

Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung  
der Technischen Universität München

## **Technologie sandreicher Betone**

Annette Spengler

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

Doktor – Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. D. Heinz

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E.h. P. Schießl

2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. M. Schmidt,  
Universität Kassel

Die Dissertation wurde am 22.6.2005 bei der Technischen Universität München eingereicht  
und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 23.1.2006 angenommen.



## KURZZUSAMMENFASSUNG:

Aus ökologischen und ökonomischen Gründen ist in Gebieten mit Überschusssanden ein vermehrter Einsatz von sandreichen Betonen erwünscht. Gegenwärtig wird sandreicher Beton aber nur vereinzelt verwendet, da eine praxisgerechte Rezeptentwicklung nicht festgelegt und darüber hinaus wichtige betontechnische Kenndaten noch nicht ausreichend untersucht wurden.

Die Untersuchungen dieser Arbeit zeigten, dass zwei Bedingungen erfüllt sein müssen, um einen homogenen, sandreichen Beton in fließfähiger Konsistenz in der Festigkeitsklasse eines C25/30 herzustellen. Zum einen ist das Bindemittelleimvolumen so festzulegen, dass alle Hohlräume zwischen den einzelnen Gesteinskörnern gefüllt sind und zusätzlich eine ausreichend dicke Leimschicht jedes einzelne Gesteinspartikel umhüllt. Zum anderen muss der Bindemittelleim selbst eine optimierte Konsistenz aufweisen. Für beide Bedingungen werden in der Arbeit praxisgerechte Lösungswege erarbeitet, so dass sandreicher Beton, wie die zahlreich durchgeführten Festbetonuntersuchungen zeigten, eine normgemäße Betonvariante ist, die bedingungsgemäß in fließfähiger Konsistenz hergestellt werden kann.

## ABSTRACT:

For economic and ecological reasons it would be helpful to use the natural gravel-sand-resources in sand-rich concrete. At present sand-rich concrete is rarely used, because a practical guideline for the development of concrete recipes is missing and important data of hardened concrete is not sufficient so far.

Investigations showed that two conditions have to be kept, in order to produce a homogenous, sand-rich concrete with a good flow and a proper resistance (C 25/30). First the volume of lime (cement, filler and water) needs to be composed in a way that all hollow spaces of the aggregate are filled and all particles of aggregate are wrapped with an adequate thick layer of lime. Second the lime itself must have an optimised consistency. For both conditions practical solutions were found. Investigations on sand-rich concrete showed good data of the hardened concrete. In conclusion sand-rich concrete is a concrete conforming to standards.



## VORWORT:

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung der Technischen Universität München.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. P. Schießl für seine Anregungen zu der vorliegenden Arbeit und deren Betreuung. Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. M. Schmidt danke ich für das Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme des zweiten Referates. Ebenso danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. D. Heinz für den Vorsitz in der Prüfungskommission.

Des Weiteren sei auch allen nicht namentlich Erwähnten gedankt, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Hierzu zählen auch meine Kollegen und Kolleginnen am Lehrstuhl, bei denen ich mich auch für die angenehme Arbeitsatmosphäre, die moralische Unterstützung und die stete Bereitschaft zur fachlichen Diskussion bedanken möchte.

Am meisten aber bedanke ich mich bei meiner Familie.

München, April 2006  
Annette Spengler

*Für Lilly, Lukas und Leopold*



## INHALTSVERZEICHNIS

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	1
1.1	Warum mehr Sand im Beton? .....	1
1.2	Bisherige Erfahrungen beim Einsatz von sandreichem Beton.....	1
1.3	Sieblinienbereich sandreicher Betone .....	2
1.4	Zielsetzung .....	2
<b>2</b>	<b>Theoretische Grundlagen</b> .....	3
2.1	Ausgangsstoffe sandreicher Betone.....	3
2.1.1	Sand.....	3
2.1.1.1	Entstehung von Natursanden.....	3
2.1.1.2	Mineralogische Eigenschaften der Natur- sande.....	3
2.1.1.3	Granulometrische Eigenschaften der Natursande .....	4
2.1.2	Feine Betonzusatzstoffe .....	7
2.1.3	Bindemittel.....	7
2.1.4	Wasser.....	8
2.1.5	Betonzusatzmittel.....	8
2.2	Frischbetoneigenschaften sandreicher Betone.....	8
2.2.1	Allgemeines .....	8
2.2.2	Grundlagen zu den rheologischen Eigenschaften .....	9
2.2.2.1	Modell zur Beschreibung des Fließverhaltens .....	9
2.2.2.2	Zementleim- und Mörtelsuspensionen.....	9
2.2.2.3	Fließverhalten von Mörtelsuspensionen.....	9
2.2.3	Wasseranspruch, Konsistenz und Verarbeitbarkeit.....	10
2.2.4	Luftgehalt und Luftporen .....	10
2.2.5	Bluten und Neigung zum Entmischen.....	11
2.3	Festbetoneigenschaften sandreicher Beton.....	11
2.3.1	Gefüge des erhärteten Betons.....	11
2.3.2	Mechanische Eigenschaften.....	12
2.3.2.1	Druckfestigkeit.....	12
2.3.2.2	Biegezugfestigkeit.....	12
2.3.2.3	Verbund zwischen Beton und Bewehrung .....	12
2.3.3	Formänderungen .....	13
2.3.3.1	Allgemeines .....	13
2.3.3.2	Schwinden und Quellen .....	13
2.3.3.3	Wärmedehnung .....	13
2.3.3.4	E-Modul .....	14
2.3.3.5	Kriechen.....	14
2.3.4	Zwangspannungen infolge Hydratationswärme .....	14
2.3.5	Dauerhaftigkeit.....	15
2.3.5.1	Feuchtetransport in sandreichen Betonen .....	15
2.3.5.2	Wassereindringtiefe.....	16
2.3.5.3	Frostwiderstand.....	16
2.3.5.4	Karbonatisierung.....	16
2.4	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.....	17
<b>3</b>	<b>Granulometrische Eigenschaften der Sande</b> .....	18
3.1	Herkunft der Sande.....	18
3.2	Korngrößenverteilung.....	18
3.3	Kornform und Kornoberflächenbildung.....	19
3.4	Mineralogische Zusammensetzung der Sande.....	22

<b>4</b>	<b>Rheologische Wirkung der Sande</b> .....	23
4.1	Allgemeines.....	23
4.2	Einfluss verschiedener Sande auf die Konsistenz .....	23
4.3	Fließverhalten von Mörtelsuspensionen.....	24
4.3.1	Modellvorstellung.....	24
4.3.1.1	Physikalisch wirkende Einflussparameter.....	26
4.3.1.2	Chemisch wirkende Einflussparameter.....	28
4.3.2	Zusammenfassende Beurteilung.....	29
4.4	Berechnung der Packungsdichte von Sanden.....	29
4.4.1	Allgemeines zum Rechenmodell.....	29
4.4.2	Berechnung des Hohlraumgehaltes der Sande.....	29
4.4.3	Experimentelle Bestimmung der Packungsdichte von Sanden.....	30
4.5	Berechnung der Bindemittelleimschichtdicke.....	31
<b>5</b>	<b>Untersuchungen mit dem Rotationsviskosimeter</b> .....	32
5.1	Ziel und Versuchsprogramm.....	32
5.2	Ausgangsstoffe und Rezepturen.....	33
5.3	Versuchsdurchführung.....	34
5.4	Ergebnisse der Versuche im Rotationsviskosimeter.....	35
5.4.1	Einfluss der Kornform.....	35
5.4.2	Einfluss der Kornoberflächenrauigkeit.....	36
5.4.3	Einfluss der spezifischen Oberfläche.....	38
5.4.4	Einfluss des Füllungsgrades.....	39
5.4.5	Einfluss der Korngrößenverteilung.....	40
5.4.6	Einfluss des Zements.....	42
5.5	Zusammenfassende Beurteilung der Untersuchungen mit dem Rotationsviskosimeter.....	43
<b>6</b>	<b>Untersuchungen zur Rezepturentwicklung sandreicher Betone</b> .....	45
6.1	Ziel und Lösungsweg.....	45
6.2	Untersuchungen zur Rezepturentwicklung.....	46
6.2.1	Ausgangsmaterialien, Herstellung und Bezeichnung der sandreichen Betone.....	46
6.2.2	Wasseranspruch eines sandreichen Betons.....	47
6.2.2.1	Abschätzung des Wasseranspruchs über bestehende Tabellenwerke.....	47
6.2.2.2	Experimentelle Abschätzung des Wasseranspruches.....	48
6.2.2.3	Rechnerische Abschätzung des Wasseranspruches mit Hilfe von WA-Werten.....	49
6.2.2.4	Betonrezepturen (ermittelt über Wasseranspruch).....	50
6.2.3	Erforderliches Bindemittelleimvolumen und erforderliche Bindemittelleimzusammensetzung.....	50
6.2.3.1	Ermittlung des Bindemittelleimvolumens für fließfähige Konsistenz.....	50
6.2.3.2	Betonrezepturen (ermittelt über Bindemittelleimvolumen).....	52
6.2.3.3	Bindemittelleimschichtdicke im Frischbeton.....	53
6.2.3.4	Wasseranspruch des Bindemittels.....	54
6.2.4	Frischbetonuntersuchungen – Einflüsse auf die Frischbetonkonsistenz.....	55
6.2.4.1	Einfluss des Fließmittels.....	55
6.2.4.2	Einfluss des Zements.....	55
6.2.4.3	Einfluss des Mischers auf Luftgehalt und Rohdichte.....	56
6.3	Schlussfolgerungen.....	56

---

<b>7</b>	<b>Rechnerischer Betonentwurf</b> .....	57
7.1	Empfehlungen zum Mischungsentwurf .....	57
7.1.1	Anforderungen an die Festigkeit .....	57
7.1.2	Konsistenz und Verarbeitbarkeit .....	57
7.1.3	Berücksichtigung des Luftgehaltes beim w/z-Wert .....	57
7.2	Bemessungsschema eines sandreichen Betons .....	57
7.2.1	Ergänzungen zum Entwurf eines sandreichen Betons .....	58
7.2.1.1	Berechnung des Bindemittelleimvolumens .....	58
7.2.1.2	Bestimmung des opt. $V_w/V_p$ -Verhältnisses und des opt. Wassergehaltes .....	59
7.2.1.3	Berechnung des Zementgehaltes .....	59
7.2.1.4	Berechnung des Steinkohlenflugaschegehaltes .....	60
7.3	Berechnungsbeispiel .....	60
<b>8</b>	<b>Untersuchungen am Festbeton</b> .....	62
8.1	Ziel und Versuchsprogramm .....	62
8.2	Herstellung, Lagerung und Prüfung der Betonprobekörper .....	63
8.3	Festbetoneigenschaften .....	65
8.3.1	Druckfestigkeit .....	65
8.3.2	Festigkeitsentwicklung .....	67
8.3.3	Biegezugfestigkeit .....	67
8.3.4	Verbundeigenschaften .....	68
8.4	Untersuchungen zu Formänderungen .....	69
8.4.1	Schwinden .....	69
8.4.2	Wärmedehnzahl .....	71
8.4.3	E-Modul .....	71
8.4.4	Kriechen .....	72
8.5	Reißneigung infolge temperaturbedingter Zwangsspannungen .....	73
8.5.1	Entwicklung der temperaturbedingten Zwangsspannungen .....	73
8.5.2	Relaxationsvermögen abgeleitet aus Kriechversuchen im jungen Alter .....	74
8.5.3	Zusammenfassende Beurteilung der Reißneigung .....	75
8.6	Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit sandreicher Betone .....	76
8.6.1	Wassereindringtiefe .....	76
8.6.2	Frostwiderstand .....	76
8.6.3	Karbonatisierungstiefe .....	77
8.7	Beurteilung der Kennwerte im Hinblick auf die Verwendung von sandreichem Beton .....	78
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung</b> .....	80
<b>10</b>	<b>Literatur</b> .....	83

## Verzeichnis wichtiger Begriffe und Abkürzungen

### Begriffe zur Beschreibung granulometrischer Eigenschaften

Kornoberflächenrauigkeit	Oberflächenrauigkeit eines Korns, Mikro- und Makrohohlraumgehalt
Kornform	Ähnlichkeit zur Kugelgestalt
spez. Oberfläche	Berechnete Oberfläche einer Gesteinskörnung in $\text{kg}/\text{m}^2$ oder $\text{g}/\text{cm}^2$
Kornformbeiwert $\alpha_f$	Formbeiwert zur Berechnung der spez. Oberfläche
Kornformbeiwert $k_f$	aus Schlitzsiebung experimentell ermittelter Wert, der umso kleiner ist, je kubischer der Sand ist
Körnungsziffer $k$	$k$ -Wert ist die Summe der in Prozent angegebenen Rückstände auf dem vollständigen Siebsatz mit 9 Sieben bis 63 mm (ohne das Sieb 0,125 mm), dividiert durch 100

### Abkürzungen

SFA	Steinkohlenflugasche
FM	Fließmittel
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
w/z	Wasser-Zement-Verhältnis
$w/(z+k \cdot f)$	Wasser-Zement-Verhältnis mit anrechenbarem Flugaschegehalt; $k = 0,4$
FG	Füllungsgrad (Volumenverhältnis Sand/Bindemittelleim)
$V_{\text{Wasser}}$	Volumen des Wassers
$V_{\text{Zement}}$	Volumen des Zementes
$V_{\text{SFA}}$	Volumen der Steinkohlenflugasche
$\beta_p$ -Wert	Verhältnis von $V_{\text{Wasser}}/V_{\text{Puder}}$ , das angibt, wie viel Wasser zur Benetzung der Feststoffpartikel des Puders (i.d.R. Zement, Steinkohlenflugasche, Gesteinsmehle) benötigt wird
KF	fließfähige Konsistenz

# 1 EINLEITUNG

## 1.1 Warum mehr Sand im Beton?

In vielen Gebieten Deutschlands bestehen die natürlichen Kies- und Sandvorkommen oft nur aus 30 % und weniger Kies. Das Kies-Sand-Gemisch muss, um es als Gesteinskörnung für hochwertigen Beton verwenden zu können, aufbereitet und in einzelne Korngruppen aufgeteilt werden. Da die Gesteinskörnung eines Betons nach DIN 1045 i.d.R. zu ca. 60 % Kies und 40 % Sand besteht, kann bei sehr kiesarmen Lagerstätten der Sand oft nicht mehr verwendet werden und wird dann nach der Aufbereitung wieder verkippt, was unwirtschaftlich und unökologisch ist. In der Bauwirtschaft wird es deswegen zukünftig in den sandreichen Regionen zu einem vermehrten Einsatz von sandreichem Beton kommen.

Durch die Weiterentwicklung von Betonzusatzmitteln – z. B. Verflüssigern mit extrem hoher Wirksamkeit – können sandreiche Beton zunehmend wirtschaftlich hergestellt werden. Im Vergleich zu Normalbeton (ohne hochwirksames Fließmittel) ist es bei sandreichem Beton möglich, den Sandgehalt mehr als zu verdoppeln (vgl. Bild 1). Eine Verwendung dieses Betons würde die natürlichen Kiesvorräte schonen und einen sparsamen Umgang mit den natürlichen Ressourcen ermöglichen.

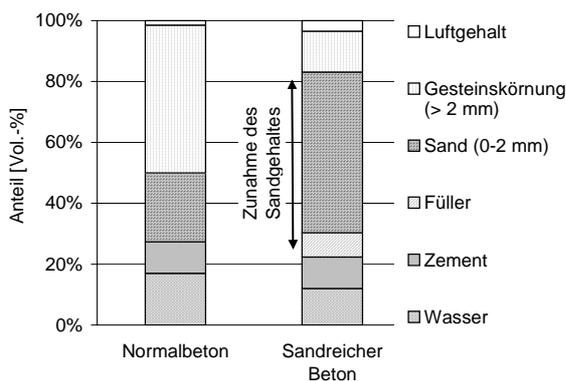


Bild 1: Betonzusammensetzung eines Normalbetons und eines sandreichen Betons mit 80 Vol.-% Sand (bez. auf die gesamte Gesteinskörnung)

Gegenwärtig wird sandreicher Beton jedoch nur vereinzelt verwendet, da wichtige betontechnische Kenndaten noch nicht ausreichend untersucht worden sind. So könnte der evtl. höhere Wassergehalt und/oder höhere Mehlkorngelbalt zu größeren hygrischen Verformungen führen, was die Entstehung von Oberflächenrissen bei z. B. plattigen Bauteilen begünstigt. Auch ist noch unklar, inwieweit sich der höhere Sandgehalt auf den E-Modul, das Kriechen und den Verbund zwischen Beton und Bewehrung auswirkt.

## 1.2 Bisherige Erfahrungen beim Einsatz von sandreichem Beton

In Port-Said (Unterägypten) wurde bereits 1869 ein 52 m hoher Leuchtturm mit Beton nur mit Strandsand als Gesteinskörnung gebaut, der heute noch in Betrieb ist [1, 2]. Auch in Russland wird seit dem 2. Weltkrieg in Gebieten, in denen nur Sand als Gesteinskörnung zur Verfügung steht, bei vielen Bauwerken Sandbeton eingesetzt [1]. So wurden z. B. bei der U-Bahn in St. Petersburg vorgefertigte Gewölbeteile aus Sandbeton verwendet [3] und bis 1991 Sandbeton auf mehr als 1400 km Straßen mit Gleitschalungsfertigern eingebaut [4].

In der russischen Norm SN 488-76 [5] werden die Anforderungen an feinkörnigen Beton beschrieben und Hinweise für die Wahl der Zusammensetzung, Herstellung, Verdichtung, Erhärtung (auch Autoklaven) und die Gütekontrolle des Betons gegeben [6]. In Frankreich wurde 1987 die Vornorm P 18-500 für die Herstellung von Sandbeton herausgegeben. Nach weiteren Forschungsarbeiten [2, 7] und dem Projekt „SABLOCRETE“ [3] wurde die französische Norm nochmals überarbeitet und 1995 veröffentlicht [8].

In Deutschland wurden erstmals 1971 Untersuchungen zu sandreichen Betonen mit Sanden aus dem Berliner Raum durchgeführt [9]. Die Verarbeitbarkeit wurde damals durch die Zementleimenge reguliert, die bei bis zu 500 kg/m<sup>3</sup> lag.

Mit vier verschiedenen Sanden aus dem Berliner Raum wurden Betone mit w/z-Werten von 0,5 bis 0,9 hergestellt, deren Betondruckfestigkeiten zwischen 15 und 50 N/mm<sup>2</sup> lagen. Manns veröffentlichte 1982 Versuchsergebnisse von sandreichen Betonen mit der Empfehlung, aus Gründen der Ressourcenschonung, diese vermehrt einzusetzen [10].

Erste Versuche an sandreichen Betonen die Konsistenz mit Fließmitteln einzustellen wurden 1986 von Kordina und Ertingshausen [6] durchgeführt. Sie stellten sandreiche Betone in Regelkonsistenz mit Zementgehalten zwischen 300 und 400 kg/m<sup>3</sup> und Wassergehalten deutlich über 200 l/m<sup>3</sup> her. Erst durch die seit Mitte der 90er zur Verfügung stehenden hochwirksamen Fließmittel war es möglich, den hohen Wasseranspruch sandreicher Betone zu reduzieren und so mit nur wenig erhöhtem Zementgehalt ausreichende Betonfestigkeiten zu erzielen [11, 12].

### 1.3 Sieblinienbereich sandreicher Betone

In der DIN 4226 [13] sind als Sand die Korngruppen 0/1 mm, 0/2 mm und 0/4 mm definiert. Der weit überwiegende Teil des Natursandes wird als Sand 0/2 aufgearbeitet [14]. Im Folgenden soll diese Korngruppe 0/2 mm als Sand definiert werden. Sandreicher Beton hat bis zu 80 Vol.-% Sand und mindestens 20 Vol.-% Korn > 2 mm (bez. auf die ges. Gesteinskörnung, vgl. Bild 2).

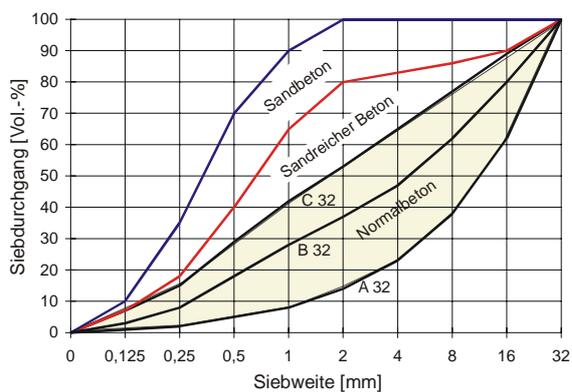


Bild 2: Sieblinienbereich für Sandbeton, sandreichen Beton und Normalbeton mit einem Größtkorn von 32 mm (Modell nach [11])

Ein Beton mit mehr als 80 Vol.-% Sand wird als Sandbeton bezeichnet. Unter Normalbeton wird in dieser Arbeit ein Kiessandbeton im Sieblinienbereich zwischen A und C verstanden.

### 1.4 Zielsetzung

Bis heute liegen in Deutschland nur wenige Erfahrungen über die Frisch- und Festbetoneigenschaften von sandreichem Beton vor. Nach der DIN 1045-2 : 01 [15] ist die Verwendung sandreicher Betone möglich, für die zielsichere Einstellung von Frischbetoneigenschaften sowie die Abschätzung von Festbetoneigenschaften fehlen bisher aber noch wichtige Erfahrungen, um ihre Verwendung „praxistauglich“ zu machen.

Im Rahmen der Literaturstudie soll der Leser deswegen zunächst mit den Ausgangsstoffen sandreicher Betone vertraut gemacht werden. Dabei wird besonders auf die granulometrischen Eigenschaften von Sand eingegangen, da diese – ähnlich wie bei Normalbeton – maßgebend für die Frischbetoneigenschaften sind. Im Weiteren werden die Grundlagen zum rheologischen Verhalten von Mörtel und Frischbeton erläutert und die Auswirkungen erhöhter Sandgehalte auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften diskutiert.

Die sich in Konsequenz aus der Literaturstudie ergebenden und durchgeführten Versuche werden in Kap. 2.4, S. 17 vorgestellt. Sie zielen darauf ab, Grundlagen zur Herstellung und Verarbeitung sandreicher Betone zu schaffen. Hierbei wird auch der Entwurf eines sandreichen Betons erarbeitet. Darüber hinaus werden wichtige betontechnologische Kennwerte festgelegt, um die baupraktische Eignung nachzuweisen und Einsatzgebiete sandreicher Betone in der Baupraxis abzugrenzen.

## 2 THEORETISCHE GRUNDLAGEN

### 2.1 Ausgangsstoffe sandreicher Betone

Sandreicher Beton oder Sandbeton besteht aus Sand, Gesteinskörnung über 2 bzw. 4 mm, Zement, i.d.R. einem Betonzusatzstoff, Wasser und einem leistungsfähigen Fließmittel. Ebenso wie bei Normalbeton ist auch bei sandreichem Beton ein hohlraumarmes Korngerüst anzustreben, um mit möglichst wenig Bindemitteln einen verarbeitbaren Beton herzustellen. Da der Sand den größten Volumenanteil des Stoffraumes ausmacht (vgl. Bild 1), ist seine Zusammensetzung maßgebend für die hohlraumarme Zusammensetzung aller Betonausgangsstoffe.

#### 2.1.1 Sand

##### 2.1.1.1 Entstehung von Natursanden

Sande und Kiese gehören wie alle anderen noch nicht natürlich verfestigten Sedimente, also Tone, Lehme, Löss, Kieselgur und Farberden, zu den Lockergesteinen. Lockergesteine entstehen hauptsächlich durch Verwitterung von Felsgestein [16]. Werden die Gesteine im Laufe der Verwitterung durch Wind, Wasser oder Gletscher verfrachtet und abgelagert, nennt man sie Sedimente. Ist die Verwitterungsart überwiegend mechanischer Art, bezeichnet man das Mineral als klastisches Sediment. Die Gemeinsamkeit aller Sedimentgesteine liegt in ihrer Entstehungsgeschichte.

Grundsätzlich unterscheidet man hierbei die physikalische und die chemische Verwitterung.

Die physikalische Verwitterung führt zu einer Gefügauflockerung und -zerstörung, ohne dass die chemische Zusammensetzung verändert wird. Hierzu zählen z. B.:

- häufige und schnelle Temperaturwechsel,
- Gefrieren von Wasser in Poren und Rissen der Gesteine,
- Kristallisationsdruck infolge auskristallisierender Salze und
- fließendes Wasser oder Abschleifen der Oberfläche durch im Wind mitgeführten Sandstaub.

Die chemische Verwitterung führt zu einer Veränderung der Mineralzusammensetzung durch Wasser und der darin gelösten Stoffe. Hierzu zählen z. B. folgende Vorgänge:

- wasserlösliche Mineralien, die gelöst und an einer anderen Stelle wieder abgelagert werden,
- wasserfreie Mineralien, die in Hydrate umgewandelt werden,
- Silikate, die durch Hydrolyse gespalten werden (auf diese Weise entstehen aus Feldspäten Tone),
- Oxidationsverwitterung durch Sauerstoff und die
- Umwandlung durch Kohlensäure.

##### 2.1.1.2 Mineralogische Eigenschaften der Natursande

Alle in der Natur vorkommenden Bausande bestehen aus verschiedenen Mineralien. Welche Mineralien sich anreichern, hängt von verschiedenen geologischen Prozessen und den jeweiligen Umweltbedingungen ab. Sandkörner, die z. B. durch Verwitterung des Muttergesteins Granit freigesetzt werden, können anschließend mehrere Erosions-Ablagerungs-Zyklen durchlaufen [16]. Dabei trägt jeder dieser Zyklen zur Rundung der Körner sowie zum Verschwinden von weniger widerstandsfähigen Mineralien, z. B. von Feldspat, bei.

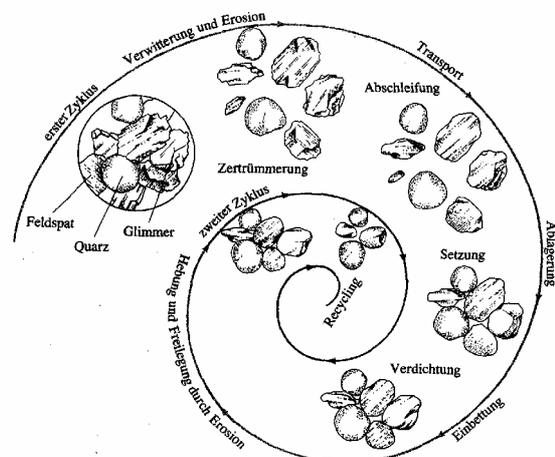


Bild 3: Erosions-Ablagerungs-Zyklen [16]

Sande bestehen überwiegend aus folgenden wichtigen mineralogischen Bestandteilen [17]:

Kieselsäure SiO<sub>2</sub>:

Quarz besitzt eine hohe Härte und ist weitgehend widerstandsfähig gegen Säuren und Laugen. Aus diesem Grunde ist es das Mineral, das häufig am Ende einer Verwitterungskette steht (vgl. Bild 3). Quarz ist der Hauptbestandteil der meisten Sande.

Feldspat

Feldspäte sind mengenmäßig die häufigste Mineralgruppe, da sie bei fast allen physikalisch – chemischen Bedingungen der Gesteinbildung entstehen können. Das System der Feldspäte besteht aus drei Komponenten, Kalium-, Natrium- und Calcium-Feldspat, die fähig sind Mischkristalle zu bilden. Welche Komponente sich bei der Gesteinsbildung ausbildet, ist für die Betontechnologie unbedeutend.

Feldspat ist verglichen mit Quarz weniger widerstandsfähig und erodiert deshalb schneller. Ein hoher Feldspatgehalt im Sand deutet immer auf einen kurzen Transportweg während des Verwitterungsprozesses hin. In den meisten Natursanden ist der Feldspatgehalt geringer als der Quarzgehalt.

Glimmer- und Tonminerale

Glimmer kann unter anderem ein Verwitterungsprodukt des Feldspates sein. Er gehört zur Gruppe der blättchenartigen Silikate und ist deswegen in einer Richtung sehr gut spaltend. Aufgrund dieser blättrigen Kornform erhöht Glimmer im Sand den Wasseranspruch. Darüber hinaus kann es bei eindringender Sulfatlösung zwischen den Glimmerplättchen zu einer Kristallisation von Gips kommen, was zu inneren Gefügeschäden führen kann [14]. Glimmer im Sand setzt also die Festigkeit und die Beständigkeit des Betons herab und ist aus diesem Grunde in erhöhten Mengen im Sand unerwünscht.

Tonminerale sind ebenfalls Schichtsilikate, die meist durch die Verwitterung von Silikaten entstanden sind. Ton zählt wie Sand zu den klastischen Lockergesteinen und beinhaltet Korngrößen bis 0,02 mm. Die tonigen Bestandteile können als Knollen vorliegen, an den Gesteinskörnern haften oder pulverförmig verteilt sein. Ein

zu hoher Tongehalt im Sand und Kies erhöht den Wasseranspruch und kann den Verbund von Gesteinskörnung und Zementstein beeinträchtigen.

Schwerminerale

Schwerminerale sind Sandbegleitminerale mit einer Dichte über 3,0 g/cm<sup>3</sup>. Die Korngrößenverteilung der Schwerminerale ist gegenüber der gesamten Korngrößenverteilung des Sandes meistens zu feineren Korngrößen hin verschoben, weil nur kleine Schwermineralkörner wegen ihres hohen spezifischen Gewichtes mit Quarzkörnern zusammen transportiert werden können [17]. Für die Frisch- und Festbetoneigenschaften ist ihr Anteil insbesondere wegen der geringen Menge unbedeutend.

Eisen- und Manganminerale

Meist sind es Oxide von eisen- und/oder manganreichen Mineralen, die den Eisen- bzw. Mangangehalt in Sanden hervorrufen. Eisenoxide verfärben Quarzkörner oft gelblich bis rotbraun, Manganoxide schwarz. Körner, die mit solchen Mineralien überzogen sind, haben i.d.R. einen schlechteren Verbund zum Zementstein als Sandkörner ohne Überzüge. Quarzkörner ohne Oxidationsüberzüge kommen in der Natur aufgrund des Verwitterungsprozesses nur sehr selten vor [20].

2.1.1.3 Granulometrische Eigenschaften der Natursande

Die granulometrischen oder physikalischen Eigenschaften von Gesteinskörnern sind für eine gezielte Herstellung sandreicher Betone sehr wichtig. Die Granulometrie wird primär über die drei Kenngrößen

- Korngröße und Korngrößenverteilung,
- Kornform und
- Kornoberfläche

umschrieben. Als sekundäre granulometrische Eigenschaften sind Korngefüge, Schüttdichte und Porosität zu nennen.

Maßgebend für diese granulometrischen Eigenschaften sind die Verwitterungs- und Transportbedingungen:

Material, welches im Wasser transportiert wurde, hat einen Ausleseprozess durchlaufen, bei dem

weniger festes Material zerrieben und teilweise auch gelöst wurde. Aus diesem Grund nimmt die Festigkeit und der Quarzgehalt der Sedimentgesteine mit zunehmender Transportdauer zu, die Korngröße hingegen ab. Bei Flusskiessanden wechseln die Zusammensetzung und die Korngröße vom Oberlauf zum Unterlauf oft beträchtlich [14]. Infolge von unterschiedlichen Geschwindigkeiten des Wassers wurde das Material oft in Schichten getrennt nach Korngrößen abgelagert. Die Kornform und die Kornoberfläche ist vom Transportweg anhängig. Je länger der Transportweg war, desto runder ist das einzelne Korn und desto glatter wurde die Kornoberfläche durch das Wasser geschliffen.

Glazial verfrachtetes Gestein hat keinen solchen Ausleseprozess durchlaufen und ist nicht nach Korngrößen getrennt, die Oberfläche ist nicht abgerundet und der Sand enthält oft lehmige und organische Bestandteile.

Sand, der durch Wind verfrachtet wurde, besteht fast ausschließlich aus Quarz und ist in seiner Korngröße und Korngrößenverteilung eng begrenzt.

Die Korngrößenverteilung bestimmt maßgeblich den Hohlraumgehalt eines Sandgemisches. Für die mathematische Betrachtung einer Schüttung eignet sich der Gleichkornkugelhafen am besten, da er mathematisch am einfachsten zu beschreiben ist. Bei einem zufällig geschütteten Haufwerk gleich großer Kugeln sind mehrere Packungszustände vorhanden. Bild 4 zeigt die Verhältnisse der wichtigsten Packungsarten.

		Raumfüllung $s = 1 - \epsilon$	Porosität $\epsilon = 1 - s$
6er-Packung (kubisch)		0,5236	0,4764
6er-Packung (orthorhombisch)		0,6045	0,3955
12er-Packung (rhombohedral)		0,7405	0,2595

Bild 4: Lagerungsverhältnisse der wichtigsten Kugelpackungen [18]

Die höchste Raumfüllung (Lagerungsdichte) erreicht die sog. 12er-Packung mit 74 %. Die irreguläre 6-er Packung erreicht eine Lagerungsdichte von 60 %. Die Lagerungsdichte eines natürlichen Korngemisches (z. B. Sand) wird – wie im Folgenden gezeigt – noch durch weitere Parameter beeinflusst.

Bei einer losen Schüttung gleich großer Kugeln variieren die unterschiedlichen Packungszustände, so dass sich wegen des sog. „Wand-Effektes“ eine kleinere Lagerungsdichte von 55 % ergibt, die auf ca. 62 % steigt, wenn die Schüttung nachträglich verdichtet wird [18].

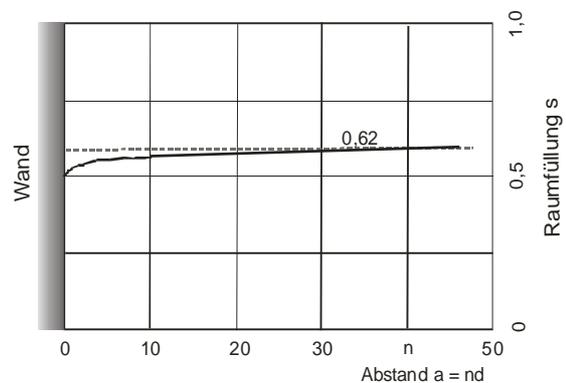


Bild 5: Verlauf der Lagerungsdichte eines eingetrüttelten Gleichkornhaufwerks in Wandnähe [18]

Wie Bild 6 zeigt, stellt sich auch bei Schüttungen von Gesteinskörnungen, die mehrere Korngrößen umfassen, eine geringere Packungsdichte ein, wenn z. B. größere Körner durch kleinere Körner auseinandergedrückt werden (vgl. Bild rechts).

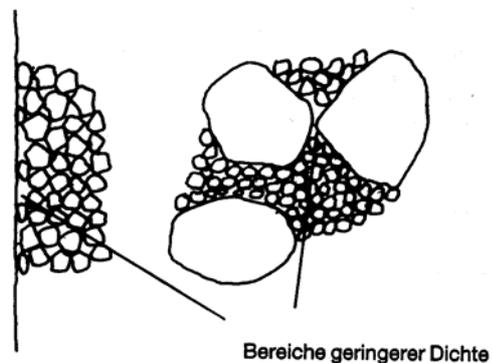


Bild 6: Lagerungsdichte von Korngemischen in Wandnähe oder zwischen größeren Gesteinskörnern [17]

Dieser Hohlraum in Wandnähe oder an größeren Körnern kann bei einer Gesteinskörnung, wie z. B. Sand, nur durch noch feinere Körner, wie z. B. Zement oder feine Betonzusatzstoffe aufgefüllt werden.

In der Regel werden in der Betontechnologie Kornzusammensetzungen, die hohlraumarm sein sollen, nach den stetigen Sieblinien nach DIN 1045-2 [15] zusammengesetzt, die auf der Idealsieblinie von Fuller basieren (vgl. Gl. 1, [14]). Der Grundgedanke bei der Kornzusammensetzung nach Fuller ist der, dass in jeden Zwickelraum ein kleineres Korn passt (Prinzip der Hohlraumminimierung) und der Restporenraum durch Zementleim aufgefüllt wird.

$$A = \frac{100}{1 - \left(\frac{0,125}{D}\right)^n} \cdot \left[ \left(\frac{d}{D}\right)^n - \left(\frac{0,125}{D}\right)^n \right] \quad [\text{Gl. 1}]$$

mit:

- A = Siebdurchgang [%]
- D = betrachteter Korndurchmesser [mm]
- d = größter Korndurchmesser des Gemisches [mm]
- n = variabler Exponent [-]

Nahezu unabhängig vom Größtkorn ist der Wert des Exponenten n. Die dichteste Packung wird erreicht, wenn bei einer Gesteinskörnung mit gerundeten Körnern der Exponent  $n \approx 0,4$  und bei gebrochenem Material  $n \approx 0,3$  ist [14, 19].

Demnach ist die Lagerungsdichte von der Kornform abhängig. Weichen gleich große Körner von der Kugelform ab, so ändert sich in Abhängigkeit des Verhältnisses  $d_{\max}$  zu  $d_{\min}$  die erreichbare Lagerungsdichte (Bild 7). Dieser Zusammenhang gilt vor allem für Haufwerke mit noch unterschiedlicheren Kugel- bzw. Korngrößen, also auch für Sande.

Die Beurteilungskriterien bezüglich der Kornform sind einerseits die Rundung der Sandkörner (Oberflächenrauigkeit) und andererseits ihre Sphärizität (Ähnlichkeit zur Kugelgestalt).

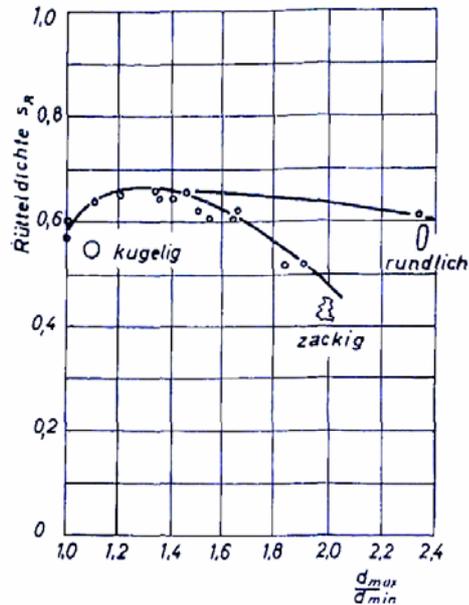


Bild 7: Rütteldichte von Gleichkornhaufwerken in Abhängigkeit von der Kornform [18]

Rundung und Sphärizität sind – wie nachfolgendes Bild zeigt - voneinander unabhängige Kenngrößen. Im Allgemeinen und so auch im Rahmen dieser Arbeit wird unter Rundung die Beschaffenheit der Kornoberfläche verstanden, diese kann z. B. glatt, rau oder kantig sein. Es wird hierfür der Begriff Kornoberflächenrauigkeit verwendet. Für die Sphärizität wird im Rahmen dieser Arbeit der Begriff Kornform verwendet. Die Kornform ist z. B. kugelig oder plattig. Bei folgendem Bild hat z. B. das erste Korn in der ersten Zeile eine kugelige Kornform und eine sehr raue Kornoberfläche.

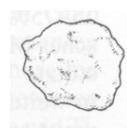
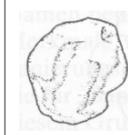
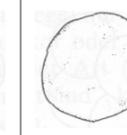
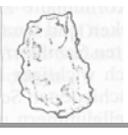
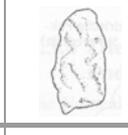
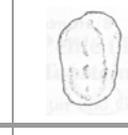
Kornform	hohe Kugeligkeit						
	niedrige Kugeligkeit						
		sehr rau	rau	rau, mit beginnender Kantenrundung	Kanten angerundet	Kanten gerundet	Kanten gut gerundet
		Kornoberflächenrauigkeit					

Bild 8: Kornform und Kornoberflächenrauigkeit von Sandkörnern [nach 20]

Die Kornoberfläche kann auch durch den sog. Eckigkeits- oder Rundungsgrad [17, 21] charakterisiert werden. Der Eckigkeitsgrad bezeichnet das Verhältnis der tatsächlichen Kornoberfläche zur theoretischen, vom Kugelmodell ausgehenden Oberfläche.

Je eckiger und rauer die Oberfläche der Körner ist, desto öfter stoßen diese bei Fließbewegung aneinander und desto größer ist die innere Reibung des Gemisches. Die positive Auswirkung von Gesteinskörnern mit hoher Sphärizität auf die Verarbeitbarkeit eines Betons könnte also durch eine sehr raue Kornoberfläche beeinträchtigt werden. Hinzu kommt, dass mit abnehmender Korngröße die Bedeutung der Oberflächenrauigkeit zunimmt, da die zu benetzende Oberfläche bei kleinem Korn und auch die Zahl der Berührungspunkte stark ansteigt [19].

Zusammenfassung

Der Rohstoff Sand ist ein klastisches Sedimentgestein, das in Fluss-, Kies- und Grubenkiessandlagerstätten abgebaut werden kann. Die mineralogische Zusammensetzung ist von den Mineralien des Muttergesteins, von der Verwitterungsart und -dauer sowie von der Transportart und -dauer abhängig. Um das Material als Bausand bzw. -kies verwenden zu können, werden – falls nötig – schluffige, lehmige oder tonige Beimengungen oder organische Verunreinigungen ausgewaschen. Die granulometrischen Eigenschaften wie Kornoberflächenrauigkeit, Kornform und Korngefüge sind lagerstättenspezifische Faktoren, die im Allgemeinen nicht durch eine Aufbereitung

beeinflusst werden können. Glatte Sandkörner mit kugeligem Kornform wirken sich positiv auf die Verarbeitbarkeit aus, während plattige Körner mit einer niedrigen Kugeligkeit, die zudem rau sind, diese negativ beeinflussen. Inwieweit dies eine Rolle hinsichtlich der Verarbeitbarkeit sandreicher Betone spielt, ist noch unklar.

**2.1.2 Feine Betonzusatzstoffe**

Bei sandreichen Betonen gleicht das Prinzip einer hohlraumarmen Gesteinskörnung dem von Normalbeton: kleinere Körner sollen als Füllkorn für die Zwickelräume der nächst größeren Körner dienen. Um die Zwickel eines Sandhaufwerks aufzufüllen, eignen sich Gesteinsmehle und besonders Steinkohlenflugaschen, die einen geringen Wasseranspruch haben. Zu dem Anteil feiner Betonzusatzstoffe, der die Zwickel auffüllt, kommt meist noch ein Anteil zur Einstellung der Verarbeitbarkeit hinzu. Nach zahlreichen Vorschlägen aus der Literatur benötigt man für Sandbeton zwischen 500 und 600 kg/m<sup>3</sup> Feinststoffgehalt. Verwendet man als Füller Steinkohlenflugasche, so wird die Fließfähigkeit des Frischbetons durch den „Kugellagereffekt“ verbessert [ 22 ]. Untersuchungen aus Frankreich ergaben, dass Kalksteinmehle die Verarbeitbarkeit verschlechtern und den Luftgehalt erhöhen [3].

**2.1.3 Bindemittel**

Für die Herstellung von sandreichem Beton sind zunächst alle Zemente geeignet, die in der DIN EN 196 [23] aufgeführt sind. Ebenso wie bei Normal-

beton bestimmt der Zement bzw. das wirksame Bindemittel maßgebend die Festigkeit des Betons. Wichtig bei sandreichem Beton ist, dass die Zusammensetzung von Betonzusatzstoff und Zement möglichst hohlraumarm ist und beide zusammen einen geringen Wasseranspruch haben, da bedingt durch den hohen Sandanteil bereits ein großer Wasseranspruch der Gesteinskörnung gegeben ist.

#### 2.1.4 Wasser

Die Anforderungen an das Zugabewasser entsprechen denen von Normalbeton. Untersuchungen über die Frisch- und Festbetoneigenschaften mit Restwasser bei sandreichem Beton werden in der Literatur nicht erwähnt.

#### 2.1.5 Betonzusatzmittel

Um die Verarbeitbarkeit einzustellen, werden sandreichen Betonen i.d.R. sehr leistungsfähige Fließmittel zugegeben. Je nach Dosierung, Mischungszusammensetzung und Temperatur können unter Beibehaltung der Ausgangskonsistenz bei Normalbeton bis zu 35 % Wasser eingespart werden [24]. Bei sandreichen Betonen muss aufgrund der hohen spezifischen Oberfläche des Sandes evtl. mit einer geringeren Einsparung gerechnet werden. Zu beachten ist aber, dass sich durch das Fließmittel evtl. wegen des hohen Sandanteils von 0,063 bis 0,2 mm höhere Luftgehalte ergeben können.

Im Allgemeinen neigen Fließmittel auf der Basis von Ligninsulfonaten aufgrund ihres Gehaltes an niedermolekularen, grenzflächenaktiven Bestandteilen zur Luftporenbildung im Beton [14]. Melaminharze hingegen setzen die Oberflächenspannung des Wassers nicht herab, so dass der Luftgehalt im Frischbeton nach Fließmitteldosierung nicht erhöht wird. Die neue Generation der polymeren Fließmittel dispergieren die Zementpartikel stärker und oft über einen längeren Zeitraum als Fließmittel auf Basis von Melamin, Naphtalin oder Ligninsulfonat [25]. Die Bildung von Luftporen durch das Fließmittel wird hier durch geeignete Entschäumer, die im Fließmittel enthalten sind, reduziert.

## 2.2 Frischbetoneigenschaften sandreicher Betone

### 2.2.1 Allgemeines

Zum besseren Verständnis der physikalischen Beziehungen zwischen den Frischbetoneigenschaften sandreicher Betone und den Einflüssen der Ausgangsstoffe auf diese kann Bild 9 herangezogen werden. Frischbeton besteht aus einem Gemisch unterschiedlicher fester und flüssiger Phasen. Als Phase wird im Folgenden eine homogene, optisch unterscheidbare und mechanisch trennbare Zustandsform verstanden. In dem flüssigen Bindemittelleim liegt der Sand als feste Phase vor (Mörtel), betrachtet man den Mörtel wiederum als flüssige Phase, so sind die Gesteinskörner über 2 mm als Feststoff anzusehen.

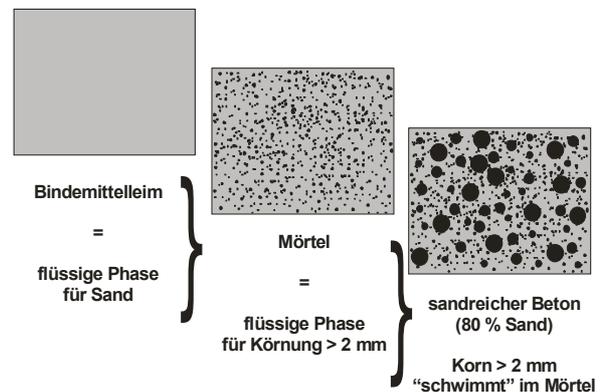


Bild 9: Aufteilung sandreicher Betone in drei Phasen

Bei Normalbeton stützt sich die Gesteinskörnung im Frischbeton gegenseitig ab, so dass sich zwischen ihr ein Korngerüst ausbildet. Auch wenn bei sandreichem Beton die größeren Gesteinskörner in der Mörtelmatrix schwimmen, kann davon ausgegangen werden, dass sich ein Korngerüst ausbildet, welches über die kleineren Gesteinskörner, nämlich den Sand, aufgebaut wird.

## 2.2.2 Grundlagen zu den rheologischen Eigenschaften

### 2.2.2.1 Modell zur Beschreibung des Fließverhaltens

Im Allgemeinen entspricht das Fließverhalten von Mörtel und Beton weitgehend dem Bingham-Modell, nach dem ein Material zu fließen beginnt, sobald die Fließgrenze  $\tau_0$  überschritten wird (vgl. Bild 10). Diese Fließgrenze entspricht im xy-Diagramm dem Ordinatenabschnitt. Oberhalb dieser Fließgrenze besteht eine lineare Abhängigkeit zwischen der Scherspannung und der Schergeschwindigkeit (vgl. [Gl. 2]).

$$\tau = \tau_0 + \eta \cdot \gamma \quad [\text{Pa}] \quad [\text{Gl. 2}]$$

mit:

- $\tau$  = Schubspannung [Pa]
- $\tau_0$  = Fließgrenze [Pa]
- $\eta$  = rel. Viskosität [Pa·s]
- $\gamma$  = Schergeschwindigkeit [1/s]

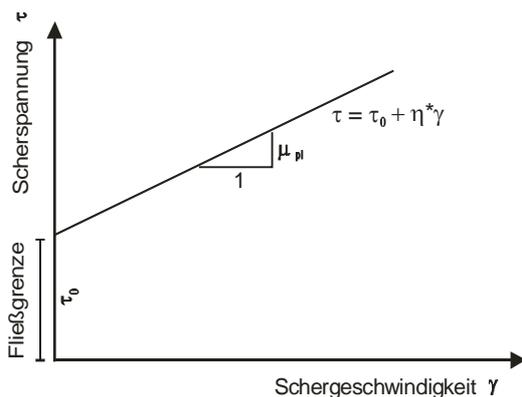


Bild 10: Zusammenhang zwischen Schergeschwindigkeit und Scherspannung (nach Bingham-Modell)

### 2.2.2.2 Zementleim- und Mörtelsuspensionen

Eine Suspension ist ein Zweiphasensystem mit einer dispersen und einer dispergierenden Phase, wobei sich die disperse Phase im festen Aggregatzustand und die dispergierende Phase im flüssigen Aggregatzustand befindet [ 26 ]. Die Partikelgröße der dispersen Phase liegt bei max. 1 mm [26]. Im Allgemeinen hängen die rheologischen Eigenschaften einer Suspension ab von [29]:

- den granulometrischen Eigenschaften der dispergierten Partikel,
- der Kornform und der Kornoberfläche,
- den Dichten des Feststoffes und des Suspensionsmediums,
- den zwischen den Partikeln sowie zwischen diesen und dem Suspensionsmedium wirkenden physikalischen Kräften und
- chemischen Bindungskräften (sofern vorhanden).

Aus stofflicher Sicht handelt es sich bei Frischmörteln um Mehrphasensysteme, die in der Regel aus einer „fluiden“ Phase, dem Bindemittelleim, und mehreren festen Phasen bestehen [27]. Bei der Definition einer Mörtelsuspension wurde im Rahmen dieser Arbeit die Partikelgrößenverteilung der festen Phase Sand in einen Bereich von 0 bis 2 mm gelegt.

Streng genommen kann der Bindemittelleim des Mörtels auch für sich nicht als eine einzige Phase angesehen werden. Er stellt vielmehr selbst ein Mehrphasensystem dar, das aus Porenlösung, amorphen Hydratationsprodukten, kristallinen Hydratationsprodukten und unhydratisierten Zementpartikeln besteht. Mit fortlaufender Hydratation findet zudem eine immer stärkere Vernetzung der Partikel statt [27]. Die rheologischen Eigenschaften von Zementleimen sind aber nicht Gegenstand dieser Arbeit. Von Bedeutung könnten aber Wechselwirkungen zwischen dem Sand, insbesondere dessen Mehlkorn, und dem Zement sein.

### 2.2.2.3 Fließverhalten von Mörtelsuspensionen

Nach der Aufteilung von Beton in drei Phasen (vgl. Bild 9) kann man vereinfachend davon ausgehen, dass das Fließverhalten von Mörtel umso besser ist, je seltener die einzelnen Gesteinskörner aneinander stoßen. Banfill beobachtete, dass die Sandherkunft einen signifikanten Einfluss auf die Fließgrenze und die Viskosität hat, die Wirkung aber vom verwendeten Zement abhängt [ 28 ]. Weitere Literaturstellen belegen ebenfalls, dass die Sandherkunft maßgeblich das Fließverhalten von Mörtel beeinflusst, dass aber auch die rheolo-

gischen Eigenschaften des Zementleimes mitbestimmend sind (vgl. Kap. 2.2.2.2) [29, 30, 31, 32].

Zusammenfassend sind einige Einflussparameter aufgelistet, die das Fließverhalten und die Viskosität von Mörtel beeinflussen.

Tabelle 1: Einflussparameter auf die Fließeigenschaften von Mörtel

Wechselnder Parameter	Auswirkungen auf	
	Fließgrenze	Viskosität
Erhöhung des Sandgehaltes	↑	↑
Erhöhung des Anteils kleiner 0,125 mm	↑	↑/-/↓*)
Ersatz von Zement durch Flugasche	↓	↓
Erhöhung des w/z Wertes	↓	↓
Fließmittel	↓	-
Ersatz von Zement durch Silikastaub	↓	↑
Luftporenmittel	-	↓

Legende:

↑ = Erhöhung      ↓ = Verringerung

- = keine Auswirkungen

\*) = abhängig von füllender Wirkung

Systematische Untersuchungen zum Einfluss des Sandes auf das Fließverhalten von Mörtel oder gar sandreichem Beton wurden noch nicht veröffentlicht. Über die in den folgenden drei Kapiteln genannten Frischbetoneigenschaften könnte das Fließverhalten sandreicher Beton aber zumindest umschrieben werden.

### 2.2.3 Wasseranspruch, Konsistenz und Verarbeitbarkeit

Als Kriterium für die zu erwartende Konsistenz von Beton kann der Wasseranspruch der Gesteinskörnung herangezogen werden [33, 34]. Dieser kann bei Normalbeton in Abhängigkeit von der Körnungsziffer bzw. der Durchgangssumme mit Hilfe von Wasseranspruchsdigrammen bzw. – tabellen bestimmt werden. Allgemeingültige Erfahrungswerte für den Wasseranspruch von sandreichen Betonen ähnlich wie bei Normalbeton gibt es nicht. Die vorliegenden Erfahrungen umfassen Gesteinskörnungen bis zu einer Körnungsziffer von 2,3 (entspricht der Sieblinie C 8). Sandreiche

Sieblinienzusammensetzung werden in den Tabellenwerken nicht extra berücksichtigt.

Der höhere Wasseranspruch im Korngrößenbereich 0-0,25 mm könnte bei der Berechnung des Wasseranspruches evtl. mit Hilfe der Wasseranspruchszahlen abgeschätzt werden [34]. Drinkgern kommt aber bei seinen Untersuchungen zu dem Schluss, dass eine Abschätzung des Wasseranspruches von sandreichen Betonen und deren Konsistenz nicht exakt möglich ist [33]. Sheinin erwartet, dass im Vergleich zu „klassischem“ Straßenbeton, dessen Hauptkomponente Splitt zwischen 5 und 40 mm ist, bei Sandbeton (Größtkorn 5 mm) mit einem um bis zu 20 % höheren Wasseranspruch gerechnet werden muss [35]. Untersuchungen von Pilny und Eschke [9] ergaben, dass sandreiche Betone (75% Sand 0/2, 25 % Kies 2/32) bei einem w/z-Wert von 0,6 einen Wassergehalt von 222 kg/m<sup>3</sup> benötigen, um einen weichen Konsistenzbereich einzustellen. Je feiner die Zusammensetzung der Sande war, desto steifer wurde – unter sonst gleichen Ausgangsbedingungen – die Konsistenz.

Es empfiehlt sich, sandreichen Beton in sehr weicher oder fließfähiger Konsistenz einzubauen, der nach dem Einbringen (z. B. mit Kübel oder Pumpe) nur noch gestochert und/oder abgezogen werden muss, da eine Verdichtung durch Rütteln aufgrund der geringen oder fehlenden Kraftübertragung von Korn zu Korn nur eingeschränkt möglich ist. Dabei ist darauf zu achten, dass der sandreiche Beton während des Rüttelns eher zum Bluten und zum Entmischen neigt als Normalbeton.

### 2.2.4 Luftgehalt und Luftporen

In der Stoffraumrechnung für einen Normalbeton wird auch bei sorgfältig verdichtetem Beton ein Gehalt von 1-2 Vol.-% Verdichtungs-poren berücksichtigt. Diese Luft ist in die Mörtelmatrix eingebunden. Rechnet man diesen Porengehalt auf das höhere Mörtelvolumen eines Betons mit 80 Vol.-% Sand (bez. auf die gesamte Gesteinskörnung) um, so liegt der Luftgehalt zw. 3 und 4 Vol.-%. Bild 11 zeigt die Zunahme des Luftgehaltes (bzw. die Abnahme der Rohdichte) bei Betonen mit steigendem Sand- bzw. fallendem Kiesgehalt.

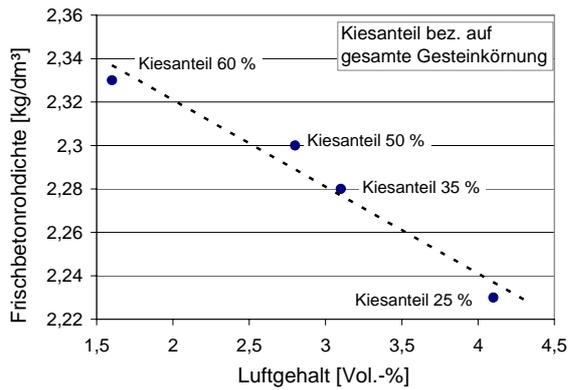


Bild 11: Steigerung des Luftgehaltes mit Zunahme des Sandgehaltes [36]

Nach Untersuchungen aus Frankreich lag der Luftgehalt zwischen 11 und 13 Vol.-%, wenn nur Sand (0/5 mm) als Gesteinskörnung verwendet wurde [3]. Solch hohe Luftgehalte werden in Veröffentlichungen zu Untersuchungen aus Deutschland nicht erwähnt.

Um bei der Stoffraumrechnung die höheren Luftgehalte sandreicher Betone zu berücksichtigen, wird nach Empfehlung von Sievers [11] üblicherweise ein Luftgehalt von 3,5-Vol.-% angenommen. Zu beachten ist, dass im Beton eingeschlossene Luftporen in der genannten Größenordnung die Fließfähigkeit eines Betons erheblich verbessern können.

### 2.2.5 Blüten und Neigung zum Entmischen

Sandreiche Betone reagieren in ihren Frischbetoneigenschaften verglichen zu Normalbeton sensibler auf Schwankungen der Ausgangsmaterialien, was entweder durch eine steifere Konsistenz und schlechtere Verarbeitbarkeit oder durch das Absondern von Wasser (Bluten) und evtl. sogar die Neigung zum Entmischen deutlich werden kann. Blüten und Entmischungsneigung kann besonders dann bei sandreichem Beton mit Fließmittel auftreten, wenn der Dichteunterschied zwischen dispergiertem Zementleim und Körnung (Sand) zu groß ist, d. h. der Zementleim zu flüssig ist.

Neben dem Zementleim hat auch die Gesteinskörnung einen Einfluss auf die Neigung zum Wasserabsondern (Bluten). Je höher der Mehlkornanteil 0-0,125 mm ist, desto größer ist die spezifische Oberfläche der Gesteinskörnung und

desto mehr Wasser kann oberflächenaktiv gebunden werden, so dass die Neigung zum Bluten verringert wird [37].

## 2.3 Festbetoneigenschaften sandreicher Beton

### 2.3.1 Gefüge des erhärteten Betons

Das Gefüge eines erhärteten sandreichen Betons hängt wie das von Normalbeton vom Ablauf der Hydratation des Zementes ab. Selbst bei dichtester Packung kann das Zementgel den zur Verfügung stehenden Raum nicht vollständig ausfüllen, da das Volumen der Reaktionsprodukte kleiner ist als die Summe der Volumina der Ausgangsstoffe. Die verbleibenden, mit Porenwasser gefüllten Zwischenräume werden als Gelporen bezeichnet. Je mehr Zement hydratisiert, desto mehr Gelporen entstehen.

Zur vollständigen Hydratation benötigt der Zement etwa 40 M.-% Wasser, was einem Wasserzementwert von etwa 0,40 entspricht. Da aber gerade bei sandreichem Beton aus Gründen der Verarbeitbarkeit in der Regel mehr Wasser zugegeben werden muss, verbleiben beim Verdunsten dieses Überschusswassers Hohlräume, die als Kapillarporen bezeichnet werden.

Zusätzlich können im Beton bei nicht ausreichender Entlüftung mit Rüttelporen vergleichbare Luftfeinschlüsse verbleiben. Der Gehalt an sichtbaren Luftfeinschlüssen aber auch durchgehenden Kapillarporen kann im sandreichen Beton also größer als bei Normalbeton sein. Einige frz. Untersuchungen ergaben allerdings, dass die Poren bei sandreichen Betonen oder Sandbeton im Gegensatz zu Normalbeton kleiner sind und eine einheitliche Größe haben [2, 3].

Durch den Einsatz von Betonzusatzstoffen, wie z. B. Kalksteinmehl und Steinkohlenflugasche, kann die Ausbildung des Porengefüges im Beton erheblich beeinflusst werden [38]. Die Wirkung von Kalksteinmehl beruht dabei in erster Linie auf den Füllereffekt sowie einer Beschleunigung der Zementhydratation durch die Bildung von Reaktionskeimen. Der Einfluss der Steinkohlenflugasche auf die Ausbildung des Porensystems beruht nur in den ersten Tagen nach der Betonherstellung ausschließlich auf dem

Füllereffekt (rheologische Wirkung). Zusätzlich trägt die puzzolanische Reaktion durch die Bildung zusätzlicher CSH-Phasen zu einer deutlichen Zunahme des Gelporenvolumens bei einer gleichzeitigen Reduzierung des Anteils an größeren Kapillarporen und einer Unterbrechung der Kontinuität des Kapillarporengefüges bei. Der Einfluss der puzzolanischen Reaktion auf das Porengefüge ist vor allem im höheren Betonalter von Bedeutung, da der Reaktionsgrad der Flugasche nach 28 Tagen nur etwa 5 bis 10 % beträgt [38].

Für die wesentlichen Eigenschaften des Betons sind jedoch nicht nur die Eigenschaften des Zementsteins, sondern auch die Eigenschaften der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung maßgebend. Ausschlaggebend hierbei ist, dass die Kontaktzone poröser ist als der übrige Zementstein. Bei sandreichen Betonen dürfte die Kontaktzone aufgrund der wesentlich größeren zu benetzenden Oberfläche von Gesteinskörnern und dem evtl. geringen mittleren Abstand zwischen den Gesteinskörnern noch stärker ins Gewicht fallen als bei Normalbeton.

### 2.3.2 Mechanische Eigenschaften

#### 2.3.2.1 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit und der Verbund zwischen Matrix und Korn wird indirekt über die Kornzusammensetzung, die Kornform und die Kornoberfläche der Gesteinskörnung beeinflusst, da diese Parameter den Wasseranspruch der Gesteinskörnung und damit den w/z-Wert bestimmen. Theoretisch hätten also sandreiche Betone verglichen mit Normalbeton (z. B. Sieblinie B 32) bei gleichem Zement- und Wassergehalt vergleichbar hohe Druckfestigkeiten, wenn der Kornaufbau hohlraumarm ist und der Luftgehalt dem von Normalbeton entspricht.

Manns veröffentlichte 1982 Versuchsergebnisse von sandreichen Betonen, die zeigten, dass die Kornzusammensetzung der Sande die Festbetoneigenschaften beeinflusst [10]. Pilny und Eschke untersuchten die Auswirkungen von feinteilreichen Sanden auf die Druckfestigkeit und beobachteten, dass Beton mit feinteilarmem Sand höhere Druckfestigkeiten erreicht, während sich ein Sand

mit hohem Kornanteil unter 0,25 mm hinsichtlich der Druckfestigkeit bei gleichem w/z-Wert negativ auswirkt [9]. Die Festigkeitsunterschiede sind aber nicht größer als 5 N/mm<sup>2</sup> bei Betonen mit weicher Konsistenz, darüber hinaus sind sie bei größeren w/z-Werten kleiner und bei niedrigen w/z-Werten größer [9].

Sheinin beobachtete hingegen, dass die Druckfestigkeit von Sandbeton (Sand 0/5 mm) zwar wegen des erhöhten Luftgehalts geringer ist als bei Normalbeton, dass bei gleichem Luftgehalt die Festigkeit aber um 5-10 % höher war, wenn ein sehr feiner Sand verwendet wurde [21].

#### 2.3.2.2 Biegezugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit eines Betons wird i. Allg. von den gleichen betontechnischen Parametern und Erhärtungsbedingungen beeinflusst wie die Druckfestigkeit. Laut Bonzel ergeben sich bei gleichem w/z-Wert, gleicher Zementleimmenge und vollständiger Verdichtung bei Betonen mit kleinerem Größtkorn und höherem Sandanteil etwas größere Biegezugfestigkeiten, da der Zementstein in dünnere Schichten aufgeteilt wird und ein Beton mit feinerem Gefüge entsteht [39].

#### 2.3.2.3 Verbund zwischen Beton und Bewehrung

Die Verbundkräfte zwischen Bewehrung und Beton werden üblicherweise in die drei Anteile chemische Adhäsion, Reibung und mechanische Verzahnung aufgegliedert [40], von denen der mechanischen Verzahnung die größte Bedeutung zukommt.

Französische Studien haben gezeigt, dass die aufnehmbaren Verbundspannungen bei Normalbeton größer sind als bei Sandbeton, wenn gerippter Betonstahl verwendet wurde. Bei glattem Betonstahl hingegen sind die Verbundspannungen bei sandreichem Beton und Normalbeton in etwa gleich groß [7], da offensichtlich der Verbund infolge Adhäsion und Reibung vergleichbar ist. Die Pull-Out-Tests mit Sandbeton und Normalbeton des französischen Projekts „Bétons de sable“ zeigten, dass die Ausziehkraft bei Sandbeton sowohl höher als auch niedriger sein kann als bei Normalbeton [3]. Untersuchungen zum Verbundverhalten von sandreichem Rüttelbeton [41] ohne Fließmittel zeigten im Vergleich zum Normalbeton geringere bezogene Verbundspannungen ( $\tau_b/f_{c,cyl}$ )

beim sandreichen Beton. Der sandreiche Beton wies aufgrund seiner geringeren Steifigkeit der Matrix im Bereich der Rippe auch in der bezogenen Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung im Bereich zwischen 0 bis 0,2 mm eine deutlich geringere Verbundsteifigkeit auf als der Normalbeton.

### 2.3.3 Formänderungen

#### 2.3.3.1 Allgemeines

Die Verformungen von Beton werden i. Allg. in lastabhängige und lastunabhängige Verformungen eingeteilt. Die lastabhängigen Verformungen können aufgeteilt werden in die zeitbedingten Verformungen (visko-elastische Anteile) und die zeitunabhängigen Verformungen (rein elastische Anteile). Zu den lastunabhängigen Formänderungen zählt das Schwinden und Quellen sowie die Wärmedehnung.

#### 2.3.3.2 Schwinden und Quellen

Schwinden und Quellen sind reversible, lastunabhängige Formänderungen, die – wenn sie behindert werden – zu Zwang- und Eigenspannungen führen können. Unter Schwinden ist in dieser Arbeit das Trocknungsschwinden des erhärteten Betons gemeint.

Das Schwinden (und Quellen) wird im Wesentlichen durch die Feuchteleitfähigkeit und das Schwindverformungsvermögen beeinflusst. Beide Kenngrößen werden direkt durch die Betonzusammensetzung und die Zementart bedingt [42]. Die Feuchteleitfähigkeit wird von dem Anteil an feuchteleitenden Kapillarporen und deren Porensystem bestimmt. Bei guter Feuchteleitfähigkeit findet ein Feuchteausgleich bei sich ändernden Umgebungsbedingungen über den Betonquerschnitt schneller statt. Während die Feuchteleitfähigkeit ein Maß für die Geschwindigkeit des Transports von Feuchte durch das Kapillarporensystem ist, gibt das Schwindverformungsvermögen (oder die Schwindverformungszahl) Auskunft über das größtmögliche Schwindmaß eines Betons. Das Schwindmaß eines Bauteils wird hauptsächlich durch das Oberflächen/Volumenverhältnis, die Umgebungsbedingungen und beton-technische Faktoren bestimmt. Das Endschwindmaß ist bei gleich bleibendem Zementgehalt umso

größer, je größer der Wassergehalt ist. Je mehr Gelporen im Festbeton vorhanden sind, desto größer ist die innere spezifische Oberfläche des Zementsteins und desto größer ist das Schwindmaß.

Das Schwindverhalten von sandreichem Beton wird in erster Linie von dessen Zusammensetzung beeinflusst. Dabei spielt der Wassergehalt, das Volumen an schwindfähigem Material (Zementstein) sowie das Volumen der Gesteinskörnung eine wichtige Rolle. Ein hoher Wassergehalt und ein hoher Anteil an reaktiven Bestandteilen wie Zement und Flugasche bedingt unter sonst gleichen Bedingungen ein erhöhtes Schwindmaß [14]. Auch Betonzusatzmittel können das Schwindmaß teilweise erheblich beeinflussen. Bei sandreichem Beton mit geringem Grobkornanteil ist eine Reduzierung der schwindbehindernden Wirkung des Korngerüstes mit in Betracht zu ziehen.

Untersuchungen aus Frankreich haben gezeigt, dass das Schwinden von Sandbeton verglichen mit Normalbeton nur geringfügig größer war, wenn die Betonprobekörper luft- und wasserdicht verpackt wurden. Konnten die Probekörper aber austrocknen, war das Schwinden des Sandbetons innerhalb eines gleichen Zeitabschnittes doppelt so groß wie beim Normalbeton. Es wurde angenommen, dass dies an der größeren Porosität des Sandbetons liegt [3]. Neuere Untersuchungen zeigten für eine Austrocknungszeit von rd. 180 Tagen bei sandreichem Beton um rd. 25 % höhere Schwindverformungen als bei Normalbeton (beide w/z-Wert von 0,55) [43].

#### 2.3.3.3 Wärmedehnung

Temperaturdehnungen führen, wenn sie behindert werden, zu Spannungen im Bauteil. Maßgebend für die Temperaturdehnung ist der Temperaturunterschied  $\Delta T$  und die Wärmedehnzahl  $\alpha_T$ . Die Wärmedehnzahl von Beton ist von den Wärmedehnzahlen des Zementsteins und der Gesteinskörnung sowie vom Feuchtegehalt des Betons abhängig.

Die Wärmedehnzahl der Gesteinskörnung ist von der Gesteinsart abhängig. Bei Quarzsand liegt sie im Temperaturbereich 0 bis 60 °C bei 10 bis  $12,5 \cdot 10^{-6}$  1/K. Französische Untersuchungen ergaben, dass sich der Wärmeausdehnungs-

koeffizient von Sandbeton und Normalbeton nur unwesentlich voneinander unterscheidet [3].

#### 2.3.3.4 E-Modul

Der E-Modul von Normalbeton wird im Wesentlichen durch den E-Modul der Gesteinskörnung und des Zementsteins bestimmt, der vom w/z-Wert und dem Hydratationsgrad abhängt. Bei gleichem Volumenanteil an Gesteinskörnung wirkt sich der E-Modul des Grobkorns stärker aus als der E-Modul des Fein- und Mittelkorns [14], was bedeutet, dass der E-Modul kleiner ist, wenn weniger Grobkorn verwendet wurde. Bisherige Untersuchungen zeigten, dass mit einem E-Modul von rd. 20.000 N/mm<sup>2</sup> (bei einer Druckfestigkeit von rd. 23 N/mm<sup>2</sup>) gerechnet werden kann [2, 44].

#### 2.3.3.5 Kriechen

Das Kriechen eines Betonbauteils wird durch den Zementstein verursacht. Die Gesteinskörnung selbst kriecht kaum oder gar nicht, spielt aber insofern eine wichtige Rolle, als dass sie durch ihre Steifigkeit die Kriechverformungen des Zementsteins behindert. Betone mit sehr weicher Gesteinskörnung, wie z. B. Sandstein, kriechen daher mehr. Sandreiche Betone müssten wegen ihres hohen Anteils an Zementstein auch ein höheres Kriechen aufweisen. Untersuchungen aus Frankreich bestätigten dies [3].

### 2.3.4 Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme

Beton dehnt sich bei einer Erwärmung aus und zieht sich bei einer Abkühlung zusammen. Werden diese Verformungen behindert, entstehen bei Erwärmung Druck- und bei Abkühlung Zugspannungen. Der spannungsfreie Zustand wird nach der Erwärmung bei linear elastischen Baustoffen (z. B. Stahl) bei der Ausgangstemperatur erreicht. Bei visko-elastischen Stoffen und/oder Baustoffen mit zeitlich veränderlichem E-Modul (z. B. junger Beton) liegen die spannungsfreien Zustände bei unterschiedlichen Temperaturen vor [45]. Ob während der Abkühlung die Zugspannungen so groß werden, dass die Betonzugfestigkeit überschritten wird, hängt hauptsächlich von der Betonzusammensetzung und dem verwendeten Zement ab [46]. Darüber hinaus spielen die Abkühlungsbedingungen eine sehr wichtige Rolle.

Für sandreiche Betone könnten bei Untersuchungen mit dem starren Reißrahmen folgende Ergebnisse von Breitenbücher [45] von Bedeutung sein:

- Bei Betonen mit kleinerem Größtkorn (8 mm statt 32 mm) war aufgrund des höheren Zementleimgehaltes auch eine höhere Risstemperatur zu beobachten.
- Hohe Luftgehalte (künstliche Luftporen) bedingen einen kleineren E-Modul, so dass bei gleicher behinderter Verformung geringere Zwangsspannungen entstehen als bei einem Beton ohne künstliche Luftporen.
- Die Risstemperatur wird durch die Gesteinskörnungsart beeinflusst. So hatten Betone mit quarzhaltiger Gesteinskörnung (z. B. Rheinkies) aufgrund der höheren Temperaturdehnzahl höhere Risstemperaturen als Betone mit kalkhaltiger Gesteinskörnung (z. B. Kalksplitt).
- Keinen wesentlichen Einfluss auf die Reißneigung des Betons ergaben bei den Untersuchungen von Breitenbücher unterschiedliche Gesteinskörnungen, wenn der Zementleimgehalt und das Größtkorn gleich blieb und die Frischbetonkonsistenz durch unterschiedliche Fließmitteldosierungen erreicht wurde [37].

Zu einer umfassenden Beurteilung der Rissempfindlichkeit eines Betons muss aber auch sein Relaxationsvermögen untersucht werden. Durch einen Vergleich von gemessenen Spannungen im starren Reißrahmen mit berechneten, rein elastischen Spannungen ( $\sigma = \alpha_t \cdot \Delta T \cdot E(t)$ ) zeigt sich, dass während der Erwärmungsphase über die Hälfte der Spannungen durch Relaxation abgebaut werden, während dies in der Abkühlphase deutlich weniger sind (vgl. Bild 12). Über das Relaxationsverhalten sandreicher Betone gibt es derzeit noch keine Erfahrungen. Darüber hinaus ist eine rechnerische Erfassung des gesamten Spannungsverlaufes sehr schwierig, da sich insbesondere während des ersten Tages E-Modul und Relaxation des Betons zu schnell ändern, um eine realistische Spannungsberechnung durchführen zu können.

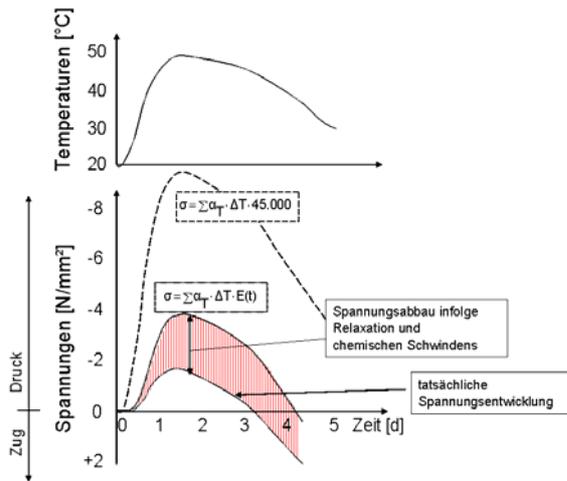


Bild 12: Zeitliche Entwicklung der Temperaturspannungs- und Elastizitätsmodulentwicklung für jungen Beton [46]

### 2.3.5 Dauerhaftigkeit

#### 2.3.5.1 Feuchtetransport in sandreichen Betonen

Der Feuchtetransport beeinflusst maßgeblich die Dauerhaftigkeit von Beton. Für alle Transportmechanismen im Beton ist die Porenstruktur des Betons, d. h. das Porenvolumen, die Porengrößenverteilung und die Art und Weise, wie die Poren untereinander verbunden sind, von entscheidender Bedeutung.

Während Gelporen unter Normalbedingungen mit Porenwasser gefüllt und somit praktisch undurchlässig für Flüssigkeiten und Gase sind, wird der Transport von Wasserdampf und Flüssigkeiten von der Kapillarporosität und damit wesentlich vom w/z-Wert des Betons beeinflusst [47].

Die Kapillarporen sind zunächst mit Zugabewasser gefüllt, das man auch als Kapillarwasser oder "freies Wasser" im Beton bezeichnet. Dieses Kapillarwasser ist im Zementstein ungebunden eingelagert und wird bei Temperatur- oder Luftfeuchteänderungen abgegeben bzw. wieder aufgenommen [48].

Der Feuchtetransport im Beton nimmt deutlich zu, wenn die Kapillarporen untereinander in Verbindung stehen (Kontinuität). Kontinuität liegt nach Powers [49] bei einem Kapillarporenanteil von ca. 25 Vol.-% vor. Um unterhalb dieses Grenzwertes zu bleiben, darf der Wasserzementwert bei voll-

ständiger Hydratation 0,60 nicht übersteigen. Geht man von praxisnahen Hydratationsbedingungen aus, liegt der Hydratationsgrad jedoch auch bei guter Nachbehandlung unter 100 %. Für Betone mit Portlandzement kann von einem Hydratationsgrad von ca. 75 bis 80 % ausgegangen werden [ 50 ]. Demnach kann erst bei einem w/z-Wert von rd. 0,50 die Kontinuität des Kapillarporensystems effektiv verringert werden (vgl. Bild 13).

Da bei sandreichen Betonen der w/z-Wert kaum unter 0,50 liegen wird, ist mit einem verbundenen Kapillarporensystem zu rechnen. Bei einem w/z-Wert von 0,60 und einem Hydratationsgrad von rd. 80 % wäre nach Bild 13 mit einem Kapillarporenanteil von 30 Vol.-% zu rechnen.

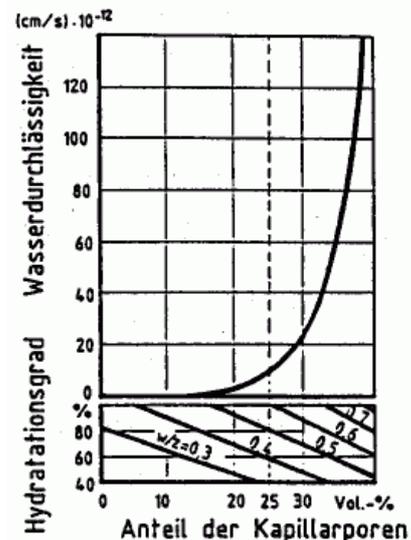


Bild 13: Abhängigkeit der Wasserdurchlässigkeit von Zementstein vom w/z-Wert, dem Hydratationsgrad und dem Kapillarporenraum [nach 51]

Da für den Feuchtetransport auch die Dichtigkeit der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung von maßgebender Bedeutung ist, tritt der Einfluss der Kontaktzone auf die Durchlässigkeit umso stärker hervor, je größer die Kontaktfläche zwischen Zementstein und Gesteinskörnung im Beton ist. Bei sandreichem Beton fällt die Kontaktzone zwar stärker ins Gewicht (vgl. Kap. 2.3.1), der im Vergleich zu Normalbeton höhere Gehalt an feinen Betonzusatzstoffen könnte dies aber durch eine Zunahme der Dichtigkeit der Kontaktzone kompensieren.

Der Feuchtetransport beeinflusst die Betoneigenschaften Wassereindringvermögen, Frostbeständigkeit und Karbonatisierung (vgl. folgende Kapitel). Diesbezüglich liegen für sandreiche Betone in Deutschland noch keine systematischen Untersuchungen vor.

#### 2.3.5.2 Wassereindringtiefe

Die Wassereindringtiefe eines Betons hängt in erster Linie von der Dichtigkeit des Zementsteins ab, da die Gesteinskörnung im Allgemeinen als dicht angenommen werden kann. Französische Untersuchungen belegen, dass die Wassereindringtiefe bei Sandbeton mit der von Normalbeton zu vergleichen ist, wenn ein sehr feiner Füller (feiner als Zement) als Zusatzstoff verwendet wurde [9]. Erfahrungen mit deutschen Zementen und Betonzusatzstoffen liegen bislang nicht vor.

#### 2.3.5.3 Frostwiderstand

Für den Frostwiderstand eines sandreichen Betons sind wie bei Normalbeton ausreichend frostwiderstandsfähige Gesteinskörnung, ein dichtes Gefüge und eine ausreichende Matrixfestigkeit maßgebend.

Die Dichtigkeit des Zementsteins wird von der Zementart, dem Wassergehalt bzw. der Art und der Menge der Zementsteinporen bestimmt (vgl. Kap. 2.3.5.1). Das Wasser in den Poren gefriert bei umso tieferen Temperaturen, je feiner die Poren sind und je weniger grobe Kapillarporen es gibt [ 52 ]. Sandreiche Betone werden aber aufgrund ihres erforderlichen w/z-Wertes auch Kapillarporen aufweisen (vgl. Bild 13). Für den Frostwiderstand eines Betons ist frostbeständige Gesteinskörnung notwendig, was bei Natursand aufgrund des Verwitterungsprozesses gegeben sein dürfte.

#### 2.3.5.4 Karbonatisierung

Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit ist abhängig von den Umweltbedingungen, der Betonzusammensetzung und der Nachbehandlung. Bei gleichen Umweltbedingungen ist die Karbonatisierung primär abhängig vom Diffusionswiderstand (Dichtigkeit) des Betons. Untersuchungen aus Frankreich zeigten, dass die Karbonatisierungstiefe bei Sandbeton – offensichtlich aufgrund des höheren Luftgehaltes – größer ist als bei Normalbeton. Bei Zugabe eines sehr feinen Füllers kann sie aber im Bereich von Normalbeton liegen [3].

## 2.4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Der maßgebende Einflussparameter hinsichtlich der Frischbetoneigenschaften sandreicher Betone ist der Sand selbst. Über seine granulometrischen Eigenschaften wie Korngröße und Korngrößenverteilung, sowie Kornform und Kornoberflächenrauigkeit beeinflusst er direkt die Zusammensetzung sandreicher Betone.

Aus diesem Grunde werden im Folgenden dieser Arbeit die granulometrischen Eigenschaften der untersuchten Sande sowie deren rheologische Wirkung detailliert erarbeitet. Die in der Theorie gefundenen Annahmen sollen dann zunächst in Untersuchungen mit Mörteln überprüft werden. Für diese Untersuchungen wird das Rotationsviskosimeter verwendet, da dieses bereits auf kleinste Änderungen innerhalb des Prüfgutes reagiert, so dass auch der Einfluss nur geringer Änderungen hinsichtlich der granulometrischen Eigenschaften quantifiziert werden kann.

Diese Untersuchungen am Frischmörtel zielen zusammen mit Untersuchungen am Frischbeton darauf ab, einerseits praxisingerechte Optimierungspotentiale zu finden und andererseits eine praxisnahe Rezeptentwicklung für sandreiche Betone zu konzipieren.

Um die technischen Möglichkeiten sandreicher Betone besser abgrenzen zu können, werden abschließend wichtige betontechnische Kenndaten untersucht. Diese konnten zwar teilweise in der Grundlagenforschung (Kap. 2.3) erarbeitet werden, systematische Untersuchungen, um die baupraktische Eignung sandreicher Betone zu verdeutlichen und deren mögliche Einsatzgebiete herauszukristallisieren, gab es in Deutschland aber noch nicht. Die Untersuchungen wurden an Betonen mit 65 und 80 Vol.-% Sand 0/2 mm (bezogen auf die ges. Gesteinskörnung) durchgeführt.

Die einzelnen Versuchsprogramme der Untersuchungen am Frischmörtel und Frischbeton sowie zur Bestimmung der betontechnologischen Kenndaten am Festbeton werden in den jeweiligen Kapiteln detailliert beschrieben. Eine Übersicht über die Struktur und die Vorgehensweise der Untersuchungen ist folgendem Schaubild zu entnehmen:

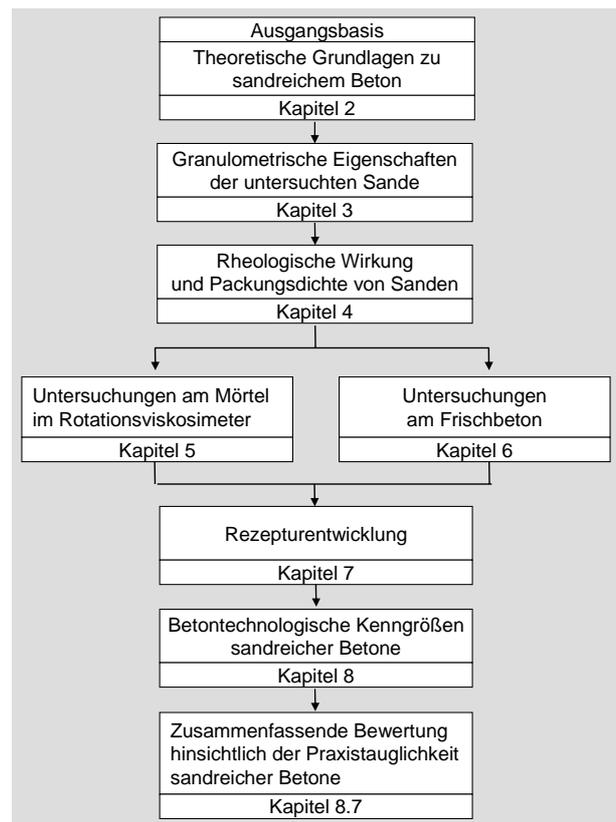


Bild 14: Übersicht über die Vorgehensweise und Struktur dieser Arbeit

### 3 GRANULOMETRISCHE EIGENSCHAFTEN DER SANDE

#### 3.1 Herkunft der Sande

In das Untersuchungsprogramm gingen hauptsächlich sieben Sande aus verschiedenen Lagerstätten ein (Sand A bis F). Diese sieben Sande wurden ausgesucht, da sie durch ihre geographische Lage das Gebiet mit Überschusssanden in Deutschland abdecken (Bild 15). Bei Sand A handelt es sich um einen Sand aus dem Niederrheingebiet, bei dem angenommen wurde, dass seine Korngrößenverteilung neben dem Gletschertransport auch durch den Flusstransport maßgebend bestimmt wurde. Sand B und C sind Sande von der Nord- bzw. Ostsee, die dort durch Gletscher- und Schmelzwasseranlagerungen in der letzten Eiszeit abgelagert wurden. Sand D ist ein Sand aus dem Raum um Schwerin (Mecklenburg-Vorpommern) mit dem bereits mehrere Untersuchungen zu sandreichen Betonen stattfanden [11, 78]. Sand E ist ein Sand aus dem Berliner Raum, er wurde gewählt, weil er aus einem extrem kiesarmen Gebiet kommt. Sand F ist ein Sand vom südwestlichen Rand des Gebietes mit Überschusssanden. Er wurde hauptsächlich wegen seines hohen Mehlgorngehaltes gewählt (vgl. Kap. 3.2), der die Verarbeitbarkeit des Frischbetons beeinflussen könnte.

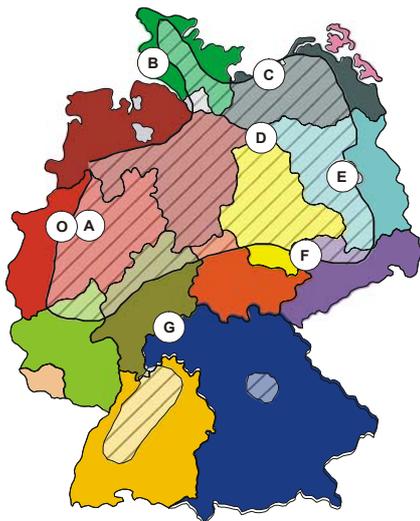


Bild 15: Regionen mit Überschusssanden in Deutschland (schraffierte Flächen) und Lage der ausgewählten Sand- und Kieswerke

Um Zusammenhänge deutlicher hervorzuheben und Ergebnisse zu verifizieren, wurden darüber hinaus weitere Sande in das Versuchsprogramm aufgenommen, u.a. ein vorklassierter Quarzsand aus dem Rheingebiet (Sand O), ein Sand aus dem Maingebiet (Sand G) oder der Normensand für Mörtel (weitere Sande vgl. auch Tabelle A 1 im Anhang).

#### 3.2 Korngrößenverteilung

Die Korngrößenverteilung der Sande wurde nach DIN EN 933-1 (Ausg. 10.97) [53] bestimmt. Tabellarisch ist der Anteil der einzelnen Siebdurchgänge in Tabelle A 1 im Anhang dargestellt. Sand A aus dem Niederrheingebiet hat einen auffallend geringen Anteil an Korn  $< 0,25$  mm und gleichzeitig einen großen Anteil an Korn 0,25 bis 0,5 bzw. 0,5 bis 1 mm (vgl. Bild 16). Alle anderen Sande haben einen Gehalt an Korn  $< 0,25$  mm von 10 bis 20 Vol.-%, wobei Sand F aus dem Gebiet bei Jena den größten Anteil hat. Sand O ist ein reiner Quarzsand, dessen Sieblinie aus den Fraktionen 0-0,5 mm, 0,5-1 mm und 1-2 mm im Labor zusammengesetzt wurde.

Nach der Theorie führt ein Sand mit stetiger Sieblinie (wie z. B. von Sand N (Normensand für Mörtel)) zu einem geringeren Hohlraumvolumen als ein Sand mit unstetiger Sieblinie. Demnach müsste die Packungsdichte von Sand A aufgrund der Unstetigkeit bei der Korngröße 0,25 mm verglichen zu den anderen Sanden geringer sein. Die Berechnungen zum Hohlraumgehalt und zur Packungsdichte bestätigen dies (vgl. Kap. 4.4).

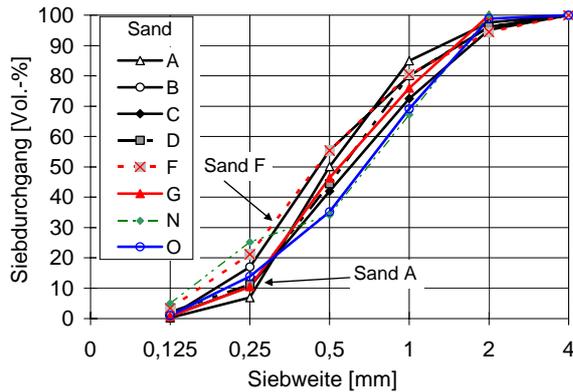


Bild 16: Sieblinien der Sande

Um die Zusammensetzung des Mehlkorns genauer untersuchen zu können, wurden die Kornverteilungen der Sande A, B, C, D und F bis zu einem Größtkorn von 1 mm mit dem Lasergranulometer bestimmt und auf den bei der Sieblinienbestimmung ermittelten Siebdurchgang bei 1 mm Sieblochweite bezogen. Dies ist insbesondere wichtig, um die Gesamtsieblinie von Gesteinskörnung, Zement und Betonzusatzstoff bewerten zu können (vgl. Kap. 5.4.6).

Die gesamten Sieblinien von 0 bis 1 mm sind im Anhang in Bild A 1 dargestellt, die Sieblinien des Kornbereichs 0 bis 0,125 mm sind in Bild 17 dargestellt.

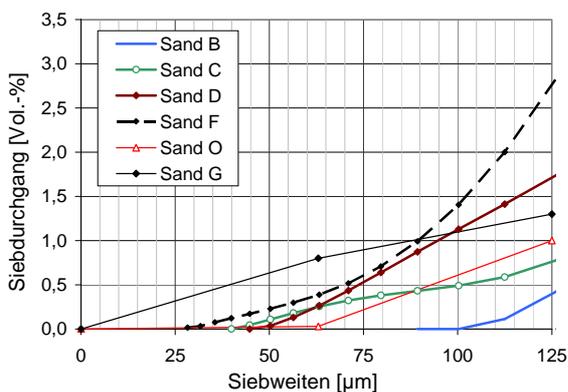


Bild 17: Korngrößenverteilung der Sande B, C, D, F, O und G bis 125 µm

Auffallend ist zunächst, dass Sand A keinen und Sand B nur einen sehr geringen Anteil an Mehlkorn hat. Darüber hinaus wies keiner der untersuchten Sande einen signifikant hohen Mehlkorngehalt auf (max. 2,8 Vol.-% bei Sand F). Die Zusammensetzung der Sande G und O wurden durch Siebung ermittelt und sind ebenfalls in Bild 17 dargestellt. Sand G hat verglichen zu allen anderen Sanden den

größten Gehalt an Korn < 0,063 mm, was einen Einfluss auf die Fließfähigkeit haben könnte. Auf der anderen Seite könnte ein sandreicher Beton mit einem Sand mit wenig Mehlkorn- und Feinstsandanteil (z. B. Sand A) aufgrund der geringeren zu benetzenden Oberfläche – insbesondere nach der Fließmittelzugabe - eher zum Wasserabsondern oder zur Entmischung neigen.

Aus den ermittelten Sieblinien wurden die jeweiligen Körnungsziffern  $k$  berechnet. Der  $k$ -Wert ist die Summe der in Prozent angegebenen Rückstände auf dem vollständigen Siebsatz mit 9 Sieben bis 63 mm (ohne das Sieb 0,125 mm), dividiert durch 100:

$$k = \frac{1}{100} \cdot \sum_i R_i \quad [-] \quad [\text{Gl. 3}]$$

mit:

$R_i$  = Rückstand auf dem Sieb  $i$  in Stoffraum-% der gesamten Gesteinskörnung

Je kleiner die Körnungsziffer eines Sandes ist, desto mehr Feinstsand < 0,25 mm ist im Sand enthalten. Die  $k$ -Werte der Sande lagen zwischen 0,75 (Sand E) und 1,80 (Sand C; vgl. Tabelle A 5). Sie entsprechen den praxisüblichen Erfahrungen von Sanden 0/2 (mit Ausnahme von Sand E).

Ob der  $k$ -Wert ein geeignetes Beurteilungskriterium hinsichtlich der Herstellung und Verarbeitbarkeit sandreicher Betone ist, ist wegen der Nichtbeachtung der Korngrößen < 0,25 mm zu diskutieren.

### 3.3 Kornform und Kornoberflächenausbildung

Die *Kornform* wurde durch Schlitzsiebung an der Korngruppe 1,6/2 mm bestimmt. Feix [54] bestätigte in stereomikroskopischen Untersuchungen, dass sich die Kornformverhältnisse von verschiedenen Korngruppen eines Sandes sehr ähneln und dass die Korngruppe 1,6/2 mm hinsichtlich der Kornform als repräsentativ für den gesamten Sandbereich betrachtet werden kann.

Das Verfahren zur Kornformbestimmung beruht auf einer Einteilung von Körnungen mittels Schlitz- oder Langlochsieben in vier Kornformgruppen (I, II, III und IV) und einer Ermittlung von Kornformverteilungen. Die Kornformgruppe I bezieht sich

auf sehr kubisch geformte Körner, die Kornformgruppe IV auf sehr spießige, plattige Körner, was bedeutet, dass ein Sand mit einem hohen Anteil der Kornformgruppe I (und/oder II) insgesamt eine kubisch, gedrungene Kornform hat. Die graphische Auswertung der Versuche ist im Anhang in Bild A 2 dargestellt, die Berechnung einzelner Kornformbeiwerte  $k_f$  ist in Tabelle A 3 zusammengefasst. Bei der Berechnung werden die Rückstände auf den Sieben II, III und IV aufsummiert und durch drei geteilt. Je größer der Siebdurchgang durch das Sieb der Kornformgruppe I (Schlitzsiebweite > 1,25 mm) ist, desto kleiner ist also der Kornformbeiwert  $k_f$  und desto kubischer ist der Sand geformt.

Die ermittelten Kornformbeiwerte  $k_f$  sind in Tabelle 2, Seite 21 zusammengefasst. Die Werte lassen darauf schließen, dass Sand A und C bzw. Sand B und D eine ähnliche Kornform haben. Die Sande F, G und O haben einen höheren Anteil an kugelig geformten Körnern (kleinerer Kornformbeiwert  $k_f$ ), die sich z. B. von Sand A deutlich unterscheiden.

Durch Aufnahmen im Rasterelektronenmikroskop (REM) wurde die Kornform nochmals festgehalten, um diese mit den in der Schlitzsiebung ermittelten Kornformbeiwerten vergleichen zu können. Gleichzeitig konnte über die REM-Aufnahmen der Aspekt der Oberflächenrauigkeit geklärt werden.

Um die Kornform der Sande zu beschreiben, wurden die Korngrößen 0,25-0,5 und 0,5-1,0 mm untersucht, da diese volumenmäßig den größten Anteil der vorliegenden Natursande ausmachten. Die Aufnahmen wurden mit einer 20-fachen Vergrößerung erstellt. An vereinzelt Körnern wurde die Kornoberfläche mit einer 70 bzw. 150-fachen Vergrößerung festgehalten.

Tabelle A 4 gibt einen Überblick über die Unterschiede hinsichtlich der Kornform. Es ist dabei zu beachten, dass die subjektive Beurteilung der Kornform nicht durch die Eigenschaften der Oberfläche beeinflusst werden sollte. Als Hilfestellung zur Beurteilung der Kornform wurden deswegen

Kreise um einzelne Sandkörner gezogen, die die Abweichung der Ist-Form zur Kugelform zumindest im zweidimensionalen Raum veranschaulichen.

Eine deutliche Zunahme der Kugeligkeit konnte bei der Korngröße 0,25/0,5 mm im Vergleich zu 0,5/1 mm nicht festgestellt werden. Die Kornform beider Korngrößen war vergleichbar.

Die Kornoberfläche wurde in folgende drei unterscheidbare Ausprägungsformen eingeteilt:

- glatt und geschlossen,
- kantig und zerklüftet sowie
- mürbe und offenporig.

Die Beurteilung der Kornoberfläche erfolgte über beide Kornfraktionen, da sich diese aber ebenfalls nicht wesentlich voneinander unterscheiden, ist in Tabelle A 4 nur die Oberfläche der Korngröße 0,5/1 mm dargestellt.

Einen großen Anteil an glatten Körnern hatte Sand D, der oft Vertiefungen aufwies. Sand F hingegen zeigte eine auffällig zerklüftete Oberfläche. Diese war – wenn auch nicht in so großen Mengen – auch bei Sand A zu erkennen. Sand B wies größtenteils kantige Oberflächen auf, die aber geschlossen waren. Vereinzelt gab es Körner, offensichtlich Kalkablagerungen, die eine mürbe, stark offenporige Oberfläche aufwiesen. Die Kornoberflächen von Sand N waren überwiegend glatt und geschlossen, die von Sand G wiesen sowohl glatte Körner als auch stark zerklüftete Kornoberflächen auf. In welchem Ausmaß sich eine mürbe und/oder offenporige Oberfläche eines Sandes hinsichtlich der rheologischen Eigenschaften eines Betons im Vergleich zu einer glatten, geschlossenen Sandkornoberfläche auswirken, ist noch ungeklärt.

Eine mögliche Einteilung der Kornform sowie eine Beurteilung der Oberflächenrauigkeit nach Bild 9 aufgrund der Untersuchungen im REM ist in Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle 2: Augenscheinliche Beurteilung der Sande A, B, C, D, F, G, N und O hinsichtlich Kornform und Rauigkeit

Sand	$k_f$ (Schlitzsiebung)	Augenscheinliche Beurteilung der Kornrauigkeit
	[-]	[-]
A	11,4	eckig bis kantig
B	9,9	Kanten gerundet
C	10,4	eckig bis kantig
D	8,7	rund bis gerundet Kanten gerundet
F	5,5	eckig bis kantig
G	4,6	eckig bis kantig Kanten gerundet
N	--	rund bis gerundet
O	6,5	rund bis gerundet

Die spezifische Oberfläche einer Gesteinskörnung kann näherungsweise angegeben werden, wenn man die Oberfläche für kugelförmige Gesteinskörnung berechnet und die von der Kugel abweichende Kornform durch den Beiwert  $a_f$  berücksichtigt. Der Formbeiwert  $a_f$  liegt für kugelige Kornform bei 5, für würfelige Kornform bei 8,5, für gedrungene, abgerundete, kantige Kornform zwischen 8 und 10,5 und für plattige, nadelige Kornform zwischen 12 und 17 [55]. Der Wert  $a_f$  ist nicht mit den empirisch ermittelten Kornformbeiwerten aus der Schlitzsiebung zu vergleichen. Deswegen wurden die Formbeiwerte  $a_f$ , die zur Berechnung der spezifischen Oberfläche

benötigt werden, zwischen den Werten 7 und 10,5 (gedrungen bis kantig) in Anlehnung an die ermittelten Kornformbeiwerte  $k_f$  aus der Schlitzsiebung und unter Berücksichtigung der REM-Aufnahmen gewählt. Die  $a_f$ -Werte der einzelnen Sande sind Tabelle A 5 zu entnehmen. Die Unterschiede der Formbeiwerte  $a_f$  sind sehr gering.

Die spezifische Oberfläche errechnet sich als Summe der anteiligen Oberflächenwerte aller Korngruppen:

$$O = \sum O_i = \frac{a_f}{\rho_{Rg}} \sum \frac{10a_i}{d_{mi}} \quad [\text{m}^2/\text{kg}] \quad [\text{Gl. 4}]$$

mit:

- $O_i$  = Oberfläche der Korngruppe i [m<sup>2</sup>/kg]
- $\rho_{Rg}$  = mittlere Kornrohddichte der Gesteinskörnung [kg/m<sup>3</sup>]
- $d_{mi}$  = mittlerer Durchmesser der Korngruppe i [mm];  $d_{mi} = \sqrt{D_i \cdot d_i}$
- $a_i$  = Anteil der Korngruppe i [M.-%]
- $a_f$  = Formbeiwert [-]

Die Kornrohddichten, die für die Berechnung benötigt werden, wurden am trockenen Sand nach DIN EN 1097-3 [56] bestimmt. Sie lagen zwischen 2,642 kg/dm<sup>3</sup> (Sand A) und 2,663 kg/dm<sup>3</sup> (Sand F).

Die errechneten spez. Oberflächen der Sande lagen zwischen 7,051 m<sup>2</sup>/kg (Sand D) und 12,181 m<sup>2</sup>/kg (Sand E, vgl. Tabelle A 5).

### 3.4 Mineralogische Zusammensetzung der Sande

Um einen möglichen Einfluss der chemischen (mineralogischen) Zusammensetzung der Sande auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften zu untersuchen, wurden die Sande im Röntgenbeugungsfraktometer analysiert. Hierfür wurden die Sande gemahlen und auf eine Partikelgröße von max. 32 µm gesiebt. Die Ergebnisse der Analyse sind in Tabelle 3 dargestellt:

Tabelle 3: Mineralogische Zusammensetzung der Sande A, B, C, D, F und G

Bestandteile	Sand					
	Anteile in Vol.-%					
	A	B	C	D	F	G
Quarz	70,3	65,8	75,9	75,2	79,3	86,7
Feldspat	19,0	24,1	15,8	20,0	20,7	13,3
Calcit	10,7	12,1	8,3	4,8	---	---

Sand G hat den höchsten, Sand B den geringsten Quarzanteil. Das Feldspat setzt sich aus Kali- und Natriumfeldspat zusammen. Da die Feldspatart betontechnologisch keine Auswirkungen hat, wurden beide Anteile addiert. Den geringsten Anteil an Feldspat hat Sand G. Die calcitischen Anteile waren bei den Sanden von der Nord- und Ostsee (Sand B und C) erwartungsgemäß höher, aber auch Sand A aus dem Niederrheingebiet wies einen rel. hohen calcitischen Anteil von 10,7 Vol.-% auf. In Sand F und Sand G kam kein Calcit vor.

Insgesamt zeigten die untersuchten Sande keine signifikanten Unterschiede hinsichtlich der Quarzgehalte, was auf einen ähnlichen Verwitterungsprozess der untersuchten Sande hindeutet, die alle aus sehr sandreichen Regionen stammten (vgl. Bild 15).

## 4 RHEOLOGISCHE WIRKUNG DER SANDE

### 4.1 Allgemeines

Die Beurteilung zur Auswirkung unterschiedlicher Sande auf die rheologischen Eigenschaften von Mörteln ist streng genommen nur bei konstantem Bindemittelleimvolumen möglich. Neben dem w/z- oder w/b-Wert muss deswegen auch das Verhältnis von Volumen Gesteinskörnung zu Volumen Bindemittelleim konstant bleiben. Bei Untersuchungen zum rheologischen Verhalten von Mörteln wird dies oft über den Füllungsgrad definiert [57]. Der *Füllungsgrad* des Mörtels wird unter Vernachlässigung des Luftgehaltes wie folgt berechnet:

$$F = \frac{\text{Sand}_{\text{Vol}}}{\text{Bindemittelleim}_{\text{Vol}}} \quad [-] \quad [\text{Gl. 5}]$$

Die Erhöhung des Sandvolumens wird bei Untersuchungen zum rheologischen Verhalten üblicherweise über den Füllungsgrad ausgedrückt.

### 4.2 Einfluss verschiedener Sande auf die Konsistenz

In diesem Kapitel wird zunächst ganz allgemein der Einfluss des Sandes auf die rheologischen Eigenschaften von Mörtel und Beton dargestellt. In Anlehnung an Bild 9 erfolgt dies über den Wasseranspruch der Sande sowie Untersuchungen hinsichtlich der Frischmörtel- und Frischbetonkonsistenz.

#### Hohlraumgehalt der Sande

Empirisch kann der Hohlraumgehalt eines Sandes näherungsweise mit dem Verfahren nach Puntke [58] bestimmt werden. Puntke interpretiert diesen Hohlraumgehalt als Wasseranspruch  $n_w$ . Für 15 im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Sande wurde der Hohlraumgehalt (Wasseranspruch nach Puntke) bestimmt und die Ergebnisse in Abhängigkeit vom k-Wert der jeweiligen Sande dargestellt (Bild 18).

Innerhalb der Natursande 0/2 mm unterscheidet sich der Wasseranspruch  $n_w$  um bis zu  $50 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ . Die granulometrischen Eigenschaften wie Kornform oder Kornoberflächenrauigkeit spielen dabei

eine wichtige Rolle, da Sande mit gleichem k-Wert stark unterschiedliche Hohlraumgehalte (Wasseransprüche nach Puntke) haben (z. B. Sand D und Sand G).

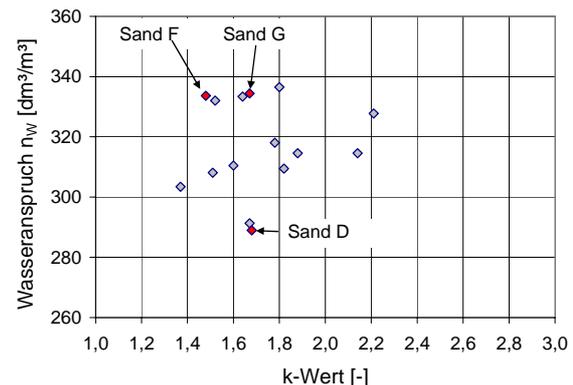


Bild 18: Wasseranspruch verschiedener Sande 0/2 mm (nach Puntke) in Abhängigkeit vom k-Wert

In einem weiteren Schritt wird der Einfluss unterschiedlicher Sande auf die Konsistenz von Mörteln untersucht.

#### Ausbreitmaße von Mörteln

Mit sieben Natursanden wurde deren Einfluss auf das Ausbreitmaß von Mörteln untersucht. Es wurde ein CEM I 32,5 R (Zement M) und eine Steinkohlenflugasche (SFA RB) verwendet. Die Mörtel wurden einheitlich mit einem Zement / Flugasche-Volumenverhältnis von 1,97 hergestellt (entspricht  $360 \text{ kg}/\text{m}^3$  Zement und  $135 \text{ kg}/\text{m}^3$  Flugasche). Die physikalischen und chemischen Eigenschaften des Zementes sind im Anhang zusammengefasst (Tabelle A 6). Es wurden Mörtel mit unterschiedlichen Sanden und Füllungsgraden hergestellt. Die Mörtelzusammensetzungen sind im Anhang in Tabelle A 7 zusammengefasst.

Die Bestimmung des Ausbreitmaßes erfolgte mit dem Hägermanntrichter nach DIN 1060 Teil 3 [59]. Bild 19 zeigt den Zusammenhang zwischen dem k-Wert der Sande und der Mörtelausbreitmaße.

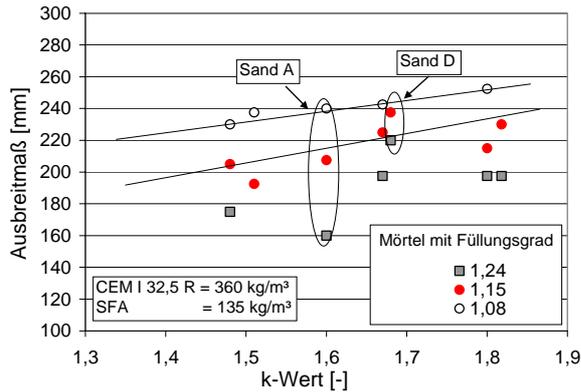


Bild 19: Ausbreitmaße von Mörteln mit verschiedenen Sanden in Abhängigkeit des k-Wertes

In der Tendenz ergibt sich bei einem kleineren k-Wert des Sandes ein geringeres Ausbreitmaß. Dies ist besonders gut bei Mörteln mit einem Füllungsgrad von 1,08 zu erkennen, deren w/z-Wert 0,80 entsprach. Bei höheren Füllungsgraden wird das Ausbreitmaß aufgrund des geringeren Wassergehaltes offensichtlich stärker durch die Kornform und Oberflächenrauigkeit beeinflusst. So hatte z. B. Mörtel mit Sand D, dessen Kornoberfläche deutlich glatter ist als die der anderen Sande bei einem Füllungsgrad von 1,24 (w/z-Wert 0,71) ein deutlich höheres Ausbreitmaß als die anderen Mörtel, während z. B. Mörtel mit Sand A (FG 1,24) aufgrund seiner sehr rauen Oberfläche ein geringeres Ausbreitmaß (160 mm) aufwies.

Ausbreitmaße von sandreichen Betonen

Als nächstes ist nachzuweisen, dass auch an sandreichen Betonen der Einfluss des Sandes auf die Betonkonsistenz vorhanden ist. Hierfür wurden Betone gleicher Zusammensetzung mit 320 kg/m<sup>3</sup> CEM I 32,5 R (Zement M), 160 kg/m<sup>3</sup> SFA und einem Wassergehalt von 192 l/m<sup>3</sup> verglichen. Um eine fließfähige Konsistenz einzustellen, die über den Ausbreitversuch nach DIN 1048 [74] bestimmt wurde, wurde bei allen Betonen das gleiche Fließmittel zugegeben. Bild 20 zeigt den Fließmittelbedarf, der bei identischen Betonzusammensetzungen notwendig war, um einen homogenen fließfähigen Beton herzustellen (Ausbreitmaße zwischen 540 und 570 mm). Je feiner der Sand war, desto mehr Fließmittel wurde benötigt, um, bei sonst gleicher Betonrezeptur, eine fließfähige Konsistenz einzustellen.

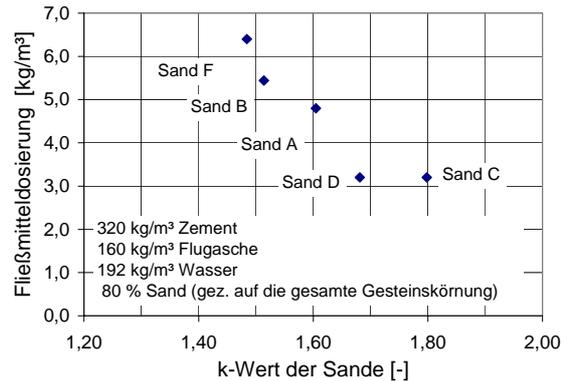


Bild 20: Fließmitteldosierung sandreicher Betone zur Einstellung einer fließfähigen Konsistenz (Ausbreitmaß zw. 540 und 570 mm) in Abhängigkeit vom k-Wert der Sande

Zusammenfassung

Es wurde gezeigt, dass die rheologische Wirkung des Sandes direkt am Mörtel untersucht und diese auch in den Frischbetoneigenschaften gefunden werden kann. Die Ergebnisse vom Mörtel können also auf den sandreichen Beton übertragen werden, so dass das Fließverhalten sandreicher Betone zumindest qualitativ vom Fließverhalten eines Mörtels abgeleitet werden kann.

Die in Bild 19 und Bild 20 dargestellten Ergebnisse veranschaulichen hierbei zwar den Einfluss des Sandes auf die rheologischen Eigenschaften, sie lassen aber keine getrennte Beurteilung hinsichtlich der rheologischen Wirkungsweise der einzelnen granulometrischen Eigenschaften der Sande zu. Diese verschiedenen Einflussfaktoren werden nachfolgend empirisch untersucht. Hierfür werden im folgenden Kapitel zunächst die Parameter, die das Fließverhalten von sandreichem Beton beeinflussen, theoretisch erläutert.

**4.3 Fließverhalten von Mörtelsuspensionen**

**4.3.1 Modellvorstellung**

Zum besseren Verständnis des Fließverhaltens von Mörtelsuspensionen wird die Modellvorstellung von Krell aufgegriffen [60, 61]. Krell geht vereinfachend davon aus, dass sich der Zementleimbedarf von gefügedichtem Beton aus zwei Anteilen zusammensetzt. Ein Teil ist zum Auffüllen der Hohlräume der Gesteinskörnung erforderlich und erst wenn diese vollständig aufgefüllt sind, kann

eine Leimschicht die Körner umhüllen, die die verflüssigende (schmierende) Wirkung des Zementleims ermöglicht (vgl. Bild 21). Dabei wird idealisierend angenommen, dass die Dicke der Zementleimschicht um alle Partikel gleich groß ist. Mit zunehmender Dicke der Leimschicht bei konstanter Leimzusammensetzung sowie bei konstanter Schichtdicke mit zunehmender Fließfähigkeit des Leims wird die Betonkonsistenz weicher.

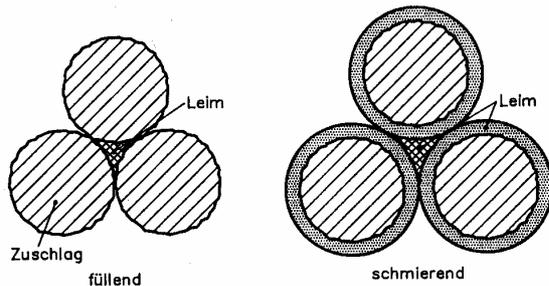


Bild 21: Prinzipielle Darstellung der Leimwirkung im Beton (nach Krell [61])

Die Fließfähigkeit des Zementleims (oder Bindemittelleims) kann basierend auf der gleichen Vorstellung erklärt werden. Erst wenn das Zwickelvolumen zwischen den Partikeln mit Wasser aufgefüllt ist, legt sich ein Wasserfilm um alle Partikel und mit einer zunehmenden Wasserfilmdicke wird linear auch die Konsistenz weicher [61]. Streng genommen legt sich auch um alle Gesteinskörner ein dünner Wasserfilm von 2-3 Moleküldicken (Stern-Layer-Schicht), der den Wasseranspruch der Gesteinskörnung zwar letzten Endes mitbestimmt, da diese Moleküle unbeweglich sind [62], der aber hinsichtlich des Gesamtwassergehaltes eher unbedeutend ist.

Optimales Fließverhalten eines Mörtels kann demnach erreicht werden, wenn alle mineralischen Ausgangsstoffe möglichst dicht gepackt sind. Ausgehend vom Kugelmodell ist ein optimaler Füllereffekt gegeben, wenn sich das Verhältnis zwischen den feineren und den gröberen Teilchen zu maximal  $x_{\max, \text{fein}} / x_{\max, \text{grob}} = 0,315$  einstellt [63].

Es sei an dieser Stelle anzumerken, dass die Untersuchungen hinsichtlich der Optimierung von sandreichen Betonen nicht - wie bei selbstverdichtendem oder ultrahochfestem Beton - auf eine Optimierung der Partikelzusammensetzung im Feinkornbereich abzielen können. Da die Zusammensetzung der sandreichen Gesteinskörnung im Prinzip lagerstättenspezifisch ist, wäre ein zusätzlicher Optimierungsschritt (z. B. eine Aussiebung einzelner Korngrößen) unwirtschaftlich und deshalb nicht praxistauglich. Die Untersuchungen dieser Arbeit zielten also vielmehr darauf ab, mit gegebenen Ausgangsmaterialien sandreiche Betone zu entwickeln und Optimierungsansätze zu finden, die für eine Großproduktion praxistauglich und wirtschaftlich sind. Bei den folgenden Untersuchungen kann deswegen die Konsistenz des Leims nur durch die Menge der Ausgangsmaterialien gesteuert werden (Zement, SFA, Wasser), nicht aber durch die Wahl besonderer Betonzusatzstoffe (z. B. Silikastaub) oder die manuelle Einstellung einer Ausfallkörnung.

Darüber hinaus wird in dieser Arbeit vereinfachend davon ausgegangen, dass die Leimschicht, die sich um die Körner legt, über die ganze Dicke homogen ist, die dünne Schicht aus Wassermolekülen (Stern-Layer-Schicht) sowie die Inhomogenität der Übergangsschicht zwischen Gesteinskorn und Zementsteinmatrix vernachlässigt werden kann und es auch keine Bereiche geringerer Packungsdichten bedingt durch den „Wall-Effect“ gibt (vgl. Kap. 2.1.1.3). Geht man dann davon aus, dass die Umgebungsbedingungen konstant bleiben (konstantes Raumklima, konstante Frischmörteltemperatur), so werden die rheologischen Eigenschaften eines Mörtels hauptsächlich vom Sand, und zwar von seinen physikalischen und evtl. von seinen chemischen Eigenschaften beeinflusst. Bild 22 stellt die Zusammenhänge der einzelnen Einflussparameter, die sich teilweise gegenseitig beeinflussen, graphisch dar.

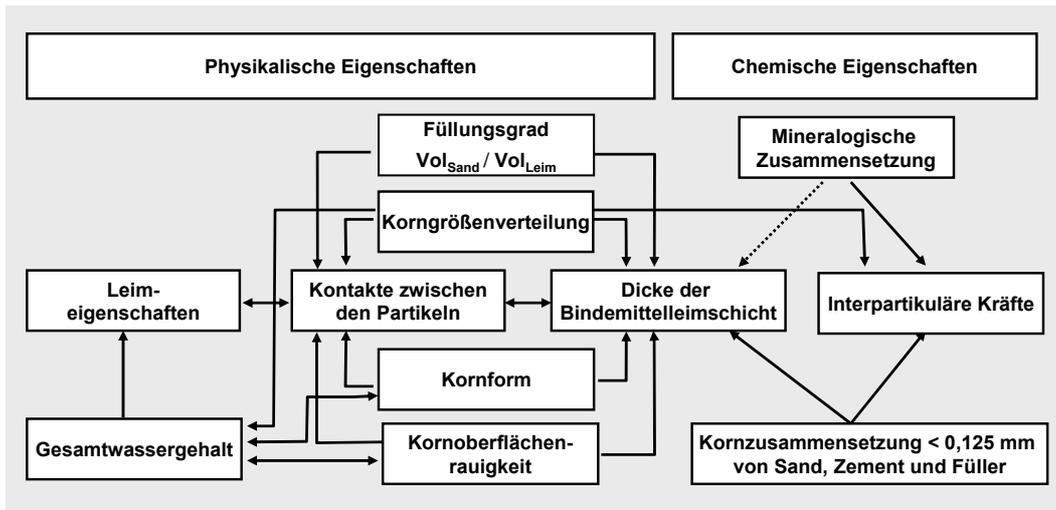


Bild 22: Einflussparameter auf das Fließverhalten von Mörtel bzw. sandreichem Beton

#### 4.3.1.1 Physikalisch wirkende Einflussparameter

Ein wichtiger physikalischer Einflussparameter ist zunächst die Eigenschaft des Leimes selbst, dessen Steifigkeit bedingt ist durch den w/z-Wert, die Feinkornverteilung und die Art und die Menge an reaktionsfähigen Produkten der Betonzusatzstoffe. Die Fließfähigkeit des Leimes wird direkt über den Gesamtwassergehalt der Mischung beeinflusst, der wiederum durch die Korngrößenverteilung und die Kornoberflächenrauigkeit bedingt ist. So kann die innere Reibung eines Mörtels einerseits über die Leimmenge (bzw. die Dicke der Bindemittelschicht) und andererseits über die Steifigkeit des Leimes bestimmt werden. Eine Konsistenz kann demnach entweder mit wenig fließfähigem oder mit viel steifem Leim eingestellt werden [61]. Für verschiedene Frischbetonkonsistenzen wies Krell [60] rechnerisch folgenden Zusammenhang nach: mit einer dickeren Zementleimschicht lässt sich der w/z-Wert verringern, ohne dadurch das Ausbreitmaß zu verändern (vgl. Bild 23).

Hornung veröffentlichte Messungen mit dem ViscoCorder an Mörteln mit einem Größtkorn von 1 mm, bei denen sich neben unterschiedlichen Füllungsgraden auch die Leimeigenschaften über den w/z-Wert änderten. Bei einem niedrig-viskosen Leim (w/z = 0,6) hatten die einzelnen Mörtel bei gleichem Füllungsgrad niedrigere Fließgrenzen und

Viskositäten als bei einem Leim mit einem w/z-Wert von 0,5 [64].

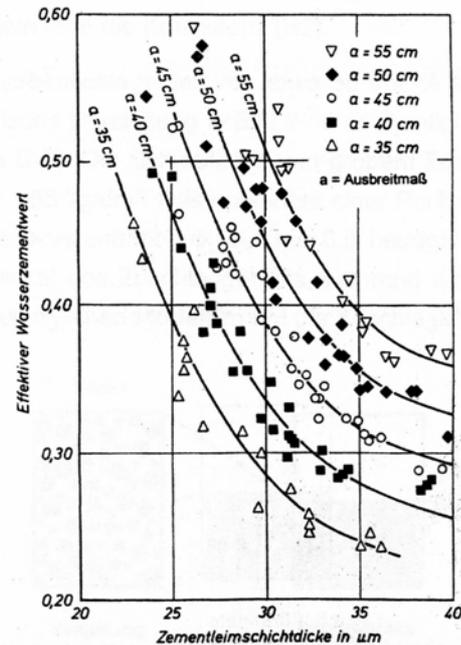


Bild 23: Einfluss vom effektiven Wasserzementwert und Zementleimschichtdicke auf die Frischbetonkonsistenz für Betone mit Portlandzement [60]

Je *feiner ein Sand* ist (k-Wert) und/oder je höher der *Füllungsgrad* des Mörtels ist, desto größer ist die spezifische Oberfläche des Sandes, die mit Bindemittelleim umhüllt wird. Bei gleich bleibenden Eigenschaften der Bindemittelleimsus-

pension (Zusammensetzung und Volumen) wird die innere Reibung des Mörtels dann größer, da die Bindemittelschichtdicke zwischen den Sandkörnern dünner wird und die einzelnen Partikel öfter aneinander stoßen.

Die *Kornform* des Sandes beeinflusst ebenfalls seinen Hohlraumgehalt. Für Partikel gleicher Größe nimmt bei steigendem Feststoffvolumen die innere Reibung bei Kugeln nur wenig zu, während bei plattigen oder stabförmigen Partikeln die innere Reibung deutlich stärker erhöht wird (vgl. Bild 24).

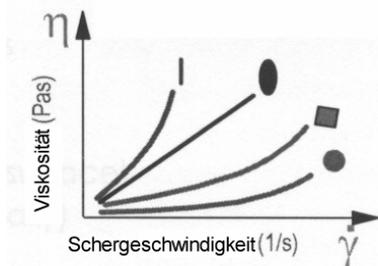


Bild 24: Einfluss der Kornform in Abhängigkeit der Scherspannung auf die Viskosität [65]

Neben der Kornform ist aber auch die Ausbildung der *Kornoberfläche* zu berücksichtigen. Besonders bei rauem, zerklüfteten Sandkorn, das evtl. zudem noch länglich geformt ist, wird viel Leim einerseits zum Auffüllen des Zwickelvolumens und andererseits zum Auffüllen der Makro- und Mikrooberflächenhohlräume benötigt (vgl. Bild 25).

Eine raue Kornoberfläche benötigt bei Körnern gleicher Größe also mehr Bindemittelleim als ein glattes Korn. Bei konstantem Bindemittelleimgehalt bedeutet dies, dass die Schichtdicke zwischen den einzelnen Partikeln dünner wird und somit die Konsistenz steifer.

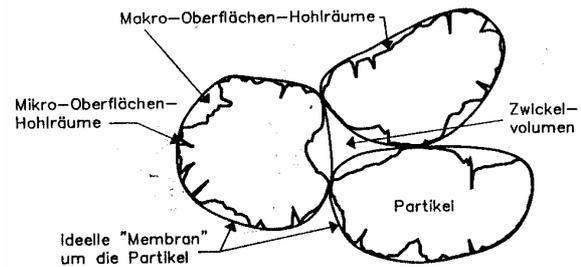


Bild 25: Einfluss der Kornform von Partikeln und der Kornoberflächenrauigkeit (Makro- und Mikro-Oberflächenhohlräume) auf Zwickelvolumen und Oberflächenhohlräume [66]

Auch die *Kornzusammensetzungen*  $< 0,250$  mm von Sand, Zement und Füller spielt eine wichtige Rolle hinsichtlich der Fließeigenschaften von Mörtel und Beton (vgl. Bild 22). Je weniger Hohlräume innerhalb der Kornzusammensetzung des Mehlkorns vorhanden sind, desto dicker ist bei gleich bleibendem Wassergehalt die „schmierend“ wirkende Wasserschicht, was den Bindemittelleim fließfähiger macht. Wenn es dann wiederum wenig Haufwerksporen innerhalb der Gesteinskörnung gibt, fällt die „schmierend“ wirkende Bindemittelschicht dicker aus. So verbessert eine optimale Kornzusammensetzung im gesamten Kornbereich die Fließeigenschaften einerseits über die Leimkonsistenz und andererseits über die Leimschichtdicke.

Die *Kornzusammensetzung aller Feststoffpartikel*, insbesondere im Bereich unter  $0,250$  mm, (Zement, Füller und Gesteinskörnung) ist also maßgebend für die Fließeigenschaften eines sandreichen Betons. Positiv scheinen sich hierbei Korngrößenverteilungen mit Ausfallkörnung auszuwirken – und zwar einerseits im Bereich von rd.  $10$   $\mu\text{m}$  und andererseits im Bereich der Abgrenzung von Zement und Betonzusatzstoff (Füller) sowie Sand im Korngrößenbereich kleiner  $0,125$  mm [67].

#### 4.3.1.2 Chemisch wirkende Einflussparameter

Wichtig für die rheologischen Eigenschaften des Mörtels sind auch die Fließeigenschaften des Bindemittelleimes selbst, dessen feste Partikel i.d.R. in einem Größenbereich von 0 bis rd. 0,125 mm liegen. Die mineralogische Zusammensetzung des Mehlkorns des Sandes könnte also interpartikuläre Kräfte hervorrufen, die die Fließeigenschaften des Mörtels beeinflussen [70], da bei sehr feinen Partikeln – im Gegensatz zu großen Körnern über 0,25 mm – die wirkenden Oberflächenkräfte wesentlich größer sind als die Gewichtskraft.

Keck beobachtete, dass es in Zement- und Bindemittelleimsuspensionen aufgrund von interpartikulären Kräften während des Fließvorgangs zu einem Anstieg der Viskosität kommen kann [26]. Diese Kräfte können durch Fließmittel verändert werden, was letztlich das Fließverhalten beeinflusst [68]. Ob auch der Sand < 0,125 mm einen Einfluss auf die interpartikulären Kräfte hat, ist noch ungeklärt. Da es aber vorkommen kann, dass starkes Wasserabsondern eines Betons mit Fließmittel allein durch den Austausch des Sandes reduziert oder sogar ausgeschaltet werden kann, ist es möglich, dass hier interpartikuläre und/oder chemische Wechselwirkungen zum Tragen kommen.

Grundlagen zum Verstehen des Zustandekommens interpartikulärer Kräfte sind in [69] umfassend erläutert. Interpartikuläre Kräfte setzen sich aus anziehenden Van-der-Waals-Kräften und abstoßenden elektrostatischen Kräften infolge einer diffusen Doppelschicht zusammen, die sich, bedingt durch Imperfektionen in der Kristallstruktur und die bevorzugte Adsorption von bestimmten Ionen, immer auf einer Partikeloberfläche befindet.

Inwieweit die Oberfläche unterschiedlicher Natur-sande einen Einfluss auf die elektrostatischen Abstoßungskräfte hat, ist noch unklar. Wesche und vom Berg beobachteten, dass die Strukturbildung im Zementleim vor allem durch die Wirkung der inneren Kräfte bei sehr feinen Quarzmehlen verstärkt wird, die im alkalischen Milieu besonders groß ist (Untersuchungen mit normalem und alkalischem Wasser) [70]. Hornung [32] beobachtete, dass der Einfluss der Zementart bei Sanden mit geringem Mehlkornanteil auf die Fließgrenze nur sehr gering ist. Wegen der reduzierten Wechselwirkung zwischen Zement und Sandpartikelchen < 0,125 mm ist der Einfluss des Zementes hier also geringer. Dies würde bedeuten, dass die Wechselwirkungen maßgeblich vom Mehlkorngehalt bestimmt werden.

Es ist an dieser Stelle anzumerken, dass Untersuchungen zum Einfluss der mineralogischen Zusammensetzung auf die rheologischen Eigenschaften von Mehlkornsuspensionen durchgeführt wurden. Ein Einfluss der unterschiedlich hohen Quarzgehalte innerhalb der untersuchten Natur-sande (vgl. auch Tabelle 3, S. 22 sowie Bild A 11) war aber nicht zu erkennen, so dass auf diese Versuchsreihe in Kap. 5 nicht näher eingegangen wird. Bei den Untersuchungen spielte vielmehr der Gehalt und die Korngrößenverteilung des Mehlkorns eine Rolle, was sich mit den Ergebnissen von Hornung deckt, aber im Prinzip ein physikalischer Einflussparameter ist.

### 4.3.2 Zusammenfassende Beurteilung

Die in Bild 22 und in den Kapiteln 4.3.1.1 und 4.3.1.2 dargestellten Parameter beeinflussen sich teilweise gegenseitig, so dass eine eindeutige Zuordnung der einzelnen Faktoren zu ihren Auswirkungen versuchstechnisch fast nicht möglich ist. Ein Zusammenhang zwischen dem Fließwiderstand des Mörtels und seiner Zusammensetzung muss das Feststoffvolumen des Mörtels (Füllungsgrad), die spezifische Oberfläche des Sandes (in die die Kornform eingeht), die Oberflächenrauigkeit des Sandes, die Fließeigenschaften des Zement- oder Bindemittelleimes und evtl. dessen interpartikuläre Wechselwirkungen im Kornbereich  $< 0,125$  mm berücksichtigen.

Eine theoretische Berechnung des Fließwiderstandes eines Mörtels würde demnach folgende Parameter umfassen:

$$F_M = f(FVS, O, R, f_Z, ipK) \quad [\text{Pa}] \quad [\text{Gl. 6}]$$

mit:

$F_M$	=	Fließwiderstand des Mörtels
$FVS$	=	Feststoffvolumen Sand
$O$	=	spez. Oberfläche
$R$	=	Rauheit der Oberfläche
$f_Z$	=	Fließeigenschaften des Zementleims
$ipK$	=	interpartikuläre Kräfte

Dabei spielen die Einflussparameter, die die Leimdicke zwischen den einzelnen Partikeln direkt beeinflussen, die wichtigste Rolle. Diese werden bei konstanter Bindemittelleimmenge direkt durch die Packungsdichte bestimmt. Eine Möglichkeit die Packungsdichte rechnerisch zu erfassen und daraus folgend die Bindemittelleimschichtdicke zu bestimmen wird in den folgenden beiden Kapiteln (Kap. 4.4 und 4.5) erläutert.

## 4.4 Berechnung der Packungsdichte von Sanden

### 4.4.1 Allgemeines zum Rechenmodell

Der Hohlraumgehalt eines Korngemisches hängt von seiner Kornzusammensetzung, seiner Kornform und seiner Kornoberfläche ab. Je geringer der Hohlraumgehalt ist, desto weniger Bindemittelleim wird benötigt bzw. desto fließfähiger ist bei konstantem Bindemittelgehalt ein sandreicher Beton.

Schwanda wies nach, dass mit einer Ausfallkörnung ein geringerer Hohlraumgehalt erreicht werden kann (Dichtigkeitsgrad 0,860) als bei einer Kornzusammensetzung nach den Regelsieblinien. [71]. Ähnlich dichte Packungsdichten erreichte Glavind bei einem Kiesanteil 4/8 von rd. 60% und einem Sandanteil 0/1 und/oder 0/4 von  $\leq 40\%$  [72]. Bei einem höheren Sandanteil wird die Packungsdichte geringer, da das Sandvolumen größer wird als das natürliche Hohlraumvolumen der trockenen Gesteinskörnung über 2 bzw. 4 mm. Das bedeutet, dass bei sandreichem Beton mit einem Anteil an Gesteinskörnung über 2 mm von 35 bis 20 Vol.-% der Gesamthohlraumgehalt überwiegend von der Sandsieblinie beeinflusst wird. Dieser Hohlraumgehalt ist nur durch noch feinere Stoffe aufzufüllen, wie z. B. Zement, Flugasche, Gesteinsmehle, usw..

Der natürliche Hohlraumgehalt des Sandes wurde mit dem rechnerischen Verfahren zur Bestimmung des Hohlraumgehaltes nach Schwanda berechnet. Bei dem Verfahren wird vereinfachend von einem Haufwerk aus Kugeln ausgegangen. Mit geeigneten Parametern, die Kornform und Kornrauigkeit berücksichtigen, kann das Rechenverfahren für jeden beliebigen Stoff verwendet werden. Es eignet sich sowohl für einzelne Haufwerke von Feinstoffen und Gesteinskörnungen als auch für Feinstoff-Gesteinskörnungs-Gemische [63, 71, 91]. Ein weiterer Vorteil dieses Verfahrens ist, dass es die Teilchenbehinderung aufgrund der Partikelgeometrie berücksichtigt. Grundlagen zum Berechnungsverfahren werden im Anhang (Seite A 44 f.) erläutert.

### 4.4.2 Berechnung des Hohlraumgehaltes der Sande

Für die Berechnung einer natürlichen Kornzusammensetzung sind zwei Materialkonstanten erforderlich -  $k$  und  $w$ . Durch sie wird der Einfluss der Kornform und der Kornoberflächenrauigkeit erfasst.

Durch den Parameter  $k$  wird der Hohlraumanteil der einzelnen Kornklassen bzw. Einkornschüttungen im Verhältnis zu ihrem Feststoffgehalt angegeben. Die höchstmögliche Packungsdichte  $D$  einer monodispersen Kugelschüttung beträgt 0,625, woraus sich ein Hohlraumgehalt  $\varepsilon$  von 37,5 Vol.-%

ergibt, da zwischen der Packungsdichte  $D$  und der Porosität  $\varepsilon$  folgender Zusammenhang besteht:

$$\varepsilon = (1 - D) \cdot 100 \quad [\text{Vol.-%}] \quad [\text{Gl. 7}]$$

mit:

$$\varepsilon = \text{Hohlraumgehalt [Vol.-%]}$$

$$D = \text{Packungsdichte [-]; aus Gl. 10}$$

Für das Kugelmodell ergibt sich nach folgender Gleichung ein Basiswert für  $k$  von  $k_0 = 0,375/0,625 = 0,6$ :

$$k = \frac{\varepsilon}{D \cdot 100} = \frac{\varepsilon}{100 - \varepsilon} \quad [-] \quad [\text{Gl. 8}]$$

mit:

$$k = \text{Hohlraumanteil der Einkornschüttung [-]}$$

$$\varepsilon = \text{Hohlraumgehalt [Vol.-%]}$$

$$D = \text{Packungsdichte [-]}$$

Bei dem Berechnungsverfahren wird zunächst der Hohlraumanteil der jeweiligen Grundkornklassen ermittelt. Hierfür wird der Hohlraumanteil des Grundkorns um den entsprechenden Festraumanteil des Beikorns aller anderen Kornklassen verringert [63].

$$h_S = k_0 - \sum_{i=1}^n a_{s,i} \cdot s_i \quad [-] \quad [\text{Gl. 9}]$$

mit:

$$h_S = \text{Hohlraumanteil der Grundkornklasse}$$

$$k_0 = \text{Hohlraumanteil der Einkornschüttung}$$

$$a_{s,i} = \text{Faktor } a \text{ (Teilchenbehinderung) der Kornklasse } i$$

$$s_i = \text{Festraumanteil der Kornklasse } i \text{ am Gesamtgestraum}$$

$$n = \text{Anzahl der Kornklassen}$$

Bei der Berechnung fungiert jede Kornklasse genau einmal als Grundkorn. Die Kornklasse, die den größten Hohlraumgehalt liefert, ist für die Berechnung der Packungsdichte  $D$  der gesamten Partikelschüttung maßgebend. Die Packungsdichte  $D$  ergibt sich aus dem größten Hohlraumgehalt  $h_{S,max}$  nach der Beziehung:

$$D = \frac{1}{1 + h_{S,max}} \quad [-] \quad [\text{Gl. 10}]$$

mit:

$$h_{S,max} = \text{Hohlraumgehalt der maßgebenden Grundkornklasse}$$

$$D = \text{Packungsdichte [-]}$$

Neben der Materialkonstanten  $k$  ist noch die Konstante  $w$  erforderlich, die den Bereich der Teilchenbehinderung der maßgebenden Korngrößen angibt. Schwanda empfiehlt für Rheinmaterial Werte für  $k$  und  $w$  von 0,6 bzw. 1,44, und für gebrochenen Basalt Werte von 0,7 bzw. 2,18 [71]. Beispielhaft ist die Berechnung des Hohlraumgehaltes für Sand A in Tabelle A 9 vorgestellt, die berechneten Hohlraumgehalte aller untersuchten Sande sind in Tabelle A 10 zusammengefasst.

#### 4.4.3 Experimentelle Bestimmung der Packungsdichte von Sanden

Experimentell wurde der Hohlraumgehalt der Sande über die durch Stampfen bestimmte Rohdichte ermittelt (bestimmt nach DIN 1996 [73]). Das trockene Probematerial wurde in drei Lagen in ein Gefäß mit einem Fassungsvermögen von 158 cm<sup>3</sup> gefüllt, wobei jede Lage durch Stampfen unter gleichmäßigen Bedingungen mit einem Gewicht verdichtet wurde. Die experimentelle Hohlraumbestimmung über die Rütteldichte wurde deshalb gewählt, weil das Berechnungsverfahren der Packungsdichte und der daraus folgende Zementleimanspruch [71] ebenfalls für gerüttelten Beton gilt. Aus dem Verhältnis der ermittelten Rütteldichte zur Rohdichte des Sandes wurde der Hohlraumgehalt  $\varepsilon_{R\ddot{U}}$  des verdichteten Sandes berechnet:

$$\varepsilon_{R\ddot{U}} = \left( 1 - \frac{\rho_{R\ddot{U}}}{\rho} \right) \quad [\text{Vol.-%}] \quad [\text{Gl. 11}]$$

mit:

$$\varepsilon_{R\ddot{U}} = \text{Hohlraumgehalt [Vol.-%]}$$

$$\rho_{R\ddot{U}} = \text{gestampfte Dichte [dm}^3/\text{kg]}$$

$$\rho = \text{Rohdichte des Sandes [dm}^3/\text{kg]}$$

Die ermittelten Hohlraumgehalte von insg. 11 Sanden sind in Tabelle A 10 im Anhang zusammengestellt. In Bild 26 ist der Zusammenhang zwischen dem experimentell und dem rechnerisch ermittelten Hohlraumgehalt dargestellt.

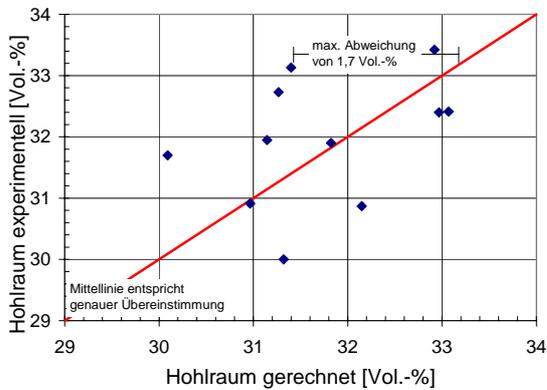


Bild 26: Übereinstimmung von berechnetem und experimentell bestimmten Hohlraumgehalt

Die größte Differenz zwischen berechnetem und experimentell ermittelten Hohlraumgehalt lag bei 1,7 Vol.-% (vgl. Bild 26). Es zeigte sich also eine relativ gute Übereinstimmung zwischen den berechneten und den experimentell ermittelten Hohlraumgehalten. Mit dem Verfahren nach Schwanda kann also schnell und einfach die Packungsdichte und somit die Bindemittelschichtdicke um jedes Gesteinspartikel (vgl. nächstes Kapitel) rechnerisch ermittelt werden.

#### 4.5 Berechnung der Bindemittelschichtdicke

Nach der Modellvorstellung fließt ein sandreicher Beton umso besser, je dicker die schmierende Schicht um jedes Feststoffpartikel ist. Die Dicke dieser Schicht  $R_{BL}$  ist abhängig vom Hohlraumvolumen des Sandes und von der zu benetzenden Oberfläche. Sie errechnet sich zu:

$$R_{BL} = \frac{\text{Bindemittelschichtvolumen} - \text{Hohlraumvolumen}}{\text{Oberfläche der Gesteinskörnung}}$$

$$R_{BL} = \frac{(z/\rho_z + f/\rho_f + w/\rho_w + l) - h}{O_{spez} \cdot g} \quad [\mu\text{m}] \quad [\text{Gl. 12}]$$

mit:

- $z$  = Zementgehalt [kg/m<sup>3</sup>]
- $\rho_z$  = Dichte des Zementes [dm<sup>3</sup>/kg]
- $f$  = SFA-Gehalt [kg/m<sup>3</sup>]
- $\rho_f$  = Dichte der SFA [dm<sup>3</sup>/kg]
- $w$  = Wassergehalt [kg/m<sup>3</sup>]
- $\rho_w$  = Dichte des Wassers [dm<sup>3</sup>/kg]
- $l$  = Luftvolumen [dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>]
- $h$  = Hohlraumgehalt innerhalb der Gesteinskörnung [dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>];  
(berechnet über:  
 $h = \varepsilon \cdot \text{Gesteinskörnungsvolumen}$ ;  
 $\varepsilon$  aus Gleichung 7)
- $O_{spez}$  = spez. Oberfläche der Gesteinskörnung
- $g$  = Gehalt der Gesteinskörnung [kg/m<sup>3</sup>]

Es ist an dieser Stelle nochmals anzumerken, dass bei der Berechnung folgende Annahmen getroffen worden sind:

1. Es wurde nicht berücksichtigt, dass die gesamte Oberfläche aller Feststoffpartikel zunächst mit einer rd. 2 bis 3 nm dicken Wasserschicht (Stern-Layer-Schicht) benetzt wird [62].
2. Bereiche mit geringerer Packungsdichte aufgrund des „Wall-Effect“ wurden ebenfalls nicht berücksichtigt.
3. Wird die Bindemittelschichtdicke  $R_{BL}$  für Beton berechnet, wird das Luftvolumen, das über den in der Stoffraumrechnung berücksichtigten Luftgehalt hinausgeht, ebenfalls berücksichtigt. Die Wirkung des Fließmittels wird anteilmäßig der von Wasser gleichgesetzt.

## 5 UNTERSUCHUNGEN MIT DEM ROTATIONSVISKOSIMETER

### 5.1 Ziel und Versuchsprogramm

Mit den Versuchen im Rotationsviskosimeter sollte der Einfluss der granulometrischen Eigenschaften der Natursande auf die rheologischen Eigenschaften von sandreichem Beton untersucht werden. Die Abhängigkeit dieser Parameter zu der ermittelten Fließgrenze sollte – wenn möglich - als Beurteilungskriterium für den Entwurf eines sandreichen Betons herangezogen werden.

In Anlehnung an Bild 22 wurden folgende *physikalische Einflussparameter* auf das Fließverhalten der Mörtel untersucht:

- Kornform,
- Kornoberflächenrauigkeit,
- Füllungsgrad,
- Kornverteilung.

Es ist dabei zu beachten, dass sich die einzelnen Parameter bei Versuchen im Rotationsviskosimeter gegenseitig überlagern können. Deswegen werden im nachfolgenden Versuchsprogramm zunächst alle möglichen Einflussparameter innerhalb einer Versuchsreihe aufgezählt und anschließend bewertet:

- Einfluss der Kornform  
Der Einfluss der Kornform wurde untersucht, indem die Sande in die einzelnen Kornfraktionen ausgesiebt und mit einer einheitlichen Sieblinie künstlich zusammengesetzt wurden. Diese Sieblinie entsprach der Sieblinie nach Fuller, jedoch mit einem definierten, stark verringerten Kornanteil von 0 bis 0,125 mm. In den Untersuchungen wird sie als „Vergleichs-sieblinie“ bezeichnet. Neben der Kornform könnten in dieser Versuchsreihe weitere Einflussparameter die Kornoberflächenrauigkeit und die mineralogische Zusammensetzung sein.
- Einfluss der Kornoberflächenrauigkeit  
Der Einfluss der Kornoberflächenrauigkeit wird bei Natursanden nie getrennt vom Einfluss der Kornform untersucht werden können. Um ihn dennoch deutlicher hervorzuheben, wurden die Sande D und F in die einzelnen Kornfraktionen gesiebt und nach der Sieblinie des Sandes D (k-

Wert von 1,59) zusammengesetzt. Anschließend wurden die Kornfraktionen 0–0,125 mm, 0,125–0,25 mm, 0,25–0,5 mm, 0,5–1 mm und 1–2 mm innerhalb der Sieblinie des Sandes D nacheinander durch den Sand F ersetzt. Die Sande D und F wurden deswegen gewählt, weil sie eine vergleichbar günstige Kornform haben (vgl. Schlitzsiebung, Kap. 3.3, S. 19). Aufgrund dieser vergleichbaren Kornform wurde bei der Auswertung innerhalb der Versuchsreihe davon ausgegangen, dass der Einfluss der Oberflächenrauigkeit den der Kornform übertrifft.

- Einfluss des Füllungsgrades  
Der Einfluss des Füllungsgrades (Volumenverhältnis Sand/Bindemittelleim) wurde an drei unterschiedlichen Mörteln untersucht. Mögliche Einflussparameter sind in dieser Versuchsreihe die Kornform und die Kornoberflächenrauigkeit sowie die mineralogische Zusammensetzung.

Die Ergebnisse wurden so ausgewertet, dass Aussagen über den *Partikelkontakt* und über die *Dicke der Bindemittelleimschicht* um jedes Gesteinspartikel getroffen werden können (vgl. Bild 22). Der Partikelkontakt wird hierbei über die rel. Fließgrenze und die rel. Viskosität erfasst, die Dicke der Bindemittelleimschicht wird nach Kap. 4.5 berechnet.

- Einfluss der Korngrößenverteilung  
Der Einfluss der Korngrößenverteilung wurde an Mörteln untersucht, deren Sandzusammensetzung der Sieblinie des jeweiligen Werkes entsprach (Werksieblinie). Mögliche Einflussparameter sind hierbei die Kornzusammensetzung, die Kornform, die Kornoberflächenrauigkeit sowie die mineralogische Zusammensetzung.

Um den Einfluss der Kornzusammensetzung von den Parametern Kornform und Kornoberflächenrauigkeit abzukoppeln, wurde ein Sand (Sand D) in die einzelnen Kornfraktionen gesiebt und so zusammengesetzt, dass der Sandanteil  $< 0,25$  mm stufenweise erhöht wird. Dabei wurde von einer gleichen Kornform und Kornoberflächenrauigkeit innerhalb des Probeguts ausgegangen.

Um aus diesen Versuchen im Rotationsviskosimeter eine erste Abschätzung für die erforderliche Dicke der Bindemittelschichtdicke um jedes Gesteinspartikel zu erkennen, wurden die ermittelten Fließgrenzen wieder in Abhängigkeit der Bindemittelschichtdicke  $R_{BL}$  dargestellt.

Auch *chemische Eigenschaften* beeinflussen nach Bild 22 das Fließverhalten von Mörtel. Folgende Parameter wurden hier untersucht:

- Einfluss des Zementes  
Um evtl. Wechselwirkungen zwischen Zement und Sand zu erkennen, wurden mit den Sanden D, G und O Mörtel mit drei verschiedenen Zementen (zwei CEM I 32,5 R und ein CEM II B-S 32,5 R) und mit den Sanden A, C und F Mörtel mit den beiden Portlandzementen hergestellt. Mörtelzusammensetzung und Füllungsgrad blieben konstant.
- Wechselwirkung zwischen den Korngrößen des Mehlkorns  $< 0,125$  mm  
Bei Wechselwirkungen zwischen dem Mehlkorn ist der Zement eine sehr wichtiger Parameter. Da in der Literatur aber nicht beschrieben wird, inwieweit unterschiedliche Natursande interpartikuläre Wechselwirkungen zwischen den Partikeln  $< 0,125$  mm beeinflussen, wurden die rheologischen Eigenschaften von Suspensionen mit Wasser und den Feststoffen Zement, Steinkohlenflugasche und Sand  $< 0,125$  mm unterschiedlicher Sandherkunft untersucht. Die Sieblinien der Sande sind im Anhang in Bild A 10 dargestellt.

Wie in Kap. 4.3.1.2 (letzter Absatz) aber bereits erwähnt, wird diese Versuchsreihe nicht dargestellt. Die mineralogische Zusammensetzung des Mehlkorns hatte nach Stand dieser Versuchsreihe offensichtlich keinen Einfluss auf die Fließigenschaften. Fraglich ist, ob ein Einfluss anhand Untersuchungen mit Suspensionen im Rotationsviskosimeter überhaupt erkannt werden könnte.

## 5.2 Ausgangsstoffe und Rezepturen

In das Untersuchungsprogramm wurden drei Zemente aus verschiedenen Werken aufgenommen, zwei CEM I 32,5 R (Zement M und N) und ein CEM II B-S 32,5 R (Zement HS), wobei die Hauptuntersuchungen mit dem Portlandzement Zement M durchgeführt wurden. Dieser hatte eine Mahlfineinheit von  $2954 \text{ cm}^2/\text{g}$  und eine Normdruckfestigkeit von  $48,2 \text{ N/mm}^2$ . Zement N war geringfügig gröber als Zement M (Blaine-Wert  $2730 \text{ cm}^2/\text{g}$ ) und hatte eine vergleichbar hohe Normdruckfestigkeit ( $49,5 \text{ N/mm}^2$ ). Der Portlandkompositzement war am feinsten gemahlen (Blaine-Wert  $3160 \text{ cm}^2/\text{g}$ ), er hatte eine hohe, aber noch normgerechte Normdruckfestigkeit von  $51,4 \text{ N/mm}^2$ . Die zementspezifischen Kenndaten sind im Anhang in Tabelle A 6 dargestellt.

Die bei allen Mörteln für die Untersuchungen im Rotationsviskosimeter verwendete Steinkohlenflugasche (SFA) stammte aus einer Trockenkammerfeuerung. Die Kornverteilung der Steinkohlenflugasche sowie die des Portlandzementes M sind in Bild A 3 im Anhang dargestellt. Die Steinkohlenflugasche ist über den gesamten Kornbereich geringfügig gröber als der Zement M.

Für die Untersuchungen wurden Mörtel mit Füllungsgraden von 0,95, 1,01, 1,07 und 1,15 hergestellt (vgl. Tabelle 4). Der Mörtel mit einem Füllungsgrad von 0,95 hatte einen w/z-Wert von 0,61. Die übrigen Mörtel hatten einen w/z-Wert von 0,75 und sind somit untereinander vergleichbar.

Bei Versuchen im Rotationsviskosimeter darf das Größtkorn max. 2 mm betragen. Da die Sande geringe Anteile an Überkorn enthielten (vgl. Tabelle A 1 im Anhang) wurden alle Sandsieblinien entsprechend einer Sieblinie mit Größtkorn 2 mm umgerechnet. Um Schwankungen in der Sandsieblinie weitgehend auszuschließen, wurden die einzelnen Korngrößen der Sande ausgesiebt und entsprechend ihrer berechneten Sieblinien (vgl. Tabelle A 2 im Anhang) zusammengesetzt.

Tabelle 4: Rezeptur für die Messungen im Rotationsviskosimeter (Sandrohddichte 2,65 kg/dm<sup>3</sup>)

Ausgangsstoff		Einwaage Mörtel mit Füllungsgrad			
		0,95	1,01	1,07	1,15
CEM I 32,5 R	[kg/m <sup>3</sup> ]	493,5	403,3	392,0	376,2
SFA	[kg/m <sup>3</sup> ]	123,4	151,2	146,0	141,0
Wasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	301,1	302,5	292,0	282,0
Sand 0/2	[kg/m <sup>3</sup> ]	1288	1329	1372	1418
w/z	[-]	0,61	0,75	0,75	0,75
Vol <sub>Wasser</sub> / Vol <sub>(Zement+SFA)</sub>	[-]	1,41	1,54	1,54	1,54

**5.3 Versuchsdurchführung**

Alle Mörtel wurden nach einer stets gleich bleibenden Mischreihenfolge und –dauer hergestellt:

- Vormischen der Ausgangsmaterialien (nur Sand) im trockenen Zustand: 40 sec
- Zugabe von Zement und Flugasche: 20 sec
- Mischen mit 140 U/min: 60 sec (davon Wasserzugabe innerhalb 20 sec)
- Mischen mit 285 U/min: 60 sec

Vier Minuten nach Wasserzugabe wurde mit der Messung im Rotationsviskosimeter (VISKOMAT NT der Firma Schleibinger Geräte) begonnen. Eine Systemskizze dieses Messgerätes ist im Anhang in Bild A 4 dargestellt. Während des Versuches taucht das Spiralpaddel in den sich drehenden, mit Mörtel gefüllten Messtopf ein, der in einem temperierten Solebad steht. Das Paddel ist an einen Messkopf angeschlossen. Der Widerstand, den das Paddel gegenüber dem Prüfmörtel im rotierenden Messtopf leistet, ist von der Umdrehungsgeschwindigkeit und dem Fließverhalten der Probe abhängig und wird als Schermoment (Nmm) aufgezeichnet. Aus den Fließkurven werden die rheologischen Kenndaten (Fließgrenze und Viskosität) errechnet. Bei dieser Messgeometrie ist allerdings zu berücksichtigen, dass kein definierter Spalt zwischen Messpaddel und Messtopf ist und man deshalb für das Fließverhalten nur ein relatives Maß bestimmen

kann. Für vergleichende Untersuchungen ist dies aber nicht von Nachteil, um den Sachverhalt aber zu verdeutlichen, wird in dieser Arbeit die Fließgrenze als „rel. Fließgrenze“ und die dynamische Viskosität als „rel. Viskosität“ bezeichnet.

Das Fließverhalten der Mörtel wurde mit einem einheitlichen Messprofil bestimmt (vgl. Bild 27). Da ein Ansteifen des Mörtels während des Messvorgangs ausgeschlossen werden sollte, wurde nur über eine Dauer von sechs Minuten geprüft. Die Anfangsumdrehungsgeschwindigkeit wurde auf 100 U/min gesetzt, damit auch die Mörtel mit einem höheren Füllungsgrad geprüft werden konnten und das Gerät aufgrund einer zu hohen Momentbelastung nicht aussetzt. Um eine sog. Plug-Bildung (Pfropfenbildung) während des Mischens bei kleinen Umdrehungsgeschwindigkeiten zu vermeiden, wurde als unterste Geschwindigkeitsstufe 20 U/min gewählt. Die Umdrehungsgeschwindigkeit wurde nach fünf Minuten noch einmal auf 100 U/min gesteigert, um ein Entmischen im Mörtel erkennen zu können, das durch ein höheres Drehmoment verglichen mit dem ersten Drehmoment zu Beginn der Messung deutlich werden würde.

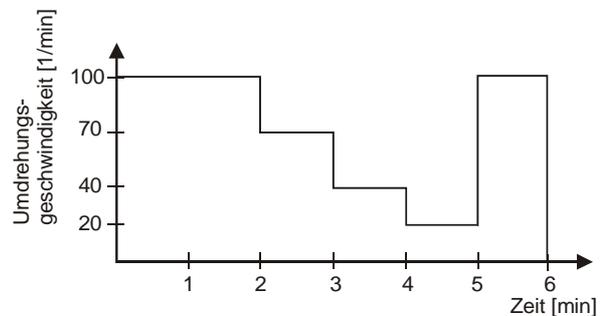


Bild 27: Messprofil für die Untersuchungen im Rotationsviskosimeter

Sämtliche Messungen wurden zweifach durchgeführt (vgl. Bild A 5). Die Fließkurven wurden berechnet, indem die letzten fünf Messungen einer Belastungsstufe gemittelt und in ein Diagramm übertragen wurden, bei dem die Schergeschwindigkeit in Abhängigkeit der Scherspannung aufgetragen ist (vgl. Bild A 6). Aus dieser Fließkurve wurden die rheologischen Kenndaten über das Bingham-Modell (rel. Fließgrenze und rel. Viskosität) berechnet. Die zweite Belastung von 100 U/min nach fünf Minuten wurde bei der Berechnung der rel. Fließgrenze und rel. Viskosität nicht berücksichtigt.

### 5.4 Ergebnisse der Versuche im Rotationsviskosimeter

#### 5.4.1 Einfluss der Kornform

Der Einfluss der Kornform auf das Fließverhalten des Mörtels wurde an Mörteln untersucht, deren Sandsieblinien einer definierten, einheitlichen Sieblinie entsprach. Es wurden die Sande A, B, C, D und F untersucht. Um diese einheitliche „Vergleichssieblinie“ herzustellen, wurden die einzelnen Kornfraktionen ausgesiebt und nach der in Bild 28 dargestellten Sieblinie zusammengesetzt. Diese entsprach der Idealsieblinie nach Fuller mit der Abweichung, dass das Korn von 0 bis 0,125 mm stark reduziert wurde. Die Reduzierung des Mehlkorns war bedingt durch den in den zur Verfügung stehenden Natursanden nur geringen Mehlkorngehalt.

Aus den ermittelten rel. Fließgrenzen und rel. Viskositäten kann bei einem Vergleich der Mörtel mit den einheitlichen Vergleichssieblinien der Einfluss der Kornform direkt abgelesen werden. Leider kann ein möglicher Einfluss der Kornoberflächenrauigkeit nicht ausgeschlossen werden.

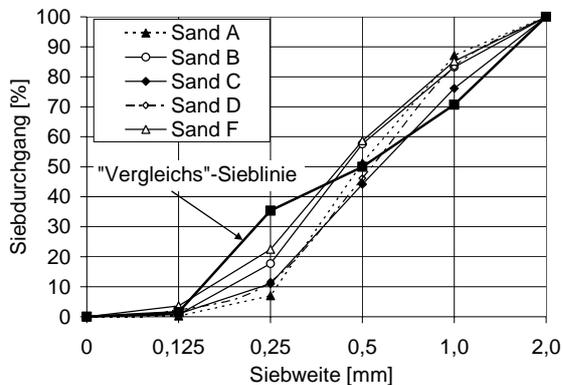


Bild 28: Sieblinie der Sande und „Vergleichssieblinie“ mit stark verringertem Mehlkornanteil 0 – 0,125 mm

Es wurden jeweils Mörtel mit einem Füllungsgrad von 0,95 hergestellt.

In Bild 29 ist die rel. Fließgrenze durch die Säulen (linke Ordinate) und die rel. Viskosität durch Quadrate (rechte Ordinate) dargestellt. Die Spanne der rel. Fließgrenze lag zwischen 16 und 30 Nmm

und ist etwas enger als bei Mörteln mit den Werksieblinien. Die rel. Viskositäten lagen zwischen 0,195 und 0,317 Nmm/Upm.

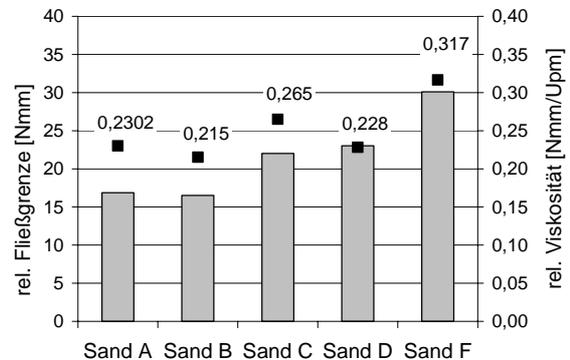


Bild 29: rel. Fließgrenze (Balken) und rel. Viskosität (Quadrate) der Mörtel mit einheitlicher Vergleichssieblinie

Je mehr ein Korn von der Kugelform abweicht, desto größer ist bei gleichem Volumen seine spezifische Oberfläche (vgl. [Gl. 4], S. 21). Da diese vom Beiwert  $a_f$  abhängt, und dieser wiederum durch den Kornformbeiwert  $k_f$ , der in der Schlitzsiebung ermittelt wurde, bedingt ist, kann der Einfluss der Kornform direkt in Abhängigkeit des Kornformbeiwertes  $k_f$  dargestellt werden.

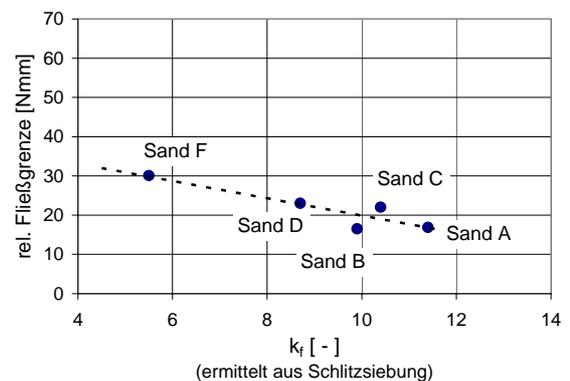


Bild 30: rel. Fließgrenze der Mörtel in Abhängigkeit vom Kornformbeiwert  $k_f$  der Sande mit einheitlicher Vergleichssieblinie

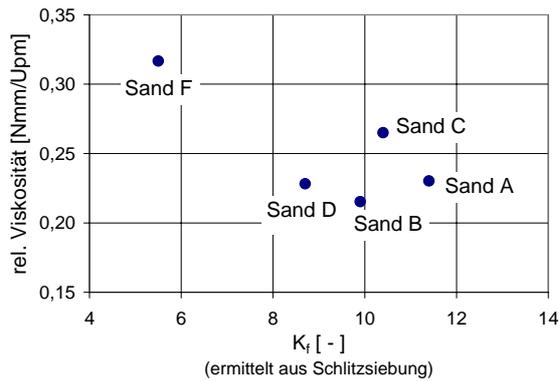


Bild 31: rel. Viskosität der Mörtel in Abhängigkeit vom Kornformbeiwert  $k_f$  der Sande mit einheitlicher Vergleichssieblinie

Zwischen den Sanden A, B, C und D gibt es weder hinsichtlich der ermittelten rel. Fließgrenze noch hinsichtlich der rel. Viskosität erkennbare Unterschiede bei Mörteln mit identisch zusammengesetzten Sieblinien. Lediglich Mörtel mit Sand F zeigte trotz günstiger Kornform (Kornformbeiwert  $k_f$  von 5,5) eine höhere rel. Fließgrenze und rel. Viskosität als die anderen Mörtel. Evtl. liegt dies an seiner rauerer Kornoberfläche (vgl. nächstes Kapitel, Bild 33 und die Aufnahmen im REM im Anhang).

**5.4.2 Einfluss der Kornoberflächenrauigkeit**

Um den Einfluss der Oberflächenrauigkeit hervorzuheben, wurden die Sande D und F, die eine ähnliche Kornform (vgl. Schlitzsiebung) aber eine unterschiedliche Oberfläche haben, in einer weiteren Versuchsreihe untersucht. Beide Sande wurden zunächst nach der Sieblinie des Sandes D zusammengesetzt. Anschließend wurden die Kornklassen 0-0,125 mm, 0,125-0,25 mm, 0,25-0,5 mm, 0,5-1 mm und 1-2 mm innerhalb der Sieblinie des Sandes D einzeln durch den Sand F ersetzt. Nach der Modellvorstellung könnten in dieser Versuchsreihe die Parameter Kornform, Kornoberflächenrauigkeit und mineralogische Zusammensetzung eine Rolle spielen. Da die Schlitzsiebung für beide Sande aber eine ähnlich günstige Kornform ergab (vgl. Kap. 3.3, S. 19), wird davon ausgegangen, dass der Einfluss der Oberflächenrauigkeit den der Kornform übertrifft. Die mineralogische Zusammensetzung der beiden Sande (vgl. Tabelle 3, S. 22) deutet in dieser Versuchsreihe nicht auf einen maßgebenden

Einflussparameter hin. Quarz- und Feldspatgehalt lagen bei Sand D und F in vergleichbarer Größenordnung (75,2 und 79,3 bzw. 20,0 und 20,7) und der geringe Calcit-Gehalt von Sand D dürfte hinsichtlich der rheologischen Wirkungsweise des Sandes auch keine Rolle spielen.

Die Mörtel wurden entsprechend Tabelle 4 mit einem Füllungsgrad von 1,07 hergestellt. In Bild 32 stellt der erste Balken (links) die rel. Fließgrenze des Mörtels dar (15,4 Nmm), der mit Sand D und nach der Sieblinie von Sand D hergestellt wurde. Bei einem Tausch des Sandes D durch den Sand F (Zusammensetzung nach Sieblinie von Sand D) erhöht sich die rel. Fließgrenze um rd. 19 Nmm. Diese Erhöhung ist vor allem bedingt durch die Oberflächenrauigkeit des Sandes F. Die rel. Viskositäten der Mörtel mit Sand D und Sand F (zusammengesetzt nach Sieblinie Sand D) sind in den ersten beiden Quadranten (über den Säulen) von Bild 32 dargestellt. Ein Austausch der Sande bewirkte keine Änderung der rel. Viskosität.

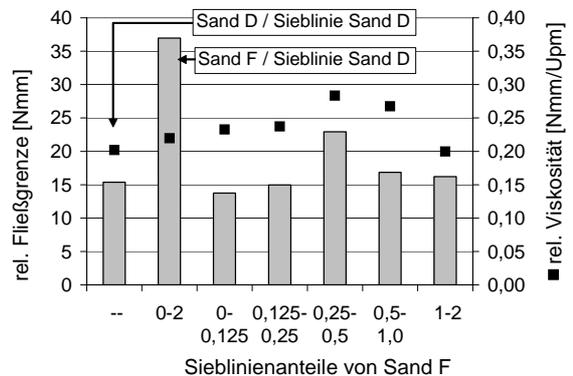


Bild 32: rel. Fließgrenze und rel. Viskosität der Mörtel mit Sand D, Sand F und der jeweils ausgetauschten Korngröße (FG = 1,07)

Das Ersetzen der *Kornklasse 0-0,125 mm* des Sandes brachte kaum eine Veränderung der rheologischen Eigenschaften des Mörtels (vgl. Bild 32, 3. Säule). Die rel. Viskosität erhöhte sich minimal um 0,03 Nmm/Upm, dafür reduzierte sich die rel. Fließgrenze von 15,4 auf 13,7 Nmm (vgl. Bild 32, 3. Säule). Das ist überraschend, denn die Oberfläche dieser Kornklasse beträgt ca. 1,0 m<sup>2</sup>/kg, bezogen auf die Werksieblinie (Gesamtoberfläche: 7,28 m<sup>2</sup>/kg). Entweder spielt bei dieser Korngröße die Oberflächenrauigkeit nur eine untergeordnete

Rolle oder die Oberflächen der beiden Sande in dieser Korngröße unterscheiden sich aufgrund des Verwitterungsprozesses nur unwesentlich.

Die Oberfläche der *Kornklasse 0,125-0,25 mm* beträgt rd.  $1,3 \text{ m}^2/\text{kg}$ . Die Auswirkungen auf die rheologischen Eigenschaften aber waren, wie schon bei den Mörteln mit ausgetauschtem Mehlkorn, vergleichsweise gering. Die rel. Viskosität stieg um 0,04 auf 0,24 Nmm, die rel. Fließgrenze lag bei 15 Nmm (vgl. Bild 32, 4. Säule). Ein Grund dafür könnte sein, dass das Mehlkorn von Sand F in seiner Zusammensetzung günstig zu den Kornbändern des Zementes und der Steinkohlenflugasche passt, so dass die Fließgrenze geringfügig kleiner wird. Weiterhin könnte die nur sehr geringe Änderung der rheologischen Kennwerte durch den Verwitterungsprozess zu erklären sein. Je kleiner das Korn eines Natursandes ist, desto intensiver war vermutlich sein Verwitterungsprozess, so dass die kleinen Korngrößen von Natursanden auch ähnliche Kornoberflächen haben.

Bei größeren Korngrößen gibt es offensichtlich Unterschiede in der Oberflächenrauigkeit, so dass dieser Einflussparameter in Abhängigkeit der Gesamtfläche der Körner im betrachteten Kornbereich zunimmt. So änderten sich nach dem Austausch der *Kornklasse 0,25-0,5 mm* die rheologischen Eigenschaften des Mörtels erheblich. Die vergrößerten Aufnahmen der beiden Sande mit einer vergleichbaren Korngröße von rd.  $220 \mu\text{m}$  sind in Bild 33 dargestellt. Die spezifische Oberfläche dieser Kornklasse beträgt über  $3,0 \text{ m}^2/\text{kg}$ . Aufgrund der kantigen, rissigen Oberfläche mit augenscheinlich vielen Makroporen von Sand F verringerte sich das schmierend wirkende Bindemittelleimvolumen, so dass die rel. Fließgrenze von 15,4 auf 22,9 Nmm und die rel. Viskosität von 0,20 auf 0,28 Nmm/Upm anstiegen.

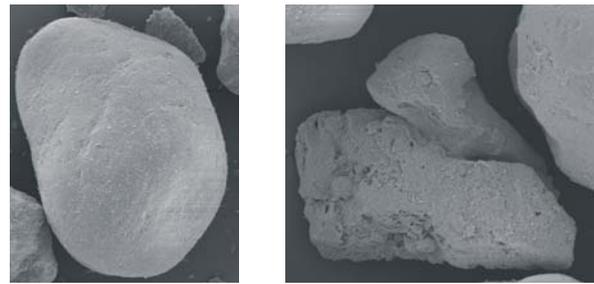


Bild 33: REM-Aufnahmen (Korngröße rd.  $0,22 \text{ mm}$ ) von Sand D (links) und Sand F (rechts)

Die spezifische Oberfläche der *Kornklasse 0,5-1 mm* beläuft sich auf rd.  $1,6 \text{ m}^2/\text{kg}$ . Der Einfluss dieser Fraktion war kleiner als der bei der Kornklasse  $0,25-0,5 \text{ mm}$ . Die rel. Fließgrenze vergrößerte sich von 15,4 auf 16,9 Nmm, die rel. Viskosität von 0,20 auf 0,27 Nmm/Upm (vgl. Bild 32, 6. Säule).

Die *Kornklasse 1-2 mm* hat im Vergleich zum restlichen Sand, bedingt durch die Größe der Sandkörner und dem vergleichsweise geringen Anteil an der Sieblinie, mit  $0,37 \text{ m}^2/\text{kg}$  die kleinste spezifische Oberfläche. Erwartungsgemäß war hier auch der Einfluss auf die rheologischen Kennwerte gering. Die rel. Viskosität blieb unverändert, die rel. Fließgrenze stieg geringfügig auf 16,2 Nmm.

Zusammenfassend lässt sich schließen, dass die Oberfläche des Korngrößenbereiches  $0,25-0,5 \text{ mm}$  den größten Einfluss auf das rheologische Verhalten des Mörtels hatte. Weiterhin ist auch die Kornoberflächenrauigkeit der Korngröße  $0,5-1 \text{ mm}$  beeinflussend. Alle anderen Korngrößenbereiche spielen eine extrem untergeordnete Rolle.

**5.4.3 Einfluss der spezifischen Oberfläche**

Um den Einfluss der Feinheit der Sandsieblinie unabhängig von der mineralogischen Zusammensetzung und der Kornoberflächenrauigkeit zu untersuchen, wurde bei Sand D der Feinstsandgehalt im Bereich zwischen 0 bis 0,25 mm schrittweise erhöht, wobei der Kornanteil von 1 bis 2 mm in der selben Größenordnung gesenkt wurde. Die Kornfraktionen 0-0,25 mm, 0,25-0,5 mm, 0,5-1,0 mm und 1,0-2,0 mm wurden voneinander getrennt und nach Tabelle A 13 zusammengesetzt. Die Kornanteile 0-0,125 mm wurden aus dem Anteil der ermittelten Werksieblinie auf die feineren Sieblinien umgerechnet. Die entsprechenden Sieblinien sind in Bild 34 dargestellt.

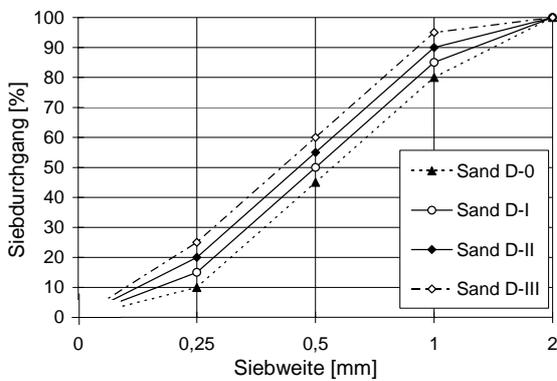


Bild 34: Sieblinien von Sand D-0, D-I, D-II und D-III nach Erhöhung des Sandgehaltes 0-0,25 mm

In Bild A 8 sind die rel. Fließgrenzen (Säulen, linke Ordinate) und die rel. Viskositäten (Quadrate, rechte Ordinate) der in dieser Versuchsreihe untersuchten Mörtel dargestellt. Die Mörtel wurden mit einem Füllungsgrad von 0,95 hergestellt (vgl. Tabelle 4, S. 34). Die Mörtel mit Sand D-0 und Sand D-I haben die geringsten rel. Fließgrenzen (rd. 11 Nmm), der Mörtel mit Sand D-III hat die größte rel. Fließgrenze (25 N/mm<sup>2</sup>). Die rel. Viskositäten sind ebenfalls bei den Mörteln mit Sand D-0 und Sand D-I am geringsten (0,12 bzw. 0,14 N/mm<sup>2</sup>/Upm) und bei Mörtel mit Sand D-III am höchsten (0,29 N/mm<sup>2</sup>/Upm). Die Korrelation zwischen errechneter spezifischer Oberfläche (bez. auf die Ist-Einwaage des Sandes) und rel. Fließgrenze bzw. rel. Viskosität ist in Bild 35 dargestellt.

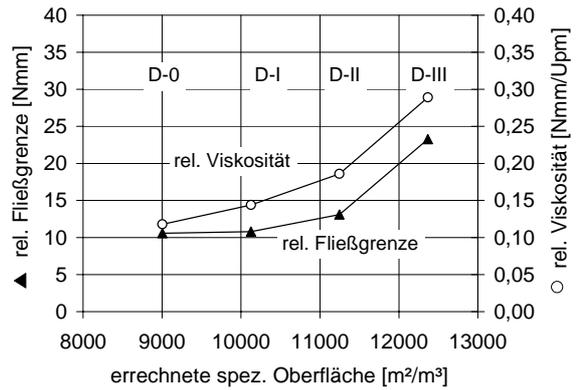


Bild 35: rel. Fließgrenze und rel. Viskosität in Abhängigkeit von der auf die Ist-Einwaage bezogenen spez. Oberfläche (für Sand D-0, D-I, D-II und D-III, FG = 0,95)

Erwartungsgemäß nehmen die rel. Fließgrenze und die rel. Viskosität zu, je höher die spez. Oberfläche ist. Aufgrund der gleichen Oberflächenrauigkeit des Sandes ist diese Abhängigkeit vor allem durch die Bindemittelschichtdicke zwischen den einzelnen Sandpartikeln bedingt. Dieser Zusammenhang ist in Bild 36 dargestellt. Interessant wird er unter Berücksichtigung der Frischbetonuntersuchungen. Hier stellte sich heraus, dass ein fließfähiger, sandreicher Beton mit 80 Vol.-% Sand (bez. auf die ges. Gesteinskörnung) nur noch mit Sand D-II herzustellen ist, aber nicht mehr mit Sand D-III.

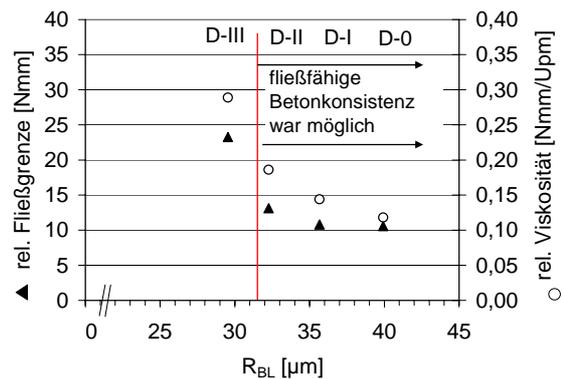


Bild 36: rel. Fließgrenze und rel. Viskosität der Mörtel mit Sand D-0, D-I, D-II und D-III in Abhängigkeit der Bindemittelschichtdicke  $R_{BL}$  (FG 0,95)

Berechnet man die Bindemittelschicht  $R_{BL}$  für den entsprechenden Beton (320 kg/m<sup>3</sup> Zement, 80 kg/m<sup>3</sup> Steinkohlenflugasche, 195 kg/m<sup>3</sup> Wasser, 2 M.-% v. Z. Fließmittel, 80 Vol.-% Sand (bez. auf die ges. Gesteinskörnung); vgl. Kap. 4.5), so ergibt

sich ein Wert von rund 28  $\mu\text{m}$ . Zu beachten ist allerdings, dass Sand D aufgrund seiner glatten Oberfläche und der günstigen Packungsdichte ein für die Herstellung sandreicher Betone sehr günstiger Sand war.

**5.4.4 Einfluss des Füllungsgrades**

Je dünner die Bindemittelschicht zwischen den einzelnen Sandpartikeln ist, desto öfter stoßen diese im Mörtel im bewegten Zustand zusammen, was eine größere innere Reibung und eine höhere rel. Fließgrenze des Mörtels bewirkt (vgl. Kap. 4.3). In der folgenden Versuchsreihe wurde die Bindemittelmischung der Mörtel mit den Sanden A, D, und F konstant gehalten, Sand- und Bindemittelmischvolumen aber variierten, indem Mörtel mit Füllungsgraden von 1,01, 1,07 und 1,15 hergestellt wurden (vgl. Tabelle 4, S. 34). In Bild 37 wird der Zusammenhang zwischen spezifischer Oberfläche des Sandes (bedingt durch den Füllungsgrad) und rel. Fließgrenze zusammengefasst. Um die spezifische Oberfläche unabhängig von den unterschiedlichen Sanddichten ausdrücken zu können, wurde diese bei jedem Mörtel für dessen jeweilige Einwaage berechnet.

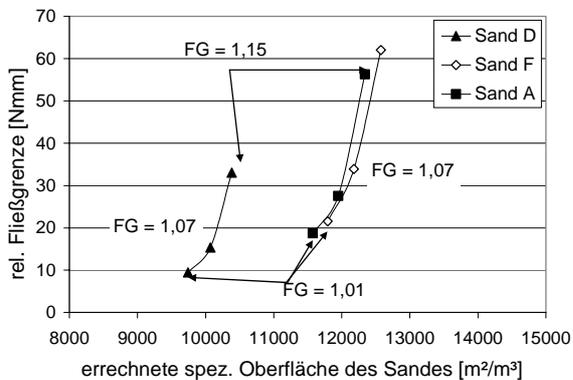


Bild 37: rel. Fließgrenze der Mörtel mit den Sanden A, D und F in Abhängigkeit der errechneten spez. Oberfläche (FG = 1,01, 1,07 bzw. 1,15)

Je höher der Füllungsgrad ist, desto größer ist die rel. Fließgrenze. Bedingt durch die günstige Kornzusammensetzung von Sand D hat dieser Mörtel

bei einem Füllungsgrad von 1,15 eine vergleichbare rel. Fließgrenze wie die Mörtel mit Sand A und F bei einem Füllungsgrad von 1,07 (rel. Fließgrenze rd. 30 Nmm). Die Bindemittelschichtdicken  $R_{BL}$  dieser Mörtel liegen in einer Größenordnung (vgl. Bild 38).

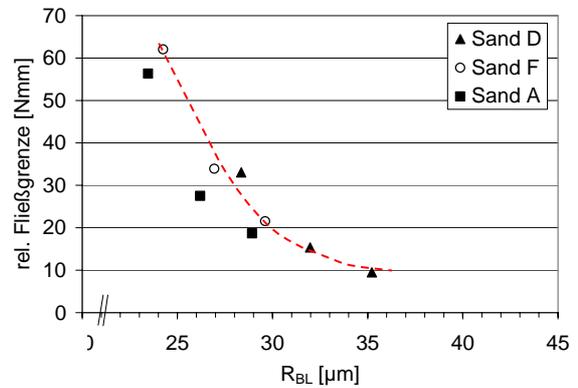


Bild 38: rel. Fließgrenzen der Mörtel mit Sand A, D und F in Abhängigkeit der Bindemittelschichtdicke  $R_{BL}$  (FG = 1,01, 1,07 bzw. 1,15)

Die Kornzusammensetzung des Sandes D und seine glatte Oberfläche wirken sich verglichen zu den anderen Sanden sehr günstig auf das Fließverhalten aus. Es zeigte sich, dass bei kleinerer Schichtdicke  $R_{BL}$  die rel. Fließgrenze größer ist. Die rel. Viskosität wird ebenfalls von der Schichtdicke  $R_{BL}$  beeinflusst (vgl. Bild 39). Auffällig ist auch, dass die rel. Viskositäten von Mörteln gleicher Sande jeweils in einem Streubereich von max. 0,1  $\text{Nmm}^2/\text{Upm}$  lagen.

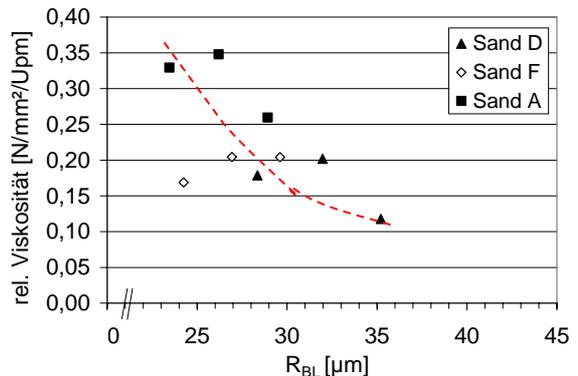


Bild 39: rel. Viskositäten der Mörtel mit Sand A, D und F in Abhängigkeit der Bindemittelschichtdicke  $R_{BL}$  (FG = 1,01, 1,07 bzw. 1,15)

**5.4.5 Einfluss der Korngrößenverteilung**

An Mörteln, deren Sandzusammensetzung der Sieblinie des jeweiligen Werkes entsprach, wurden die rheologischen Eigenschaften bestimmt. Die ermittelten Kenndaten rel. Fließgrenze und rel. Viskosität sind in Abhängigkeit der untersuchten Füllungsgrade in Bild 40 dargestellt. Die rel. Fließgrenze variiert zwischen 10 und 62 N/mm<sup>2</sup>. Bei allen Füllungsgraden waren die rel. Fließgrenzen der Mörtel mit Sand F am höchsten. Das Kornband des Sandes F hat verglichen zu den anderen Sanden einen deutlich höheren Gehalt an Korn < 0,125 mm (rd. 3 M.-%, vgl. Bild 16, S. 19). Darüber hinaus ist die Oberfläche dieses Korn sehr kantig und rau (vgl. REM-Aufnahmen). Beide Faktoren bewirken einen hohen Wasseranspruch.

Bei konstanter Bindemittelleimzusammensetzung und konstantem Bindemittelleimvolumen sind dann die rel. Fließgrenze und i.d.R. auch die rel. Viskosität höher. Bei den Mörteln mit Füllungsgraden von 1,01, 1,07 und 1,15 liegen die Mörtel des Sandes A ebenfalls im Größenbereich der Mörtel mit Sand F, was evtl. durch die Kornform dieses Sandes bedingt ist. Die Mörtel mit Sand C, D und O haben verglichen mit anderen Mörteln innerhalb einer Versuchsreihe stets niedrigere rel. Fließgrenzen als Mörtel mit Sand F bzw. A. Die guten Fließeigenschaften der Mörtel mit Sand D werden hier bedingt durch seine glatte Kornoberfläche (vgl. REM-Aufnahmen), da keine Mikro- oder Makroporen aufgefüllt werden müssen.

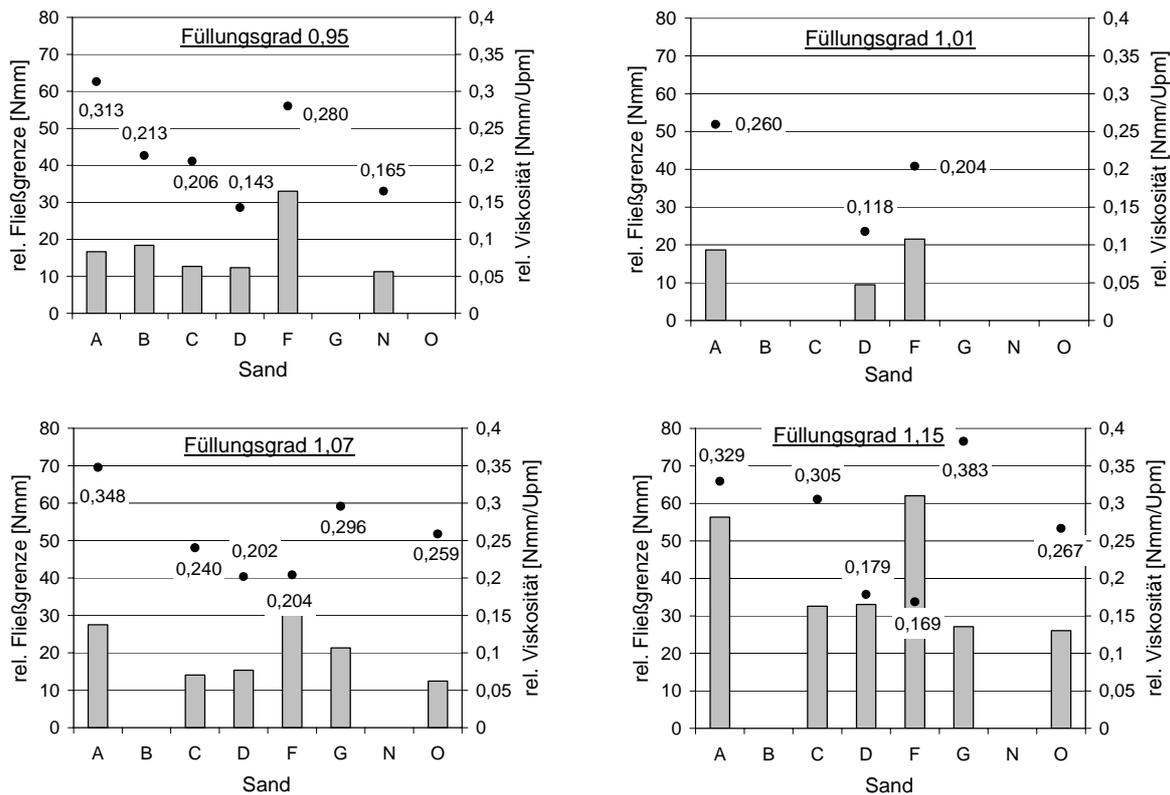


Bild 40: oben, links: rel. Fließgrenze und rel. Viskosität der Mörtel mit FG 0,95  
 oben, rechts: rel. Fließgrenze und rel. Viskosität der Mörtel mit FG 1,01  
 unten, links: rel. Fließgrenze und rel. Viskosität der Mörtel mit FG 1,07  
 unten rechts: rel. Fließgrenze und rel. Viskosität der Mörtel mit FG 1,15

Nach Kap. 3.2 kann die Feinheit eines Sandes über seinen k-Wert ausgedrückt werden. Der Bereich von k-Werten der untersuchten Natursande lag zwischen 1,34 und 1,82. Bild 41 zeigt die ermittelten rel. Fließgrenzen in Abhängigkeit der Körnungsziffer k der Sande. Bei allen Mörtelzusammensetzungen wird deutlich, dass die Feinheit des Sandes maßgeblich die rel. Fließgrenze des Mörtels beeinflusst. Je kleiner der k-Wert des Sandes ist, desto höher ist die rel. Fließgrenze des Mörtels. Das Ausmaß dieser Abhängigkeit wird offensichtlich vom Bindemittelleimvolumen beeinflusst, denn je geringer dieses war (z. B. beim Mörtel mit Füllungsgrad 1,15), desto steiler ist die Regressionsgerade, die diese Abhängigkeit zwischen k-Wert und rel. Fließgrenze ausdrücken würde (vgl. Bild 41).

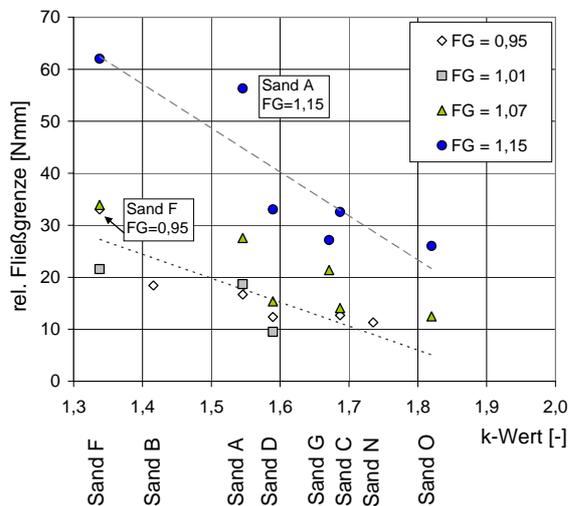


Bild 41: rel. Fließgrenzen der Mörtel in Abhängigkeit vom k-Wert der Sande

Deutliche Außenseiter stellen bei dieser Darstellung der Mörtel mit Sand F (FG = 0,95) und der Mörtel mit Sand A (FG = 1,15) dar. Beide Sande haben aufgrund ihrer Oberflächenrauigkeit und/oder Kornform einen höheren Wasseranspruch als z. B. Sand D. Evtl. benötigt Sand F zur Benetzung soviel Wasser, dass der effektive Wassergehalt des Bindemittelleimes bei einem Füllungsgrad von 0,95 im Vergleich zu den anderen Mörteln niedriger ist, so dass der Mörtel mit Sand F insgesamt steifer wird.

Der Grund für die um rd. 10 N/mm<sup>2</sup> über der erwarteten Größenordnung liegenden rel. Fließgrenze des Sandes A (vgl. Bild 41) könnte daran liegen, dass der Einfluss der Kornform bei dem

höheren Füllungsgrad von 1,15 stärker zur Geltung kommt als bei niedrigeren Füllungsgraden. Eine Gesteinskörnung aus länglichen Körnern (wie bei Sand A, vgl. Anhang Bild A 3) benötigt theoretisch mehr Leim zum Auffüllen des Zwickelvolumens, so dass weniger Leim als „Schmierfilm“ wirken kann.

Die Dicke der Bindemittelleimschicht kann nach Kap. 4.3 berechnet werden. Die für die untersuchten Mörtel errechneten Bindemittelleimschichtdicken sind in Tabelle A 11 zusammengefasst. Bild 42 zeigt, dass der maßgebliche Einflussparameter auf die rel. Fließgrenze diese Bindemittelleimschichtdicke  $R_{BL}$  ist. Zu berücksichtigen sind hier allerdings die unterschiedlichen  $Vol_{Wasser}/Vol_{(Zement-SFA)}$ -Werte der Mörtelrezepturen (vgl. Tabelle 4, S. 34), so dass direkt nur die Mörtel mit den Füllungsgraden 1,01, 1,07 und 1,15 verglichen werden können.

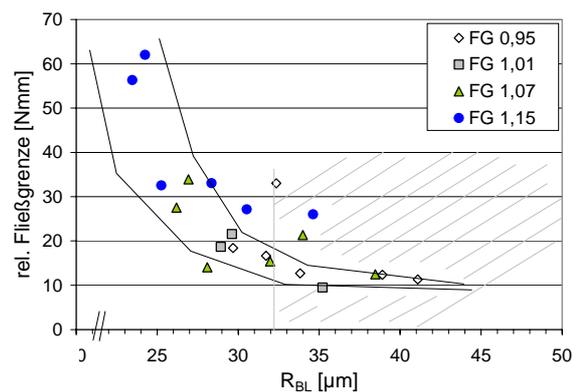


Bild 42: rel. Fließgrenzen der Mörtel in Abhängigkeit von der Bindemittelleimschichtdicke  $R_{BL}$

Ab einer Schichtdicke  $R_{BL}$  von ca. 32 μm spielen die Fließeigenschaften des Leimes selbst offensichtlich eine viel größere Rolle als der Sand. Die rel. Fließgrenzen variierten bei einer Schichtdicke  $R_{BL}$  von rd. 32 μm zwischen den Werten 10 und rd. 18 Nmm und näherten sich bei größeren Bindemittelleimschichtdicken asymptotisch einem Wert von 10 Nmm an (vgl. schraffierte Fläche in Bild 42). Je dünner die Schicht  $R_{BL}$  wird, desto größer wird die rel. Fließgrenze, da der Einfluss der Kornoberflächenrauigkeit an Bedeutung gewinnt und die Körner öfter aneinander stoßen.

Die rel. Viskosität ist scheinbar nicht von dem k-Wert eines Sandes oder der Schichtdicke  $R_{BL}$  abhängig (vgl. Bild A 7). Die rel. Viskosität ist ein Proportionalitätsmaß, das die Steigerung der rel. Fließgrenze bei größerer bzw. kleinerer Scherbeanspruchung wiedergibt. Rein theoretisch wird das Maß dieser Steigung bei Mörteln mit nur einem Sand aber unterschiedlichen Füllungsgraden durch die Bindmittelleimschichtdicke  $R_{BL}$  maßgebend beeinflusst. Da in dieser Versuchsreihe aber unterschiedliche Sande mit verschiedenen Dichten und Kornoberflächenrauigkeiten verwendet wurden und evtl. noch Wechselwirkungen zwischen Sand, Zement, Steinkohlenflugasche und Wasser zum Tragen kommen, ist es wegen der vielen Einflussparameter nicht möglich, eine Abhängigkeit zu finden. Eine Versuchsreihe mit nur einem Sand wurde in Bild 35 dargestellt. Hier zeigte sich wegen der gleichen Kornoberfläche und Kornform – wie bereits beschrieben – eine Abhängigkeit.

Eine zusammenfassende Bewertung der in Bild 21 genannten Einflussparameter zeigt, dass der maßgebende Parameter die Kornzusammensetzung des Sandes ist. Sie bestimmt über den Hohlraumgehalt die Leimschichtdicke  $R_{BL}$ . Zusätzlich beeinflussen aber Kornform und Kornoberflächenrauigkeit ebenfalls die rel. Fließgrenze, da die Mikro- und Makroporen mit Leim aufgefüllt werden, der dann statt schmierender Wirkung nur eine füllende Wirkung haben kann. Ein Einfluss der mineralogischen Zusammensetzung des Sandes auf die rheologischen Eigenschaften der Mörtel konnte nicht erkannt werden.

**5.4.6 Einfluss des Zements**

Bei dieser Versuchsreihe wurde der Zementeinfluss auf die rheologischen Eigenschaften der Mörtel untersucht. Bei sechs Mörteln mit unterschiedlichen Sanden (mit Werksieblinien) wurde der Zement variiert. Der Füllungsgrad der Mörtel bei dieser Untersuchungsreihe betrug 1,15.

Die rel. Fließgrenzen und rel. Viskositäten sind in Bild A 9 im Anhang dargestellt. Bild 43 und Bild 44 zeigen die Änderungen der rel. Fließgrenzen und der rel. Viskositäten von Mörteln mit Zement N bzw. HS in Prozent gegenüber der Mörtel mit Zement M. Bei allen Mörteln mit Zement HS

(einem Portlandkompositzement) konnte eine Reduzierung der Fließgrenze festgestellt werden, während Mörtel mit Zement N (einem Portlandzement) stets zu einer Erhöhung führten (vgl. Bild 43). Der Mörtel mit Sand D zeigte mit fast 45 % die größte Reduzierung der rel. Fließgrenze. Allerdings wies dieser Mörtel auch die größte Zunahme bei der rel. Viskosität auf (vgl. Bild 44).

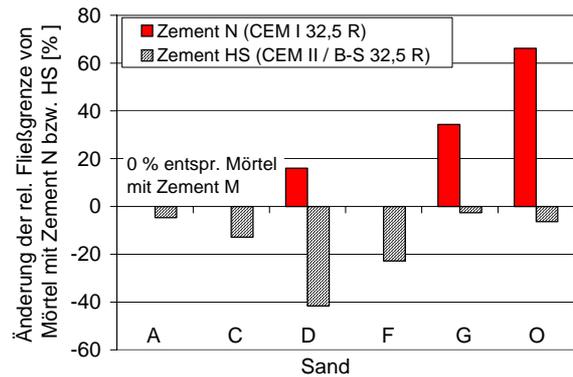


Bild 43: Änderung der rel. Fließgrenze in Bezug auf die von Mörteln mit Zement M (FG = 1,15)

Die rel. Viskositäten erhöhten sich bei Verwendung des CEM II B-S 32,5 R aber nur bei Mörtel mit Sand D und F, bei allen anderen Mörteln verringerte sich die rel. Viskosität (Bild 44).

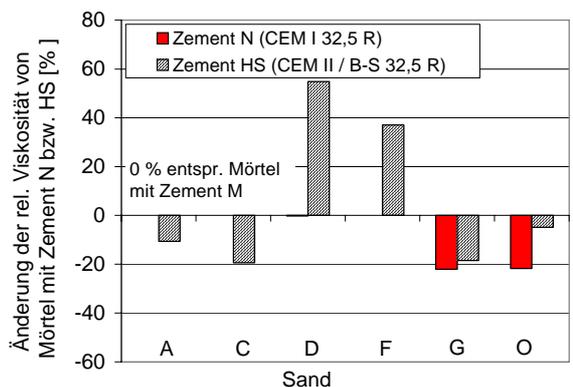


Bild 44: Änderung der rel. Viskosität in Bezug auf die der Mörtel mit Zement M (FG = 1,15)

Die Tatsache, dass die Mörtel mit unterschiedlichen Sanden auf die verwendeten drei Zemente jeweils anders reagierten, lässt folgern, dass der Zement ein wichtiger Einflussparameter hinsichtlich der Fließigenschaften ist. Maßgebend hierbei ist offensichtlich die Korngrößenverteilungen des

Zementes und wie sich sein Kornband in das des verwendeten Füllers und Sandes einfügt. Bild 45 zeigt die Korngrößenverteilungen der Mörtel mit Sand A, C, D und F mit Zement M und der verwendeten Steinkohlenflugasche bis zur Korngröße 300 µm.

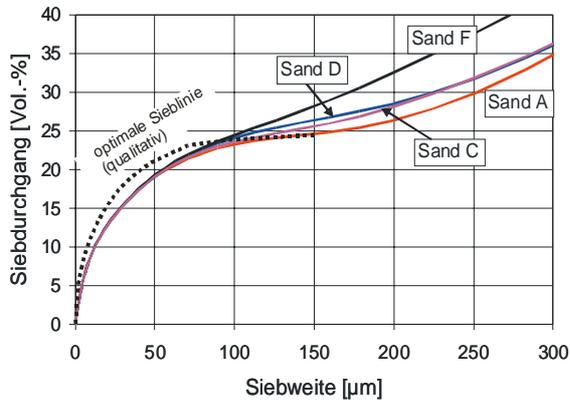


Bild 45: Sieblinie aller Ausgangsstoffe bis zu einer Korngröße von 300 µm (Zement, SFA und Sand)

Daten über die Zusammensetzung der verwendeten Zemente N und HS lagen nicht vor, so dass die Ergebnisse dieser Versuchsreihe nur theoretisch ausgewertet werden können. Da Zement N stets eine Zunahme der rel. Fließgrenze bewirkte, ist anzunehmen, dass die Kornverteilung dieses Zementes gröber ist als die von Zement M, was sich in einer steileren Gesamtsieblinie der Korngrößen bis rd. 150 µm widerspiegeln würde. Da der Zement HS aber stets die rel. Fließgrenze verringerte, wird hier die Gesamtsieblinie bis zur Korngröße 150 µm wahrscheinlich über der mit Zement M liegen, so dass sich eher eine Ausfallkörnung zwischen dem Bereich von SFA und Zement sowie Sand einstellen wird, was sich positiv auf die Fließeigenschaften auswirkt (vgl. Kap. 4.3.1). In Bild 45 ist so eine Sieblinie mit Ausfallkörnung qualitativ eingezeichnet.

### 5.5 Zusammenfassende Beurteilung der Untersuchungen mit dem Rotationsviskosimeter

Aus den Ergebnissen lässt sich schließen, dass die rel. Fließgrenze und die rel. Viskosität steigt, je höher der k-Wert des Sandes ist, was besonders durch Mörtel mit hohen Füllungsgraden bestätigt wird bzw. besonders deutlich in der Versuchsreihe der Erhöhung des Sandanteils 0/0,25 mm bei Sand D wird, da hier weitere Einflussparameter wie Kornform, Kornoberflächenrauigkeit und mineralogische Zusammensetzung ausgeschlossen werden konnten. Neben der Kornzusammensetzung haben auch die Kornform und die Kornoberflächenrauigkeit einen Einfluss auf die rheologischen Eigenschaften. So konnte bei den Untersuchungen zum Einfluss der Oberflächenrauigkeit beobachtet werden, dass die rel. Fließgrenze und die rel. Viskosität größer werden, wenn das Korn eine raue, rissige Oberfläche hat.

Insgesamt bestätigen die Versuche, dass der Füllungsgrad (Volumenverhältnis Sand/Bindemittelteil), die Korngrößenverteilung, die Kornform und die Kornoberflächenrauigkeit einen direkten Einfluss auf die rel. Fließgrenze ausüben, indem sie die Dicke der „schmierend“ wirkenden Bindemittelschicht beeinflussen. Ein Einfluss der mineralogischen Zusammensetzung auf die Fließeigenschaften konnte nicht gefunden werden.

Zukünftig wären weitere Untersuchungen zu den physikalischen und chemischen Einflüssen auf die Fließeigenschaften von Interesse, um einen genügend großen Datensatz für eine Aufstellung einer Berechnung der Fließeigenschaften von Mörtel bzw. sandreichen Betonen nach Gleichung 5, S. 21 zu erhalten. Möglich ist bereits eine erste Gewichtung der einzelnen Einflussparameter, die in folgender Tabelle zusammengestellt ist:

Tabelle 5: Beurteilung der untersuchten Einflussparameter hinsichtlich der rheologischen Eigenschaften von Mörtel

Parameter	Bedeutung des Parameters für	
	Fließgrenze	Viskosität
Füllungsgrad	+++	+
Kornzusammensetzung	++	+
Kornform	+	+
Kornoberflächenrauigkeit (im Bereich 0,25-0,5 mm)	+ bis ++	+
Zementeigenschaften	++	++
Fließeigenschaften des Zement- bzw. Bindemittelleimes	++	++

Legende:

- +++ = große Bedeutung
- ++ = mittlere Bedeutung
- + = geringe Bedeutung

Für das Gelingen eines sandreichen, fließfähigen Betons zeigen die Ergebnisse der Mörteluntersuchungen, dass die Dicke der „schmierend“ wirkenden Bindemittelschicht  $R_{BL}$  eine maßgebende Rolle spielt. Für die untersuchten Mörtelzusammensetzungen zeigte sich, dass eine Schichtdicke von mindestens 30  $\mu\text{m}$  benötigt wird, um eine fließfähige Konsistenz einzustellen.

Ob die untersuchten Parameter Kornform, Kornoberflächenrauigkeit oder mineralogische Zusammensetzung auch beim sandreichen Beton einen bemerkenswerten Einfluss auf die Fließeigenschaften haben, muss noch geklärt werden (vgl. nächstes Kapitel). Sicherlich spielt hier die Kornzusammensetzung des Sandes eine bedeutende Rolle.

## 6 UNTERSUCHUNGEN ZUR REZEPTUR- ENTWICKLUNG SANDREICHER BETONE

### 6.1 Ziel und Lösungsweg

Da in vielen Regionen Deutschlands die natürlichen Gesteinsvorkommen überwiegend aus Sand bestehen, war es ein Hauptziel dieser Arbeit zielsicher homogene sandreiche Betone mit 80 Vol.-% Sand (bezogen auf die gesamte Gesteinskörnung) herzustellen. Hierfür ist es zunächst notwendig, Grundlagen zur Herstellung und Verarbeitung von sandreichem Beton festzulegen.

Üblicherweise wird bei einem Entwurf eines Betonrezeptes zunächst die erforderliche Betondruckfestigkeit festgelegt, über die in Abhängigkeit der Zementfestigkeitsklasse mit Hilfe des sog. „Walz-Diagramms“ der w/z-Wert ermittelt wird. Die erforderliche Wassermenge ergibt sich aus deren Abhängigkeit vom Kornaufbau der Gesteinskörnung und der gewünschten Frischbetonkonsistenz. Ob sandreicher Beton auf diese praxisübliche Art konzipiert werden kann, ist noch ungeklärt.

Aus der Literaturstudie und zahlreichen eigenen Untersuchungen ergab sich, dass unter üblichen Randbedingungen sandreiche Betone zielsicher in der Festigkeitsklasse C 25/30, teilweise sogar in der Festigkeitsklasse C 30/37 herstellbar sind. Da sie im plastischen Konsistenzbereich aber schlecht verdichtbar sind, müssen sie in fließfähiger, zumindest aber sehr weicher Konsistenz eingebaut werden (vgl. Kap. 2.2.3). Um trotzdem den Wassergehalt möglichst gering zu halten und die Wirkung des Fließmittels voll ausnutzen zu können, hat es sich bewährt, sandreichen Beton vor Fließmittelzugabe zunächst im steifen/plastischen Konsistenzbereich herzustellen (Ausbreitmaß 350 mm) und erst wenn diese Konsistenz erreicht wird, das Fließmittel zuzugeben.

Ziel der Rezepturenentwicklung muss es also sein, den für eine fließfähige Konsistenz benötigten Wasser- und Fließmittelgehalt sowie Zement- und Betonzusatzstoffgehalt (hier Steinkohlenflugasche)

möglichst genau abzuschätzen, um einen homogenen, fließfähigen Beton mit ausreichender Festigkeit herzustellen. Um gezielt die gewünschten Frischbetoneigenschaften einzustellen, wurden die zwei maßgebenden Parameter Steifigkeit des Bindemittelleimes und Bindemittelleimmenge herangezogen (vgl. Kap. 4.3.1).

Die Steifigkeit des Bindemittelleimes wird über den Wassergehalt bestimmt. Die Literaturrecherche ergab, dass der Wasseranspruch sandreicher Betone nur ungenau abgeschätzt werden kann. Ob dies auch für den zunächst plastischen Konsistenzbereich zutrifft, soll über die bestehenden Tabellenwerke hinsichtlich des Wasseranspruches überprüft werden. Zusätzlich wird der Wasseranspruch eines sandreichen Betons mit 80 Vol.-% Sand (bez. auf die Gesteinskörnung) experimentell bestimmt und anschließend über die Berechnung mittels der A-Werte nach Kluge [34] überprüft.

Neben der Steifigkeit bzw. Fließfähigkeit des Leimes spielt aber auch die Bindemittelleimmenge selbst eine Rolle. Die Einflussgröße der Leimmenge auf die Frischbetonkonsistenz soll untersucht werden, indem der Zement- und Wassergehalt konstant gehalten und der Steinkohlenflugaschegehalt schrittweise erhöht werden. Auf diese Weise kann einerseits das optimale Bindemittelleimvolumen und andererseits die erforderliche Steifigkeit des Leimes bestimmt werden, die einen entmischungsfreien sandreichen Beton gewährleistet. Anschließend soll der Wasseranspruch der ermittelten Zement- und Steinkohlenflugaschegehalte bestimmt werden ( $\beta_p$ -Wert). Ein Vielfaches dieses  $\beta_p$ -Wertes könnte dann im Rezeptentwurf als Bedingungsparameter für einen entmischungsfreien Beton herangezogen werden.

Eine Übersicht der Versuchsanordnung zur Rezepturenentwicklung sowie deren Zielführung ist in Bild 46 zusammengefasst.

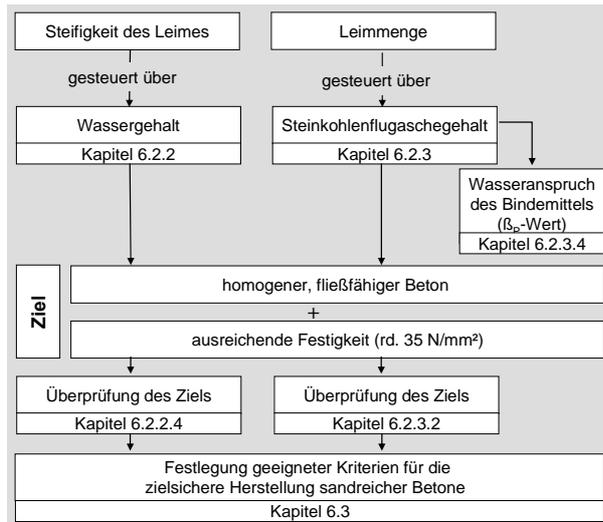


Bild 46: Versuchsanordnung zur Rezepturentwicklung

Da sandreicher Beton mit 80 Vol.-% Sand und 20 Vol.-% Kies (bez. auf die ges. Gesteinskörnung) überwiegend aus Mörtel besteht (insg. rd. 88 % des Frischbetonvolumens), hängen die Frischbetoneigenschaften auch maßgebend von den Mörtel-eigenschaften ab. Aus diesem Grunde wurden die Untersuchungen zur Rezepturentwicklung sandreicher Betone größtenteils an Mörteln durchgeführt, deren Zusammensetzung dem Mörtelanteil des sandreichen Betons entspricht (vgl. folgendes Kapitel).

## 6.2 Untersuchungen zur Rezepturentwicklung

### 6.2.1 Ausgangsmaterialien, Herstellung und Bezeichnung der sandreichen Betone

In diesem Kapitel werden alle Ausgangsmaterialien vorgestellt, die sowohl für die Rezepturentwicklung als auch für die Untersuchungen der Festbetoneigenschaften (vgl. Kap. 8) sandreicher Betone verwendet wurden.

#### Sand

Für die Betonuntersuchungen wurden hauptsächlich die Sande A, B, C, D, E und F verwendet, darüber hinaus wurden für die Verifizierung der Betonrezepturentwicklung die Sande G, I, J, K, L und O verwendet. Die granulometrischen Eigenschaften der Sande sind Tabelle A 1 und Tabelle A 5 im Anhang zu entnehmen.

Der Sandanteil an der gesamten Gesteinskörnung betrug 65 bzw. 80 Vol.-%, so dass der Sieblinienbereich sandreicher Betone nach Bild 2, S. 2 abgedeckt wird.

#### Kies

Es wurde ein Flusskies aus dem Münchner Raum verwendet. Die sandreichen Betone enthielten neben dem jeweiligen Sand die Korngrößen 4/8, 8/16 und 16/32 mm. Für die Mischung der Normalbetone, die normgerecht zusammengesetzt wurden, wurde ein Sand 0/4, der ebenfalls aus dem Münchner Raum stammte, verwendet. Die Sieblinien der Gesteinskörnung der Betone mit 65 bzw. 80 Vol.-% Sand (bezogen auf die Gesteinskörnung) sind im Anhang in Bild A 13 dargestellt.

#### Zemente

In das Untersuchungsprogramm der Rezepturentwicklung wurden die Zemente CEM I 32,5 R und CEM II B-S 32,5 R (Zement M und HS) aufgenommen, die bereits bei den Versuchen im Rotationsviskosimeter verwendet wurden. Zusätzlich wurde ein weiterer Zement MA verwendet, der zwar aus dem selben Werk aber aus einer anderen Charge wie Zement M stammte. Die Hauptuntersuchungen wurden mit dem Portlandzement (Zement M bzw. MA) durchgeführt. Der Portlandzement MA hatte eine höhere Mahlfeinheit als Zement M (3185 cm<sup>2</sup>/g) und ebenfalls eine Normdruckfestigkeit von 51,4 N/mm<sup>2</sup> (vgl. Tabelle A 6, Anhang).

#### Steinkohlenflugaschen

Bei den Versuchen wurde neben der Steinkohlenflugasche, die bereits bei den Versuchen im Rotationsviskosimeter und der Entwicklung der Betonrezeptur verwendet wurde, noch eine weitere Flugasche verwendet (gleicher Hersteller, unterschiedliche Charge). Die Steinkohlenflugaschen werden mit den Kürzeln RB (für Versuche im Rotationsviskosimeter und am Beton) und B (für Versuche am Beton) bezeichnet. Beide Steinkohlenflugaschen stammten aus einer Trockenkammerfeuerung.

### Zusatzmittel

Es wurden fünf Fließmittel verschiedener Hersteller verwendet. Zwei Fließmittel waren auf Basis von Ligninsulfonaten (FM L(P) und FM L(H)). Bei den weiteren drei Fließmitteln handelte es sich um Fließmittel der sog. neuen Generation auf Basis von Polycarboxylaten (FM P(A), FM P(B) und FM P(C)).

### Herstellung der Mörtel und Betone

Die Mörtel wurden nach folgendem Schema gemischt:

- Vormischen der Ausgangsmaterialien im trockenen Zustand: 30 sec
- Wasserzugabe:  
Mischen mit 140 U/min 120 sec

Im Labor wurden die sandreichen Betone nach folgendem Schema hergestellt:

- Die Ausgangsmaterialien (Gesteinskörnung, Zement, Sand und Füller) wurden 1 min lang im Tellermischer trocken vorgemischt. Nach Zugabe des Anmachwassers wurde nochmals 2 min lang gemischt. Vor der Zugabe des Fließmittels sollte der Beton ein Ausbreitmaß von ca. 350 mm haben.
- 2 min nach Wasserzugabe erfolgte die erste Fließmitteldosierung. Das Fließmittel wurde 2 min untergemischt. Bei weiteren Fließmitteldosierungen wurde jeweils eine Minute gemischt.

Die Betone wurden durch Stochern oder durch Rütteln (20 sec) mit niedriger Frequenz auf dem Laborrütteltisch verdichtet. Nach DIN 1048 [74] wurde neben der Konsistenz des Frischbetons noch der Luftgehalt und die Rohdichte mit dem LP-Topf ermittelt.

### Bezeichnung der sandreichen Betone

Um den Vergleich der Mörtelrezepturen mit den sandreichen Betonrezepturen zu erleichtern, wurden auch die Mörtel entsprechend der Einwaagen von Zement, Flugasche, Sand und Wasser für eine sandreiche Betonmischung mit 80 Vol.- % Sandgehalt (bezogen auf die Gesteinskörnung) bezeichnet. Das heißt, das Volumen der Gesteinskörnung über 2 mm wurde im Rezept berücksichtigt, diese Gesteinskörnung wurde aber nicht

eingewogen. Dieses Vorgehen ist deshalb sinnvoll, weil das Kiesvolumen (2/32 mm) bei einem sandreichen Beton mit 80 Vol.-% Sand (bez. auf die Gesteinskörnung) nur rd. 12 Vol.-% beträgt. Da die Gesteinskörner über 2 mm im Mörtel „schwimmen“ (vgl. Bild 9, S. 8), haben sie auf die Frischbetoneigenschaften einen vernachlässigbar geringen Einfluss.

Um alle Parameter in der Bezeichnung der sandreichen Betone zu erfassen, wurde folgendes Schema gewählt:

Sandherkunft – Sandanteil (z.B. 0,8 = 80 % bez. auf ges. Gesteinskörnung) / Zementgehalt- und -art / Steinkohlenflugaschegehalt (kg/m<sup>3</sup>) und -herkunft / Wassergehalt (kg/m<sup>3</sup>) / Fließmittelart und -herkunft.

Eine Bezeichnung lautet z. B.:

Sand A-  
0,8/320 CEM I (M)/120 SFA (B)/195/FM L (P)

Wenn es sich um einen Mörtel handelt, wird dies durch den an erster Stelle stehenden Buchstaben M gekennzeichnet.

## **6.2.2 Wasseranspruch eines sandreichen Betons**

### 6.2.2.1 Abschätzung des Wasseranspruchs über bestehende Tabellenwerke

Richtwerte für den Wasseranspruch eines Betons werden in Abhängigkeit von der Sieblinie bzw. des k-Wertes der Gesteinskörnung und der gewünschten Konsistenz in Tabellenwerken aufgeführt. Deren Werte gelten aber i.d.R. für üblich zusammengesetzte Frischbetone mit einem Zementgehalt unter 330 kg/m<sup>3</sup>, wobei die spez. Oberfläche des Zementes unter 4500 cm<sup>2</sup>/g [75] liegt. Größere Zement- und insbesondere Mehlkorngelhalte, wie es bei sandreichem Beton der Fall ist, müssten also gesondert berücksichtigt werden.

Geht man für einen sandreichen Beton aber zunächst von praxisüblichen Zementgehalten aus, so könnte für Kornzusammensetzungen, die von der Regelsieblinie abweichen, der Wasseranspruch in Abhängigkeit vom k-Wert (vgl. Kap. 3.2) mit Hilfe des nachstehenden Diagrammes abgeschätzt werden. Es ist ein Ausschnitt aus einem

praxisüblichen Diagramm [aus 14], der speziell den Bereich für sandreiche Gesteinskörnung darstellt. Abzulesen ist der Wasseranspruch für einen Beton mit einem Verdichtungsmaß von 1,25 (plastische Konsistenz).

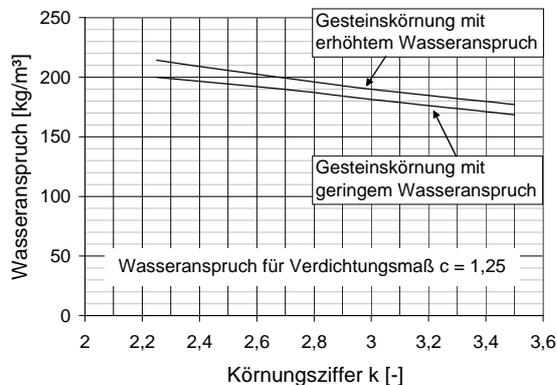


Bild 47: Wasseranspruch für Beton mit Verdichtungsmaß  $c = 1,25$  in Abhängigkeit der Körnungsziffer [aus 14]

Da sandreicher Beton vor Fließmittelzugabe diese Konsistenz aufweisen sollte, könnten die Tabellen verwendet werden, solange der  $k$ -Wert nicht unter 2 fällt. Die  $k$ -Werte der untersuchten sandreichen Gesteinskörnungen (80 Vol.-% Sand) lagen im kleinsten Fall bei 2,4, so dass sich ein Wassergehalt von 197 bzw. 210  $l/m^3$  für Gesteinskörnung mit geringem bzw. erhöhtem Wasseranspruch ergibt.

#### Folgerungen

Für eine sandreiche Betonzusammensetzung mit 80 Vol.-% Sand (bez. auf die ges. Gesteinskörnung) ergibt sich bei einem Wassergehalt von 200  $kg/m^3$  und einem Zementgehalt von 330  $kg/m^3$  ein  $w/z$ -Wert von 0,61. Zahlreiche Untersuchungen (vgl. Kap. 1.2) sowie eigene Untersuchungen zeigten aber, dass der Gehalt an Partikeln kleiner 0,125 mm wesentlich größer sein muss, um alle Hohlräume des Sandes zu verfüllen und darüber hinaus dem Beton genügend „schmierend“ wirkenden Leim zur Verfügung zu stellen. Zielgerichtet kann deswegen nur ein größeres Bindemittelvolumen mit mehr feinem Füller sein.

Da bei einem Bindemittel mit 320  $kg/m^3$  Zement und mind. 80  $kg/m^3$  bzw. 120  $kg/m^3$  SFA der Wasseranspruch des sandreichen Betons mit Hilfe von Tabellenwerken nur noch ungenau abgeschätzt werden kann, soll dieser an Mörtelversuchen zunächst experimentell ermittelt werden.

#### 6.2.2.2 Experimentelle Abschätzung des Wasseranspruches

##### Versuche

Im Folgenden wurde eine Möglichkeit überprüft, den Wasseranspruch des Betons experimentell an Mörteln zu bestimmen. Die Mörtel wurden nach Kap. 6.2.1 hergestellt.

##### Rezeptur

Es wurden Mörtel angefertigt, die einen konstanten Bindemittelgehalt hatten, deren Wassergehalt aber stufenweise erhöht wurde. Für jeden untersuchten Wassergehalt wurde eine eigene Mörtelmischung hergestellt. Bei den Untersuchungen wurde kein Fließmittel verwendet, um einerseits Wechselwirkungen zwischen diesem und dem Zement bzw. der Steinkohlenflugasche ausschließen und andererseits die rechnerische Erfassung des Wasseranspruches überprüfen zu können. Die Mörtelrezepturen sind im Anhang in Tabelle A 12 dargestellt. Der Bindemittelgehalt aller Mörtelmischungen entsprach dem eines sandreichen Betons mit 80 Vol.-% Sand und lag bei 320  $kg/m^3$  Zement M (CEM I 32,5 R) und 120  $kg/m^3$  Steinkohlenflugasche (SFA RB). Der Steinkohlenflugaschegehalt wurde deshalb so gewählt, weil erste Tastversuche am Beton darauf hindeuteten, dass eine fließfähige Konsistenz mit 80  $kg/m^3$  Steinkohlenflugasche bei einem Wassergehalt von 195  $kg/m^3$  nicht eingestellt werden kann.

##### Versuchsergebnisse

Die in den Versuchen ermittelten Wassergehalte beziehen sich auf sandreiche Betonrezepturen mit 80 Vol.-% Sand (bez. auf die gesamte Gesteinskörnung, vgl. Bild 48). Auffallend ist, dass bei allen Sanden zwischen dem Wassergehalt und dem erreichten Ausbreitmaß ein nahezu linearer Zusammenhang besteht. Da die Betone vor Fließmittelzugabe eine steife/plastische Konsistenz haben sollten, wird dieser Konsistenzbereich auch auf den Mörtel übertragen. Nach DIN 18555 [76] hat ein Mörtel diese Konsistenz, wenn das Ausbreitmaß des Mörtelkuchens nach 15 mal Schlagen des Tisches einen Durchmesser von rd. 14 cm hat.

Wegen der linearen Abhängigkeit zwischen Wassergehalt und Ausbreitmaß, kann der Wasseranspruch für einen plastischen Konsistenzbereich direkt aus den Versuchsergebnissen extrapoliert und aus dem Diagramm herausgelesen werden (vgl. Bild 48).

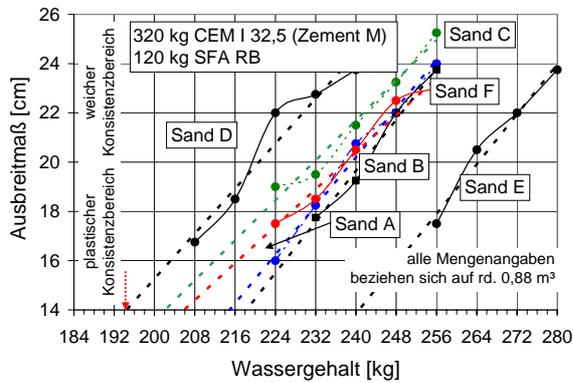


Bild 48: Ausbreitmaße in Abhängigkeit vom Wassergehalt der Mörtel mit den Sanden A, B, C, D, E und F (Mörtel mit Zement M (CEM I 32,5 R))

Mörtel mit Sand D benötigte den geringsten Wassergehalt (194 l/m³) und Mörtel mit Sand E aufgrund seiner hohen Feinheit (98 % Siebdurchgang bei 1 mm) den höchsten Wassergehalt (240 l/m³).

An weiteren Mörteln dieser Zusammensetzung mit den Sanden G, I, J, K, L und O sowie mit einem CEM II B-S 32,5 R wurden die Versuche ebenfalls durchgeführt. Der für eine steife/plastische Konsistenz erforderliche Wassergehalt aller untersuchten Mörtel ist in Tabelle A 16 zusammengefasst. Aus den Ergebnissen wurde für die meisten Betone auf einen Wasseranspruch zwischen 202 und 210 l/m³ geschlossen. Lediglich bei Betonen mit den Sanden A, B, I und L würde der Wasseranspruch vermutlich zwischen 215 und 230 l/m³ liegen.

6.2.2.3 Rechnerische Abschätzung des Wasseranspruches mit Hilfe von WA-Werten

Zur rechnerischen Abschätzung des Wasseranspruches wurden die Wasseranspruchszahlen nach Kluge verwendet, die von Koch und Würth umgerechnet wurden, als die Kornzusammensetzung mit Quadratlochsieben bestimmt wurde [77]. Die Wasseranspruchszahl A ist die Summe der mit dem Anteil der Korngruppen i multiplizierten, empirisch gewonnenen A<sub>i</sub>-Werte aller vorhandenen Korngruppen:

$$A = \sum \frac{a_i}{100} \cdot A_i \quad [\text{kg/m}^3] \quad [\text{Gl. 13}]$$

mit:

- a<sub>i</sub> = Anteil an der Sieblinie
- A<sub>i</sub> = Wasseranspruch der Kornklasse i

Der A-Wert gibt den Wasseranspruch einer Gesteinskörnung in kg/m³ an. Die A<sub>i</sub>-Werte wurden für die einzelnen Korngruppen an Versuchen mit Material aus dem Rhein-Maas-Bereich festgelegt. Sie gelten für einen Beton in plastischer Konsistenz. Das hierbei zu erwartende Verdichtungsmaß ist abhängig vom Wasserzementwert und beträgt bei w/z-Wert = 0,60 etwa 1,25 [14]. Zur Berechnung des Wasseranspruches W eines Betontrockengemisches in kg/m³ aus dem A-Wert muss auch der Stoffraumanteil V<sub>Z</sub> des Zementes im Beton bekannt sein. Der Wasseranspruch des Zementes kann mit 850 kg/m³ angesetzt werden [14] und ergibt sich dann zu:

$$W = \frac{A + V_Z (850 - A)}{1 + \frac{A}{1000}} \quad [\text{kg/m}^3] \quad [\text{Gl. 14}]$$

mit:

- A = Wasseranspruch der gesamten Gesteinskörnung
- V<sub>Z</sub> = Stoffraumanteil des Zement

Die berechneten Wasseransprüche der Betonausgangsstoffe wurden für steife/plastische Betonkonsistenz für einen Beton mit 80 Vol.-% Sand (bez. auf die Gesteinskörnung) berechnet und sind in Tabelle A 16, Spalte 4 zusammengefasst. Der Wasseranspruch des Stoffraumanteils „Zement plus Steinkohlenflugasche“ wurde mit  $850 \text{ kg/m}^3$  berücksichtigt, d. h. der erfahrungsgemäß geringere Wasseranspruch der Steinkohlenflugasche wurde auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Ein Vergleich der experimentell und der berechneten Wasseransprüche ist in Bild 49 dargestellt.

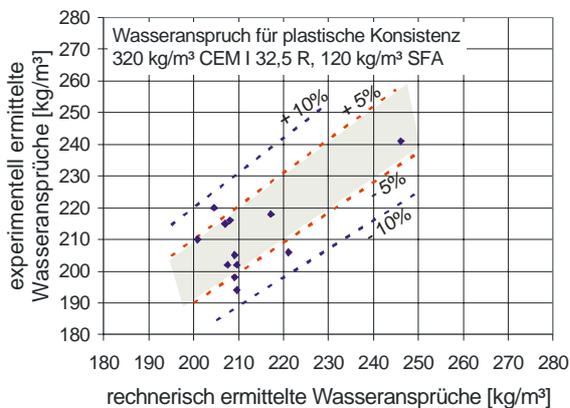


Bild 49: rechnerisch und experimentell ermittelte Wasseransprüche sandreicher Betone mit 80 Vol.-% Sand (bezogen auf die Gesteinskörnung)

Es zeigte sich, dass in den meisten untersuchten Fällen der Wasseranspruch für sandreiche Betonzusammensetzungen, bei denen der Zement- und SFA-Gehalt bekannt sind, rechnerisch mit einer Abweichung von  $\pm 5 \%$  abgeschätzt werden kann, wenn die Betone eine steife/plastische Konsistenz haben sollen (Verdichtungsmaß  $v = 1,25$ ).

6.2.2.4 Betonrezepturen (ermittelt über Wasseranspruch)

Die in den vorigen Kapiteln dargestellten Untersuchungen zeigten zunächst, dass der Wasseranspruch für sandreiche Betone einerseits experimentell über Mörtelversuche und andererseits rechnerisch mit Hilfe der Wasseranspruchszahlen mit einer vertretbaren Abweichung abgeschätzt werden kann.

Mit den Sanden I, G und L wurden auf die vorgestellte Art und Weise sandreiche Betonzusammensetzungen mit 80 Vol.-% Sand (bez. auf die Gesteinskörnung) konzipiert. Nach der Fließmittelzugabe wurden die Frisch- und Festbetonuntersuchungen durchgeführt. Die Rezepturen, Frischbetoneigenschaften und die Druckfestigkeiten sind im Anhang in Tabelle A 17 zusammengefasst.

Mit den Wassergehalten, wie sie in den Mörtelversuchen ermittelt wurden, konnten nach Zugabe eines hochwirksamen Fließmittels homogene Betone mit Ausbreitmaßen von über 50 cm hergestellt werden. Bedingt durch die relativ hohen Wassergehalte (200 bis  $220 \text{ kg/m}^3$ ) lagen die Festigkeiten der hergestellten Betone aber nur zwischen 24 und  $32 \text{ N/mm}^2$ . Um höhere Festigkeiten zu erreichen, könnte es von Vorteil sein, die Konsistenz über eine größere Menge Leim einzustellen, der einen geringeren Wassergehalt hat und somit steifer ist (vgl. Kap. 4.3.1.1). Ziel der nächsten Versuchsreihe muss es also sein, einerseits den optimalen Gehalt an Bindemittelleim zu ermitteln und andererseits die optimale Leimkonsistenz festzuhalten.

6.2.3 Erforderliches Bindemittelleimvolumen und erforderliche Bindemittelleimzusammensetzung

6.2.3.1 Ermittlung des Bindemittelleimvolumens für fließfähige Konsistenz

Allgemeines

Ziel dieser Versuchsreihe ist es, die optimale Bindemittelmenge sowie die optimale Zusammensetzung des Bindemittels (Zement, SFA, Wasser und Fließmittel) zu bestimmen. Hierfür wurden der Zement- und Wassergehalt konstant gehalten, während der Gehalt an Steinkohlenflugasche schrittweise erhöht wurde. Anknüpfend an Versuche von [11] und [78] enthielten die Mörtel zunächst SFA-Gehalte von  $80 \text{ kg/m}^3$ . In einem weiteren Schritt wurde dieser dann auf 120, 160 bzw.  $200 \text{ kg/m}^3$  erhöht. Dieser Weg wurde einerseits gewählt, weil Vorversuche am Beton zeigten, dass lediglich eine Erhöhung des SFA-Gehaltes bei konstantem Bindemittelgehalt (Austausch von Zement durch SFA) keine Verbesserung der Fließeigenschaften brachte und andererseits der

Zementgehalt bei den sandreichen Betonen bei ca. 320 kg/m<sup>3</sup> liegen sollte, damit eine Festigkeit von über 30 N/mm<sup>2</sup> erreicht wird.

Rezeptur und Mischreihenfolge

Die Mörtel entsprachen wieder dem Mörtelanteil einer sandreichen Betonmischung mit 80 Vol.-% Sand (bezogen auf die gesamte Gesteinskörnung). Die umgerechneten Mörtelrezepturen sind in Tabelle A 15 zusammengefasst.

Die Mischreihenfolge und –dauer war wie folgt:

- Vormischen der Ausgangsmaterialien im trockenen Zustand: 40 sec
- Wasserzugabe, Mischen mit 140 U/min: 30 sec
- Mischen mit 285 U/min: 60 sec
- Fließmittelzugabe: 60 sec

Ergebnisse

Der optimale Gehalt von Betonzusatzstoff und Fließmittel wurde über die Frischmörteleigenschaft einer fließfähigen Mörtelkonsistenz bei homogener Mörtelzusammensetzung nach Fließmittelzugabe gekennzeichnet (angestrebtes Ausbreitmaß: 22 cm).

In Bild 50 wird für Sand A exemplarisch gezeigt, wie viel Fließmittel bei Mörteln unterschiedlicher SFA-Gehalte (bei konst. Zement- und Wassergehalt) nötig war, um einen homogenen, fließfähigen Mörtel einzustellen. Die Versuche wurden mit Fließmittel FM P (A) durchgeführt. Die Untersuchungen mit den Sanden B, C, D und F sind in Bild A 12 im Anhang dargestellt.

An Mörteln mit Sand A konnte bei SFA-Gehalten von 80, 120 und 160 kg/m<sup>3</sup> keine fließfähige Konsistenz eingestellt werden. Von einer weiteren Fließmitteldosierung wurde abgesehen, da der Sättigungspunkt des Bindemittels erreicht war (im Diagramm mit „SP“ gekennzeichnet) und der Mörtel bei einer weiteren Zugabe entmischt wäre und/oder stark geblutet hätte. Erste Anzeichen hierfür waren bereits zu erkennen.

Auffällig ist, dass das Ausbreitmaß bei einer Fließmitteldosierung von 1 M.-% um 4 cm steigt, wenn statt 80 kg/m<sup>3</sup> Steinkohlenflugasche 200 kg/m<sup>3</sup> verwendet wurden. Bei diesem Mörtel führte bereits eine Dosierung von 1,5 M.-% v. Z.

Fließmittel zu einem sehr homogenen Mörtel mit einem Ausbreitmaß von 25 cm.

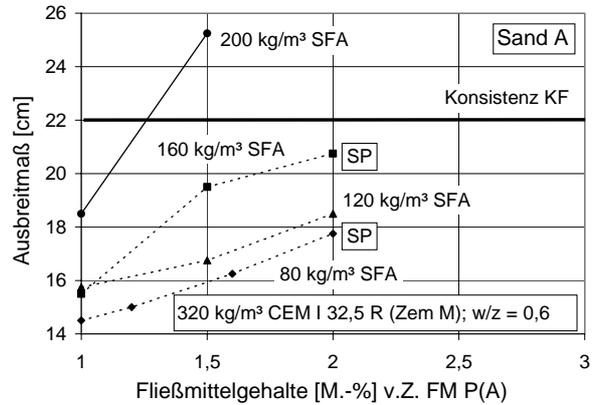


Bild 50: Ausbreitmaße nach Fließmittelerhöhung für Mörtel mit verschiedenen SFA-Gehalten und Sand A (Einstellung einer homogenen Mörtelkonsistenz (KF); Fließmittel FM P(A))

Bei Mörteln mit Sand B lagen die Ausbreitmaße bei einer Fließmitteldosierung von 1 M.-% v. Z. in der selben Größenordnung wie bei den Mörteln mit Sand A. Hier konnte jedoch bereits mit 160 kg/m<sup>3</sup> Flugasche ein fließfähiger Mörtel hergestellt werden (Ausbreitmaß: 23 cm). Eine Erhöhung des Flugaschegehaltes auf 200 kg/m<sup>3</sup> bewirkte eine geringfügige Steigerung im Ausbreitmaß.

Die Mörtel mit Sand C wiesen bei Flugaschegehalten von 80, 120 und 160 kg/m<sup>3</sup> bei einer Fließmittelzugabe von 1 M.-% v. Z. höhere Ausbreitmaße auf (16 bis 17 cm) als bei Mörteln mit Sand A (14,5 bis 15,75 cm) oder Sand B (15,75 – 16,25 cm). Auffällig war hier, dass bei diesem Sand bereits bei einem Fließmittelgehalt von 1,5 M.-% v. Z. bei 80, 120 und 160 kg/m<sup>3</sup> Flugasche der Mörtel zum Bluten neigte. Unter der Annahme, dass sich die Fließfähigkeit in Abhängigkeit der Fließmitteldosierung linear verhält, wäre ein fließfähiger Mörtel mit 160 kg/m<sup>3</sup> Flugasche auch bei einem Fließmittelgehalt von 1,3 M.-% v. Z. möglich gewesen.

Besonders auffällig bei Mörteln mit Sand D ist, dass diese bereits bei einer Fließmitteldosierung von 1,2 M.-% v. Z. offensichtlich unabhängig vom Flugaschegehalt fließfähig waren und dass lediglich bei Mörtel mit 80 kg/m<sup>3</sup> Flugasche ein leichtes Bluten auftrat. Bereits bei 1 M.-% v. Z. Fließmittel waren deutlich höhere Ausbreitmaße

(zwischen 19 und 20 cm) zu beobachten als bei den Mörteln mit Sand A, B oder C.

Von Mörtelversuchen mit Sand E wurde abgesehen, weil der Wasseranspruch dieses Sandes so hoch war, dass eine Betonmischung mit 80 % Sand (bezogen auf die Gesteinskörnung) in einer fließfähigen Konsistenz nicht möglich war.

Sand F ist verglichen mit den Sanden A, B, C und D sehr viel feiner zusammengesetzt. Dies und seine raue Oberfläche bewirken offensichtlich, dass der Fließmittelgehalt fast doppelt so hoch sein muss, um vergleichbare Konsistenzen einstellen zu können. So konnte mit 160 kg/m<sup>3</sup> SFA mit 2,5 M.-% v. Z. Fließmittel FM P(A) ein fließfähiger, homogener Mörtel hergestellt werden, während bei einem SFA-Gehalt von 200 kg/m<sup>3</sup> dies bereits bei 2,2 M.-% v. Z. Fließmittel möglich war.

Die Mörtelversuche zeigten deutlich, dass für die verschiedenen Sande unterschiedliche Gehalte an SFA und Fließmittel nötig waren, um eine fließfähige, homogene Konsistenz zu erreichen. Mit Ausnahme von Beton mit Sand D würden alle anderen sandreichen Betone SFA-Gehalte von rd. 160 kg/m<sup>3</sup> benötigen (vgl. Tabelle 6). Bei den Mörteln mit den Sanden A, B und C reichte ein Fließmittelgehalt von 1,5 M.-% aus (vgl. Tabelle 6), während Sand D nur einen Fließmittelgehalt von 1,2 M.-% v. Z., Sand F aber offensichtlich aufgrund der feineren Sieblinie, der Kornform und Oberflächenrauigkeit rd. 2,5 M.-% v. Z. benötigte.

Warum Mörtel mit Sand D nicht so wie die anderen Mörtel auf eine SFA-Erhöhung reagierten, liegt vermutlich an der günstigen Kornzusammensetzung und der glatten Kornoberfläche von Sand D, die bereits bei den Untersuchungen im Rotationsviskosimeter beobachtet wurde.

Tabelle 6: Abschätzung der SFA- und Fließmittelgehalte der sandreichen Betone aus Mörtelergebnissen

Zementgehalt	320 kg/m <sup>3</sup>	
Wassergehalt	192 kg/m <sup>3</sup>	
Kies	20 Vol.-% (bez. auf die gesamte Gesteinskörnung)	
Sand	80 Vol.-% (bez. auf die gesamte Gesteinskörnung)	
bei Verwendung von	SFA-Gehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	FM-Menge [M.-% v. Z.]
Sand A	160 - 200	1,5 - 2
Sand B	160	1,5
Sand C	160 - 200	1,5
Sand D	120 - 160	1,2
Sand F	160 - 200	2,2 – 2,5

### 6.2.3.2 Betonrezepturen (ermittelt über Bindemittelleimvolumen)

In der Rezeptoptimierung am Beton sollte zunächst überprüft werden, ob sich die in den Mörtelversuchen ermittelten Steinkohlenflugaschegehalte bei den sandreichen Betonen, die im Laborzwangsmischer hergestellt werden, bestätigen.

Es wurden sandreiche Betone mit den Sanden A, B, C, D und F hergestellt. Die Ergebnisse der Frischbetonprüfungen sind in Tabelle A 18 zusammengefasst. Es war zu beobachten, dass die sandreichen Betone bei 80 kg/m<sup>3</sup> Flugasche zum Entmischen neigten (vgl. Bild 51). Lediglich mit Sand D konnte mit einem Steinkohlenflugaschegehalt von 80 kg/m<sup>3</sup> eine gute Verarbeitbarkeit (Ausbreitmaß 540 mm) erreicht werden.

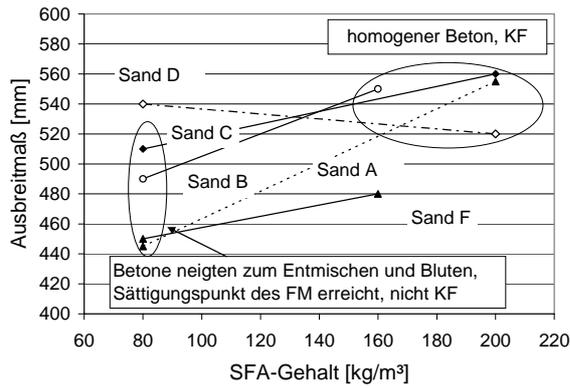


Bild 51: Notwendiger SFA-Gehalt zum Erreichen eines homogenen Betons in KF für Betone mit Sand A, B, C, D und F

Bei den Betonen mit Sand A, B, C und F war der Sättigungspunkt des Fließmittels offensichtlich erreicht, da diese Betone bei 80 kg/m³ SFA teilweise bereits vor Erreichen fließfähiger Konsistenz erste Anzeichen von Entmischungen zeigten.

Wie bei den Mörtelversuchen zeigte sich auch im Frischbeton, dass der Steinkohlenflugaschegehalt zwischen 160 und 200 kg/m³ liegen sollte, um sandreichen Beton zielsicher mit der gewünschten Verarbeitbarkeit einstellen zu können. So waren alle Betone bei SFA-Gehalten von 160 kg/m³ homogen und mit Ausnahme von Beton mit Sand F erreichten alle ein Ausbreitmaß über 500 mm. Wie bereits bei den Mörteluntersuchungen zu erkennen war, reagierte auch bei den Betonuntersuchungen Sand D nicht auf die Flugascheerhöhung, sie führte im Beton sogar zu einem geringfügigen Abfall des Ausbreitmaßes (vgl. Bild 51).

Die Untersuchungen zeigten, dass die am Mörtel ermittelte Zusammensetzung direkt auf einen Beton mit 80 Vol.-% Sand übertragen werden kann, da die sandreichen Betone ebenso wie die Mörtel einen Bindemittelgehalt von mind. 440 kg/m³ (320 kg/m³ Zement und 160 kg/m³ Steinkohlenflugasche) benötigen. Einzige Ausnahme stellt der Beton mit Sand D dar, der weniger SFA benötigte. Vorteil der Untersuchungen am Mörtel ist, dass diese schneller und einfacher durchzuführen sind als Untersuchungen am Beton und dass evtl. Wechselwirkungen zwischen Zement und Fließmittel sofort erkannt werden können. Das in den Versuchen ermittelte Bindemittelmittelvolumen setzt sich entsprechend der Modellvorstellung aus dem „füllend“ und „schmierend“ wirkenden Anteil

zusammen. Die erforderliche Menge dieses „schmierend“ wirkenden Anteils wird im folgenden Kapitel untersucht.

### 6.2.3.3 Bindemittelleimschichtdicke im Frischbeton

Je feiner die Sieblinie des Sandes war, desto höher waren bei den Untersuchungen im Rheometer tendenziell die Fließgrenze und die plastische Viskosität. Nach der Modellvorstellung ist ein sandreicher Beton umso fließfähiger, je dicker die „schmierend“ wirkende Bindemittelleimschicht ist. Wie bereits in Kap. 6.2.4 dargestellt, benötigten die untersuchten sandreiche Betone mit 80 Vol.-% Sand einen SFA-Gehalt von rd. 160 kg/m³. Um an die Ergebnisse der Mörteluntersuchungen im Rotationsviskosimeter anknüpfen zu können (vgl. Kap. 5.4.3 bis Kap. 5.4.5), soll das Ausbreitmaß in Abhängigkeit der Bindemittelleimschichtdicke  $R_{BL}$  dargestellt werden. Die Bindemittelleimschichtdicke zwischen allen Gesteinspartikeln der Betone wurde nach Gleichung 12, S. 31 berechnet (je 0,5 M.-% v. Z. Fließmittel entsprachen der Wirkung von 15 Liter Wasser).

Bild 52 zeigt die Abhängigkeit der Leimschichtdicke  $R_{BL}$  vom Ausbreitmaß für die sandreichen Betone mit Sand A, B, C, D und F. Mögliche Einflussparameter auf die Leimschichtdicke  $R_{BL}$  sind hierbei bedingt durch die unterschiedliche Sandherkunft neben der Korngrößenverteilung die Kornform und die Kornoberflächenrauigkeit.

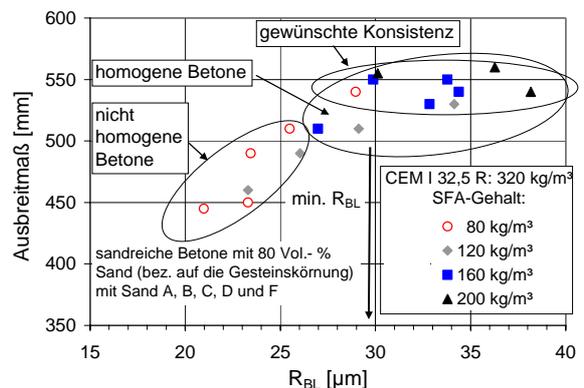


Bild 52: Abhängigkeit zwischen Leimschichtdicke  $R_{BL}$  und den Ausbreitmaßen der sandreichen Betone mit 80 Vol.-% Sand (bez. auf die Gesteinskörnung)

Es zeigte sich, dass ein homogener, sandreicher Beton mit einem Ausbreitmaß über 500 mm eine Schichtdicke von mind. 28  $\mu\text{m}$  benötigt. Ausbreitmaße von rd. 550 mm werden erst ab einer Schichtdicke  $R_{BL}$  von mind. 30  $\mu\text{m}$  erreicht.

Stellt man diesen Zusammenhang unabhängig von der Sandherkunft dar, so bestätigt sich dieses Ergebnis bei Betonen mit 65 % bzw. 80 Vol.-% Sand D (Bild 53): erst ab einer Schichtdicke von 28  $\mu\text{m}$  um alle Gesteinskörnungspartikel hat der Beton, unabhängig vom Sandgehalt, eine fließfähige Konsistenz.

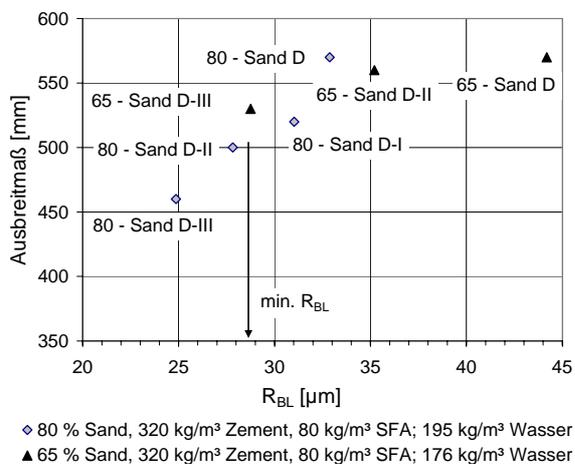


Bild 53: Abhängigkeit zwischen Leimschichtdicke  $R_{BL}$  und den Ausbreitmaßen der sandreichen Betone mit 65 und 80 Vol.-% Sand D (bez. auf die ges. Gesteinskörnung)

So ist die schmierend wirkende Schicht  $R_{BL}$  bei dem Beton mit 80 % Sand D-III bereits zu dünn, um eine fließfähige Konsistenz zu erreichen, während sie bei 65 % Sand D-III noch ausreichte. Da es sich bei Sand D um einen aus rheologischer Sicht günstigen Sand handelt (wenig Hohlraumgehalt, sehr glatt), ist dieser Wert von rd. 28  $\mu\text{m}$  evtl. für einen allgemeinen Richtwert zu niedrig.

Folgerungen

Aus den Ergebnissen lässt sich folgern, dass der Einfluss der Kornform und der Kornoberflächenrauigkeit bei den hier untersuchten, relativ ähnlichen Natursanden hinsichtlich der Frischbetoneigenschaften sehr gering ist, da die mindest benötigte Leimschichtdicke  $R_{BL}$  bei beiden Versuchsreihen nahezu gleich ist. Hauptinflussparameter hinsichtlich der Fließeigenschaften

sandreicher Betone ist also nur die Kornzusammensetzung selbst.

In den Betonuntersuchungen wurde eine Leimschichtdicke  $R_{BL}$  von mind. 30  $\mu\text{m}$  ermittelt, die einen fließfähigen, homogenen, sandreichen Beton ermöglicht. Dieser Wert entspricht nahezu dem, der in den Mörtelversuchen im Rotationsviskosimeter gefundenen wurde (rd. 32  $\mu\text{m}$ ). Ein Grund für diese geringfügig unterschiedlichen Werte liegt vermutlich am Fließmittel, das dem Beton zugegeben wurde.

Durch die in den Betonversuchen ermittelte „schmierend“ wirkende Schicht  $R_{BL}$  von mind. 30  $\mu\text{m}$ , kann nun das gesamte, für eine fließfähige Konsistenz benötigte Bindemittelleimvolumen eines sandreichen Betons berechnet werden, das sich aus dem „schmierend“ und dem Hohlraum „füllenden“ Anteil ergibt (vgl. hierzu Kap. 7).

6.2.3.4 Wasseranspruch des Bindemittels

Allgemeines

Die optimale Stabilität des Bindemittels wird maßgebend über dessen Wassergehalt gesteuert. Eng verknüpft mit diesem Zusammenhang ist das Hohlraumvolumen der Zement- und Füllerkombination, denn je größer die Packungsdichte der Feststoffe des Bindemittels ist, desto weniger Wasser wirkt bei konstantem Wassergehalt füllend und desto dicker ist der Wasserfilm, der sich um jedes Zement- und Füller-Partikel legt. Aus diesem Grunde ist der Wasseranspruch der Zement- und Füllerkombination, also im Rahmen dieser Arbeit das Volumenverhältnis Wasser/(Zement und SFA), maßgebend für das Gelingen eines sandreichen Betonentwurfs.

Da die sandreichen Betonzusammensetzungen bereits ermittelt wurden, soll nun nachträglich der Wasseranspruch des Bindemittels (Zement und Steinkohlenflugasche) bestimmt werden, um diesen als Bedingungsparameter bei einer sandreichen Betonrezepturentwicklung ansetzen zu können. Die Bestimmung des Wasseranspruches erfolgte nach dem Verfahren von Okamura [79] zur Entwicklung von selbstverdichtenden Betonen, bei dem der sog.  $\beta_p$ -Wert bestimmt wird. Der  $\beta_p$ -Wert bezeichnet das Volumenverhältnis von Wasser zu Puder (Zement und SFA) und gibt Auskunft über den

Wassergehalt, der benötigt wird, um die Oberfläche des Puders zu benetzen.

Rezeptur und Mischreihenfolge

Der  $\beta_p$ -Wert wurde für die Bindemittelzusammensetzungen 320 kg/m<sup>3</sup> Zement M (CEM I 32,5 R) und 80, 120, 160 bzw. 200 kg/m<sup>3</sup> Steinkohlenflugasche (SFA RB) bestimmt. Es wurden Versuche mit einem Volumenverhältnis von Wasser zu Bindemittel von 1,1, 1,2, 1,3 und 1,4 durchgeführt. Die Leime wurden wie die Mörtel gemischt (vgl. Kap. 6.2.1). Aus den Versuchsergebnissen wurde anschließend das optimale Verhältnis von  $V_W/V_P$ , der sog.  $\beta_p$ -Wert, berechnet.

Ergebnisse

Je höher das Pudervolumen (Zement und SFA) war, desto geringer war der ermittelte  $\beta_p$ -Wert (Bild 54). Dies lag vermutlich an dem geringeren Wasseranspruch der Steinkohlenflugasche im Vergleich zum Zement.

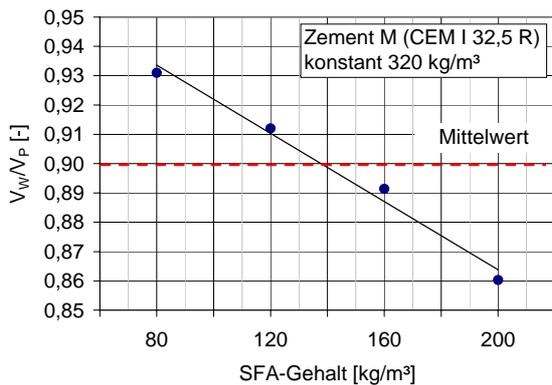


Bild 54: Abhängigkeit zwischen Steinkohlenflugaschegehalt und  $\beta_p$ -Wert ( $V_W/V_P$ ) für steigende SFA-Gehalte

Die Verminderung des Wassergehaltes ist aber vernachlässigbar klein, wenn man berücksichtigt, dass der Steinkohlenflugaschegehalt im sandreichen Beton zwischen 120 und 180 kg/m<sup>3</sup> liegen wird. Auf der sicheren Seite liegend kann demnach von einem optimalen  $V_W/V_P$ -Verhältnis im Mittel von 0,9 ausgegangen werden (vgl. Bild 54).

Auswirkung für die Praxis

Da die Gesteinskörnung ebenfalls einen gewissen Wasseranspruch hat, ist das optimale Verhältnis von  $V_W/V_P$  im sandreichen Beton höher als das des Bindemittels. Das Verhältnis von  $V_W/V_P$  im Beton lag bei Verwendung der untersuchten Ausgangsmaterialien bei 1,1. Die Betonversuche zeigten also, dass das Verhältnis von  $V_W/V_P$  unabhängig vom SFA-Gehalt auf der sicheren Seite liegend um rd. 25% erhöht werden sollte, wenn ein fließfähiger, sandreicher Beton hergestellt werden soll.

**6.2.4 Frischbetonuntersuchungen – Einflüsse auf die Frischbetonkonsistenz**

6.2.4.1 Einfluss des Fließmittels

Das Fließmittel auf Basis von Ligninsulfonaten FM L (H) bewirkte nach der Zugabe einen hohen Anstieg des Luftgehalts. Er sank von im Schnitt 8,5 Vol.-% beim sandreichen Beton mit Sand D, wenn diesem das Fließmittels FM P (A) auf Basis von Polycarboxylaten statt FM L (H) zugegeben wurde, i.d.R auf unter 5 Vol.-%. Die Ergebnisse der Frischbetonprüfungen sind im Anhang in Tabelle A 18 dargestellt.

Sandreiche Betone mit 80 Vol.-% Sand D bei Verwendung von FM L(H) auf Basis von Ligninsulfonat benötigten aber nur 80 kg/m<sup>3</sup> Steinkohlenflugasche, um eine fließfähige Konsistenz einzustellen, Betone mit FM P (A) dagegen mind. 120 kg/m<sup>3</sup>. Da bei den Betonen mit FM L(H) auch der Luftgehalt höher war, ist anzunehmen, dass dies der Grund für die bessere Verarbeitbarkeit des Betons war. Hinsichtlich des Einflusses der drei untersuchten Fließmittel auf Basis von Polycarboxylatether auf die Frischbetoneigenschaften lässt sich kein signifikanter Unterschied beobachten.

6.2.4.2 Einfluss des Zements

Bei den sandreichen Betonmischungen konnte sowohl mit dem Zement M (CEM I 32,5 R) als auch mit dem Zement HS (CEM II B-S 32,5 R) eine fließfähige Konsistenz eingestellt werden.

#### 6.2.4.3 Einfluss des Mixers auf Luftgehalt und Rohdichte

Bei den untersuchten Betonen mit 80 Vol.-% Sand und Verwendung der Fließmittel auf Basis von Polycarboxylatether betrug der Luftgehalt i.d.R. zwischen 4 und 6 Vol.-%, in einigen Fällen lag er unter 4 Vol.-%, teilweise auch über 7 Vol.-%. Die Rohdichte der Betone lag zwischen 2340 kg/m<sup>3</sup> und 2180 kg/m<sup>3</sup>. Die Schwankungen im Luftgehalt bei gleichen Betonzusammensetzungen konnten aus den durchgeführten Untersuchungen nicht erklärt werden. Die Frischbetonmenge bzw. die Größe des Mixers hatte zwar keinen Einfluss auf die Frischbetoneigenschaften (Rohdichte, Luftgehalt), die Fließmittelmenge zur Einstellung einer fließfähigen Konsistenz konnte aber aufgrund der intensiveren Mischwirkung des größeren Mixers (Zwangsmischer) reduziert werden. Um die Abgrenzung der Einsatzgebiete (vgl. Kap. 8.7) für sandreichen Beton zu definieren, wurden aber alle Betone, auch die mit höheren Luftgehalten, hinsichtlich ihrer Festbetoneigenschaften untersucht.

### 6.3 Schlussfolgerungen

Aufgrund der durchgeführten Versuche hinsichtlich des Zusammenhangs zwischen der Mindestbindemittelschichtdicke  $R_{BL}$  und der Fließfähigkeit der Mörtel bzw. Betone mit 65 bzw. 80 Vol.-% Sand kann geschlossen werden, dass für die zielsichere Herstellung eines sandreichen, homogenen, fließfähigen Betons zwei Bedingungen erfüllt sein müssen:

1. Es ist eine Schichtdicke  $R_{BL}$  von mind. 30  $\mu\text{m}$  notwendig, um einen homogenen Beton in fließfähiger Konsistenz einzustellen. Gleichzeitig müssen alle Haufwerksporen mit Bindemittelleim gefüllt sein.
2. Das Verhältnis von  $V_w/V_{(Zement+SFA)}$  im Betonrezept soll rd. 25 % über dem im Leimversuch ermittelten  $\beta_p$ -Wert liegen.

## 7 RECHNERISCHER BETONENTWURF

### 7.1 Empfehlungen zum Mischungsentwurf

Der Entwurf einer sandreichen Betonrezeptur sollte dem eines Betons nach Eigenschaften entsprechen. Dabei wird vom Hersteller unter Berücksichtigung der für die Bauaufgabe geforderten Eigenschaften und zusätzlichen Anforderungen ein Rezept entworfen. Der Mischungsentwurf von sandreichem Beton ist darauf ausgerichtet, einen homogenen, fließfähigen Beton einzustellen.

#### 7.1.1 Anforderungen an die Festigkeit

Bei dem Entwurf eines sandreichen Betons ist unbedingt zu beachten, dass die geforderte Festigkeit nicht über der Festigkeitsklasse C 30/37 liegt, da erfahrungsgemäß höhere Festigkeiten nicht erreicht werden (vgl. auch Kap. 8.3.1).

#### 7.1.2 Konsistenz und Verarbeitbarkeit

Sandreiche Betone sind im weichen Konsistenzbereich klebrig und schlecht verdichtbar, weswegen eine fließfähige Konsistenz anzustreben ist. Für die Erstprüfung ist diese so auszulegen, dass sie zum Zeitpunkt der Übergabe des Transportbetons im Konsistenzbereich F4/F5 liegt.

Die Verarbeitbarkeit des sandreichen Betons wird über Fließmittel eingestellt. Zahlreiche Untersuchungen zeigten, dass die Konsistenz des Betons vor Fließmittelzugabe für eine optimale Wirkung des Fließmittels im steifen/plastischen Konsistenzbereich liegen sollte (Ausbreitmaß rd. 350 mm, entspricht Verdichtungsmaß von 1,25).

#### 7.1.3 Berücksichtigung des Luftgehaltes beim w/z-Wert

Mit Hilfe des sog. „Walz-Diagramms“ wird über die erforderliche Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der Zementfestigkeitsklasse der w/z-Wert ermittelt. Der hohe Fließmittelanteil und der hohe Sandgehalt führen aber i.d.R. zu höheren Luftgehalten als bei Normalbeton (vgl. Kap. 2.2.4). Nach Sievers sollte von einem Luftporengehalt von

3,5 Vol.-% ausgegangen werden [11]. Er führte Versuche im Transportbetonwerk durch, bei denen der Luftgehalt nach seinen Erfahrungen in diesem Größenbereich lag. Da sich der über 1,5 Vol.-% hinausgehende Luftgehalt wie die entsprechende Menge Wasser festigkeitsmindernd auswirkt, sollte dies bei der Bemessung des erforderlichen w/z-Wertes über das Walz-Diagramm unbedingt berücksichtigt werden (mod. w/z-Wert, vgl. auch Kap. 8.3.1). Der modifizierte w/z-Wert errechnet sich für einen LP-Gehalt von 3,5 Vol.-% zu:

$$\text{mod. } \frac{w}{z} = \frac{w+20}{z} \quad [\text{kg/m}^3] \quad [\text{Gl. 15}]$$

mit:

$$\begin{aligned} w &= \text{Wassergehalt in kg/m}^3 \\ z &= \text{Zementgehalt in kg/m}^3 \end{aligned}$$

### 7.2 Bemessungsschema eines sandreichen Betons

Bild 55 zeigt inwieweit sich der Entwurf eines sandreichen Betons von dem Entwurf eines Normalbetons nach DIN 1045 unterscheidet. Es wird deutlich, dass lediglich die ersten zwei Schritte, die Festlegung der Betonfestigkeitsklasse unter Berücksichtigung der Expositionsklassen und die Wahl des Zementes (Normdruckfestigkeit), übereinstimmen. Beim praxisüblichen Weg erfolgt dann nach der Bestimmung des w/z-Wertes über das Walz-Diagramm zunächst mit Hilfe von Tabellenwerken die Abschätzung des Wasseranspruches, um anschließend über die Stoffraumrechnung den Zementgehalt und den Gehalt an Gesteinskörnung zu berechnen.

Beim Entwurf eines sandreichen Betons sind nach den Untersuchungen zu den Frischbeton- und Mörtteleigenschaften Ergänzungen vorzunehmen, die in Bild 55 im Überblick schematisch dargestellt sind und im folgenden Kapitel erläutert werden.

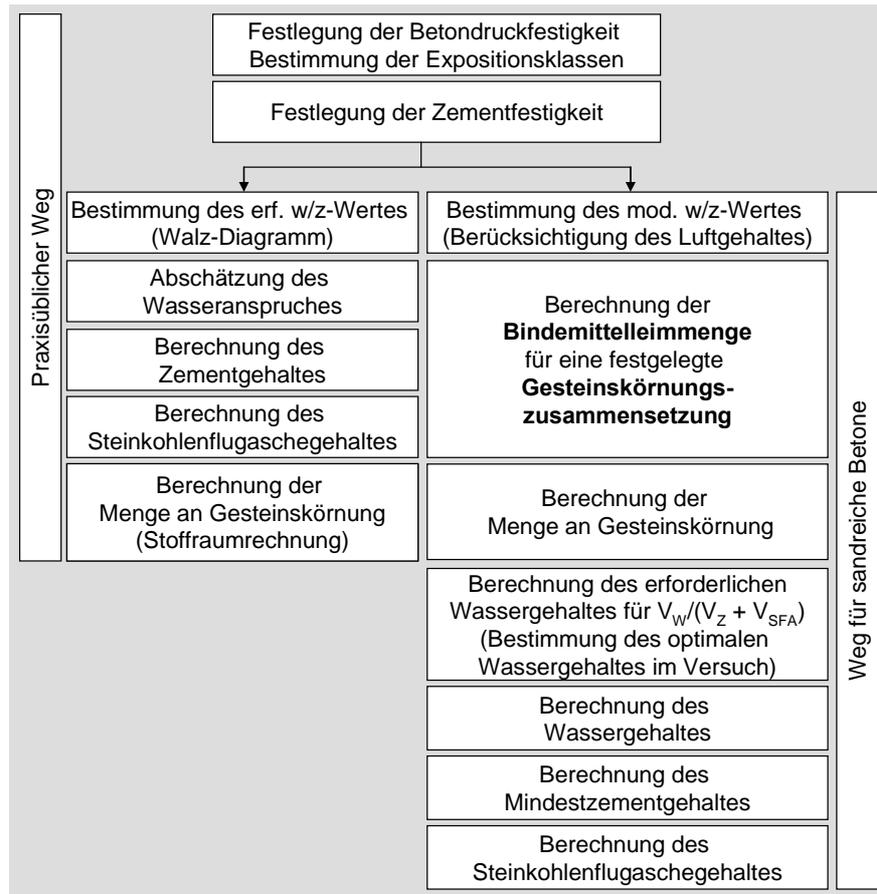


Bild 55: Übersichtsschema zur Rezepturentwicklung sandreicher Betone (mit Steinkohlenflugasche)

### 7.2.1 Ergänzungen zum Entwurf eines sandreichen Betons

#### 7.2.1.1 Berechnung des Bindemittelleimvolumens

Für eine festgelegte Zusammensetzung einer sandreichen Gesteinskörnung wird entsprechend der Modellvorstellung der „füllend“ und der „schmierend“ wirkende Anteil berechnet. Der Bindemittelleim setzt sich aus den Ausgangsstoffen Wasser, Zement und Steinkohlenflugasche zusammen, das Luftvolumen und die Wirkung des Fließmittels (entsprechend einer Wirkung von Wasser) muss ebenfalls berücksichtigt werden.

Das füllend wirkende Leimvolumen  $BL_F$  bezieht sich auf den Hohlraum einer Gesteinskörnung und wird berechnet für  $1 \text{ m}^3$  Gesteinskörnung zu:

$$BL_F = \frac{\varepsilon}{100} \cdot 1000 \quad [\text{dm}^3/\text{m}^3 \text{ Gesteinskörnung}] \quad [\text{Gl. 16}]$$

mit:

$$\varepsilon = \text{Hohlraumgehalt [Vol.-%]} \text{ aus Gl. 7}$$

Das schmierend wirkende Leimvolumen  $BL_S$  berechnet sich unter der Annahme, dass die Schichtdicke  $R_{BL}$   $30 \mu\text{m}$  entspricht, für  $1 \text{ m}^3$  Gesteinskörnung zu:

$$BL_S = \frac{R_{BL} \cdot (O_{spez,GK,g} \cdot \rho_{GK,g} + O_{spez,S} \cdot \rho_s)}{1000}$$

[dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> Gesteinskörnung] [Gl. 17]

mit:

- $R_{BL}$  = Schichtdicke [µm] des Bindemittelleims um Gesteinspartikel; Annahme 30 µm;
- $O_{spez, GK,g}$  = spez. Oberfläche des Kieses [m<sup>2</sup>/kg]; Berechnung nach Gleichung 4; ( $a_f$  mit 8,5 annehmen)
- $\rho_{GK,g}$  = Dichte des Kieses [kg/m<sup>3</sup>]
- $O_{spez,s}$  = spez. Oberfläche des Sandes [m<sup>2</sup>/kg] Berechnung nach Gleichung 4; ( $a_f$  mit 8,5 annehmen)
- $\rho_s$  = Dichte des Sandes [kg/m<sup>3</sup>]

Daraus ergibt sich für das gesamte Leimvolumen bezogen auf 1 m<sup>3</sup> Beton:

$$BL_{Beton,ges} = 1000 - \frac{1000}{1 + \frac{(BL_F + BL_S)}{1000}}$$

[dm<sup>3</sup>] [Gl. 18]

mit:

- $BL_F$  = füllend wirkendes Leimvolumen [dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> Gesteinskörnung] [Gl. 16]
- $BL_S$  = schmierend wirkendes Leimvolumen [dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> Gesteinskörnung] [Gl. 17]

In diesem Leimvolumen ist der Luftgehalt von 3,5 Vol.-% (bez. auf den Beton) und das Fließmittel entsprechend der Wirkung von Wassers, das es ersetzt (rd. 40 l/m<sup>3</sup>), zu berücksichtigen.

### 7.2.1.2 Bestimmung des opt. $V_W/V_P$ -Verhältnisses und des opt. Wassergehaltes

Nach den Untersuchungen aus Kap. 6.2.3.4 sollte das  $V_W/(V_Z+V_{SFA})$ -Verhältnis um rd. 25 % erhöht werden ( $\beta_p=1,25$ ). Erfahrungsgemäß liegt der  $\beta_p$ -Wert bei Zement-SFA-Gemischen zwischen 0,84 und 0,96. Für diese Bereiche kann im nachfolgenden Diagramm abhängig vom  $V_W/(V_Z+V_{SFA})$ -Verhältnis und vom berechneten gesamten Bindemittelleimvolumen der benötigte Wassergehalt herausgelesen werden (zwischen 1,05 und 1,2).

Bei den untersuchten Betonen ergab sich für die Bindemittelleimzusammensetzung von 320 kg/m<sup>3</sup> Zement, 160 kg/m<sup>3</sup> Steinkohlenflugasche und 192 kg/m<sup>3</sup> Wasser ein  $V_W/(V_Z+V_{SFA})$ -Wert von 1,1 (vgl. Bild 56).

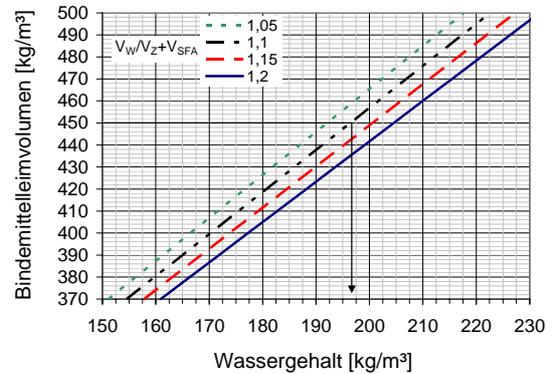


Bild 56: Diagramm zur Bestimmung des Wassergehaltes in Abhängigkeit des Bindemittelleimvolumens und des Verhältnisses  $V_W/(V_Z+V_{SFA})$

### 7.2.1.3 Berechnung des Zementgehaltes

Mit Hilfe des mod. w/z-Wertes und des k-Wert-Ansatzes kann der für die geforderte Festigkeit mindestens benötigte Zementgehalt  $z_{min}$  über folgende Gleichung berechnet werden:

$$\text{mod. } \frac{w}{z} = \frac{w + 20}{z_{min} + 0,33 \cdot 0,4 \cdot z_{min}} \quad [\text{kg/m}^3] \quad [\text{Gl. 19}]$$

mit:

- $w$  = Wassergehalt in kg/m<sup>3</sup>
- $z_{min}$  = Mindestzementgehalt in kg/m<sup>3</sup>

Versuche zeigten, dass der Zementgehalt aber nicht kleiner als 280 kg/m<sup>3</sup> sein sollte (bei sandreichem Beton mit 80 Vol.-% Sand bez. auf die Gesteinskörnung), da sonst nur mit einer Festigkeit von knapp 30 N/mm<sup>2</sup> zu rechnen ist.

7.2.1.4 Berechnung des Steinkohlenflugasche-  
gehaltes

Bei sandreichem Beton wird aus Gründen der Verarbeitbarkeit meist mehr Steinkohlenflugasche eingesetzt als die Berechnung über den k-Wert-Ansatz ergäbe (max. anrechenbar SFA-Gehalt  $0,33 \cdot z_{\min}$ ). Über das gesamte Bindemittelleimvolumen kann der Gehalt an Steinkohlenflugasche berechnet werden.

$$V_{SFA} = BS_L - V_Z - V_W - V_L \quad [\text{dm}^3] \quad [\text{Gl. 20}]$$

mit:

- $V_{SFA}$  = Volumen SFA [dm<sup>3</sup>]
- $BS_L$  = Leimvolumen pro m<sup>3</sup> Beton [dm<sup>3</sup>]
- $V_Z$  = Zementvolumen pro m<sup>3</sup> Beton [dm<sup>3</sup>]
- $V_W$  = Wasservolumen pro m<sup>3</sup> Beton [dm<sup>3</sup>];  
incl. Wirkung des Fließmittels von rd. 40 l/m<sup>3</sup>
- $V_L$  = Luftvolumen pro m<sup>3</sup> Beton [dm<sup>3</sup>];  
Annahme 35 l/m<sup>3</sup>

7.3 Berechnungsbeispiel

Zur Veranschaulichung des Betonentwurfs wird ein sandreicher Beton mit folgenden Randbedingungen und Ausgangsmaterialien entwickelt:

- Zement: CEM I 32,5 R (N = 42,5 N/mm<sup>2</sup>),
- Wasseranspruch von Zement und SFA:  
 $\beta_p$ -Wert aus Versuchen z. B. 0,95,
- C 25/30, w/z-Wert max. 0,6 (mit Anrechnung der SFA),
- Verhältnis Sand/Kies (bedingt durch Lagerstätte): 75 % Sand / 25 % Kies (Rohdichte 2,65 kg/m<sup>3</sup>),
- Zusammengesetzte Sieblinie aus Korngruppen 0/2, 2/8, 8/16 und 16/32 in folgender Tabelle:

Siebweite		Siebdurchgang (Vol.-%)
0-0,125	[mm]	2
0,125-0,25	[mm]	10
0,25-0,5	[mm]	38
0,5-1	[mm]	65
1-2	[mm]	72
2-4	[mm]	75
4-8	[mm]	83
8-16	[mm]	92
16-32	[mm]	100

Die Berechnung des Hohlraumgehaltes nach dem Verfahren von Schwanda ist im Anhang Tabelle A 12 aufgeführt. Es ergibt sich ein Hohlraumgehalt  $\epsilon$  in der Gesteinskörnung von 26,2 Vol.-%:

Nach Gleichung 16 (S. 58) ergibt sich nun für den füllend wirkenden Leim ein Volumen von:

$$BL_F = 262 \text{ dm}^3/(\text{m}^3 \text{ Gesteinskörnung}).$$

Nach Gleichung 17 ergibt sich für den schmierend wirkenden Leim ein Volumen von:

$$BL_s = 491,4 \text{ dm}^3/(\text{m}^3 \text{ Gesteinskörnung}).$$

(Die Berechnung der spez. Oberfläche der Gesteinskörnung ergab 6,181 m<sup>2</sup>/kg Körnung.)

Damit ergibt sich nach Gleichung 18 für das gesamte Leimvolumen bezogen auf einen m<sup>3</sup> Beton:

$$BL_{\text{Beton,ges}} = 429,7 \text{ dm}^3/\text{m}^3.$$

Der opt.  $V_W/(V_Z+V_{SFA})$ -Wert beträgt mit 25 % über dem in Versuchen ermittelten  $\beta_p$ -Wert  $0,95 \cdot 1,25 = 1,19$ , so dass sich nach folgendem Diagramm ein Wassergehalt von ca. 193 kg/m<sup>3</sup> ergibt:

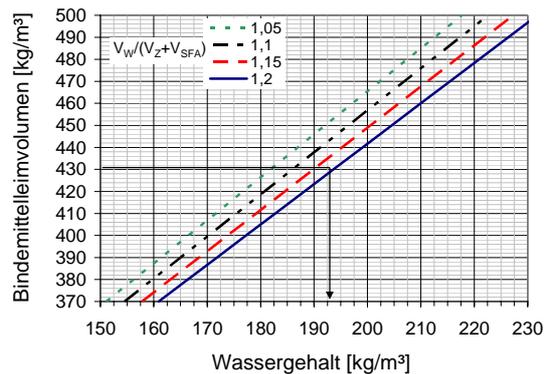


Bild 57: Diagramm zur Bestimmung des Wasser-  
gehaltes in Abhängigkeit des Binde-  
mittelleimvolumens; ( $\beta_p$  aus Versuchen)

Der Zementgehalt, der mindestens eingehalten werden muss, um den Anforderungen an den w/z-Wert gerecht zu werden, ergibt sich nun nach Gleichung 19 zu:

$$z_{\min} = 313,6 \text{ kg/m}^3.$$

Für die weiteren Berechnungen wird der Zementgehalt auf 315 kg/m<sup>3</sup> gesetzt.

Das Steinkohlenflugaschevolumen ergibt sich nach Gleichung 20 unter Berücksichtigung der Wirkung des Fließmittels zu:

$$V_{SFA} = 429,7 - 315/3,1 - (193 + 40) - 35 = 60,1 \text{ [dm}^3\text{/m}^3\text{]}$$

Bei einer Dichte der SFA von rd. 2,4 kg/m<sup>3</sup> ergibt sich ein SFA-Gehalt von rd. 145 kg/m<sup>3</sup>.

Es ergibt sich für eine Erstprüfung folgende Einwaage pro m<sup>3</sup> Beton:

Wasser:	193 kg
Fließmittel:	max. möglichen Gehalt zugeben (abhängig von Herstellerangaben)
Zement:	315 kg
SFA:	145 kg
Sand:	1212 kg
Kies:	404 kg

## 8 UNTERSUCHUNGEN AM FESTBETON

### 8.1 Ziel und Versuchsprogramm

Ziel der Untersuchungen am Festbeton war es, Grundlagen für die Erstellung eines technischen Regelwerkes zur Herstellung und Verarbeitung von sandreichem Beton zu schaffen. Die möglichen Einsatzgebiete sandreicher Betone sollten abgegrenzt werden. Im Wesentlichen sollten hierbei folgende Ziele erreicht werden:

- ausreichende Betongüte (z. B. C 20/25),
- geringes Schwindmaß und geringe Reißneigung (Eignung für stark unter Zwang stehende Bauteile),
- ausreichender Verbund zwischen Stahleinlagen und Beton,
- Dauerhaftigkeit (z. B. Frostwiderstand) und Korrosionsschutz der Bewehrung (Karbonatisierung) - Eignung für Innen- und Außenbauteile.

Um die Einsatzgebiete abgrenzen zu können, wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Druckfestigkeit nach 28 Tagen,
- Druckfestigkeitsentwicklung nach 0,5, 1, 2, 4, 7, 28 und 56 Tagen,
- Biegezugfestigkeit,
- Verbund zwischen Beton und Bewehrung,
- Schwinden,
- Wärmedehnzahl,
- E-Modul,
- Kriechen,
- Reißneigung im starren Reißrahmen,
- Relaxationsvermögen (aus Reißrahmen und über Kriechversuche im jungen Alter hergeleitet),
- Wassereindringtiefe nach DIN 1048,
- Frostwiderstand nach dem Würfel-Verfahren und nach der ÖNORM B 3303 und
- Karbonatisierung bis zu einem Alter von rd. einem Jahr.

Insbesondere im Hinblick auf die Festbetoneigenschaft *Druckfestigkeit* wurden verschiedene Einflussparameter untersucht:

- Einfluss des Kies- und Sandgehalts  
Mit einer Gesteinskörnung, die 65 bzw. 80 Vol.-% Sand enthält, wurden sandreiche Betone in fließfähiger Konsistenz hergestellt,

die die Anforderungen an die Festigkeitsklasse B 25 (nach DIN 1045:88) bzw. C 20/25 (nach DIN 1045:01) erfüllen.

- Sandherkunft und Sieblinie  
Es sollte überprüft werden, inwieweit unterschiedliche Sande, z. B. aufgrund ihrer Kornzusammensetzung oder der –oberflächenrauigkeit, bei identischer Bindemittelmatrix zu unterschiedlichen Druckfestigkeiten führen. Um die mögliche Bandbreite der Sieblinien getrennt vom Einfluss der Kornoberflächenrauigkeit zu untersuchen, wurden Betone mit Sand D und unterschiedlich hohen Feinstsandanteilen hergestellt, an denen die Druckfestigkeit nach 28 Tagen bestimmt wurde (Zusammensetzung der Sieblinie nach Tabelle A 13).
- Einfluss des Bindemittels  
Die unterschiedlichen Mischungszusammensetzungen lassen Auswertungen hinsichtlich des Einflusses des Bindemittelleimvolumens und der Bindemittelleimart zu.

Die zur Herstellung der sandreichen Betone verwendeten Ausgangsmaterialien sowie die Bezeichnung der Betone sind in Kap. 6.2.1 vorgestellt worden. Darüber hinaus gehende benötigte Informationen werden in der jeweilig dargestellten Versuchsreihe angegeben. Es wurden Betone mit 65 und 80 Vol.-% Sand hergestellt. Letztere wurden größtenteils mit konstantem Zementgehalt ( $320 \text{ kg/m}^3$ ) und einem w/z-Wert von 0,60 hergestellt, bei denen der Flugaschegehalt, das Fließmittel oder die Zementart (CEM I 32,5 R oder CEM II B-S 32,5 R) variiert wurden (vgl. Tabelle A 18). Darüber hinaus wurden zwei Betone nach DIN 1045 mit der Sieblinie B 32 und dem verwendeten CEM I 32,5 R (Zement M und MA; gleiches Werk, unterschiedliche Chargen) hergestellt, deren Rezepturen in Tabelle A 20 dargestellt sind. Zur Bewertung der Ergebnisse wurden zusätzlich Ergebnisse aus der Literatur, sowie bei den Untersuchungen zum Schwinden, zum Reißrahmen und zum Kriechen im jungen Alter Festbetoneigenschaften selbstverdichtender Betone (insbesondere aus [80]) herangezogen. Aus

diesen Untersuchungen stammt auch der in Kap. 8.4.4 und Kap. 8.5 erwähnte Beton mit der Gesteinskörnung 0-16 mm. Es ist an dieser Stelle anzumerken, dass die zwei Betone mit der Gesteinskörnung 0-32 mm (vgl. Tabelle A 20) nicht unmittelbar als Referenzbetone dienen, sondern vielmehr eine mögliche, normgerechte Betonzusammensetzung darstellen, wie sie in Gebieten mit Überschusssanden üblich ist.

## 8.2 Herstellung, Lagerung und Prüfung der Betonprobekörper

Alle Probekörper wurden einen Tag im Klima 20°C/98 % r.F. gelagert, danach ausgeschalt und folgendermaßen gelagert:

Die Probekörper zur Bestimmung der Druckfestigkeit (150er Würfel) wurden gemäß DIN 1048 bis zum Alter von 7 Tagen unter Wasser gelagert und bis zum 28. Tag im Klima 20 °C/65 % r.F.. Auch die Probekörper zur Bestimmung der Festigkeitsentwicklung wurden auf diese Weise gelagert.

Die Balken für die Biegezugfestigkeit (150·150·700 mm<sup>3</sup>) wurden bis zur Prüfung im Alter von 28 Tagen unter Wasser (nach DIN 1048) gelagert.

Die Verbundprobekörper wurden ebenfalls bis zum Alter von 7 Tagen unter Wasser und anschließend bis zum 28. Tag im Klima 20 °C/65 % r.F. gelagert. Für die Prüfung wurde als Probekörper eine Variante des RILEM-Pull-Out-Tests gewählt, bei der der Bewehrungsstab mittig im Betonprobekörper liegt. Die bezogene Rippenfläche des verwendeten Bewehrungsstabes (Ø 12 mm) betrug 0,078. Die Probekörper wurden so in eine Einspannvorrichtung eingebaut, dass der Betonstahl nach unten herausgezogen wurde. Der induktive Wegaufnehmer befand sich an der oberen Seite des eingebauten Prüfkörpers, also am unbelasteten Ende des Betonstahls. Durch die mittige Stablage wird ein plötzliches Abplatzen der Betondeckung verhindert, wodurch der Bruch abgebremst wird [81].

Um das Schwinden sandreicher Betone mit Daten aus der Literatur vergleichen zu können, wurden weitere Vollzylinder (Ø=150 mm, h=300 mm)

gemäß DAfStb-Heft 422, Abschnitt 2.6 bis zum Alter von 7 Tagen unter Wasser und anschließend im Klima 20 °C/65 % r.F. gelagert. Das Schwinden wurde ab dem siebten Tag gemessen.

Zusätzlich wurde das Schwinden an Hohlzylindern und kleineren Vollzylindern untersucht. Hohlzylinder (Ø<sub>außen</sub> = 150 mm; Ø<sub>innen</sub> = 70 mm; h = 300 mm) eignen sich für die Untersuchungen von hygrischen Verformungen besonders gut, weil sie ein großes Verhältnis von Oberfläche zu Volumen haben und damit einen raschen Ausgleich zwischen Umgebungsfeuchte und Probekörperfeuchte ermöglichen. Die Probekörper für die Schwindmessungen wurden bei 20 °C/65 % r.F. gelagert. Je Serie wurden zwei Hohlzylinder hergestellt.

In einer weiteren Versuchsreihe wurden an Vollzylindern (Ø=100 mm; h=200 mm) Verformungen infolge eines Feuchtegradienten untersucht, wie sie infolge Schwinden und Quellen, z. B. durch schnelles Austrocknen an der Oberfläche oder einseitiger Wasseraufnahme bei erdberührenden Bauteilen, möglich sind. Durch die nach dem Ausschalen auf die Mantelflächen geklebte dampfdichte Aluminiumfolie war ein Austrocknen nur noch über die Stirnseiten möglich. Im Klima 20 °C/65 % r.F. wurden durch unterschiedliche Austrocknungsbedingungen drei Varianten von Feuchtegradienten erzeugt:

- (1) Zylinder, deren Stirnflächen, die beim Betonieren die Unterseite bildeten und die auf dünne Dreikantleisten gestellt wurden, konnten über die untere und obere Stirnfläche austrocknen.
- (2) Zylinder, deren Stirnflächen, die beim Betonieren die Unterseite bildeten und die auf einen nassen Geotextil gestellt wurden, nahmen über die Unterseite Feuchte auf und gaben über die Oberseite Feuchte ab.
- (3) Zylinder, deren Stirnflächen, die beim Betonieren die Unterseite bildeten und deren Mantelflächen nach dem Ausschalen mit einer dampfdichten Folie beklebt wurden, konnten Feuchte nur über die obere Stirnhälfte abgeben.

Um die hygrischen Verformungen in Längsrichtung der Hohl- und in radialer Richtung der Vollzylinder zu messen, wurden Messing-

messmarken auf die Betonoberfläche aufgeklebt, deren Anordnung Bild 56 zu entnehmen ist.

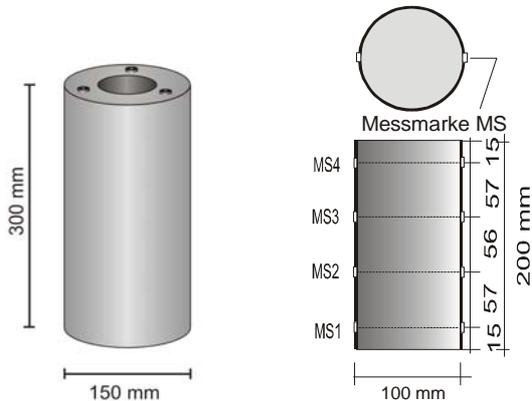


Bild 56: Anordnung der Messmarken bei den Hohlzylindern und den Vollzylindern

Der Wärmeausdehnungskoeffizient wurde an Prismen der Größe  $100 \cdot 100 \cdot 300 \text{ mm}^3$  untersucht. Pro Serie wurden drei Probekörper hergestellt. Die Prismen wurden sofort nach dem Ausschalen für mindestens sechs Monate im Klima  $20 \text{ °C}/50 \text{ % r.F.}$  gelagert. Auf eine Seitenfläche jedes Prismas wurden zwei Messmarken in einem Abstand von 250 mm geklebt. Danach wurden die Prismen mit wasserdampfdichtem Epoxidharz beschichtet, so dass kein Feuchteaustausch mit der Umgebung möglich war. Um während des Messens der Längenänderungen die Temperatur der Balken konstant zu halten, wurden die Prismen in ein Sandbett gelegt, so dass nur die zwei Messmarken sichtbar waren. Die Längenänderungen wurden bei Temperaturen zwischen  $-20$  und  $60 \text{ °C}$  ermittelt.

Die Zylinder zur Prüfung des E-Moduls ( $\varnothing=100 \text{ mm}$ ,  $h=200 \text{ mm}$ ) wurden gemäß DIN 1048 bis zum Alter von sieben Tagen unter Wasser und bis zum 28. Tag im Klima  $20 \text{ °C}/65 \text{ % r.F.}$  gelagert.

Die Gesamtverformungen zur Prüfung des Kriechens wurden gemäß DAfStb-Heft 422, Abschnitt 2.7 an zwei Vollzylindern ( $h = 300 \text{ mm}$ ;  $d = 150 \text{ mm}$ ) bestimmt. Je Zylinder wurden vier Messstrecken ( $l_0 = 150 \text{ mm}$ ) angeordnet. Die Zylinder wurden bis zum Alter von sieben Tagen unter Wasser gelagert und bis zum 28. Tag im Klima  $20 \text{ °C}/65 \text{ % r.F.}$ . Die Belastung der Kriechprobekörper erfolgte im Alter von 28 Tagen. Die Kriechspannung betrug 33 % der Zylinderdruckfestigkeit (umgerechnet aus der Würfeldruckfestigkeit). Die Verformungen wurden anfangs

mehrmals täglich, dann täglich und dann im Wochenrhythmus gemessen. An ausgewählten Betonen wurde das Kriechen im jungen Alter bestimmt. Diese Zylinder wurden nach 24 Stunden ausgeschalt, ihre Mantelflächen mit aluminiumkaschierter Butylkautschukfolie beklebt und anschließend in den Kriechstand eingebaut. Die Druckfestigkeit nach 24 Stunden der unmittelbar zuvor geprüften Probewürfel (Kantenlänge 150 mm) wurde auf die Zylinderdruckfestigkeit umgerechnet und 33 % davon als Kriechspannung  $\sigma_{k1}$  aufgebracht. Nach vier Tagen wurde die Zylinderdruckfestigkeit (aus der Würfeldruckfestigkeit) und daraus die Kriechspannung  $\sigma_{k2}$  ermittelt. Anschließend wurde die Restspannung  $\sigma_{k2} - \sigma_{k1}$  auf die vorbelasteten Zylinder aufgebracht. Die Verformungen wurden unmittelbar nach Einstellen der Last und während der ersten 10 min alle 15 sec, danach bis zum Prüfen nach ca. 10 Tagen alle 15 min aufgezeichnet. Die Bezugsmessung erfolgte im unbelasteten Zustand. Neben dem Kriechen wurde an zwei weiteren Zylindern das autogene Schwinden an Vollzylindern ( $\varnothing=150 \text{ mm}$ ;  $h=300 \text{ mm}$ ), die ebenfalls mit aluminiumkaschierter Butylkautschukfolie beklebt waren, gemessen, um die reinen Kriechverformungen ermitteln zu können.

Zur Untersuchung der Temperatur- und Spannungsentwicklung von sandreichen Betonen wurden Untersuchungen im starrten Reißrahmen durchgeführt. Hierzu wurde der Beton im frischen Zustand in den Reißrahmen mit einem Probenquerschnitt von  $150 \cdot 150 \text{ mm}^2$  und einer konstanten Prüflänge von 1080 mm eingebaut. Als Schalung diente allseitig eine 5 cm dicke Wärmedämmplatte, so dass sich der Beton im Reißrahmen wie der Beton eines etwa 40 bis 50 cm dicken Bauteils erwärmte. Im Alter von 96 Stunden wurde der eingebaute Beton mit einer Geschwindigkeit von einem Kelvin pro Stunde abgekühlt.

Die Platten zur Bestimmung der Wassereindringtiefe ( $200 \cdot 200 \cdot 120 \text{ mm}^3$ ) wurden bis zum Alter von 28 Tagen unter Wasser gelagert, dann in einen Prüfstand eingebaut und drei Tage einem Wasserdruck von 5 bar ausgesetzt.

Die 100er Würfel für die Untersuchung des Frost-Tau-Widerstandes nach dem Würfel-Verfahren wurden bis zum 7. Tag unter Wasser und bis zum

27. Tag im Klima 20 °C/65 % r.F. gelagert. Die Würfel wurden 24 Stunden vor Prüfbeginn (im Alter von 28 Tagen) unter Wasser gelegt, um die Wasseraufnahme festzustellen. Ein Frost-Tau-Zyklus bestand aus einer 16stündigen Abkühlphase und einer 8stündigen Auftauphase. Die Abwitterungen wurden nach 10, 25, 50, 75 und 100 Frost-Tau-Wechseln bestimmt.

Die Prismen (100·100·300 mm<sup>3</sup>) für die Untersuchung des *Frost-Tau-Widerstandes nach ÖNORM B 3303* lagerten 56 Tage unter Wasser. Ein Frost-Tau-Zyklus bestand aus 16 h Frost, 4 h Wasser, 4 h Frost, 16 h Wasser, 4 h Frost und 4 h Wasser. Als Kriterium des Frostwiderstandes diente die Änderung des dynamischen E-Moduls, welcher aus der Laufzeit der Longitudinalwelle des Ultraschallsignals errechnet wurde. Die Ultraschalllaufzeit wurde mit einer Genauigkeit von 10 µs mittig in Balkenlängsrichtung gemessen. Zur Messung wurden 125 kHz-Schallköpfe verwendet.

Die *Karbonatisierungstiefe* wurde an Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm oder Balken (100·150·700 mm<sup>3</sup>) bestimmt. Die Probekörper wurden während der Erhärtung einen Tag im Klima 20 °C/98 % r.F. und anschließend im Klima 20 °C/65 % r.F. gelagert. Sie wurden auf Dreikantleisten gestellt, so dass die abgezogene Fläche, an der die Karbonatisierungstiefe bestimmt wurde, der Luft vollständig ausgesetzt war.

Die Zusammensetzung der sandreichen Betone, an denen die einzelnen Festbetoneigenschaften bestimmt wurden, sind Tabelle A 19 zu entnehmen.

### 8.3 Festbetoneigenschaften

#### 8.3.1 Druckfestigkeit

In folgender Auswertung (Bild 58 und Bild A 14) werden die erreichten Druckfestigkeiten sandreicher Betone unabhängig vom verwendeten Sand, dem Sandgehalt oder dem Flugaschegehalt dargestellt. Die Betone wurden mit den Portlandzementen M und MA (CEM I 32,5 R, gleiches Werk, unterschiedliche Chargen) hergestellt.

In Tabelle A 18 sind die Festbetonrohddichten und die Druckfestigkeiten aller untersuchten sandreichen Betone zusammengefasst. Die Druckfestig-

keiten wurden auf einen Würfel mit einer Kantenlänge von 200 mm mit dem Umrechnungsfaktor von 0,95 umgerechnet.

Ein wichtiger Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Beton ist neben dem w/z-Wert der Luftgehalt. Um die Auswirkung unterschiedlich großer Luftgehalte im Frischbeton auf die Druckfestigkeit zu berücksichtigen, wurde von dem bei der Frischbetonprüfung festgestellten Luftgehalt 15 l/m<sup>3</sup> abgezogen, der Differenzbetrag wie Wasser betrachtet und auf den Wassergehalt w angerechnet. Die Berechnung dieses modifizierten w/b-Wertes basiert auf der Tatsache, dass sich bei den normgerecht zusammengesetzten Betonen, die als Vergleichsbasis herangezogen werden, ein Luftgehalt von i. M. 1,5 Vol.-% einstellt. Der mod. w/b-Wert berücksichtigt den über 15 l/m<sup>3</sup> hinausgehenden Luftgehalt wie einen entsprechend erhöhten Wassergehalt [82]:

$$\beta_{D28} = f \left[ \left( \frac{\text{Wassergehalt} + (\text{Luftgehalt} - 15)}{\text{Zementgehalt} + k \cdot \text{SFA} - \text{Gehalt}} \right) \right] \quad [\text{N/mm}^2] \quad [\text{Gl. 21}]$$

Der Anrechenbarkeitsfaktor k für die puzzolanische Reaktion der Steinkohlenflugasche wurde mit 0,4 berücksichtigt. Der max. anrechenbare SFA-Gehalt entsprach 33 % des Zementgehaltes. In Bild A 14 sind zunächst alle Betone dargestellt, die im Rahmen dieser Arbeit auf Druckfestigkeit geprüft worden sind, das heißt, auch solche, die Luftgehalte über 3,5 Vol.-% hatten. Die Ergebnisse stellen sich lediglich als Punktwolke dar. Das folgende Bild 58 zeigt hingegen nur die sandreichen Betone, deren Luftgehalte zwischen 3,2 und 5,2 Vol.-% lagen.

Es zeigte sich, dass die Druckfestigkeit bei einem höheren modifizierten w/b-Wert tendenziell geringer ist. Die Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom w/z-Wert, wie sie von Walz für Normalbeton angegeben ist [83], gilt tendenziell also auch für sandreichen Beton, wenn die Wirkung des über 15 Liter hinausgehenden Luftgehaltes der von Wasser gleich gesetzt wird. Das bedeutet, dass bei einer Erstprüfung eines sandreichen Betons zur Abschätzung des w/b-Wertes bei festgelegter gewünschter Zielfestigkeit dieses modifizierte Walz-Diagramm verwendet werden kann.

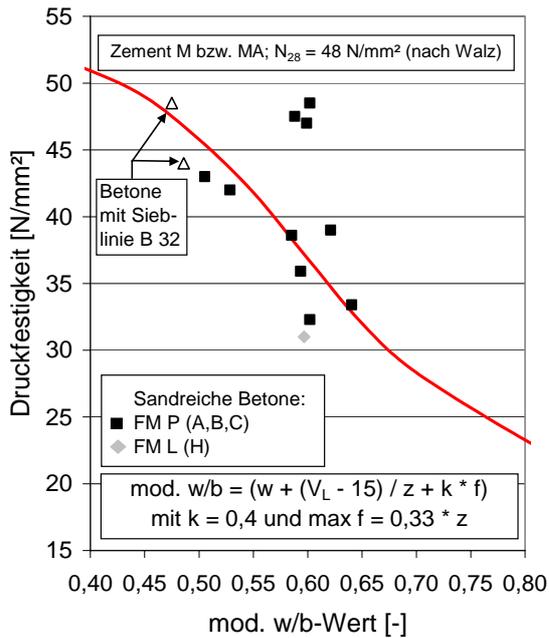


Bild 58: Druckfestigkeit sandreicher Betone (65 und 80 Vol.-% Sand) mit Luftgehalten zwischen 3,2 und 5,2 Vol.-% in Abhängigkeit vom mod. w/b-Wert

Im Folgenden werden kurz die Ergebnisse der Versuche zu den auf Seite 62 genannten Einflussparametern auf die Druckfestigkeit zusammengefasst:

Um den Einfluss der Sandsieblinie getrennt von der Kornoberflächenrauigkeit untersuchen zu können, wurde Sand D wie bei den Untersuchungen im Rotationsviskosimeter (Kap. 5.4.2 gem. Bild 34, S. 38) feiner zusammengesetzt. Die Druckfestigkeiten dieser Betone in Abhängigkeit vom k-Wert sind in Bild 59 dargestellt.

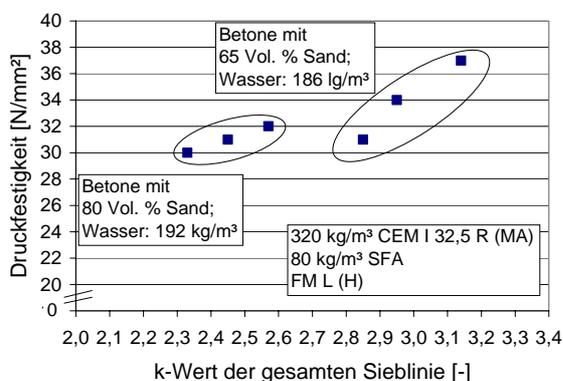


Bild 59: Druckfestigkeit in Abhängigkeit des k-Wertes für sandreiche Betone mit 65

bzw. 80 Vol.-% Sand (bez. auf die gesamte Gesteinskörnung)

Je größer der Anteil 0-0,25 mm des Sandes ist (Sand II und III), desto kleiner ist der k-Wert der gesamten Gesteinskörnung und desto geringer ist die Druckfestigkeit. Diese Abhängigkeit ist bei einem Sandgehalt von 65 Vol.-% offensichtlich ausgeprägter als bei einem Sandgehalt von 80 Vol.-%.

Der Einfluss der Kornoberfläche auf die Festigkeit kann streng genommen nur an Betonen dargestellt werden, deren Bindemittelleimvolumen und Bindemittelleimzusammensetzung gleich ist und deren Gesteinskörnungen gleich zusammengesetzt sind (k-Wert). Die ersten beiden Parameter konnten in der Versuchsreihe, deren Ergebnisse in Bild 60 dargestellt sind, erfüllt werden.

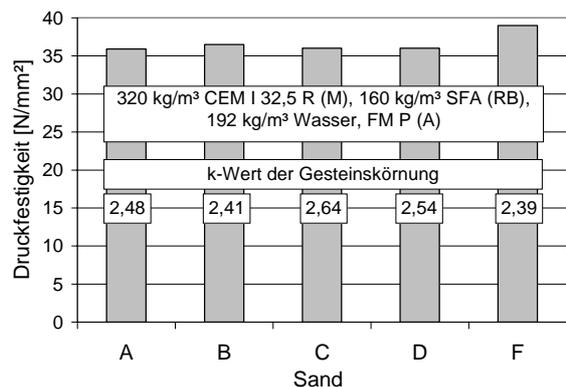


Bild 60: Druckfestigkeiten der Betone mit 80 Vol.-% Sand (bez. auf die gesamte Gesteinskörnung)

Obwohl der k-Wert geringfügig variierte und auch die Oberflächenrauigkeit der Sande unterschiedlich war (vgl. REM Aufnahmen), zeigten sich kaum Unterschiede in den Festigkeiten. Der Einfluss der Kornzusammensetzung des Natursandes (k-Wert), der Kornform und der Kornoberfläche scheint bei den hier untersuchten Sanden nur eine unwesentliche Rolle hinsichtlich der Festigkeiten zu spielen. Inwieweit die mineralogische Zusammensetzung der Sande einen Einfluss haben könnte, kann nicht geklärt werden, es liegt aber nahe, dass auch dieser Parameter nahezu unbedeutend ist, da es sich bei den Untersuchungen nur um Natursande handelt, deren Eigenkorndruckfestigkeit aufgrund des Verwitterungsprozesses im Mittel vergleichbar sein dürfte.

Bei einer *Reduzierung des Bindemittelgehaltes* von  $400 \text{ kg/m}^3$  auf  $340 \text{ kg/m}^3$  verringerte sich die Druckfestigkeit der sandreichen Betone von  $37 \text{ N/mm}^2$  (Sand D-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/176/FM L (H)) auf  $33 \text{ N/mm}^2$  (Sand D-0,65/280 CEM I (MA)/60 SFA (B)/154/FM L (H)) (vgl. Tabelle A 18 im Anhang). Die Verwendung geringerer Bindemittelgehalte ist also bei Betonen mit 65 Vol.-% Sand hinsichtlich der angestrebten Festigkeit technisch möglich, hinsichtlich einer fließfähigen Konsistenz sind jedoch höhere Bindemittelgehalte nötig.

Ob sich die *Wirkstoffkombination des Fließmittels* auf die Druckfestigkeit auswirkt, kann aufgrund des geringen Prüfumfanges nicht eindeutig geklärt werden. Fest steht aber, dass aufgrund der unterschiedlichen Wirkstoffkombinationen die Luftgehalte unterschiedlich hoch ausfallen, was sich - wie in Kap. 2.3.2.1, S. 12 bereits erläutert und Bild 58 zu entnehmen ist - direkt auf die Druckfestigkeit auswirkt.

Zusammenfassend lässt sich folgern, dass bei sandreichen Betonen mit bis zu 80 Vol.-% Natursand (bez. auf die ges. Gesteinskörnung) und mind.  $300 \text{ kg/m}^3$  Zement (mit einer Normdruckfestigkeit von rd.  $50 \text{ N/mm}^2$ ) bei einem SFA-Gehalt von  $80 \text{ kg/m}^3$  ein Beton mit einer Festigkeit von rd.  $30 \text{ N/mm}^2$  erreicht werden konnte. Erhöhte man den SFA-Gehalt auf 120 bzw.  $160 \text{ kg/m}^3$ , so stieg die Festigkeit erwartungsgemäß auf bis zu rd.  $40 \text{ N/mm}^2$  (bei Luftgehalten von rd. 5 Vol.-%). Hinzu kommt, dass für homogene, fließfähige sandreiche Betone die höheren Füllergehalte (hier Steinkohlenflugasche) zwingend erforderlich sind. Bei Betonen mit 65 Vol.-% Sand,  $320 \text{ kg/m}^3$  Zement und  $80 \text{ kg/m}^3$  Steinkohlenflugasche lag die Druckfestigkeit bei mind.  $35 \text{ N/mm}^2$ . Kornform, Kornoberflächenrauigkeit und mineralogische Zusammensetzung der hier untersuchten Natursande hatten keinen Einfluss auf die Festigkeit.

### 8.3.2 Festigkeitsentwicklung

Die Festigkeitsentwicklung wurde an sandreichen Betonen mit Sand A, B, C, D und F sowie dem Normalbeton B 32/320 CEM I (M)/SFA (RB)/172 untersucht. Nach zwölf Stunden konnte nur an diesem die Festigkeit bestimmt werden. Die sandreichen Betone konnten zu diesem Zeitpunkt

noch nicht ausgeschalt werden. Die Festigkeiten sind in Tabelle A 22 zusammengefasst und werden in Bild 61 bezogen auf die jeweilige 28-Tage-Festigkeit dargestellt.

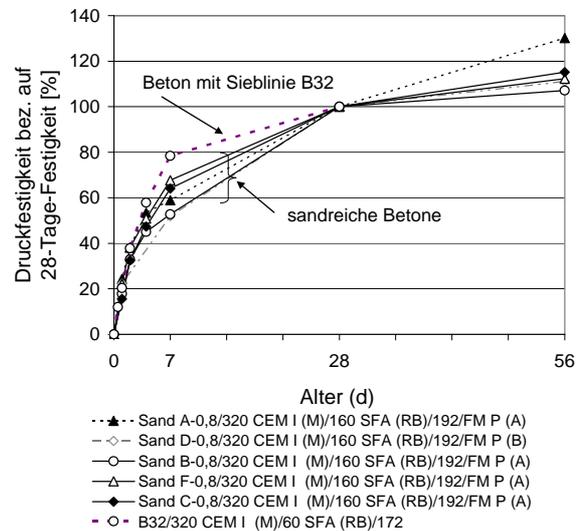


Bild 61: Festigkeitsentwicklung sandreicher Betone und des Betons mit Sieblinie B 32

Der Beton mit Sieblinie B 32 entwickelte in den ersten sieben Tagen eine Festigkeit von knapp  $40 \text{ N/mm}^2$ , bei den sandreichen Betonen ist die Festigkeit nach sieben Tagen um über  $10 \text{ N/mm}^2$  geringer. So hatte der Beton mit Sand A und B nach sieben Tagen eine Festigkeit von  $15 \text{ N/mm}^2$ , der Beton mit Sand C oder F bereits eine Festigkeit über  $25 \text{ N/mm}^2$ . Der Beton mit Sand A hat mit rd. 8 Vol.-% verglichen zu den anderen Betonen einen hohen Luftgehalt, was die geringe Festigkeit erklären könnte. Die Festigkeitsentwicklung im Alter von 7 bis 56 Tagen erfolgte bei den Betonen mit Sand A und B bzw. mit Sand C und F nahezu identisch. So zeigten die Untersuchungen, dass bei den sandreichen Betonen die Festigkeit nach 28 Tagen dem 1,7-fachen der Festigkeit nach sieben Tagen entsprach.

Insgesamt zeigen die Ergebnisse, dass die Nacherhärtung sandreicher Betone im Rahmen der Erfahrungen von Normalbeton liegen.

### 8.3.3 Biegezugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit wurde mit zwei Einzellasten in den Drittelspannen nach DIN 1048 [74] ebenfalls an Betonen mit Sand D (65 und

80 Vol.-% Sand) geprüft. Es ergaben sich die in Tabelle A 23 zusammengestellten Werte zwischen 3,5 und 5,3 N/mm<sup>2</sup>.

Bei Normalbeton kann für das Verhalten von Biegezug- zu Druckfestigkeit folgende Abhängigkeit verwendet werden [14]:

$$f_{ct(BZ)} = c_{BZ} \cdot f_c^{2/3}$$

mit  $c_{BZ} = 0,35$  bis  $0,55$ .

Diese Abhängigkeit sowie die ermittelten Biegezugfestigkeiten sind in Bild 62 dargestellt:

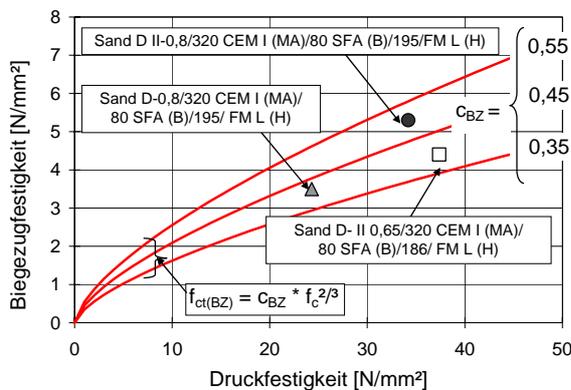


Bild 62: Zusammenhang zwischen Druck- und Biegezugfestigkeit sandreicher Betone

Als grobe Abschätzung gilt bei Normalbeton, dass die Druckfestigkeit etwa 5 bis 8 mal so groß ist wie die Biegezugfestigkeit [14]. Das Verhältnis Druck- zu Biegezugfestigkeit der Mischungen mit 80 Vol.-% Sand lag bei rd. 7, das der Mischungen mit 65 Vol.-% Sand sogar bei 8,8. Bei gleich zusammengesetzten Betonen mit Sand D (80 Vol.-%) wirkte sich eine feinere Sieblinie (Sand II) günstig auf die Biegezugfestigkeit aus. Das Ergebnis bestätigt frühere Untersuchungen [14], nach denen Betone mit Gesteinskörnungen, die einen höheren Sandanteil und ein kleineres Größtkorn haben, bei gleichem w/z-Wert, gleicher Zementleimmenge und gleich guter Verdichtung bedingt durch das homogenere Gefüge oft etwas höhere Biegezugfestigkeiten aufweisen. Auch die Biegezugfestigkeit des Betons mit 65 Vol.-% Sand D-I war trotz höherer Druckfestigkeit geringer, als die des Betons mit 80 Vol.-% Sand D-II. Die Ergebnisse zeigten, dass die Biegezugfestigkeit sandreicher Betone im üblichen Bereich von Normalbeton liegen, aber nicht höher sind (vgl. Kap. 2.3.2.2).

### 8.3.4 Verbundeigenschaften

Die Ausziehversuche wurden an vier Betonen mit 80 Vol.-% Sand, einem Beton mit 65 Vol.-% Sand (bez. auf die gesamte Gesteinskörnung) und dem Beton B 32 (mit 280 kg/m<sup>2</sup> Zement CEM I 32,5 R; vgl. Tabelle A 20) durchgeführt. In Bild 63 ist die bezogene Verbundspannung  $\tau_v/f_{c,cube}$ -Schlupf-Beziehung logarithmisch dargestellt, um die Unterschiede des Schlupfes im Anfangsbereich besser zu erkennen. Die Druckfestigkeit  $f_{c,cube}$  wurde mit dem Faktor 0,92 aus der Druckfestigkeit, die an den trocken gelagerten, 150er Würfeln bestimmt wurde, umgerechnet.

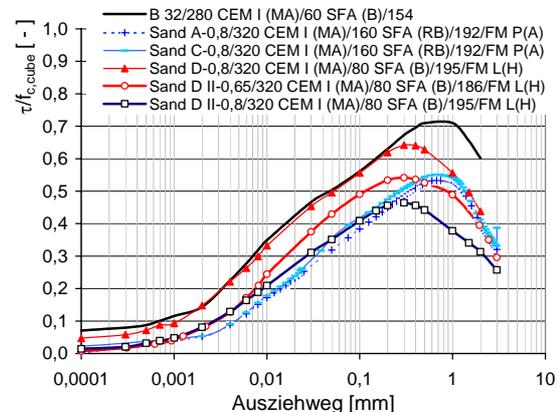


Bild 63: Verbundspannung/Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Ausziehweg

Alle sandreichen Betone wiesen einen geringeren Spitzenwert auf als der Beton mit der Gesteinskörnung 0-32 mm. Bei den Kurven zeigten sich große Abweichungen des Haftverbundes am Versuchsbeginn. Dieser trägt aber nur unbedeutend zur Gesamttragfähigkeit bei, weil er schon bei sehr kleinen Verschiebungen verloren geht [84]. Die sandreichen Betone haben im Schlupfbereich von > 0,01 mm bis 0,3 mm, welcher für die benötigte Verankerungslänge eine entscheidende Rolle spielt, ein weiches Verbundverhalten. Im Bereich der Rippe kann im sandreichen Beton aufgrund der geringeren Steifigkeit der Matrix eine kleinere Kraft übertragen werden als bei Normalbeton, was bei gleichen Ausziehwegen zu geringeren Verbundspannungen führt. Das Verbundverhalten entspricht etwa dem eines Betons mit der Sieblinie C 32, so dass bei sandreichen Betonen kein Korrekturbedarf für die zulässigen Verbundspannungen bestehen dürfte.

### 8.4 Untersuchungen zu Formänderungen

#### 8.4.1 Schwinden

##### Untersuchungen an Vollzylindern gemäß DAfStb-Heft 422, Abschnitt 2.6

Um das hygrische Formänderungsverhalten sandreicher Betone mit Daten aus der Literatur vergleichen zu können, wurde das Schwinden an Vollzylindern gemäß DAfStb-Heft 422, Abschnitt 2.6 bestimmt. Die Ergebnisse der untersuchten Betone mit Sand A und C sind in Bild 64 dargestellt. Vergleichend wurde das Schwindverhalten des Betons mit einer Gesteinskörnung B 32 (Beton B 32/320 CEM I (M)/60 SFA (RB)/172) und eines selbstverdichtenden Betons mit Sand H aus [80] (Tabelle A 24) herangezogen.

Die Betone mit Sand A und Sand C zeigten besonders ab einem Alter von 60 Tagen ein ähnliches Schwindverhalten wie der SVB. Durch die Verwendung verschiedener Sande ergab sich offensichtlich kein unterschiedliches Schwindverhalten. Das Schwindmaß war nach 120 Tagen um rd. 0,13 ‰ größer als das des Betons, dessen Gesteinskörnung der Sieblinie B32 entspricht.

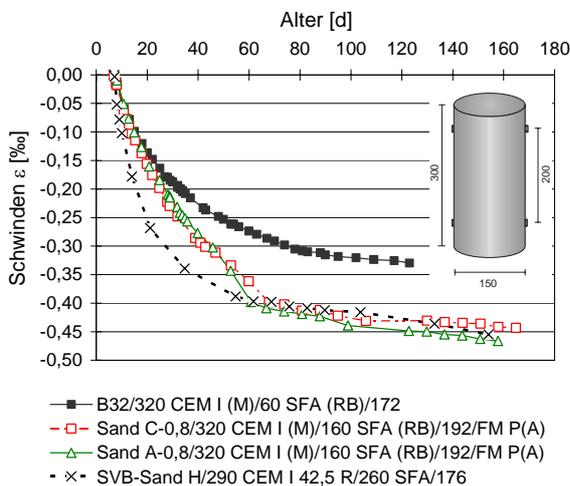


Bild 64: zeitabhängige Schwindverformungen (gemessen gem. DAfStb-Heft 422)

##### Untersuchungen an Hohlzylindern

Das Schwinden und Quellen wurde an Betonhohl- und -vollzylindern untersucht und mit dem des Betons B 32/320 CEM I (M)/60 SFA (RB)/172 verglichen. Zusätzlich wurden Erfahrungswerte hinsichtlich des Schwindverhaltens selbstverdichtender Betone herangezogen, da diese Betonart

ebenso wie sandreicher Beton ein im Vergleich zu Normalbeton höheres Bindemittel- und Mörtelmatrixvolumen hat. Exemplarisch wurde ein SVB dargestellt, dessen Zusammensetzung im Anhang in Tabelle A 24 angegeben ist.

Die Hohlzylinder lagerten die ersten 24 Stunden im Klima 20 °C/98 % r.F. und wurden anschließend im Klima 20 °C/65 % r.F. oder unter Wasser gelagert. Die Ergebnisse der Längen- und Massenänderung sind in Abhängigkeit von der Lagerungsart in Bild 65 und Bild 66 dargestellt.

Im Allgemeinen führen Gesteinskörnungen mit hohem Feinkornanteil zu verstärktem Schwinden [17], was i.d.R. durch den höheren w/z-Wert bedingt ist. So schwanden alle sandreichen Betone zwar mehr als der Normalbeton mit der Sieblinie B 32, bautechnisch ist der festgestellte Unterscheid aber weniger relevant.

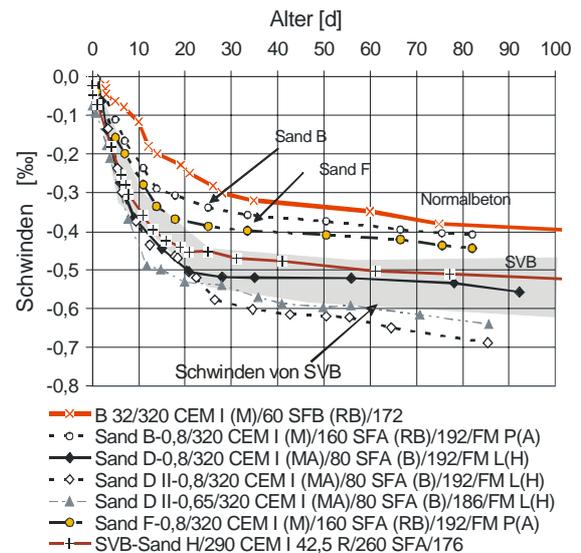


Bild 65: Schwindverformungen der Hohlzylinder (Klima 20 °C/65 % r.F.)

Das größte Schwinden war mit rd. 0,7 ‰ nach 90 Tagen bei Beton mit Sand D-II zu verzeichnen, bei dem 80 kg/m<sup>3</sup> Steinkohlenflugasche zugegeben wurden. Evtl. könnte das kleinere Schwinden der Betone mit Sand B und Sand F durch den höheren Steinkohlenflugaschegehalt von 160 kg/m<sup>3</sup> bedingt sein, da sich aufgrund der günstigeren Packungsdichte eine weniger verformungsfähige Zementsteinmatrix ausgebildet hat.

Die Massenabnahmen im Klima 20 °C/65 % r.F. waren bei den sandreichen Betonen mit Ausnahme des Betons mit Sand F wesentlich größer als die des Betons mit einer Sieblinie B32 oder des selbsterdichtenden Betons (SVB; vgl. Bild 66). Der rel. große Massenverlust deutet darauf hin, dass sandreicher Beton mehr Kapillarporen hat als Normalbeton.

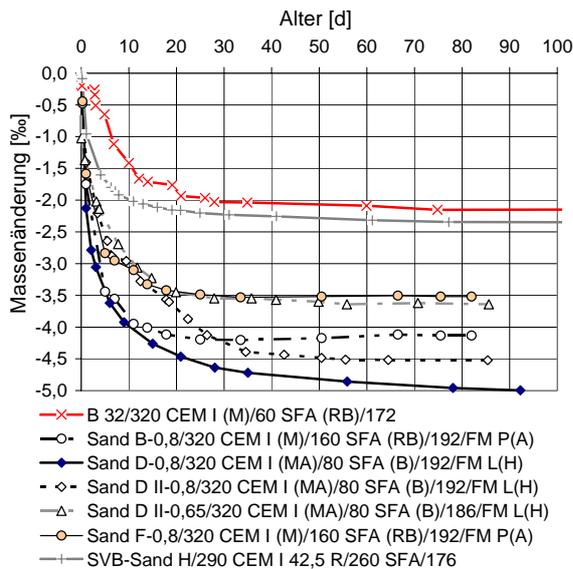


Bild 66: Massenänderung der Hohlzylinder (Klima 20 °C/65 % r.F.)

Zusammenfassend lässt sich folgern, dass die hygri-schen Verformungen bei sandreichem Beton offensichtlich größer sind als bei Normalbeton. Wurde das Bindemittelvolumen über den SFA-Gehalt erhöht, so zeigten die sandreichen Betone aufgrund der verbesserten Matrixsteifigkeit im Vergleich zum untersuchten Beton B 32/320 CEM I (M)/60 SFA (RB)/172 oder zu den Erfahrungswerten mit SVB hygri-sche Formänderungen in der selben Größenordnung. Für die Praxis bedeutend ist die rasche Austrocknung sandreicher Betone, da hier bei Bauteilen mit einem großen Verhältnis von Oberfläche zu Volumen auf eine sorgfältige Nachbehandlung zu achten sein wird.

Untersuchungen an Vollzylindern mit unterschiedlichen Lagerungsarten

Um die Feuchteleitfähigkeit sandreicher Betone beurteilen zu können, wurden Verformungen an Vollzylindern (Ø = 100 mm; h = 200 mm) infolge Feuchtegradienten untersucht. Bei Probekörpern mit guter Wasserabgabefähigkeit bzw. Feuchteleitfähigkeit nimmt die Feuchte im Probekörperinneren mit der Zeit sehr schnell ab. Da das Wasser im Probekörper gut weitergeleitet wird, kommt es nur zu einem geringen Feuchtegradienten zwischen Oberfläche und Kern.

Die Vollzylinder konnten nur über die Stirnseiten austrocknen bzw. Wassersaugen, so dass die hygri-schen Dehnungen über die Höhe nicht linear verliefen. Je stärker die Krümmung über die Zylinderhöhe (z. B. bei den Luft/Luft gelagerten Zylindern) ist, desto schlechter ist die Feuchteleitfähigkeit, desto größer werden die zu erwartenden Eigenspannungen und desto größer wird die Gefahr der Oberflächenrissbildung. Der zeitliche Verlauf des Schwinden und Quellens der untersuchten Betone ist in Bild A 15 bis A 17 dargestellt. Bild 67 zeigt die Verformungen über die Zylinderhöhe in einem Alter von 80 Tagen.

Für die Auswertung der Schwind- und Quellverformungen wurden vergleichend zahlreiche Untersuchungen aus [85] herangezogen. Die Vollzylinder der hier untersuchten sandreichen Betone zeigten keinen ausgeprägten Feuchtegradienten. Dies ist offensichtlich auf die gute Feuchteleitfähigkeit zurückzuführen, da bei den Vollzylindern selbst weit ins Probekörperinnere, d. h. rund 60 mm von der Stirnseite entfernt noch Schwindmaße von bis zu 0,45 ‰ festgestellt wurden. Die hygri-sch bedingten Eigenspannungen werden daher nicht in einer bedenklichen Größenordnung ausfallen. Auf eine erhöhte Rissgefahr infolge ungleicher Austrocknungsbedingungen kann nicht geschlossen werden.

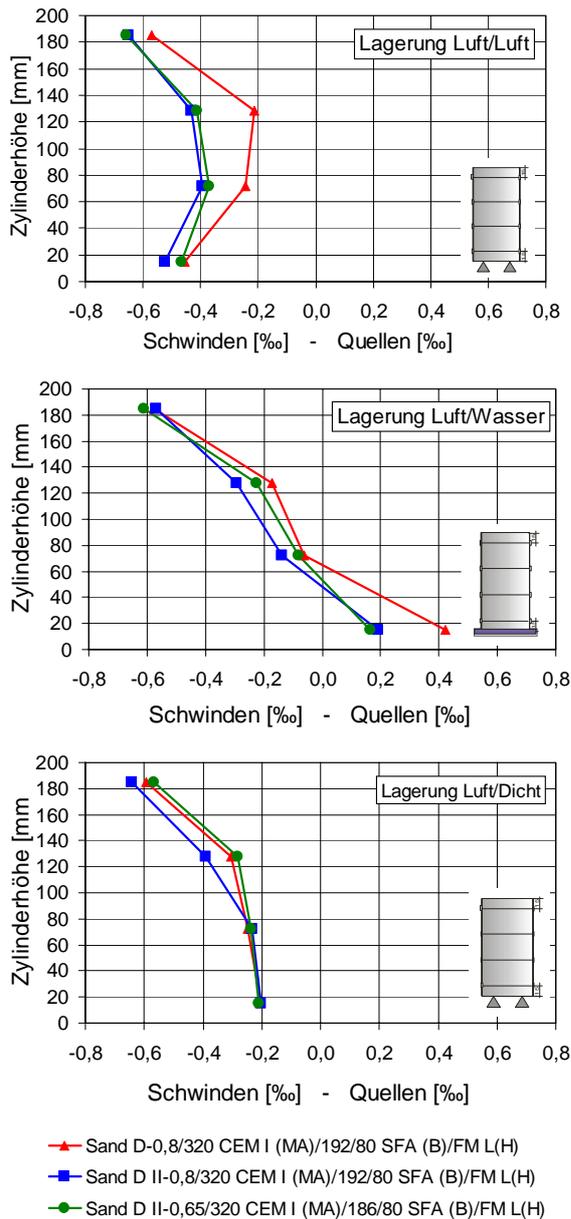


Bild 67: Hygrische Verformungen über die Zylinderhöhe am 80. Tag nach Messbeginn

Zusammenfassende Beurteilung der Untersuchungen zum Schwinden

Bei sandreichen Betonen (mit 80 Vol.-% Sand bezogen auf die ges. Gesteinskörnung) sollte mit größeren hygrischen Verformungen gerechnet werden, die je nach Anwendungsfall zu berücksichtigen wären. Die Ergebnisse deuten nicht darauf hin, dass mit einer erhöhten Rissgefahr zu rechnen ist. Dies ist insbesondere auf die gute Feuchteleitfähigkeit von sandreichen Betonen zurückzuführen.

**8.4.2 Wärmedehnzahl**

Der Wärmeausdehnungskoeffizient wurde an drei Betonen mit Sand D bestimmt (unterschiedliche Sieblinien, vgl. Tabelle 7). Nach Dettling [86] liegt der Wert für lufttrockenen Beton bis zu einem Alter von einem Jahr bei Verwendung von Quarzsand und -kies und 300 kg/m<sup>3</sup> Zement bei 12,6·10<sup>-6</sup> 1/K. Insgesamt liegen die von ihm gemessenen Werte zwischen 5,4 und 13,4·10<sup>-6</sup> 1/K und streuen um den Normwert von α<sub>T</sub>=10·10<sup>-6</sup> 1/K. Der Wärmeausdehnungskoeffizient der sandreichen Betone lag geringfügig unter diesem Wert. Offensichtlich wird er etwas kleiner, wenn ein feinerer Sand verwendet wurde (vgl. Beton mit Sand D II-0,8).

Tabelle 7: Wärmeausdehnungskoeffizienten α<sub>T</sub>

Beton	Wärmedehnzahl [1/K]
Sand D-0,8/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/192/FM L(H)	9,9 * 10 <sup>-6</sup>
Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/192/FM L(H)	8,0 * 10 <sup>-6</sup>
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/186/FM L(H)	9,5 * 10 <sup>-6</sup>

Die Gefügespannungen aufgrund temperaturbedingter Verformungen werden bei sandreichen Betonen daher im Streubereich derer von Normalbeton liegen.

**8.4.3 E-Modul**

Eine hohe Rohdichte bzw. ein hoher E-Modul der Gesteinskörnung führt bei Normalbeton zu einem höheren E-Modul des Betons. Da sandreiche Betone nur wenig grobe Gesteinskörnung enthalten, ist davon auszugehen, dass die Eigenschaften dieser den E-Modul nicht so stark beeinflussen wie bei Normalbeton.

Die an sandreichen Betonen ermittelten E-Moduln lagen zwischen 21.000 und 28.000 N/mm<sup>2</sup>. In Bild 68 werden die gemessenen Werte mit den Rechenwerten nach DIN 1045:01 verglichen. Die Einzelergebnisse sind in Tabelle A 25 zusammengestellt. Die Neuausgabe der DIN 1045:01 berücksichtigt bei der Ermittlung des E-Moduls von Beton dessen Druckfestigkeit über folgende Gleichung:

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck,cyl} + 8)^{1/3} \quad [N/mm^2] \quad [Gl. 22]$$

mit:

- $E_{cm}$  = Elastizitätsmodul  $[N/mm^2]$
- $f_{ck,cyl}$  = Charakteristische Druckfestigkeit  $[N/mm^2]$  (Zylinder).

Die ermittelten E-Moduln sind in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit im folgenden Bild dargestellt. Der Einfluss der Lagerung auf die Druckfestigkeit wurde mit einem Umrechnungsfaktor von 0,92 berücksichtigt. Die E-Moduln der untersuchten sandreichen Betone wurden mit denen von Kies- und Splittbetonen aus [87] verglichen (vgl. hell-graue Symbole, Bild 68).

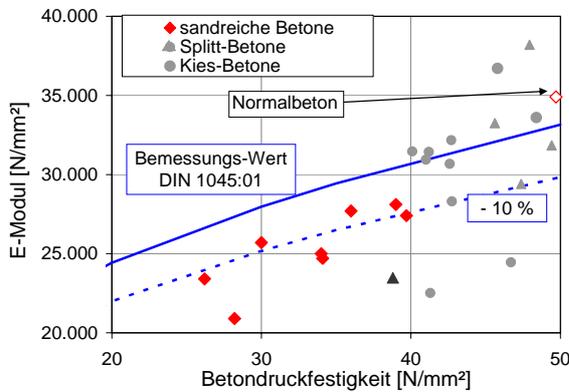


Bild 68: E-Moduln in Abhängigkeit der Druckfestigkeit nach 28 Tagen mit Beurteilung der Werte nach DIN 1045:01 (Werte der Splitt- und Kiesbetone aus [87])

Bei einer Abschätzung des E-Moduls nach der DIN 1045:01 über die ermittelte Festigkeit liegen die gemessenen E-Moduln im unteren Streubereich (rd. - 10 bis - 15 %). Eine Änderung der Bemessungskriterien für sandreiche Betone scheint daher nicht notwendig zu sein.

### 8.4.4 Kriechen

Im Alter von 28 Tagen wurden die Probekörper in den Kriechstand eingebaut und mit einer Kriechspannung  $\sigma_K$  von 33 % der Zylinderdruckfestigkeit belastet. Die Bezugsmessung erfolgte im unbelasteten Zustand. Das Kriechmaß  $\epsilon_{k,t}$  wurde aus der Gesamtverformung  $\epsilon_{ges,t}$ , dem Schwindmaß  $\epsilon_{s,t}$  und der mittels E-Modul errechneten anfänglichen elastischen Formänderung  $\epsilon_{el,t0}$  wie folgt bestimmt:

$$\epsilon_{k,t} = \epsilon_{ges,t} - (\epsilon_{s,t} + \epsilon_{el,t0}) \quad [-] \quad [Gl. 23]$$

Als spezifisches Kriechmaß  $spez \epsilon_{k,t}$  wird das auf die Spannungseinheit bezogene Kriechmaß bezeichnet:

$$spez \epsilon_{k,t} = \frac{\epsilon_{k,t} [\mu m / m]}{\sigma_k [N / mm^2]} \quad [-] \quad [Gl. 24]$$

Die Kriechzahl  $\varphi_t$  beschreibt das auf die anfängliche elastische Formänderung bezogene Kriechmaß:

$$\varphi_t = \frac{\epsilon_{k,t} [mm / m]}{\epsilon_{el,t0} [mm / m]} \quad [-] \quad [Gl. 25]$$

Das spezifische Kriechmaß aus der Gesamtverformung und dem Schwinden sowie der elastischen Formänderung ist für ein Betonalter von 100 Tagen Tabelle A 26 zu entnehmen. Die Kriechzahlen der sandreichen Betone (vgl. auch Bild 69) waren 66 bzw. 48 % größer als die des Betons B 32/320 CEM I (M)/60 SFB (RB)/172. Die Gesamtverformungen sind für diesen Beton und die sandreichen Betone mit Sand A und Sand C in Bild A 18 dargestellt. Bild 69 zeigt die reinen Kriechverformungen ab Belastungsbeginn im Alter von 28 Tagen.

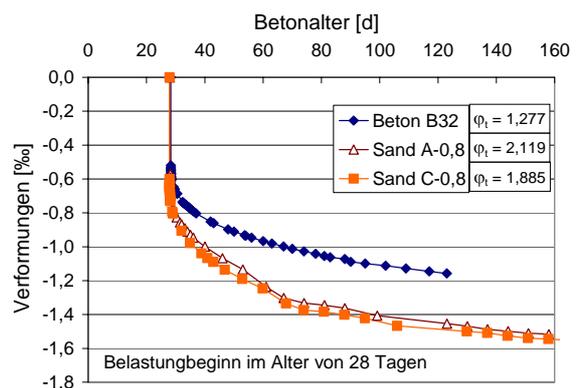


Bild 69: Verformungen des Betons B 32/320 CEM I (M)/60 SFB (RB)/172 und der sandreichen Betone mit Sand A und C (Sand A bzw. C-0,8/CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/192/FM (A))

Aufgrund des hohen Anteils an Zementstein wiesen die sandreichen Betone ein höheres Kriechen auf, dieses ist aber offensichtlich nicht von der Sandherkunft, sondern nur vom Sandgehalt abhängig.

Die Kriechzahlen der sandreichen Betone lagen bei einem Prüfalter von 100 Tagen zwischen 1,277 und 1,885 (vgl. Tabelle A 26). Der Vergleich mit zahlreichen Ergebnissen zu Kriechversuchen mit selbstverdichtenden Betonen sowie ausgewählten Untersuchungen aus der Literatur zeigt, dass die Ergebnisse im üblichen Streubereich von Normalbeton, selbstverdichtendem Beton und sandreichem Beton einzuordnen sind. Die Kriechverformungen der untersuchten sandreichen Betone liegen hierbei im oberen Streubereich.

Bei sandreichen Betonen mit 80 Vol.-% Sand (bezogen auf die gesamte Gesteinkörnung) sollte also auf jeden Fall mit höheren lastabhängigen Verformungen gerechnet werden als bei Normalbeton nach DIN 1045:01, die, je nach Anwendungsfall, zu berücksichtigen wären. Für übliche Anwendungsfälle ist eine Berücksichtigung der höheren lastabhängigen Verformungen jedoch nicht erforderlich.

**8.5 Reißneigung infolge temperaturbedingter Zwangsspannungen**

**8.5.1 Entwicklung der temperaturbedingten Zwangsspannungen**

Die Reißneigung durch die Entwicklung von Zwangsspannung infolge Hydratation im jungen Beton wurde an den sandreichen Betonen mit Sand C, D und F und dem mit dem gleichen Zement (Zement M) hergestellten Beton mit einer Sieblinie B 32 (vgl. Tabelle A 20) untersucht. Um den Einfluss eines CEM I 42,5 R zu untersuchen, wurde ein sandreicher Beton mit Sand D hergestellt, der mit einem selbstverdichtenden Beton sowie einem mit diesem Zement DIN-gerechten Beton aus [80] verglichen wird (vgl. Tabelle A 24).

Die charakteristischen Werte der Versuche im Reißrahmen sind in Tabelle A 27 zusammengefasst. Zum besseren Verständnis dieser Werte wird im Anhang Seite A 46 exemplarisch für ein verformungsbehindert Bauteil mittlerer Dicke (ca. 40 cm) der Temperaturverlauf infolge

abfließender Hydratationswärme sowie die Entwicklung der Zwangsspannungen, die in fünf Stadien unterteilt wird, erklärt.

Für die Zwangsspannungen ist der Temperaturverlauf und die zeitliche Entwicklung der Verformungseigenschaften (E-Modul, Kriechen und Relaxation) von Bedeutung. Für die Reißneigung spielt darüber hinaus noch die Entwicklung der Zugfestigkeit eine wichtige Rolle.

Eine Übersicht über die Temperatur- und Spannungsentwicklung aller Betone zeigt Bild 70. Die Einzelergebnisse sind in Bild A 19 bis Bild A 25 im Anhang dargestellt.

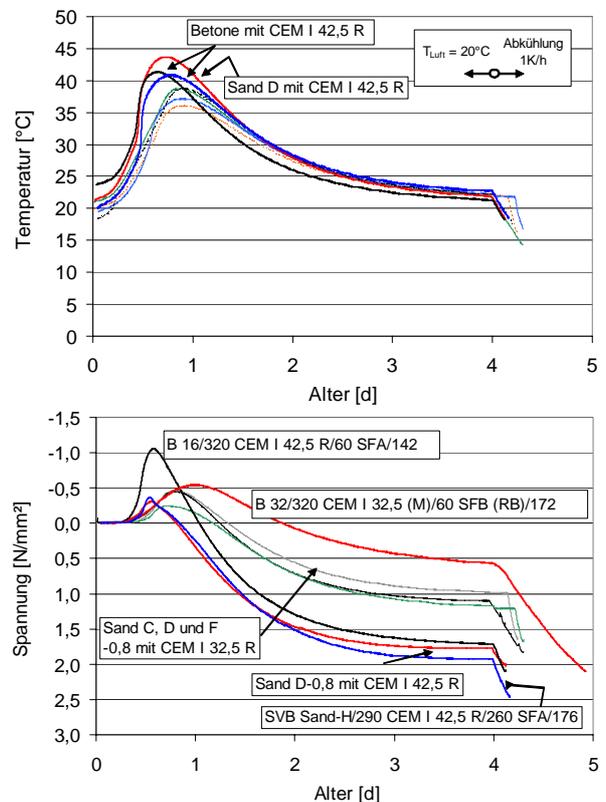


Bild 70: Temperatur- und Spannungsentwicklung der untersuchten Betone

Zunächst werden Betone verglichen, bei denen der Portlandzement CEM I 32,5 R (Zement M) verwendet wurde. Der Beton B 32/320 CEM I (M)/60 SFB (RB)/172 entwickelte über einen längeren Zeitraum Druck- und erst zu einem späteren Zeitpunkt Zugspannungen als die sandreichen Betone. Diese zeigten einen fast identischen Zuwachs an Zugspannungen, wobei Beton mit Sand D ab dem 3. Tag geringfügig mehr Zugspannungsentwicklung aufwies. Beton mit

Sand C riss bei einer Spannung von 1,820 N/mm<sup>2</sup>, Beton mit Sand F bei einer Spannung von 1,615 N/mm<sup>2</sup> und Beton mit Sand D bei einer Spannung von 1,645 N/mm<sup>2</sup>. Der Beton mit der Sieblinie B 32 hatte während der Abkühlungsphase bereits eine so hohe Zugfestigkeit, dass der Versuch nach Abkühlung auf 0° C abgebrochen wurde, da es nicht zum Reißen kam.

Der sandreiche Beton mit Sand D und der SVB, bei denen der CEM I 42,5 R verwendet wurde, hatten einen nahezu identischen Spannungauf- und -abbau. Ein Grund hierfür ist der vergleichbar hohe Bindemittelgehalt beider Betone. Der Normalbeton B 16/320 CEM I 42,5 R/60 SFA/142 hat verglichen zum sandreichen Beton und zum SVB einen mehr als doppelt so hohen Druckspannungsaufbau (vgl. Bild 70).

Auch wenn die sandreichen Betone in den hier vorgestellten Untersuchungen deutliche Unterschiede zu den Normalbetonen zeigen, kann festgehalten werden, dass der Spannungauf- und -abbau infolge entstehender und abfließender Hydratationswärme der untersuchten sandreichen Betone noch im Bereich der üblichen Erfahrungswerte liegt, wenn man die Auswertungen zahlreicher Untersuchungen mit dem starren Reißrahmen heranzieht. Um die Gefahr der Rissempfindlichkeit genauer abschätzen zu können, muss aber zusätzlich das Relaxationsvermögen der sandreichen Betone untersucht werden (vgl. nächstes Kapitel).

**8.5.2 Relaxationsvermögen abgeleitet aus Kriechversuchen im jungen Alter**

Da das Kriechen unter Druckbeanspruchung auf denselben mechanisch-physikalischen Vorgängen wie die Relaxation beruht, kann das Druckrelaxationsvermögen der sandreichen Betone aus dem Kriechverhalten im jungen Alter abgeleitet werden.

In Bild 71 sind die im Dauerstandversuch ermittelten Gesamtverformungen der untersuchten Betone dargestellt. Die Gesamtverformungen der einzelnen Betone wurden in Bild A 26 bis Bild A 29 nochmals aufgegriffen und durch die Darstellung der errechneten elastischen Verformung (ermittelt aus dem gemessenen statischen

E-Modul und der auf den Probekörper aufgetragten Kriechspannung) ergänzt.

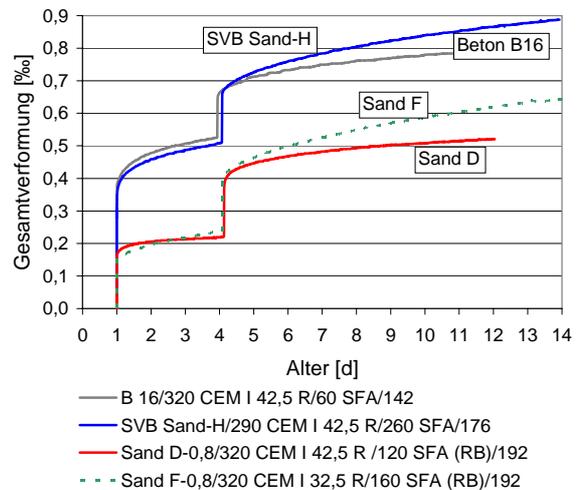


Bild 71: zeitlicher Verlauf der Gesamtverformungen  $\epsilon_{ges}$  im Dauerstandversuch

Um die Kriechverformung aller Betone miteinander vergleichen zu können, wurden von der gemessenen Gesamtverformung sowohl die (messtechnisch ermittelte) elastische Verformung, als auch die Verformung infolge autogenen Schwindens subtrahiert. Bild 72 zeigt die zeitliche Zunahme des spez. Kriechmaßes (Kriechverformungen bezogen auf Kriechspannung) getrennt für die Belastungsstufen im Alter von 1 bis 4 Tagen und im Alter von 4 bis rd. 11 Tagen.

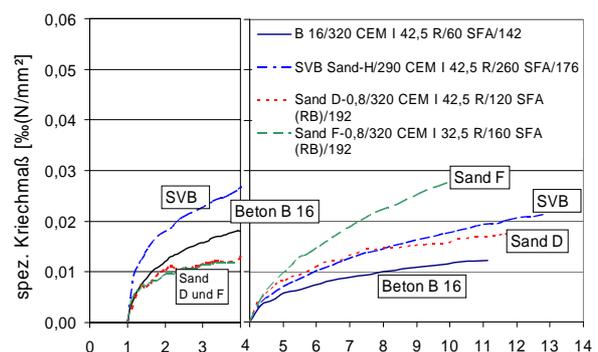


Bild 72: spezifische Kriechverformungen spez.  $\epsilon_k$  (absolut) getrennt für beide Belastungsstufen

Bis zu einem Belastungsalter von 4 Tagen zeigten die sandreichen Betone unabhängig vom verwendeten Zement ein geringeres Kriechmaß (0,012 %/N/mm<sup>2</sup>) als der SVB oder der Beton mit der Sieblinie B 16. Zwischen dem 4. und 10. Tag

konnte aber bereits bei dem sandreichen Beton mit Sand D und dem SVB ein verglichen zum Beton B 16/320 CEM I 42,5 R/60 SFA/142 um über 40 % höheres Kriechmaß beobachtet werden. Das spez. Kriechmaß des sandreichen Betons mit Sand F war offensichtlich aufgrund der langsameren Erhärtung des CEM I 32,5 R um 70 % höher als das des sandreichen Betons mit Sand D (und Zement CEM I 42,5 R).

Aus diesen Ergebnissen und den in Kap. 8.4.4 in Bild 69 vorgestellten spez. Kriechmaßen ist zusammenfassend zu schließen, dass sandreiche Betone mehr kriechen und daher vermutlich auch mehr relaxieren als Normalbeton. Für umfassendere Ergebnisse sind aber noch dringend weitere Versuche erforderlich.

### 8.5.3 Zusammenfassende Beurteilung der Reißneigung

Um temperaturbedingte Risse in verformungsbehinderten Bauteilen zu vermeiden, sollte sich der Beton möglichst wenig erwärmen und/oder die Temperaturdifferenz bei der nachfolgenden Abkühlung innerhalb eines Zeitabschnittes möglichst gering sein.

Maßgebend für den Zugspannungsabfall im Reißrahmen ist der Temperaturabfall nach der 2. Nullspannungstemperatur. Je schneller die Temperatur abfällt wird, desto schneller steigt die Zugbeanspruchung. In der Praxis wird die Abminderung der Zugspannungen durch die Relaxation begünstigt, wenn durch Abdecken der Oberfläche die Abkühlgeschwindigkeit verringert wird. Für den Reißrahmen bedeutet dies, dass ein um das Temperaturmaximum flacher Verlauf und ein langsam abfallender Ast günstiger sind als ein steiler Temperaturabfall. Ein steiler Temperaturabfall war z. B. beim sandreichen Beton mit CEM I 42,5 R zu beobachten, dessen Temperaturmaximum am höchsten war, die Temperatur dann schnell abfiel und ab einem Alter von 1,5 Tagen identisch zu den Verläufen des SVB oder des Betons B 16/320 CEM I 42,5 R/60 SFA/142 verlief. Die Temperaturverläufe der sandreichen Betone mit dem CEM I 32,5 R verliefen ähnlich wie bei dem vergleichbaren Beton B 32/320 CEM I (M)/60 SFA (RB)/172. Bei all diesen Betonen war ein langsam abfallender Ast des Temperaturverlaufs zu

beobachten. Dies scheint aber in erster Linie durch den verwendeten Zement und nicht durch die Zusammensetzung der Gesteinskörnung bedingt zu sein.

Wichtig für die Minimierung der Reißneigung ist auch eine ausreichend schnelle Zugfestigkeitsentwicklung der Betone. Je größer die Differenz zwischen dem im Reißrahmen gemessenen Spannungsverlauf und dem Verlauf der Zugfestigkeitsentwicklung des Betons ist, desto geringer ist die Gefahr der Rissbildung im Beton.

Die Zugfestigkeit wurde aus der gemessenen Spaltzugfestigkeit mit dem Faktor 0,833 (1:1,2) umgerechnet. In Bild 73 sind die berechneten zentrischen Zugspannungsentwicklungen und die im Reißrahmen gemessenen Spannungsentwicklungen dargestellt. Die berechnete zentrische Zugfestigkeit wurde aus Spaltzugfestigkeiten an Zylindern ermittelt, die einen Tag im Klimaschrank (20 °C/98 % r.F.) und danach unter Wasser bei 20 °C lagerten. Sie konnten also ebenso wie der Beton im Reißrahmen nicht austrocknen, hatten aber eine deutlich geringere Festigkeitsentwicklung, da der Temperaturanstieg bedingt durch die Hydratationswärme viel geringer war. Auf der sicheren Seite liegend können die Zugfestigkeitsverläufe aber dennoch für eine erste Abschätzung der Reißneigung und des Auslastungsgrades der max. Zugfestigkeit herangezogen werden.

Die berechneten zentrischen Zugspannungen des sandreichen Betons waren am geringsten, die des Betons B 16/320 CEM I 42,5 R/60 SFA/142 am höchsten. Die Zugfestigkeitsentwicklung dieses Betons (Bild 73 unten) war bis zum 4. Tag schneller als bei dem sandreichen Beton (Bild 73 oben). Der Abstand zwischen berechneter zentrischer Zugfestigkeit und gemessenen Zwangspannungen dieses Betons wird aber nicht nur durch seine höhere Festigkeit von 59 N/mm<sup>2</sup> hervorgerufen, sondern auch durch das höhere Spannungsmaximum, ab dem die Spannungen abfallen.

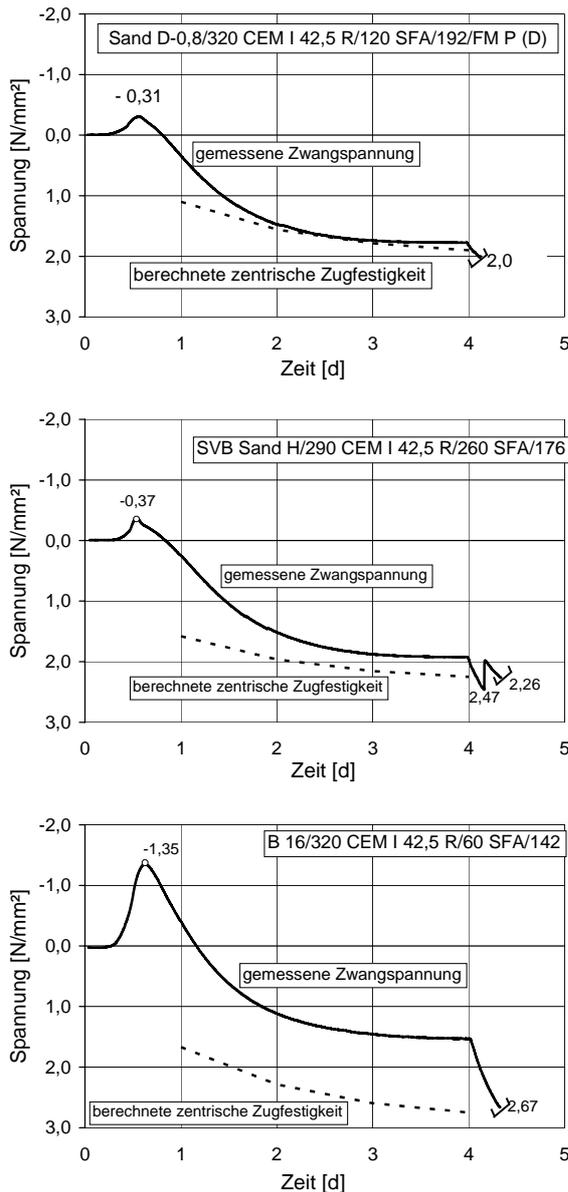


Bild 73: Zwangspannungen infolge Temperaturerhöhung und berechnete zentrische Zugfestigkeit

Insgesamt kann über den Vergleich der im Reißrahmen gemessenen Zwangspannungen und errechneten zentrischen Zugfestigkeiten festgestellt werden, dass der Auslastungsgrad über die errechneten Zugfestigkeiten beim sandreichen Beton größer war als bei dem SVB oder dem Beton mit der Gesteinskörnung B 16. Auf der sicheren Seite liegend muss trotz des vermutlich günstigeren Relaxationsverhaltens der sandreichen Betone gefolgert werden, dass sie beim Zwang infolge abfließender Hydratationswärme offensichtlich rissempfindlicher als die anderen untersuchten Betone sind. Verglichen mit Betonen aus

zahlreichen Untersuchungen mit dem starren Reißrahmen liegen sie aber noch im Rahmen der üblichen Erfahrungswerte.

### 8.6 Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit sandreicher Betone

#### 8.6.1 Wassereindringtiefe

Die Wassereindringtiefe wurde an fünf sandreichen Betonen untersucht (vgl. Tabelle A 28), die Sandgehalte lagen bei 65 bzw. 80 Vol.-% (bez. auf die ges. Gesteinskörnung), der SFA-Gehalt lag bei 80 bzw. 160 kg/m<sup>3</sup>.

Alle Platten erfüllten die Anforderung an einen wasserundurchlässigen Beton mit einer maximal zulässigen Wassereindringtiefe von 50 mm. Die Verläufe der Wassereindringtiefen über die Prüflflächen sind im Anhang in Bild A 30 bis Bild A 35 dargestellt.

Eine signifikante Abhängigkeit der Wassereindringtiefe zum Sandgehalt war nicht zu erkennen.

#### 8.6.2 Frostwiderstand

Die Prüfung des Frostwiderstandes erfolgte nach dem Würfel-Verfahren und nach ÖNORM B 3303. Während beim Würfel-Verfahren die Abwitterungsmenge des Feinmörtels und Betons an der Oberfläche bestimmt wird, werden bei der Prüfung nach ÖNORM evtl. Gefügeschäden im Inneren des Betons erkannt.

#### Würfel-Verfahren

Nach der Prüfung des Würfel-Verfahrens ist ein Beton frostbeständig, wenn er nach 100 Frost-Wechseln einen Gewichtsverlust von max. 10.-% aufweist [88]. Es wurden die sandreiche Betone mit Sand A, C, D und D-II mit (65 bzw. 80 Vol.-% Sand) und dem Beton B 32/320 CEM I (M)/ 60 SFA (RB)/172 (vgl. Tabelle A 20) untersucht.

Die gemessenen Abwitterungen sind in Tabelle A 29 zusammengefasst. Bei allen Versuchsserien waren nur sehr geringe Abwitterungen zu beobachten. Die Wasseraufnahme war bei den sandreichen Beton etwas größer als beim Beton mit der Sieblinie B 32. Der Verlauf der Abwitterungen

nahm bei allen Serien mit Anzahl der Frost-Wechsel annähernd linear zu. Bis zum 100. Frost-Wechsel war kein Wendepunkt zu beobachten, d. h. ein plötzlicher Anstieg der Abwitterungen wurde bei den sandreichen Betonen nicht beobachtet. Eine Abhängigkeit zwischen Sandgehalt und Abwitterungsmenge war nicht zu erkennen.

**ÖNORM B 3303**

Vor Beginn der Prüfung wurde an den Prismen die Rohdichte bestimmt (vgl. Tabelle A 30). Die dyn. E-Moduln und die prozentuale Änderung gegenüber der Nullmessung sind in Tabelle 8 dargestellt.

Die Änderungen des E-Moduls in Abhängigkeit von der Zeit waren bei allen untersuchten Betonen sehr gering. Die ÖNORM B 4200 T.10 beurteilt einen Beton als frost- und witterungsbeständig, wenn nach 50 Frostzyklen der Abfall des dyn. E-Moduls nicht mehr als 15% beträgt. Die sandreichen Betone wiesen demnach alle einen hohen Frostwiderstand auf. Der geringe Anstieg des dyn. E-Moduls des Betons mit 65 Vol.-% Sand (Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/186/FM L(H)) könnte auf eine durch die Steinkohlenflugasche bedingte Nachhydratation des Zements während der Tauperioden zurückzuführen sein.

Tabelle 8: Änderung des dynamischen E-Moduls nach 50 Frost-Tau-Wechseln (Prüfung nach ÖNORM B3303)

	dyn. E-Modul	dyn. E.Modul
	[N/mm <sup>2</sup> ]	Abfall [%]
Sand D-0,8/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/192/FM L(H)		
Nullmessung	42 050	-1,8
nach 50 Frost-Tau-Wechseln	41 300	
Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/192/FM L(H)		
Nullmessung	42 100	-0,1
nach 50 Frost-Tau-Wechseln	42 050	
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/186/FM L(H)		
Nullmessung	46 250	+1,3
nach 50 Frost-Tau-Wechseln	46 850	

Die vorliegenden Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass sandreiche Betone trotz der gegenüber den Grenzwerten der DIN 1045:01 erhöhten Mehlkorn- und Feinstsandgehalte eine ausreichend hohe Frostbeständigkeit erreichen. Eine Ursache hierfür ist der erhöhte Luftgehalt.

**8.6.3 Karbonatisierungstiefe**

Wegen des größeren Porenvolumens sandreicher Betone ist es hinsichtlich der Beurteilung der Dauerhaftigkeit auch wichtig, die Karbonatisierungsgeschwindigkeit zu untersuchen. Die Verläufe der Karbonatisierung der untersuchten sandreichen Betone in Abhängigkeit von der Zeit sind in Bild 74 dargestellt.

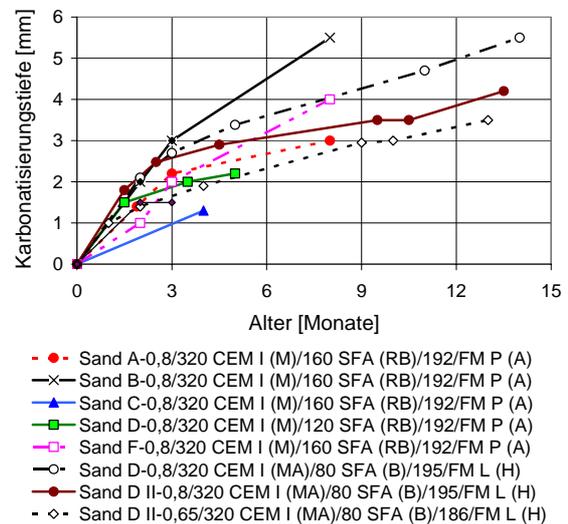


Bild 74: zeitabhängige Karbonatisierung sandreicher Betone bei einer Lagerung im Klima 20 °C/65 % r.F.

Die Betone wiesen nach drei Monaten karbonatisierte Bereiche zwischen 1 und 3 mm auf, einen sehr großen karbonatisierten Bereich wies Beton Sand D-0,8/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/195/FM L (H) auf, der (bedingt durch das Fließmittel) auch einen sehr hohen Luftgehalt hatte (8,4 Vol.-%). Sinkt der Luftgehalt, wie z. B. beim Beton mit Sand C (rd. 6 Vol.-%), ist die Karbonatisierungstiefe wesentlich niedriger. Wierig untersuchte 27 Betone, die im Mittel nach einem Jahr eine Karbonatisierungstiefe von 5 mm hatten [89]. Die untersuchten sandreichen Betone liegen in diesem Bereich.

Schiebl [90] beobachtete, bedingt durch die puzzolanische Nachhydratation von Steinkohlenflugasche, eine Verdichtung des Porengefüges; der Anteil der Kapillarporen im Porengrößenbereich zwischen 0,1 und 1  $\mu\text{m}$  wird dabei reduziert, wohingegen der Anteil der Poren im Feinstbereich nach einem Jahr deutlich zunimmt, was eine Reduzierung der Durchlässigkeit gegenüber diffundierenden Stoffen zur Folge hat. Inwieweit dies auch das Voranschreiten der Karbonatisierungsfront bei sandreichen Betonen verlangsamen könnte, müsste in Langzeituntersuchungen über mehrere Jahre beobachtet werden.

Insgesamt deuten die Untersuchungen aber nicht darauf hin, dass besondere Maßnahmen hinsichtlich der Betondeckung getroffen werden müssen. Fest steht allerdings, dass bei sandreichen Betonen der Luftporengehalt, der direkt den Diffusionswiderstand steuert, möglichst niedrig gehalten werden sollte.

### **8.7 Beurteilung der Kennwerte im Hinblick auf die Verwendung von sandreichem Beton**

#### Luftgehalt und Druckfestigkeit

Der Luftgehalt lag bei den sandreichen Betonen nach der Fließmittelzugabe i.d.R. bei rd. 5 Vol.-%. Bei einigen Betonen lag der Luftgehalt sogar zwischen 7 und 8 Vol.-%, was offensichtlich am Fließmittel (auf Basis von Ligninsulfoant) lag, das während des Mischprozesses teilweise zum Aufschäumen neigte. Da die Mischzeiten von Labormischern aufgrund der geringeren Mischintensität wesentlich länger sind als von großen Mischanlagen in Betonwerken, ergeben sich im Labor zwangsweise größere Luftgehalte im Frischbeton, was sich wiederum negativ auf die Druckfestigkeit auswirkt.

Das bedeutet, dass bei sandreichen Betonen, die im Betonwerk hergestellt werden, aufgrund der zu erwartenden geringeren Luftgehalte auch mit entsprechend höheren Druckfestigkeiten gerechnet werden könnte. Darüber hinaus dürften auch andere Festbetoneigenschaften, wie z. B. E-Modul, Schwindverformungen oder Karbonatisierungsverhalten durch einen niedrigeren Luftgehalt günstig beeinflusst werden. Allerdings wäre der Frostwiderstand erneut zu überprüfen, wenn die

Luftgehalte deutlich unter denen liegen, die hier untersucht worden sind.

Es ist zu beachten, dass sandreicher Beton besonders empfindlich hinsichtlich Austrocknen ist, da die hergestellten Probekörper einen großen Massenverlust zeigten, der sich zudem sehr schnell einstellte. Auf eine lang andauernde Nachbehandlung sollte daher bei sandreichen Betonen, insbesondere mit Steinkohlenflugasche, besonderer Wert gelegt werden, damit genug Wasser für die Hydratation sowie die puzzolanische Reaktion der Steinkohlenflugasche zur Verfügung steht und die größtmögliche Festigkeit erreicht wird.

#### E-Modul

Die an den sandreichen Betonen ermittelten E-Moduln lagen zwischen 21.000 und 28.000 N/mm<sup>2</sup>. Bei einer Abschätzung des E-Moduls nach der DIN 1045:01 liegen sie im unteren Streubereich (rd. – 10 bis 15 %). Ohne die Betonzusammensetzung zu optimieren, z. B. durch Verwendung eines CEM I 42,5 R oder durch einen geringeren w/z-Wert, sollte sandreicher Beton deswegen momentan nur bei Bauteilen eingesetzt wird, bei denen der E-Modul eine eher untergeordnete Rolle spielt. Das trifft aber für sehr viele Anwendungsfälle im Hochbau zu, da hier der etwas geringere E-Modul keine Auswirkungen auf das Gebrauchsverhalten des Betons hat.

#### Schwinden und Kriechen

Das Schwinden der sandreichen Betone war größer als bei dem Normalbeton. Die starke Massenabnahme im Klima 20/65 deutet auch hier darauf hin, dass sandreiche Betone hinsichtlich frühen Austrocknens empfindlicher sind als Normalbetone. Unter der Voraussetzung, dass sandreiche Betone sachgemäß nachbehandelt werden, kann man davon ausgehen, dass sich das stärkere Schwinden nicht auf das Langzeitverhalten auswirkt. Bei schwindempfindlichen Bauteilen sollte das Schwindmaß, wie in DIN 1045-Teil 1:01 empfohlen, in einer erweiterten Eignungsprüfung ermittelt werden.

Da das Kriechen von sandreichem Beton höher ist als bei Normalbeton, sollte auch dieser Kennwert, falls erforderlich, in einer erweiterten Eignungsprüfung bestimmt werden. Für übliche Anwendungsfälle im Hochbau ist dies jedoch nicht erforderlich.

### Verbund

Insgesamt deuten die Ergebnisse dieser Versuchsreihe zum Verbund nicht darauf hin, dass die Bemessungskriterien bei sandreichem Beton geändert werden müssen.

### Reißneigung

Auch wenn sandreiche Betone vermutlich ein günstiges Relaxationsverhalten haben, muss damit gerechnet werden, dass sie beim Zwang infolge abfließender Hydratationswärme rissempfindlicher sind als Normalbetone. Verglichen mit Betonen aus zahlreichen Untersuchungen mit dem starren Reißrahmen liegen sie aber noch im Rahmen der üblichen Erfahrungswerte.

### Dauerhaftigkeit

Aus den Ergebnissen lässt sich schließen, dass die Wassereindringtiefe bei sandreichen Betonen die Dauerhaftigkeit nicht beeinträchtigen wird. Die gute Frostbeständigkeit der untersuchten sandreichen Betone bestärkt diese Aussage. Das Karbonatisierungsverhalten liegt evtl. im oberen Streubereich von Normalbeton. Besondere Maßnahmen hinsichtlich der Betondeckung müssen aber nicht getroffen werden.

## 9 ZUSAMMENFASSUNG

In bestimmten Regionen mit Überschusssanden ist aus Gründen der Ressourcenschonung ein vermehrter Einsatz von sandreichen Betonen erwünscht. Ziel dieser Arbeit war es deswegen zu untersuchen, unter welchen Voraussetzungen sandreicher Beton hergestellt werden kann, dessen Gesteinskörnung zu 65 bis max. 80 Vol.-% aus Natursand zusammengesetzt ist. Dabei sollten Optimierungspotentiale zur zielsicheren Einstellung einer fließfähigen Betonkonsistenz (Ausbreitmaß mind. 50 cm) gefunden und wichtige betontechnologische Kenndaten erfasst werden, um die Einsatzgebiete sandreicher Betone abgrenzen zu können.

Bei einem Kiesgehalt von 20 Vol.-% (bez. auf die Gesteinskörnung) werden die Frischbetoneigenschaften maßgebend von den granulometrischen Eigenschaften des Sandes bestimmt, d. h. die Betonkomponenten Bindemittelleim und Sand sind ausschlaggebend für das Gelingen eines sandreichen Betons. Der Bindemittelleim setzt sich nach der herangezogenen Modellvorstellung aus einem alle natürlichen Hohlräume „füllenden“ und einem um alle Partikel sich bildenden, „schmierend“ wirkenden Leimanteil zusammen. Sandreicher Beton ist umso fließfähiger, je dicker die „schmierend“ wirkende Bindemittelleimschicht um die einzelnen Gesteinspartikel ist. Insbesondere granulometrische Eigenschaften wie Kornverteilung des Sandes, Kornform und Kornoberflächenrauigkeit wirken sich bei konstantem Leimgehalt direkt über das „füllend“ wirkende Leimvolumen auf die Dicke der „schmierend“ wirkenden Schicht aus.

Das Versuchsprogramm der vorliegenden Arbeit gliederte sich in drei Abschnitte:

1. Untersuchungen an Mörteln zur rheologischen Wirkung der Sande; untersucht wurden die Parameter Füllungsgrad (Sandvolumen/Bindemittelleimvolumen), Kornzusammensetzung, Kornform und -oberflächenrauigkeit sowie Zementart).
2. Untersuchungen zu Frischmörtel- und Frischbetoneigenschaften mit dem Ziel einer praxisgerechten Rezepturentwicklung sandreicher Betone.
3. Überprüfung wichtiger betontechnologischer Festbetoneigenschaften zur Abgrenzung der Einsatzgebiete.

Im ersten Versuchsabschnitt wurde der Einfluss der granulometrischen Eigenschaften des Sandes auf die Frischbetoneigenschaften untersucht. Die Untersuchungen wurden am Mörtel im Rotationsviskosimeter durchgeführt, da dieses bereits auf kleinste Änderungen innerhalb der Mörtelausgangsstoffe reagiert. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf den Frischbeton ist gegeben.

Es wurden Mörtel mit insgesamt acht unterschiedlichen Natursanden untersucht. Der Füllungsgrad (Sandvolumen/Bindemittelleimvolumen) in den verschiedenen Versuchsreihen betrug 0,95, 1,02, 1,07 und 1,15. Die meisten Versuche wurden mit einem CEM I 32,5 R und Steinkohlenflugasche durchgeführt. Der Einfluss des Zementes auf die Fließeigenschaften wurde an zwei weiteren Zementen (einem Portland- und einem Portlandhüttenzement) untersucht. Um die Anzahl der möglichen Einflussparameter auf die Fließeigenschaften zu reduzieren, wurden die Mörtel ohne Fließmittel hergestellt und das Bindemittelleimvolumen innerhalb einer Versuchsreihe konstant gehalten.

Hauptinflussparameter hinsichtlich der rheologischen Eigenschaften der Mörtel ist der Füllungsgrad. Er wirkt sich bei konstantem Bindemittelleimgehalt unmittelbar auf die Dicke der „schmierend“ wirkenden Bindemittelleimschicht aus. Je dünner diese ist, desto größer ist die rel. Fließgrenze.

Bei konstantem Füllungsgrad wird die Fließfähigkeit eines Mörtels wiederum am stärksten von der Kornzusammensetzung des Sandes beeinflusst. Je größer der Sandanteil im Bereich 0-0,25 mm war, desto geringer war die Fließfähigkeit des Mörtels.

Der Einfluss der Kornform und Kornoberflächenrauigkeit konnte nicht getrennt voneinander untersucht werden. Die Versuche lassen aber erkennen, dass die Kornform eines Sandes alleine keine große Auswirkung auf die rheologischen Eigenschaften eines Mörtels hat. Aufgrund des offensichtlich ähnlichen Verwitterungsprozesses der untersuchten Natursande ist die Kornform zu ähnlich, um hier einen bedeutenden Einflussparameter zu erkennen. Die Kornoberflächenrauigkeit hingegen beeinflusst die Fließeigenschaften stärker als die Kornform. Da bei einem rauen Korn mit zerklüfteter Oberfläche die Mikro- und Makroporen an der Oberfläche zunächst verfüllt werden müssen, reduziert sich bei konstantem Leimgehalt die „schmierend“ wirkende Leimdicke, so dass die Partikel öfter aneinander stoßen. Die Untersuchungen zeigten, dass sich die Oberfläche der Korngröße 0,25-0,5 mm und auch der Korngröße 0,5-1,0 mm auf die Fließeigenschaften auswirkt. Der Einfluss der anderen Korngrößen ist unbedeutend.

Chemische Wechselwirkung zwischen Zement und Sand oder ein Einfluss der mineralogischen Zusammensetzung der Sande konnten bei den durchgeführten Versuchen nicht nachgewiesen werden. Bei der Verwendung unterschiedlicher Zemente liegt die Verbesserung bzw. Verschlechterung der Fließeigenschaft vermutlich überwiegend an einer Verschiebung der gesamten Kornverteilung von Sand, Zement und Steinkohlenflugasche im Partikelbereich  $< 0,125$  mm.

Insgesamt wirken sich die granulometrischen Eigenschaften eines Sandes umso stärker aus, je dünner die „schmierend“ wirkende Bindemittelschicht ist. Ab einer – für die untersuchten Sande – errechneten Dicke von rd.  $30 \mu\text{m}$  spielen sie keine Rolle mehr, da sich die im Rotationsviskosimeter bestimmte rel. Fließgrenze nicht mehr ändert. Die Fließeigenschaften werden dann maßgebend von der Konsistenz des Bindemittels bestimmt.

Ziel des zweiten Versuchsabschnittes war es deswegen, auch bei sandreichem Beton die für eine fließfähige Betonkonsistenz notwendige „schmierend“ wirkende Mindestleimdicke zu bestimmen. Der konzipierte sandreiche Beton sollte

homogen und in fließfähiger Konsistenz sein sowie die Festigkeit eines C 25/30 erreichen. Es wurden Betone mit 65 und 80 Vol.-% Sand (bez. auf die Gesteinskörnung) hergestellt, bei denen der Sand, die Zementart, der Steinkohlenflugaschegehalt, der Wassergehalt oder das Fließmittel variierten.

Die Versuche zeigten, dass auch sandreicher Beton zur Einstellung einer fließfähigen Konsistenz eine Mindestdicke der „schmierend“ wirkenden Leimschicht von rd.  $30 \mu\text{m}$  benötigt.

Um die optimale Konsistenz dieses Bindemittels bei einer Rezepturentwicklung zu bestimmen, wurde für die untersuchten, homogenen und fließfähigen sandreichen Betone das Verhältnis von  $V_W/V_{(Zement+SFA)}$  berechnet. Für Leimzusammensetzungen entsprechend der hergestellten sandreichen Betone wurde anschließend der sog.  $\beta_p$ -Wert bestimmt. Der  $\beta_p$ -Wert gibt den Wassergehalt an, der gerade für eine Benetzung der Bindemittelausgangsstoffe benötigt wird. Es zeigte sich, dass das Verhältnis von  $V_W/V_{(Zement+SFA)}$  im Beton rd. 25 % über dem ermittelten  $\beta_p$ -Wert des Leims sein muss, um einen stabilen, homogenen Beton einzustellen.

Bei dem Entwurf eines sandreichen Betons werden also zunächst die Festigkeitsklasse und der Konsistenzbereich festgelegt. Der höhere Luftgehalt sandreicher Betone sollte bei der Erstprüfung mit 3,5 Vol.-% angenommen und über einen entsprechend modifizierten w/z-Wert berücksichtigt werden. Es kann dann für die Rezepturermittlung eine entsprechende modifizierte Walz-Kurve verwendet werden. Anschließend wird das gesamte Bindemittelvolumen berechnet, das zur Verfüllung der Hohlräume zwischen den Gesteinspartikeln und zur Umhüllung der Kornoberfläche jedes einzelnen Gesteinskorns mit einer Schichtdicke von mind.  $30 \mu\text{m}$  benötigt wird. Die Leimkonsistenz wird über Versuche zur Bestimmung des  $\beta_p$ -Wertes optimiert. (Bei einem Verzicht auf diese Versuche, sollte für die Erstprüfung eines sandreichen Betons zunächst von einem  $\beta_p$ -Wert von 0,95 ausgegangen werden.) Der 1,25-fache Wert des  $\beta_p$ -Wertes ist ein Bedingungsparameter für das Volumenverhältnis  $V_W/V_{(Zement+SFA)}$  im Beton, um sandreichen Beton

nach Zugabe eines hochwirksamen Fließmittels homogen in fließfähiger Konsistenz herzustellen.

Im dritten Versuchsabschnitt wurden wichtige betontechnologische Festbetonkennwerte bestimmt, um Einsatzgebiete sandreicher Betone in der Baupraxis abzugrenzen. Es wurden Betone mit 65 und 80 Vol.-% Sand (bez. auf die Gesteinskörnung) hergestellt. Letztere wurden größtenteils mit konstantem Zementgehalt ( $320 \text{ kg/m}^3$ ) und einem Wassergehalt von  $192 \text{ kg/m}^3$  hergestellt, bei denen der Steinkohlenflugaschegehalt, das Fließmittel oder die Zementart variierten.

Die an den sandreichen Betonen ermittelten Festbetonkennwerte lagen im Erfahrungsbereich eines Normalbetons der Festigkeitsklasse C 25/30. Die Kennwerte für den E-Modul, das Kriechen und Schwinden oder die Verbundeigenschaften sowie die Reißneigung des Betons lagen in den Randbereichen der Streuungen üblicher Betone. Für verformungsempfindliche Bauteile wird entsprechend DIN 1045:01 empfohlen, im Einzelfall maßgebende Verformungskennwerte in erweiterten Eignungsversuchen zu ermitteln. Die vorgestellten Ergebnisse zeigen, dass sandreicher Beton eine normengemäße Betonvariante ist, die technisch bedingungsgemäß hergestellt werden kann.

Die ökologischen und ökonomischen Vorteile sandreicher Betone sind zahlreich. Zum einen kann der abgebaute Sand nahezu vollständig verwendet werden, was in manchen Regionen zu Betonen mit einem Gehalt von 80 Vol.-% Sand (bezogen auf die gesamte Gesteinskörnung) führt. Zum anderen müssen überschüssige Sande nach der kostenintensiven Aufbereitung nicht wieder verkippt werden, so dass zusätzliche Deponiekosten entfallen. Darüber hinaus entfallen Transportkosten für die grobe Gesteinkörnung aus kies- oder splittreichen Regionen, was bei den ständig steigenden Transport- und Energiekosten nur von Vorteil sein kann.

Sandreicher Beton wird so in vielen Gebieten Deutschlands in der Zukunft eine Betonvariante sein, die für eine Vielzahl von Bauaufgaben verstärkt genutzt werden wird.

**10 LITERATUR**

- [1] *Poitevin, P.*: Sandcrete, présent and future, Technical papers, Fédération Internationale de la Précontrainte; Aus: FIP notes 1996 / 4.
- [2] *Benaissa, A.; Morlier, P.; Vigeur, C.*: Microstructure du Béton de Sable, Cement and Concrete Research, Vol. 23, pp. 663-674, 1993.
- [3] Bétons de Sable, Projet national de recherche/développement, Sablocrete, caractéristiques et pratiques d'utilisation, 223 Seiten, Presses Ponts et chaussées, Paris 1994.
- [4] *Sheinin, A.*: Zementbeton für Straßen und Landebahnen, Moskau, Transportverlag, 1991.
- [5] SN 488-76: russische Norm zur Herstellung und Verarbeitung von sandreichem Beton.
- [6] *Kordina, K., Ertingshausen, H.*: Beton aus sandreichen Korngruppen. Abschlussbericht. Forschungsauftrag des Niedersächsischen Ministers für Wissenschaft und Kunst, Juli 1986.
- [7] *Amrani, M.; Ouhajji, M.; Snoussi, M.; Nachir, M.*: Béton de Sable: Etude de l'Adhérence et du Retrait, La recherche appliquée au LPEE, S.109-114, Bilan 1994.
- [8] NF P 18-500: Norme française: Béton de sable, 1995.
- [9] *Pilny, F.; Eschke, K.*: Sandreicher Beton, Beton und Stahlbeton, Heft 12/71, S. 298-302.
- [10] *Manns, W.*: Betontechnologische Überlegungen zur Ausnutzbarkeit natürlicher Zuschlagvorkommen. Beton 32 (1982), H. 11, S. 427-430, H. 12, S. 461-463.
- [11] *Sievers, H.*: Sandreiche Betonzusammensetzungen - Umweltschonung durch Nutzung von Überschusssanden, beton 47 (1997), S. 20-25.
- [12] *Sandmann, F.*: Sandreiche Betone mit Betonbrechsand, Schriftenreihe der Forschungsvereinigung „Recycling und Werkstoffverwertung im Bauwesen e.V.“ (RWB), Bremen 1998
- [13] DIN 4226-1: Gesteinskörnung für Beton und Mörtel, Teil 1: Normale und schwere Gesteinskörnung, Juli 2001.
- [14] *Weigler, H.; Karl, S.*: Beton: Arten, Herstellung, Eigenschaften. Handbuch für Beton, Stahlbeton- und Spannbetonbau. Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 2. Auflage, 2001, Berlin.
- [15] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Ausgabe Juli 2001.
- [16] *Siever, R.*: Sand, ein Archiv der Erdgeschichte, 254 Seiten, Spektrum-der-Wissenschaft-Verlagsgesellschaft, Heidelberg 1989.
- [17] *Koensler, W.*: Sand und Kies, Mineralogie, Vorkommen, Eigenschaften, Einsatzmöglichkeiten, Seiten 123, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart 1989.
- [18] *Schmidt, P.*: Die dichteste Lagerung körniger Stoffe, insbesondere im feindispersen Bereich, Aufbereitungs-Technik-Nr. 7, 1964.
- [19] *Hummel, A.*: Das Beton-ABC, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1959.
- [20] *Reinsch, D.*: Natursteinkunde, Enke Verlag, Stuttgart 1991.

- [21] *Weiss, R.*: Formgrundstoffe, Vorkommen, Eigenschaften, Prüfungen, Einsatzmöglichkeiten.-Gießerei-Verlag Düsseldorf, VGB-Taschenbuch Nr. 11, 1984.
- [22] *Lutze, D.; vom Berg, W.*: Flugasche im Beton – Handbuch, Grundlagen der Herstellung und Verwendung, Verlag Bau und Technik, Düsseldorf, 2004.
- [23] DIN EN 196: Prüfverfahren für Zement, Deutsche Fassung.
- [24] *Hewlett, P.; Rixom, R.*: Superplastizised concrete, ACI Journal 74 (1977), Heft 5. S N6/N11.
- [25] *Tselebidis, A.*: Neue polymere Zusatzmittel für Selbstverdichtenden Beton, 1. Münchner Baustoffseminar – Selbstverdichtender Beton, 9. Oktober 2001.
- [26] *Keck, H.-J.*: Untersuchung des Fließverhaltens von Zementleim anhand rheologischer Messungen, Dissertation, Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaft, Heft 5.
- [27] *Blask, O., Knöfel, D.; Sandor, M.*: Der Einfluss chemischer Zusatzmittel auf die Rheologie zementgebundener Baustoffe, ibausil, 14. Internationale Baustofftagung 20.-23. September 2000, Weimar, Bundesrepublik Deutschland, Tagungsbericht Bd. 2, S. 2-0881 – 2-0889.
- [28] *Banfill, P.F.G.*: Rheological methods for assessing the flow properties of mortar and relates materials, School of Architecture and Building Engineering, University of Liverpool.
- [29] *Vom Berg, W.*: Zum Fließverhalten von Zementsuspensionen, Dissertation, Aachen 1982.
- [30] *Teubert, J.*: Arbeitsanweisung zur Prüfung des Viskositätsverhaltens an Betonmörtel, Kolloquium der Fachhochschule Regensburg, Fachbereich Bauingenieurwesen, März 2001.
- [31] *Banfill, P.F.G.*: The rheology of fresh concrete and mortar, Kolloquium der Fachhochschule Regensburg Bauingenieurwesen, März 1993.
- [32] *Hornung, F.*: The Use of the Brabender Viskosimeter to Study the Consistency of Fresh Mortar by Two-Point Tests.
- [33] *Drinkgern, G.*: Wasseranspruch sandreicher Betone. Einfluss der Sieblinie des Sandes auf die Konsistenz. Beton 9/89.
- [34] *Koch, K.; Würth, E.*: Wasseranspruchs- und Stoffraumrechnung für Beton. Beton Heft 8/71.
- [35] *Sheinin, A.M.*: Feinkörniger (sandiger) Beton für Straßen- und Flugplatzbetondecken. Soyuzdornii, Moskau 1991.
- [36] *Spengler, A.; Schießl, P.*: Sand-rich self-compacting concrete, Proceedings of the 2nd International Symposium on Self-Compacting Concrete, 23. – 25. Oktober 2001, Tokio, Japan, S. 387-392.
- [37] *Schießl, P.; Weber, J.; Schwamborn, B.; Leißner, J.*: Blüten von Frischbeton, Schriftenreihe des Bundesverbandes der Deutschen Transportbetonindustrie e.V. Beton-Verlag, Duisburg, Heft 9.
- [38] *Härdtl, R.*: Veränderung des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche und ihr Einfluss auf die Betoneigenschaften. DAfStb, Heft 448, Beuth Verlag (1995).
- [39] *Bonzel, J.*: Über die Biegezugfestigkeit des Betons, Betontechnische Berichte 1963, Beton – Verlag, Düsseldorf.
- [40] *Mainz, J.*: Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, TU München, 3/93.

- [41] *Weiß, D.*: Einfluss des Betonalters auf die Festigkeits-, Formänderungs- und Verbundkennwerte, in: König, Holschemacher, Dehn: Selbstverdichtender Beton, Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Bauwerk, Berlin 2001.
- [42] *Springenschmid, R.; Fleischer, W.*: Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse. Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), Heft 11, S. 297-301, Heft 12, S. 329-332.
- [43] *Dietz, J.; Dehn, F.*: Zeitabhängige Betonverformungen, in: König, Holschemacher, Dehn: Selbstverdichtender Beton, Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Bauwerk, Berlin 2001.
- [44] *Kraus, J.*: Untersuchungen von Sandbeton auf die hygrischen Verformungen sowie Frisch- und Festbetoneigenschaften, Diplomarbeit, TU München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, München 1995.
- [45] *Breitenbücher, R.*: Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme, Dissertation, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung der Technischen Universität München, 1989.
- [46] *Plannerer, M.*: Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung, Dissertation, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung der Technischen Universität München, 1998.
- [47] *Weigler, H.; Karl, S.*: Beton. Arten – Herstellung – Eigenschaften. Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2001.
- [48] *Hilsdorf, H.K.*: Austrocknen und Schwinden von Beton. Stahlbetonbau-Berichte aus Forschung und Praxis. Verlag Ernst Sohn, Berlin (1969), S. 17-30.
- [49] *Powers, T.C.; Copeland, L.E.*: Capillary continuity and discontinuity in cement pastes. In: Portland Cement Association (1959), Bulletin Nr. 110.
- [50] *Jungwirth, D.; Bayer, E.; Grübl, P.*: Dauerhafte Betonbauwerke. Substanzerhaltung und Schadensvermeidung in Forschung und Praxis. Beton-Verlag, Düsseldorf 1986.
- [51] *Powers, T.C.*: Structure and physical properties of hardened portland cement paste. In: Journal of the American Ceramic Society Vol. 41 (1958), S. 1-6.
- [52] *Knöfel, D.*: Einfluss des Wassergehalts auf die Eigenschaften des erhärteten Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 280. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf 1977.
- [53] DIN EN 933-1: Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 1: Bestimmung der Korngrößenverteilung; Siebverfahren, Ausgabe Oktober 1997.
- [54] *Feix, R.*: Untersuchungen von Sanden zur Ermittlung der auf die Qualität bituminöser Mörtel wirksamen Einflussfaktoren. Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 275, 1979.
- [55] *Wesche, K.-H.*: Baustoffe für tragenden Bauwerke, Teil 2, Beton und Mauerwerk, 3. Auflage, Bauverlag GmbH 1993.
- [56] DIN EN 1097-3: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen, Teil 3: Bestimmung von Schüttdichte und Hohlraumgehalt, Ausgabe Juni 1998.
- [57] *Teubert, J.*: Verkehrsflächen aus Beton mit Fließmitteln, in: Bauwirtschaft, Heft 36., September 1981.
- [58] *Puntke, W.*: Wasseranspruch von feinen Kornhaufwerken, Beton 5, 2002.
- [59] DIN 1060 Teil 3: Baukalk; Physikalische Prüfverfahren, Oktober 1980.

- [60] *Krell, J.*: Die Konsistenz von Zementleim, Mörtel und Beton und ihre zeitliche Veränderung. Düsseldorf, Beton-Verlag, Schriftenreihe der Zementindustrie, Nr. 46, 1985.
- [61] *Krell, J.*: Einfluss der Feinstoffe im Beton auf die Frischbetoneigenschaften, in: Mitteilungen des Institutes für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover (1987), Nr. 55: Berichte vom Fachkolloquium Zementleim, Frischmörtel, Frischbeton, S. 160-176.
- [62] *Lemmer, Chr.*: Ein aus experimentellen Untersuchungen abgeleitetes Produktionskonzept für Selbstverdichtenden Beton (SVB), Dissertation, Darmstadt 2003.
- [63] *Reschke, T.*: Der Einfluss der Granulometrie der Feinstoffe auf die Gefügeentwicklung und die Festigkeit von Beton, Düsseldorf, Verlag Bau + Technik GmbH, Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 62, 2000.
- [64] *Hornung, F.*: The Use of the Barbender ViscoCorder to Study the Consistency of Fresh Mortar by Two-Point-Tests. In: Rheology of Fresh Cement and Concrete. The British Society of Rheology, edited by P.F.G. Banfill, E & FN Spon, 1991, pp. 227-237.
- [65] *Billberg, P.*: Self-Compacting Concrete for Civil Engineering Structures – the Swedish Experience, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, CBI Report 2:99.
- [66] *Ishai, I.; Tons, E.*: Concept and test method for a unified characterization of the geometric irregularity of aggregate particles. In: Journal of testing and evaluation (1977), Nr. 1, S. 3-15.
- [67] *Fehling, E., Schmidt, M., Teichmann, T., et. al.*: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC), Forschungsbericht DFG FE 497/1-1, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 1, Universität Kassel, 2005.
- [68] *Sybertz, F.*: Beurteilung der Wirksamkeit von Steinkohlenflugasche als Betonzusatzstoff, DAfStb-Heft 434, 1993.
- [69] *Weigl, J.*: Elektrokinetische Grenzflächenvorgänge, Weinheim, Verlag Chemie, 1977.
- [70] *Wesche, K., vom Berg, W.*: Rheologische Untersuchungen von Zementleim und Frischbeton, Betontechnologische Berichte, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Beton 1/73.
- [71] *Schwanda, F.*: Das rechnerische Verfahren zur Bestimmung des Hohlraumes und Zementleimanspruches von Zuschlägen und seine Bedeutung für den Spannbetonbau, Zement + Beton, Heft 37, 1966.
- [72] *Glavind, M., Olsen, G.S., Munch-Petersen, Ch.*: Packing Calculation and Concrete Mix Design, Danish Technological Institute, June 1993.
- [73] DIN 1996, Blatt 7: Prüfung bituminöser Massen für den Straßenbau und verwandte Gebiete, Ausgabe Dezember 1974.
- [74] DIN 1048: Prüfverfahren für Beton, Frischbeton. Ausgabe Juni 1991.
- [75] Bonzel, J.; Dahms, J.: Über den Wasseranspruch des Frischbetons, Beton 9, 10 und 11, 1978.
- [76] DIN 18555-2: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; Frischmörtel mit dichten Zuschlägen; Bestimmung der Konsistenz, der Rohdichte und des Luftgehalts, Ausgabe September 1982.
- [77] *Koch, K.; Würth, E.*: Wasseranspruchs- und Stoffraumrechnung für Beton. Beton Heft 8/71.

- [78] Vogel, A.; Springenschmid, R.; Plannerer, M.: Eigenschaften und charakteristische Kenngrößen von sandreichem Beton, Forschungsbericht Nr.: W2029/99, Auftraggeber: Bundesverband der Deutschen Kies- und Sand-Industrie e.V., Oktober 1999.
- [79] Okamura, H., Ozawa, K.: Mix Design For Self-Compacting Concrete, Concrete Library of JSCE NO. 25, June 1995.
- [80] Spengler, A.; Strehlein, D.: Schwinden und Auswirkungen des Schwindens von selbstverdichtendem Beton (SVB) nach dem Mehlkorntyp (V413), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., TU München, 2003.
- [81] Schmidt-Thrö, G; Stöckl, S; Kupfer, H.: Einfluss der Probekörperform und der Messpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 378, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1986.
- [82] Krell, J.; Wischers, G.: Einfluss der Feinststoffe im Beton auf die Konsistenz, Festigkeit und Dauerhaftigkeit, Betontechnische Berichte, Beton 9/88.
- [83] Walz, K.: Herstellung von Beton nach DIN 1045. 2. Aufl., Beton-Verlag, Düsseldorf 1972.
- [84] Roos, F.: Überprüfung der Bemessungskennwerte für Beton mit rezyklierten Zuschlägen, Münchner Massivbau-Seminar 1998, Anwendungen und Entwicklungen, München 1998.
- [85] Vogel, A.: Einfluss des Alkaligehaltes von Zement auf das hygrische Verhalten von Mörtel und Beton, Diplomarbeit, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, TU München, 1996.
- [86] Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone, Dissertation, Technische Hochschule Stuttgart, 1959.
- [87] Schießl, P.; Spengler, A.; Wiegrink, K.-H.: Einfluss der Gesteinskörnung auf den E-Modul von Beton, Beton 2/2003, S. 62-65.
- [88] Siebel, E.: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von Beton, Beton 9/92, S. 496-501.
- [89] Wierig, H.-J.: Longtime Studies on the Carbonation of Concrete Under Normal Outdoor Exposure. Hannover : RILEM; Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung; 1984. - In: Proceedings of the RILEM Seminar on the Durability of Concrete Structures Under Normal Outdoor Exposure, Hannover, 26th-29th March 1984, pp. 239-249.
- [90] Schießl, P.: Wirkungen von Steinkohlenflugaschen in Beton, Betontechnische Berichte 1989-1991. S. 157-169.
- [91] Schwanda, F.: Der Hohlraumgehalt von Korngemischen, beton 9 (1959), S. 12-19.
- [92] Springenschmid, R.; Nischer, R.: Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton- und Stahlbetonbau 68 (1973), H. 9, S. 221-226.
- [93] Mangold, M.: Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation. Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung der Technischen Universität München, 1994.



## **Anhang**

Tabelle A 1: Sieblinien der Sande (Naturesande)

Kornfraktion		Siebdurchgang in Vol.-%																
		Sand																
[mm]		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
0	0,125	0,2	0,7	0,9	2,1	2,9	3,4	0,7	0,7	0,4	0,4	0,3	0,5	1,6	5,0	1,0	2,0	3,2
0,125	0,25	6,9	17	10,5	11,2	41,0	21,2	10,5	9,2	6,3	4,6	9,9	10,5	13,2	25,2	13,9	7,0	13,1
0,25	0,5	50,1	55,4	42,0	44,4	84,2	55,4	46,4	54,8	42,7	34,4	47,9	44,9	61,3	34,1	35,2	26,0	29,2
0,5	1	85,0	80,0	72,5	80,1	99,3	80,5	76,0	87,3	80,8	76,7	80,8	74,2	91,3	67,2	69,1	60,0	44,6
1	2	97,6	96,2	95,2	96,2	100	94,5	100	97,2	96,0	96,02	97,9	92,5	97,1	100	100	87,0	65,9
2	4	100	100	100	100		100		100	100	100	100	100	99,8			99,0	93,2
4	8													100			100	100

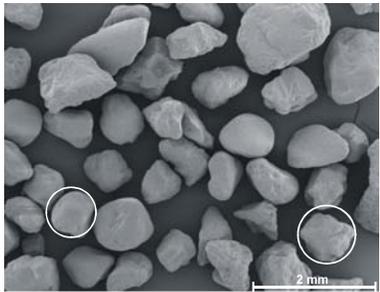
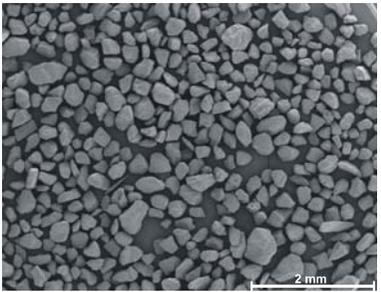
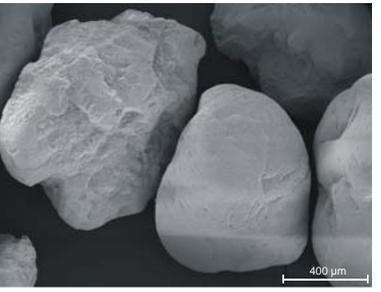
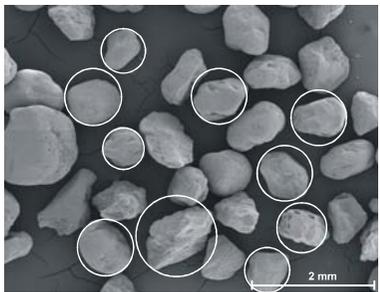
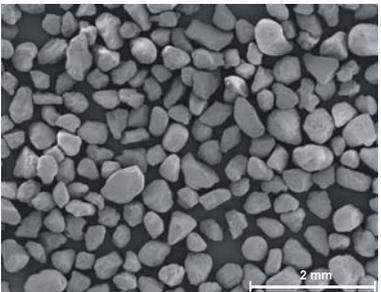
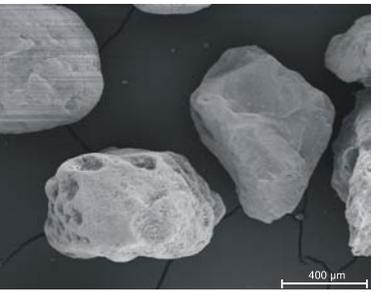
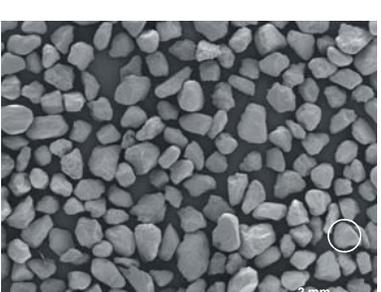
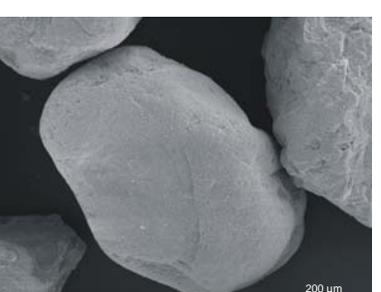
Tabelle A 2: Sieblinien der Sande für Untersuchungen im Rotationsviskosimeter

Kornfraktion		Siebdurchgang in Vol.-%																
		Sand																
[mm]		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
0	0,125	0,2	0,7	0,9	2,2	--	3,6	0,7	--	--	--	--	--	--	5,0	1,0	--	--
0,125	0,25	7,1	17,7	11,0	11,6	--	22,4	10,5	--	--	--	--	--	--	25,2	13,9	--	--
0,25	0,5	51,3	57,6	44,1	46,2	--	58,6	46,4	--	--	--	--	--	--	34,1	35,2	--	--
0,5	1	87,1	83,2	76,2	83,3	--	85,2	76,0	--	--	--	--	--	--	67,2	69,1	--	--
1	2	100,0	100,0	100,0	100,0	--	100,0	100	--	--	--	--	--	--	100	100	--	--

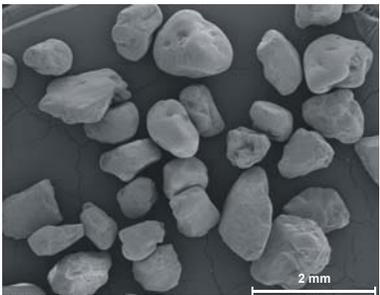
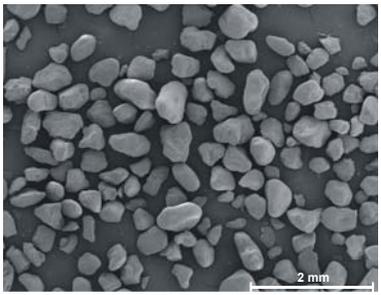
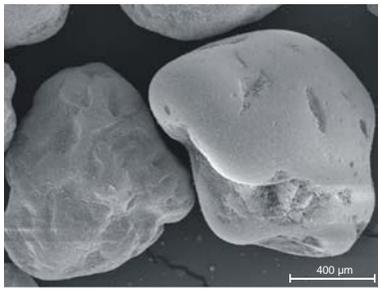
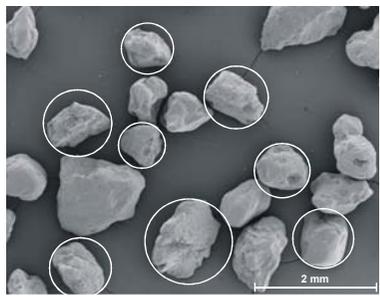
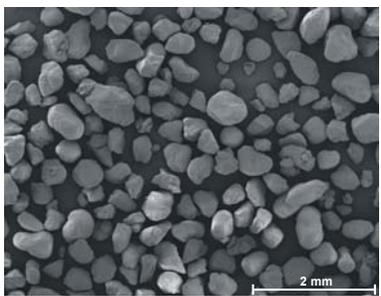
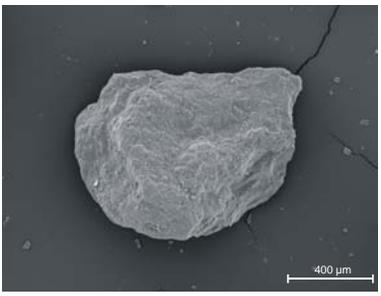
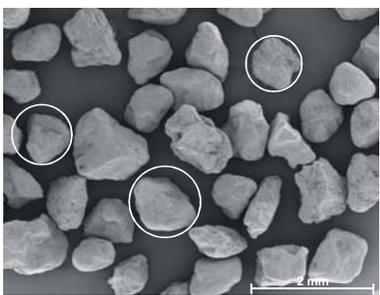
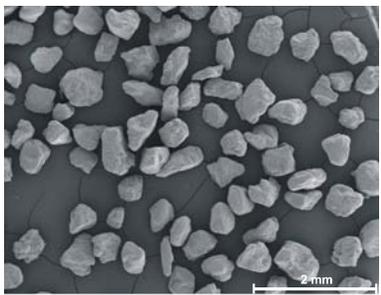
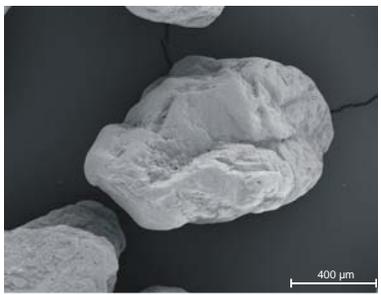
Tabelle A 3: Kornformbeiwerte  $k_f$ , über Schlitzsiebung ermittelt

		Sand A		Sand B		Sand C		Sand D		Sand E		Sand F	
Schlitzsiebweiten [mm]		M.-%		M.-%		M.-%		M.-%		M.-%		M.-%	
I	> 1,25	76,2	---	78,0	---	75,6	---	79,3	---			86,3	---
II	1 – 1,25	15,5	23,9	16,0	22,1	18,7	24,4	16,3	20,7			11,3	13,7
III	0,8 – 1	6,4	8,4	4,4	6,1	4,5	5,7	3,4	4,4	<i>Zu wenig Korn im Bereich 1,6 bis 2 mm</i>		2,1	2,4
IV	< 0,8	2,0	2,0	1,7	1,7	1,2	1,2	1,0	1,0			0,3	0,3
Kornformbeiwert $k_f$		$\frac{34,3}{3} = 11,4$		$\frac{29,9}{3} = 9,9$		$\frac{31,3}{3} = 10,4$		$\frac{26,1}{3} = 8,7$				$\frac{16,4}{3} = 5,5$	

Tabelle A 4: REM Aufnahmen der Sande und Beurteilung von Kornform und Kornoberflächenrauigkeit

Sand	Korngröße 0,5 – 1 mm	Korngröße 0,25 – 0,5 mm	Kornoberfläche (Korngrößenbereich 0,5- 1mm)	Beschreibung	
<b>A</b>				Kornform	teils spitz, scharfkantig, teils kompakt würfelig, selten rund
				Kornoberfläche	teils glatt bis kantig, teils zerklüftet
<b>B</b>				Kornform	von eckig bis würfelförmig
				Kornoberfläche	kantig, teils offenporig (calcitische Anteile)
<b>C</b>				Kornform	mit Sand B vergleichbar, von eckig bis würfelförmig
				Kornoberfläche	kantig, teils offenporig (calcitische Anteile)

Fortsetzung von Tabelle A 4: REM Aufnahmen der Sande und Beurteilung von Kornform und Kornoberflächenrauigkeit

Sand	Korngröße 0,5 – 1 mm	Korngröße 0,25 – 0,5 mm	Kornoberfläche (Korngrößenbereich 0,5- 1mm)	Beschreibung	
<b>D</b>				Kornform	teils länglich, teils würfelig / kugelig
				Kornoberfläche	auffallend glatt (im Vergleich zu den anderen Sanden); teils Vertiefungen
<b>F</b>				Kornform	kompakt, würfelförmig
				Kornoberfläche	stark zerklüftet, faltig und rissig
<b>G</b>				Kornform	kompakt, würfelförmig
				Kornoberfläche	teils faltig, angerundete Kanten

Fortsetzung von Tabelle A 4: REM Aufnahmen der Sande und Beurteilung von Kornform und Kornoberflächenrauigkeit

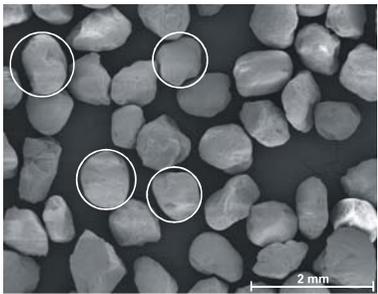
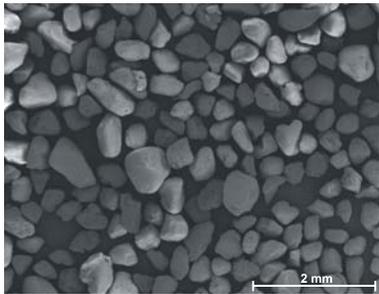
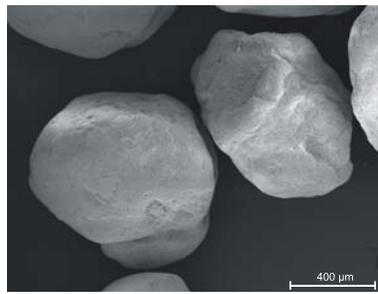
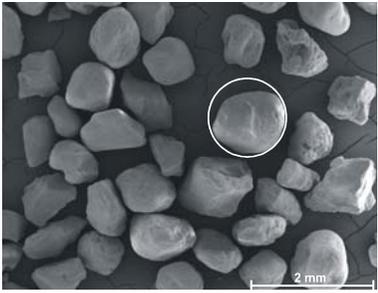
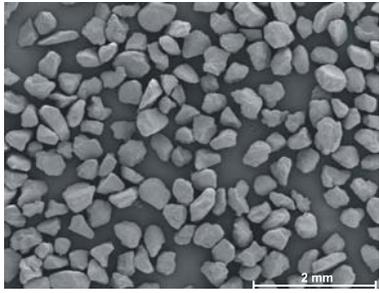
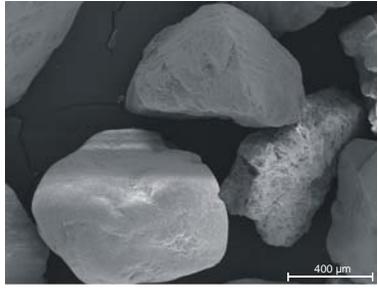
Sand	Korngröße 0,5 – 1 mm	Korngröße 0,25 – 0,5 mm	Kornoberfläche (Korngrößenbereich 0,5- 1mm)	Beschreibung	
N				Kornform	Kugelig, kompakt, würfelförmig; auffallend wenig plattig-längliche Körner
				Kornoberfläche	überwiegend glatt, teils abgerundete Risse
O				Kornform	Kugelig, kompakt, würfelförmig;
				Kornoberfläche	überwiegend glatt, teils mürbe, offenporige Oberfläche

Tabelle A 5: Gesteinskörnungsspezifische Kennwerte der Sande (Werksieblinie)

		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
Rohdichte	[kg/dm <sup>3</sup> ]	2,642	2,652	2,661	2,651	2,650	2,663	2,630	2,630	2,630	2,620	2,650	2,620	2,630	2,661	2,650	2,630	2,630
Schüttdichte	[kg/dm <sup>3</sup> ]	1,725	1,697	1,817	1,785	n.b.	1,731	n.b.										
k-Wert	[-]	1,60	1,51	1,80	1,68	0,75	1,48	1,92	1,52	1,74	1,88	1,64	1,78	1,37	1,74	1,82	2,21	2,54
Formbeiwert a <sub>f</sub>	[-]	10	9,2	9,8	8,2	8,0	8,0	8,5	9,0	10,0	10,0	10,0	10,0	8,5	7,5	7,5	12,0	8,0
Spez. Oberfläche	[m <sup>2</sup> /kg]	8,507	9,149	7,970	7,051	12,181	8,356	5,732	8,252	7,942	7,186	8,660	8,427	8,638	7,175	6,168	7,740	5,358
A-Wert	[kg/m <sup>3</sup> ]	219	256	221	228	368	270	190	231	210	197	227	223	251	267	229	191	203

n.b. = nicht bestimmt

Tabelle A 6: Feinheit, Erstarrungsverhalten und Festigkeitsentwicklung der Zemente

Zementsorte		Zement MA CEM I 32,5 R	Zement M CEM I 32,5 R	Zement N CEM I 32,5 R	Zement HZ CEM II/B-S 32,5 R
					Hüttensandanteil: 30 M.-%
Chemische	% Glv:	3,12	2,96		2,53
Analyse:	% CO <sub>2</sub>	2,54	1,8		
	% Wasser	0,58	1,16		
RFA	% SiO <sub>2</sub>	20,35	20,27	19,7	
glv.-frei:	% Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,48	5,46	5,8	
	% Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,69	2,73	2,8	
	% CaO	66,55	66,91	63,6	
	% MgO	1,03	1,13	1,6	
	% K <sub>2</sub> O	0,82	0,61	1,1	
	% SO <sub>3</sub>	2,63	3,08	3,2	2,92
	% C <sub>3</sub> S	68,07	62,09	66,2	
	% C <sub>2</sub> S	7,03	11,39	6,5	
	% C <sub>3</sub> A	9,98	9,66	10,6	
	% C <sub>4</sub> AF	8,18	8,24	8,5	
	Na <sub>2</sub> O- Äquivalent	0,65	0,49	0,7	0,80
	% Cl <sup>-</sup>	<i>keine Angabe</i>	0,03		0,05
Feinheit	cm <sup>2</sup> /g	3185	2954	2730	3160
	% R. 0,0063		14,5		2,5
	% R. 0,09		6,4		0,5
	% R. 0,20		0,6		0,0
Erstarren:	% Wasser	25,5	25,1		28,0
	Erstarrungs- beginn [min]	140	136		180
	Erstarrungs- ende [min]	240	186		220
Druck- festigkeiten	N/mm <sup>2</sup> (2d)	21,5	18,6		19,0
	N/mm <sup>2</sup> (28d)	51,4	48,2	49,5	51,4

Tabelle A 7: Mörtelzusammensetzungen

Mörtel- ausgangsstoff		Mörtel mit Füllungsgrad		
		1,08	1,15	1,24
Zement	[kg/m³]	360,0		
SFA	[kg/m³]	135,0		
Wasser	[kg/m³]	288,0	271,0	254,0
Sandvolumen	[dm³/m³]	498,0	514,3	530,6
w/z	[-]	0,800	0,753	0,706

Tabelle A 8: Betonzusammensetzungen

Beton- ausgangsstoff		sandreicher Beton mit				
		Sand A	Sand B	Sand C	Sand D	Sand F
Zement	[kg/m³]	320,0				
SFA	[kg/m³]	160,0				
Wasser	[kg/m³]	192,0				
Sand 0/2	[kg/m³]	1268,6	1273,4	1277,7	1272,9	1278,7
Kies 4/32	[kg/m³]	324,1				

Tabelle A 9: Berechnung der Packungsdichte von Sand A

Korn- klasse i	Korn- klasse x	Feststoff- anteil si	a <sub>s,i</sub>	a <sub>1,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>2,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>3,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>4,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>5,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>6,i</sub> ·s <sub>i</sub>
[-]	[mm]	[-]	[-]						
			1,600						
			1,600						
			1,338						
			1,003						
			0,669						
			0,334						
1	0,125	0,0022	<u>0,00</u>	0,000	0,001	0,001	0,002	0,003	0,004
2	0,25	0,0663	0,125	0,008	0,000	0,022	0,044	0,067	0,089
3	0,5	0,4320	0,251	0,108	0,054	0,000	0,144	0,289	0,433
4	1,0	0,3493	0,376	0,131	0,088	0,044	0,000	0,117	0,234
5	2,0	0,1259	0,502	0,063	0,047	0,032	0,016	0,000	0,042
6	4,0	0,0243	0,600	0,015	0,012	0,009	0,006	0,003	0,000
			$\Sigma a_{s,i} \cdot s_i$	0,326	0,202	0,108	0,213	0,478	0,801
				0,274	0,398	<b><u>0,492</u></b>	0,387	0,122	-0,201

a<sub>s,i</sub> = Teilchenbehinderung (Faktor)

Tabelle A 10: berechnete und experimentell ermittelte Hohlräume der untersuchten Sande

Sand	Hohlraumanteil der Einkornschüttung	Bereich der Teichenbehinderung	Packungsdichte D	Hohlraumgehalt $\epsilon_{\text{berechnet}}$	Rütteldichte $\rho_{\text{RÜ}}$	Rohdichte $\rho$	Hohlraumgehalt $\epsilon_{\text{experimentell}}$
	$k_0$	w	[-]	[Vol.-%]	[kg/dm <sup>3</sup> ]	[kg/dm <sup>3</sup> ]	[Vol.-%]
A	0,6	1,44	0,6703	32,97	1,79	1,64	32,40
B	0,6	1,44	0,6873	31,27	1,78	1,65	32,73
C	0,6	1,44	0,6903	30,97	1,82	2,63	30,91
D	0,6	1,44	0,6868	31,32	1,86	2,65	30,00
E	0,6	1,44	0,6687	33,13	n.b.	2,65	n.b.
F	0,6	1,44	0,6991	30,09	1,81	2,65	31,70
G	0,6	1,44	0,6859	31,41	1,77	2,65	33,13
H	0,6	1,44	0,6708	32,92	1,75	2,63	33,42
J	0,6	1,44	0,6818	31,82	1,79	2,63	31,90
K	0,6	1,44	0,6785	32,15	1,83	2,65	30,87
L	0,6	1,44	0,6885	31,15	1,78	2,62	31,95
M	0,6	1,44	0,6693	33,07	1,79	2,64	32,41
N	0,6	1,44	0,7272	27,28	n.b.	n.b.	n.b.
O	0,6	1,44	0,6980	30,20	n.b.	n.b.	n.b.

n.b. = empirisch nicht bestimmt

Tabelle A 11: Dicke der „schmierend“ wirkenden Bindemittelschicht ( $R_{\text{BL}}$ )

Sand	Hohlraumgehalt $\epsilon_{\text{berechnet}}$	spez. Oberfläche	Mörtel mit Füllungsgrad			
			0,95	1,01	1,07	1,15
			[-]	[-]	[-]	[-]
	[Vol.-%]	[m <sup>2</sup> /kg]	Dicke der Bindemittelschicht			
			[µm]	[µm]	[µm]	[µm]
A	32,97	8,684	31,717	28,927	26,196	23,461
B	31,27	9,461	29,680	27,128	24,631	22,131
C	30,97	8,307	33,824	30,928	28,094	25,255
D	31,32	7,286	38,528	35,214	31,970	28,359
F	30,09	8,781	32,351	29,613	26,934	24,251
G	31,41	6,898	n.b.	37,442	33,989	30,530
N	27,28	7,175	n.b.	37,740	34,459	31,173
O	30,20	6,168	n.b.	42,298	38,465	34,626

n.b. = empirisch nicht bestimmt

Tabelle A 12: Berechnung der Packungsdichte aus Beispielrechnung (Sieblinie mit 75 Vol.-% Sand)

Korn- klasse i	Korn- klasse x	Feststoff- anteil s <sub>i</sub>	a <sub>s,i</sub>	a <sub>1,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>2,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>3,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>4,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>5,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>6,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>7,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>8,i</sub> ·s <sub>i</sub>	a <sub>9,i</sub> ·s <sub>i</sub>
[-]	[mm]	[-]	[-]									
			1,600									
			1,600									
			1,600									
			1,600									
			1,338									
			1,003									
			0,669									
			0,334									
1	0,125	0,020	0,000	0,000	0,007	0,013	0,020	0,027	0,032	0,032	0,032	0,032
2	0,25	0,080	0,125	0,010	0,000	0,027	0,054	0,080	0,107	0,128	0,128	0,128
3	0,5	0,280	0,251	0,070	0,035	0,000	0,094	0,187	0,281	0,375	0,448	0,448
4	1,0	0,270	0,376	0,102	0,068	0,034	0,000	0,090	0,181	0,271	0,361	0,432
5	2,0	0,070	0,502	0,035	0,026	0,018	0,009	0,000	0,023	0,047	0,070	0,094
6	4,0	0,030	0,600	0,018	0,015	0,011	0,008	0,004	0,000	0,010	0,020	0,030
7	8,0	0,080	0,600	0,048	0,048	0,040	0,030	0,020	0,010	0,000	0,027	0,054
8	16,0	0,090	0,600	0,054	0,054	0,054	0,045	0,034	0,023	0,011	0,000	0,030
9	32,0	0,080	0,600	0,048	0,048	0,048	0,048	0,040	0,030	0,020	0,010	0,000
		$\Sigma a_{s,i} \cdot s_i$		0,385	0,301	0,245	0,307	0,482	0,687	0,894	1,096	1,247
		$h_s = k_0 - \sum_{i=1}^n a_{s,i} \cdot s_i$		0,215	0,299	0,355	0,293	0,118	-0,087	-0,294	-0,496	-0,647
Packungsdichte D [-]						<b>0,738</b>						
Hohlraumgehalt ε [Vol.-%]						<b>26,2</b>						

a<sub>s,i</sub> = Teilchenbehinderung (Faktor)

Tabelle A 13: Sieblinien der Sande D-0, D-I, D-II und D-III

Sand	Siebdurchgang der Korngrößen [%]				k-Wert
	0 - 0,25 mm	0,25 - 0,5 mm	0,5 - 1,0 mm	1,0 - 2,0 mm	[-]
D-0	10	35	35	20	1,65
D-I	15	35	35	15	1,50
D-II	20	35	35	10	1,35
D-III	25	35	35	5	1,20

Tabelle A 14: Mörtelrezepturen der Versuchsreihe zum Wasseranspruch der Sande (bez. auf rd. 0,88 m<sup>3</sup>) mit jeweils 320 kg CEM I (M), keine Zugabe von Fließmittel \*)

	w/z-Wert	Wasser	Sand	Ausbreitmaß
	[-]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[mm]
M Sand A-0,8/320 CEM I (M)/120/224/	0,700	224	1242,3	160,0
M Sand A-0,8/320 CEM I (M)/120/232	0,725	232	1225,4	182,5
M Sand A-0,8/320 CEM I (M)/120/240	0,750	240	1208,5	207,5
M Sand A-0,8/320 CEM I (M)/120/248	0,775	248	1191,6	220,0
M Sand A-0,8/320 CEM I (M)/120/256	0,800	256	1174,7	240,0
M Sand B-0,8/320 CEM I (M)/120/232	0,725	232	1230,0	177,5
M Sand B-0,8/320 CEM I (M)/120/240	0,750	240	1213,1	192,5
M Sand B-0,8/320 CEM I (M)/120/248	0,775	248	1196,1	220,0
M Sand B-0,8/320 CEM I (M)/120/256	0,800	256	1176,1	237,5
M Sand C-0,8/320 CEM I (M)/120/224	0,700	224	1251,3	190,0
M Sand C-0,8/320 CEM I (M)/120/232	0,725	232	1234,2	195,0
M Sand C-0,8/320 CEM I (M)/120/240	0,750	240	1217,2	215,0
M Sand C-0,8/320 CEM I (M)/120/248	0,775	248	1200,2	232,5
M Sand C-0,8/320 CEM I (M)/120/256	0,800	256	1183,1	252,5
M Sand D-0,8/320 CEM I (M)/120/208	0,650	208	1280,5	167,5
M Sand D-0,8/320 CEM I (M)/120/216	0,675	216	1263,5	185,0
M Sand D-0,8/320 CEM I (M)/120/224	0,700	224	1246,6	220,0
M Sand D-0,8/320 CEM I (M)/120/232	0,725	232	1229,6	227,5
M Sand D-0,8/320 CEM I (M)/120/240	0,750	240	1212,6	237,5
M Sand E-0,8/320 CEM I (M)/120/256	0,800	256	1178,2	175,0
M Sand E-0,8/320 CEM I (M)/120/264	0,825	264	1161,3	205,0
M Sand E-0,8/320 CEM I (M)/120/271	0,850	272	1144,3	220,0
M Sand E-0,8/320 CEM I (M)/120/280	0,875	280	1127,4	237,5
M Sand F-0,8/320 CEM I (M)/120/224	0,700	224	1252,2	175,0
M Sand F-0,8/320 CEM I (M)/120/232	0,725	232	1235,2	185,0
M Sand F-0,8/320 CEM I (M)/120/240	0,750	240	1218,1	205,0
M Sand F-0,8/320 CEM I (M)/120/248	0,775	248	1201,1	225,0
M Sand F-0,8/320 CEM I (M)/120/256	0,800	256	1184,0	230,0

Fortsetzung von Tabelle A 14:

	w/z-Wert	Wasser	Sand	Ausbreitmaß
	[-]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[mm]
M Sand G-0,8/320 CEM I (M)/120/216	0,675	216	1267,8	175,0
M Sand G-0,8/320 CEM I (M)/120/224	0,700	224	1250,8	197,5
M Sand G-0,8/320 CEM I (M)/120/232	0,725	232	1233,8	212,5
M Sand G-0,8/320 CEM I (M)/120/240	0,750	240	1216,7	225,0
M Sand G-0,8/320 CEM I (M)/120/248	0,775	248	119,7	232,5
M Sand G-0,8/320 CEM I (M)/120/256	0,800	256	1182,7	242,5
M Sand I-0,8/320 CEM I (M)/120/248	0,775	248	1186,2	180,0
M Sand I-0,8/320 CEM I (M)/120/264	0,825	264	1152,5	230,0
M Sand I-0,8/320 CEM I (M)/120/272	0,850	272	1135,7	242,5
M Sand J-0,8/320 CEM I (M)/120/216	0,675	216	1248,7	155,0
M Sand J-0,8/320 CEM I (M)/120/240	0,750	240	1198,4	220,0
M Sand K-0,8/320 CEM I (M)/120/232	0,675	232	1229,1	167,5
M Sand K-0,8/320 CEM I (M)/120/240	0,725	240	1212,2	210,
M Sand K-0,8/320 CEM I (M)/120/248	0,775	248	1195,2	247,5
M Sand L-0,8/320 CEM I (M)/120/216	0,675	216	1248,7	135,0
M Sand L-0,8/320 CEM I (M)/120/256	0,800	256	1164,9	193,5
M Sand L-0,8/320 CEM I (M)/120/280	0,875	280	1114,6	260,0
M Sand O-0,8/320 CEM I (M)/120/216	0,675	216	1268,3	175,0
M Sand O-0,8/320 CEM I (M)/120/224	0,700	224	1251,3	197,5
M Sand O-0,8/320 CEM I (M)/120/232	0,725	232	1234,2	207,5
M Sand O-0,8/320 CEM I (M)/120/240	0,750	240	1217,2	230,0
M Sand O-0,8/320 CEM I (M)/120/248	0,775	248	1200,2	255,0

Tabelle A 15: Mörtelrezepturen der Versuchsreihe zur optimalen Bindemittelleimmenge (bez. auf rd. 0,88 m<sup>3</sup>) mit jeweils 320 kg CEM I (M)

	Mörtelbezeichnung	Flugasche	Wasser	Sand
		[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]
Sand A	M Sand A-0,8/CEM I/80/195	80	195,2	1338,4
	M Sand A-0,8/CEM I/120/195	120	195,2	1303,2
	M Sand A-0,8/CEM I/160/195	160	195,2	1267,9
	M Sand A-0,8/CEM I/200/195	200	195,2	1232,7
Sand B	M Sand B-0,8/CEM I/80/195	80	195,2	1343,5
	M Sand B-0,8/CEM I/120/195	120	195,2	1308,1
	M Sand B-0,8/CEM I/160/195	160	195,2	1272,8
	M Sand B-0,8/CEM I/200/195	200	195,2	1237,4
Sand C	M Sand C-0,8/CEM I/80/195	80	195,2	1348,0
	M Sand C-0,8/CEM I/120/195	120	195,2	1312,6
	M Sand C-0,8/CEM I/160/195	160	195,2	1277,1
	M Sand C-0,8/CEM I/200/195	200	195,2	1241,6
	M Sand C-0,8/CEM II/80/195	80	195,2	1362,6
	M Sand C-0,8/CEM II/120/195	120	195,2	1325,6
	M Sand C-0,8/CEM II/160/195	160	195,2	1288,6
	M Sand C-0,8/CEM II/200/195	200	195,2	1251,6
Sand D	M Sand D-0,8/CEM I/80/195	80	195,2	1343,0
	M Sand D-0,8/CEM I/120/195	120	195,2	1307,6
	M Sand D-0,8/CEM I/160/195	160	195,2	1272,3
	M Sand D-0,8/CEM I/200/195	200	195,2	1237,0
	M Sand D-0,8/CEM II/120/195	120	195,2	1357,5
	M Sand D-0,8/CEM II/160/195	160	195,2	1320,6
	M Sand D-0,8/CEM II/200/195	200	195,2	1283,8
Sand F	M Sand F-0,8/CEM I/80/195	80	195,2	1349,1
	M Sand F-0,8/CEM I/120/195	120	195,2	1313,5
	M Sand F-0,8/CEM I/160/195	160	195,2	1278,0
	M Sand F-0,8/CEM I/200/195	200	195,2	1242,5
	M Sand F-0,8/CEM II/80/195	80	195,2	1363,7
	M Sand F-0,8/CEM II/120/195	120	195,2	1326,6

Tabelle A 16: ermittelte und berechnete Wassergehalte für steife/plastische Konsistenz

Zementgehalt	320 kg/m <sup>3</sup>		
SFA-Gehalt	120 kg/m <sup>3</sup>		
Kies (nicht zugegeben)	20 Vol.-% (bez. auf die gesamte Gesteinskörnung)		
Sand	80 Vol.-% (bez. auf die gesamte Gesteinskörnung)		
Wassergehalt experimentell [kg/m <sup>3</sup> ]	bei Verwendung von		W (berechnet)
	CEM I 32,5 R	CEM II B- S 32,5 R	[kg/m <sup>3</sup> ]
1	2	3	4
Sand A	215	209	207
Sand B	218	209	217
Sand C	202	201	208
Sand D	194	192	210
Sand E	241	222	246
Sand F	206	200	221
Sand G	198	195	209
Sand I	220	--	205
Sand J	210	--	201
Sand K	205	--	209
Sand L	216	--	208
Sand O	202	194	210

Tabelle A 17: sandreiche Betonrezepturen für Sand G, I, L und O, entwickelt nach dem Verfahren mit festgelegtem Zement/SFA-Verhältnis, Zusammenstellung der Frisch- und Festbetoneigenschaften

		Sand G	Sand I	Sand L
Zement	[kg/m <sup>3</sup> ]	320	320	320
Steinkohlenflugasche	[kg/m <sup>3</sup> ]	120	120	120
Wasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	200	220	215
Sand 0/2	[kg/m <sup>3</sup> ]	1283	1230	1248
Kies 4/8	[kg/m <sup>3</sup> ]	332	320	324
w/(z+0,4·f)	[-]	0,55	0,61	0,59
Ausbreitmaß	[mm]	530	510	520
LP-Gehalt	[Vol.-%]	4,2	---	4,1
Rohdichte	[kg/m <sup>3</sup> ]	2200	---	2200
β <sub>D28</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	23,5	29	32
Festbetonrohndichte	[kg/m <sup>3</sup> ]	2150	2140	2170

Tabelle A 18: Frischbetonkenndaten, Festbetonrohddichten und Druckfestigkeiten der sandreichen Betone

Betonbezeichnung	Frischbetoneigenschaften						Festbetoneigenschaften			
	FM Gehalt	T <sub>FB</sub>	Ausbreit- maß	Roh- dichte	LP- Gehalt	Optische Beurteilung	Rohdichte	β <sub>D7</sub>	Rohdichte	β <sub>D28</sub>
	[M.-%] v. Z.	[°C]	[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[Vol.-%]	[-]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Sand A-0,8/320 CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 195/FM P (A)	1,5	19,2	445	2270	2,5	Bluten	--	--	2180	38,6
Sand A-0,8/320CEM I (M)/ 200 SFA (RB)/ 195/FM P (A)	1,5	19,6	555	2250	3,2	Homogen				
Sand B-0,8/320 CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 195/FM P (A)	1,8	20,0	490	2180	3,7	Bluten	--	--	2140	35,0
Sand B-0,8/320 CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 195/FM P (A)	1,7	19,7	550	2190	5,7	Homogen				
Sand C-0,8/320 CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 195/FM P (A)	1,5	19,1	510	2250	4,0	Leicht. Bluten	--	--	2220	46,9
Sand C-0,8/320 CEM I (M)/ 200 SFA (RB)/ 195/FM P (A)	1,5	19,3	560	2220	5,4	Homogen				
Sand D-0,8/320 CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 195/FM P (A)	1,5	19,0	540	2230	4,6	Leicht. Bluten	--	--	2160	42,4
Sand D-0,8/320 CEM I (M)/ 200 SFA (RB)/ 179/FM P (A)	1,4	19,4	520	2200	5,7	Homogen				
Sand F-0,8/320 CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 195/FM P (A)	2,3	19,6	450	2210	5,4		--	--	2140	33,4
Sand F-0,8/320 CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 195/FM P (A)	2,2	19,9	470	2200	5,2					

Fortsetzung von Tabelle A 18: Frischbetonkenndaten, Festbetonrohddichten und Druckfestigkeiten der sandreichen Betone

Betonbezeichnung		Frischbetoneigenschaften						Festbetoneigenschaften			
		FM Gehalt	T <sub>FB</sub>	Ausbreit- maß	Roh- dichte	LP- Gehalt	Optische Beurteilung	Rohdichte	β <sub>D7</sub>	Rohdichte	β <sub>D28</sub>
		[M.-%] v. Z.	[°C]	[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[Vol.-%]	[-]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Sand A-0,8/320 ...	CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 198/FM P (B) CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 198/FM P (B) CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 191/FM P (B) CEM I (M)/ 200 SFA (RB)/ 191/FM P (B)	2,0 2,0 2,0 2,0	19,6	435 <i>nicht KF</i> 505 545			Leichtes Blüten  Leichtes Blüten Homogen	2210	28,4	2190	42,2
	CEM II (HS)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (A) CEM II (HS)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	1,5 1,4	17,7	460 535	2270	3,8	SP erreicht Homogen	2240	21,9	2230	35,9
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	1,75	21,0	470	2190	4,1	Homogen	--	--	2160	32,3
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	0,9	20,5	510	2080	8,0	Homogen	2090	15,4	2040	26,2
B	Sand B-0,8/320 CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	1,7	20,0	570	2180	5,2	Homogen	2220	15,0	2180	29,0
Sand C-0,8/320 ...	CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 185,6/FM P (B) CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 173/FM P (B) CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 160/FM P (B)	0,85 0,80 0,75	19,8	525 530 530	--	2,9 -- 3,8	Blüten n. 10 min Leichtes Blüten Homogen	2260	30,0	2220	43,0
	CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 192/FM P (C) CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (C) CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (C)	1,0 1,0 1,0	20,1	495 510 530	--	3,1 -- 4,0	Leichtes Blüten Homogen Homogen	2290	30,0	2240	47,0
	CEM II (HS)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (A) CEM II (HS)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	1,0 1,3	18,9	455 580	2200	7,4	Leichtes Blüten Homogen	2230	22,0	2170	42,0
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)-(Mischung 1)	1,0	20,3	580	2200	5,8	Homogen	--	--	2150	35,0
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A) (Mischung 2)	1,0	20,5	540	2190	6,2	Homogen	2220	25,5	2180	40,0
	Sand C-0,65/320 CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 160/FM P (A)	1,3	20,0	455	2330	4,1	Nicht KF	2300	28,5	2290	42,0

Fortsetzung von Tabelle A 18: Frischbetonkenndaten, Festbetonrohddichten und Druckfestigkeiten der sandreichen Betone

Betonbezeichnung		Frischbetoneigenschaften						Festbetoneigenschaften			
		FM Gehalt	T <sub>FB</sub>	Ausbreit- maß	Roh- dichte	LP- Gehalt	Optische Beurteilung	Rohdichte	β <sub>D7</sub>	Rohdichte	β <sub>D28</sub>
		[M.-%] v. Z.	[°C]	[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[Vol.-%]	[-]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Sand D-0,8/320 ...	CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	1,0	19,3	530	2170	6,4	Homogen	--	--	2160	42,5
	CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (B)	1,0		585			Bluten				
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (B)	1,3	18,9	560	2335	1,2	Homogen	2170	21,0	2140	33,5
	CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 192/FM P (C)	1,0	20,9	530	2240	3,8	Leichtes Bluten				
	CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 192/ FM P (C)	1,0	21,9	575			Bluten				
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 190/FM P (C)	1,0	22,1	550	2270	3,8	Homogen	2280	31,0	2250	47,5
	CEM II (HS)/ 80 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	1,35	19,1	500			Nicht KF				
	CEM II (HS)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	1,5	17,7	530	2200	7,6	Homogen	2210	20,5	2170	39,5
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>a)</sup>	2,0	19,8	590	2200	6,8	Homogen	--	20,0	--	32,0
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>b)</sup>	1,0	22,1	580	2160	7,7	Homogen	--	--	--	--
CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>c)</sup>	1,0	20,3	550	2200	7,3	Homogen	--	--	2150	25,0	
CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>d)</sup>	1,25	20,7	550	2160	8,4	Homogen	--	--	2140	31,0	
Sand D-0,8/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>e)</sup>	1,25	20,2	540	2170	7,2	Homogen	--	--	--	--	
Sand D-0,8/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>f)</sup>	1,25	20,8	570	2150	7,2	Homogen	2180	19,0	2140	30,0	
Sand D-0,8/300 CEM I (MA)/ 100 SFA (B)/ 195/FM L (H)	2,0	19,7	550	2180	7,7	Homogen	2170	20,0	2120	31,0	
Sand D-0,8/290 CEM I (MA)/ 110 SFA (B)/ 190/FM L (H)	2,0	20,7	550	2120	9,0	Homogen	2160	17,0	2110	29,0	
Sand D-0,8/280 CEM I (MA)/ 120 SFA (B)/ 185/FM L (H)	2,0	22,6	570	2140	8,0	Homogen	2180	15,0	2100	27,5	

Fortsetzung von Tabelle A 18: Frischbetonkenndaten, Festbetonrohddichten und Druckfestigkeiten der sandreichen Betone

Betonbezeichnung	Frischbetoneigenschaften						Festbetoneigenschaften			
	FM Gehalt	T <sub>FB</sub>	Ausbreit- maß	Roh- dichte	LP- Gehalt	Optische Beurteilung	Rohdichte	β <sub>D7</sub>	Rohdichte	β <sub>D28</sub>
	[M.-%] v. Z.	[°C]	[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[Vol.-%]	[-]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Sand D I-0,8/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H)	2,0	19,8	520	2140	8,6	Homogen	2170	20,0	2130	31,5
Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)/ 60 SFA (B)/ 195/FM L (H)	2,0	19,9	500	2120	8,2	Homogen	2170	19,0	2120	31,0
Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)/ 60 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>g)</sup>	1,35	19,2	530	2110	9,2	Homogen	2170	21,0	2130	35,0
Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)/ 60 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>h)</sup>	1,9	20,9	550	2130	9,0	Homogen	--	--	2150	40,5
Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)/ 60 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>i)</sup>	1,4	20,9	550	2130	8,6	Homogen	--	--	2120	35,0
Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)/ 60 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>j)</sup>	1,1	20,7	540	2110	8,1	Homogen	--	--	2130	32,0
Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)/ 60 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>k)</sup>	1,35	20,0	540	2110	8,5	Homogen	--	--	--	--
Sand D -0,8/320 CEM I 42,5 R/120 SFA (RB)/ 192/FM P	1,4	21,5	550	2300	3,7	Homogen	--	--	--	--
Sand D-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 176/FM L (H)	1,6	22,0	560	2290	6,0	Homogen	2280	24,5	2230	37,0
Sand D-0,65/280 CEM I (MA)/ 60 SFA (B)/ 154/FM L (H)	2,0	21,0	460	2240	5,7	Homogen	2240	22,0	2190	33,0
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H) <sup>l)</sup>	2,0	19,5	570	2250	5,6	Homogen	2260	23,0	2230	33,5
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H) <sup>m)</sup>	1,0	18,8	540	2220	7,2	Homogen	2250	24,0	2230	37,0
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H) <sup>n)</sup>	1,35	20,7	550	2200	7,4	Homogen	--	--	2220	42,0
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H) <sup>o)</sup>	1,0	20,6	560	2320	7,2	Homogen	--	--	2190	39,0
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H)	1,0	23,2	550	2230	6,9	Homogen	--	--	2230	39,5
Sand D III-0,65/280 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H)	1,0	20,7	530	2290	3,9	Homogen	2330	21,0	2230	31,0
Sand D-0,65/320 CEM I/80 SFA (RB)/ 160/FM P (A)	1,9	19,3	490	2180	10,0	Knapp KF	2210	25,0	2190	38,0

Fortsetzung von Tabelle A 18: Frischbetonenndaten, Festbetonrohndichten und Druckfestigkeiten der hergestellten Betone

Betonbezeichnung		Frischbetoneigenschaften						Festbetoneigenschaften			
		FM Gehalt	T <sub>FB</sub>	Ausbreitmaß	Rohdichte	LP-Gehalt	Optische Beurteilung	Rohdichte	β <sub>D7</sub>	Rohdichte	β <sub>D28</sub>
		[M.-%] v. Z.	[°C]	[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[Vol.-%]	[-]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
E	Sand E-0,65/320 CEM I (M)/80 SFA (RB)/192/FM P (A)	2,0	19,1	410	2180		Nicht KF	2230	14,9	2160	23,0
	Sand E-0,65/320 CEM I/80 SFA (RB)/ 208/FM P (A)	2,0	19,5	480	2206		Nicht KF				
Sand F-0,8/ 320	CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 192/FM P (B)	1,0	19,6	460			Bluten n. 10 min				
	CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (B)	1,1		435			Nicht KF				
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (B)	1,2	21,0	545	2250	4,1	Homogen	2250	31,5	2230	48,5
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	2,0	20,2	560	2200	4,8	Homogen	2200	26,0	2130	39,0
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	1,4	19,5	510	2220	4,4	Homogen				
B32/280 CEM I (MA)/60 SFA (B)/154		0,60	22,0	430	2440	1,4	Homogen	2420	29,0	2400	44,0
B32/320 CEM I (M)/60 SFA (RB)/172		0,75 (D)	18,0	485	2460	1,0	Konsistenz KR Homogen	2450	39,0	2400	49,7

Tabelle A 19: Versuchsprogramm

	Festbetonrohrichte	$\beta_{D,7 \text{ und } 28}$	$\beta_{D,2,4,7,28,56}$	E-Modul	Biegezug	Verbund	WU-Prüfung	Frost		Schwinden				Kriechen		Reibneigung	$\alpha_T$	Karbonatisierung
								Würfelverfahren	ÖNORM	HZ	VZ ( $\varnothing$ 100 mm)	V( $\varnothing$ 150 mm)	Autogen V( $\varnothing$ 150 mm)	Belastungsalter 28d	Belastungsalter 1d			
Sand A-0,8/320 ...	CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 198/FM P (B) CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 198/FM P (B) CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 191/FM P (B) CEM I (M)/ 200 SFA (RB)/ 191/FM P (B)	X	X															
	CEM II (HS)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (A) CEM II (HS)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	X	X															
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	X	X	X	X		X	X		X				X				X
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	X	X				X											
Sand B-0,8/320 CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/ FM P (A)		X	X	X	X							X						X
Sand C-0,8/320 ...	CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 185,6/FM P (B) CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 173/FM P (B) CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 160/FM P (B)	X	X															
	CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 192/FM P (C) CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (C) CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (C)	X	X															
	CEM II (HS)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (A) CEM II (HS)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	X	X															
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	X	X	X	X		X	X			X		X					X
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	X	X				X									X		
Sand C-0,65/320 CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 160/FM P (A)		X	X															

Fortsetzung von Tabelle A 19: Versuchsprogramm

	Festbetonrohrichte	$\beta_{D,7 \text{ und } 28}$	$\beta_{D,2,4,7,28,56}$	E-Modul	Biegezug	Verbund	WU-Prüfung	Frost		Schwinden				Kriechen		Reibneigung	$\alpha_T$	Karbonatisierung
								Würfelverfahren	ÖNORM	HZ	VZ ( $\varnothing$ 100 mm)	V( $\varnothing$ 150 mm)	Autogen V( $\varnothing$ 150 mm)	Belastungsalter 28d	Belastungsalter 1d			
Sand D-0,8/320 ...	CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	X	X													X		
	CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (B) CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (B)	X	X	X														
	CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 192/FM P (C) CEM I (M)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (C) CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 190/FM P (C)	X	X															
	CEM II (HS)/ 80 SFA (RB)/ 192/FM P (A) CEM II (HS)/ 120 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	X	X															
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>a)</sup>	X	X															
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>b)</sup>	X	X															
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>c)</sup>	X	X		X	X											X	
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>d)</sup>	X	X				X			X								X
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>e)</sup>									X								
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>f)</sup>	X	X		X		X	X	X									X
Sand D I-0,8/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H)	X	X																

Fortsetzung von Tabelle A 19: Versuchsprogramm

	Festbetonrohrichte	$\beta_{D,7 \text{ und } 28}$	$\beta_{D,2,4,7,28,56}$	E-Modul	Biegezug	Verbund	WU-Prüfung	Frost		Schwinden			Kriechen		Reibneigung	$\alpha_T$	Karbonatisierung
								Würfelverfahren	ÖNORM	HZ	VZ ( $\varnothing$ 100 mm)	V( $\varnothing$ 150 mm)	Autogen V( $\varnothing$ 150 mm)	Belastungsalter 28d			
Sand D II-0,8/320...	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/ FM L (H)	X	X														
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>g)</sup>	X	X		X	X		X	X								X
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>h)</sup>	X	X														
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>i)</sup>	X	X				X										
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>j)</sup>		X						X	X						X	
	CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 195/FM L (H) <sup>k)</sup>					X											
Sand D-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 176/FM L (H)	X	X															
Sand D-0,65/280 CEM I (MA)/ 60 SFA (B)/ 154/FM L (H)	X	X															
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H)	X	X															
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H) <sup>l)</sup>	X	X		X		X		X	X								X
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H) <sup>m)</sup>	X	X															
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H) <sup>n)</sup>	X	X			X		X										

Fortsetzung von Tabelle A 19: Versuchsprogramm

		Festbetonrohrichte	$\beta_{D 7 \text{ und } 28}$	$\beta_{D 2,4,7,28,56}$	E-Modul	Biegezug	Verbund	WU-Prüfung	Frost		Schwinden			Kriechen		Reibneigung	$\alpha_T$	Karbonatisierung
									Würfelverfahren	ÖNORM	HZ	VZ ( $\varnothing$ 100 mm)	V( $\varnothing$ 150 mm)	Autogen V( $\varnothing$ 150 mm)	Belastungsalter 28d			
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H)		X	X							X	X						X	
Sand D III-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L (H)		X	X															
Sand D-0,65/320 CEM I/80 SFA (RB)/ 160/FM P (A)		X	X															
Sand D -0,8/320 CEM I 42,5 R/120 SFA (RB)/ 192/FM P		X	X											X	X	X		
Sand E-0,65/320 CEM I/80 SFA (RB)/ 208/FM P (A)		X	X															
Sand F-0,8	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	X	X															X
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	X	X															
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)	X	X	X	X											X		
	CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)													X	X	X		
B 32/280 CEM I (MA)/60-(SFA (B) /154		X	X				X											
B 32/320 CEM I (M)/60-(SFA (RB) /172		X	X	X	X					X		X		X		X		

Tabelle A 20: Rezepturen der Normalbetone

		B 32/280 CEM I (MA)/60-(SFA (B) /154	B 32/320 CEM I (M)/60-SFA (RB) /172	B 16/320 CEM I 42,5 R/60 SFA/142 *)
Zement	[kg/m <sup>3</sup> ]	280	320	320
Flugasche	[kg/m <sup>3</sup> ]	60	60	60
Wasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	154	172	142
Sand 0/4	[kg/m <sup>3</sup> ]	875	873	793
Kies 4/8	[kg/m <sup>3</sup> ]	341	280	548
Kies 8/16	[kg/m <sup>3</sup> ]	568	336	548
Kies 16/32	[kg/m <sup>3</sup> ]	95	373	---

\*) aus Untersuchungen  
von [80]

Tabelle A 21: Chemische Analyse, Feinheit, Erstarrungsverhalten und Festigkeitsentwicklung des Zementes CEM I 42,5 (SVB)

Zementsorte		CEM I 42,5 R
Dichte	g/cm <sup>3</sup>	3,14
Chemische Analyse		
Glühverlust	%	2,72
Unlösl. Rückstand	%	1,11
Kalkgehalt	%	--
SO <sub>3</sub>	%	2,93
SiO <sub>2</sub>	%	19,15
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%	2,69
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%	5,94
CaO	%	62,89
MgO	%	1,17
Cl	%	0,05
K <sub>2</sub> O	%	0,87
Na <sub>2</sub> O	%	0,19
Feinheit	cm <sup>2</sup> /g	4056
	d'	17,49
	n	1,01
Wasseranspruch	%	27,6
Erstarrungsbeginn	[min]	154,2
Druckfestigkeiten	N/mm <sup>2</sup> (2d)	35
	N/mm <sup>2</sup> (7d)	--
	N/mm <sup>2</sup> (28d)	60

Tabelle A 22: Festigkeitsentwicklung der sandreichen Betone (Lagerung nach DIN 1045:88)

Beton	Alter	Festbeton- roh-dichte	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]			
			Einzelwert			Mittelwert
	[d]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]			[N/mm <sup>2</sup> ]
Sand A-0,8/320 CEM (M)I/ 160 SFA (RB)/192/FM P (A)	1	2090	6,4	6,4	--	6,4
	2	2080	10,7	9,3	--	10,0
	4	2100	13,5	14,5	--	14,0
	7	2090	15,2	15,6	--	15,4
	28	2100	25,1	26,6	26,9	26,2
	56	2060	34,0	34,2	--	34,1
Sand B-0,8/320 CEM (M)I/ 160 SFA (RB)/192/FM P (A)	1	2170	5,1	5,1	--	5,1
	2	2180	9,4	9,4	--	9,4
	4	2160	12,4	13,5	--	12,9
	7	2160	15,9	14,5	--	15,2
	28	2040	28,4	29,1	--	28,8
	56	2120	30,8	30,9	--	30,8
Sand C-0,8/320 CEM (M)I/ 160 SFA (RB)/192/FM P (A)	1	2220	6,3	6,0	--	6,2
	2	2220	12,2	13,6	--	12,9
	4	2220	19,0	18,6	--	18,8
	7	2220	26,1	24,8	--	25,4
	28	2180	38,9	40,6	--	39,7
	56	2160	47,0	44,5	--	45,7
Sand D-0,8/320 CEM (M)I/ 160 SFA (RB)/192/FM P (B)	28	2260	42,8	42,0	36,3	40,5
	56	2270	48,6	42,0	--	45,2
Sand F-0,8/320 CEM (M)I/ 160 SFA (RB)/192/FM P (A)	1	2150	8,2	8,8	--	8,5
	2	2170	15,7	13,9	--	14,8
	4	2180	20,1	19,2	--	19,7
	7	2200	26,1	26,2	--	26,2
	28	2130	38,0	39,6	38,5	39,0
	56	2140	40,0	46,8	--	43,2
B32/320 CEM I (M)/60 SFA/172	0,5	2340	6,0	5,9	5,9	5,9
	1	2410	11,0	10,1	9,3	10,1
	2	2430	19,1	18,4	18,9	18,8
	4	2340	28,6	28,4	29,2	28,7
	7	2450	36,1	34,7	34,3	39,0
	28	2400	47,5	49,9	51,8	49,7

Tabelle A 23: Biegezugfestigkeiten im Alter von 28 Tagen

Beton	Einzelwerte	Mittelwert	Druck- / Biegezugfestigkeit
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]
Sand D-0,8/320 CEM (MA)I/ 80 SFA (B)/195/FM L (H)	4,1 3,5 2,9	3,5	7,3
Sand D II-0,8/320 CEM (MA)I/ 80 SFA (B)/195/FM L (H)	5,2 5,6 5,0	5,3	6,7
Sand D II-0,65/320 CEM (MA)I/ 80 SFA (B)/186/FM L (H)	4,0 4,7 4,4	4,4	8,8

Tabelle A 24: Zusammensetzung von Betonen aus Untersuchungen von [80]

		SVB Sand-H/290 CEM I 42,5 R/260 SFA/176	B 16/320 CEM I 42,5 R/60 SFA/142
CEM I 42,5 R	[kg/m <sup>3</sup> ]	290	320
SFA	[kg/m <sup>3</sup> ]	260	60
Wasser	[kg/m <sup>3</sup> ]	176	142
Sand 0/2	[kg/m <sup>3</sup> ]	664	793
Kies 4/8	[kg/m <sup>3</sup> ]	459	548
Kies 8/16	[kg/m <sup>3</sup> ]	459	548

Tabelle A 25: E-Moduln der untersuchten sandreichen Betone

Beton	Rohdichte	Elastizitätsmodul	
		Einzelwerte	Mittelwert
	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Sand A-0,8/320 CEM I (M) / 160 SFA (RB)/192/FM P (A)	2080	23 000 23 500 23 800	23 400
Sand B-0,8/320 CEM I (M) / 160 SFA (RB)/192/FM P (A)	2090	20 900 20 900	20 900
Sand C-0,8/320 CEM I (M) / 160 SFA (RB)/192/FM P (A)	2150	28 300 27 600 26 200	27 400
Sand D-0,8/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/195/FM L (H)	2160	25 800 25 200 26 100	25 700
Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/195/FM L (H)	2150	25 700 24 300 25 100	25 000
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/186/FM L (H)	2200	27 800 26 900 28 300	27 700
Sand F-0,8/320 CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/192/FM P (A)	2160	28 200 26 900 29 200	28 100

Tabelle A 26: Auswertung der Kriechversuche

Beton	Gesamtverformung	Elastische Verformung	Schwindverformung	Kriechverformung	Spezifisches Kriechmaß	Kriechzahl
	$\epsilon_{ges,t}$	$\epsilon_{el,to}$	$\epsilon_{s,t}$	$\epsilon_{k,t}$	spez. $\epsilon_{k,t}$	$\varphi$
	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰ / N/mm <sup>2</sup> ]	[-]
Normalbeton <sup>1)</sup>	1,282	0,422	0,321	0,539	0,037	1,277
Sand A <sup>2)</sup>	1,609	0,373	0,446	0,790	0,091	2,119
Sand C <sup>3)</sup>	1,701	0,440	0,431	0,829	0,069	1,885

<sup>1)</sup> B 32/CEM I (M)/60 SFA (RB)/172

<sup>2)</sup> Sand A-0,8/320 CEM I (M)/160 SFA (RB)/192/FM P (A)

<sup>3)</sup> Sand A-0,8/320 CEM I (M)/ 160 SFA (RB)/192/FM P (A)

Tabelle A 27: Charakteristische Werte der Reißrahmenversuche

charakteristische Werte		Ref.-beton 3 (CEM I 42,5 R)	Ref.-beton 2 (CEM I 32,5 R)	Sand H-SVB (CEM I 42,5 R)	Sand D - 0,8 (CEM I 42,5 R)	Sand D - 0,8 (CEM I 32,5 R)	Sand C -0,8 (CEM I 32,5 R)	Sand F -0,8 (CEM I 32,5 R)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>Betontemperatur beim Einbau</i>								
Temperatur	[°C]	23,7	18,5	20,1	21,3	19,5	20,9	19,8
<i>Beginn der Druckspannungsentwicklung</i>								
Betonalter	[h]	7,0	7,4	6,9	3,7	7,4	4,7	7,5
Temperatur	[°C]	24,7	21,3	23,0	22,8	21,8	22,2	23,0
Spannung	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<i>Höchstwert der Druckspannung</i>								
Betonalter	[h]	14,9	22,8	13,0	13,1	17,1	18,1	18,7
Temperatur	[°C]	40,3	38,7	37,7	41,3	35,9	37,9	35,5
Spannung	[N/mm <sup>2</sup> ]	-1,35	-0,55	-0,37	-0,31	-0,25	-0,45	-0,47
<i>Höchstwert der Temperatur</i>								
Betonalter	[h]	16,7	21,4	19,2	16,7	20,9	20,7	20,7
Temperatur	[°C]	40,7	38,8	40,9	43,7	37,2	38,8	36,1
Spannung	[N/mm <sup>2</sup> ]	-1,26	-0,53	-0,05	-1,55	-0,22	-0,43	-0,45
<i>Beginn der Zugspannungsentwicklung</i>								
Betonalter	[h]	27,9	44,8	20,2	19,4	28,2	29,8	31,9
Temperatur	[°C]	34,7	29,2	40,6	43,4	35,7	35,6	33,2
Spannung	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<i>Zustand bei Abkühlungsbeginn im Alter von 4 Tagen</i>								
Betonalter	[h]	96,0	96,0	96,0	96,0	96,0	96,0	96,0
Temperatur	[°C]	21,6	22,2	22,7	21,7	22,2	21,4	22,1
Spannung	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,54	0,57	1,96	1,83	1,18	1,20	0,99
<i>Rissbildung</i>								
Betonalter	[h]	103,9	--	104,1	99,6	103,2	103,2	101,8
Temperatur	[°C]	13,4	--	14,6	17,8	17,0	14,3	16,4
Spannung	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,67	--	2,26	2,04	1,68	1,83	1,65

Die Betonzusammensetzungen sind Tabelle A 18, A 20 und A 24 zu entnehmen.

Tabelle A 28: Wassereindringtiefen der untersuchten sandreichen Betone

Beton	max. Wassereindringtiefe			Mittelwert [mm]
	Einzelwerte [mm]			
Sand A-0,8/320 CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 192/FM P(A)	14	8	15	12
Sand C-0,8/320 CEM I (M)/ 80 SFA (RB)/ 192/FM P(A)	12	10	13	12
Sand D-0,8/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 192/FM L(H)	20	15	12	16
Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 192/FM L(H)	22	21	(45) *	22
Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/ 186/FM L(H)	18	18	16	17
B 32/CEM I (M)/60 SFA (RB)/172	20	15	20	18

\*) bei Mittelwert nicht berücksichtigt (vgl. Bild A 33)

Tabelle A 29: Abwitterungsmengen in M.-% nach dem Würfelverfahren

		Sand A-0,8 CEM I/ 160/192/	Sand C-0,8 CEM I/ 160/192/	Sand D-0,8 CEM I/ 80/195/	Sand D II-0,8 CEM I/ 80/195/	Sand D II-0,65 CEM I/ 80/195/	B 32/CEM I (MA)/60 SFA (RB)/154
Wasseraufnahme nach 24 h Wasserlagerung [M.-%]		2,35	1,64	2,1	1,5	1,4	1,22
10.	Frost- Wechsel	0,11	0,04	0,20	0,2	0,1	0,04
25.		0,20	0,07	0,30	0,4	0,2	0,07
50.		0,26	0,12	0,40	0,4	0,3	0,10
75.		0,34	0,16	0,50	0,5	0,4	0,17
100.		0,41	0,34	0,60	0,6	0,5	0,22

Tabelle A 30: Rohdichten der Balken für die Prüfungen der dyn. E-Moduln nach ÖNORM B 3303

Beton mit Sand D	Rohdichte [kg/m³]	
	Einzelwerte	Mittelwert
...-0,8/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/192/FM L(H)	2220 2200 2190	2200
...II-0,8/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/192/FM L(H)	2200 2190 2190	2200
...II-0,65/320 CEM I (MA)/ 80 SFA (B)/186/FM L(H)	2300 2100 2250	2220

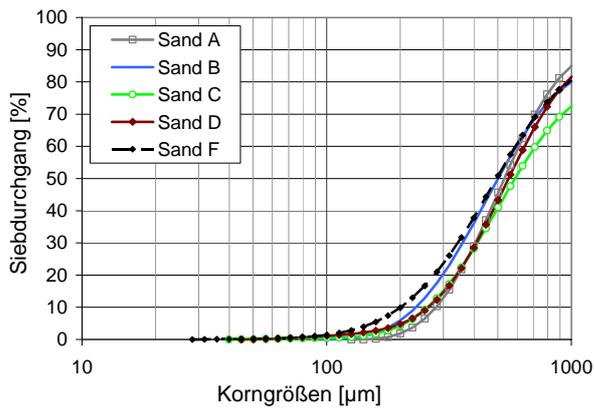


Bild A 1: Kornverteilung der Sande A, B, C, D und F bestimmt im Lasergranulometer

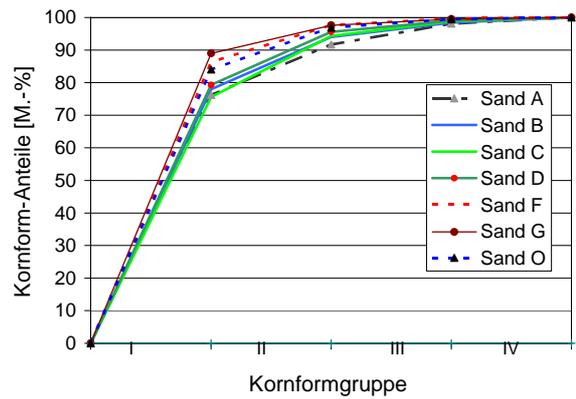


Bild A 2: Kornformbeiwerte  $k_f$  (graphische Auswertung)

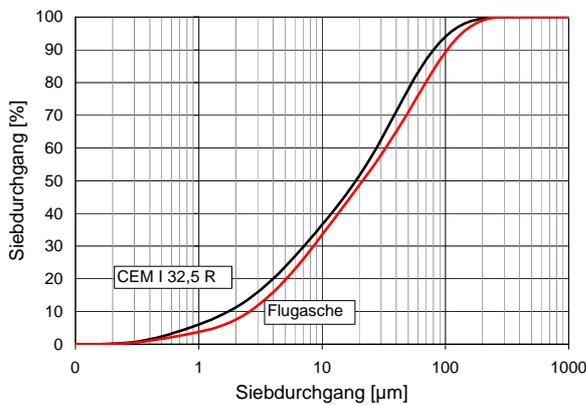


Bild A 3: Lasergranulometrie von Zement CEM I 32,5 R und der Flugasche

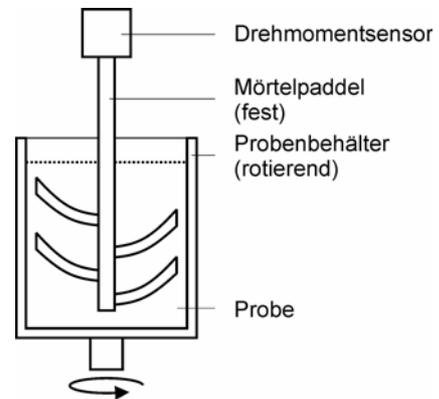


Bild A 4: Systemskizze des Rotationsviskosimeters VISKOMAT NT der Firma Schleiminger Geräte

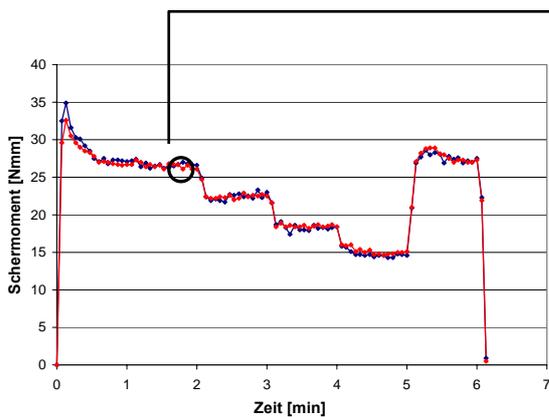


Bild A 5: Verlauf des Schermomentes über die Zeit von Mörteln mit Sand D (2 Kurven)

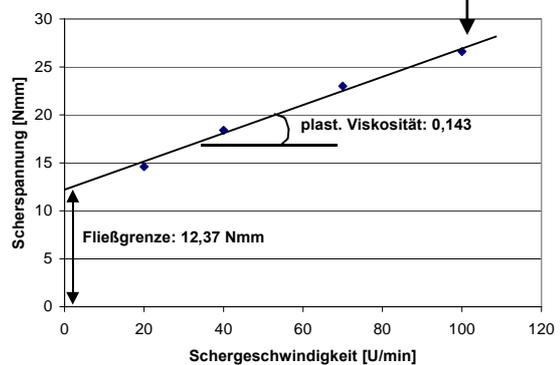


Bild A 6: ermittelte rel. Fließgrenze und rel. Viskosität (Bingham-Modell)

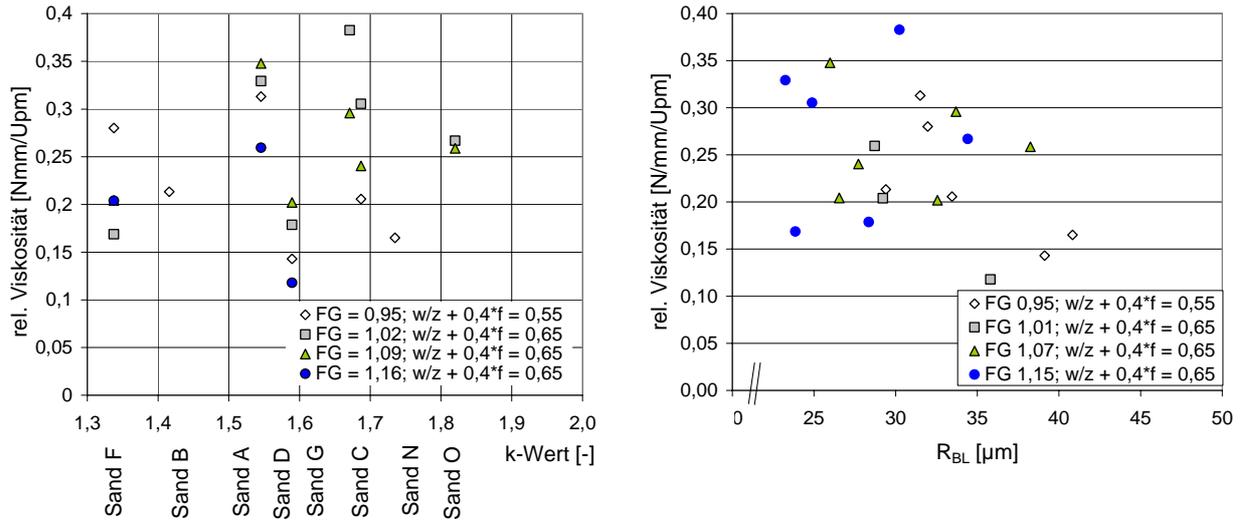


Bild A 7: rel. Viskosität der untersuchten Mörtel in Abhängigkeit vom k-Wert der Sande (links) und von der Bindemittelschichtdicke  $R_{BL}$  (rechts)

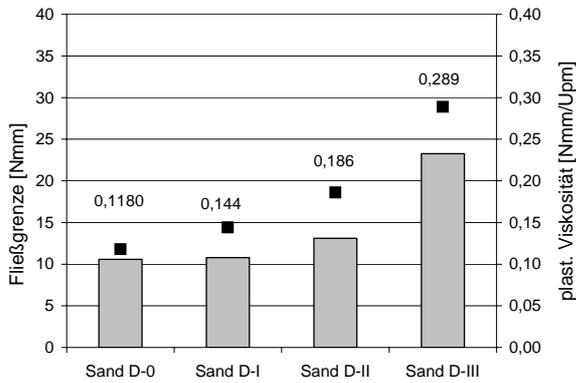


Bild A 8: rel. Fließgrenze (Balken) und rel. Viskosität (Quadrate) der Mörtel mit Sand D unterschiedlicher Sieblinie (Sand D-0, D-I, D-II und D-III)

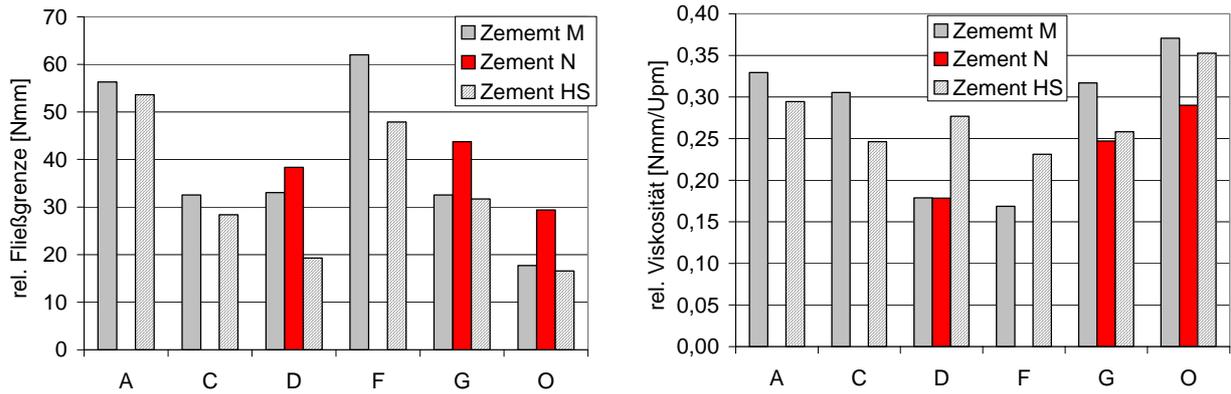


Bild A 9: rel. Fließgrenze (links) und rel. Viskosität (rechts) der Mörtel mit den Zementen M, N und HS

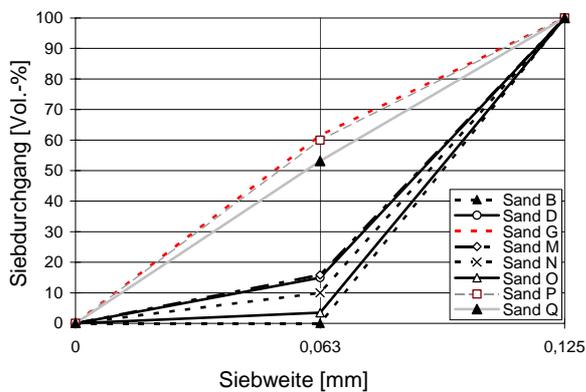


Bild A 10: Sieblinien der Sande B, D, G, M, N, O, P und Q im Mehlkornbereich (Untersuchungen zu den Wechselwirkungen zwischen dem Mehlkorn der Sande und Zement, SFA und Wasser)

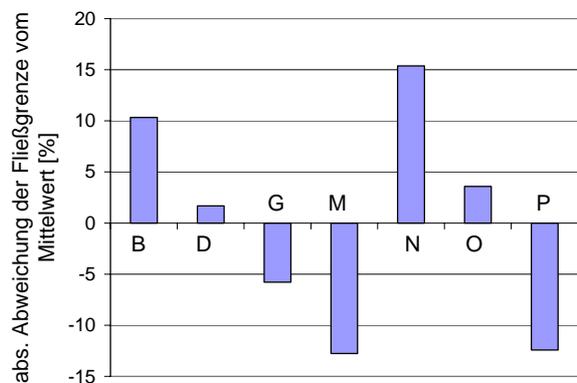


Bild A 11: abs. Abweichung der Fließgrenze vom Mittelwert des Leimes mit Mehlkorn des quarzitäen Sandes Q

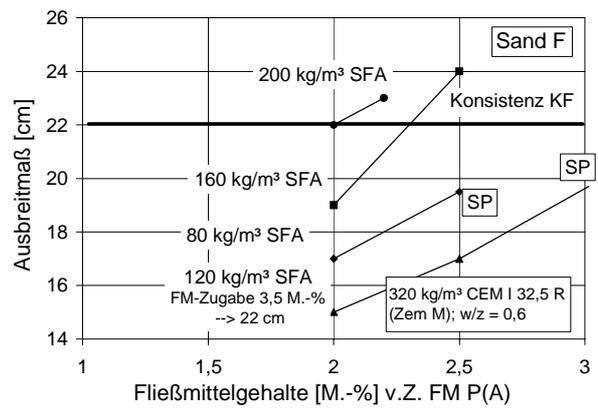
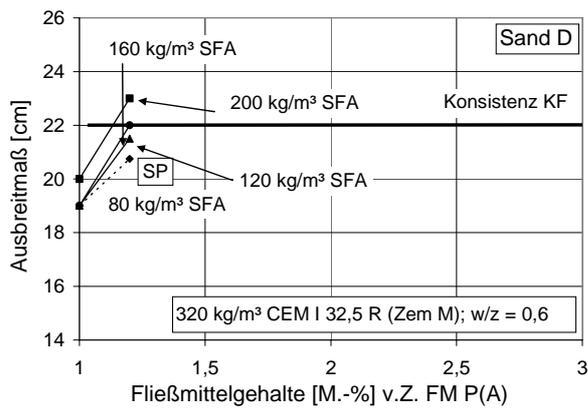
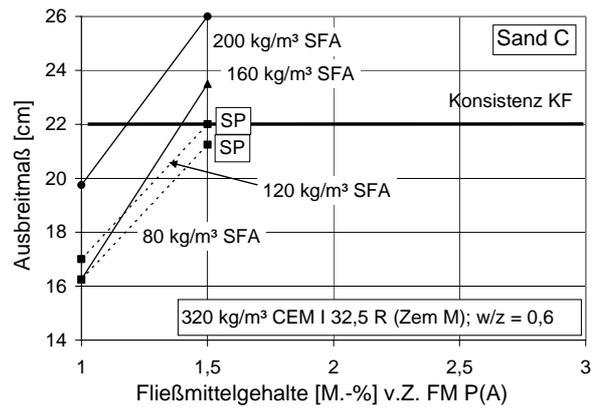
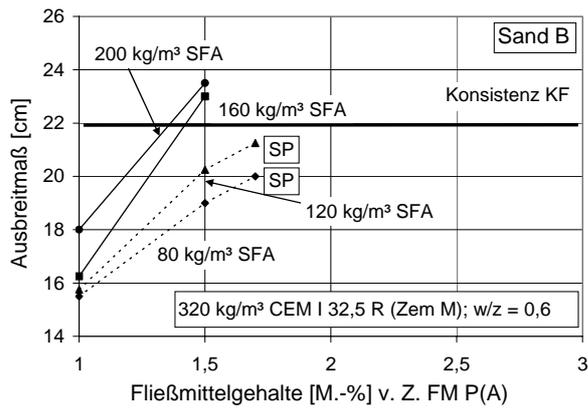


Bild A 12: Ausbreitmaße nach Fließmittelerhöhung für Mörtel mit verschiedenen Flugaschegehalten und Sand B, C, D und F (Einstellung einer homogenen Mörtelkonsistenz (KF); Fließmittel FM P(A))

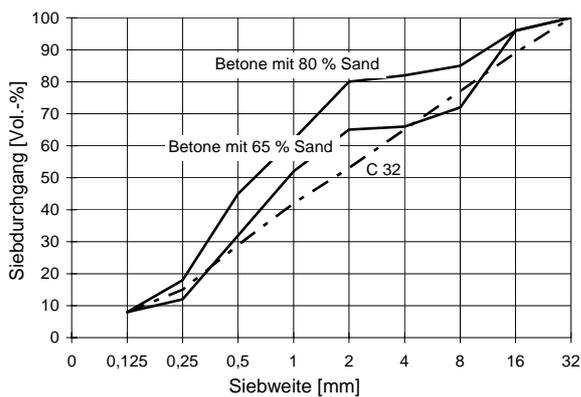


Bild A 13: Sieblinien der Gesteinskörnung der sandreichen Betone mit 65 bzw. 80 Vol.-% Sand

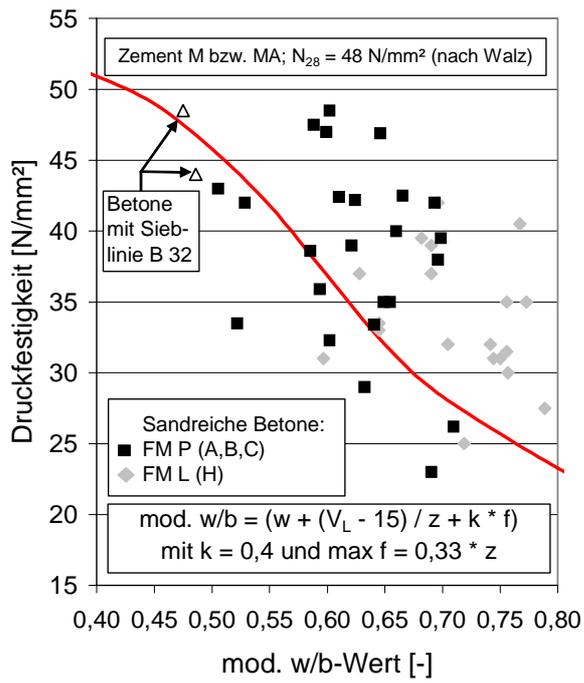


Bild A 14: Druckfestigkeit sandreicher Betone (65 und 80 Vol.-% Sand) in Abhängigkeit vom mod. w/b-Wert

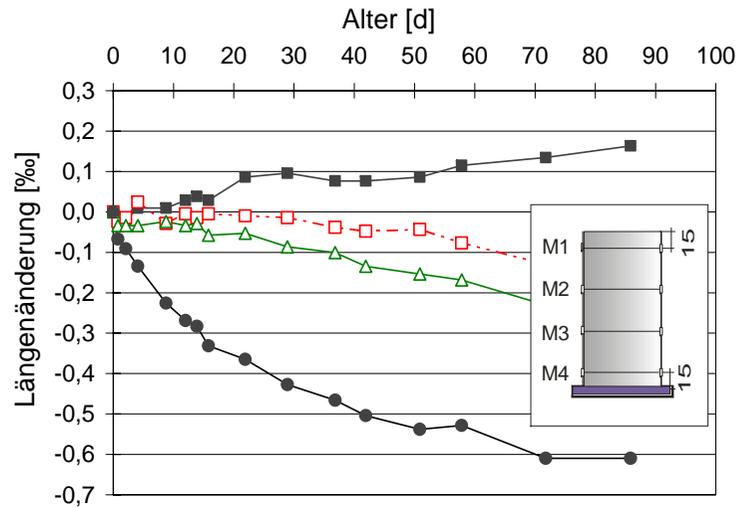
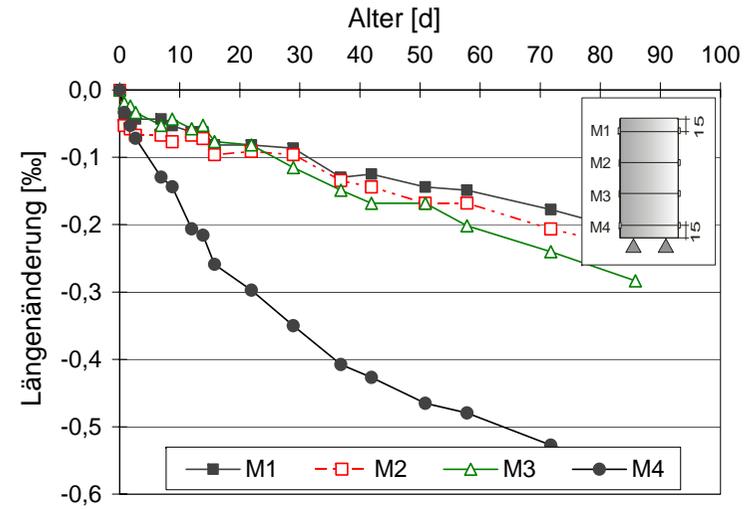
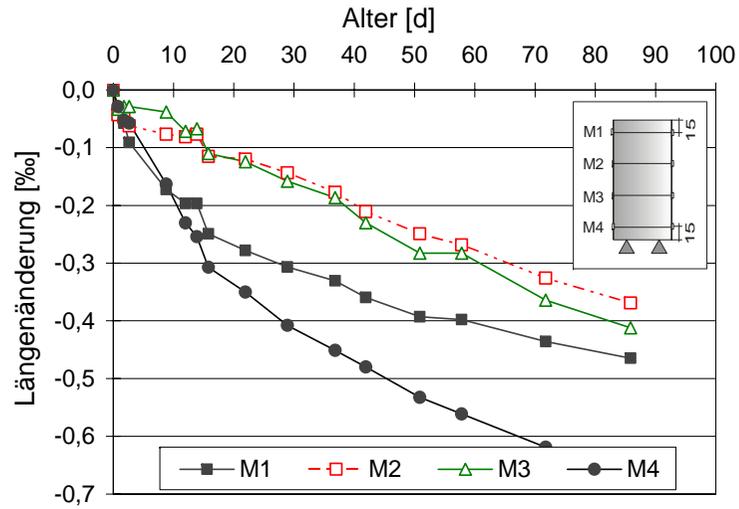


Bild A 15: Längenänderung der Vollzylinder des Betons  
 Sand D II-0,65/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/186/FM L (H)  
 Lagerung Luft/Luft (oben links), Lagerung Luft/Dicht (oben rechts)  
 und Lagerung Luft/Wasser (unten links)

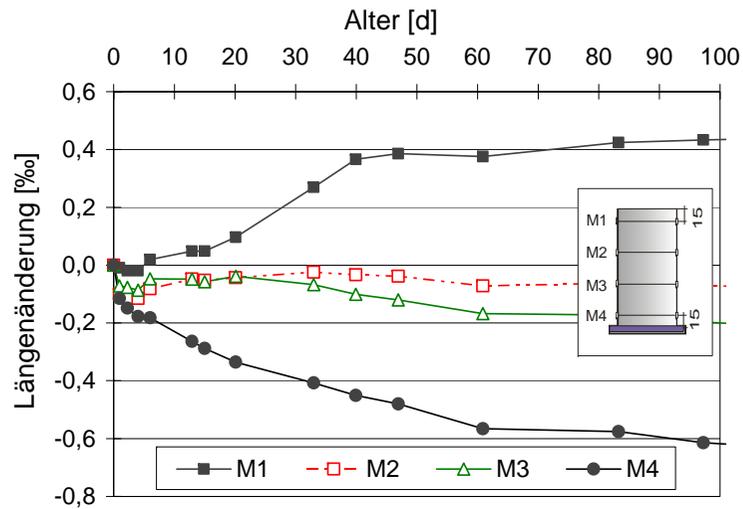
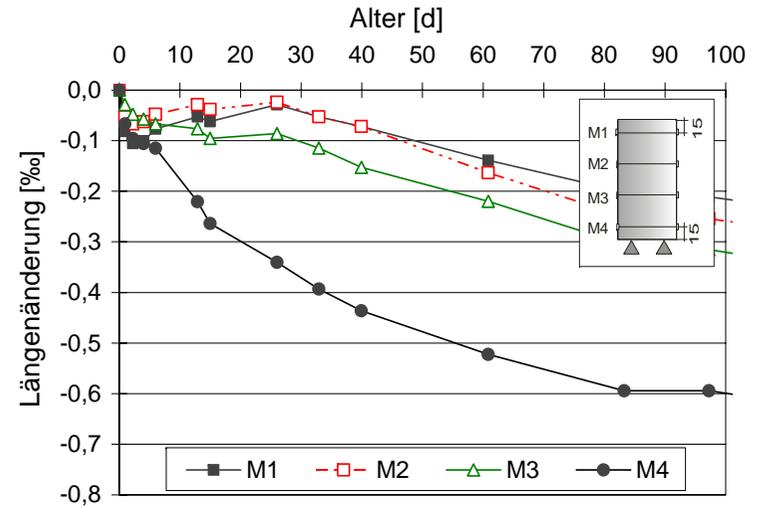
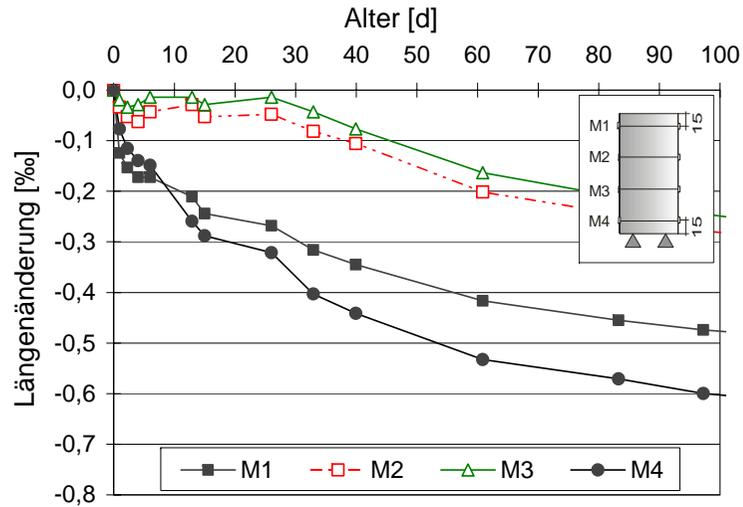


Bild A 16: Längenänderung der Vollzylinder des Betons  
 Sand D-0,8/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/192/FM L (H) Lagerung  
 Luft/Luft (oben links), Lagerung Luft/Dicht (oben rechts) und  
 Lagerung Luft/Wasser ( unten links)

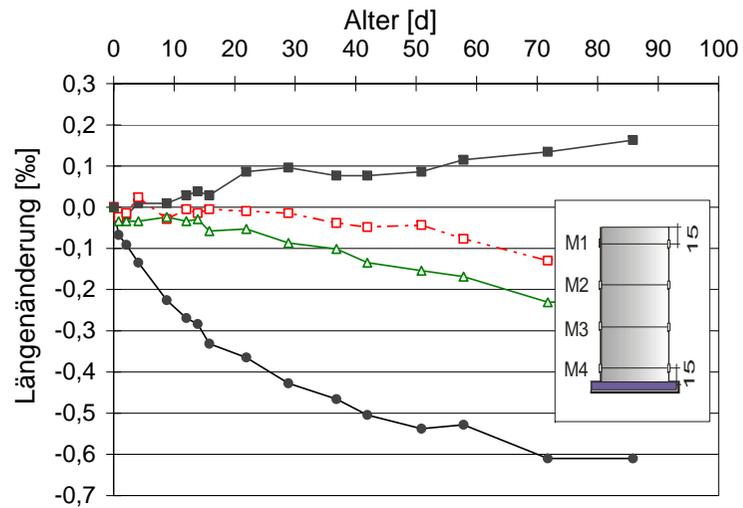
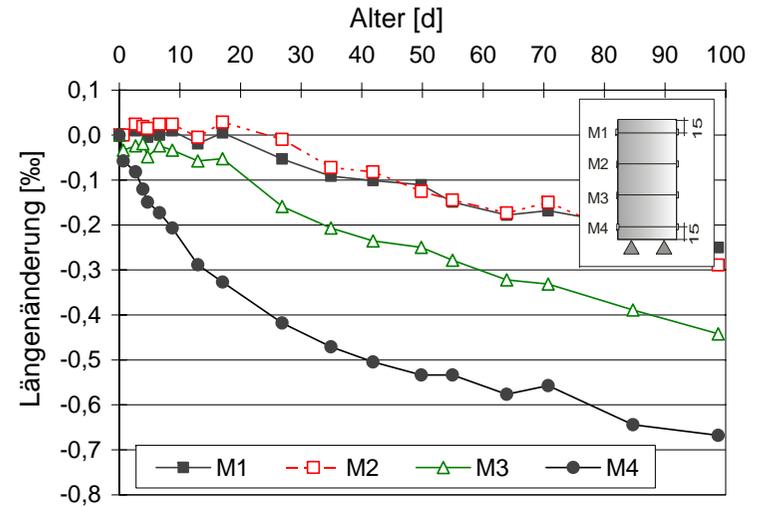
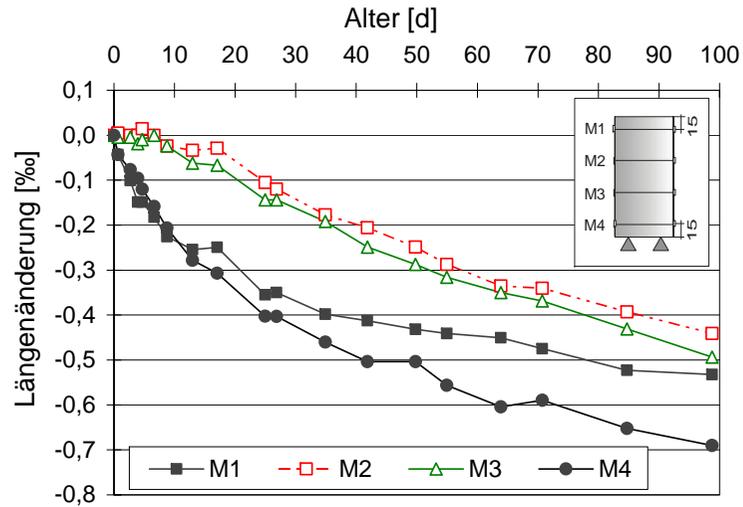


Bild A 17: Längenänderung der Vollzylinder des Betons  
 Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)/80 SFA (B)/192/FM L (H) Lagerung  
 Luft/Luft (oben links), Lagerung Luft/Dicht (oben rechts) und  
 Lagerung Luft/Wasser (unten links)

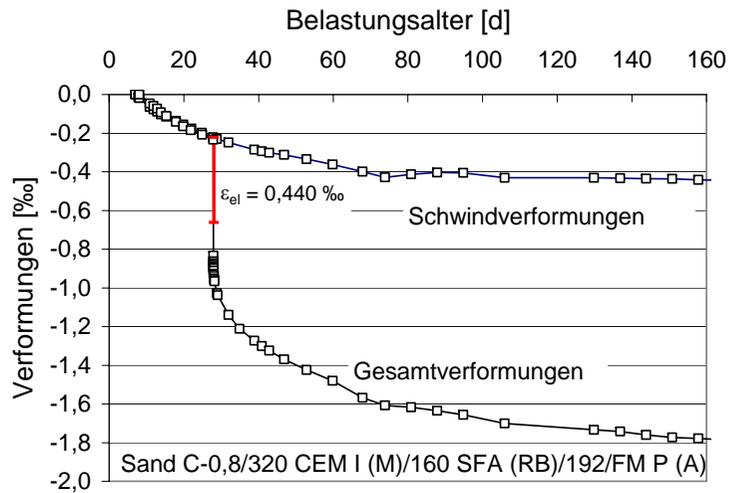
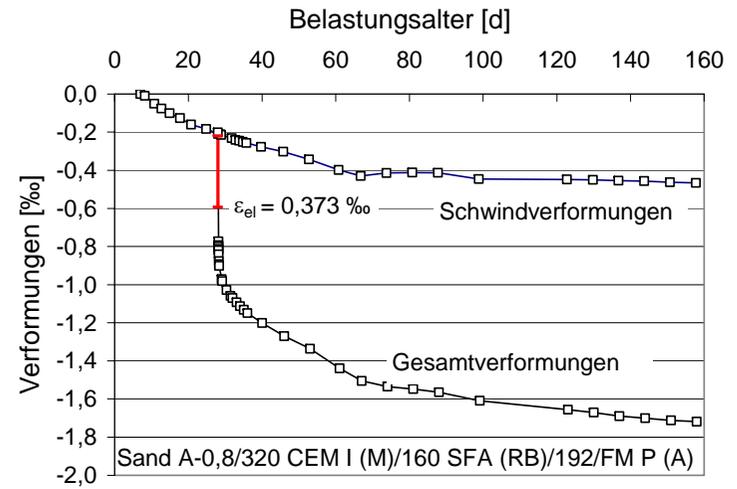
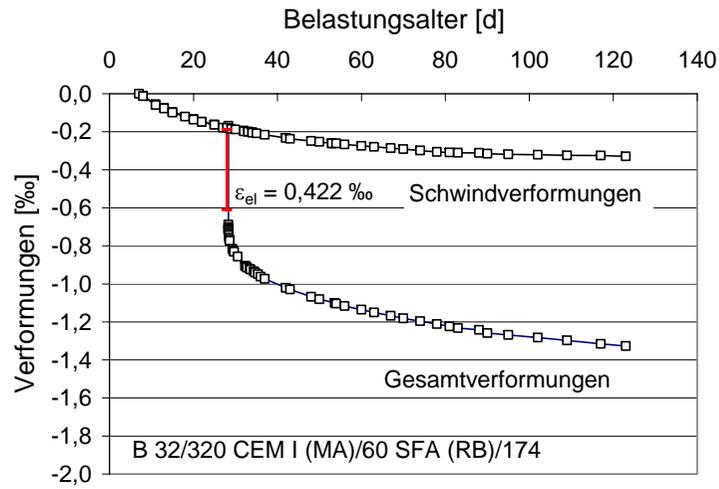


Bild A 18: Gesamtverformungen des Normalbetons und der sandreichen Betone mit Sand A und C

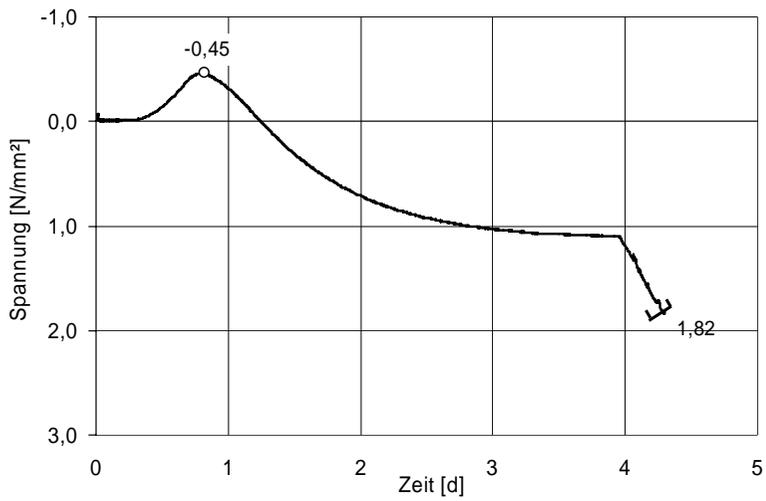
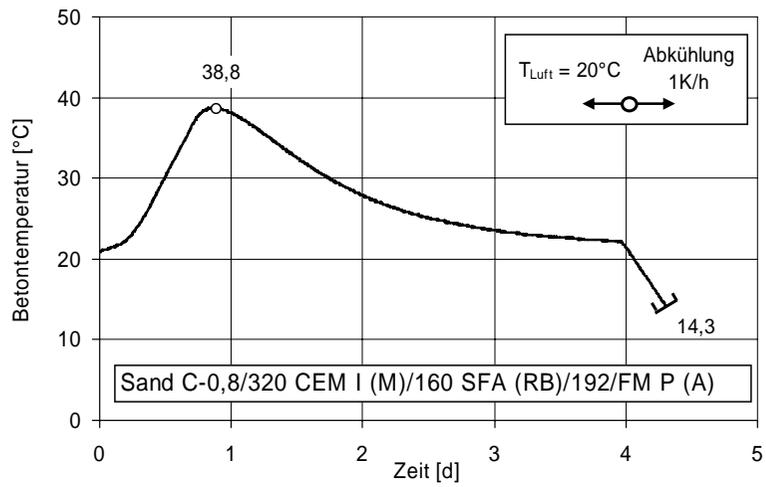


Bild A 19: Temperatur- und Spannungsentwicklung des Betons „Sand C-0,8/320 CEM I (M)/160 SFA (RB)/192/FM P (A)“

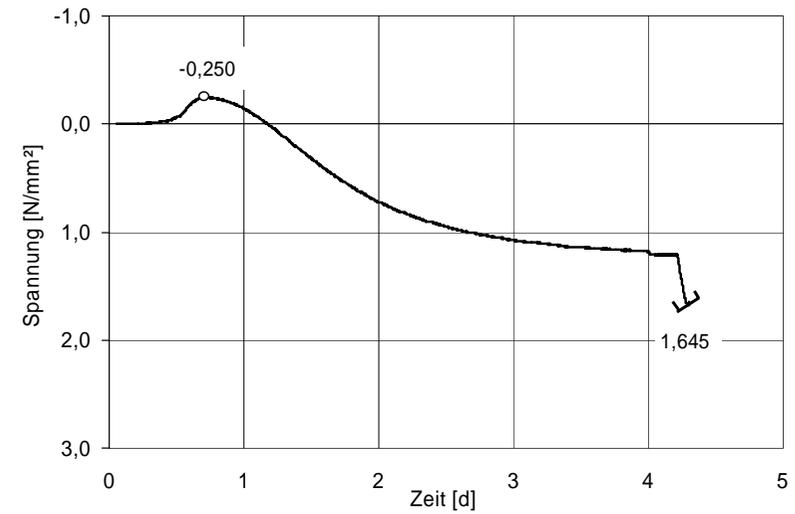
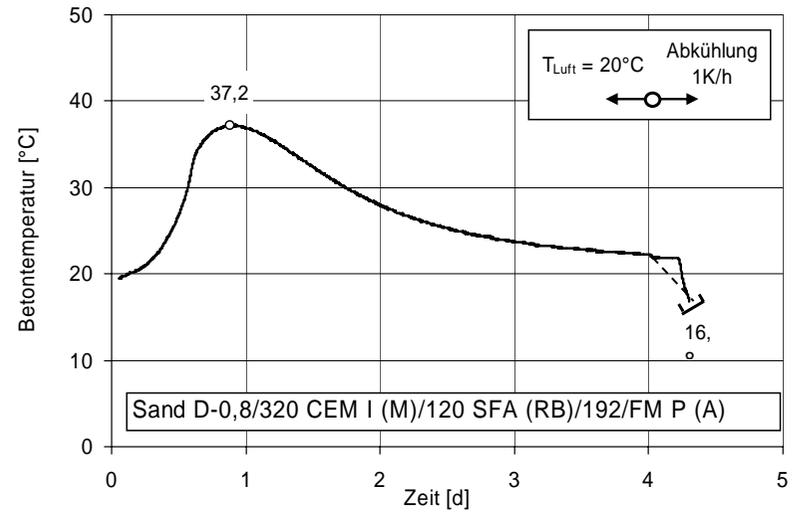


Bild A 20: Temperatur- und Spannungsentwicklung des Betons „Sand D-0,8/320 CEM I (M)/120 SFA (RB)/192/FM P (A)“

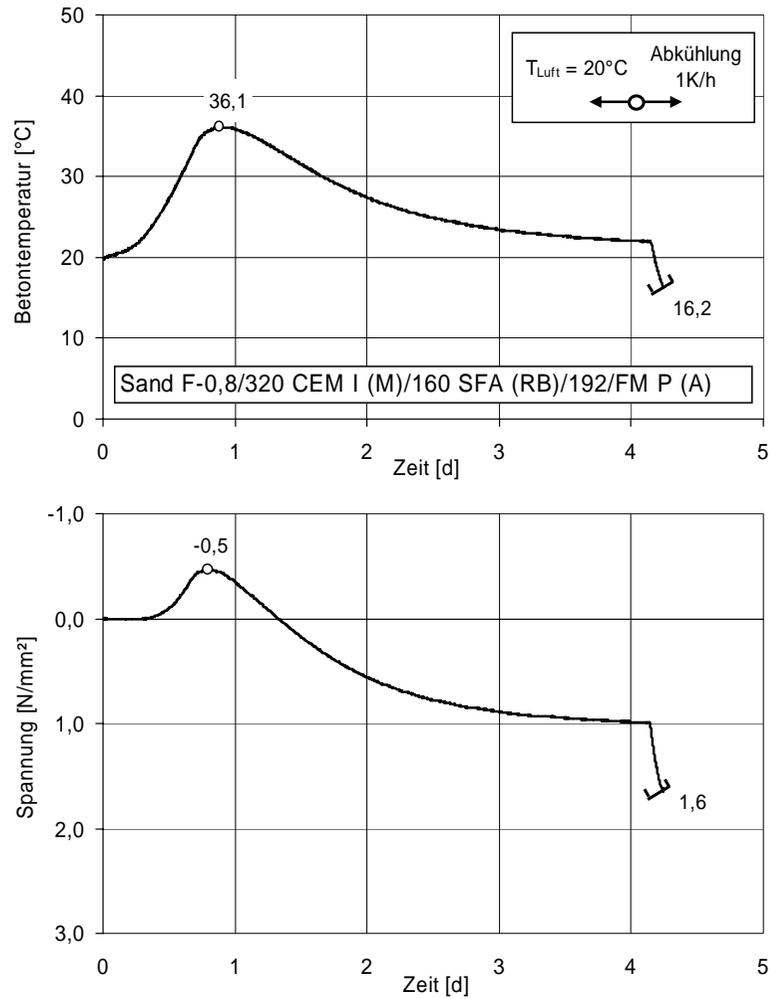


Bild A 21: Temperatur- und Spannungsentwicklung des Betons „Sand F-0,8/320 CEM I (M)/160 SFA (RB)/192/FM P (A)“

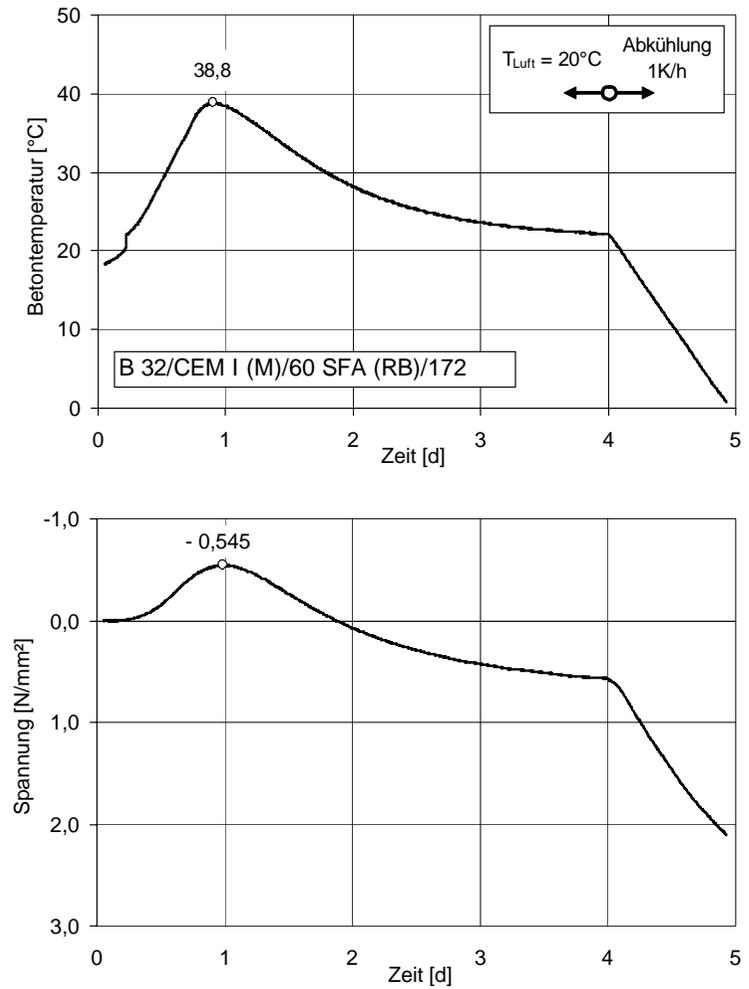


Bild A 22: Temperatur- und Spannungsentwicklung des Betons Normalbetons B 32/CEM I (M)/SFA (RB)/172

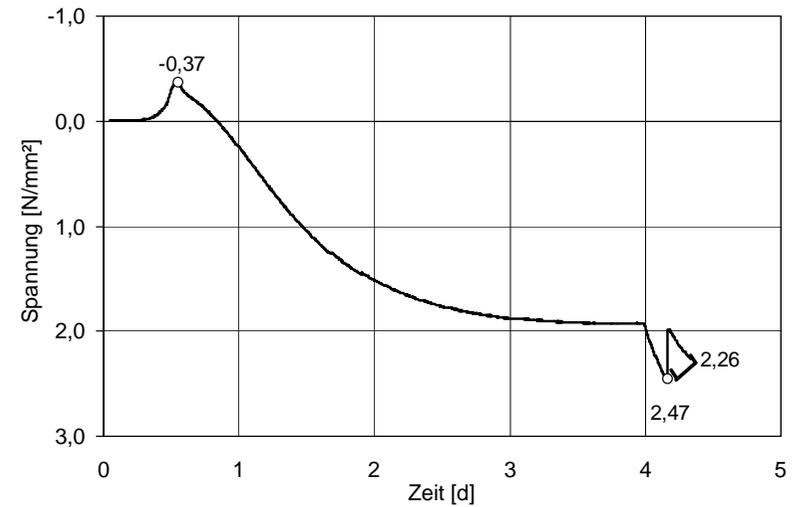
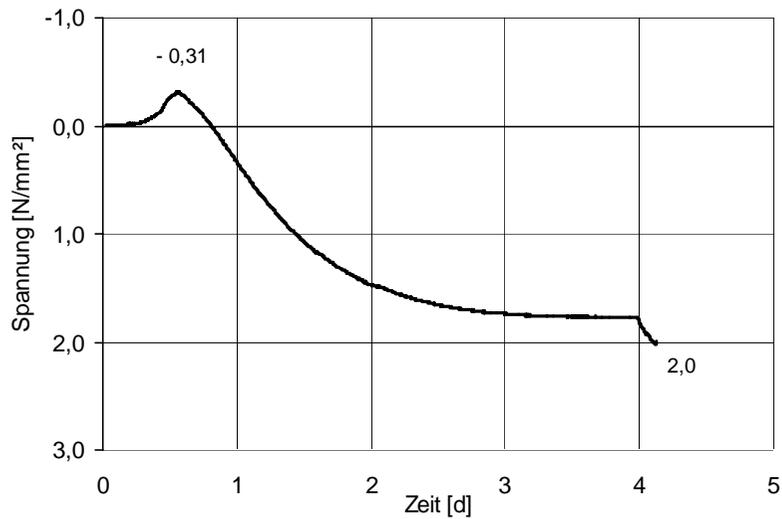
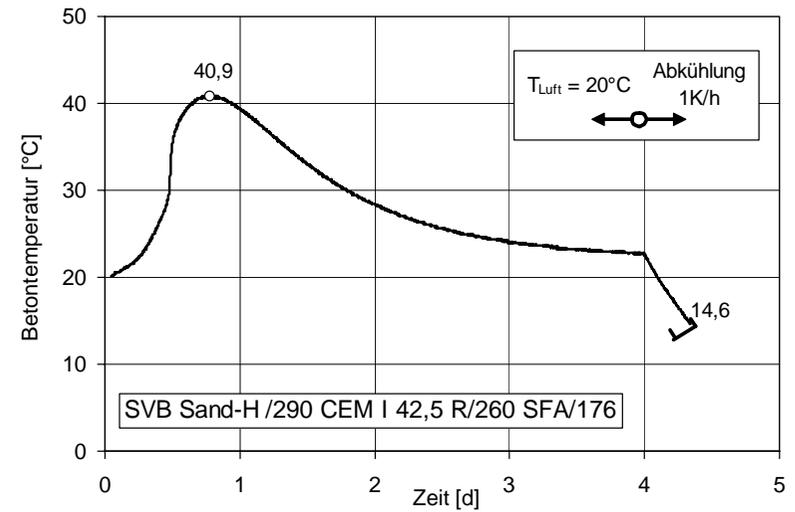
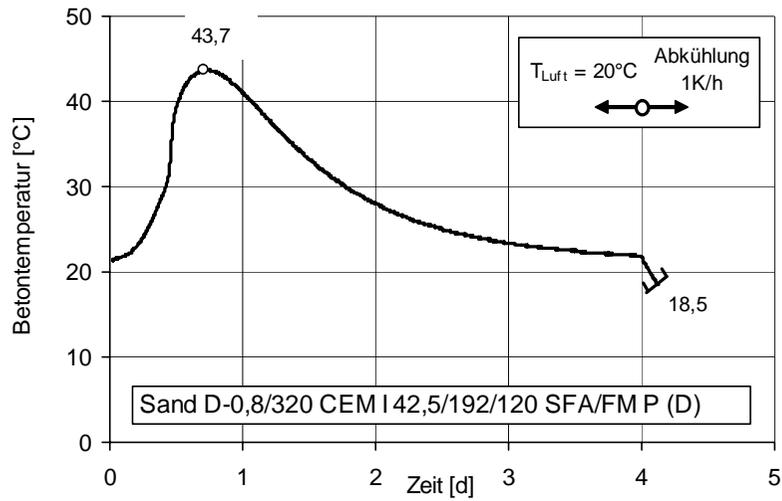


Bild A 23: Temperatur- und Spannungsentwicklung des Betons „Sand D-0,8/320 CEM I 42,5 R/120 SFA/192/FM P (D)“

Bild A 24: Temperatur- und Spannungsentwicklung des Betons „SVB Sand H/290 CEM I 42,5 R/260 SFA/176“

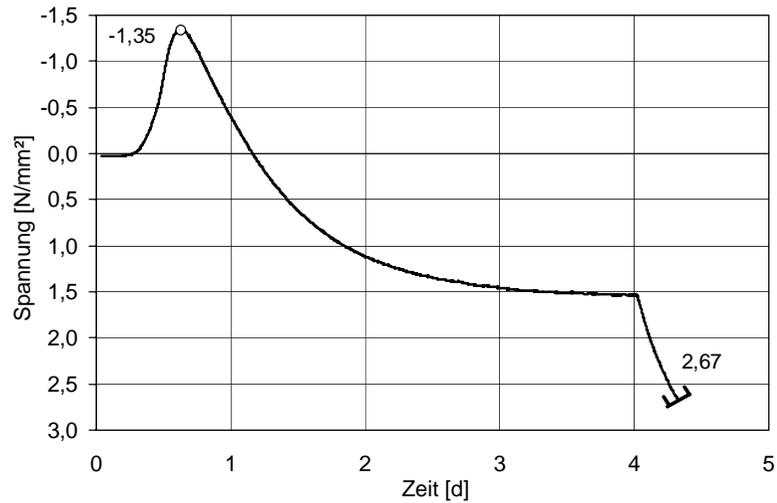
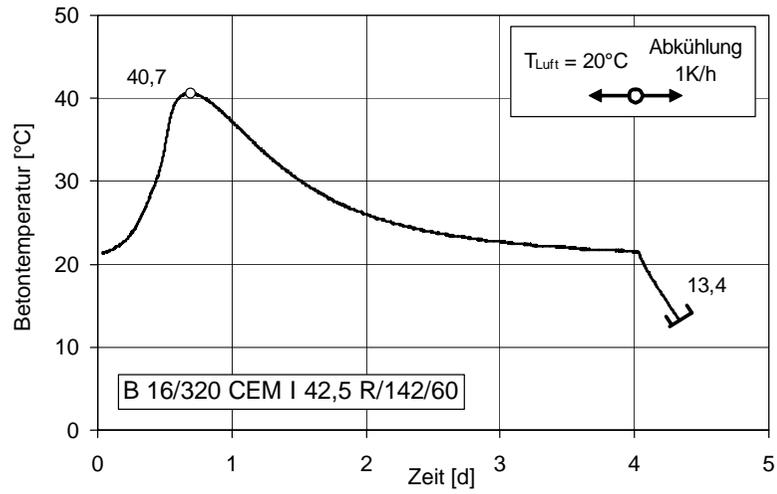


Bild A 25: Temperatur- und Spannungsentwicklung des Betons „B 16/320 CEM I 42,5 R/142/60“

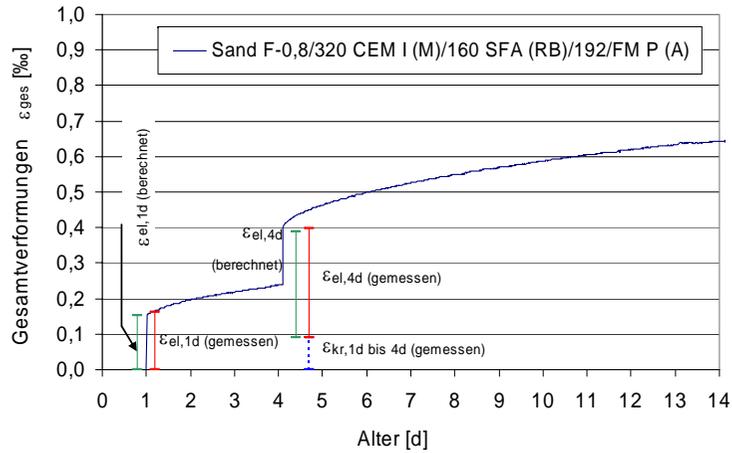


Bild A 26: Zeitlicher Verlauf der Gesamtverformungen  $\epsilon_{ges}$  und berechnete elastische Verformung Sand F-0,8/320 CEM I (M)/160 SFA (RB)/ 192/FM P (A)

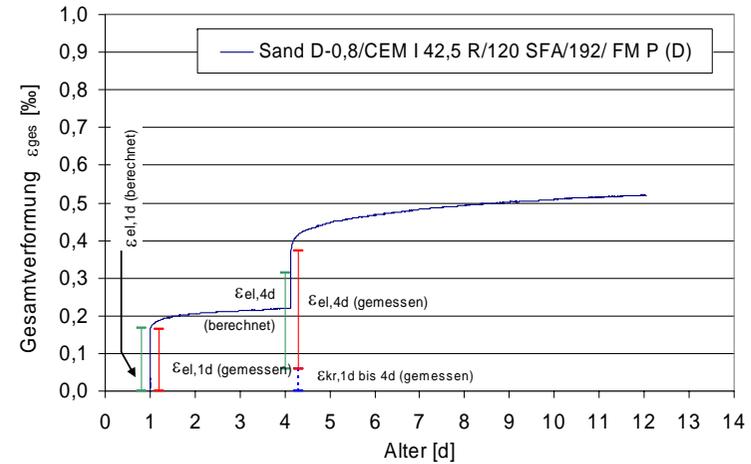


Bild A 27: Zeitlicher Verlauf der Gesamtverformungen  $\epsilon_{ges}$  und berechnete elastische Verformung Sand D-0,8/320 CEM I 42,5 R/120 SFA/192/FM P (D)

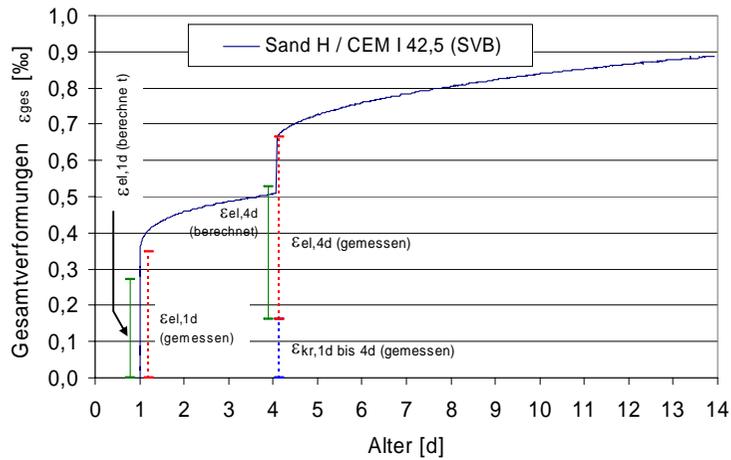


Bild A 28: Zeitlicher Verlauf der Gesamtverformungen  $\epsilon_{ges}$  und berechnete elastische Verformung – Sand H/CEM I 42,5 R (SVB)

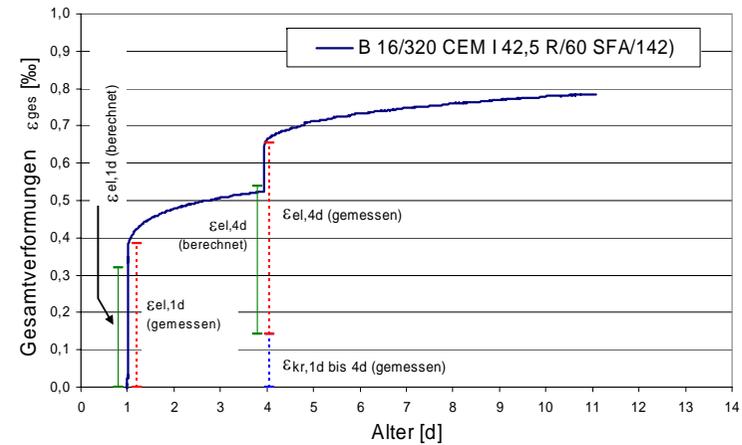


Bild A 29: Zeitlicher Verlauf der Gesamtverformungen  $\epsilon_{ges}$  und berechnete elastische Verformung –Beton B 16/320 CEM I 42,5 R/60 SFA/142

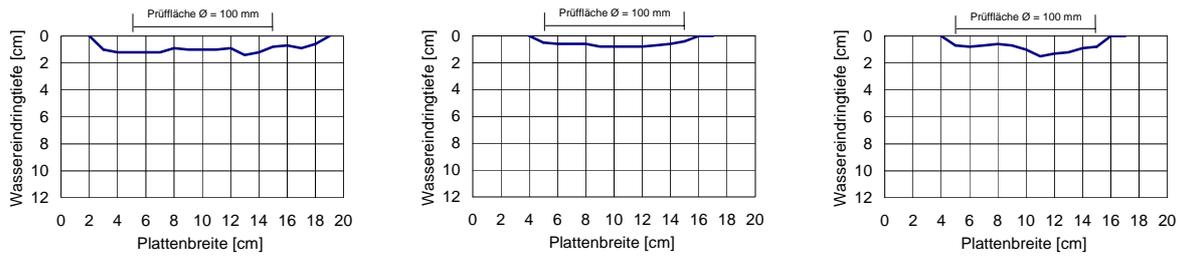


Bild A 30: Wassereindringtiefen der 3 Platten des Betons  
Sand A-0,8/320 CEM I (M)I/192/160 SFA (RB)/FM P (A)

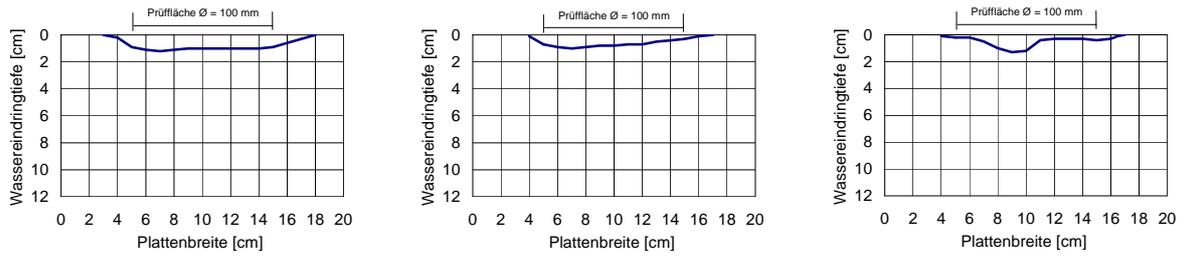


Bild A 31: Wassereindringtiefen der 3 Platten des Betons  
Sand C-0,8/320 CEM I (M)I/192/160 SFA (RB)/FM P (A)

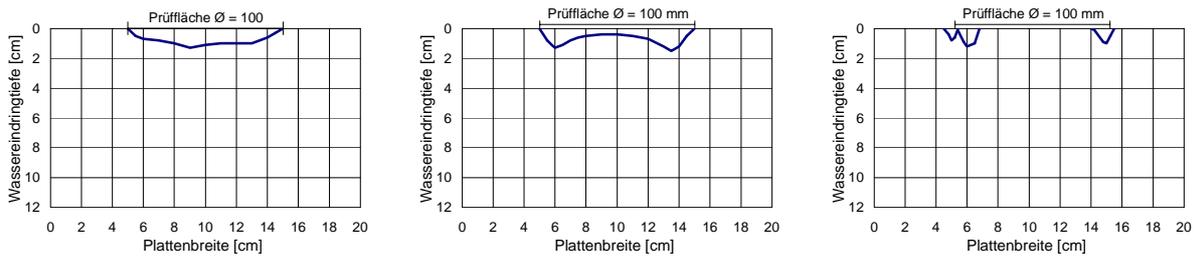


Bild A 32: Wassereindringtiefen der 3 Platten des Betons  
Sand D-0,8/320 CEM I (MA)I/195/80 SFA (B)/FM L (H)

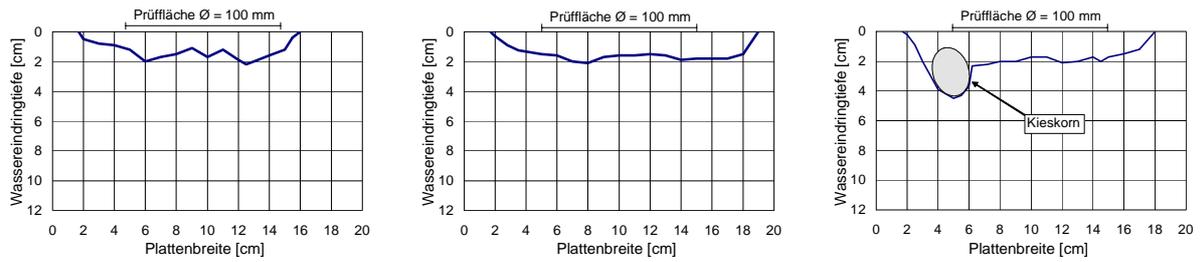


Bild A 33: Wassereindringtiefen der 3 Platten des Betons Sand D II-0,8/320 CEM I (MA)I/195/80 SFA (B)/FM L (H)

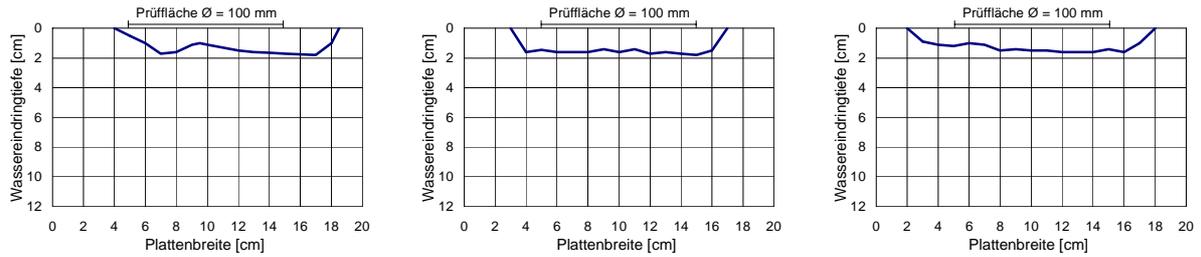


Bild A 34: Wassereindringtiefen der 3 Platten des Betons Sand D II-0,65I320 CEM I (MA)I/186/80 SFA (B)/FM L (H)

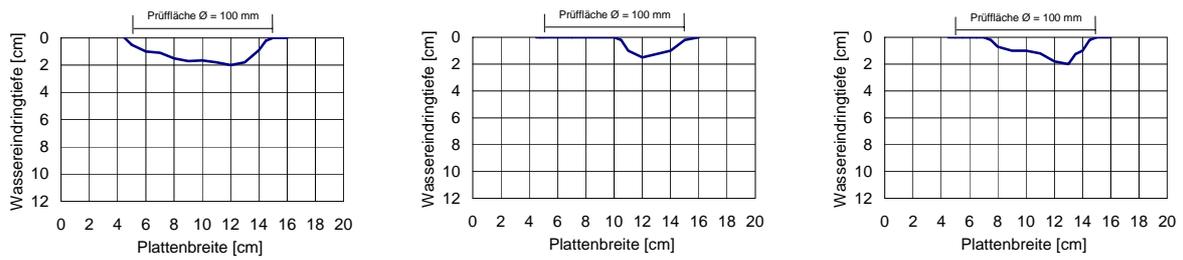


Bild A 35: Wassereindringtiefen der 3 Platten des B 32/320 CEM I (M)/60 SFA (RB)/172

**Beschreibung des Berechnungsverfahrens zum Hohlraumgehalt (Verfahren nach Schwanda [91])**

Das Verfahren beruht auf dem Modell von Kugelschüttungen. Die Korngrößenverteilung der Gesteinskörnung wird zunächst in Kornklassen eingeteilt, deren Grenzen z. B. denen nach DIN 4226 entsprechen. Jede Kornklasse wird als Einkornschüttung betrachtet. In einem zweiten Schritt werden die Kornklassen der Reihe nach miteinander kombiniert und die Hohlraumanteile der so entstandenen Mehrkomponentenmischung ermittelt (vgl. Kap. 4.4.2).

Die Grundgleichungen zur Berechnung des Hohlraumgehaltes berücksichtigen zunächst zwei Fälle, in denen beide Male das Gemisch aus sehr feinen und sehr groben Körnern (Komponenten) zusammengesetzt ist. Beide Fälle werden im Folgenden kurz erläutert.

Fall 1:

Feine Komponente füllt Zwickelvolumen der groben Komponente auf:

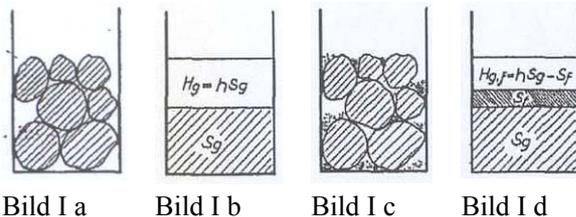


Bild I a zeigt ein Gefäß, in dem sich ein definierter Festraumgehalt grober Körner befindet. Das Verhältnis von Hohlraum zu Festraum ist in Bild I b schematisch dargestellt. Füllt eine feine Komponente die Hohlräume auf – ohne dabei die groben Körner auseinanderzudrücken – vermindert sich der Hohlraum  $H_{G,F}$  um das Feststoffvolumen der feinen Komponente  $S_F$ , während sich das Festraumvolumen erhöht. Das Verhältnis von Hohlraum zu Festraum verringert sich demnach zu:

$$h_{G(F)} = \frac{H_G - S_F}{S_G + S_F} = h_G - (h_G + 1) \cdot s_F$$

Die Berechnung gilt nur so lange die feine Komponente ausschließlich als Füllkorn dient.

Fall 2:

Grobe Komponente ist in feine Komponente eingebettet:

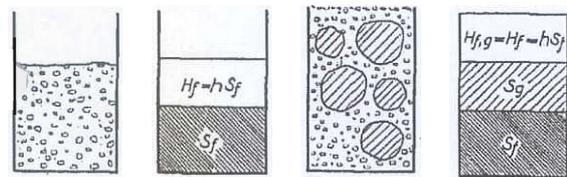


Bild II a    Bild II b    Bild II c    Bild II d

Bild II a zeigt ein Gefäß mit einem definierten Festraumgehalt feiner Körner. Das Verhältnis von Hohlraum zu Festraum ist in Bild II b schematisch dargestellt. Werden einige grobe Körner in die Masse der feinen Körner eingetaucht, so nimmt das Gesamtvolumen um den Anteil  $S_G$  zu. Der Hohlraumgehalt bleibt unverändert. Das Verhältnis von Hohlraum zu Festraum beträgt:

$$h_{F(G)} = \frac{H_{F,G}}{S_{F,G}} = h_F - h_F \cdot s_G$$

Die beiden vorgestellten Fälle beruhen auf der Annahme, dass die groben Körner um ein Vielfaches größer sind als die feinen Körner. Unterschreitet dieses Größenverhältnis eine gewisse Grenze, fungieren die feinen Körner nicht nur als Füll-, sondern auch als Sperrkorn. Es tritt eine sog. Teilchenbehinderung und somit eine Vergrößerung des Gesamtvolumens sowie eine Abnahme des hohlraumvermindernden Einflusses des Beikorns ein. Dieses ist durch den Faktor  $a$  zu berücksichtigen, der von der Art des Korns und dem Größenverhältnis der beiden Körner abhängt:

$$h_{G,F} = h_G - a \cdot (h_G + 1) \cdot s_F$$

bzw.

$$h_{F,G} = h_F - a \cdot h_F \cdot s_G$$

Um das Größenverhältnis der Körner der zwei Ausgangsmaterialien angeben zu können, wird angenommen, dass die zwei Körnungen jeweils aus Körnern gleichen Durchmessers bestehen. Ein Einkornstapel hat dabei den Durchmesser des Grundkorns  $X_S$  und der andere den Durchmesser des Beikorns  $X_i$ . In o. g. Formeln muss dann der Wert  $h$  durch den für Einkornstapel geltenden Wert  $k$  ersetzt werden [91]:

$$h_{G,F} = k_G - a \cdot (k_G + 1) \cdot s_F$$

bzw.

$$h_{F,G} = k_F - a \cdot k_F \cdot s_G$$

Für den Fall, dass das Grundkorn größer als die Teilchenbehinderung  $w$  ist (Fall 1:  $x_{\text{grob}} > -w$ ), ermittelte Schwanda in Versuchen, dass der Faktor  $a$  zu  $(1+k)$  gesetzt werden kann. Ist das Grundkorn größer als  $w$  (Fall 2:  $x_{\text{Fein}} > +w$ ) wird der Faktor  $a$  zu  $k$ . Dazwischen liegt der Bereich der Teilchenbehinderung  $w$ . Die Reichweite  $w$  hängt ab vom Verhältnis des Beikorns  $x_i$  zu der Grundkorngröße  $x_S$ . Der Bereich „ $-w \leq \log(X_i/X_S) \leq +w$ “ umfasst alle Größenverhältnisse, bei denen sich die Teilchenbehinderung bemerkbar macht.

## Unterteilung der Zwangspannungen in 5 Stadien (nach [92])

### Stadium I:

Infolge der Ruhephase während der Hydratation findet keine Erwärmung des Betons statt.

### Stadium II:

Die Erwärmung des Betons führt zu einer Ausdehnung. Die behinderte Ausdehnung führt aber nicht zu Spannungen, da der Beton noch plastisch ist bzw. die Spannungen nahezu völlig durch Relaxation abgebaut werden können. Da dieser Anteil der Hydratationswärme nicht zu Druckspannungen führt, bei der Abkühlung aber zu erheblichen Zugspannungen, ist er ungünstig [93].

### Stadium III:

Während der Erwärmung des Betons wird in den ersten Stunden (oder Tagen) der größte Teil der Temperaturdehnung in Druckspannungen umgesetzt. Die bei Beginn des Spannungsaufbaus vorliegende Temperatur wird als erste Nullspannungstemperatur  $T_{N1}$  bezeichnet. Die Spannungen, die je Kelvin Temperaturerhöhung entstehen, sind in diesem Alter aber wegen des noch niedrigen E-Moduls und hohen Relaxationsvermögens sehr gering.

Bei üblichem Portlandzement-Betonen hat der Beton i. d. R. nach einem Tag eine so große Steifigkeit erreicht, dass die je ein Kelvin Erwärmung auftretenden Druckspannungen annähernd gleich groß sind wie bei der späteren Abkühlung. Hat der Beton also eine gewisse Steifigkeit erreicht, trägt eine weitere Hydratationswärmeentwicklung nur unwesentlich zur Rissgefahr bei.

### Stadium IV:

Bei späterer Abkühlung werden die vorhandenen Druckspannungen vorwiegend elastisch und durch Relaxation abgebaut. Wenn sich die Verformung infolge Abkühlung und chemischem Schwinden überlagern, wird der Zugspannungsaufbau zusätzlich beschleunigt. Da der E-Modul in diesem Stadium wesentlich größer ist als während des Spannungsaufbaus im Stadium III, wird der spannungsfreie Zustand bei einer Temperatur erreicht, die nur wenige Kelvin unter dem Temperaturmaximum und weit über der

ersten Nullspannungstemperatur  $T_{N1}$  liegt. Diese Temperatur wird als zweite Nullspannungstemperatur  $T_{N2}$  bezeichnet.

### Stadium V:

Bei weiterer Abkühlung treten Zugspannungen auf. Werden diese größer als die vorhandene Betonzugfestigkeit, entstehen Spaltrisse. Die zum Risszeitpunkt vorhandene Temperatur wird als Risstemperatur  $T_R$  bezeichnet.

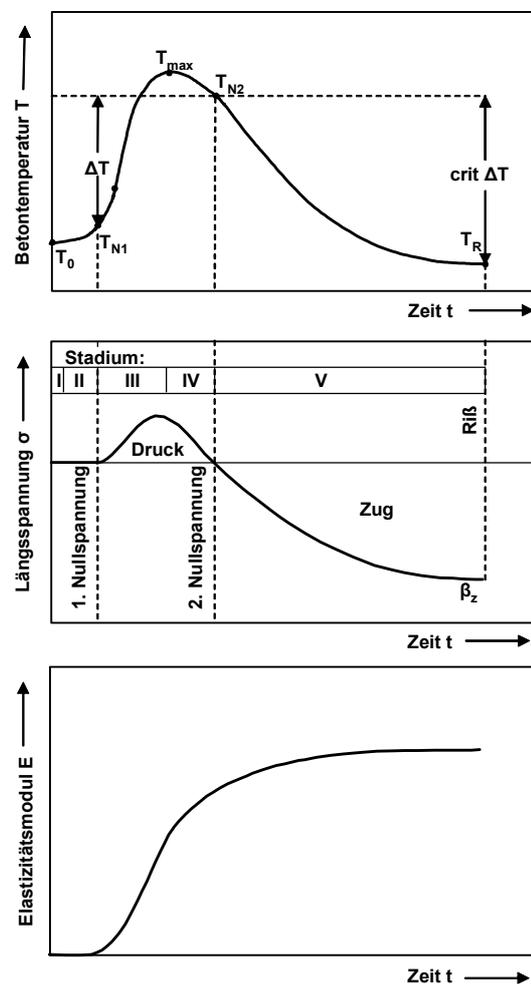


Bild 75: Temperaturstadien während der Hydratationswärmeentwicklung [92]