tragkraft der Probekörper wurde bei einer Riffuferverschiebung von  $v = 30 \div 50 \mu\text{m}$  erreicht.

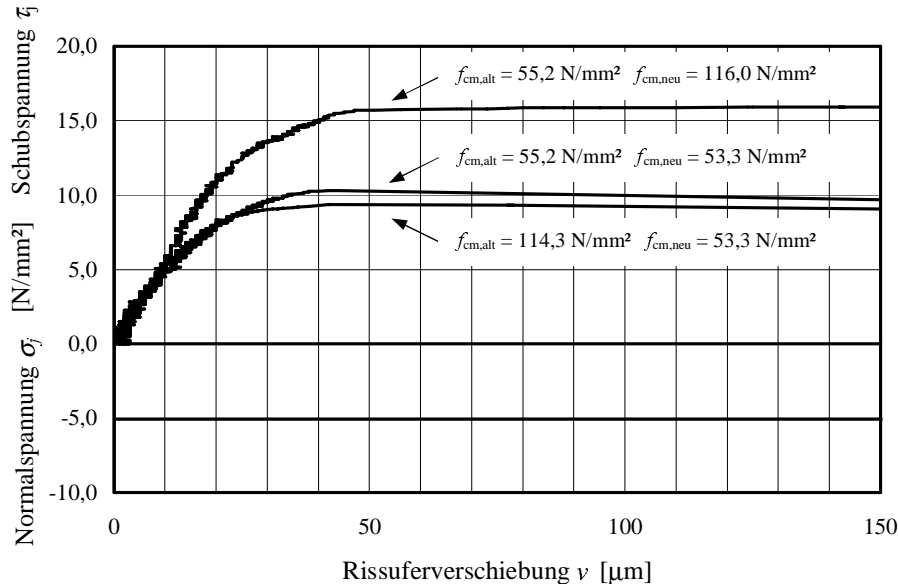


Abbildung 5.7: Typische Spannungs-Verformungs-Verläufe des Versagens bei Kombination von Haftverbund und Normalspannungsinduzierter ( $\sigma_j = 5,0 \text{ N/mm}^2$ ) Rissverzahnung des Prüfkörpertyps III (Nr. 92, 106 und 109)

In Abbildung 5.7 kann die Fugenverschiebung der Prüfkörper des Typ III während der Erstbelastung nachvollzogen werden. Hierbei handelt es sich um das Zusammenwirken der beiden Traganteile des Haftverbundes und der Rissverzahnung. Eine deutliche Rissuferverschiebung im Bereich von  $50 \mu\text{m}$  bis zum Versagen des Verzahnungswiderstandes ist für alle Prüfkörper typisch. Zur Differenzierung der Traganteile stellt sich die Frage zu welchem Zeitpunkt oder Verschiebungszustand ein Haftverbundversagen eintritt. Da die dabei auftretenden Rissöffnungen aufgrund des Anpressdrucks sehr gering sind, ist eine Risserkennung visuell nicht möglich. Eine Auswertung der Spannungs-Verformungs-Verläufe zeigte ebenfalls keinen sichtbaren Übergang zwischen den beiden Traganteilen. Nach den Ergebnissen des reinen Haftverbundes der Prüfkörper des Typ I zu urteilen, findet ab Rissuferverschiebungen  $v > 5 \mu\text{m}$  die Kraftübertragung vollständig über die Rissverzahnung statt (vgl. Abbildung 5.6 und 5.7).

Um eine bessere Unterscheidung zwischen reiner Rissverzahnung und einem kombinierten Einfluss mit dem Haftverbund zu ermöglichen, wurden die Probekörper des Typs III in zweifacher Hinsicht geprüft. Nachdem die Schubfuge in erster Prüfung versagte, wurden die beiden Prüfkörperhälften erneut mit der vorgegebenen Fugenpressung beaufschlagt und ein zweites mal gegeneinander abgeschert (vgl. Abbildung 5.8).

Signifikant zeigt sich die glattere Bruchfläche auf Grund der höheren Haftverbundfestigkeiten bei der Anwendung von hochfestem Neubeton. Wie in Abbildung 5.8 zu erkennen, verläuft die

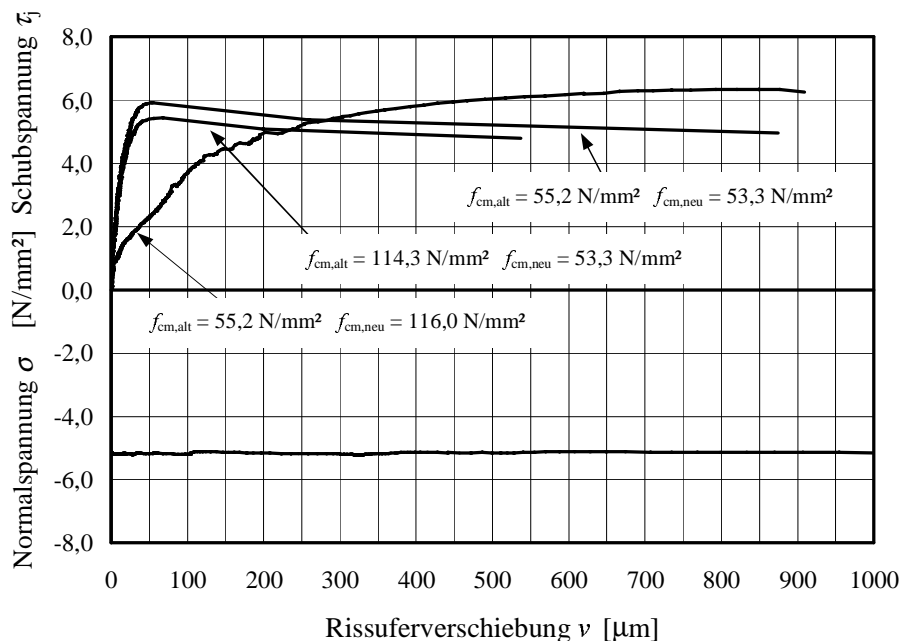


Abbildung 5.8: Typische Spannungs-Verformungs-Verläufe des reinen Versagens nach Normalspannungsinduzierter ( $\sigma_j = 5,0 \text{ N/mm}^2$ ) Rissverzahnung des Prüfkörpertyps III (Nr. 92, 106 und 109)

Spannungs-Verformungskurve dieser Körper um einiges flacher, als diejenigen Probekörper, die mit Normalbeton ergänzt wurden. Aufgrund der noch intakten Oberflächenrauheit der mit Normalbeton ergänzten Körper, bildet sich eine gute und dadurch steifere Verzahnung unter Schub- und Fugendruckbelastung aus.

Da zumeist Endwerte der Rissverschiebungen von  $200 \mu\text{m}$  nach einem ersten Schubversagen vorlagen, wurden die Messwerte der folgenden Verschiebungen in Abbildung 5.8 auf Null zurück gesetzt. Sinnvoll erscheint dies für einen Vergleich, da eine bereits stattgefundenen Rissuferverschiebung eine Schädigung der zum Tragwiderstand erforderlichen Makro- und Mikrorauheit in diesem Bereich zur Folge hat. Leider verfälscht dies in gewissem Rahmen auch das Ergebnis, da die Verzahnung für einen bereits verschobenen Zustand untersucht wird. Bei der Beurteilung und der Nachrechnung (vgl. Abschnitt 6.2.4) der Verformungen infolge der Zweitbelastung sollte dies stets bewusst sein.

### Einfluss der Oberflächenrauheit

An Probekörpern analog des Typs II untersuchte Mainz [56] die Rolle der Oberflächenrauheit in Kombination von Haftverbund und Rissverzahnung. Für HDW-gestahlte Fugenoberflächen beobachtete er zwar eine verbesserte Schubfugenfestigkeit, jedoch schien sich bei mechanisch aufgerauten Oberflächen eine höhere Rauheit im Bereich von  $R_t > 3,5 \text{ mm}$  auch nachteilig auf die Fugenfestigkeit auszuwirken. Wie in Abschnitt 5.1.1 erläutert, wurden im Rahmen der eigenen Arbeit nur Rauheiten bis zu einer Rautiefe  $R_t = 1,1 \text{ mm}$  geprüft. Mit Hilfe der in Abbildung 5.9 dargestellten Bruchschubspannungen konnte die von Mainz beschriebene Tendenz in diesem

Bereich bestätigt werden.

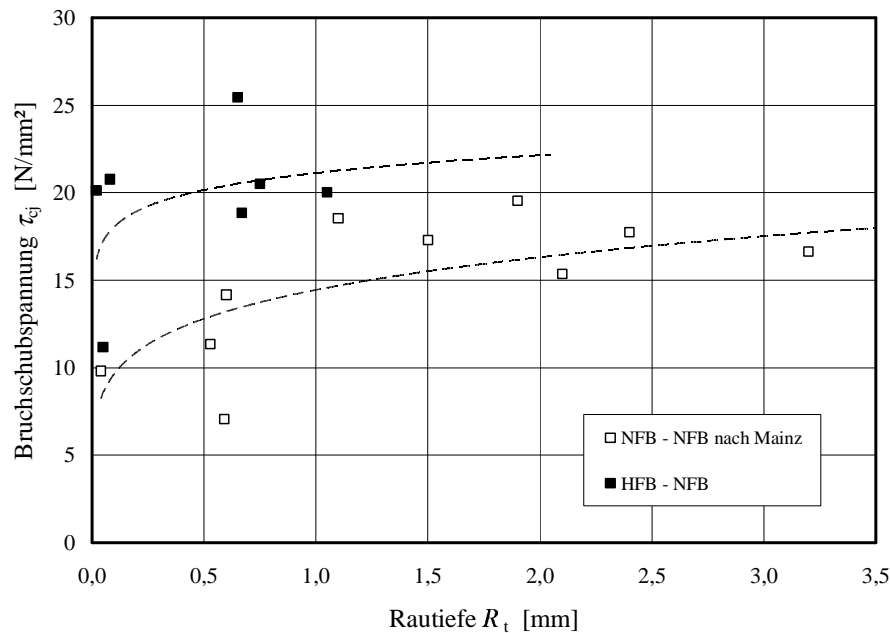


Abbildung 5.9: Bruchschubspannung des Prüfkörpertyps II in Abhängigkeit der Fugenrauheit (hierbei entspricht: "NFB-NFB"  $f_{cm} = 34,5 \text{ N/mm}^2$  nach Mainz [56] und "HFB-NFB"  $f_{cm,alt} = 125,0 \text{ N/mm}^2$  und  $f_{cm,neu} = 53,0 \text{ N/mm}^2$ )

Ob sich für das Sandstrahlen als mechanische Methode der Aufrauung ebenso geringere Fugenfestigkeiten im Bereich von größeren Rautiefen ergeben würden, konnte nicht geklärt werden. Rautiefen dieser Größe sind bei Betonen höhere Festigkeit mittels Sandstrahlen ohnehin nur sehr schwer herzustellen. Da der Einfluss der Rauheit für  $R_t < 1 \text{ mm}$  besonders ausgeprägt ist, lassen sich Charakteristika aus den Versuchsergebnissen abschätzen. Einige repräsentative Spannungs-Verformungs-Verläufe des Typ II mit unterschiedlicher Oberflächenrauheit sind hierzu in Abbildung 5.10 dargestellt. Zu erkennen ist der Anstieg der Schubfugenfestigkeit infolge einer größeren Rautiefe. Des Weiteren ist eine Erhöhung der Schubtragwirkung infolge höherer Betonfestigkeiten ersichtlich. Im Gegensatz zu den Versuchskörpern von Mainz, die mit einer mittleren Alt- und Neubetonfestigkeit von jeweils  $34,5 \text{ N/mm}^2$  hergestellt worden waren, wurden für die Prüfkörper des Typ II höhere Betonfestigkeiten verwendet.

Deutlich zeigt sich der Unterschied der Rissverzahnung der eigenen Versuche bei glatter ( $R_t < 0,1 \text{ mm}$ ) und aufgerauter ( $R_t = 0,75 \text{ mm}$ ) Oberfläche (vgl. Abbildung 5.10). Während beim Abscheren der aufgerauten Fuge große Verformungen vor dem Versagen der Schubtragfähigkeit auftreten, konnte bei glatten Fugen ein schlagartiger Bruch bei Erreichen von Verschiebungen im Bereich von  $10 \mu\text{m}$  beobachtet werden. Es erscheint denkbar, dass die zur Übertragung von Kräften notwendige Kontaktfläche der Mikrorauheit nur in einem Bereich solch kleiner Verschiebungen aktiv beteiligt ist. Die aufgeraute Fugenoberfläche wirkte in diesem Verschiebungsbereich wesentlich steifer. Ihr Spannungs-Verformungsverlauf zeigt einen Knick in etwa bei einer Verformung, bei der es ohne Normalspannungseinwirkung zu einem Haftverbundversagen kam. Die Schubspannung im Bereich der Fuge ist an dieser Stelle ähnlich der Bruchschubspannung der

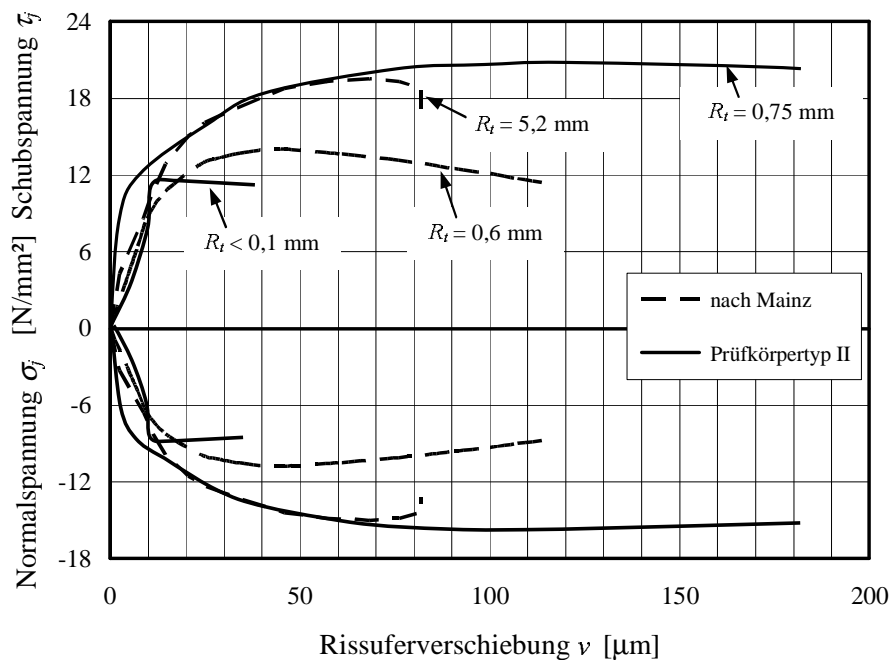


Abbildung 5.10: Typische Spannungs-Verformungs-Verläufe des Versagens bei Kombination von Haftverbund und Normalspannungsinduzierter ( $\sigma_j = \tau_j / \tan 52,5^\circ$ ) Rissverzahnung des Prüfkörpertyps II (Nr. 79 und 85) und Versuchswerten von Mainz

Probekörper mit glatter Fugenoberfläche. Dies kann als Indiz für einen Wechsel der Anteile am Tragverhalten verstanden werden.

Tatsächlich ist es jedoch auch bei einem Versagen der Fuge zwischen Alt- und Neubeton die Struktur der entstandenen Rissoberfläche, welche für den Tragwiderstand der Rissverzahnung verantwortlich ist. Solange die Rauheit nach einer Rissbildung in der Fuge ähnlich der zuvor gemessenen Rauheit ist, kann die Messung zur Charakterisierung der Rissverzahnung verwendet werden. Dies erscheint aufgrund der Ergebnisse von *Daschner*, *Mainz* und den eigenen Versuchen, bis zu einer Neubetonfestigkeit von  $f_{cm,neu} = 53 \text{ N/mm}^2$  und den beschriebenen Zuschlägen zu gelten. Werden jedoch Betone höherer Festigkeit für eine Betonergänzung verwendet, sollte aufgrund der wesentlich glatteren Rissbildung nach Haftverbundversagen mit einer von vorheriger Messung abweichenden Rauheit gerechnet werden. Dies gilt ebenfalls bei einer Verwendung von Zuschlägen mit entsprechend geringerer Festigkeit.

### Betonfestigkeiten

Abbildung 5.9 stellt zu dem Einfluss der Rauheit ebenfalls die Betonfestigkeit als Indikator der für einen Verbund günstig wirkenden Materialeigenschaften dar. Während die Versuche von *Mainz* unter Verwendung von Beton mit einer Festigkeit von  $f_{cm} = 34,5 \text{ N/mm}^2$  stattfanden, wurde für die als "HFB-NFB" bezeichneten Proben ein Altbeton mit  $f_{cm,alt} = 125,0 \text{ N/mm}^2$  und  $f_{cm,neu} = 53,0 \text{ N/mm}^2$  für den Neubeton verwendet. Aufgrund der geringen Anzahl an Schubfugenbrüchen der Prüfkörper des Typ II ist ansonsten nur eine beschränkte Aussage über



das Verformungsverhalten möglich.

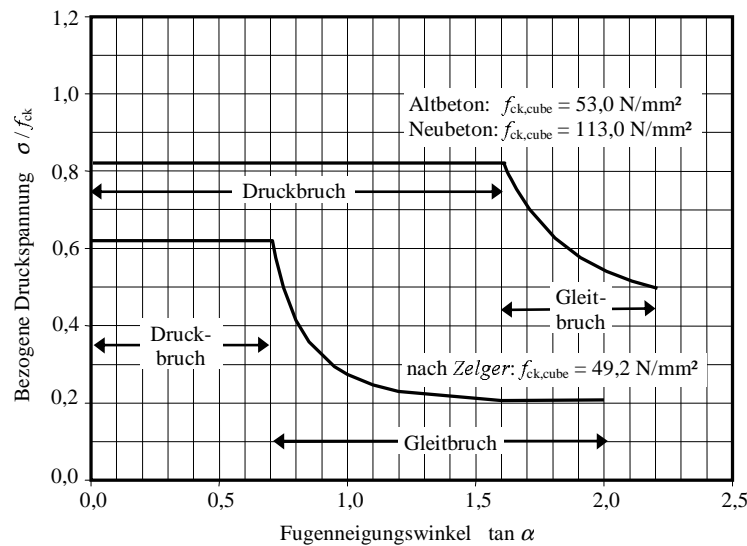


Abbildung 5.11: Vergleich der Ergebnisse von Prüfkörper Typ II mit Ergebnissen von *Zelger* [103]

Die Rolle der Neubetonfestigkeit bestätigt sich erneut bei der Auswertung der Versuche des Prüfkörpertyp III. So zeigen die beiden Diagramme der Abbildung 5.12 den gleichen deutlichen Anstieg der Schubtragfähigkeit infolge der Festigkeit der nachträglichen Betonergänzung wie sie in Abbildung 5.3 für die Versuche des Prüfkörpers Typ I dargestellt waren. Die Verwendung eines Neubetons mit einer mittleren Druckfestigkeit von  $116,0 \text{ N/mm}^2$  anstelle eines normalfesten Betons mit einer Festigkeit von  $53,3 \text{ N/mm}^2$  resultiert ebenfalls in einer in etwa um 100 % größeren Schubtragfähigkeit. Dies galt unabhängig von der beaufschlagten Fugennormalspannung. Betrachtet man nun das Tragverhalten der reinen Rissverzahnung im Vergleich dazu, so lässt sich ein Versagen bei *geringerer* Schubbeanspruchung feststellen. Bemerkenswert hierbei ist jedoch die ungleiche Abnahme in Abhängigkeit der Neubetonfestigkeit.

Eine Verbesserung des Tragverhaltens ist nicht annähernd in dem selben Maße zu erreichen, wie dies bei einer Kombination mit dem Haftverbund der Fall war. Wie aus der Literatur zu entnehmen ist, wird das Tragverhalten der reinen Rissverzahnung nur zu einem geringem Teil von den Betonfestigkeiten beeinflusst. Ein weiterer Grund für dieses Verhalten scheint in der Struktur der Bruchoberfläche nach Versagen des Haftverbundes zu liegen. Die oben beschriebenen Bruchoberflächen der mit hochfestem Beton ergänzten Probekörper des Typ I, wiesen nach dem Abscheren nurmehr sehr geringe Rauheiten auf.

### 5.2.1 Einfluss einer Druckspannung

Als Grundlage der Reibungshypothese stellt die Fugennormalspannung einen bekannten Einfluss auf die reine Rissverzahnung dar. In der Literatur wird dieser meist als linear beschrieben. Abbildung 5.13, in der die Bruchschubspannungen der Erstbelastung aller Prüfkörper des Typs III dargestellt sind, bestätigt diese Tendenz. Dies gilt sowohl für die Kombination mit dem Haftverbund, als auch für die reine Rissverzahnung. Die Gerade als Versagenskriterium der Reibungshypothese

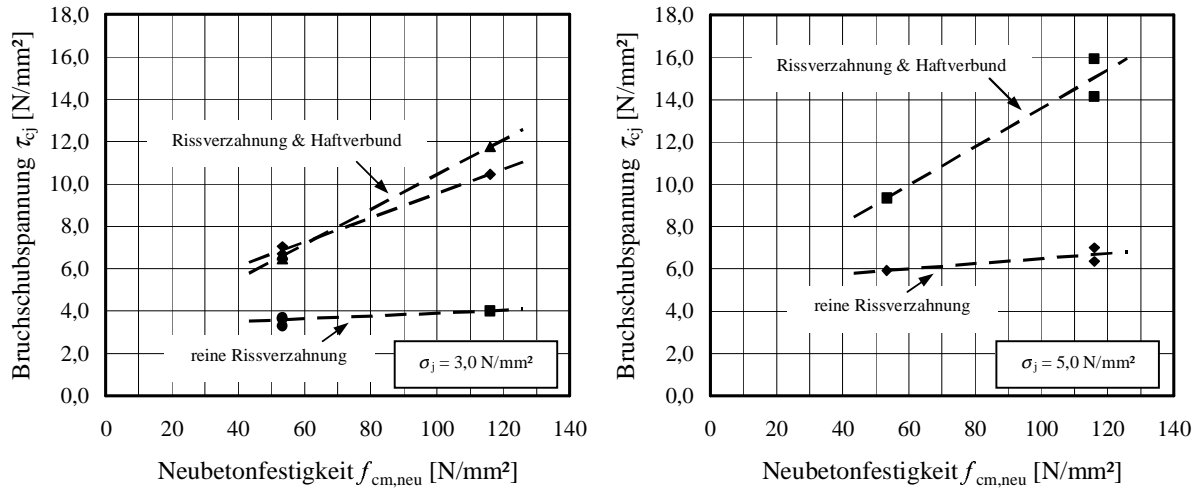


Abbildung 5.12: Bruchschubspannung des Prüfkörpertyps III nach Erst- und Zweitbelastung in Abhängigkeit der Neubetonfestigkeit

ist im Vergleich der unterschiedlichen Kombinationen der Alt- und Neubetonfestigkeiten in etwa parallel. Bedingt durch den größeren Anteil der Haftverbundkräfte, die stark von der Neubetonfestigkeit abhängig sind, liegt die Gerade im Fall der nachträglichen, hochfesten Betonerfüllung deutlich über jener mit geringerer Neubetonfestigkeit.

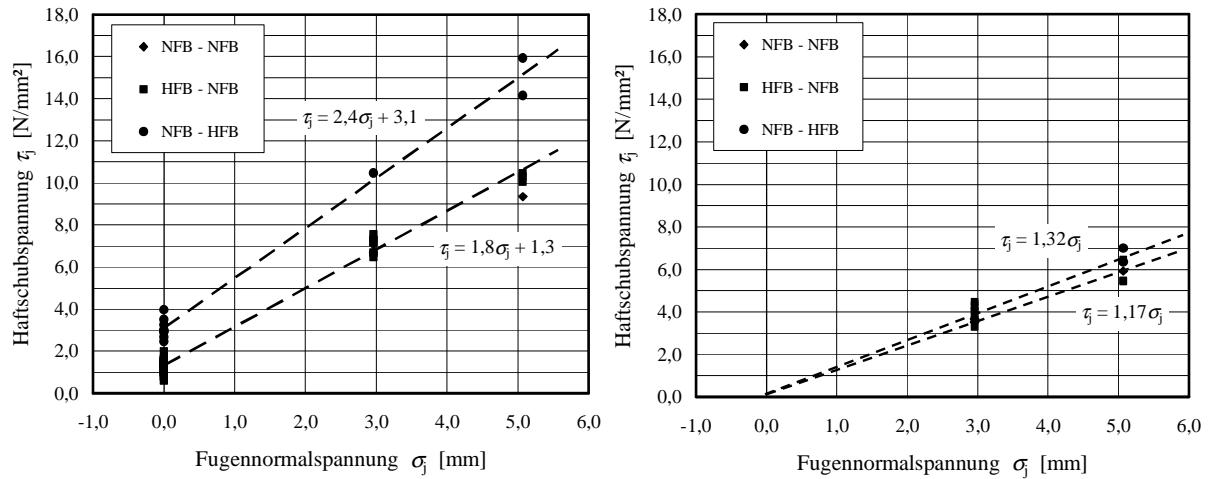


Abbildung 5.13: Zusammenhang zwischen Bruchschubbruchspannung und Fugenpressung anhand der Ergebnisse des Prüfkörpertyp III nach Erst- und Zweitbelastung unter Verwendung der Ergebnisse des Prüfkörpertyp I

### 5.2.2 Rissverschiebungspfad

An allen Versuchskörpern der verschiedenen Typen wurde zu der Rissverschiebung  $v$  auch die Rissöffnung  $w$  gemessen. In den Versuchen der Prüfkörper des Typ II war infolge der stark

überdrückten Fuge kaum eine Rissöffnung zu erkennen. Die Auswertung der Messungen zur Zweitbelastung der Prüfkörper von Typ III hingegen ergab die in Abbildung 5.14 dargestellte Verschiebungspfadbeziehung bei einem Abscheren. Mit abgebildet ist die Kurve nach Gleichung (2.14) des *Model Code 1990* [16] Ansatzes zur Bestimmung der Rissöffnung bei gegebener Rissuferverschiebung.

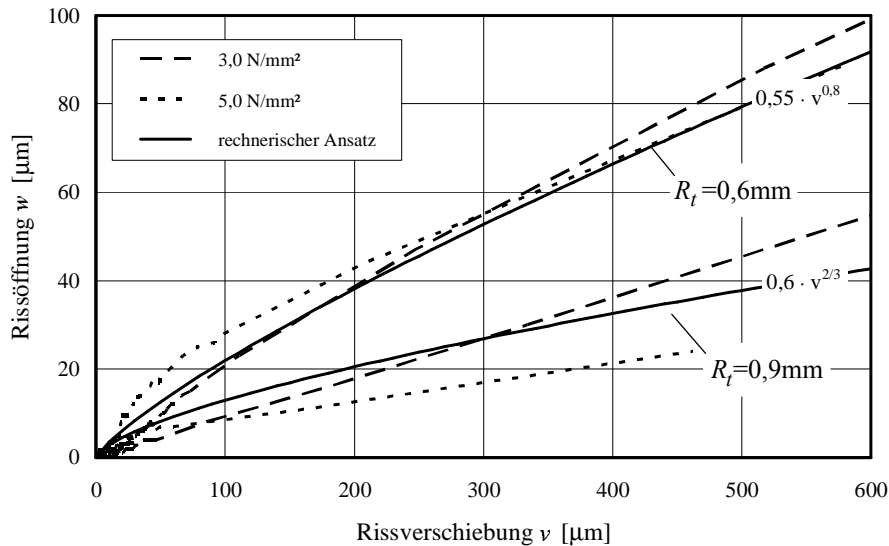


Abbildung 5.14: Typisches Verhältnis zwischen der Rissuferverschiebung  $v$  und der Rissöffnung  $w$  bei reiner Rissverzahnung des Prüfkörpertyp III (Nr. 88, 93, 94 und 97)

Deutlich zu erkennen ist der Einfluss der Oberflächenrauheit. So trifft der Ansatz nach dem *Model Code 1990* den Verschiebungspfad für eine Rautiefe von  $R_t = 0,6 \text{ mm}$  am besten. Bei größerer Rauheit misst man einen stärkeren Anstieg der Rissöffnungen. Diese direkte Abhängigkeit ist einfach nachvollziehbar, wenn man sich das Abscheren der Rissufer in Form von gegenüberliegenden Profilgeometrien vorstellt. Für Oberflächenstrukturen mit größeren Rautiefen kann der Verschiebungspfad abweichend von Gleichung (2.14) nach Gleichung (5.3) besser angepasst werden.

$$w = 0,55 \cdot v^{0,8} \quad (5.3)$$

Infolge einer Erhöhung der Fugennormalspannung kommt es im Bereich kleiner Verformungen zu einer scheinbaren Deformation der Kurve des Verschiebungspfad. Da die Fugen mit einer höheren Kraft überdrückt waren ist eine größere Rissöffnung in diesem Bereich unwahrscheinlich. Stattdessen ist die Ursache hierfür eher in der ungenauen Beschreibung der Rauheit mit Hilfe des Parameters  $R_t$  zu suchen. Wie in Kapitel 3 gezeigt wurde, bewirken unterschiedliche Rauheitsgeometrien identischer Rautiefe die Abweichung der Verschiebungspfade in diesem Bereich. Ab einer Rissuferverschiebung von  $v > 50 \mu\text{m}$  lässt sich schließlich ein Überdrücken der Rissöffnung auch anhand einer geringeren Steigung des Verschiebungspfad erkennen.

### 5.3 Einfluss der unterschiedlichen Versuchseinrichtungen

Die ermittelten Bruchschubspannungen sind zweifelsohne dem Einfluss der verwendeten Versuchseinrichtung unterworfen. So beschreiben *Walraven* und *Lehwalter* [98] den Masstabseinfluss  $\lambda$  an schubbeanspruchten Bauteilen ohne Schubbewehrung für schlanke und gedrungene Balken nach Gleichung (5.4) anhand der Balkenhöhe  $h$ .

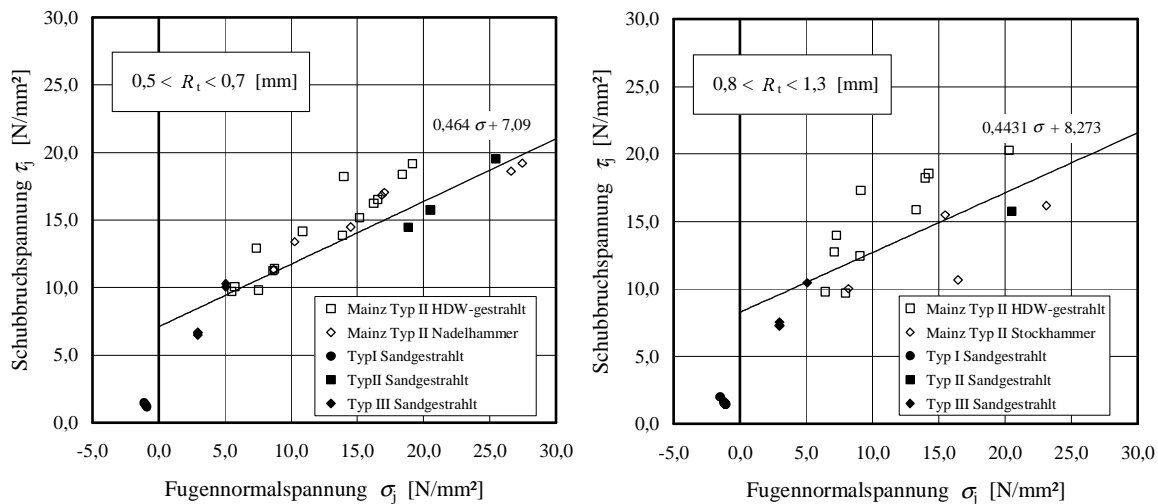


Abbildung 5.15: Vergleich verschiedener Versuchskörpertypen mit vergleichbaren Betonfestigkeiten im Hinblick auf die Reibungshypothese

$$\lambda = (1 + 10h [\text{m}])^{-1/2} \quad (5.4)$$

Unklar ist, ob die experimentelle Untersuchung von Schubfugen zwischen Alt- und Neubeton einem solchen Masstabseinfluss unterliegen. Nach *Randl* ist es zudem fraglich ob das Trag- und Verformungsverhalten des Haftverbundtraganteils durch eine ähnliche Beziehung korrigiert werden kann. Balkenversuche mit nachträglicher Ortbetonergänzung wurden zu diesem Zweck von *Daschner* [19] und Plattenversuche von *Schäfer* und *Schmidt-Kehle* [84] unternommen. Diese repräsentieren allerdings lediglich eine der möglichen Varianten einer Betonschubfuge in Betontragwerken. Die Versuche zeigten eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Abscherkörper. Im Hinblick auf die Bestätigung der Übertragbarkeit auch bei der Anwendung von hochfesten Betonen besteht weiterhin Forschungsbedarf.

Die Versuchskörper des Typ I wiesen mit 50 cm die größte Fugenlänge auf. Vergleicht man die Ergebnisse mit den Bruchschubspannungen der Körper mit kürzeren Fugen, so zeigen die Werte keine unerwarteten Abweichungen (vgl. Abbildung 5.13). Bei der Prüfung des Probekörpertyps II wurde mit den beiden Varianten IIa und IIb die Schubfugenlänge um die Hälfte verkürzt (vgl. Abbildung 5.9). Auch hier war eine gemeinsame Auswertung möglich.

Durch die unterschiedlichen Spannungszustände der einzelnen Versuchstypen ergaben sich einige Abweichungen, wie sie in Abbildung 5.15 beispielhaft dargestellt sind. Infolge der verhältnismäßig hohen Fugennormalspannung des Typ II ergibt sich eine geringere Steigung der Geraden des

Versagenskriteriums. Der Unterschied ist mit der Streuung der Versuchswerte nicht eindeutig zu begründen und so ist ein Einfluss aufgrund der Versuchseinrichtung nicht auszuschliessen. Denkbar scheint hier ein ungünstig wirkender Einfluss resultierender Querkzugspannungen.

## 5.4 Zusammenfassende Bemerkungen

Mit Hilfe von drei unterschiedlichen Versuchskörpern war es möglich den Einfluss von hochfestem Beton im Bereich von unbewehrten Schubfugen zu untersuchen. Durch die Variation verschiedener Einflussparametern konnten einige qualitative Beobachtungen gemacht werden die nachfolgend zusammengefasst werden können:

- Bei einer Aufrauung von Betonoberflächen ist das Verhältnis zwischen Beton- und Zuschlagsfestigkeit ein wichtiger Parameter zur Erzeugung einer Oberflächenrauheit. Bei hochfestem Beton erweist es sich dabei schon kurze Zeit nach dem Betonieren als äußerst schwierig eine bestimmte Oberflächenrauheit zu erzielen.
- Die Schubfestigkeit aufgrund des Haftverbundes wird im Wesentlichen durch die Festigkeit des nachträglich ergänzten Betons bestimmt. Dabei ergab der Wechsel von einer Neubetonfestigkeit von 91,0 bzw. 125,0 N/mm<sup>2</sup> anstelle von 53,0 N/mm<sup>2</sup> eine doppelt so hohe Tragwirkung des Haftverbundes. Als Grundfestigkeit kam hierzu ein Altbeton mit einer Festigkeit von 53,3 N/mm<sup>2</sup> zur Anwendung. Ein Anfeuchten oder Wassersättigen der Oberfläche vor dem Anbetonieren ergab keine Verbesserung der Haftverbundeigenschaften.
- Die Kraftübertragung auf Basis des Haftverbundes erweist sich als verformungsabhängig und wurde bis zu einer Schubverformung von  $3 \div 5 \mu\text{m}$  des Grenzbereichs der Fuge gemessen. Gemessene Rissuferverformungen dieser Größe gaben zumindest einen Hinweis auf die Wirkung der Traganteile bei einer Kombination von Rissverzahnung und Haftverbund.
- Die Oberflächenrauheit besitzt einen Einfluss auf die Größe des Haftverbundes. Besonders deutlich scheint dies bis zu einer Rauheit von  $R_t = 1 \text{ mm}$  zu sein. Größere Rauheiten erzielen nurmehr eine geringere Steigung der Haftverbundtragfähigkeit.
- Der Anteil der Rissverzahnung ist nur geringfügig von der verwendeten Betonfestigkeit abhängig. Indirekt bestimmt die Neubetonfestigkeit durch die entstehende Rissstruktur der Oberfläche jedoch die Möglichkeit der Kraftübertragung durch eine Verzahnung. Da es beim Haftverbundversagen mit hochfester Neubetonergänzung zum Teil zur Ausbildung von Oberflächen mit geringer Rauheit kommt, ist der Anteil der Rissverzahnung dementsprechend geringer.

## Kapitel 6

# Beurteilung und Modellbildung

Die unterschiedliche Natur der beiden widerstandsbestimmenden Einflüsse des Haftverbundes und der Rissverzahnung wurde bereits in Abschnitt 2.1 verdeutlicht. So wird die Tragwirkung in diesem Kapitel für beide Widerstände getrennt betrachtet. Es ist dabei jedoch darauf zu achten, dass beispielsweise die Ausbildung des Haftverbundes einen wesentlichen Einfluss auf die nach einem Riss im Fugenbereich resultierende Oberflächenstruktur besitzt. Ausgehend von Erkenntnissen, die anhand der untersuchten Literatur und den eigenen Versuchsergebnissen gewonnen werden konnten, soll dies bei der Ermittlung des Rissverzahnungswiderstandes Berücksichtigung finden.

### 6.1 Bestimmung des Haftverbundes

Eine direkte mechanische Modellbildung zur Bestimmung der Haftverbundkräfte scheint nach heutigem Stand der Technik nicht möglich zu sein. Zu umfangreich sind die Variationen der Bestandteile des Konglomerates Beton und weitestgehend unbekannt sind die Zusammenhänge der einzelnen Einflussfaktoren. Bei der Auswertung der vorangegangenen, experimentellen Untersuchungen konnten die Oberflächenrauheit, die Betonfestigkeit und deren Kombination für Alt- und Neubeton, sowie der Einfluss der Fugennormalspannung und zu einem gewissen Teil die Oberflächenfeuchtigkeit beim Anbetonieren berücksichtigt werden. Weitere Faktoren, wie etwa der Zeitpunkt des Anbetonierens und die Konsistenz der Betonergänzung mussten anhand von Ergebnissen aus der Literatur beurteilt werden. Da hier noch ein großer Forschungsbedarf besteht, soll im Folgenden lediglich eine Grundlage für weiterführende Untersuchungen geschaffen werden.

#### 6.1.1 Oberflächenrauheit

Die Bedeutung der Oberflächenstruktur für den Haftverbund war schon früh bekannt. Aufgrund der Mängel zur Quantifizierung der Rauheit konnten direkte Zusammenhänge bislang nicht ausreichend konkretisiert werden. *Mainz* [56] stellte ab einer nach *Kaufmann* [45] gemessenen Rautiefe  $R_t > 1,0$  mm nur noch einen geringfügigen Einfluss der Oberflächenrauheiten fest. Zwar ist ein ähnlicher Effekt im Rahmen dieser Arbeit auch bei Anwendung hochfester Betone zu

erkennen, jedoch wurden hier keine Rauheiten  $R_t > 1,5$  mm geprüft. Da die Annahme aus den Untersuchungen mit vorhandener Fugennormalspannung von *Mainz* extrapoliert wurden, sind weitere Laborversuche für eine Klärung notwendig.

Zu berücksichtigen ist die Tatsache, dass die resultierende Haftverbundfestigkeit nicht in direkter Weise durch die vom Altbeton zur Verfügung gestellte Oberflächenrauheit bestimmt wird. Sie stellt lediglich die Grundlage für einen möglichen maximalen Wert der Haftverbundfestigkeit dar. So bietet eine bestimmte Rauheit eine charakteristische Form und ein messbares Maß an zur Verfügung gestellter Gesamtoberfläche. Können diese vom nachträglich ergänzten Beton vollständig genutzt werden, so erzielt man den maximalen Haftverbund für diese bestimmte Rauheit. Ob eine solche Festigkeit im Verbund mit einem Neubeton erzielt werden kann, hängt wiederum hauptsächlich von dessen Materialeigenschaften ab.

### 6.1.2 Materialeigenschaften des Betons

Die Zusammensetzung und der Zustand von Alt- und Neubeton spielen eine wichtige Rolle beim Ausbilden des Haftverbundes. Die thermodynamischen Kräfte sind direkt von den an der Betonoberfläche vorhandenen Verbindungen und deren Aggregatzuständen abhängig. Beim Abbinden des Betons sind diese starken Veränderungen unterworfen. Aufgrund der Inhomogenität ist eine eindeutige Erfassung daher äußerst schwierig. Aus den Arbeiten von *Brockmann* [15] ist bekannt, dass ein normalfester Altbeton bereits bei einem Alter von über 6 Stunden kaum noch einen Einfluss auf den Haftverbund zeigt und somit als stationär gelten kann. Dies entspricht nach *Grübl et al.* [37] der Hydratationsstufe II. Zu diesem Zeitpunkt findet eine vermehrte Trisulfatbildung statt, die maßgeblich für das Erstarren verantwortlich ist. Betone höherer Festigkeiten besitzen nach der *Richtlinie für hochfesten Beton* [2] eine relativ große Frühfestigkeit. Man kann folglich erwarten, dass sie einen ähnlich stationären Zustand zu einem früheren Zeitpunkt erreichen. Da der Neubeton 28 Tage oder später aufgebracht wurde, kann in dieser Arbeit der Altbeton vereinfachend als stationär angenommen werden.

Die deutlich besseren adhäsiven Eigenschaften von hochfesten Betonen konnten bei der Betrachtung der Versuchsergebnisse in Kapitel 5 festgestellt werden. Eine ähnlich positive Auswirkung der Materialeigenschaften hochfester Betonergänzungen auf den Haftverbund wurden auch von *Beushausen* [11] beschrieben. Der Grund hierfür ist in der besseren Fähigkeit zur Ausnutzung der vom Altbeton zur Verfügung gestellten Oberflächenstruktur zu suchen. Die Frischbetonkonsistenz und der höhere Feinkornanteil tragen dazu bei, Riefen und andere Unebenheiten der Mikrostruktur auszufüllen. Die daraus resultierende Gesamtkontaktfläche kann als Kenngröße zur Bestimmung der Haftverbundfestigkeit gesehen werden.

Neben der entstandenen Gesamtkontaktfläche beeinflusst die Form der Mikrostruktur die Scher- und Zugfestigkeit des Haftverbundes. In welcher Größenordnung dieser Einfluss liegt, konnte aus Mangel an Versuchen zum Haftverbund bislang noch nicht geklärt werden. So können die in Abbildung 6.1 dargestellten Isolinien der Schubfestigkeit des Haftverbundes zwischen unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen nur als ein Schritt auf dem Weg zu einer möglichen Quantifizierung gesehen werden. Noch fehlt es an Versuchsergebnissen zum Haftverbund, um dieses Diagramm als ein Hilfsmittel zur Bestimmung der Bruchschubspannung verschiedenster Kombinationen von Betonfestigkeiten zu verwenden. Wie in Abschnitt 5.3 gezeigt wurde, liefern extrapolierte Werte aus Versuchsreihen mit Fugennormalspannung zu hohe Bruchschubspannungen des Haftverbundes.

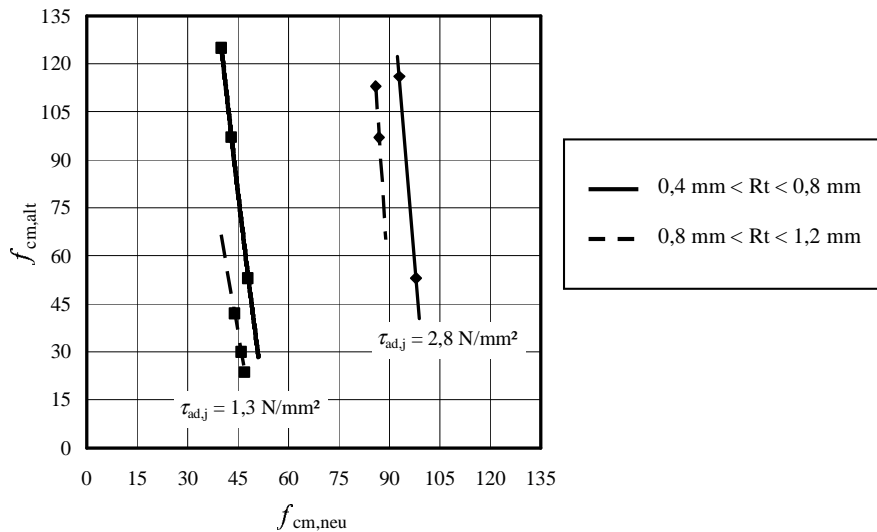


Abbildung 6.1: Isolinien der experimentellen Mittelwerte der Haftscherfestigkeit zwischen Altbeton und Neubeton

Dies schränkt die zur Verfügung stehende Datenbasis stark ein. Das Diagramm der Abbildung 6.1 erlaubt somit lediglich, einen Trend wieder zu geben.

## 6.2 Bestimmung der Rissverzahnung

Für die Bestimmung des Widerstandes der Rissuferverzahnung wurde von verschiedenen Forschern [62, 80, 97, 99] eine geometrische Betrachtung verwendet, die auf der Verschiebung von definierten Profilstrukturen gegeneinander basiert. Um dabei eine großflächige Betrachtung durchführen zu können, wurde bislang die tatsächlich vorhandene Oberflächenstruktur durch ein spekulatives, vereinfachtes Modell ersetzt. So bildete *Nissen* die Rissufer durch ein Sägezahnmodell ab (vgl. Abschnitt 2.3), da die Tastschnittmessungen scheinbar dieser Geometrie entsprachen. Die auf der Geometrie von Kugeln basierende Vorstellung von *Walraven* wurde von ihm nicht verwendet, da sie deutlich von der Geometrie gemessener Rauheitsprofile abzuweichen schien. Die in Abschnitt 3.4 beschriebene, systematische Parameterstudie an verschiedenen, definierten Geometrieformen belegt jedoch, dass weder das von *Nissen* vorgeschlagene Zahnmodell, noch das Modell von *Walraven* die Charakteristika der wahren Oberfläche befriedigend wiedergeben. Das Hauptproblem ist, zur Nachrechnung der Versuche eine geeignete Modellfläche zu finden, die durch einzelne Rauheitsparameter charakterisiert werden kann, wie dies beispielsweise von *Mechtcherine* [61] angestrebt wurde. Nach der in Kapitel 3 durchgeführten Beurteilung einzelner Kenngrößen der Rauheit kann die tatsächliche Oberflächenstruktur als stationäres Zufallfeld mit diesen Mitteln für eine mechanische Anwendung nur unzureichend beschrieben werden. Da solche modellbestimmenden Parameter oftmals nur durch sehr exakte Rauheitsmessungen ermittelt werden können, stellt sich die Frage, ob die Berechnung anhand eines spekulativen Modells überhaupt sinnvoll ist.

Bei einer Nachrechnung der Versuchsergebnisse von *Nissen* [62] mit Hilfe des geometrisch-statistischen



Ansatzes nach *Walraven* (vgl. hierzu Abschnitt 3.1.3) konnten große Unterschiede festgestellt werden. Diese Abweichungen lassen sich durch die unterschiedlichen, vereinfachten Annahmen von kugelförmigen Zuschlagskörnern gegenüber reinen Sägezahnprofilen erklären. Während *Nissen* den Reibungsanteil zweier in Kontakt stehender Zahnflankenseiten vernachlässigt, setzt *Walraven* durch die Annahme der Plastifizierung an den Kontaktflächen indirekt eine konstante Rissöffnung  $w$  über die gesamte Rissuferverschiebung voraus. Wie in Abbildung 6.2 zu sehen, repräsentieren die Darstellungen a und b beide den gleichen Verschiebungszustand  $w_{ges} = w_1 + w_2$  und  $v_{ges} = v_1 + v_2$ . Die Differenz der projizierten Kontaktfläche  $\Delta a_x$  in Bild b resultiert aus der plastischen Verformung des oberen Rissufers infolge der unterschiedlichen Verschiebungsgeschichte.

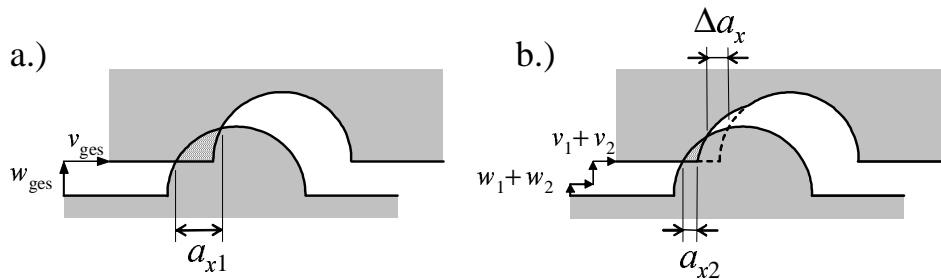


Abbildung 6.2: Einfluss des Verschiebungspfades auf die Ermittlung der Kontaktflächen

Bedingt durch die Kugelgeometrie, wirkt sich ein Verschiebungspfad auf der Basis der Beziehung  $w(v) = v^n$  auf die projizierte Kontaktfläche  $a_x$  besonders stark aus. Bei einer konstant angesetzten Rissöffnung  $w$  hingegen erzeugt die Plastifizierung des oberen Rissufers keinen systematischen Rechenfehler. Die Anwendung dieses Modells ist somit nur bei unendlichem Dehnsteifigkeitsmaß  $\Delta\sigma/\Delta w = \infty$  und unter Annahme kugelförmiger Zuschläge mit einer Verteilung nach der Fullerkurve zulässig. Liegt kein Behinderung der Rissöffnung vor, so ergeben sich daraus zwangsläufig unterschiedliche Werte.

Die Abhängigkeit vom Verschiebungspfad und die Problematik beim Abbilden einer ausreichend genauen Oberflächenstruktur führten zu einem Ansatz, die anhand der Rissverzahnung übertragbaren Kräfte auf deterministisch numerischem Wege zu berechnen.

### 6.2.1 Annahmen zur Berechnung

Trotz einer exakten Abbildung der zur Rissverzahnung maßgeblichen Oberflächenstruktur anhand genauer Lasermessungen ist es notwendig, einige Vereinfachungen anzustellen, um den Spannungszustand im Fugbereich rechnerisch beschreiben zu können:

#### Geometrie der Oberflächenrauheit

Um eine gemessene Referenzrauheit der Spannungsberechnung zugrunde zu legen, muss die nach Versagen des Haftverbundes resultierende Rissoberfläche deutliche Ähnlichkeiten zu dieser aufweisen. Nach Ansicht unterschiedlicher Autoren [15, 44] ist dies bei einer nachträglichen Normalbetoneingängung mit einer Betonierpause von mindestens sechs Stunden der Fall. Kommt es

bei solchen Bauteilen zu einem Versagen im Bereich der Schubfuge, verläuft die Rissbildung fast ausschließlich im Grenzbereich zwischen Alt- und Neubeton. Wurde eine Methode zur Aufrauung verwendet, welche die Zuschläge freilegt, so kann bei entsprechender Zuschlagsfestigkeit (Druckfestigkeit des trockenen Gesteins  $\geq 1,3 \cdot f_{cm}$ ) damit gerechnet werden, nach Haftverbundversagen eine Oberfläche ähnlich der Ursprungsoberfläche zu erhalten. Unterschiede hierzu ergeben sich bei Haftverbundspannungen, deren Größe vergleichbar zur vorhandenen Zuschlags- und Zementmatrixfestigkeit ist. Belegt werden konnte dies mit Hilfe der in Kapitel 5 beschriebenen Bruchbilder der unterschiedlichen, untersuchten Betonkombinationen. Eine weitere Vereinfachung im Hinblick auf die Struktur der Oberfläche resultiert aus der Menge und der Genauigkeit der Messwerte. Für die in dieser Arbeit verwendeten Basisdaten, lag eine gemessener Oberflächenausschnitt mit den Ausmaßen von  $40 \times 40$  mm bzw.  $100 \times 50$  mm bei einem Messraster von 0,1 mm zu Grunde. Da die Messschrittweite bei dem verwendeten numerischen Verfahren die Länge des Rissuferverschiebungsinkrementes bestimmt, wurde die Datenmenge durch eine dreidimensionale Interpolation verfeinert. Die Verwendung größerer Datenmengen aufgrund feinerer Messraster oder größerer gemessener Oberflächen, stellt für das Verfahren kein Problem dar. Allein die Rechenzeit der Ausführung der nachfolgend erläuterten Algorithmen wird dadurch vergrößert. Nicht berücksichtigt werden eventuell vorhandene Überhänge oder Nischen in der gemessenen Rauheitsstruktur. Sie werden bereits bei üblichen Messverfahren nicht aufgenommen und liegen dadurch auch nicht in auswertbarer Form vor.

### Fließspannung als Grundlage der Plastifizierung

Werden zwei kongruente Rissufer gegeneinander verschoben, tritt zunächst an singulären Stellen ein Kontakt auf. Da über diese Kontaktpunkte sämtliche angreifenden Kräfte übertragen werden, kommt es unverzüglich zu einer Plastifizierung der Materialseite der geringeren Festigkeit, und somit zu einer fortschreitenden Verschiebung. Angenommen wird eine konstante Fließspannung  $\sigma_{pu}$ , wie sie auch von *Walraven* für seine Berechnungen verwendet wurde. Diese Fließspannung kann über die mehraxiale Betonfestigkeit durch Untersuchungen beispielsweise nach *Rogge* [79] abgeschätzt werden. Eine eindeutige Bestimmung dieses Wertes ist in der Literatur nicht zu finden und so wird in dieser Arbeit eine ähnliche Abschätzung wie in der Untersuchung von *Walraven* [97] gewählt. Hier kann die Fließspannung nach der durch Versuchswerte kalibrierten Gleichung (6.1) abgeschätzt werden:

$$\sigma_{pu} = 6,39 \cdot f_{ck,cube}^{0,56} \quad (6.1)$$

Der so berechnete Wert gilt nachfolgend als Richtwert für den Vergleich mit den Ergebnissen der Laborversuche. Ausgegangen wird dabei von einer Plastifizierung des oberen Rissufers, unabhängig von den vorhandenen tatsächlichen Festigkeiten. Dies stellt eine deutliche Vereinfachung dar. Das numerische Verfahren ermöglicht eine indirekte Berücksichtigung verschiedener Steifigkeiten eines Rissufers durch eine zusätzliche Fallunterscheidung. Hiermit könnte in Abhängigkeit der tatsächlich vorhandenen Steifigkeiten abwechselnd das obere und das untere Rissufer bei einer Verschiebung verformt werden. Für die Betrachtung in dieser Arbeit wurde auf die Verwendung dieser Fallunterscheidung verzichtet, zumal die Steifigkeitsverteilung an der gemessenen Oberfläche nicht bestimmt werden konnte.

## Reibungsbeiwert

Die Auswirkung der Oberflächenstruktur 3. Ordnung nach Tabelle 3.1 wird im Modell durch den Reibungsbeiwert  $\mu$  analog zur Reibungshypothese ausgedrückt. In Abhängigkeit der auftretenden Oberflächenstruktur kommt es zum Kontakt zwischen Matrix und Matrix sowie zwischen Matrix und Zuschlag. Zu beiden lassen sich aus der Literatur nur wenig anwendbare Werte finden. In seinen Untersuchungen bestimmte *Weiss* [100] mit Hilfe eines so genannten *Tribometers* den Haftreibungsbeiwert zu  $\mu = 0,47$  für Mörtelschichten und  $\mu = 0,41$  für Zuschläge aufeinander. Da der Beiwert jedoch stark von der Gefügestruktur des Werkstoffes abhängt, ist beispielsweise bei hochfestem Beton mit dichterem Gefüge ein leicht geringerer Reibungsbeiwert zu erwarten. Setzt man die *Coulomb*-Gerade voraus, so ergibt sich unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse von *Mainz* ein Reibbeiwert  $\mu = 0,43 \div 0,46$ . Dieser gilt im Grunde jedoch nur für die Gesamtheit der geprüften Flächen und nicht grundlegend zwischen einzelnen Materialteilen.

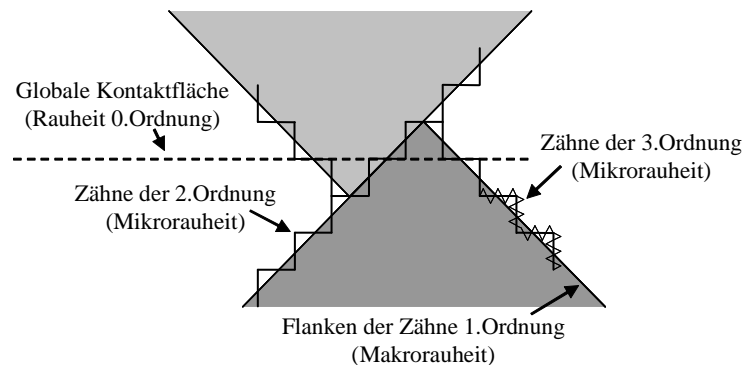


Abbildung 6.3: Schematische Darstellung der unterschiedlichen Geltungsbereiche bei einer Ermittlung von Reibbeiwerten an einem vereinfachten Beispiel einer Zahngeometrie

Wichtig zur Bestimmung des Wertes  $\mu$  ist nämlich der Geltungsbereich in dem der übertragbare Kraftanteil infolge Reibung beschrieben wird. Legt man die Vorstellung der sich überlagernden Wellenformen aller Wellenlängenbereiche der Rauheit zugrunde, so wird deutlich, dass der Reibungsbeiwert  $\mu$  abhängig von der ihm zugeordneten Bandbreite der Wellenlängen ist. Bei Versuchen nach *Paulay* [65], *Mattock* [59] und *Daschner* [21], bei denen der Reibungsbeiwert repräsentativ für den durch die gesamte Rauheit übertragenen Kräfte bestimmt wurde, erhält man je nach Versuch Werte für  $\mu$  zwischen 0,4 und 1,6 für eine globale Kontaktfläche. Bei der Anwendung dieses numerischen Verfahrens benötigt man wie zur Berechnung nach dem Modell von *Walraven* den Reibungsbeiwert derjenigen Rauheiten, die in einem Bereich liegen, welcher im Modell als glatte Oberflächenseite dargestellt wird. Verwendet man wie hier die gemessene Oberflächentopographie, so ist  $\mu$  im Grunde an einer Materialrauheit zu ermitteln, die im Bereich Messrastergröße liegt. Wie in Abbildung 6.3 dargestellt, liegt in dem jeweiligen Bezug des Reibbeiwerts ein wichtiger Faktor zur Nachrechnung. In einem solchen Fall ist dem fraktalen Anteil an der Schubkraftübertragung zumindest erst ab Unebenheiten 3. Ordnung auf empirischem Wege Rechnung getragen.

### 6.2.2 Deterministischer Ansatz

Die in horizontaler Ebene mit einem gleich bleibenden Rasterabstand exakt gemessene Rauheitstopographie bietet eine Datengrundlage zur numerischen Berechnung der Kontaktflächen für beliebige Verschiebungszustände unter Berücksichtigung des Verschiebungspfades. Zu diesem Zweck teilt man die Topographie in  $m$  Einzelstreifen der Datensatzlänge  $n$  und erhält somit eine Anzahl von zweidimensionalen Teilbildern der Rauheit. Anhand geometrischer Unterscheidungen in Form von Algorithmen (vgl. Gleichung (6.2) bis (6.4)) ist es nun möglich, die geometrische Kontaktfläche zwischen dem ursprünglichen Rissufer  $A$  und dem mit  $w$  und  $v$  verschobenem Rissufer  $B$  zu bestimmen:

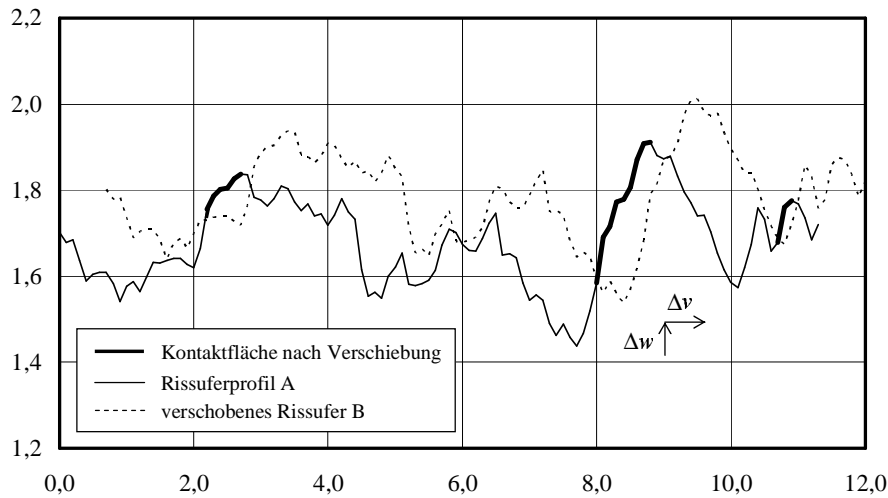


Abbildung 6.4: Schematische Darstellung der geometrischen Kontaktflächenermittlung im zweidimensionalen Profilschnitt - Maße in [mm]

$$F_B(x, y) = F_A(x + v(t), y, t) + w(t) \quad \text{für } x \geq v(t) \quad (6.2)$$

$$F_A(x, y) > F_B(x, y, t) \rightarrow \text{kein Kontakt} \quad (6.3)$$

$$F_A(x, y) \leq F_B(x, y, t) \rightarrow \text{Kontakt} \quad (6.4)$$

Hierin ist:

$F$  Die Datenmenge der Rauheitstopographie in x- und y-Richtung  
 $t$  Verschiebungsinkrement zur Berücksichtigung der Verformungsgeschichte

Eine Kontaktfläche existiert nur auf der gegen die Verschiebungsrichtung geneigten Flanke:

Für  $\frac{dF_A(x, y)}{dx} \geq 0$  ergeben sich die projizierten Kontaktflächen zu:

$$A_x(y) = \sum_{i=0}^n \Delta x_i \quad (6.5)$$

$$A_z(y) = \sum_{i=0}^n \Delta z_i \quad (6.6)$$

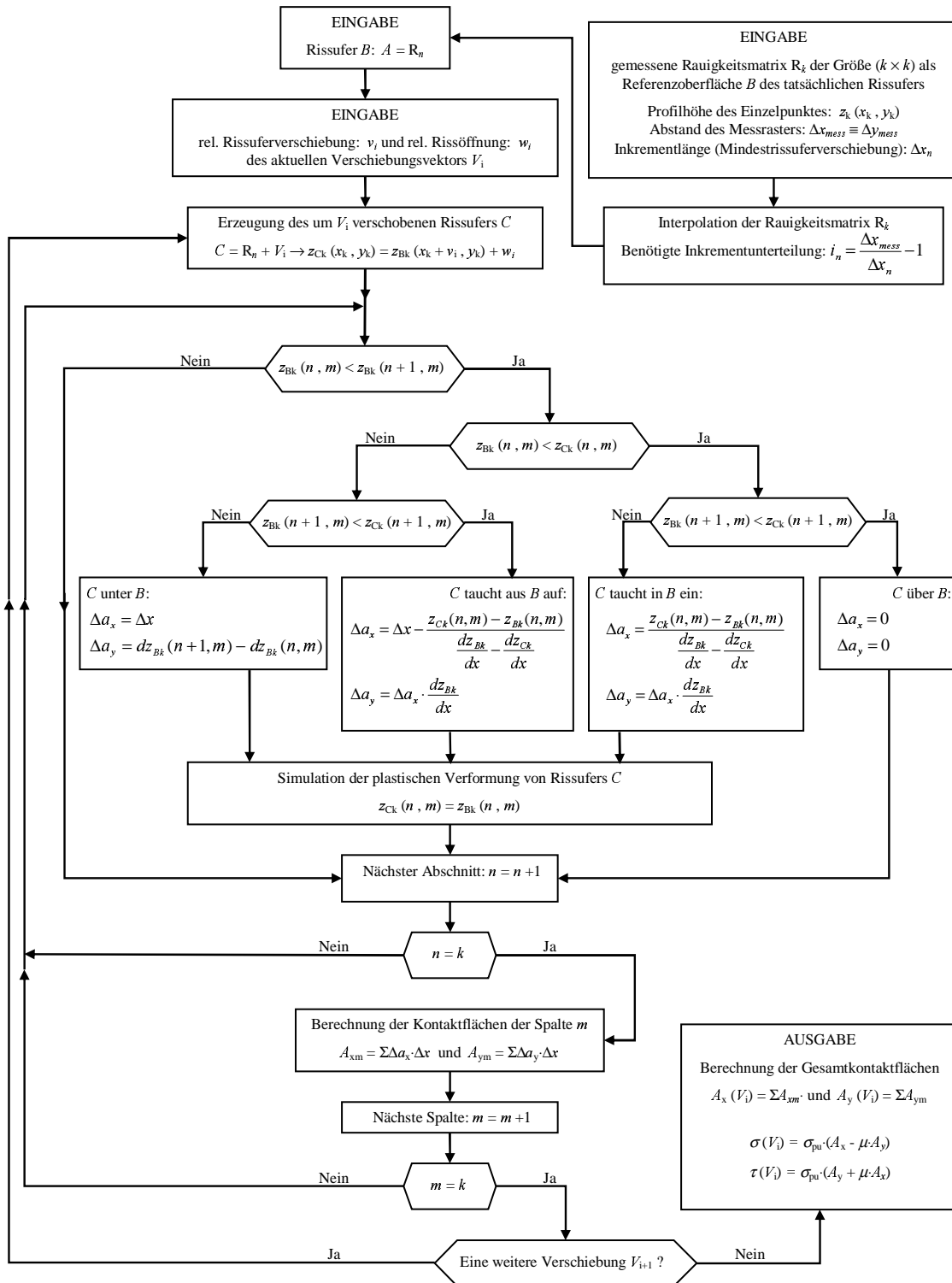


Abbildung 6.5: Flussdiagramm des Programms zur geometrischen Bestimmung der Kontaktflächen der Rissverzahnung

Die nach Gleichung (6.5) und (6.6) ermittelten projizierten Kontaktflächen werden nach der Berechnung vereinfachend mit der gemessenen Breite der Spalte  $b_n$  multipliziert und für die gesamte gemessene Oberflächenbreite aufaddiert. In einzelnen Teilschritten kann jeweils der gewünschte Verschiebungsvektor anhand eines Rissuferverschiebungsincrementes  $\Delta v$  und eines Rissöffnungsincrementes  $\Delta w$  eingegeben werden. Es ist somit möglich, einen bestimmten Verschiebungspfad, wie etwa den Ansatz nach Gleichung (2.14) oder im Laborversuch gemessene Verschiebungswerte nachzurechnen.

Taucht das verschobene Rissufer B in das untere Rissufer A ein, so wird eine plastische Verformung des Rissufers B simuliert, indem die Profilpunkte auf die korrespondierenden Kontaktpunkte verschoben werden. Das nächste Inkrement der Verschiebung erfolgt danach mit dem deformierten Profil. Aus diesem Grund ist es sinnvoll eine Datengrundlage mit möglichst geringer Messschrittweite zu verwenden. Eine durch dreidimensionale Interpolation erhaltene Rauheitstopographie mit einem Punktraster von  $25 \mu\text{m}$  auf einer Gesamtfläche von  $50 \times 50 \text{ mm}$  erwies sich als ausreichend zur Nachrechnung der gemessenen Spannungen und Verschiebungen.

### 6.2.3 Parameterstudie

#### Verschiebungspfad

Da bei der Verschiebung der gegenüberliegenden Rissufer von einer plastischen Verformung ausgegangen wird, ist mit einem starken Einfluss des untersuchten Verschiebungspfad zu rechnen. Außerdem bestimmt der Verschiebungspfad in direkter Weise die Größe der Kontaktflächen beider Rissufer und somit auch den Verlauf der resultierenden übertragbaren Schub- und Normalkräfte. Dieser Einfluss zeigte sich bereits in zahlreichen Laborversuchen (vgl. Abschnitt 2.3), in denen der Verschiebungspfad, beispielsweise durch eine konstant vorgegebene Rissöffnung festgelegt war. In zahlreichen Vergleichsrechnungen wurden unterschiedliche Pfade untersucht.

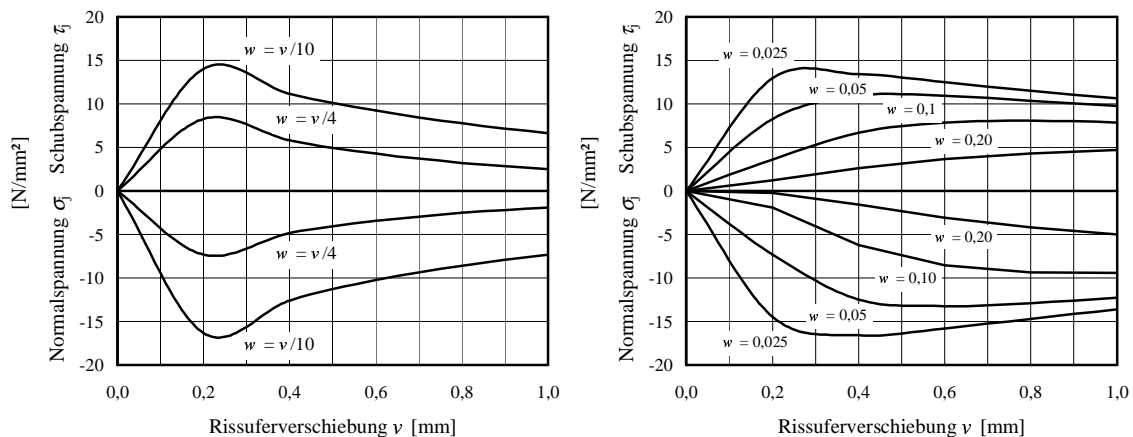


Abbildung 6.6: Beispielhafte Berechnung verschiedener Rissverschiebungspfade für die untersuchte sandgestrahlte Teilfläche eines Referenzkörpers 2B

Abbildung 6.6 verdeutlicht den Einfluss des gewählten Verschiebungspfad. Im rechten Bild sind exemplarische Spannungs-Verformungsverläufe für konstant gehaltene Rissöffnungen dargestellt. In Abhängigkeit der Größe der Rissöffnung können durch eine Verzahnung Kräfte über

resultierende Kontaktflächen übertragen werden. In der linken Darstellung ist der Verlauf bei zunehmender Rissöffnung berechnet worden. Da sich hierbei die Rissufer zunehmend voneinander entfernen nimmt auch die Kraftübertragung sehr schnell wieder ab. Für eine realitätsnahe Berechnung der übertragbaren Spannungen ist folglich eine Kenntnis des tatsächlichen Verschiebungspfades von großer Bedeutung.

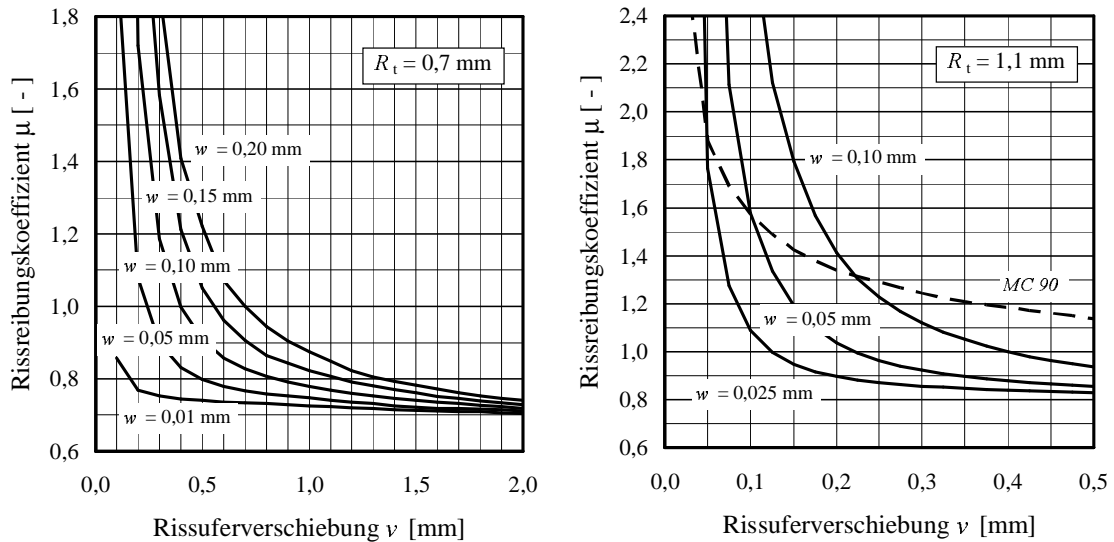


Abbildung 6.7: Beispielhafte Berechnung des wirksamen Reibbeiwertes  $\mu_{eff}$  in Abhängigkeit der Rissuferverschiebung bei unterschiedlicher konstanter Rissöffnung für sandgestrahlte Teilflächen von Referenzkörpern: Normalfester Beton 2B (links) und hochfester Beton zu Prüfkörper Nr. 94 (rechts)

Über die Beziehung nach Gleichung (6.7) wurde zum jeweiligen Verschiebungszustand der effektive Reibbeiwert  $\mu_{eff}$  ermittelt. Vergleicht man diesen Beiwert bei unterschiedlichen konstanten Rissöffnungen (vgl. Abbildung 6.7 links), so wird dessen Abhängigkeit von Bezugsfläche und Verschiebungspfad deutlich. Der nach Scherversuchen angegebene Reibbeiwert  $\mu$  entspricht demnach dem effektiven Reibbeiwert des Bruchverschiebungszustandes.

$$\mu_{eff}(v, w) = \frac{\tau_j(v, w)}{\sigma_j(v, w)} \quad (6.7)$$

Anhand der gemessenen Verschiebungen bei den eigenen Versuchen konnte festgestellt werden, dass der Bereich kleiner Verformungen ( $v < 100 \mu\text{m}$ ) charakterisierend für das Tragverhalten der Rissverzahnung der untersuchten Rautiefen ist. Um in diesem Bereich, der zum Teil kleiner oder gleich des gewählten Messrasters ist, den Spannungsverlauf beobachten zu können (vgl. Abbildung 6.7 rechts) wurden interpolierten Werte verwendet. Dabei zeigte sich, dass eine verfeinerte Berechnung nur geringfügig unterschiedliche Ergebnisse erzielte.

### Oberflächenrauheiten

Zu einer Variation des Verschiebungspfades fand eine Parameterstudie an unterschiedlichen Oberflächenrauheiten statt. Die in Kapitel 3 beschriebenen Referenzkörper dienten hierfür als Grund-

lage. Mit den Daten der dreidimensionalen Lasermessung konnte eine Untersuchung zum Einfluss unterschiedlich hergestellter Oberflächenrauheiten auf die Rissverzahnung durchgeführt werden. Das numerische Verfahren zur Rissverzahnung stellt dabei eine Bewertung mit direktem mechanischen Bezug dar. In Abbildung 6.8 wurden beispielhaft zwei unterschiedliche Oberflächen mit ähnlicher gemessener Rautiefe  $R_t$  gegenübergestellt. Vereinfachend wurde bei der Berechnung eine konstante Rissöffnung  $w$  angesetzt.

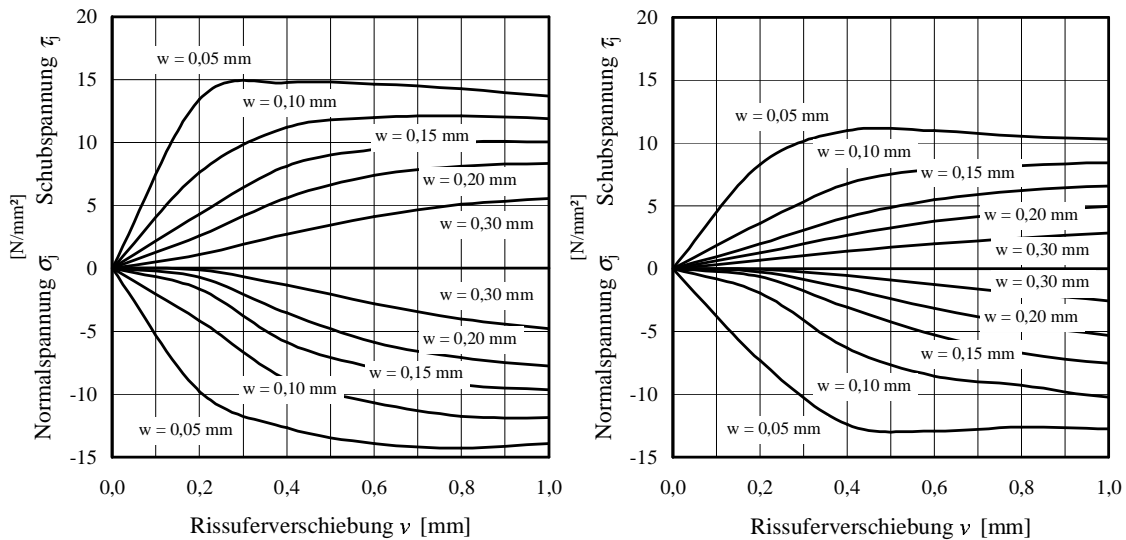


Abbildung 6.8: Vergleich der Spannungs-Verformungsverläufe unterschiedlicher Rauheiten: HDW-gestrahlt  $R_t = 0,71$  mm (links) und sandgestrahlt  $R_t = 0,75$  mm (rechts)

Deutlich unterscheiden sich die Rauheiten anhand ihrer berechneten Verläufe des zu erwartenden Tragverhaltens. Bei gleicher Fugennormalspannung würde demnach die HDW-gestrahlte Probeoberfläche in etwa 25 % höhere Schubspannungen übertragen können als die sandgestrahlte Oberfläche. Auch der zu erwartende Verschiebungspfad würde sich bei gleicher Belastung voneinander unterscheiden. Neben der Möglichkeit zur Nachrechnung von Versuchsergebnissen eröffnet das numerische Verfahren eine Klassifizierungsmöglichkeit von Oberflächen im Hinblick auf das Schubtragverhalten infolge Rissverzahnung. Bei der Vielzahl an beschreibbaren Eigenschaften von Rauheiten ist dies ein maßgebendes Unterscheidungsmerkmal zu den in Abschnitt 3.4 vorgestellten Parametern und Verfahren.

#### 6.2.4 Vergleich zu Versuchsergebnissen

Zur Verifizierung des Verfahrens wurde eine Nachrechnung der Versuchsergebnisse aus reiner Verzahnung der Rissufer der Prüfkörper des Typs III durchgeführt. Gewählt wurden hier beispielhaft die Versuchskörper Nr. 92 und 97, deren Bruchflächenrauheit annähernd der zuvor am Referenzkörper gemessenen Oberflächentopographie entsprach. Wie in Tabelle 4.8 beschrieben, unterscheiden sich die beiden Versuche in Größe der induzierten Fugennormalspannung und gemessener Rautiefe. Zusätzlich wiesen beide einen unterschiedlichen, tatsächlich gemessenen Verschiebungspfad während der Versuchsdurchführung auf. Prüfkörper Nr. 92 ließ sich gut mit der  $w/v$ -Beziehung nach Gleichung (2.14) beschreiben. Der Verschiebungspfad des Prüfkörpers



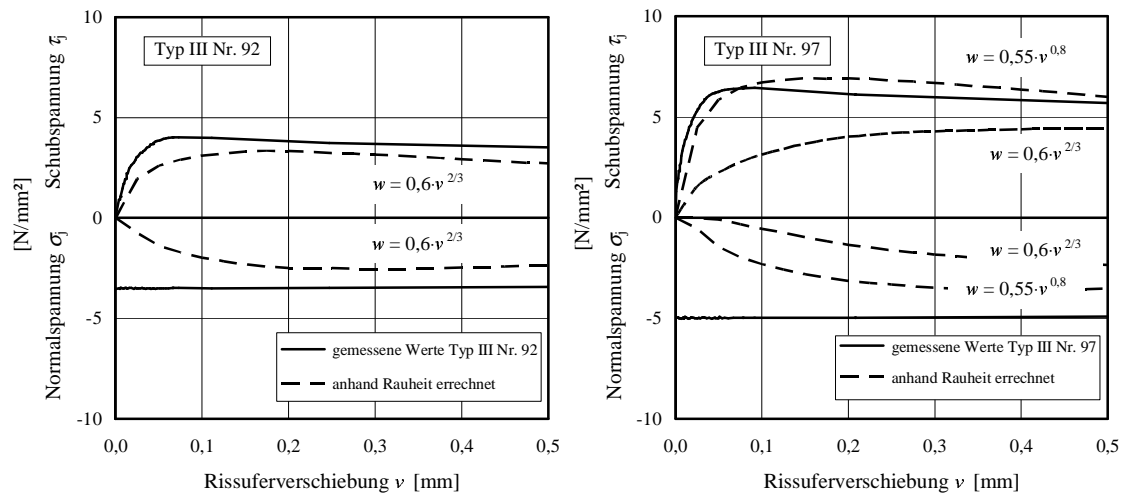


Abbildung 6.9: Beispielhafter Vergleich der berechneten Spannungs-Verformungs-Verläufe mit gemessenen Werten der Prüfkörper Typ III unter Berücksichtigung verschiedener Verschiebungspfade ( $\mu = 0,47$ ;  $\sigma_{pu} = 68 \text{ N/mm}^2$ ): Nr. 92 mit  $R_t = 0,62 \text{ mm}$  (links) und Nr. 97 mit  $R_t = 0,87 \text{ mm}$  (rechts)

Nr. 97 wich dagegen von diesem Verlauf ab (vgl. Abbildung 5.14) und konnte besser anhand des modifizierten Ansatzes nach Gleichung (5.3) beschrieben werden. Zwar lagen auch Messdaten der tatsächlichen Verschiebungen vor, jedoch zeigten diese im Bereich sehr geringer Verschiebungen  $v < 100 \mu\text{m}$  einige Messungenauigkeiten. Aus diesem Grund wurden zur Nachrechnung die oben beschriebenen Beziehungen gewählt anstelle einer ebenso unsicheren Interpolation der benötigten Eingangswerte der Verschiebungsinkremente.

In Abbildung 6.9 ist der Vergleich der Nachrechnung mit den gemessenen Werten dargestellt. Deutlich zeigt sich, wie gut eine Nachrechnung mit der gewählten Beziehung des Verschiebungspfad die gemessenen Ergebnisse der Versuche beschreibt. Bei der Berechnung der Spannungen des Prüfkörpers Nr. 97 wurden für einen Vergleich beide Verschiebungspfadbeziehungen verwendet. Danach bestätigt sich der Unterschied des gemessenen tatsächlichen Verschiebungspfad. Die Resultate der angepassten Beziehung beschreiben im Gegensatz zu der Beziehung nach dem *Model Code 1990* einen sehr ähnlichen Spannungsverlauf. Es ist somit möglich, den Spannungsverlauf relativ genau rechnerisch wiederzugeben. Wichtig hierbei ist allerdings die Kenntnis des Verschiebungspfad. Bei Versuchen mit konstanter Rissöffnung oder gemessenem Verformungen ist dies in der Regel Fall. Für eine Nachrechnung, bei der die Verformungen unbekannt sind, ist es dennoch möglich, über ein iteratives Verfahren den korrelierenden Spannungszustand zu berechnen.

Nach heutigem Stand der Technik stellt die Schaffung der notwendigen Datengrundlage durch eine exakte Rauheitsmessung kein ernsthaftes Problem mehr da. Die numerische Auswertung über einfache geometrische Zusammenhänge ist mit Hilfe der elektronischen Datenverarbeitung bereits seit längerer Zeit ein Standard in Bereich der Ingenieurwissenschaften. So stellt das vorgestellte Verfahren nur einen logischen Schritt zur besseren Erfassung der Oberflächenrauheit beim Tragverhalten der Rissverzahnung dar.

## Kapitel 7

# Zusammenfassung

Aufgrund der häufigen Fertigteilbauweise und dem stetig anwachsenden Bauvolumen im Bereich der Sanierung und Umplanung bestehender Bauwerke gewinnt das Problem der Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton stark an Bedeutung. Das Trag- und Verformungsverhalten von Betonschubfugen zwischen Alt- und Neubeton wird neben der Verbundbewehrung vor allem durch den Haftverbund und die Rissverzahnung bestimmt. Mit der Einführung neuer Normen ist es seit kurzem möglich einen Teil des Haftverbundes ohne eine entsprechende Schubdeckung durch Verbundbewehrung zu berücksichtigen. Ein Ziel dieser Forschungsarbeit bestand somit darin das Schubtragverhalten des Haftverbundes genauer zu untersuchen. Mit der erweiterten Bemessung wurde auch die Verwendung von Beton bis zu einer charakteristischen Druckfestigkeit von  $115 \text{ N/mm}^2$  normativ geregelt. Deshalb sollte zusätzliche Aufmerksamkeit auf den Einfluss der Materialeigenschaften hochfester Betonen gelegt werden. Um eine bessere Betrachtung der einzelnen Traganteile des Haftverbundes und der Rissverzahnung zu ermöglichen, wurden in der experimentellen und theoretischen Untersuchung dieser Arbeit ausschließlich unbewehrte Schubfugen untersucht.

Eine Literaturstudie verdeutlichte das begrenzte Wissen über die Ursachen des Haftverbundes zwischen Alt- und Neubeton und die Möglichkeiten diese in quantifizierbaren Kenngrößen zu beschreiben. Die positive Auswirkung bei der Anwendung von Beton höherer Druckfestigkeitsklassen war dabei bereits in einigen Versuchen beobachtet worden. Des Weiteren ist eine größere Oberflächenrauheit des Altbetons mit einer Steigerung der Haftverbundfestigkeit verbunden. Problematisch zeigte sich hierbei die lediglich qualitative Erfassung der Rauheit, die einen Vergleich verschiedener Laborversuche stark erschwerte. Ähnliches konnte auch bei der Sichtung der Literatur im Bereich der Rissverzahnung bemerkt werden. Hier existieren zur Nachrechnung zwar zahlreiche Modelloberflächen, jedoch können diese kaum anhand tatsächlicher, gemessener Rauheiten nachvollzogen werden. Klar scheint dagegen der direkte Zusammenhang der übertragbaren Schubspannungen mit der Rauheit und der Normalspannung im Grenzbereich der Kontaktflächen.

Um zunächst eine Grundlage der quantitativen Differenzierbarkeit von Rauheiten zu erhalten, wurde der Einfluss unterschiedlicher Messmethoden an verschiedenen hergestellten Betonoberflächen untersucht. Dabei wurden zahlreiche Verfahren zur Auswertung angewandt und in ihrer Brauchbarkeit verglichen. Parallel zu dieser Beurteilung von Oberflächenrauheiten wurden einige der in der Literatur verwendeten geometrischen Modelle zur Rauheit auf Plausibilität zu

Kenngößen tatsächlicher Oberflächenstrukturen untersucht und bewertet. Die Verwendung des Sandflächenverfahrens erscheint dabei zwar praktikabel, jedoch erlaubt die so ermittelte Rautiefe nur eine beschränkte Charakterisierung der Struktur. In Bezug auf das Tragverhalten ist eine Bestimmung nur unter Einbeziehen einer zweiten Kenngröße, wie beispielsweise des *Wenzelschen* Quotienten, sinnvoll. Die Verfahren der Amplitudendichte- und der Materialanteilkurve sowie der Analyse nach *Vergne* erlauben zwar eine mechanisch sinnvolle Abschätzung der einzelnen Rauheiten, jedoch ist eine Parametrisierung aus Mangel an Erkenntnissen über die Auswirkung unterschiedlicher Geometrien schwierig. Zudem zeigt sich in Art der Messung und Messgenauigkeit ein weiterer Einfluss auf die errechneten Kenngrößen. Zusammenfassend musste festgestellt werden, dass eine Beschreibung unterschiedlicher Rauheiten im Hinblick auf ihre mechanische Wirkungsweise aufgrund der zahlreichen geometrischen Eigenschaften äußerst unsicher ist. Die meisten Verfahren stammen aus unterschiedlichen Disziplinen und verfolgen dort einen bestimmten Zweck mit der Auswertung der Rauheit. Aus diesem Grund geht ein großer Teil, der für die mechanische Rissverzahnung relevanten Information dabei verloren. Eine Beurteilung der unterschiedlichen Modelloberflächen stellt diese Form der Nachrechnung erneut in Frage, da keines der gewählten Modelle die tatsächliche Rauheit annähernd befriedigend wiedergeben konnte.

Um die Einflussgrößen der Oberflächenrauheit und der Betondruckfestigkeit quantitativ für Haftverbund und Rissverzahnung erfassen zu können, wurden in Laborversuchen drei unterschiedliche Abscherkörper geprüft. 51 Prüfkörper wurden in einem Versuchsstand ohne einwirkende Fugennormalspannung und ohne Behinderung der Rissöffnung durchgeführt. Die Prüfkörper dieser Art waren dreiteilig symmetrisch und wurden als Typ I bezeichnet. Versuchskörper des Typ II wurden mit einer schräg zur Wirkungsrichtung der Kraft ausgebildeten Fuge hergestellt. Diese erzeugt im Prüfkörper während der Belastung ein konstantes Verhältnis zwischen Schub- und Normalspannung. Basierend auf vorangegangene Forschungsarbeiten wurde für diese Versuchsreihe ein Verhältnis von 1:1,3 festgelegt. Vom Prüfkörper dieses Typs wurden 36 Einzelkörper geprüft. Um schließlich das Tragverhalten der unbewehrten Schubfuge bei konstanter Normalspannung zu betrachten, wurden 22 Prüfkörper des Typ III unter kontrollierter Lasteinleitung abgeschert. Geprüft wurden glatte und sandgestrahlte Fugenoberflächen bis zu einer mittleren Rautiefe  $R_t < 1,1$  mm unter der Verwendung von Beton mit einer mittleren Druckfestigkeit zwischen 53 und 125 N/mm<sup>2</sup>, sowohl für den Alt- als auch für den Neubeton.

Anhand der Ergebnisse konnte deutlich gemacht werden, welche Funktion der nachträglich ergänzte Betonteil in der Entstehung eines Haftverbundes zum Altbetonteil besitzt. Eine sichtbare Steigerung der Festigkeit des Haftverbundes war aufgrund der Verwendung eines hochfesten Neubetons zu erkennen. Verursacht wurde dies durch die für hochfeste Betone typischen Materialeigenschaften, wie einem niedrigeren  $w/z$ -Wert und einem höherem Feinkornanteil. Für eine Erhöhung der Haftscharfestigkeit der Fuge schien die Betondruckfestigkeit auf der Seite des Altbetons nicht maßgebend zu sein. Ein merklicher Einfluss des Altbetons stellt hingegen die mittels Oberflächenrauheit zur Verfügung gestellte Fläche für eine Mikroverzahnung bzw. mechanischen Adhäsion dar. So ist der maximal mögliche Haftverbund im Wesentlichen abhängig von der vorhandenen Altbetonrauheit und der Fähigkeit des Neubetons möglichst viel der zur Verfügung gestellten Fläche zu aktivieren. Eine Messung der Rissuferverschiebungen und der Rissöffnungen erlaubte eine Abschätzung der Verschiebungsbereiche, in denen zwischen Haftverbund und Rissuferverzahnung bei der Kraftübertragung differenziert werden kann. Ein Versagen des Haftverbundes konnte bei Verschiebungen zwischen 2 und maximal 5  $\mu\text{m}$  beobachtet werden. Ab diesem Verformungszustand scheint eine weitere Kraftübertragung lediglich infolge einer Behinderung der Rissöffnung oder einem Anpressdruck auf die Fuge möglich. Da Schubfugen mit einer

höheren Haftverbundfestigkeiten oftmals eine glattere Rissoberfläche aufweisen als Fugen mit geringen Verbundfestigkeiten, kommt es trotz einer Verwendung von Betonen höherer Festigkeiten zu keiner nennenswerten Steigerung des Rissverzahnungswiderstandes. Bei Betonergänzungen mit Druckfestigkeiten bis zu  $55 \text{ N/mm}^2$  blieb die Rissoberfläche dagegen vergleichbar mit der Rauheit vor dem Anbetonieren.

Mit Hilfe eines numerischen Verfahrens wurde in einer anschließenden theoretischen Untersuchung der Versuch unternommen die Kraftübertragung der Rissuferverzahnung deterministisch zu erfassen. Die mit einem Messraster von  $0,1 \text{ mm}$  ermittelte dreidimensionale Rauheit der Fugenoberfläche diente dabei als Datengrundlage für eine geometrische Verschiebung unter Berücksichtigung einer möglichen Rissuferplastifizierung. Nach der Verifizierung an einfachen geometrischen Strukturen erfolgte eine Parameterstudie bei der verschiedenen Oberflächenrauheiten und Verschiebungspfade der Rissverzahnung betrachtet wurden. Im Anschluss daran wurden einige der Versuche unter reiner Rissverzahnung nachgerechnet. Bei einem Vergleich unterschiedlicher Oberflächenrauheiten zeigte sich bereits der Nutzen des Verfahrens zur Bestimmung der Oberflächenrauheit im Hinblick auf eine tatsächliche, mechanische Tragwirkung der Rissverzahnung. So konnten die schwach HDW-gestrahlten Flächen erstmals sichtbar von den sandgestrahlten Oberflächen unterschieden werden. Die dabei errechnete, um  $25 \%$  höhere zu erwartende Tragwirkung der HDW-gestrahlten Betonoberflächen bestätigt dabei die Beobachtungen von Laborversuchen aus der Literatur. Eine Versuchsnachrechnung ergab nicht nur annähernd gleiche Bruchschubspannungen, es war sogar möglich mit dem numerischen Verfahren der geometrischen Verschiebung einen vergleichbaren Spannungs-Verformungsverlauf zu beschreiben. Der dabei verwendete Verschiebungspfad wurde aufgrund gemessener Rissöffnungen und -verschiebungen gewählt. Hierbei konnte der Ansatz nach *Model Code 1990* für geringere Rautiefen ( $R_t \approx 0,65 \text{ mm}$ ) bestätigt werden. Bei größeren Rautiefen ( $R_t \approx 0,9 \text{ mm}$ ) musste dieser Verschiebungspfad gemäß den gemessenen Verformungen angepasst werden.

Anhand dieser Arbeit konnten zahlreiche Erkenntnisse über die Ursache und Wirkungsweise des Haftverbundes zwischen Alt- und Neubeton gewonnen werden. Besonders im Hinblick auf die Rolle der Neubetonfestigkeiten konnten Grundlagen geschaffen werden, die eine gezielte Untersuchung zur effizienten Berücksichtigung der adhäsiven Materialeigenschaften ermöglichen könnten. Das vorgestellte numerische Verfahren liefert mit der modellunabhängigen Möglichkeit zur Beurteilung der Rauheit zur Rissverzahnung einen weiteren Beitrag zum besseren Verständnis der allgemeinen Schubkraftübertragung in Rissen.



# Bezeichnungen

## Indizes

<i>0</i>	selbst; Anfangszustand; unbehandelt
<i>c</i>	Beton; Druck
<i>j</i>	Fuge
<i>k</i>	charakteristisch
<i>g</i>	Kleber; Größtkorn
<i>q</i>	quadratisch
<i>r</i>	Rauheit; rau
<i>t</i>	Zug; Tiefe
<i>m</i>	Mittelwert; mittlerer
<i>A</i>	Fläche
<i>B</i>	Bindung
<i>F</i>	Fraktal
<i>L</i>	Lamelle
<i>R</i>	Rauheit
<i>S</i>	Feststoff
<i>L</i>	Flüssigkeit
<i>ad</i>	Haftung, Adhäsion
<i>alt</i>	Altbeton
<i>calc</i>	rechnerisch
<i>cube</i>	Würfel
<i>eff</i>	effektiv; wirksam
<i>exp</i>	experimentell
<i>grenz</i>	Grenzwert
<i>global</i>	global; bezogen auf das Ganze

<i>max</i>	Maximum; größter Wert
<i>min</i>	Minimum; kleinster Wert
<i>neu</i>	Neubeton; Betonergänzung
<i>pl</i>	plastisch entfestigt
<i>sp</i>	spalten
<i>fric</i>	Reibung; Rissreibung
<i>rebar</i>	Betonstahl

## Geometrische Größen

<i>a</i>	Kontaktflächenlänge
<i>b</i>	Breite
<i>c</i>	Konstante
<i>d</i>	statische Nutzhöhe
<i>e</i>	Exzentrizität
<i>h</i>	Bauteilhöhe; Prüfkörperhöhe
<i>r</i>	Längenverhältnis Teil- und Gesamtlänge
<i>u</i>	Tiefe
<i>v</i>	Rissuferverschiebung; Gleitung
<i>w</i>	Rissbreite; Rissöffnung
<i>x</i>	Höhe der Druckzone; Weggröße
<i>y</i>	Weggröße
<i>z</i>	Hebelarm, Weggröße
<i>a<sub>x</sub>; a<sub>y</sub></i>	projiezierte Kontaktflächenlänge
<i>b<sub>n</sub></i>	rechnerische Breite der Spalte <i>n</i>
<i>d<sub>min</sub></i>	Mindestdurchmesser

$l_r$	Profillängenverhältnis	$D$	Dissoziationsenergie
$A$	Querschnittsfläche	$Q$	elektrische Ladung; Elementarladung
$R$	Matrix der Rauheit, Rauheitstopographie	$E_B$	Elementare Bindungsenergie
$V$	Volumen	$E_{pot}$	Energiepotential
$A_j$	Querschnittsfläche der Fuge	$\mu$	permanentes Dipolmoment
$D_0$	Durchmesser der Modellkugeln	$\vartheta$	Winkel; Randwinkel
$L_0^n$	Basislänge des Abschnitts $n$	$\varphi$	Winkel
$R_k$	gemessene Matrix der Rauheit	$\alpha_n$	Faktor verschiedener Wechselwirkungen
$R_n$	interpolierte Matrix der Rauheit	$\gamma_L$	Flüssigkeitsoberflächenspannung
$R_t$	mittlere Rautiefe nach Kaufmann	$\gamma_S$	Festkörperoberflächenspannung
$R_p$	maximale Profilkuppenhöhe	$\gamma_{SL}$	Grenzflächenoberflächenspannung
$R_q$	quadratischer Mittelwert der Profilwerte		
$R_y$	maximale Profilhöhe		
$W$	Wenzelscher Quotient		
$W_R$	Faktor der tatsächlichen Oberflächenrauheit		
$W_A$	Faktor der optisch gemessenen Rauheit		
$\alpha; \beta$	Winkel		
$\lambda$	Wellenlänge		
$\lambda_{global}$	Wellenlänge der globalen Rauheit		
$\mu$	Reibungsbeiwert		
$\mu_{eff}$	effektiver Reibungsbeiwert		
$\mu_{max}$	maximaler Reibungsbeiwert		
$\xi$	bezogene Druckzonenhöhe		
$\zeta$	bezogener innerer Hebelarm		
<b>Festkörperphysikalische Kenngrößen</b>			
$r$	Ortsvektor		
			<b>Materialkenngrößen</b>
		$d_g$	Größtkorndurchmesser
		$f_c$	Betondruckfestigkeit
		$f_{ct,ad}$	Zentrische Haftzugfestigkeit der Betonfuge
		$f_{ck}$	charakteristische Betondruckfestigkeit
		$f_{ck,cube}$	charakteristische Betonwürfeldruckfestigkeit
		$f_{cm}$	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons
		$f_{cm,cube}$	Mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons (20cm Kantenlänge sofern nicht anders angegeben)
		$f_{ctm}$	Mittlere zentrische Zugfestigkeit des Betons
		$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit des Betons
		$f_t; f_{ct,ad}$	Zentrische Haftzugfestigkeit einer Betonoberfläche
		$f_y$	Fließspannung des Stahls
		$E_c$	Elastizitätsmodul des Betons

$E_S$	Elastizitätsmodul des Betonstahles
$G_e$	Elastisch aufnehmbare Verbundenergie
$G_f$	Verbundbruchenergie
$\lambda$	Massstabseinfluss
$\mu$	Reibbeiwert
$\mu_{eff}$	effektiver Reibbeiwert
$\sigma_{pu}$	Fließspannung der Betonmatrix

**Kraftgrößen, Spannungen**

$F$	Einzelkraft
$M$	Biegemoment
$N; T$	Normalkraft
$M_j$	Schnittmoment im Fugenbereich
$N_{jM}$	Schubfugennormalkraft infolge ungewolltem Momenteneinflusses
$V$	Schubkraft / Querkraft
$V_E$	Einwirkende Schubkraft
$V_{Rd}$	Schubtragwiderstand

$\varepsilon$	Dehnung
$\rho$	geometrischer Bewehrungsgrad
$\sigma$	Normalspannung
$\sigma_j$	Fugennormalspannung
$\tau$	Schubspannung
$\tau_c$	Bruchschubspannung
$\tau_{cj,ad}; \tau_{c,ad}$	Bruchschubspannung des Haftverbundes
$\tau_j$	Schubspannung in der Fuge
$\tau_{adh}$	Schubspannung in der Fuge infolge des Haftverbundes

$\tau_{fric}$	Schubspannung in der Fuge infolge der Rissreibung
$\tau_{rebar}$	Schubspannung in der Fuge infolge Verbundbewehrung

**Mathematisch-Statistische Kenngrößen**

$m$	Mittelwert
$n$	Gesamtanzahl
$\tilde{s}_x$	Standardabweichung
$\tilde{s}_{x,y}$	Kovarianz
$N$	Gesamtanzahl einer Menge
$C_v$	Variationskoeffizient
$D_F$	Fraktale Dimension
$\rho$	Korrelation
$\tau_0$	Autokorrelationslänge





# Literaturverzeichnis

- [1] Shear at the interface of precast and in situ concrete / FIP-Commission on Prefabrication. 1982. – FIP - Report
- [2] *Richtlinie für hochfesten Beton. Ergänzung zu DIN 1045:1988-07 für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115.* Berlin, 1995
- [3] 318-71, A.: *Building Code Requirements for Reinforced Concrete.* Detroit: American Concrete Institute, 1971
- [4] ACKERMANN, G. ; GATZSCH, R.: Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ort beton in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (1992), Nr. 7 und 8, S. 165–170 und 197–200
- [5] ACKERMANN, G. ; GATZSCH, R.: Versuchsergebnisse zum Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (1994), Nr. 5, S. 145–148
- [6] ANDERSON, A.: Composite Designs in Precast and Cast-in-Place Concrete. In: *Progressive Architecture* 41 (1960), Nr. 9, S. 174
- [7] ASME B46.1-1995: *Surface Texture (Surface Roughness, Waviness, and Lay): An American National Standard.* New York: American Society of Mechanical Engineers, 1996
- [8] AUTUMN, K. e. a.: Evidence for van der Waals adhesion in gecko setae. In: *Proceedings of the National Academy of Science of the United States of America.* Department of Integrative Biology, University of California, Berkeley, 2002
- [9] BECK, G. S. W. S. H.: *Zusammenwirken von einzelnen Fertigteilen als großflächige Scheibe.* Berlin : Beuth, 1973 (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, 224)
- [10] BERTELMANN, S.: *Oberflächenrauheit von Betonschubfugen - Tragfähigkeit, Parameter, Messung sowie Erzeugung unterschiedlicher Rauheiten,* Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, Diplomarbeit, 2001
- [11] BEUSHAUSEN, H.: Verbundverhalten im Beton - Unreinforced interfaces: precast concrete elements an in situ topping. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik, Concrete Plant + Precast Technology* (2001), Nr. 4, S. 64–69
- [12] BIRKELAND, P.W.; BIRKELAND, H.W.: Connections in precast concrete constructions. In: *ACI-Journal Vol.63* (1966), Nr. 3, S. 345–368
- [13] BLOCK, M.: Spritzbeton auf carbonatisiertem Beton - Haftzugfestigkeit bei nachträglichem Aufspritzen. In: *Beton* (1989), Nr. 7, S. 299–302

- [14] BLOCK, R.: Oberflächenrauheit und Haftverbund - Spritzbetonverstärkte Bauteile. In: *Beton* (1998), Nr. 2, S. 75–79
- [15] BROCKMANN, G.: Arbeitsfugen in Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 3 (1973), S. 65–69
- [16] CEB - FIB: *Model Code 1990*. Verlag Thomas Telford. Mai 1993
- [17] CLARK, L.A.; GILL, B.S.: Shear strength of smooth unreinforced construction joints. In: *Magazine of Concrete Research* 37 (1985), Nr. 131, S. 95–100
- [18] DASCHNER, F.: Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton / Institut für Bauingenieurwesen III, Lehrstuhl für Massivbau. Technische Universität München, 1980. – Forschungsbericht
- [19] DASCHNER, F.: *Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton*. Berlin : Ernst & Sohn, 1986 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, 372)
- [20] DASCHNER, F.; KUPFER, H.: Versuche zur Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton. In: *Bauingenieur* 57 (1982), S. 57–60
- [21] DASCHNER, F.; KUPFER, H.: *Literaturstudie zur Schubsicherung bei nachträglich ergänzten Querschnitten*. Berlin : Ernst & Sohn, 1986 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, 372)
- [22] DASCHNER, F.; KUPFER, H.: *Verminderte Schubdeckung in Betonträgern mit Fugen parallel zur Tragrichtung bei sehr hohen Schubspannungen und nicht vorwiegend ruhenden Lasten*. Berlin : Ernst & Sohn, 1992 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, 427)
- [23] DIN 1045: *Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung*, Juli 1988
- [24] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Juli
- [25] DIN 1045-2: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*, Juli
- [26] DIN 1048: *Prüfverfahren für Beton*, Dezember 1978
- [27] DIN 4760: *Gestaltabweichungen; Begriffe, Ordnungssystem*, Juni 1982
- [28] DIN 4762: *Oberflächenrauheit, Begriffe, Oberflächen und ihre Kenngrößen*, Januar 1989
- [29] DIN 52 103: *Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen; Bestimmung von Wasseraufnahme und Sättigungswert*, Oktober 1988
- [30] DIN 52 106 (VORNORM): *Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen - Untersuchungsverfahren zur Beurteilung der Verwitterungsbeständigkeit*, August 1994
- [31] DIN EN ISO 4287: *Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren, Benennung, Definition und Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit*, Oktober 1998
- [32] DIN V ENV 1992-1: *Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*, Jun. 1992
- [33] DIN V ENV 1992-1: *Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-3: Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen*, Dez. 1994

- [34] EISENMANN, O.: Beitrag zur Behandlung von Arbeitsfugen im Betonbau. In: *Bauwirtschaft* 46 (1960)
- [35] FACHVERBAND SCHWEIZERISCHER HERSTELLER VON BETONZUSATZMITTELN (FSHBZ): *FSHBZ-Richtlinie über die Bezeichnung, Anforderungen, Wirksamkeitsprüfung und Qualitätskontrolle von Betonzusatzmitteln*, 1982
- [36] FENWICK, R.: *The Shear Strength of Reinforced Concrete Beams*. Christchurch, New Zealand, University of Canterbury, Dissertation, 1966
- [37] GRÜBL, P.; WEIGLER, H.; KARL, S. *Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2001
- [38] H., F. M.: Scientific Aspect of Adhesion Phenomena in the Interface Mineral Substrate-Polymers. In: *Adherence of Young on Old Concrete*. Schweiz, 1994
- [39] HAGER, K.; NENNING, E.: *Versuche zur Feststellung der Scherfestigkeit und der Wasserdichtigkeit des Betons in den Arbeitsfugen bei verschiedener Fugenbehandlung*. Berlin : Ernst & Sohn, 1931 (Deutscher Ausschluß für Eisenbeton, 69)
- [40] HANSON, N.: Precast-Prestressed Concrete Bridges - 2nd Horizontal Shear Connections. In: *Journal of the Portland Cement Association, Research and Development Laboratories* 2 (1960), Nr. 2, S. 38–58
- [41] HERING, E.; MARTIN, R.; STOHRER, M. *Physik für Ingenieure*. 1989
- [42] HOFBECK, I. M. A.: Shear Transfer in Reinforced Concrete. In: *Journal of the American Concrete Institute, ACI* 66 (1969), Nr. 2, S. 119–128
- [43] IVANYI, G.; BUSCHMEYER, W.: Anwendung hartkornverzahnter Epoxidbeläge für nachträgliche Querschnittsergänzungen von Biegetragwerken im Schubbereich 1 / Universität Gesamthochschule Essen. 1989 ( 45). – Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen
- [44] IVANYI, G.; BUSCHMEYER, W.: Schubversuche an Platten und (Platten-) Balken mit nachträglich ergänzter Druckzone ohne Verbundbewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 85 (1990), Nr. 1, S. 15–17
- [45] KAUFMANN, N.: Das Sandflächenverfahren. In: *Straßenbautechnik* 24 (1971), Nr. 3
- [46] KAYE, B.: *A Random Walk Through Fractal Dimensions*. New York : VCH Weinheim, 1989
- [47] KIEHNE, H.: *Behandlung und Anordnung der Arbeitsfugen im Beton*, Technische Hochschule Hannover, Dissertation, 1929
- [48] KÜMPEL, H.-J.; LEONARDI S.: Fraktale Dimensionen natürlicher Signale und Geometrien in den Geowissenschaften. In: DRESEN, J. J. F.-J. H. u. B. W. (Hrsg.): *16th Mintrop-Seminar*. Bochum, 1996, S. 187–194
- [49] KRAMRISCH, F.: *Zur Rauigkeitsbestimmung von Gesteinsbruchflächen*, Technische Hochschule Wien, Dissertation, 1935
- [50] KRATZ, F.: Orts- und Frequenzraumverfahren zur quantitativen Analyse optischer Oberflächen. Düsseldorf : VDI-Verlag, 1997 ( 625). – Fortschrittsbericht VDI

- [51] KRUHL, J.: *Fractals and Dynamic Systems in Geoscience*. Berlin : Springer-Verlag, 1994 ( Erster Teil - Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau)
- [52] KRUS, M.: *Feuchttransport- und Speicherkoeffizienten poröser mineralischer Baustoffe. Theoretische Grundlagen und neue Meßtechniken*, Universität Stuttgart, Dissertation, 1995
- [53] LAIBLE, J.: *An Experimental Investigation of Interface Shear Transfer and Applications in the dynamic Analysis of Nuclear Containment Vessels*, Cornell University, Dissertation, 1973
- [54] LÜDERS, F.: Verbund zwischen Alt- und Neubeton. In: *Bauforschung - Baupraxis* 260 (1990), Nr. 3, S. 15–21
- [55] LOEBER, P.: *Shear Transfer by Aggregate Interlock*. Christchurch, New Zealand, University of Canterbury, Dissertation, 1970
- [56] MAINZ, J.; ZILCH, K.: Schubtragfähigkeit von Betonergänzungen an nachträglich aufgerauhten Betonoberflächen bei Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen / Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München. München, 1998. – Forschungsbericht
- [57] MANDELBROT, B.: *Die fraktale Geometrie der Natur*. Basel/Boston : Birkhäuser Verlag, 1987
- [58] MAST, R.: Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections. In: *ASCE, Journal of the Astructural Devision* 94 (1968), S. 1485–1504
- [59] MATTOCK, A.: Shear Transfer under monotonic Loading, across an Interface between Concretes Cast at different Times / Department of Civil Engineering, University of Washington. Seattle, Washington, 1976. – Forschungsbericht. Structures & Mechanics Report SM76-3
- [60] MATTOCK, N.: Shear Transfer in Reinforced Concrete - Rcent Research. In: *PCI Journal* (1972), S. 55–75
- [61] MECHTCHERINE, V.: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton*, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Fridericiana zu Karlsruhe, Dissertation, 2000
- [62] NISSEN, I.: *Rissverzahnung des Betons - Gegenseitige Rissuferverschiebungen und übertragene Kräfte*. Technische Universität München, Institut für Bauingenieurwesen III, Lehrstuhl für Massivbau, Dissertation, 1987
- [63] PARK, T.: *Reinforced Concrete Structures*. New York, USA : Wiley-Interscience Publication, 1975
- [64] PAULAY, P.: Shear Transfer by Aggregate Interlock. In: *Shear in Reinforced Concrete, ACI - Publication SP-42* Vol. I (1974), S. 1–16
- [65] PAULAY, T.; PARK, R.; PHILIPS, M.H.: Horizontal Construction Joints in Cast in Place Reinforced Concrete. In: *Shear in Reinforced Concrete, ACI - Publication SP-42* II (1974), S. 599–616

- [66] PETERS, J.: Parametrisches laseroptisches Rauheitsmeßsystem aus der Sicht real auftretender Oberflächentopographien. Düsseldorf : VDI-Verlag, 1999 ( 792). – Fortschrittsbericht VDI
- [67] PETERSEN, C.: *Dynamik der Baukonstruktionen*. Braunschweig, Wiesbaden : Friedr. Vieweg & Sohn, 1996
- [68] PFEFFER, F.: Über die Haftfestigkeit von Neu- auf Altbeton. In: *Österreichische Bauzeitschrift* 8/9 (1948), S. 599–616
- [69] PHILLIPS, M.: *Horizontal Construction Joints in Cast-in-Situ Concrete*, University of Canterbury, Diplomarbeit, 1974
- [70] PLATE, E.: *Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure*. Berlin : Ernst & Sohn, 1993
- [71] PLENK, V.: Wege zu vergleichbaren Rauheitsprofilen bei der Messung mit mechanischen und optischen Tastern. Düsseldorf : VDI-Verlag, 1997 ( 611). – Fortschrittsbericht VDI
- [72] PONAHL, P.: Entwicklung einer Methode zur Bestimmung der Oberflächenrauigkeit von Mineralkörnern. In: *Strassenforschung* (1980), Nr. 135
- [73] RANDL, N.: *Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten*. Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Institut für Betonbau, Dissertation, 1997
- [74] REINECKE, R.: Capacity of Shear Joints in Applications of High Performance Concrete in Strengthening and Retrofitting of old Concrete Structures. In: *Proceedings of 4th International Ph.D. Symposium in Civil Engineering*. Technische Universität München und Universität der Bundeswehr München, 2002
- [75] REINHARDT, H.: Length Influence on Bond Shear Strength of Joints in Composite Precast Concrete Slabs. In: *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete* 4 (1982), Nr. 3, S. 420–424
- [76] REINHARDT, H.-W. ET AL.: *Sachstandbericht Selbstverdichtender Beton*. Berlin : Ernst & Sohn, 2001 (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, 516)
- [77] RÜHLE, H.: Verbund und Verbundsicherung bei Betonverbundkonstruktionen. In: ERNST (Hrsg.): *Aus Theorie und Praxis des Stahlbetonbaues / Festschrift zum 65. Geburtstag von Gotthard Franz*. Berlin u.a, 1969, S. 101–106
- [78] RIECKEN, B.: *Kapillares Saugen im Oberflächenbereich poröser Festkörper - Eine Parameterstudie*, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Dissertation, 1996
- [79] ROGGE, A.: *Hochleistungsbeton unter mehrachsialer Beanspruchung*. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, Dissertation, 2001
- [80] RUTH, J.: *Werkstoffverhalten in Grenzflächenbereichen der Tragelemente von Bauwerken*. Universität Stuttgart, Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion, Dissertation, 1993
- [81] SASSE, H.R.: Die Adhäsion zwischen Estrich und Beton. In: *Industriefussböden*. Osterfil-den, 1987, S. 47–56

- [82] SAYLES, R.S.; THOMAS, T.R.: Surface Topography as a nonstationary random Process. In: *Nature* 271 (1978), S. 431–434
- [83] SCHÄFER, K.: Zwischenmolekulare Kräfte. In: *Z. physik. Chem. Neue Folge* 41 (1964), S. 1–14
- [84] SCHÄFER, W.: Verminderte Schubdeckung in Fertigplatten mit Ortbetonerfüllung - Oberflächenrauheit- / Universität Dortmund, Fachbereich Bauwesen. Dortmund, Dezember 1991. – Forschungsbericht
- [85] SCHÄFER, H.G., BLOCK, K., DRELL, R.: *Oberflächenrauheit und Haftverbund*. Berlin : Ernst & Sohn, 1996 (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, 456)
- [86] SCHÄFER, H.G., SCHMIDT-KEHLE, W.: *Zum Schubtragverhalten von Fertigplatten mit Ortbetonerfüllung*. Berlin : Ernst & Sohn, 1996 (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, 456)
- [87] SCHÄFER, H.G., SCHMIDT-KEHLE, W.: *Zur Oberflächenrauheit von Fertigplatten mit Ortbetonerfüllung*. Berlin : Ernst & Sohn, 1996 (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, 456)
- [88] SCHÖNE, A.: *Meßtechnik*. Berlin : Springer-Verlag, 1997 ( 2. Auflage)
- [89] SCHUELLER, G.: *Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken*. Berlin : Ernst & Sohn, 1981
- [90] SILFWERBRAND, J.: Improving Concrete Bond in Repaired Bridge Decks. In: *Concrete International* 12 (1990), Nr. 9, S. 61–66
- [91] VERGNE, A.: Modelisation du comportement d'interfaces par analyse statistique. In: *Jourees de mecanique aleatoire appliquee a la construction* (1984), S. 210–215
- [92] VINTZELEOU, T.: Mechanisms of Load Transfer along Interfaces in Reinforced Concrete / Politecnico di Milano. 1985 ( 7). – Studie e recherche
- [93] VINTZELEOU, T.: Concrete-to-Concrete Friction. In: *ASCE, Journal of Structural Engineering* 113 (1987), Nr. 4, S. 832–849
- [94] WALRAVEN, J.: The influence of depth on the shear strength of lightweight concrete beams without shear reinforcement / Department of Civil Engineering, Delft University. 1978 ( Report S-78-4). – Forschungsbericht
- [95] WALRAVEN, J.: Mechanisms of shear transfer in cracks in concrete - A survey of literature / Department of Civil Engineering, Delft University of Technology. 1978 ( Report 5-78-12). – Forschungsbericht
- [96] WALRAVEN, J.: Experiments on shear transfer in cracks in concrete - Part II: Analysis of results / Department of Civil Engineering, Delft University of Technology. 1979 ( Report 5-79-10). – Forschungsbericht
- [97] WALRAVEN, J.: *Aggregate interlock: a theoretical and experimental analysis*, Delft University Press, Dissertation, 1980
- [98] WALRAVEN, J.C.; LEHWALTER, N.: Einfluß des Maßstabs in schubbeanspruchten Bauteilen ohne Schubbewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 85 (1990), Nr. 9, S. 228–232

- [99] WALRAVEN, J.C.; REINHARDT, H.W.: Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plane and reinforced concrete subjected to shear loading. In: *Heron* 26 (1981), Nr. 1A
- [100] WEISS, R.: *Ein Haufwerkstheoretisches Model der Restfestigkeit geschädigter Betone*, Fachbereich Bauingenieurwesen der Technischen Universität Carolo - Wilhelmina zu Braunschweig, Dissertation, 1978
- [101] WITTMANN F. H. ET AL: *Adherence of Young and Old Concrete*. Schweiz : Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Aedificatio, 1994 ( Proceedings of the 2nd Bolomey Workshop)
- [102] WOLFRAM, A.: *Die Festigkeit der Arbeitsfuge im Beton - Ein Beitrag mit Hilfe experimenteller und theoretischer Untersuchungen*, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Hochschule München, Dissertation, 1958
- [103] ZELGER, C.; RÜSCH, H.: Der Einfluß von Fugen auf die Festigkeit von Fertigteilshalen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (1961), Nr. 10
- [104] ZILCH, K. ; REINECKE, R.: Capacity of Shear Joints between High-Strength Precast Elements and Normal-Strength Cast-In-Place Decks. In: JOHAL, P. (Hrsg.): *International Symposium on High Performance Concrete, The Economical Solution for Durable Bridges and Transportation Structures*. Chicago, 2000, S. 551–560
- [105] ZILCH, K.; REINECKE, R.: *Hochfester Beton - Halfertigteile im Brückenbau* / Institut für Tragwerksbau, Lehrstuhl für Massivbau. Technische Universität München, 1999. – Forschungsbericht. Forschungsbericht
- [106] ZTV-SIB 90: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen*. Dortmund: Der Bundesminister für Verkehr, 1990





# Anhang A

## Zu den Oberflächenrauigkeiten

### A.1 Untersuchungen der Korrelationsfunktion

Aus den Daten der 3D-Lasermessung (200x200 Datenpunkte) wurden sieben einzelne Datenreihen als Schnittlinien in einem Abstand von 3mm voneinander auf die Korrelation ihrer Datenpunkte mittels eines FORTRAN77-Programms berechnet.

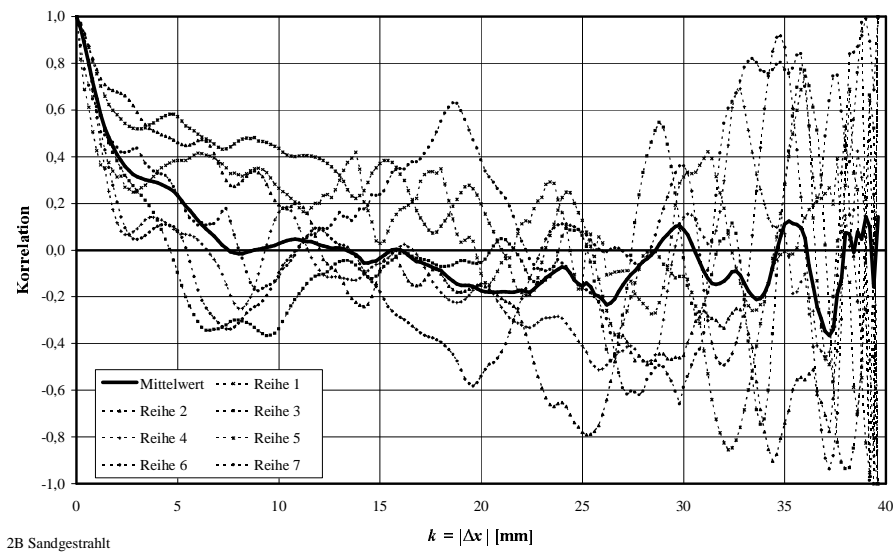


Abbildung A.1: Korrelation der gemessenen sieben Datenreihen (sandgestrahlten Referenzoberfläche 2B)

Anschließend wurde der Mittelwert der sieben exemplarischen Korrelationsfunktionen der Referenzoberfläche integriert um die Autokorrelationslänge (in nachfolgenden Diagrammen als rechteckiger Block mit Höhe  $\rho(|\Delta x|) = 1$  und der Autokorrelationslänge  $x_0$  als Breite dargestellt) zu ermitteln. Um eine analytische Auswertung der Korrelationen zu ermöglichen wurde eine Exponentialfunktion über die Summe der kleinsten Quadrate eingepasst und deren Abklingbeiwert  $c$  angegeben:

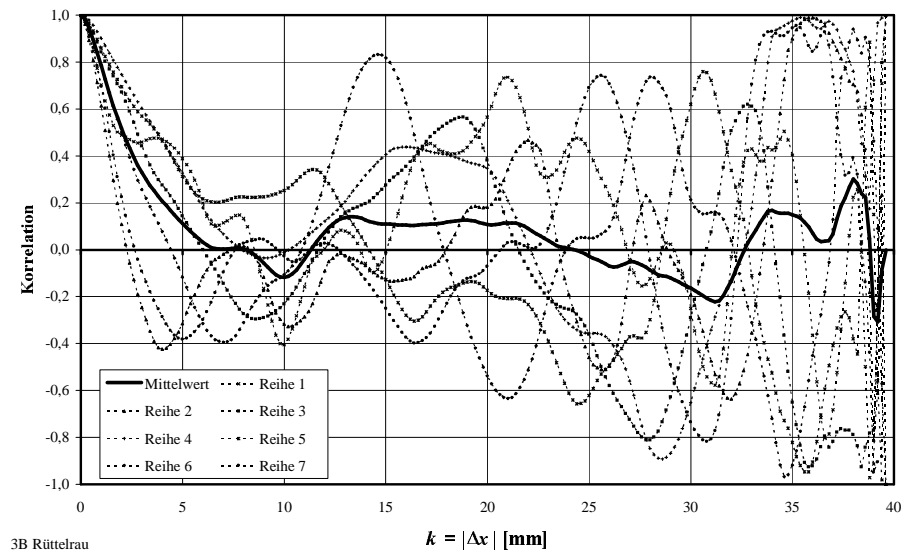


Abbildung A.2: Korrelation der gemessenen sieben Datenreihen (rüttelraue Referenzoberfläche 3B)

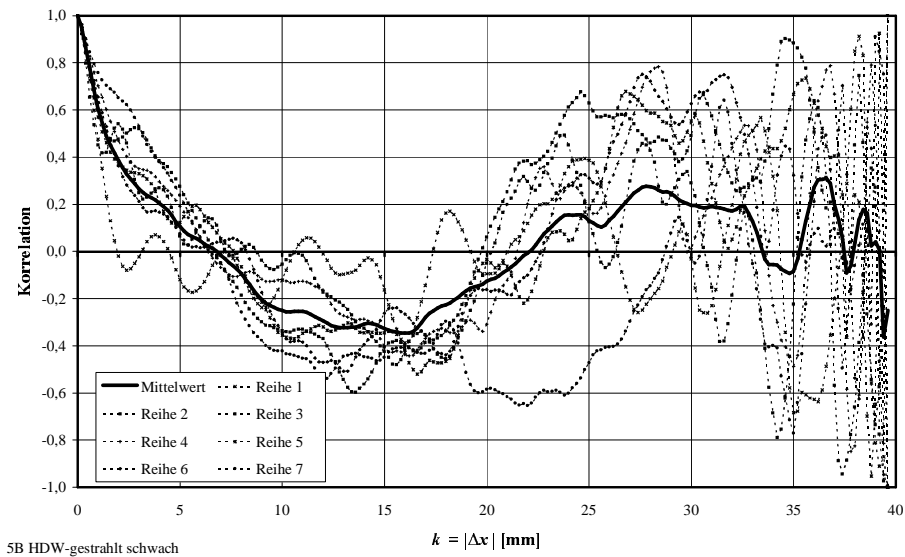


Abbildung A.3: Korrelation der gemessenen sieben Datenreihen (HDW-gestrahlte Referenzoberfläche 5B)

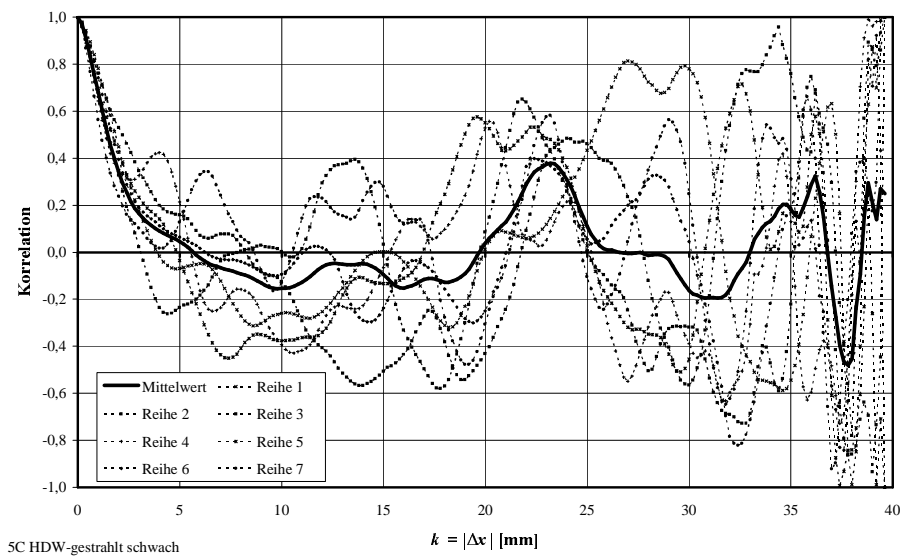


Abbildung A.4: Korrelation der gemessenen sieben Datenreihen (HDW-gestrahlte Referenzoberfläche 5C)

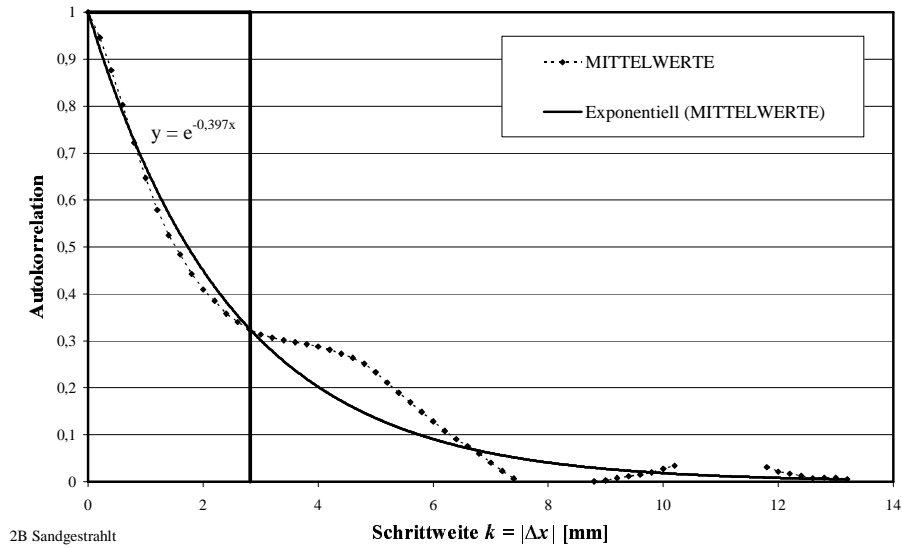


Abbildung A.5: Korrelation der gemessenen Oberflächenpunkte und ihre Autokorrelationslänge (sandgestrahlten Referenzoberfläche 2B)

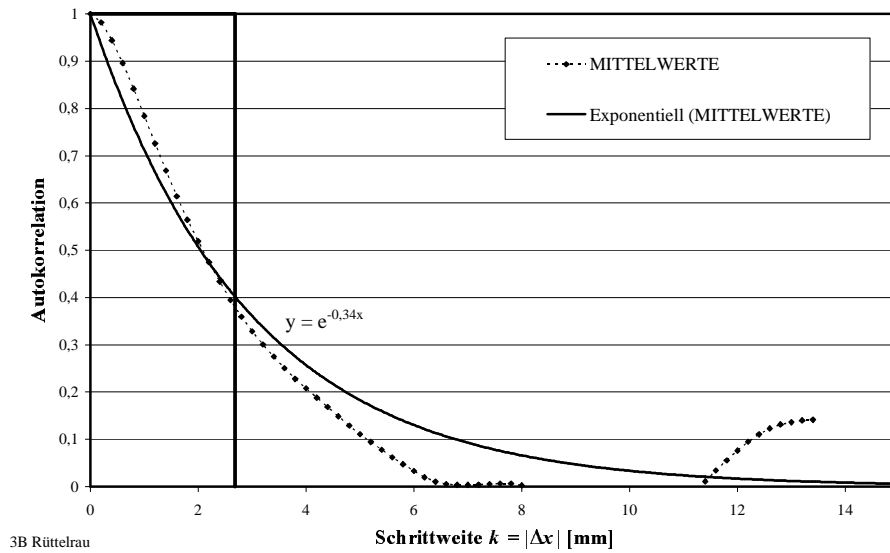


Abbildung A.6: Korrelation der gemessenen Oberflächenpunkte und ihre Autokorrelationslänge (rüttelraue Referenzoberfläche 3B)

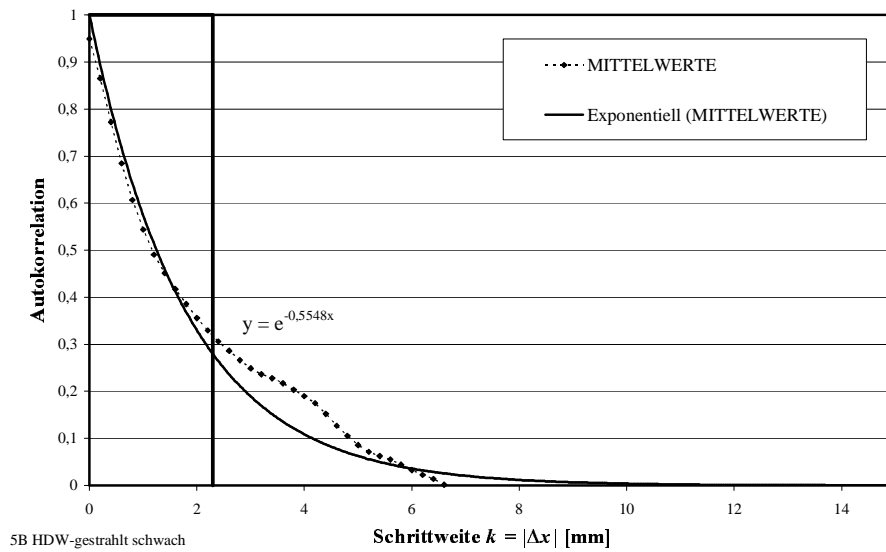


Abbildung A.7: Korrelation der gemessenen Oberflächenpunkte und ihre Autokorrelationslänge (HDW-gestrahlte Referenzoberfläche 5B)

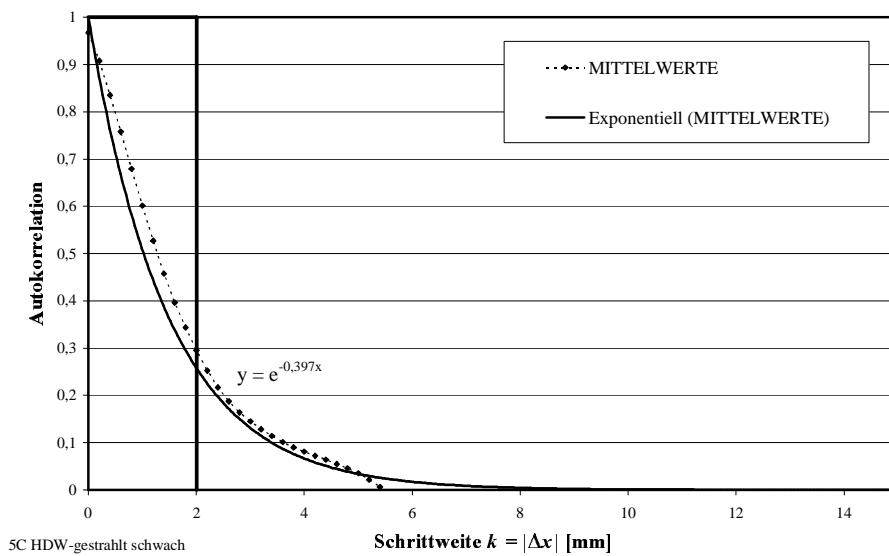


Abbildung A.8: Korrelation der gemessenen Oberflächenpunkte und ihre Autokorrelationslänge (HDW-gestrahlte Referenzoberfläche 5C)

## A.2 Amplitudendichte- und Materialanteilkurven

### A.2.1 Auswertung der definierten Modellstrukturen

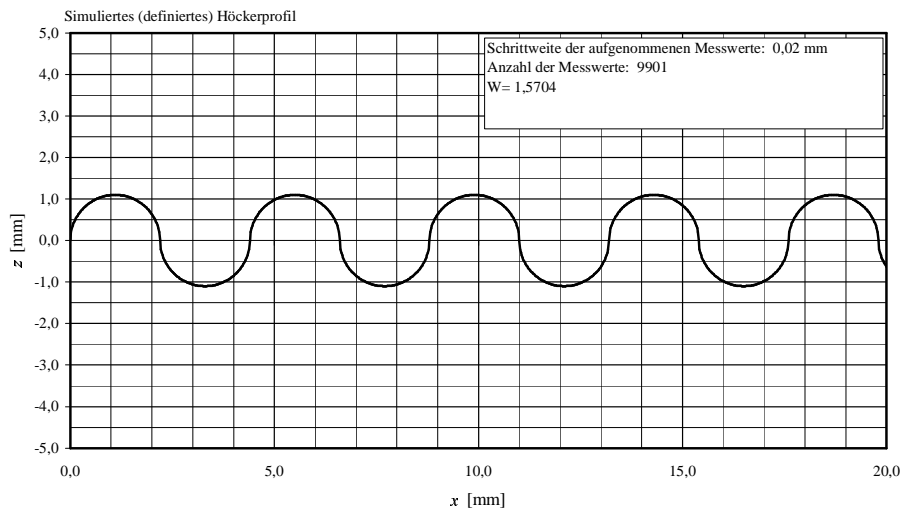


Abbildung A.9: Ausschnitt des simulierten (definierten) Höckerprofils

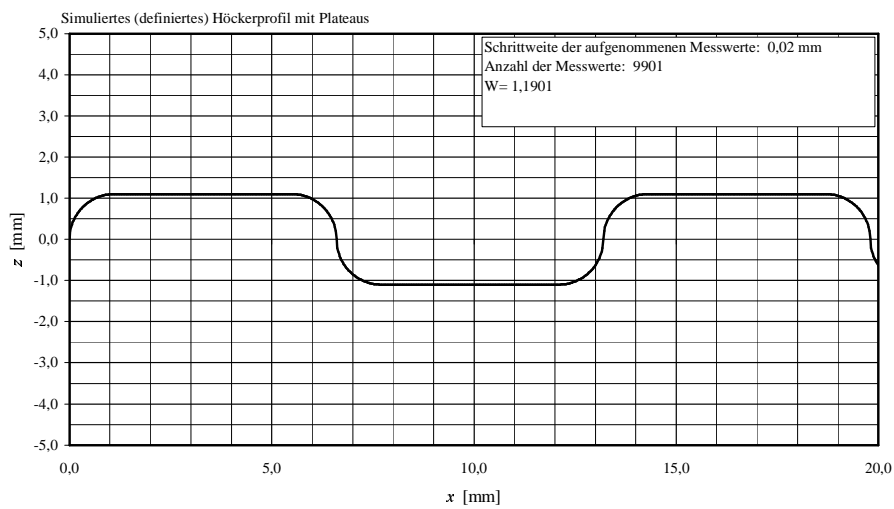


Abbildung A.10: Ausschnitt des simulierten (definierten) Höckerprofils mit Plateau

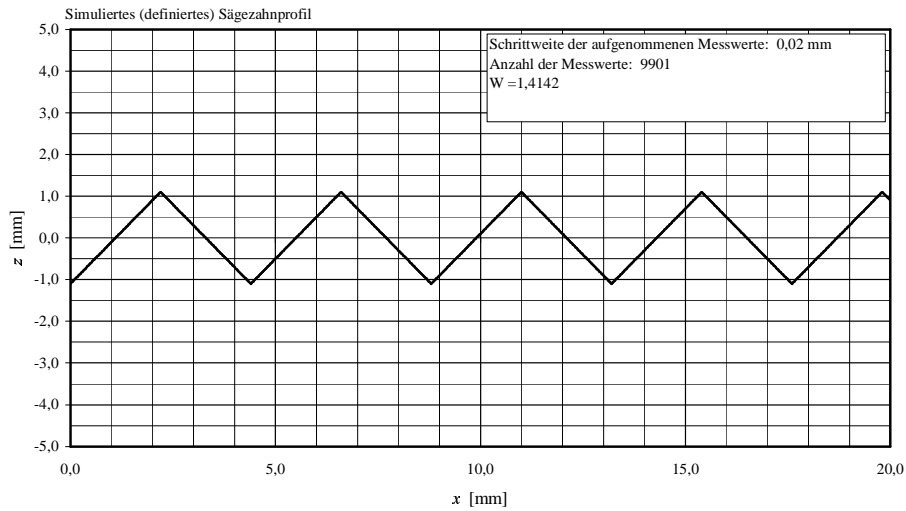


Abbildung A.11: Ausschnitt des simulierten (definierten) Sägezahnprofils

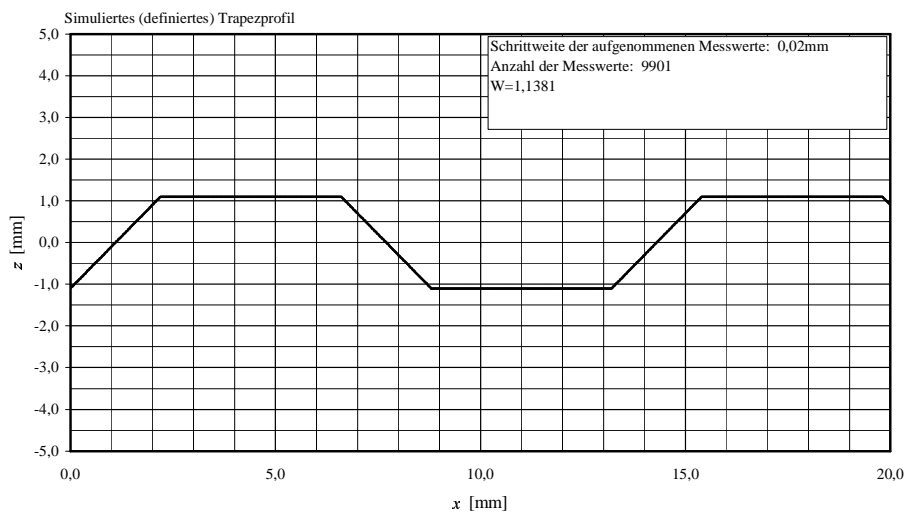


Abbildung A.12: Ausschnitt des simulierten (definierten) Trapezprofils



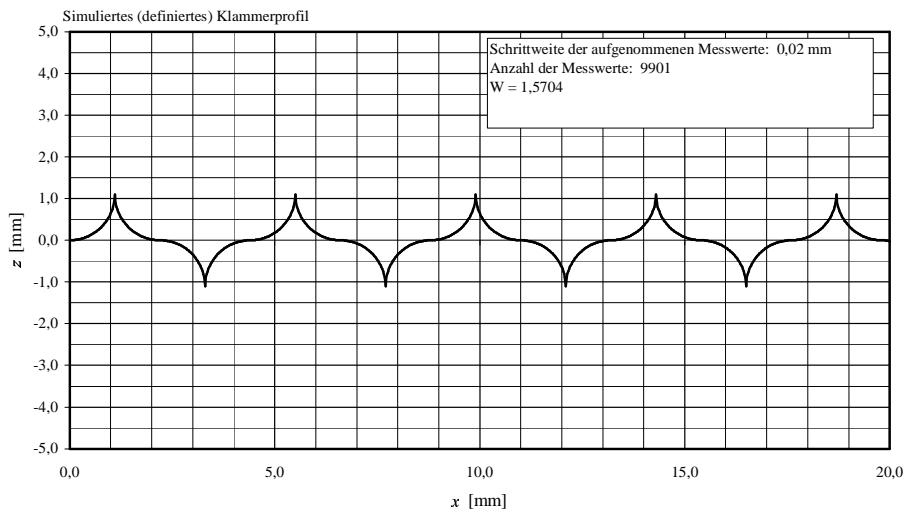


Abbildung A.13: Ausschnitt des simulierten (definierten) Klammerprofils

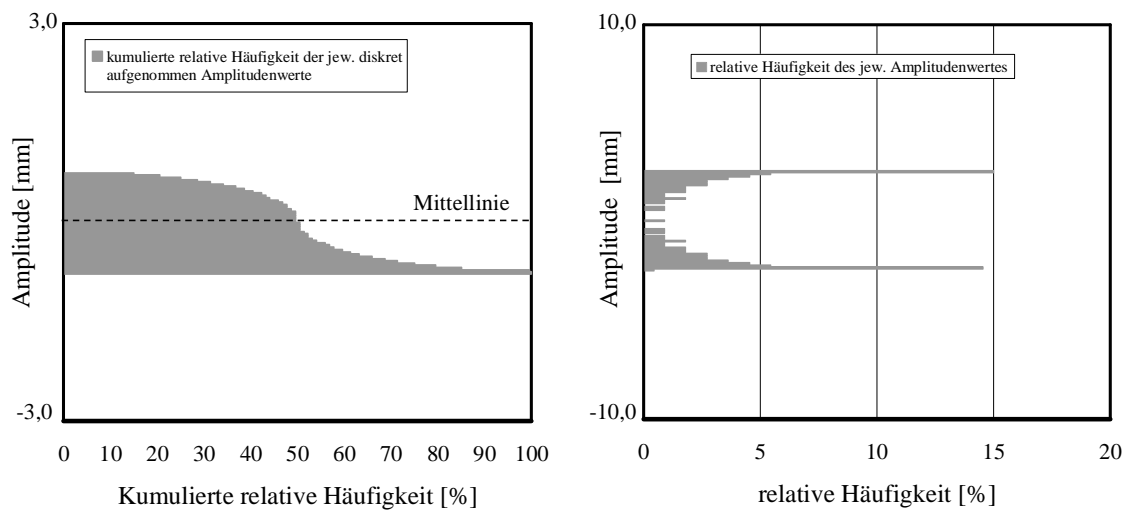


Abbildung A.14: Materialanteil- (links) und Amplitudendichtekurve (rechts) eines simulierten (definierten) Höckerprofils

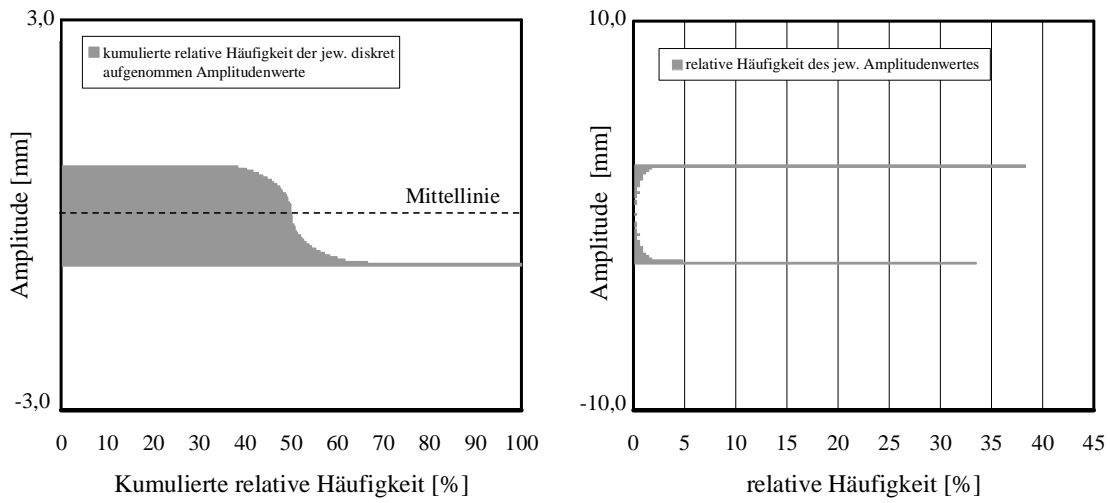


Abbildung A.15: Materialanteil- (links) und Amplitudendichtekurve (rechts) eines simulierten (definierten) Höckerprofils mit Plateau

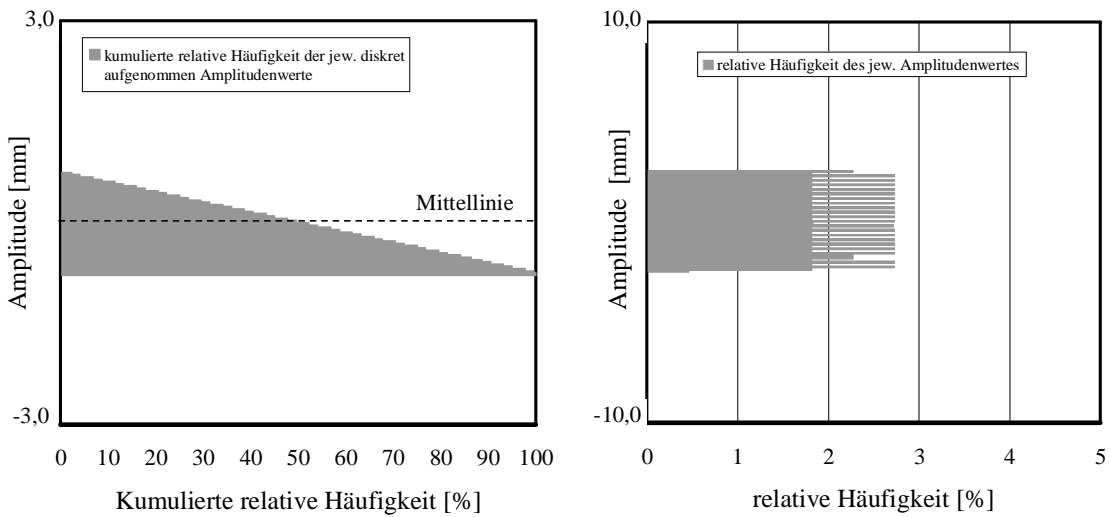


Abbildung A.16: Materialanteil- (links) und Amplitudendichtekurve (rechts) eines simulierten (definierten) Sägezahnprofils

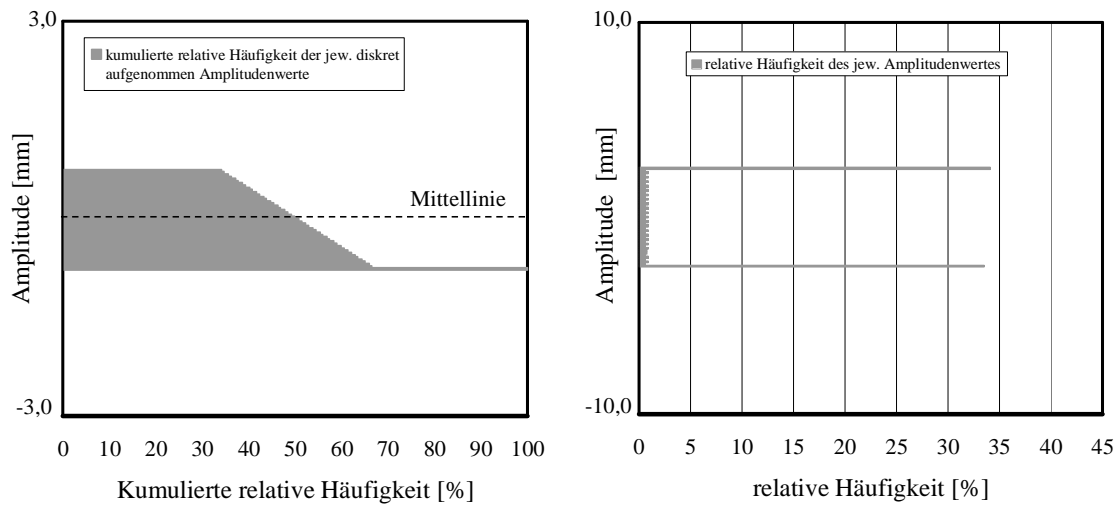


Abbildung A.17: Materialanteil- (links) und Amplitudendichtekurve (rechts) eines simulierten (definierten) Trapezprofils

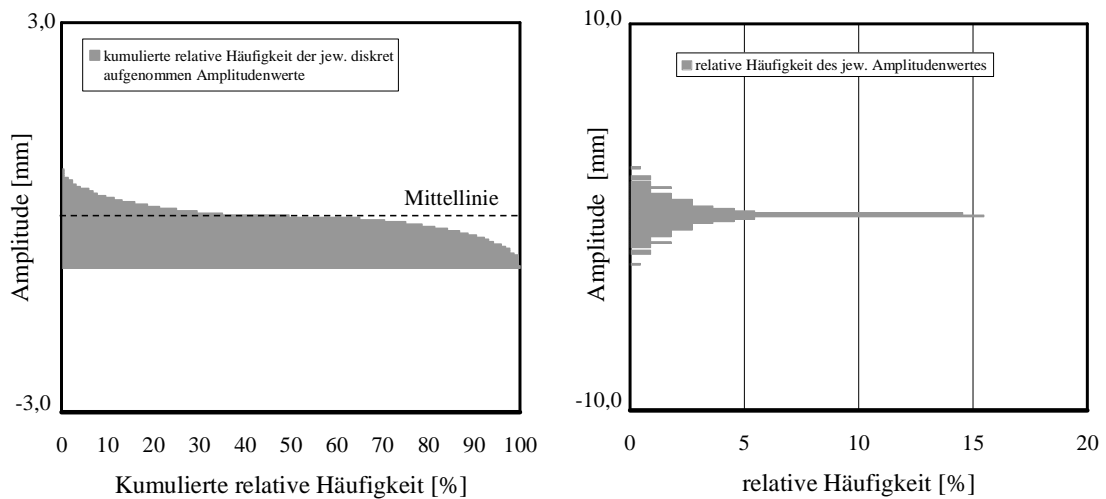


Abbildung A.18: Materialanteil- (links) und Amplitudendichtekurve (rechts) eines simulierten (definierten) Klammerprofils

### A.2.2 Auswertung der gemessenen Oberflächenrauigkeiten

Die Auswertung der Amplitudendichte- und Materialanteilkurven erfolgte an Messreihen, die mit Hilfe einer 2D-Lasermessung an Referenzkörpern gewonnen wurden. Die gesamte Messstrecke betrug 282 mm bei einer Schrittweite von 0,2 mm. Zudem wurden die Ergebnisse der Tastschnittmessungen untersucht, da größere Rauigkeiten, wie etwa die stark HDW-gestrahlte Oberfläche nicht mit dem 2D-Laser erfasst werden konnten. Die Messschrittweite des Tastschnittgeräts lag bei 2,0 mm auf einer Messlänge von 232 mm.

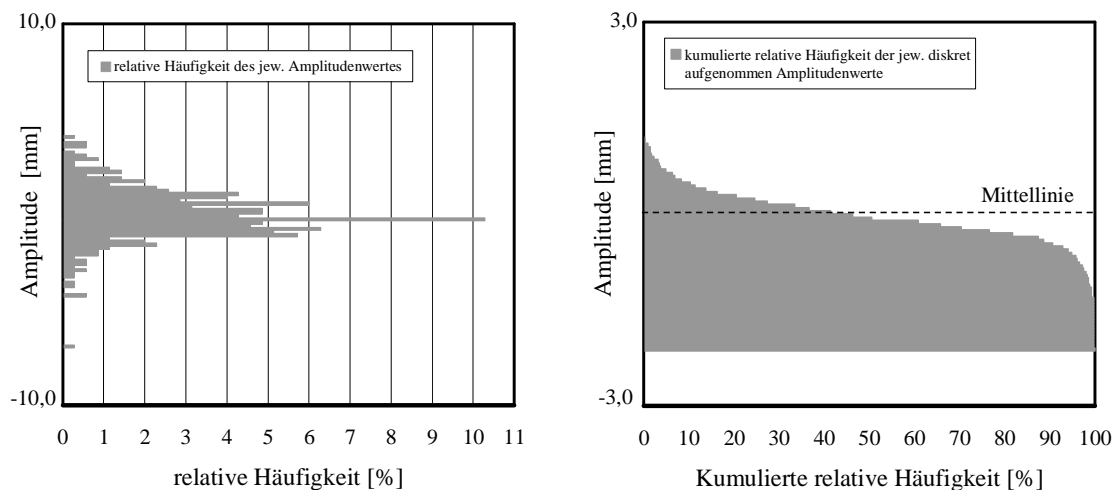


Abbildung A.19: Amplitudendichte- (links) und Materialanteilkurve (rechts) der gemessenen Oberflächenrauheit (Sandgestrahlte Referenzoberfläche 2A)

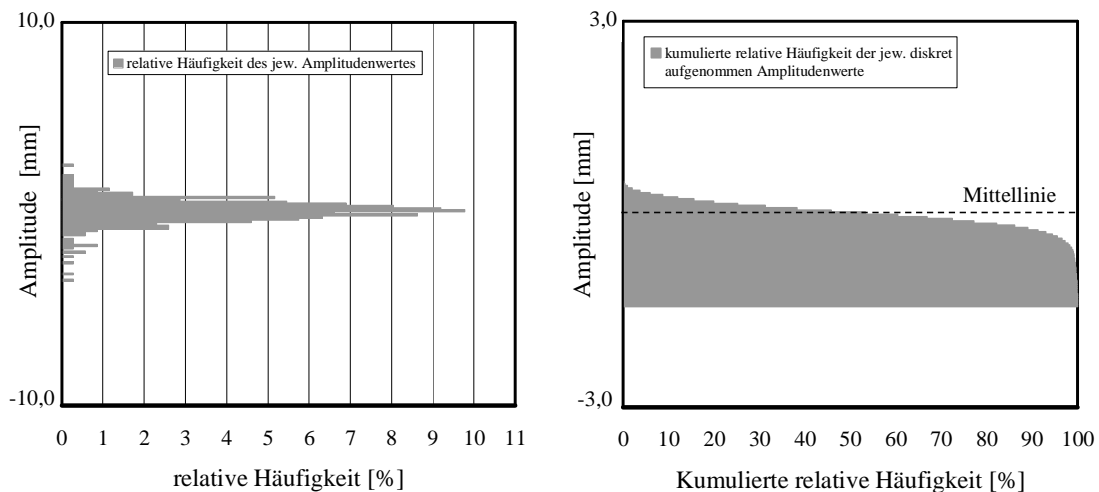


Abbildung A.20: Amplitudendichte- und Materialanteilkurve (rechts) der gemessenen Oberflächenrauheit (Sandgestrahlte Referenzoberfläche 2B)

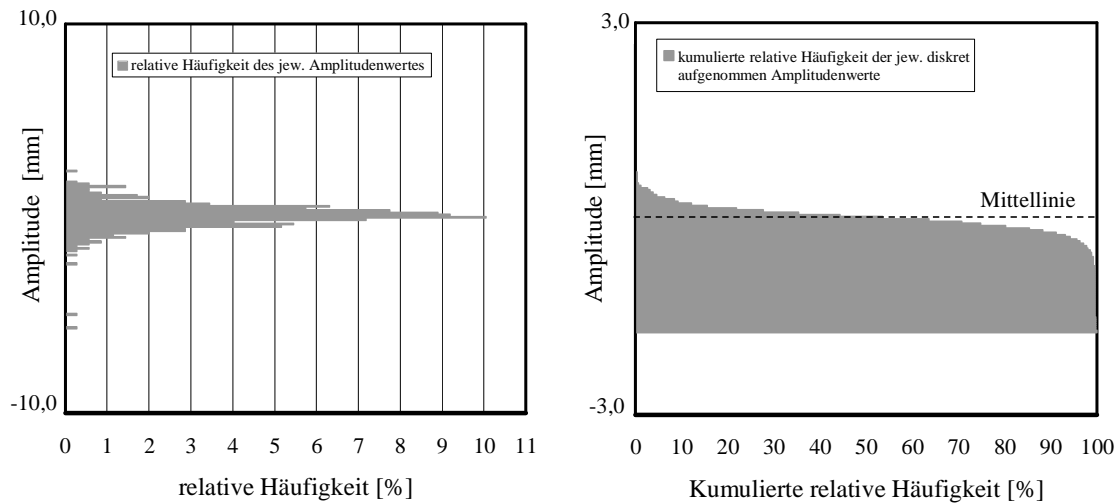


Abbildung A.21: Amplitudendichte- (links) und Materialanteilkurve (rechts) der gemessenen Oberflächenrauheit (Sandgestrahlte Referenzoberfläche 2C)

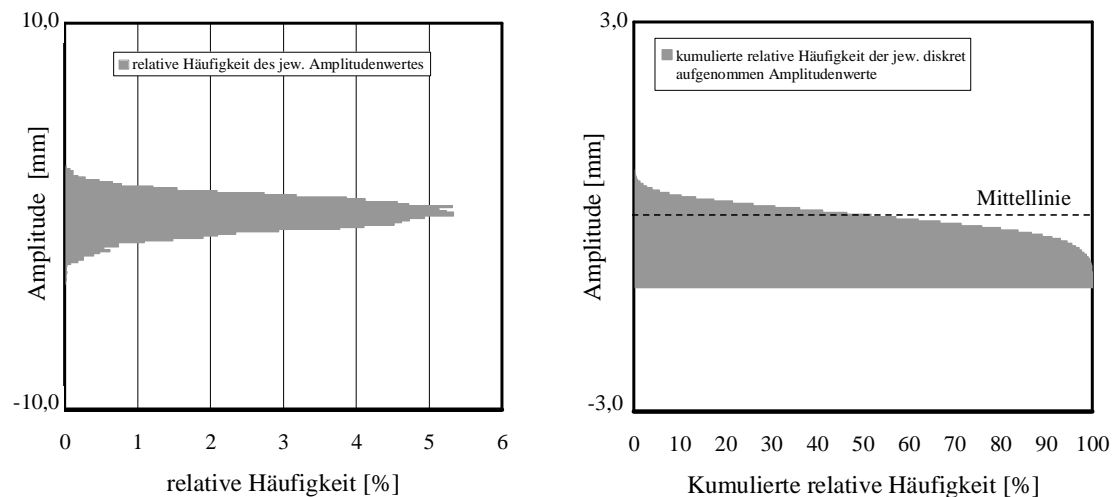


Abbildung A.22: Amplitudendichte- (links) und Materialanteilkurve (rechts) der gemessenen Oberflächenrauheit (rüttelrau belassenen Referenzoberfläche 3B)

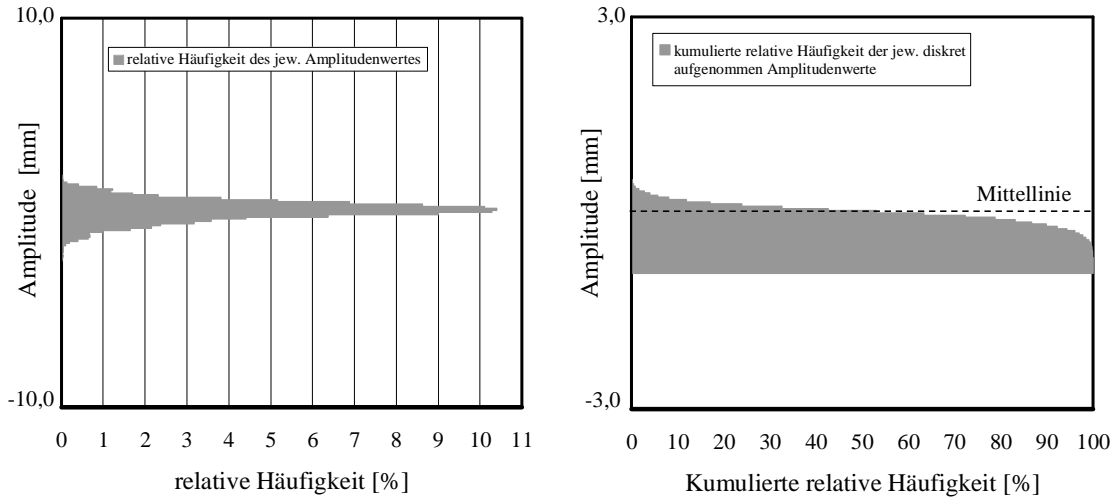


Abbildung A.23: Amplitudendichte- (links) und Materialanteilkurve (rechts) der gemessenen Oberflächenrauheit (rüttelrau belassenen Referenzoberfläche 3C)

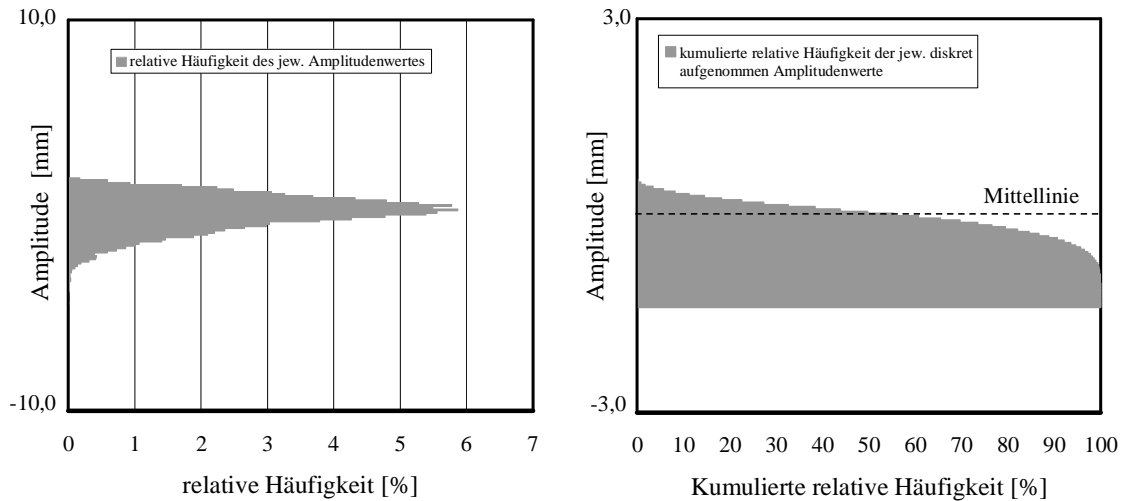


Abbildung A.24: Amplitudendichte- (links) und Materialanteilkurve (rechts) der gemessenen Oberflächenrauheit (HDW-gestrahlte Referenzoberfläche 5B)

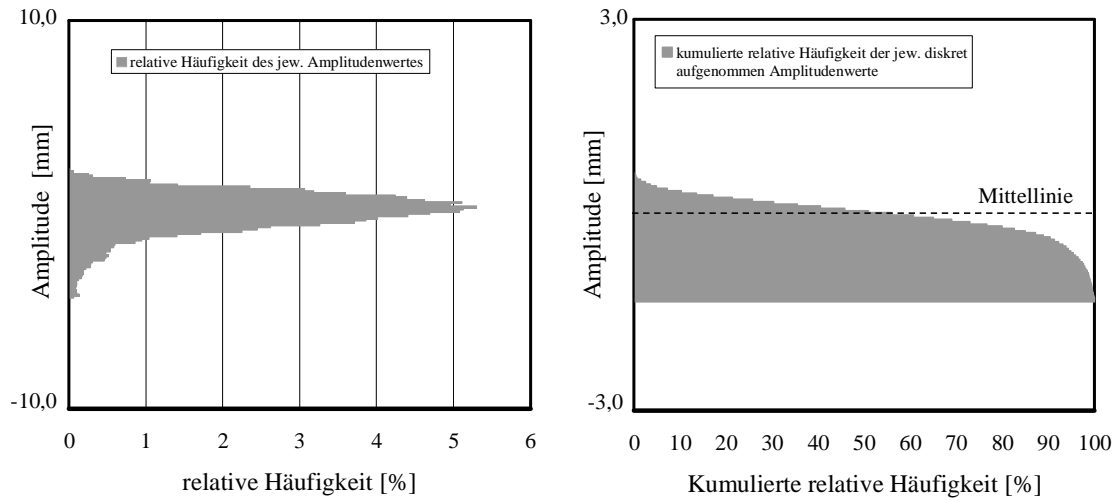


Abbildung A.25: Amplitudendichte- (links) und Materialanteilkurve der gemessenen Oberflächenrauheit (HDW-gestrahlte Referenzoberfläche 5C)

### A.3 Analyse nach Vergne

#### A.3.1 Auswertung der definierten Modellstrukturen

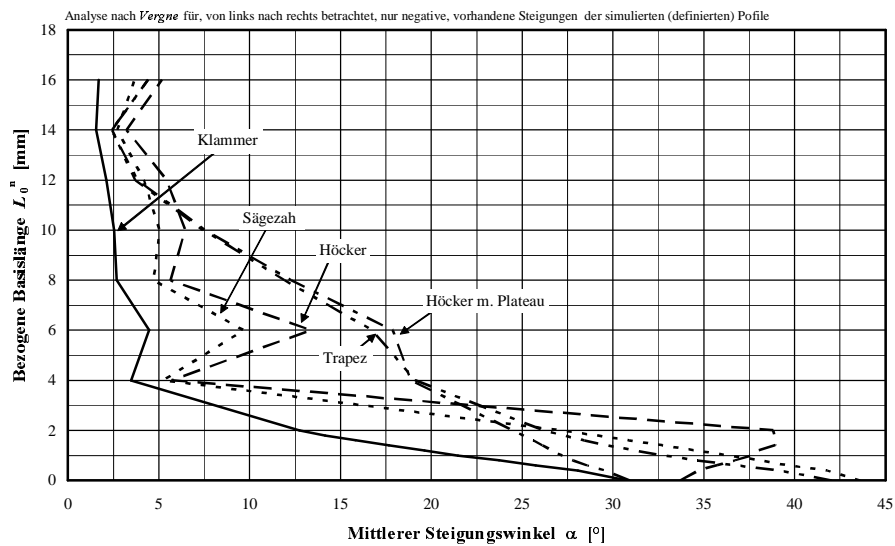


Abbildung A.26: Ergebnis der modifizierten Analyse nach Vergne (Betrachtung der negativen Steigungen bei einer Messschrittweite von 0,02 mm) für definierte Profilgeometrien

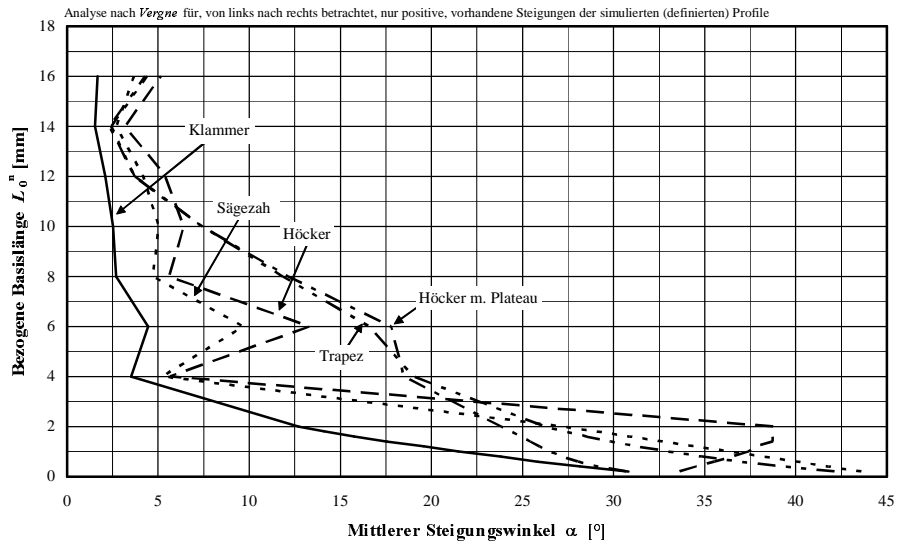


Abbildung A.27: Ergebnis der modifizierten Analyse nach Vergne (Betrachtung der positiven Steigungen bei einer Messschrittweite von 0,02 mm) für definierte Profilgeometrien

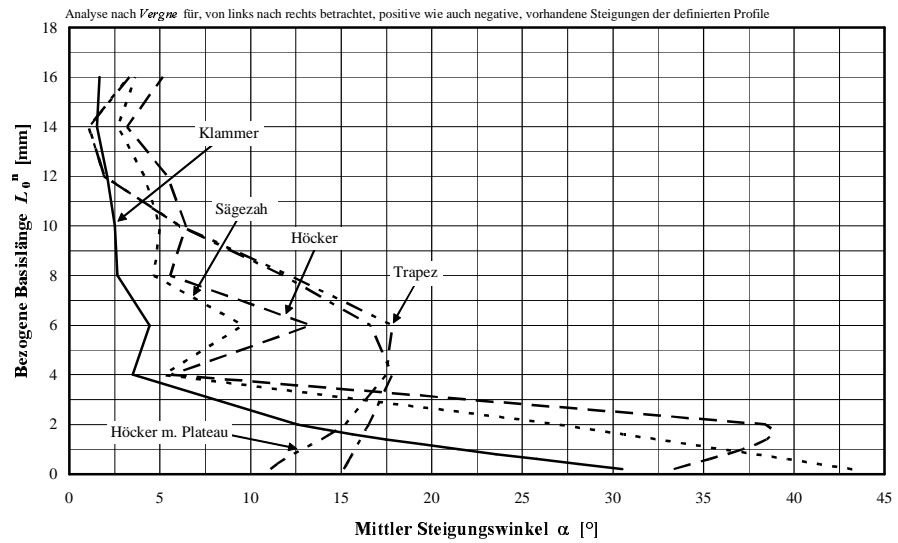


Abbildung A.28: Ergebnis der modifizierten Analyse nach Vergne (Betrachtung bei einer Messschrittweite von 0,02 mm) für definierte Profilgeometrien



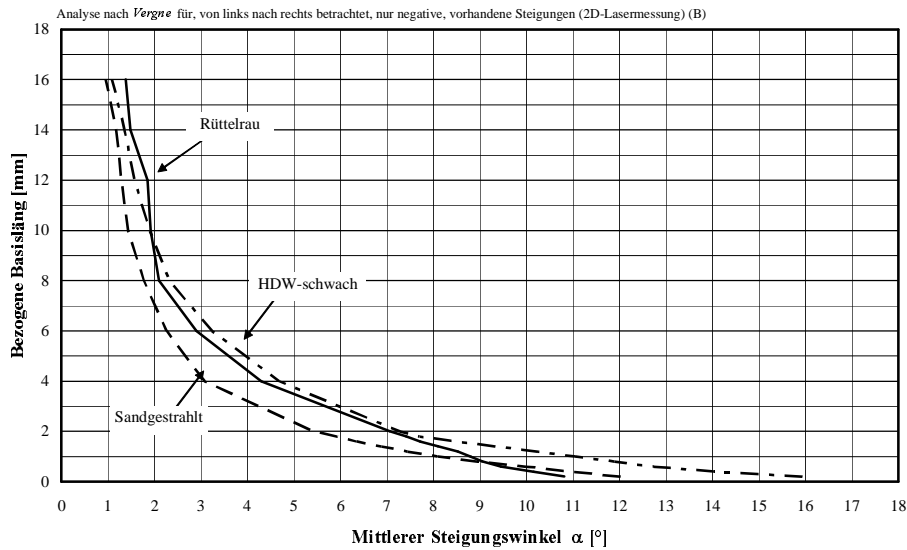


Abbildung A.29: Ergebnis der modifizierten Analyse nach *Vergne* (Betrachtung der negativen Steigungen bei einer Messschrittweite von 0,2 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

### A.3.2 Auswertung der gemessenen Oberflächenrauigkeiten

Die Auswertung nach *Vergne* erfolgte an Messreihen, die mit Hilfe einer 2D-Lasermessung an Referenzkörpern gewonnen wurden. Die gesamte Messstrecke betrug 282 mm bei einer Schrittweite von 0,2 mm. Zudem wurden die Ergebnisse der Tastschnittmessungen untersucht, da größere Rauigkeiten, wie etwa die stark HDW-gestrahlte Oberfläche nicht mit dem 2D-Laser erfasst werden konnten. Die Messschrittweite des Tastschnittgeräts lag bei 2,0 mm auf einer Messlänge von 232 mm.

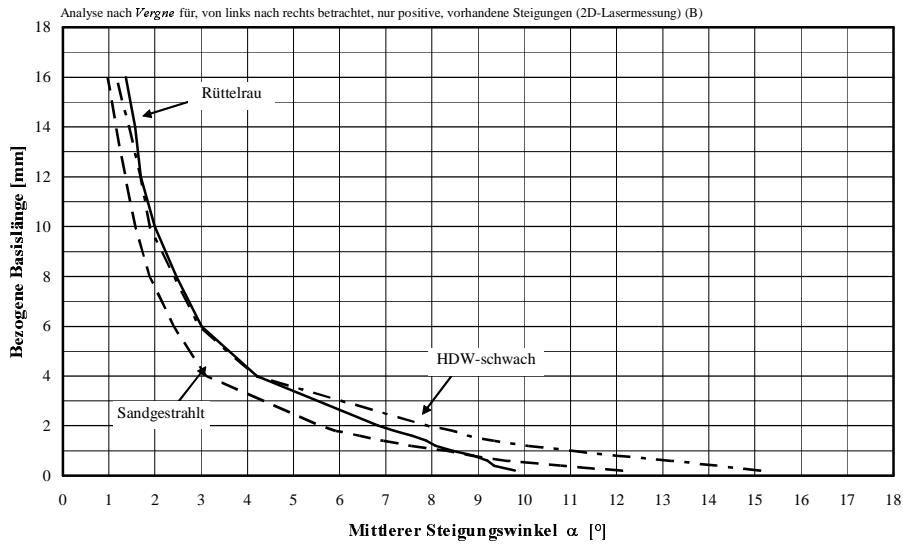


Abbildung A.30: Ergebnis der modifizierten Analyse nach Vergne (Betrachtung der positiven Steigungen bei einer Messschrittweite von 0,2 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

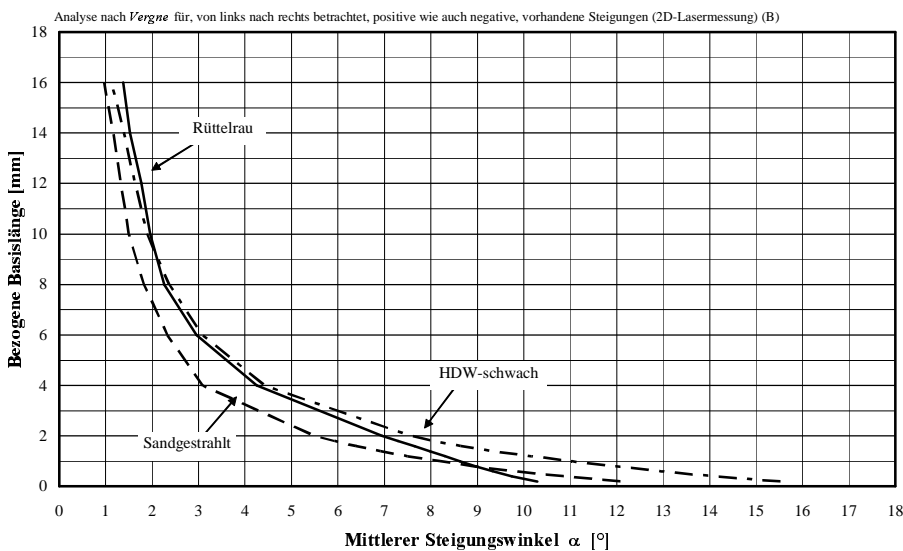


Abbildung A.31: Ergebnis der modifizierten Analyse nach Vergne (Betrachtung der negativen Steigungen bei einer Messschrittweite von 0,2 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

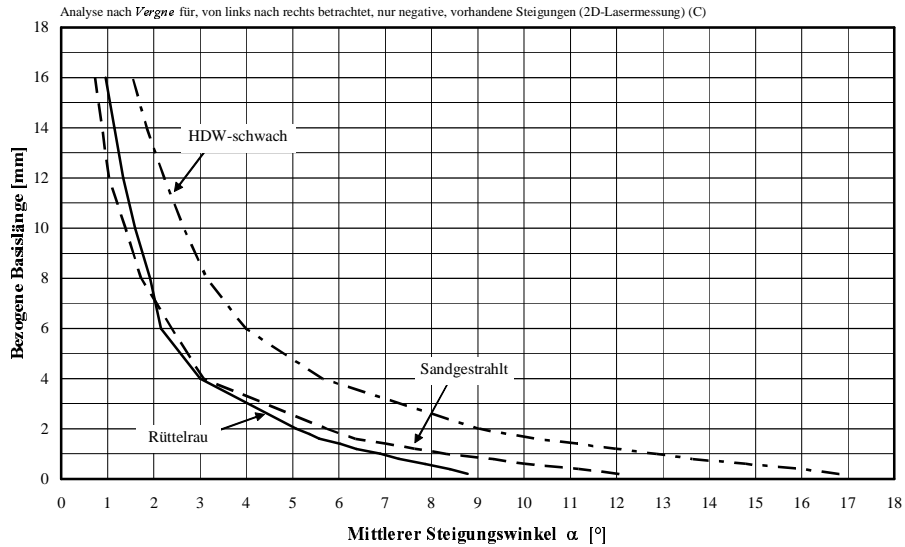


Abbildung A.32: Ergebnis der modifizierten Analyse nach *Vergne* (Betrachtung der negativen Steigungen bei einer Messschrittweite von 0,2 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

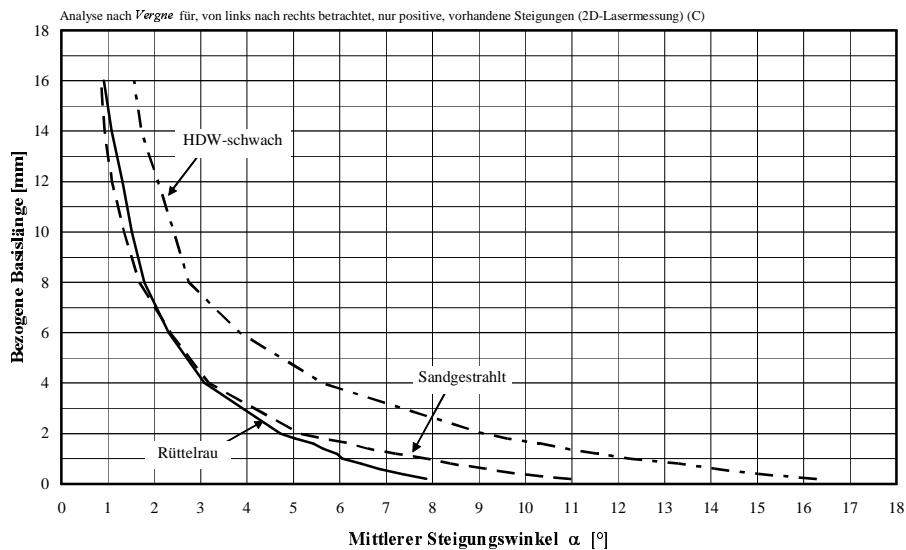


Abbildung A.33: Ergebnis der modifizierten Analyse nach *Vergne* (Betrachtung der positiven Steigungen bei einer Messschrittweite von 0,2 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

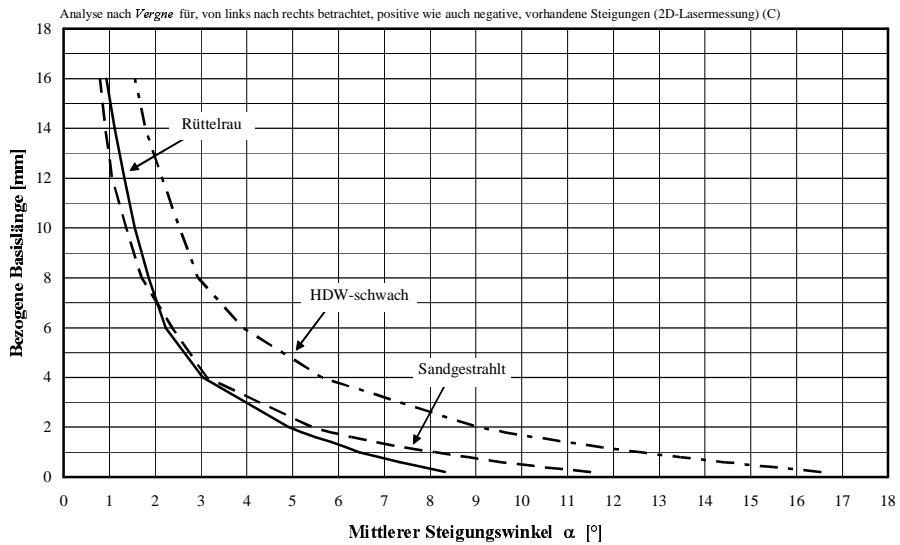


Abbildung A.34: Ergebnis der modifizierten Analyse nach Vergne (Betrachtung der negativen Steigungen bei einer Messschrittweite von 0,2 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

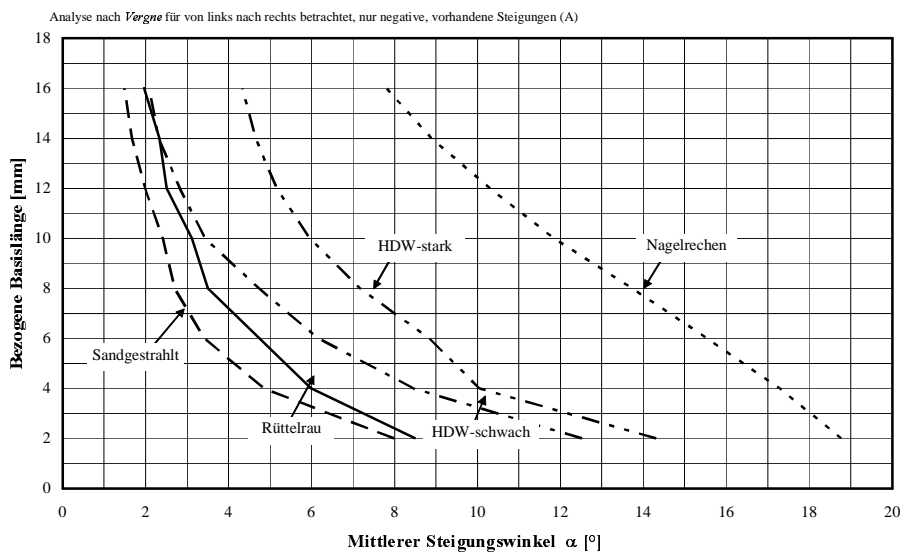


Abbildung A.35: Ergebnis der modifizierten Analyse nach Vergne (Betrachtung der negativen Steigungen bei einer Messschrittweite von 2,0 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

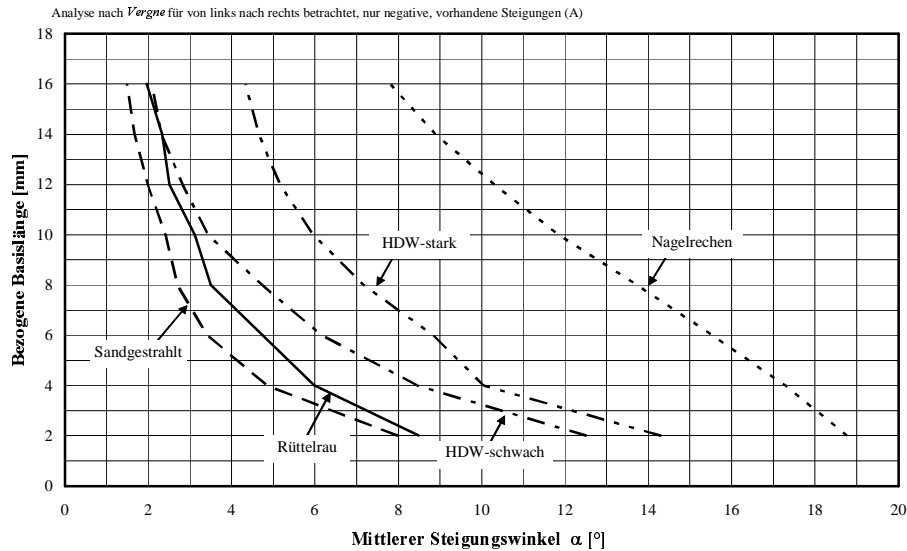


Abbildung A.36: Ergebnis der modifizierten Analyse nach *Vergne* (Betrachtung der positiven Steigungen bei einer Messschrittweite von 2,0 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

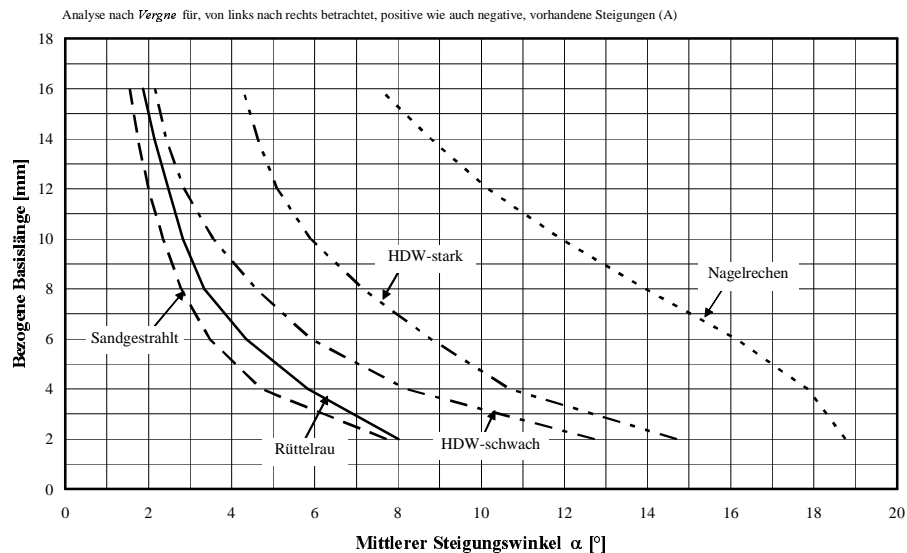


Abbildung A.37: Ergebnis der Analyse nach *Vergne* (Betrachtung bei einer Messschrittweite von 2,0 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

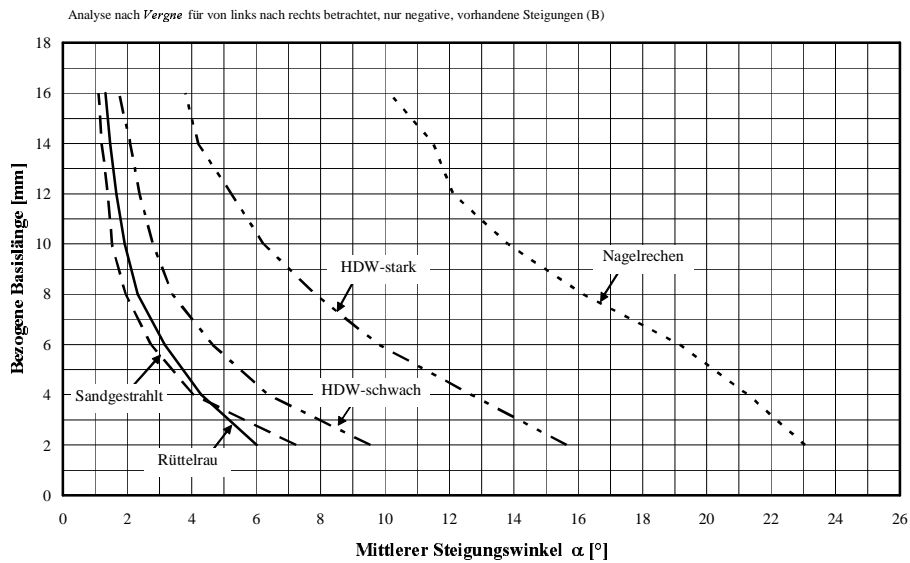


Abbildung A.38: Ergebnis der modifizierten Analyse nach Vergne (Betrachtung der negativen Steigungen bei einer Messschrittweite von 2,0 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

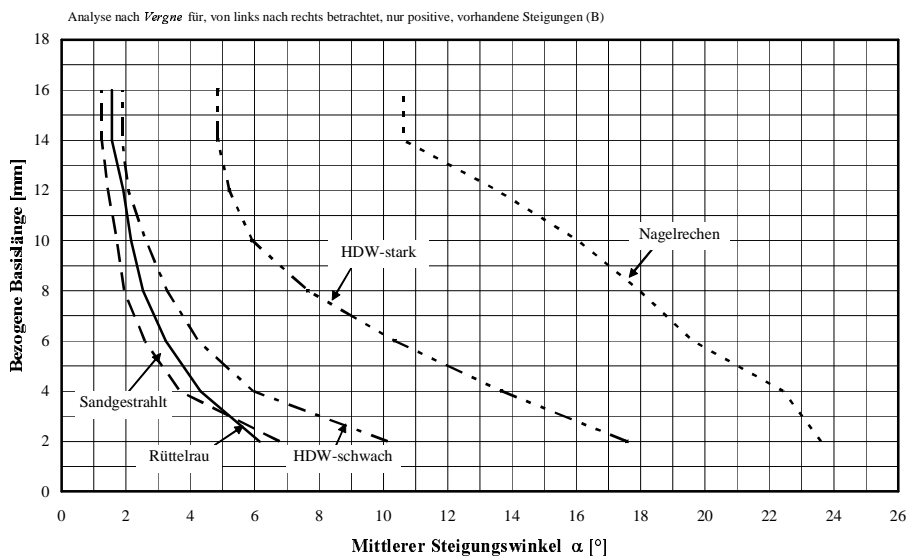


Abbildung A.39: Ergebnis der modifizierten Analyse nach Vergne (Betrachtung der positiven Steigungen bei einer Messschrittweite von 2,0 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

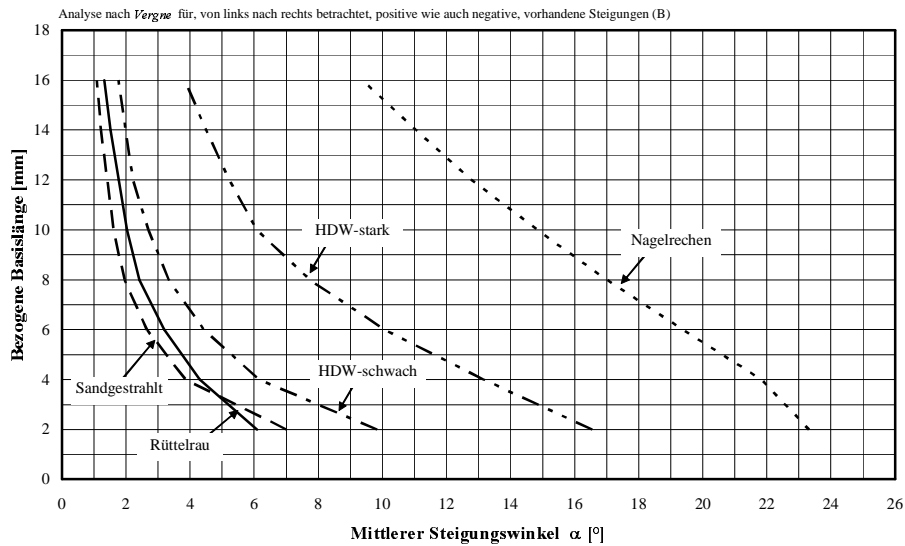


Abbildung A.40: Ergebnis der Analyse nach *Vergne* (Betrachtung bei einer Messschrittweite von 2,0 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

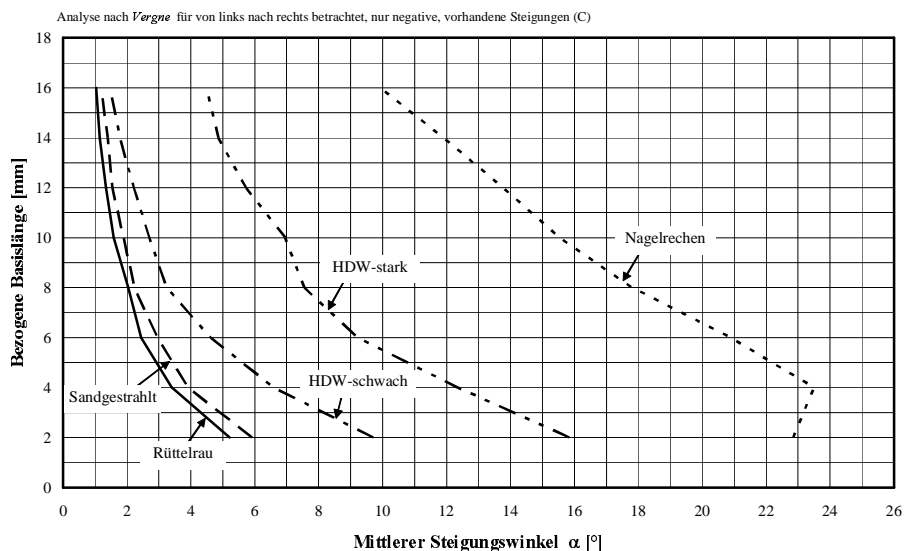


Abbildung A.41: Ergebnis der modifizierten Analyse nach *Vergne* (Betrachtung der negativen Steigungen bei einer Messschrittweite von 2,0 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

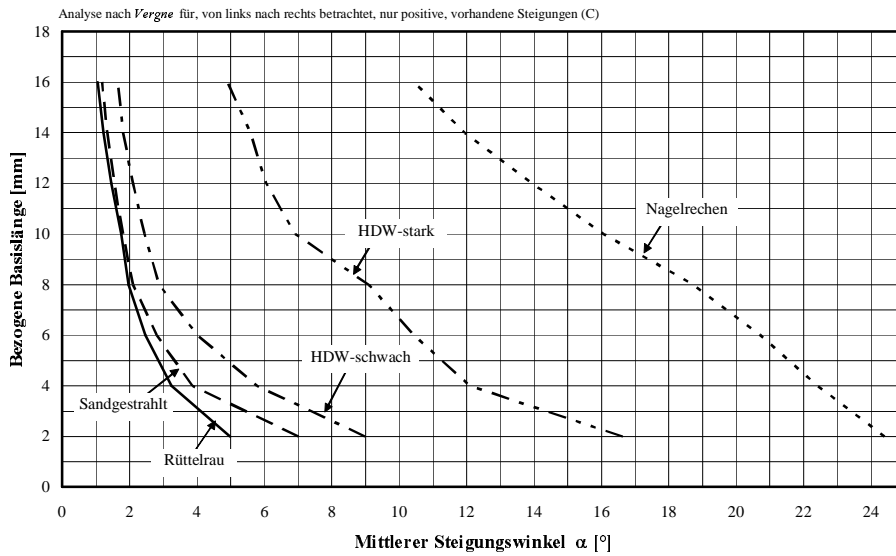


Abbildung A.42: Ergebnis der modifizierten Analyse nach Vergne (Betrachtung der positiven Steigungen bei einer Messschrittweite von 2,0 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )

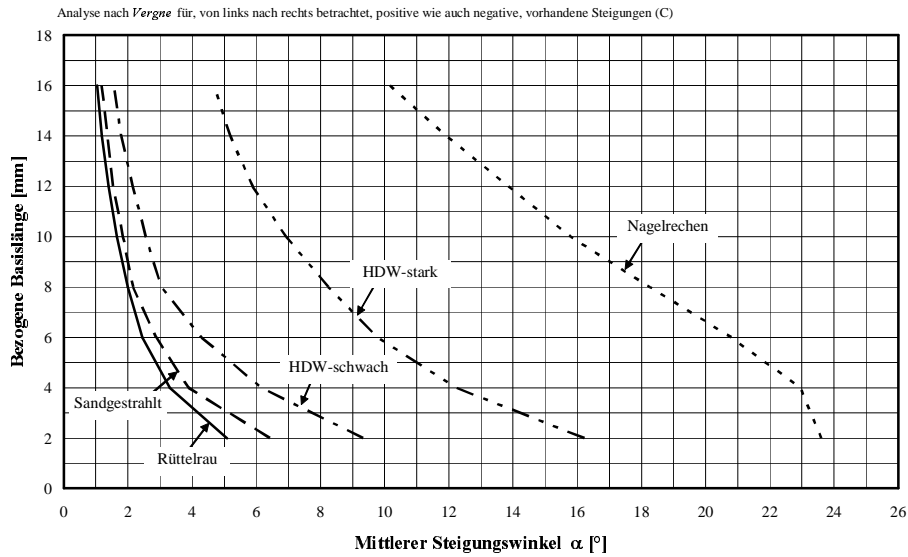


Abbildung A.43: Ergebnis der Analyse nach Vergne (Betrachtung bei einer Messschrittweite von 2,0 mm) für verschiedene Oberflächenrauigkeiten ( $f_{cm} = 61 \text{ N/mm}^2$ )





## Anhang B

### Zu den Versuchsergebnissen

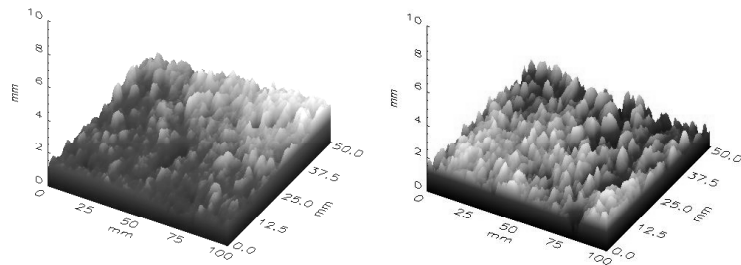


Abbildung B.1: Referenzrauheiten der sandgestrahlten hochfesten Altbetonoberfläche:  $R_t \approx 0,6$  mm (links)  $R_t \approx 0,9$  mm (rechts)

Tabelle B.1: Eigenschaften der verwendeten Zuschläge

<b>Gesteinsgruppe</b>	<b>Kornrohichte [kg/dm<sup>3</sup>]</b>	<b>Druckfestigkeit<sup>1)</sup> [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>Wasseraufnahme<sup>2)</sup> [Massen%]</b>
Kalksplitt	2,65-2,85	80-180	0,2-0,6
Basalat	2,85-3,10	290-440	0,1-0,3
Kies	2,60-2,65	120-200	0,2-0,5

<sup>1)</sup> des trockenen Gesteins nach DIN 52 105 [30]

<sup>2)</sup> nach DIN 52 103 [29]

## B.1 Ergebnisse des Prüfkörpertyps I

Die Ergebnisse der drei unterschiedlichen Laborversuche zur Schubkraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton sind in den nachfolgenden Tabellen dargestellt:

Tabelle B.2: Ergebnisse der Haftverbunduntersuchungen Typ I der Serie 1

Nr.	Betonfestigkeit <sup>1)</sup>		$R_t$ <sup>2)</sup>		Fugennormalspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubbruchspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
	Altbeton [N/mm <sup>2</sup> ]	Neubeton [N/mm <sup>2</sup> ]	gerissen [mm]	ungerissen [mm]		
1	102,0	55,0	0,62	0,61	0,0	1,33
2	102,0	55,0	0,59	0,57	0,0	1,37
3	102,0	55,0	0,88	0,64	0,0	1,45
4	102,0	62,0	0,55	0,56	0,0	0,77
5	102,0	62,0	0,55	0,55	0,0	1,47
6	102,0	62,0	0,56	0,75	0,0	0,60
7	102,0	53,0	0,54	0,55	0,0	0,96
8	102,0	53,0	0,63	0,58	0,0	0,98
9	102,0	53,0	0,55	0,55	0,0	1,19
10	113,0	55,0	0,84	0,91	0,0	1,49
11	113,0	55,0	0,76	0,98	0,0	1,49
12	113,0	55,0	0,97	0,95	0,0	1,46
13	113,0	62,0	0,81	0,85	0,0	1,53
14	113,0	62,0	1,07	1,05	0,0	1,63
15	113,0	62,0	0,86	0,88	0,0	1,09
16	113,0	53,0	1,04	0,95	0,0	1,46
17	113,0	53,0	0,88	0,80	0,0	1,46
18	113,0	53,0	0,80	0,90	0,0	1,99
19	97,0	55,0	0,81	0,75	0,0	1,48
20	97,0	55,0	0,80	0,73	0,0	1,56
21	97,0	55,0	0,83	0,73	0,0	1,06
22	97,0	62,0	0,69	0,70	0,0	0,81
23	97,0	62,0	0,71	0,58	0,0	1,49
24	97,0	62,0	0,74	0,66	0,0	1,57
25	97,0	53,0	0,74	0,81	0,0	1,43
26	97,0	53,0	0,77	0,79	0,0	1,64
27	97,0	53,0	0,74	0,73	0,0	1,15

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

<sup>2)</sup> Rautiefe nach *Kaufmann* jeweils für die gerissene und ungerissene Fuge des Probekörpers

Tabelle B.3: Ergebnisse der Haftverbunduntersuchungen Typ I der Serie 2

Nr.	Betonfestigkeit <sup>1)</sup>		$R_t^2)$		Fugennormal- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubbruch- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]
	Altbeton [N/mm <sup>2</sup> ]	Neubeton [N/mm <sup>2</sup> ]	gerissen [mm]	ungerissen [mm]		
28	125,0	53,0	0,64	0,61	0,0	1,08
29	125,0	53,0	0,67	0,67	0,0	1,37
30	125,0	53,0	0,66	0,65	0,0	0,97
31	125,0	53,0	0,70	0,66	0,0	0,94
32	125,0	53,0	0,63	0,63	0,0	1,33
33	125,0	53,0	0,63	0,65	0,0	1,12
34	125,0	53,0	0,69	0,72	0,0	1,26
35	125,0	53,0	0,61	0,65	0,0	1,44
36	125,0	53,0	0,72	0,68	0,0	1,29
37	125,0	53,0	glatt	glatt	0,0	### <sup>3)</sup>
38	125,0	53,0	0,05	glatt	0,0	0,89
39	125,0	53,0	glatt	glatt	0,0	### <sup>3)</sup>
40	125,0	53,0	0,59	0,64	0,0	1,58
41	125,0	53,0	0,61	0,61	0,0	1,31
42	125,0	53,0	0,65	0,62	0,0	1,66

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

<sup>2)</sup> Rautiefe nach *Kaufmann* jeweils für die gerissene und ungerissene Fuge des Probekörpers

<sup>3)</sup> Versuchskörper durch Erschütterungen beim Einbau in die Prüfmaschine gebrochen

Tabelle B.4: Ergebnisse der Haftverbunduntersuchungen Typ I der Serie 4

Nr.	Betonfestigkeit <sup>1)</sup>		$R_t^2)$		Fugennormal- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubbruch- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]
	Altbeton [N/mm <sup>2</sup> ]	Neubeton [N/mm <sup>2</sup> ]	gerissen [mm]	ungerissen [mm]		
43	53,3	91,8	1,00	0,46	0,0	3,97
44	53,3	91,8	0,46	0,46	0,0	2,92
45	53,3	91,8	0,44	0,51	0,0	3,00
46	53,3	91,8	0,63	0,63	0,0	2,46
47	53,3	91,8	0,64	0,64	0,0	2,91
48	53,3	91,8	0,55	0,54	0,0	3,00
49	53,3	91,8	0,93	1,10	0,0	3,26
50	53,3	91,8	0,82	1,01	0,0	3,51
51	53,3	91,8	0,78	0,83	0,0	2,68

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

<sup>2)</sup> Rautiefe nach *Kaufmann* jeweils für die gerissene und ungerissene Fuge des Probekörpers

<sup>3)</sup> Versuchskörper durch Erschütterungen beim Einbau in die Prüfmaschine gebrochen

## B.2 Ergebnisse des Prüfkörpertyps II

Tabelle B.5: Ergebnisse der Haftverbunduntersuchungen Typ IIa der Serie 1

Nr.	Betonfestigkeit <sup>1)</sup>		$R_t$ <sup>2)</sup> [mm]	Fugennormal- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubbruch- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]
	Altbeton [N/mm <sup>2</sup> ]	Neubeton [N/mm <sup>2</sup> ]			
52	102,0	55,0	0,88	12,37	16,12
53	102,0	55,0	0,75	13,64	17,78
54	102,0	55,0	0,67	15,55	20,26
55	102,0	62,0	0,96	14,98	19,52
56	102,0	62,0	0,81	11,97	15,60
57	102,0	62,0	0,77	13,94	18,17
58	102,0	53,0	0,87	15,31	19,95
59	102,0	53,0	0,80	15,72	20,49
60	102,0	53,0	0,77	15,33	19,98
61	113,0	55,0	0,75	15,56	20,28
62	113,0	55,0	0,88	15,98	20,83
63	113,0	55,0	0,87	15,33	19,98
64	113,0	62,0	0,81	15,16	19,76
65	113,0	62,0	0,96	13,19	17,19
66	113,0	62,0	0,70	15,27	19,91
67	113,0	53,0	0,75	15,86	20,67
68	113,0	53,0	1,05	15,37	20,03
69	113,0	53,0	0,87	14,47	18,86
70	97,0	55,0	0,66	15,87	20,68
71	97,0	55,0	0,81	16,01	20,87
72	97,0	55,0	0,81	15,74	20,51
73	97,0	62,0	0,84	16,29	21,22
74	97,0	62,0	0,79	13,69	17,84
75	97,0	62,0	0,73	16,66	21,71
76	97,0	53,0	0,72	16,04	20,90
77	97,0	53,0	0,75	15,80	20,58
78	97,0	53,0	0,86	14,57	18,98

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

<sup>2)</sup> Rautiefe nach *Kaufmann* jeweils für die gerissene und ungerissene Fuge des Probekörpers

Tabelle B.6: Ergebnisse der Haftverbunduntersuchungen Typ IIa und IIb der Serie 2

Nr.	Betonfestigkeit <sup>1)</sup>		$R_t$ <sup>2)</sup> [mm]	Fugennormal- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubbruch- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]
	Altbeton [N/mm <sup>2</sup> ]	Neubeton [N/mm <sup>2</sup> ]			
79	125,0	53,0	/ <sup>3)</sup>	8,56	11,16
80	125,0	53,0	/ <sup>3)</sup>	15,94	20,78
81	125,0	53,0	/ <sup>3)</sup>	15,45	20,13
83	125,0	53,0	/ <sup>3)</sup>	### <sup>4)</sup>	### <sup>4)</sup>
84	125,0	53,0	/ <sup>3)</sup>	### <sup>4)</sup>	### <sup>4)</sup>
85	125,0	53,0	0,75	15,75	20,52
86	125,0	53,0	0,67	14,46	18,85
87	125,0	53,0	0,65	19,53	25,46

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

<sup>2)</sup> Rautiefe nach *Kaufmann* jeweils für die gerissene und ungerissene Fuge des Probekörpers

<sup>3)</sup> Oberflächen wurden nicht aufgeraut, bzw. geringe Rauheit für Sandflächenmessung

<sup>4)</sup> Keine Messwerte vorhanden

### B.3 Ergebnisse des Prüfkörpertyps III

Tabelle B.7: Ergebnisse der Haftverbunduntersuchungen Typ III der Serie 3

Nr.	Betonfestigkeit <sup>1)</sup>		$R_t$ <sup>2)</sup> [mm]	Fugennormal- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubbruch- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]
	Altbeton [N/mm <sup>2</sup> ]	Neubeton [N/mm <sup>2</sup> ]			
88	114,3	53,3	0,63	3,5	6,47
89	114,3	53,3	0,63	3,5	6,70
90	114,3	53,3	0,63	3,5	6,65
91	114,3	53,3	0,63	###	### <sup>3)</sup>
92	114,3	53,3	0,63	6,0	10,05
93	114,3	53,3	0,63	6,0	10,31
94	114,3	53,3	0,87	3,5	7,29
95	114,3	53,3	0,86	3,5	7,27
96	114,3	53,3	0,90	3,5	7,55
97	114,3	53,3	0,87	6,0	10,45
98	114,3	53,3	0,72	3,5	7,25
99	114,3	53,3	0,86	3,5	3,06
100	114,3	53,3	0,05	6,0	4,72
101	114,3	116,0	0,02	3,5	11,75
102	114,3	116,0	0,05	3,5	### <sup>3)</sup>
103	114,3	116,0	0,02	6,0	### <sup>3)</sup>
104	55,2	53,3	0,64	3,5	6,70
105	55,2	53,3	0,65	3,5	7,05
106	55,2	53,3	0,64	6,0	9,35
107	55,2	116,0	0,70	3,5	10,46
108	55,2	116,0	0,63	6,0	14,15
109	55,2	116,0	0,67	6,0	15,93

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

<sup>2)</sup> Rautiefe nach *Kaufmann* jeweils für die gerissene und ungerissene Fuge des Probekörpers

<sup>3)</sup> Nur unvollständige Messdaten vorhanden

### B.4 Spannungs-Verformungsverläufe des Prüfkörpertyps III

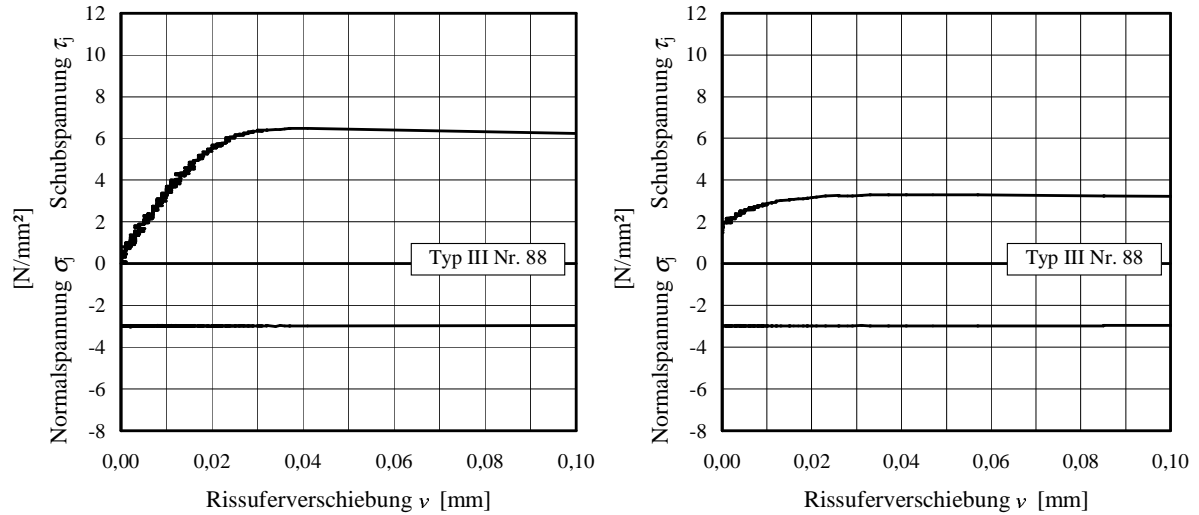


Abbildung B.2: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 88: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

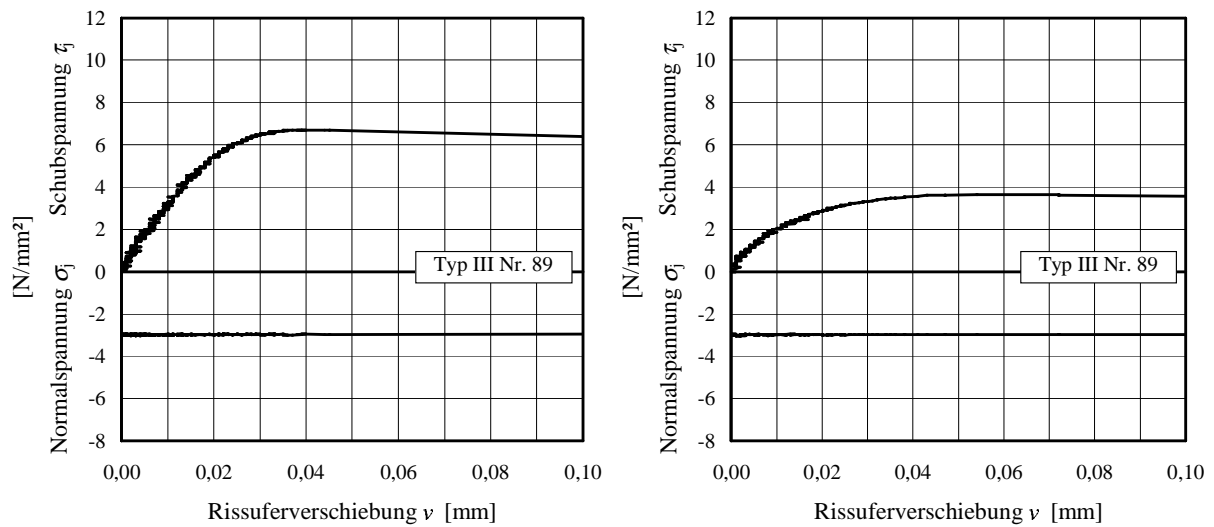


Abbildung B.3: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 89: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)



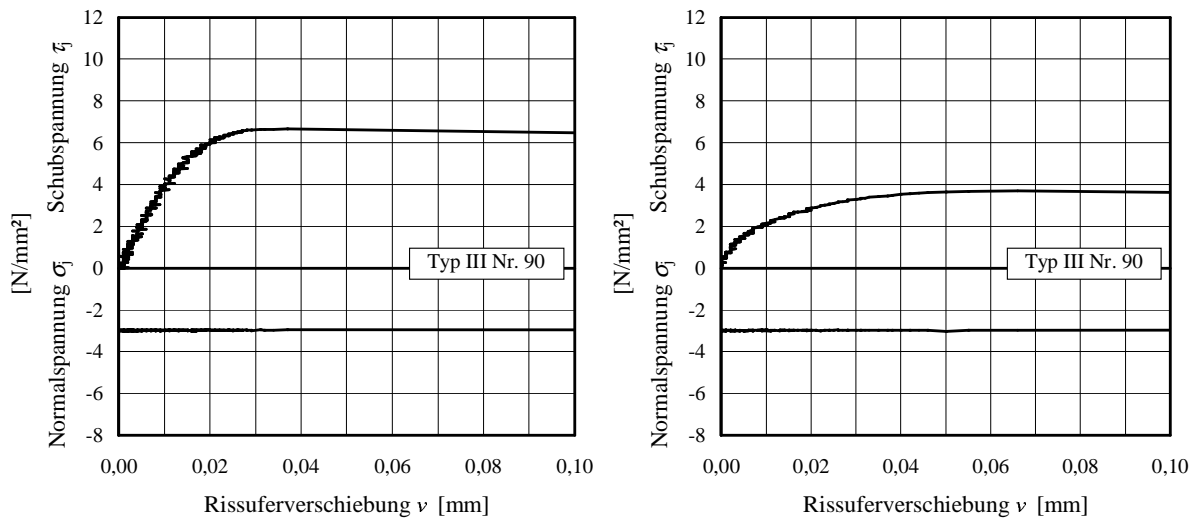


Abbildung B.4: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 90: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

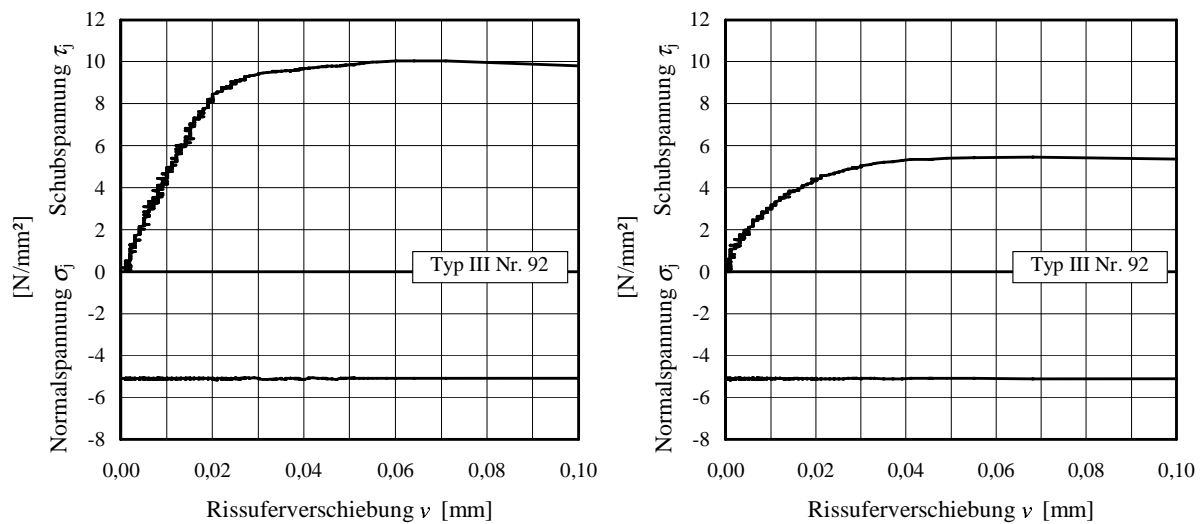


Abbildung B.5: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 92: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

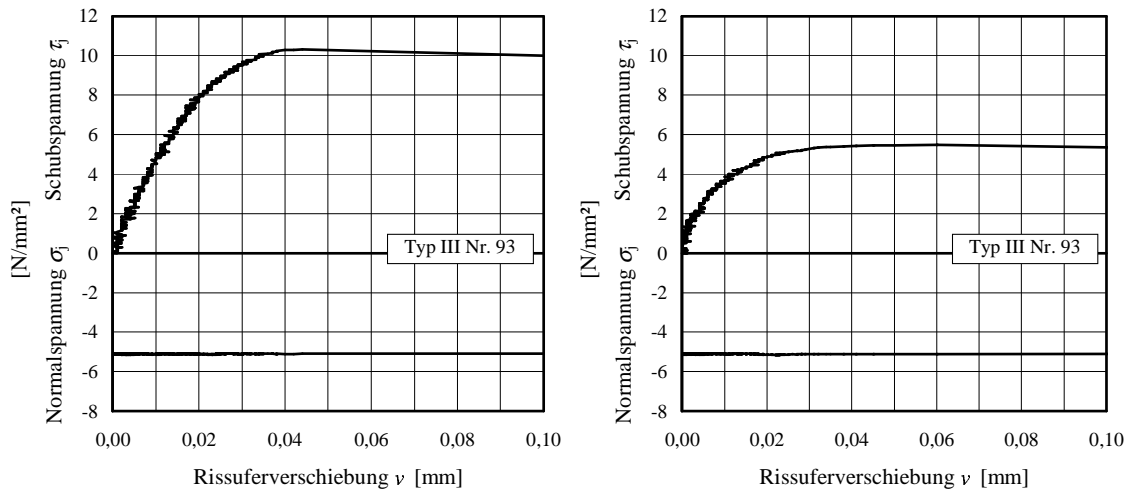


Abbildung B.6: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 93: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

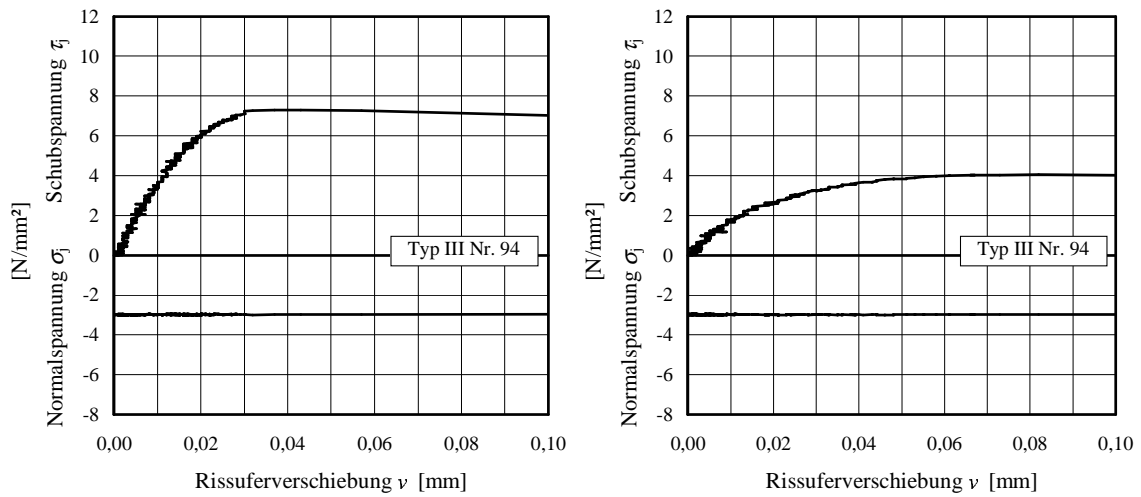


Abbildung B.7: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 94: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

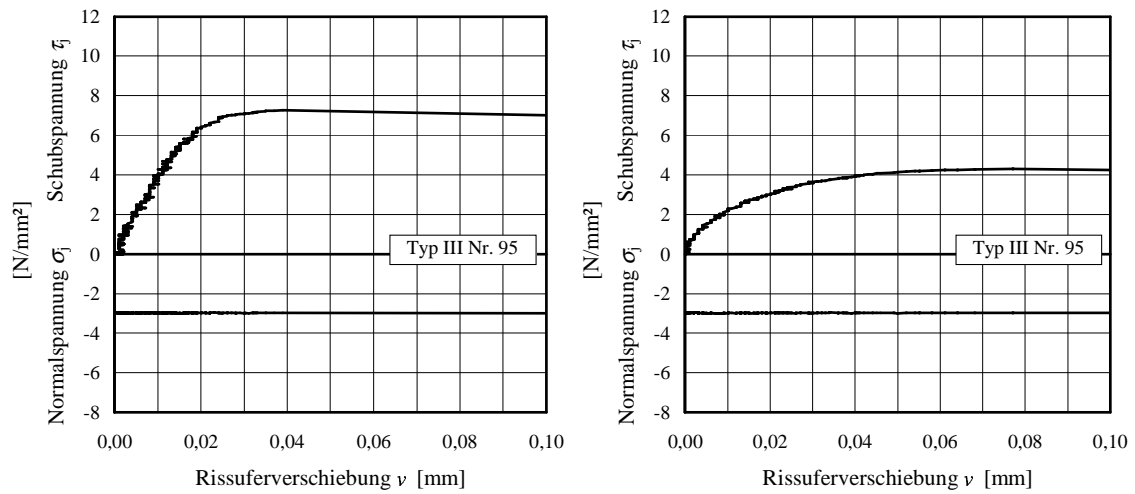


Abbildung B.8: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 95: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

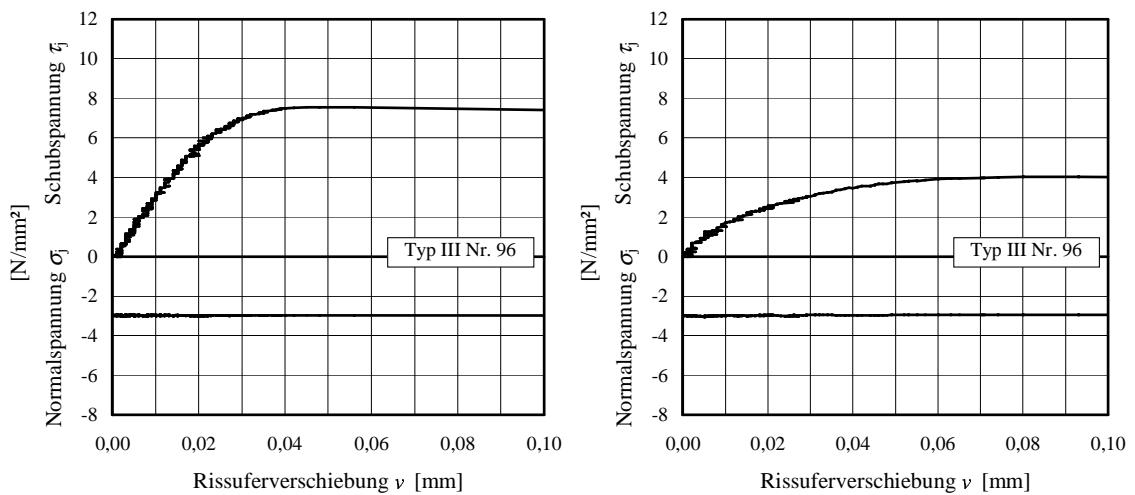


Abbildung B.9: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 96: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

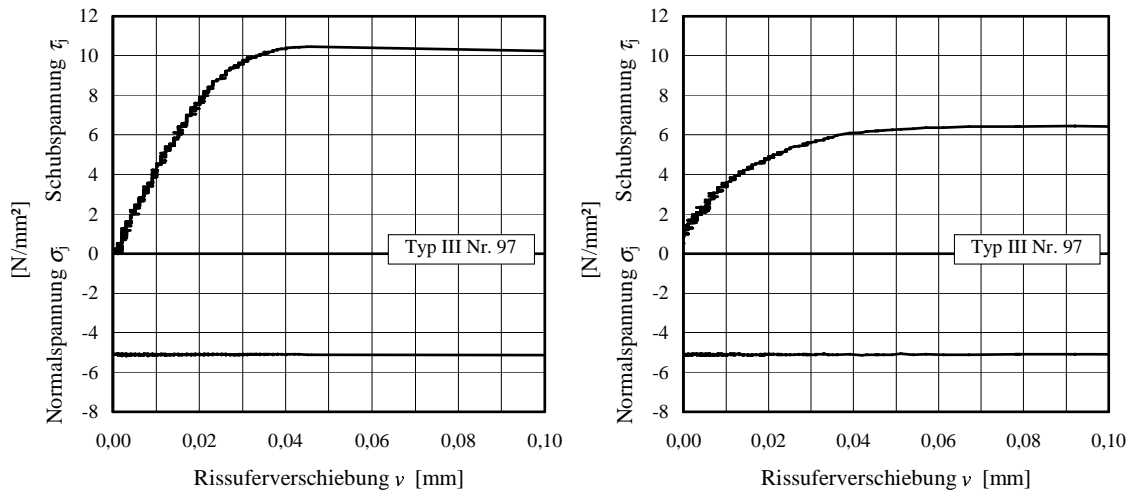


Abbildung B.10: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 97: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

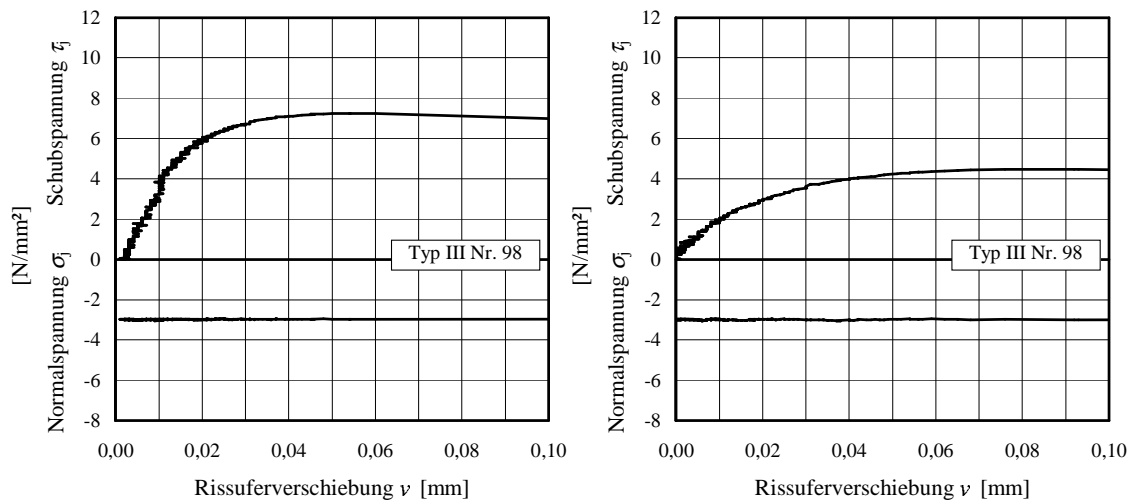


Abbildung B.11: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 98: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

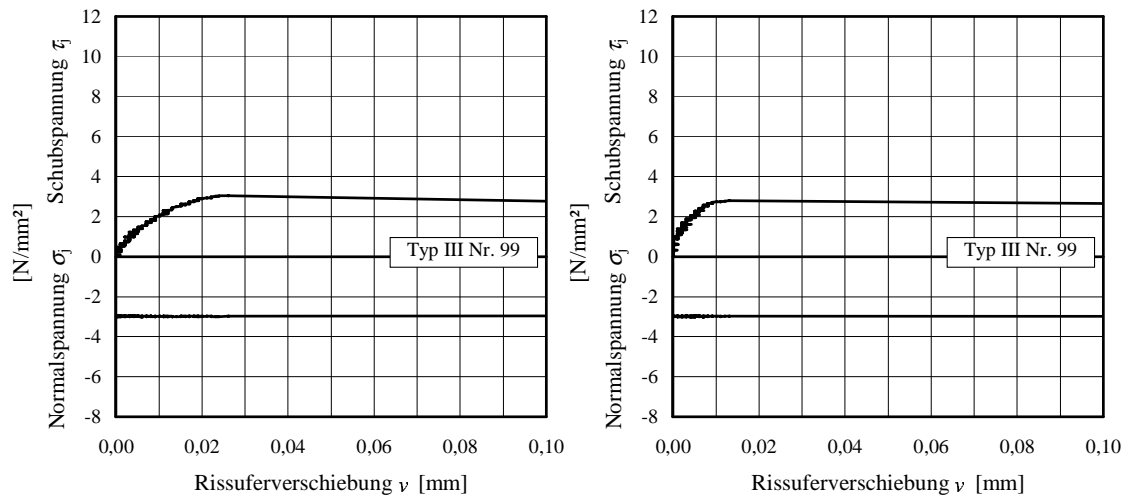


Abbildung B.12: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 99: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

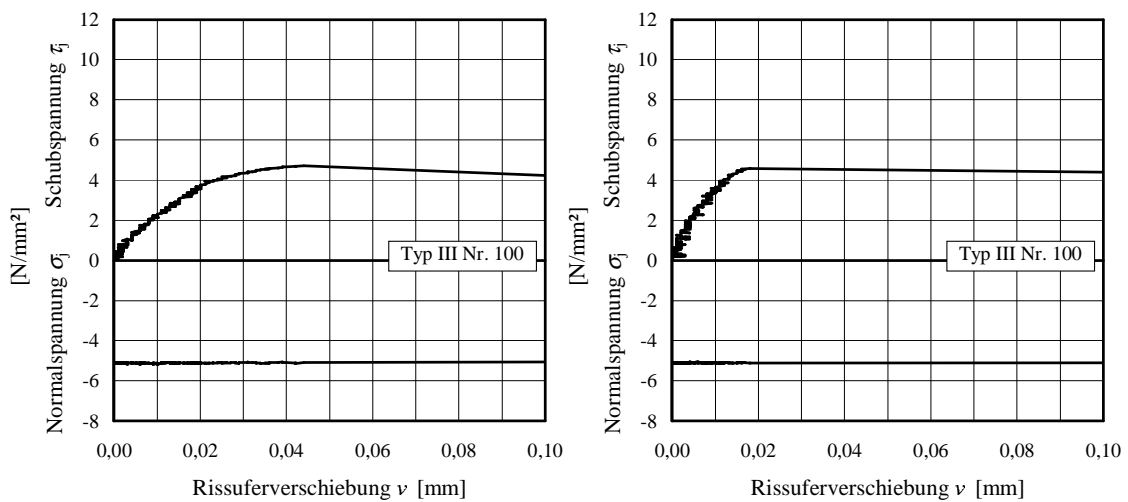


Abbildung B.13: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 100: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

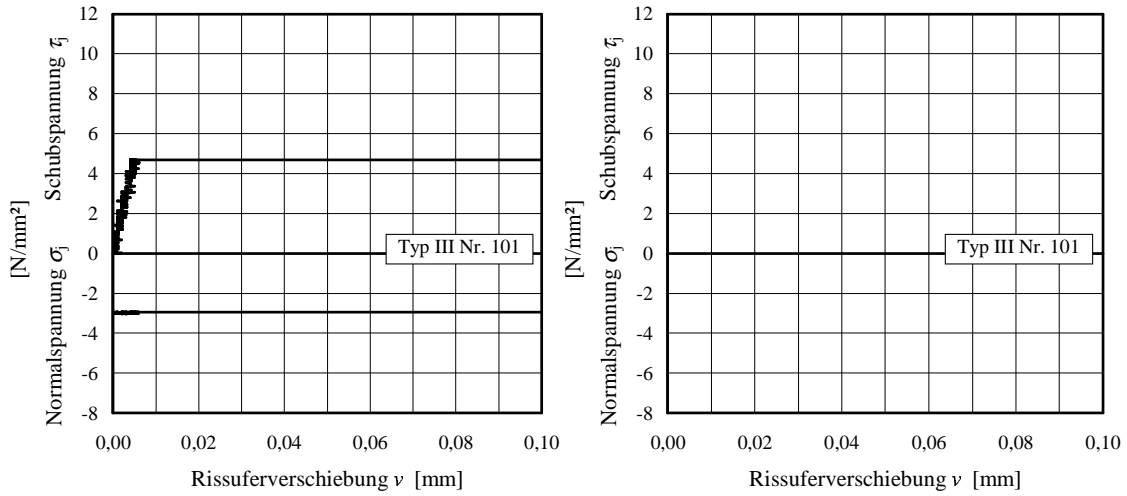


Abbildung B.14: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 101: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

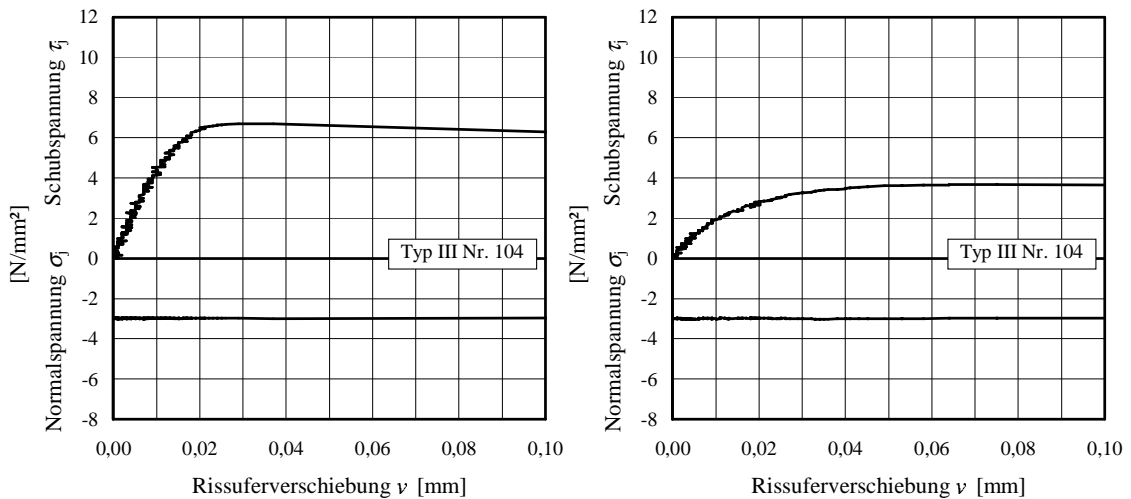


Abbildung B.15: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 104: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

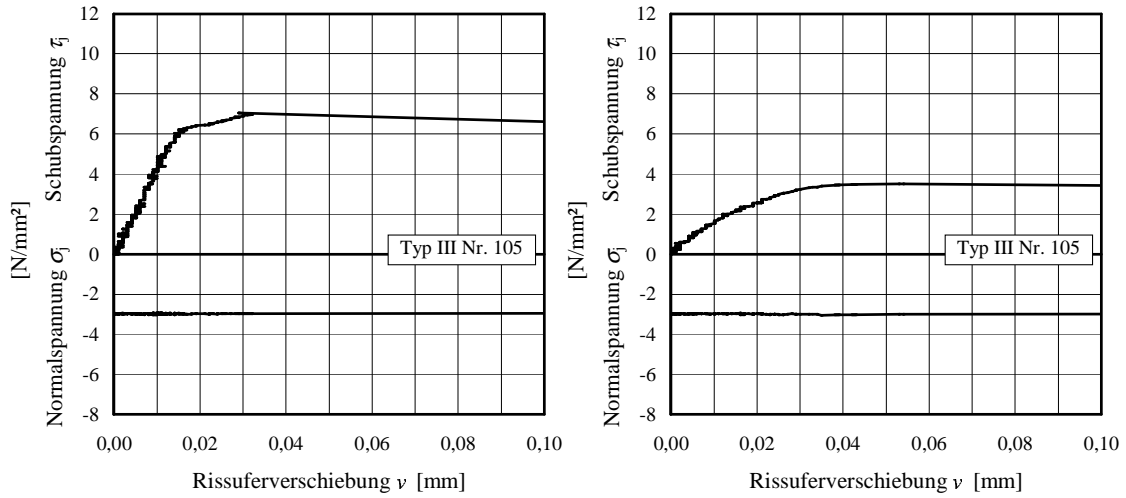


Abbildung B.16: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 105: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

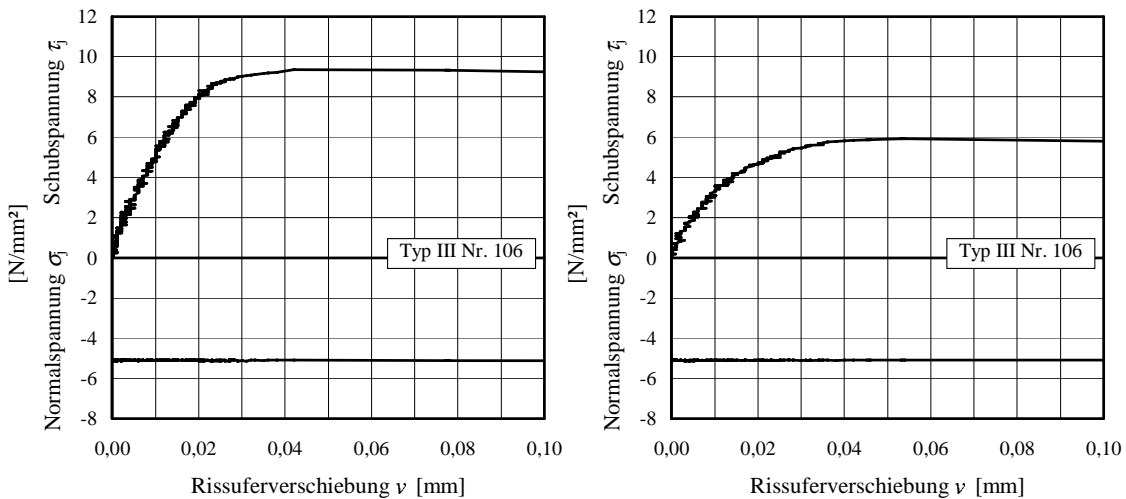


Abbildung B.17: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 106: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

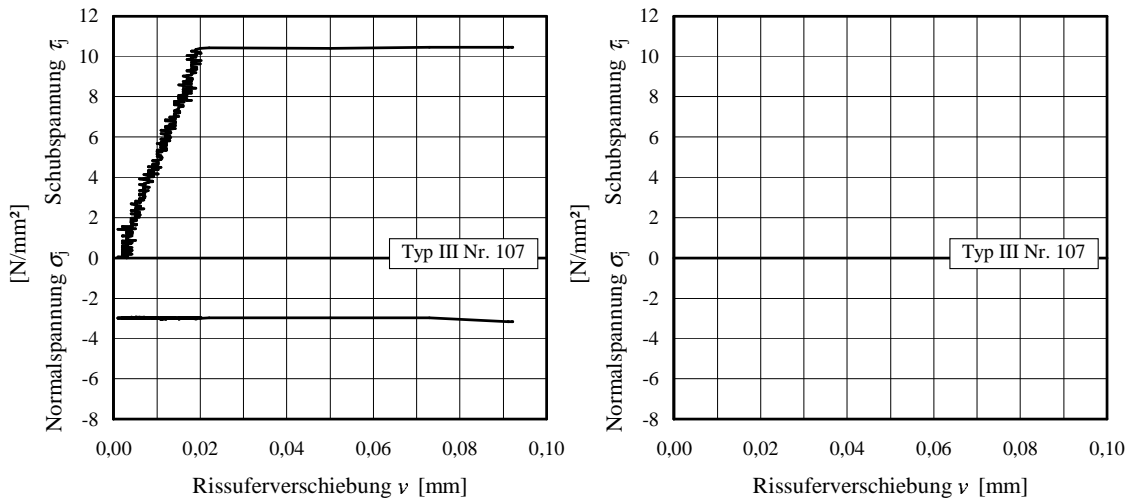


Abbildung B.18: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 107: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)

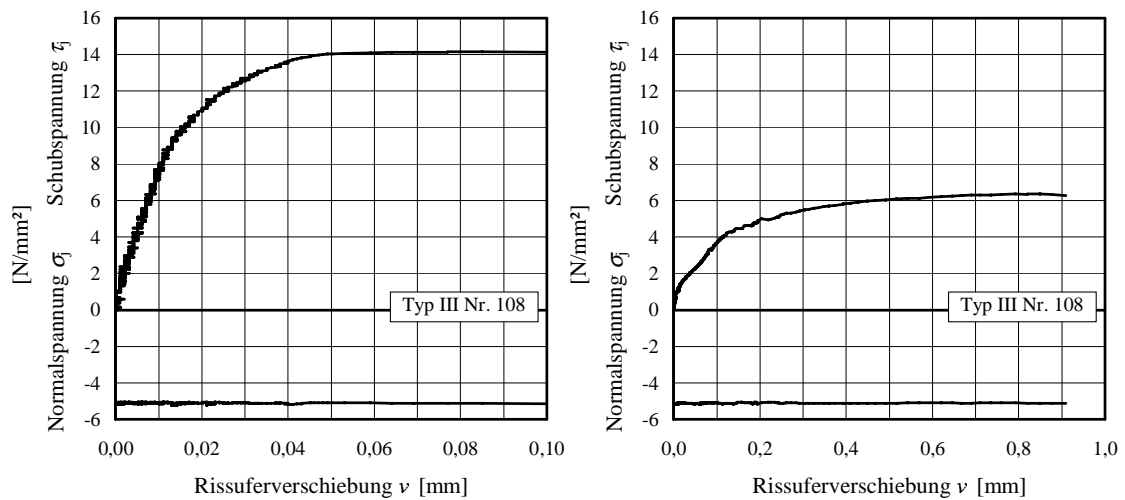


Abbildung B.19: Spannungs-Verformungsverlauf des Prüfkörpers Nr. 108: Erstbelastung - Haftverbund und Rissverzahnung (links) Zweitbelastung - reine Rissverzahnung (rechts)



## B.5 Versuchsergebnisse vorangegangener Forschungsarbeiten

Tabelle B.8: Ergebnisse der Untersuchungen analog Typ I nach *Daschner* [19, 20]

Oberflächen- vorbehandlung	Betonfestigkeit <sup>1)</sup>		$R_t$ <sup>2)</sup> [mm]	Schubbruch- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]
	Altbeton [N/mm <sup>2</sup> ]	Neubeton [N/mm <sup>2</sup> ]		
glatt	24,5	13,6	0,1	1,04
	24,5	13,6	0,1	1,11
	23,6	16,1	0,1	1,29
	23,6	16,1	0,1	0,68
	23,6	16,1	0,1	0,86
	36,5	17,5	0,1	0,83
	37,2	18,0	0,1	1,17
	40,8	20,0	0,1	0,63
	40,8	20,0	0,1	0,33
Rauscheibe	24,4	14,8	0,8	0,88
	24,4	14,8	0,8	0,68
	24,4	14,8	1,0	1,43
	24,4	14,8	1,0	1,08
	23,6	16,1	1,0	0,83
	23,6	16,1	1,0	1,34
	23,6	16,1	1,0	1,41
Nagelrechen	29,4	18,2	4,5	1,94
	29,4	18,2	4,5	1,82
	29,6	18,4	4,5	1,33
Rechteck profiliert	34,2	16,0	4,9	1,50
	34,2	17,0	4,9	1,43
	34,2	17,8	4,9	1,57
Sägezahn profiliert	29,5	16,7	3,5	1,84
	29,5	16,7	3,5	1,80
	29,5	16,7	3,5	1,71
	54,0	33,4	3,5	1,97
	54,0	33,9	3,5	1,87
	54,0	33,4	3,5	2,06

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

<sup>2)</sup> Rautiefe nach Auswertung von Tastschnittprofilen abgeschätzt

Tabelle B.9: Ergebnisse der Untersuchungen analog Typ II nach *Daschner* [19, 20]

Oberflächen- vorbehandlung	Betonfestigkeit <sup>1)</sup>		Fugen- neigung [°]	Fugennormal- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubbruch- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]
	Altbeton [N/mm <sup>2</sup> ]	Neubeton [N/mm <sup>2</sup> ]			
glatt	33,8	20,0	0,0	16,1	0,0
	33,6	20,5	0,0	15,2	0,0
	33,4	20,0	23,8	13,0	5,8
	33,6	20,5	23,8	12,4	5,5
	33,4	20,0	40,4	7,1	6,0
	33,6	20,5	40,4	8,2	7,0
	31,0	20,4	47,7	2,7	2,9
	31,0	20,4	47,7	2,5	2,8
	31,0	19,7	49,0	2,0	2,2
	31,0	19,7	49,0	2,1	2,4
	33,4	20,0	53,3	2,0	2,7
	33,6	20,5	53,1	2,5	3,3
	33,4	20,0	56,8	1,6	2,4
	34,2	20,8	56,8	1,4	2,2
	33,4	20,0	60,0	1,2	2,0
	33,6	20,5	60,0	1,2	2,1
	31,0	20,4	67,0	0,8	1,8
	31,0	20,4	67,0	0,9	2,0
sandgestrahlt	33,8	20,2	0,0	16,5	0,0
	33,6	20,5	0,0	16,2	0,0
	33,8	20,2	23,9	13,3	5,9
	33,6	20,5	23,9	13,5	5,9
	33,4	20,0	40,4	8,8	7,5
	33,6	20,5	40,4	9,2	7,8
	31,0	20,4	50,2	4,3	5,2
	31,0	20,4	50,2	3,9	4,6
	33,4	20,0	53,4	4,4	5,9
	33,6	20,5	53,0	5,2	7,0
	31,0	20,4	52,4	3,3	4,3
	31,0	19,7	52,4	3,3	4,3
	31,0	19,7	56,2	2,2	3,3
	31,0	19,7	56,5	2,6	4,0
	33,4	20,0	58,9	2,8	4,7
	34,2	20,8	58,4	4,1	6,6
	33,4	20,0	63,8	1,8	3,6
	33,6	20,5	63,8	2,3	4,6

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

Tabelle B.10: Ergebnisse der Untersuchungen analog Typ II nach *Daschner* [19,20] (Fortsetzung)

Oberflächen- vorbehandlung	Betonfestigkeit <sup>1)</sup>		Fugen- neigung [°]	Fugennormal- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubbruch- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]
	Altbeton [N/mm <sup>2</sup> ]	Neubeton [N/mm <sup>2</sup> ]			
Sägezahn profiliert	54,0	31,0	67,0	3,7	8,7
	54,0	31,8	67,0	3,7	8,7
	54,0	31,8	62,2	5,7	10,7
	54,0	31,8	62,2	5,9	11,1
	54,0	31,0	60,3	6,9	12,0
	54,0	31,0	60,3	6,7	11,7
	54,0	31,0	59,2	7,1	11,9
	54,0	31,0	59,2	7,1	11,8
	54,0	31,8	58,5	8,0	13,0
	54,0	31,8	58,5	7,5	12,3
	54,0	39,2	67,0	3,8	9,0
	54,0	39,2	67,0	4,1	9,7
	54,0	39,2	62,2	6,5	12,4
	54,0	39,2	62,2	6,6	12,6
	54,0	39,2	60,3	7,5	13,1
	54,0	39,2	60,3	7,7	13,5
	55,8	39,8	59,2	8,3	13,9
	55,8	39,8	59,2	7,8	13,1
	55,8	39,8	58,5	8,8	14,3
	55,8	39,8	58,5	8,9	14,4

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

Tabelle B.11: Ergebnisse der Untersuchungen analog Typ II nach Mainz [56]

Oberflächen- vorbehandlung	Betonfestigkeit <sup>1)</sup>		$R_t^2)$ [mm]	Fugen- neigung [°]	Bruchlast [kN]	Schubbruch- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]
	Altbeton [N/mm <sup>2</sup> ]	Neubeton [N/mm <sup>2</sup> ]				
geschliffen	43,0	37,8	0,38	26,5	785	13,93
	43,0	37,8	0,31	35,0	773	16,14
	43,0	43,0	0,51	35,0	925	19,32
	32,7	34,9	0,57	45,0	442	9,82
	32,7	34,9	0,60	45,0	538	11,96
	46,0	37,2	0,57	45,0	468	10,40
	46,0	37,2	0,56	45,0	861	19,13
	43,0	43,0	0,57	45,0	718	15,96
	46,0	37,2	0,59	52,5	329	7,06
Nadelhammer	40,5	38,1	0,63	35,0	892	18,63
	43,9	40,6	0,67	35,0	920	19,21
	32,7	34,9	0,93	45,0	652	14,49
	43,0	37,8	0,71	45,0	758	16,84
	46,0	37,2	0,73	45,0	767	17,04
	32,7	34,9	0,88	52,5	624	13,39
	43,0	37,8	0,53	52,5	528	11,33
	46,0	37,2	0,82	52,5	527	11,31
Stockhammer	40,5	38,1	0,77	35,0	919	19,19
	46,0	37,2	1,02	35,0	775	16,18
	40,5	38,1	0,93	45,0	697	15,49
	40,5	38,1	0,77	45,0	740	16,44
	32,7	34,9	1,34	52,5	497	10,67
	32,1	36,8	1,34	60,3	524	10,02
HDW-gestrahlt	40,5	38,1	0,70	26,5	854	15,16
	43,0	37,8	0,80	35,0	835	17,44
	32,1	36,8	0,80	45,0	744	16,53
	46,0	37,2	0,60	45,0	863	19,18
	32,1	36,8	0,80	45,0	731	16,24
	32,1	36,8	0,60	45,0	683	15,18
	52,7	49,1	0,50	45,0	624	13,87
	52,7	49,1	0,50	45,0	827	18,38
	32,1	36,8	0,40	52,5	457	9,81
	32,1	36,8	0,60	52,5	660	14,17
	32,7	34,9	0,50	52,5	531	11,40
	52,7	49,1	0,90	52,5	849	18,22
	52,7	49,1	0,60	52,5	525	11,27
	32,1	36,8	0,70	60,3	507	9,70
52,7	49,1	0,50	60,3	676	12,93	

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)

<sup>2)</sup> Rautiefe nach Kaufmann jeweils für die gerissene und ungerissene Fuge des Probekörpers

Tabelle B.12: Ergebnisse der Untersuchungen analog Typ II nach Mainz [56] (Fortsetzung)

Oberflächen- vorbehandlung	Betonfestigkeit <sup>1)</sup>		$R_t^{2)}$ [mm]	Fugen- neigung [°]	Bruchlast [kN]	Schubbruch- spannung [N/mm <sup>2</sup> ]
	Altbeton [N/mm <sup>2</sup> ]	Neubeton [N/mm <sup>2</sup> ]				
HDW-gestrahlt	43,0	37,8	1,50	45,0	913	20,29
	46,0	37,2	1,10	52,5	864	18,55
	43,0	37,8	1,60	60,3	835	15,97
	40,5	38,1	1,50	52,5	806	17,30
	46,0	37,2	1,00	60,3	830	15,88
	32,7	34,9	1,50	60,3	651	12,45
	43,0	37,8	1,50	60,3	667	12,76
	43,0	37,8	1,60	60,3	589	11,27
	52,7	49,1	1,20	60,3	730	13,96
	32,7	34,9	1,70	70,0	640	9,14
	32,1	36,8	1,60	70,0	720	10,28
	32,1	36,8	1,10	70,0	685	9,78
	32,1	36,8	1,30	70,0	679	9,70
	43,0	37,8	2,20	45,0	820	18,22
	43,0	37,8	1,90	52,5	910	19,53
	32,1	36,8	2,10	52,5	715	15,35
	43,0	37,8	2,40	52,5	827	17,75
	52,7	49,1	2,80	52,5	1105	23,72
	32,7	34,9	2,00	60,3	673	12,87
	46,0	37,2	2,60	60,3	857	16,39
	44,2	37,2	2,00	70,0	596	8,51
	46,9	40,6	2,40	70,0	598	8,54
	40,5	38,1	3,40	45,0	806	17,91
	40,5	38,1	4,30	52,5	921	19,77
	46,0	37,2	5,20	52,5	914	19,62
	40,5	38,1	3,20	52,5	775	16,64
	52,7	49,1	4,60	52,5	1128	24,21
	40,5	38,1	3,80	60,3	623	11,92
	52,7	49,1	3,20	60,3	928	17,75
	52,7	49,1	4,90	60,3	1028	19,66
	44,2	37,2	4,20	70,0	742	10,60
	46,9	40,6	4,60	70,0	720	10,28
40,5	38,1	3,30	60,3	887	16,97	
40,5	38,1	3,00	60,3	877	16,77	

<sup>1)</sup> Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  nach 28 Tagen (Kantenlänge 20cm)<sup>2)</sup> Rautiefe nach *Kaufmann* jeweils für die gerissene und ungerissene Fuge des Probekörpers