

Institut für Werkstoffe des Bauwesens  
Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen

Normalbeton  
Hochfester Beton  
Hochleistungsбетон  
Ultrahochfester Beton

Univ.-Prof. Dr.-Ing. K.-Ch. Thienel

Wintertrimester 2017

# Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	5
1.1	Unterscheidung nach der Festigkeit	6
2	Hochfester Beton (im Vergleich zu normalfestem Beton)	7
2.1	Historisches und Normung [Lit 1]	7
2.2	Besonderheiten bei der Herstellung von Hochfestem Beton / Hochleistungsbeton	11
2.2.1	Zusammensetzung	11
2.2.2	Gesteinskörnung [Lit 11, Lit 1]	14
2.2.3	Zement [Lit 10, Lit 11, Lit 1]	14
2.2.4	Wassergehalt und w/z-Wert [Lit 11, Lit 1]	15
2.2.5	Fließmittel	15
2.2.6	Betonzusatzstoffe	16
3	Herstellung, Einbau und Nachbehandlung [Lit 11, Lit 1]	17
3.1	Dosieren und Mischen	17
3.2	Verarbeiten	17
3.3	Nachbehandeln	18
3.4	Qualitätssicherung	18
4	Hydratation von Hochfestem Beton / Hochleistungsbeton	19
4.1	Silicastaub	19
4.2	Steinkohlenflugasche	21
4.3	Metakaolin	22
4.4	Festigkeitsentwicklung von hochfestem Beton	24
4.5	Mikrostruktur und Porengefüge des Hochleistungsbetons	25
4.5.1	Kontaktzone [Lit 34, Lit 35]	25
4.5.2	Poren und Wasser im hochfesten Beton [Lit 37, Lit 36, Lit 39]	26
4.6	Hydratationswärme [Lit 16, Lit 46, Lit 47, Lit 48]	28
4.6.1	Temperaturabhängigkeit [Lit 10, Lit 50]	29

5	Spannungen im Beton / hochfesten Beton	31
5.1	Temperaturspannungen	31
5.1.1	Junger Beton und Nullspannungstemperaturgradient	31
5.1.2	Nullspannungstemperaturgradient [Lit 24, Lit 55, Lit 58]	32
5.2	Eigenspannungen im Beton [Lit 11, Lit 59, Lit 60]	33
5.3	Spannungen infolge von Feuchtigkeitsunterschieden [Lit 61, Lit 59, Lit 62, Lit 46, Lit 64, Lit 65, Lit 66]	34
5.3.1	Schwinden und Quellen beim hochfesten Beton	34
5.3.2	Arten des Schwindens	35
5.3.3	Einflüsse auf das Schwinden des hochfesten Betons [Lit 67, Lit 68, Lit 69, Lit 70, Lit 71, Lit 73, Lit 72, Lit 74, Lit 75, Lit 43, Lit 55, Lit 76, Lit 77, Lit 78, Lit 79]	36
6	Festbetoneigenschaften von hochfestem Beton	43
6.1	Druckfestigkeit [Lit 10, Lit 11, Lit 80 Lit 81]	43
6.2	Zugfestigkeit hochfesten Betons [Lit 80, Lit 10]	47
6.3	Spannungs-Dehnungs-Linie und Elastizitätsmodul [Lit 10, Lit 80, Lit 82, Lit 11, Lit 88]	48
6.3.1	Spannungs-Dehnungs-Linie	48
6.3.2	E-Modul	50
6.4	Bruchverhalten hochfesten Betons [Lit 10]	51
6.5	Verschleißfestigkeit [Lit 80]	52
6.6	Dynamische Beanspruchung [Lit 80, Lit 54, Lit 83, Lit 84, Lit 85, Lit 86, Lit 87]	52
6.7	Kriechen [Lit 10, Lit 80]	53
6.8	Wärmedehnung	53
7	Dauerhaftigkeit von Hochleistungsbeton [Lit 11]	54
7.1	Dichtigkeit gegenüber Gas und Wasser	54
7.2	Chemischer Widerstand	54
7.3	Frost- und Frost-Taumittel-Widerstand	54
7.4	Verhalten bei hohen Temperaturen	54
8	Anwendung [Lit 11, Lit 82]	56

9	Ultrahochfester Beton [Lit 1]	57
10	Hochfester Leichtbeton, hochfester Faserbeton und SVB	60
11	Literatur	61

Dieses Skript behandelt den Normalfesten Beton nur als Auffrischung des Wissens, welches aus der Grundvorlesung in der Bachelorausbildung bereits vorhanden ist. Grundlagen können im Bachelor Skript: Werkstoffe des Bauwesens II: „Frischbeton“ und „Festbeton“ nachgeschlagen werden. Die Skripte zum Modul „Sonderbetone“ bauen auf die Grundvorlesung „Werkstoffe des Bauwesens II“ auf.

# 1 Einleitung

Beton ist ein künstlich hergestellter Verbundwerkstoff. Den Hauptbestandteil bildet ein Gemisch aus Gesteinskörnungen unterschiedlicher Größe (z. B. Sand, Kies, Splitt), die mit einem erhärteten Bindemittel verkittet werden. Das 3-Stoffsystem hat sich standardmäßig zum 5-Stoffsystem entwickelt und weiter zu einem Hightechbaustoff, dessen Herstellung teilweise großen Aufwand und Sorgfalt erfordert.

Die technische Entwicklung spiegelt sich wider in der Entwicklung der Betonfestigkeitsklassen in der deutschen Betonnorm DIN 1045 (Abb. 1).

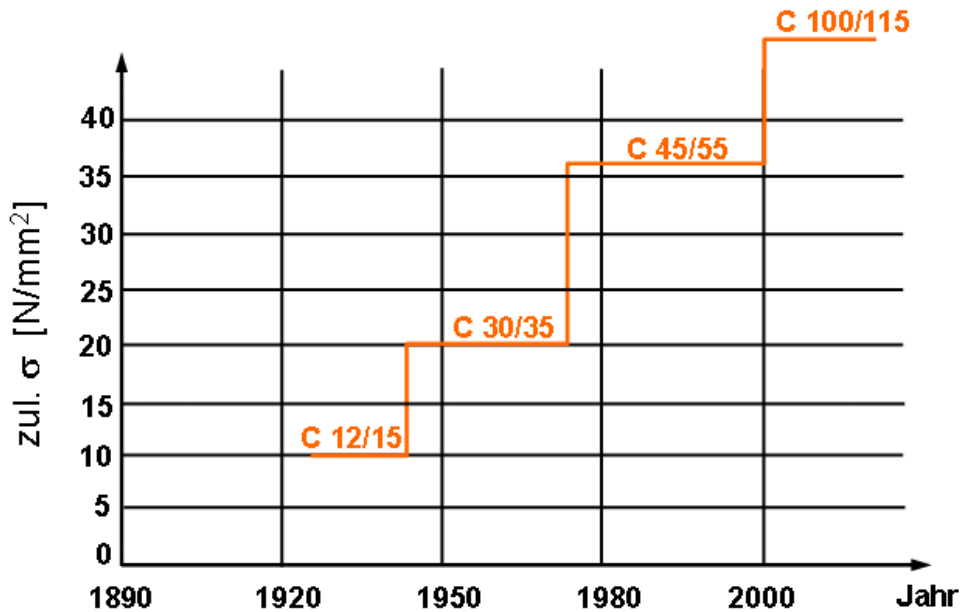


Abb. 1: Entwicklung der Betonfestigkeiten [Lit 4]

Hochfeste Betone werden vorrangig dort eingesetzt, wo sich wirtschaftliche Vorteile z. B. durch Einsparung der Druckbewehrung bei hoch beanspruchten Druckgliedern, ergeben. Aufgrund ihrer großen Dichte und dem daraus resultierenden hohen Widerstand gegen äußere Angriffe (z. B. Karbonatisierung, chemischer Angriff etc.) werden sie daher auch Hochleistungsbetone bezeichnet [Lit 12].

	Bezeichnung	
	Hochfester Beton	Hochleistungsbeton
Definition	Druckfestigkeit > 60 N/mm <sup>2</sup>	für spezielle, hohe Nutzungsanforderungen entwickelte Betone, z.B. für <input type="checkbox"/> Undurchlässigkeit, <input type="checkbox"/> Widerstand gegen physikalische oder chemische Einwirkungen, <input type="checkbox"/> Festigkeit
vorrangiges Einsatzgebiet	Tragfähigkeit	Dauerhaftigkeit
	hohe Festigkeit	⇔ dichtes Gefüge

Abb. 2: Definition von hochfestem und Hochleistungsbeton [Lit 11]

## 1.1 Unterscheidung nach der Festigkeit

Alle Betone werden in **Festigkeitsklassen** eingeteilt. Beton nach DIN 1045-3 gruppiert die Festigkeitsklassen in drei **Überwachungsklassen**. Überwachungsklasse 1 umfasst Betone bis zu einer Festigkeitsklasse C25/30. Überwachungsklasse 2 deckt den Bereich C30/37 bis C50/60 ab. Festigkeitsklassen ab C55/67 fallen in die Überwachungsklasse 3.

Ab einer Druckfestigkeitsklasse über C50/60 im Falle von Normalbeton oder Schwerbeton und einer Festigkeitsklasse über LC50/55 im Falle von Leichtbeton handelt es sich um Hochfesten Beton. Dieser ist nach DIN 1045-2, DIN EN 206 und zusammengefasst im DIN FB 100 geregelt. Für die beiden höchsten Festigkeitsklassen C90/105 und C100/115 sowie für hochfesten Leichtbeton der Druckfestigkeitsklassen LC70/77 und LC80/88 ist noch heute eine Zustimmung im Einzelfall oder eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich. [Lit 8, Lit 2, Lit 5]

Normal- und Schwerbeton		
Druckfestigkeitsklasse	$f_{ck, cyl.}^{1)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ck, cube}^{1), 2)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60

Hochfester Normal- und Schwerbeton		
Druckfestigkeitsklasse	$f_{ck, cyl.}^{1)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ck, cube}^{1), 2)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
C55/67	55	67
C60/75	60	75
C70/85	70	85
C80/95	80	95
C90/105	90	105
C100/115	100	115

<sup>1)</sup> Lagerung 28 Tage unter Wasser

<sup>2)</sup> Bei Lagerung nach DIN EN 12390-2, Anhang NA siehe Kap. 6.5.1.2

Abb. 3: Druckfestigkeitsklassen nach DIN EN 206 [Lit 13]

## 2 Hochfester Beton (im Vergleich zu normalfestem Beton)

### 2.1 Historisches und Normung [Lit 1]

Mit der Verbesserung der technologischen Kenntnisse und der Verfahrenstechnik wurde es in der zweiten Hälfte des letzten Jahrhunderts möglich, hochwertigere Zemente mit gleichmäßigen Eigenschaften herzustellen. Eine ähnliche Entwicklung zeichnete sich in der Betontechnik ab, sodass es schon in den Sechzigerjahren in gut geführten Fertigteilverken durchaus gelungen ist, Beton mit 60 bis 80 N/mm<sup>2</sup> Druckfestigkeiten im Alter von 28 Tagen zielsicher herzustellen. In einem Laborversuch ist es K. Walz schon 1966 gelungen einen Beton herzustellen, der nach 42 Tagen eine Druckfestigkeit von 143 N/mm<sup>2</sup> erreichte. Dazu wurden Basalkörnungen 0/15 (heute 0/12), 350 kg/m<sup>3</sup> PZ 475 (entspricht einem CEM I 52,5) und nur 112 l/m<sup>3</sup> Wasser bei einer Temperatur von + 5 °C gemischt. Nach dem Verdichten mit einem Rüttelstampfer erhärtete der Beton am ersten Tag unter einem Druck von 2 N/mm<sup>2</sup>.

Bis 1972 war in DIN 1045 Beton nur bis zum B 300 mit einer mittleren 28-Tage-Druckfestigkeit von 30 N/mm<sup>2</sup> genormt: Erst in die anschließende Neufassung wurden die Festigkeitsklassen B 35 und B 55 aufgenommen. Nach DIN FB 100 gelten heute Betone C 55/67 bis C 100/115 als hochfest.

Betone mit einer mittleren Druckfestigkeit von mindestens 60 N/mm<sup>2</sup> hat man bis in die Neunzigerjahre als ausreichend für die Lösung konstruktiver Fragen angesehen. Dazu trug auch die nicht ganz unberechtigte Sorge bei, dass höhere Betonfestigkeiten doch nur zu viel dünneren, weniger robusten Querschnitten führen würden, bei denen es noch schwieriger ist, den Beton zwischen einer extrem dichten Bewehrungslage einzubringen.

Mit der Entwicklung sehr leistungsfähiger Fließmittel war der Weg frei um einen Beton herzustellen, der mit extrem niedrigen  $w/z$ -Werten noch gut verdichtet werden konnte, und dies ohne wesentliche Erhöhung des Zementgehaltes. Damit konnten Druckfestigkeiten von 80 bis 100 N/mm<sup>2</sup> zielsicher erreicht werden. Mit der Herstellung von Beton so hoher Festigkeiten in weicher oder fließfähiger Konsistenz erkannte man auch rasch die Vorteile, die solcher Beton etwa bei noch schlankeren Stützen von Hochhäusern bieten konnte [Lit 6].

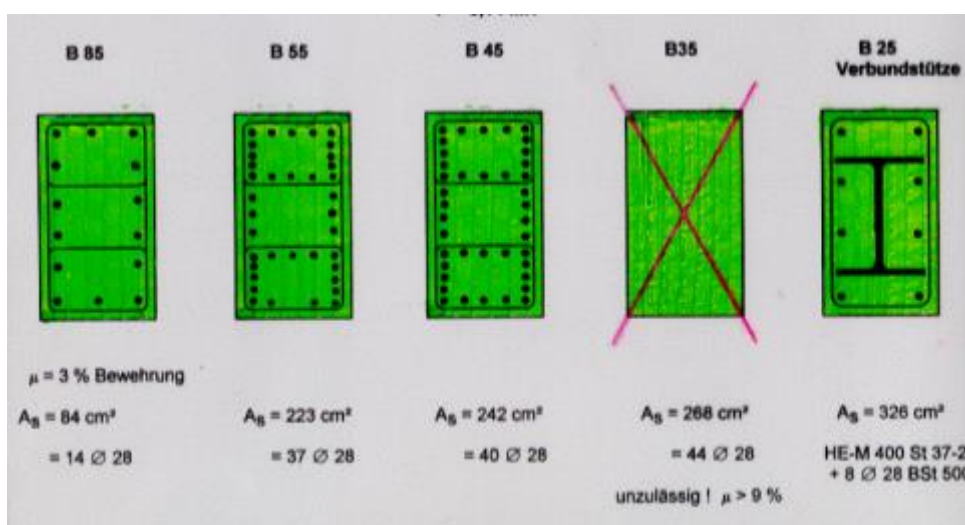


Abb. 4: Vergleich der Tragfähigkeit von Stützen 40x70 cm<sup>2</sup>, mittlerer Druck

Neben der hohen Druckfestigkeit weisen diese betone noch andere günstige Eigenschaften auf, die die Dauerhaftigkeit positiv beeinflussen, weswegen diese Betone auch Hochleistungsbetone genannt werden.

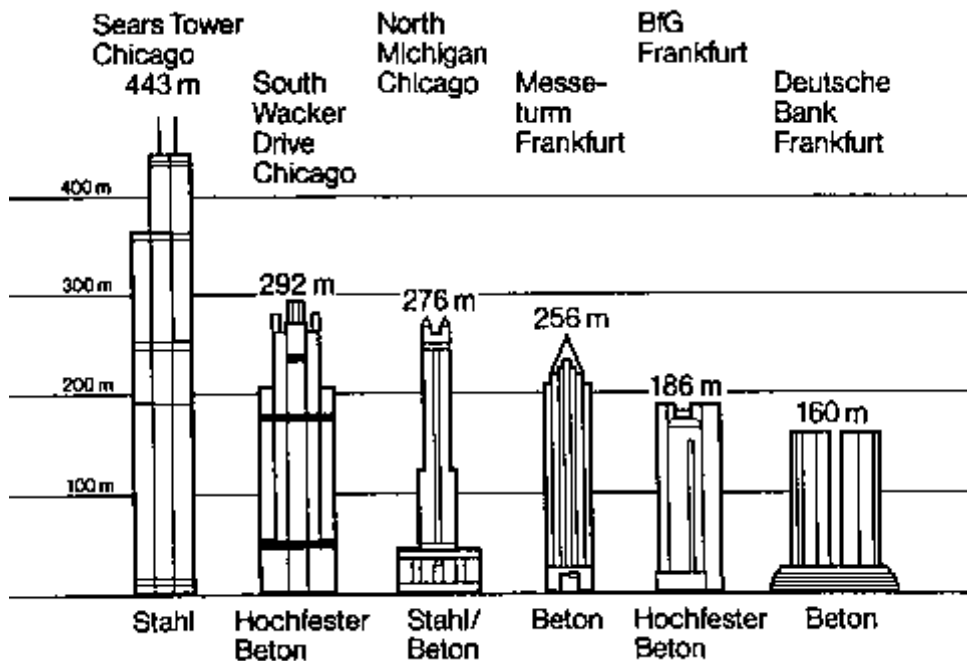


Abb. 5: Entwicklung im Hochhausbau (bis 1995)

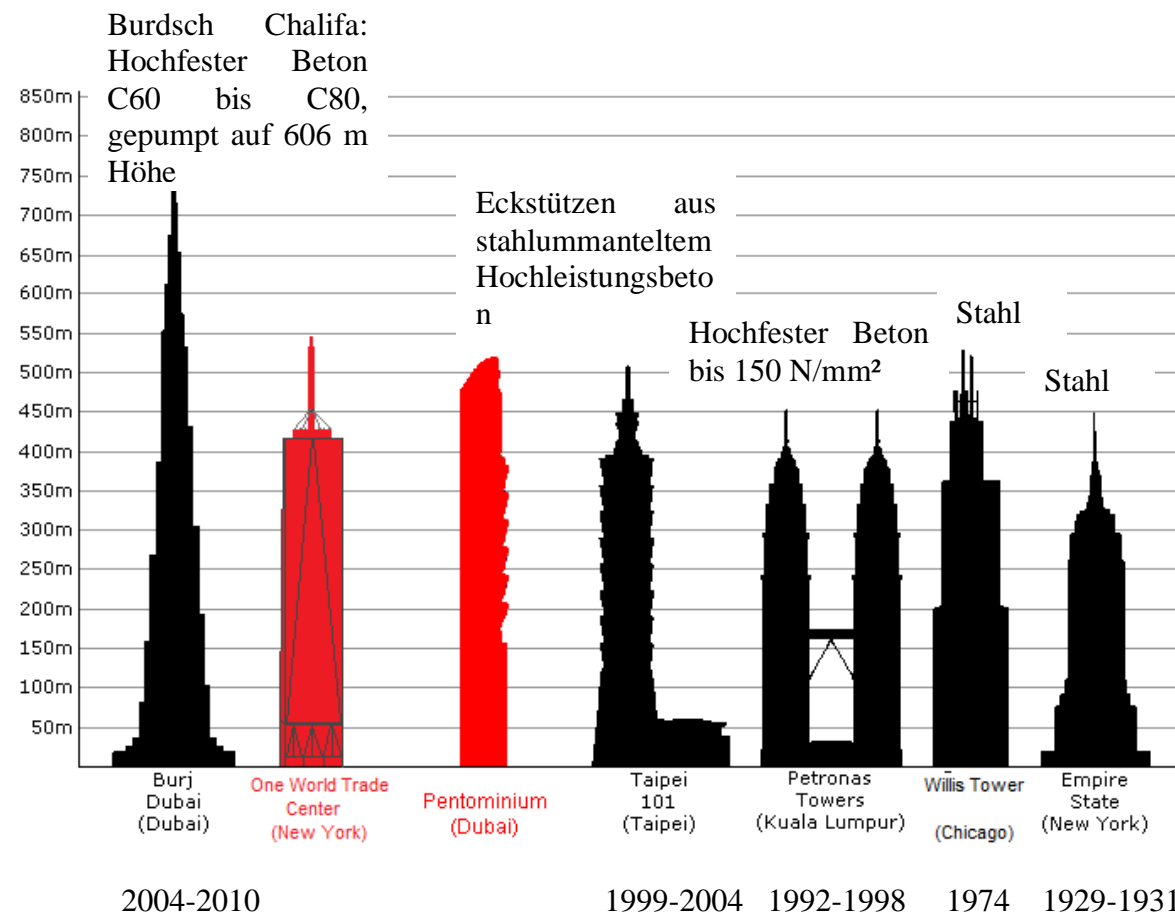


Abb. 6: Höhenvergleich der aktuellen und geplanten Hochhäuser



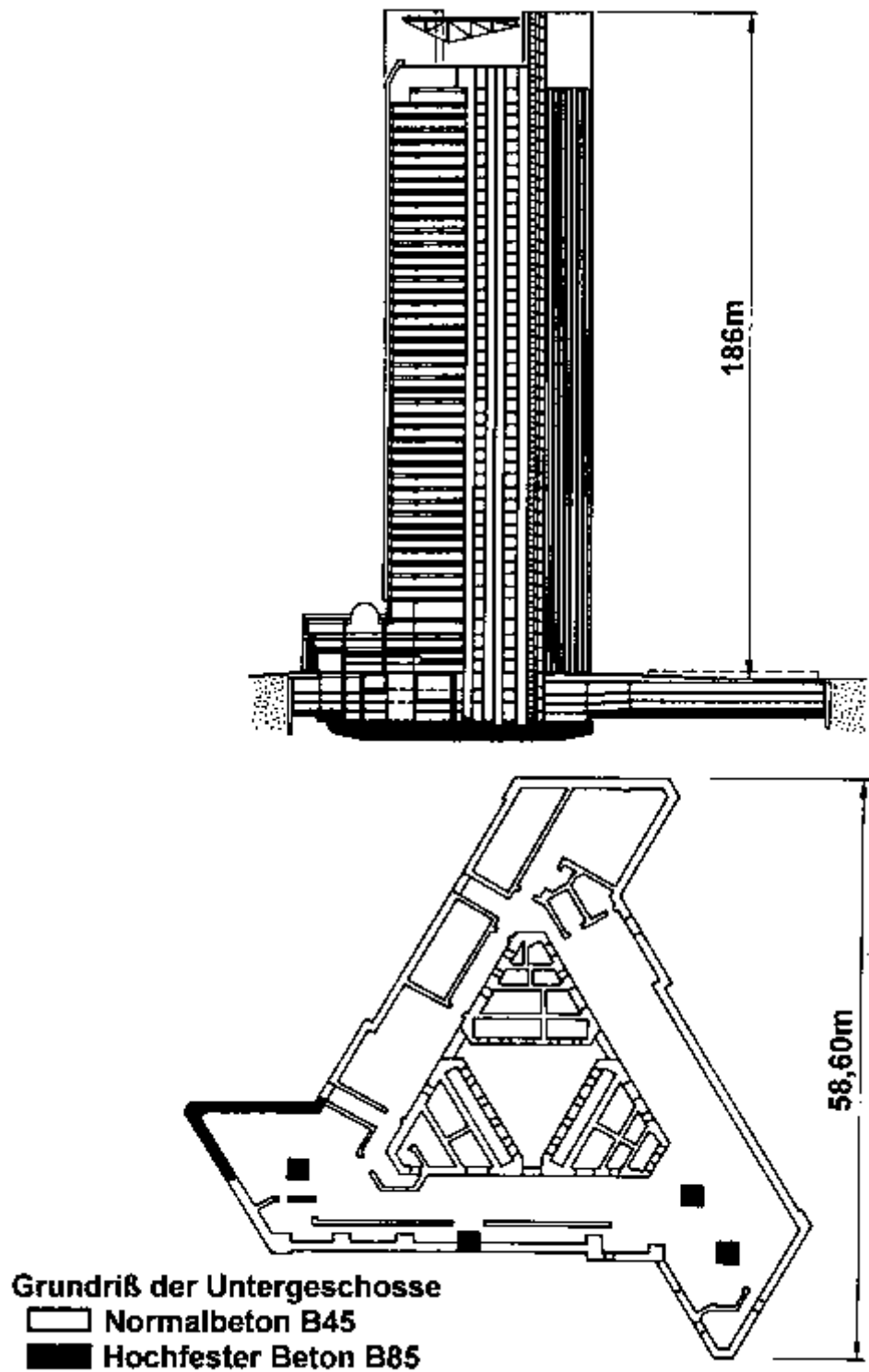


Abb. 7: Ansicht und Grundriß: Trianon Hochhaus Mainzer Landstraße mit markierten Bereichen mit Normalbeton und hochfestem Beton; Bauzeit: 1989 - 1993



Abb. 8: Munich City Tower: Betonvolumen: 110.000 m<sup>3</sup>; Bauzeit: 8/2001 - 1/2003:

SYSTEM: Hochhaus in Massivbauweise; Aussteifung durch Stahlbeton Kerne; Verbundstützen, Hochfester Beton; Höhe: 85 m, Antenne: 30 m; Turm: 23 Obergeschosse; 2 Untergeschosse [Lit 52]



Abb. 9: links: Petronas Twin Towers in Kuala Lumpur ( $f_c = 80 \text{ N/mm}^2$ )  
Fertigstellung: 1999; rechts: Two Union Square in Seattle ( $f_c = 130 \text{ N/mm}^2$ )  
Fertigstellung: 1989 [Lit 10]

Der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton brachte 1995, aufbauend auf einem Sachstandsbericht [Lit 7], eine Richtlinie für Hochfesten Beton heraus. Wesentliche Elemente dieser Richtlinie wurden in DIN 1045-1 und DIN FB 100 übernommen.

Die beiden Normen enthalten auch Regeln für die zusätzliche Überwachung der Ausgangsstoffe und Herstellung sowie die zu erwartende Eigenschaften und für die zur Bemessung notwendigen Rechenwerte. Wie die hohen Festigkeiten zielsicher erreicht werden, bleibt selbstverständlich dem Betonhersteller überlassen. Für die Festlegung des Betons (Kap. 6.1, DIN Fachbericht 100) und auch für Personal und Ausstattung (Kap. 9.6.1 DIN Fachbericht 100) sind folgende Angaben im DIN-Fachbericht genannt:

„Der Verfasser der Festlegung des Betons muss sicherstellen, dass alle relevanten Anforderungen für die Betoneigenschaften in der dem Hersteller zu übergebenden Festlegung enthalten sind. Der Verfasser der Festlegung muss auch alle Anforderungen an Betoneigenschaften festlegen, die für den Transport nach der Lieferung, das Einbringen, die Verdichtung, die Nachbehandlung oder weitere Behandlungen erforderlich sind. In besonderen Fällen (z. B. Sichtbeton, hochfester Beton, LP-Beton) sollten zusätzliche Angaben über die Betonzusammensetzung sowie Anforderungen an die Betonausgangsstoffe (z. B. Art und Herkunft) zwischen Hersteller, Verwender und Verfasser der Festlegung vereinbart werden.“

„Die mit der Produktionskontrolle des Betonherstellers befasste Stelle muss von einem in Betontechnik und Betonherstellung erfahrenen Fachmann (z. B. Betoningenieur) geleitet werden. Seine für diese Tätigkeit notwendigen erweiterten betontechnologischen Kenntnisse sind nachzuweisen, z. B. durch die Bescheinigung über erweiterte betontechnologische Kenntnisse des Ausbildungsbeirates Beton beim Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein e. V.. Der Hersteller hat dafür zu sorgen, dass die Führungskräfte und das für die Betonherstellung und den Betontransport maßgebliche Fachpersonal und das mit der Produktionskontrolle betraute Fachpersonal in Abständen von höchstens drei Jahren über die Herstellung, Verarbeitung und Prüfung von Beton so unterrichtet und geschult wird, dass es in der Lage ist, alle Maßnahmen für eine ordnungsgemäße Betonherstellung einschließlich der Produktionskontrolle zu treffen.

Kenntnisstand, Schulung und Erfahrung des mit der Herstellung und der Produktionskontrolle befassten Personals müssen der Art des Betons, z. B. hochfester Beton, Leichtbeton, angemessen sein. Sachdienliche Aufzeichnungen über Schulung und Erfahrung des in die Produktion und in die Produktionskontrolle eingebundenen Personals sind vorzuhalten.

ANMERKUNG: In einigen Ländern gibt es besondere Anforderungen an Kenntnisstand, Schulung und Erfahrung für die verschiedenen Aufgaben.“

## ***2.2 Besonderheiten bei der Herstellung von Hochfestem Beton / Hochleistungsbeton***

### **2.2.1 Zusammensetzung**

Beton wie auch hochfester Beton muss so zusammengesetzt sein, dass der Frischbeton gut durchmischt und mit den vorgesehenen Einrichtungen ohne wesentliche Entmischung sachgerecht gefördert, verarbeitet und eingebaut werden kann und dass der Festbeton die geforderten Eigenschaften erreichen kann.

Hochfester Beton ist ein maßgeschneiderter Baustoff. Moderner Beton besteht aus Gesteinskörnung, Bindemittel (Zement, Flugasche, Silicastaub) Wasser und Betonzusatzmitteln. Die Zusätzlichen Vorschriften für Hochfesten Beton, die neben den Vorschriften für den normalfesten Beton gelten, sind in den nachfolgenden Abb. 10 und Abb. 11 dargestellt.

DIN 1045-2:2008-08

## Anhang H (normativ)

### Zusätzliche Vorschriften für hochfesten Beton

Anhang H ist normativ anzuwenden.

*Der zweite Absatz wird hinzugefügt:*

Für hochfesten Beton ist gemeinsam mit dem Verarbeiter ein Qualitätssicherungsplan aufzustellen. Darin wird im Einzelnen festgelegt, was, wie, wie oft und durch wen zu überprüfen ist und welche Grenzwerte eingehalten werden müssen. Für das Vorgehen bei Abweichungen vom Soll müssen die notwendigen Maßnahmen festgelegt und die Verantwortlichen benannt werden. Die Ergebnisse der Überprüfung müssen von den Verantwortlichen dokumentiert werden. Aus dem Qualitätssicherungsplan müssen die verantwortlichen Personen klar hervorgehen.

Die Zeilennummern in den folgenden Tabellen H.1, H.2 und H.3 beziehen sich auf jene in den Tabellen 22, 23 und 24 und ersetzen oder ergänzen die entsprechenden Anforderungen.

Tabellen H.1, H.2 und H.3 werden ersetzt durch:

**Tabelle H.1 — Zusätzliche Kontrolle der Betonausgangsstoffe bei hochfestem Beton**

	Beton- ausgangsstoff	Überprüfung/ Prüfung	Zweck	Mindesthäufigkeit
1	Zement	Wassergehalt zur Erzielung der Normsteife nach DIN EN 196-3	Einhalten der vereinbarten Anforderungen	jede Lieferung vor Betonherstellung
		Mahlfeinheit nach DIN EN 196-6		
		Sulfatgehalt nach DIN EN 196-2		
		Rückstellproben	Aufbewahren bis zum erfolgten Festigkeitsnachweis oder vereinbarten Zeitpunkt	
8	Zusatzmittel	Dichte	Einhalten der festgelegten Anforderungen	jede Lieferung vor Betonherstellung
		Rückstellproben	Aufbewahren bis zum erfolgten Festigkeitsnachweis oder vereinbarten Zeitpunkt	
10	Zusatzstoffe	Flugasche: — Wasser zur Erzielung der Normsteife in Anlehnung an DIN EN 196-3 oder gleichwertige Verfahren	Einhalten der vereinbarten Anforderungen	jede Lieferung vor Betonherstellung
13		Silikaspension: — Dichte — Wassergehalt		
13a		Rückstellproben	Aufbewahren bis zum erfolgten Festigkeitsnachweis oder vereinbarten Zeitpunkt	
17	Gesteinskörnung	Siebversuch an jeder Korngruppe	Einhalten der vereinbarten Anforderungen	einmal täglich vor Betonherstellung

Tabelle H.2 — Zusätzliche Kontrolle der Ausstattung bei der Herstellung von hochfestem Beton

	Ausstattung	Überprüfung/ Prüfung	Zweck	Mindesthäufigkeit
3a	Wägeeinrichtungen für Zement, Gesteinskörnung, Zusatzstoffe	Prüfung der Wägegenauigkeit	Sicherstellen der Genauigkeit nach 9.6.2.2	je Betoniertag vor der Herstellung
5	Zugabegeräte für Betonzusatzmittel	Prüfung der Genauigkeit	Erzielen genauer Zugaben	je Betoniertag vor der Herstellung
6a	Wassermesser	Vergleich zwischen Messwert und Zielwert	einwandfreies Arbeiten	je Betoniertag vor der Herstellung
10	Mess- und Laborgeräte	Funktionskontrolle	einwandfreies Arbeiten	je Betoniertag vor der Herstellung
11a	Mischwerkzeuge	Funktionskontrolle	einwandfreies Arbeiten	je Betoniertag vor der Herstellung
11b	Fahrmischer	Augenscheinprüfung	kein Spülwasser in der Trommel	vor jeder Beladung

Tabelle H.3 — Zusätzliche Kontrolle der Herstellverfahren und der Betoneigenschaften bei hochfestem Beton

	Prüfgegenstand	Überprüfung/ Prüfung	Zweck	Mindesthäufigkeit
2	Wassergehalt der feinen Gesteinskörnung	Darrversuch	Bestimmen der Trockenmasse und des noch erforderlichen Zugabewassers	laufend, Messung am Betoniertag vor Betonierbeginn
4a	Wassergehalt des Frischbetons	Überprüfung der Menge des Zugabewassers	Einhalten der in der Erstprüfung festgelegten Höchstwerte	bei jeder Herstellung von Probekörpern für die Festigkeitsprüfung, jedoch höchstens dreimal je Betoniertag
7	Konsistenz des Frischbetons	Prüfung nach DIN EN 12350-5	Einhalten der in der Erstprüfung und dem Versuchsversuch festgelegten Konsistenz	unmittelbar vor Verlassen des Werkes und unmittelbar vor und nach Fließmittelzugabe an jedem Mischfahrzeug
18	Mischanweisung <sup>a</sup>	Augenschein	Beachten der Mischanweisung	vor jedem Mischen

<sup>a</sup> Die Reihenfolge der Zugabe der Betonausgangsstoffe und die Mischzeit sind in einer Mischanweisung festzuhalten. Der Zeitpunkt der Fließmitteldosierung (auch Nachdosierung) ist bei der Erstprüfung entsprechend der voraussichtlichen Zugabezeit auf der Baustelle zu wählen.

### **2.2.2 Gesteinskörnung [Lit 11, Lit 1]**

Bei hochfesten Betonen verringert sich die Festigkeitsdifferenz zwischen Gesteinskörnung und Zementstein, sodass der Einfluss der Gesteinskörnungen aus Festigkeits- und Verformungseigenschaften im Vergleich zum normalfesten Beton wächst. Um sicher Druckfestigkeiten über  $100 \text{ N/mm}^2$  erreichen zu können, sind Gesteine mit hoher Festigkeit und hohem E-Modul zu empfehlen. Zu bevorzugen ist gebrochene Körnung mit überwiegend gedrungener Form, also Edelsplitt, womit auch hohe Zugfestigkeits- und E-Modulwerte erzielt werden können. Gute Erfahrungen liegen z. B. mit Basalt- und Diabaskörnungen vor. Aber auch mit Rundkies ist es möglich Betone mit über  $90 \text{ N/mm}^2$  herzustellen.

Die Kornzusammensetzung der Gesteinskörnung sollte zwischen den Regelsieblinien A und B liegen. Als günstig haben sich Sieblinien nahe der Regelsieblinie B für die Korngruppe  $\leq 2 \text{ mm}$  und nahe A für die Korngruppen  $> 2 \text{ mm}$  erwiesen. Einer günstigen Kornzusammensetzung kommt mit Rücksicht auf einen niedrigen Wasseranspruch besondere Bedeutung zu. Wegen des Haftverbunds sollten die Kornoberflächen mäßig rau und frei von anhaftenden Feinteilen sein. Das Größtkorn sollte zur Vermeidung erhöhter Gefügespannungen nicht zu groß gewählt werden, d. h. mit 16 oder höchstens 22 mm.

Aufgrund fehlender Langzeiterfahrungen legt die DIN EN 206-1 die Verwendung von hinsichtlich der Alkalireaktion unbedenklichen Gesteinskörnungen fest.

### **2.2.3 Zement [Lit 10, Lit 11, Lit 1]**

Die Herstellung von Hochfesten Betonen bzw. von Hochleistungsbetonen ist prinzipiell mit allen Zementen nach DIN EN 197-1 möglich.

Die unterschiedlichen Anteile der einzelnen Zementbestandteile führen grundsätzlich zu erheblichen Abweichungen beim Wasseranspruch, beim Ansteifverhalten und bei der Verträglichkeit mit bestimmten Zusatzmitteln. Untersuchungen zur Festlegung der Verträglichkeit zwischen Fließmittel und Zementen im Rahmen der Erstprüfung sind deshalb dringend erforderlich. In der Verträglichkeitsuntersuchung wird für den angestrebten w/z-Wert das Fließmittel gesucht, welches mit der niedrigsten Dosierung die Einstellung der gewünschten Konsistenz des Betons erlaubt.

Entscheidend für die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit ist die Festigkeitsklasse des Zements. Als Bindemittel werden, wenn hohe Festigkeitswerte schon in den ersten Tagen nötig sind, Zemente der Festigkeitsklassen 42,5 R und 52,5 verwendet. Zu berücksichtigen ist, dass die mit einem w/z-Wert von 0,50 im Alter von 28 Tagen ermittelte Normfestigkeit des Zements bei den sehr niedrigen w/z-Werten des Hochfesten Betons nicht mehr wie bei normalfesten Betonen auf dessen Druckfestigkeit schließen lässt. Gröber gemahlene Zemente haben den Vorteil einer langsameren Erhärtung und damit kleinerer Rissgefahr. Überdies kommt man meist mit weniger Fließmittel aus.

Beim Einfluss der Temperatur auf den Beginn der Hydratation und auf den Hydratationsfortschritt sind insbesondere jahreszeitliche sowie konstruktionsbedingte Einflüsse zu berücksichtigen. Bei massigen Bauteilen und auch solchen mittlerer Dicke werden Kombinationen von CEM I-Zementen mit Flugasche oder anderen reaktiven Zusatzstoffen, unter bestimmten Voraussetzungen auch Zemente mit Hüttensand, verwendet. Vorteilhaft sind in jedem Fall Zemente mit niedriger Risstemperatur, wenn solche nicht zur Verfügung stehen, C<sub>3</sub>A-arme Portlandzemente CEM I 32,5. Der Zementgehalt soll mit Rücksicht auf die am ersten Tag auftretenden Hydratationswärme möglichst niedrig gehalten

werden. Hierbei sind Zusatzstoffe wie Flugasche hilfreich. Üblich sind Zementgehalte zwischen  $350 \text{ kg/m}^3$  und  $500 \text{ kg/m}^3$ .

## 2.2.4 Wassergehalt und w/z-Wert [Lit 11, Lit 1]

Grundlage des hochfesten Betons ist ein stark auf etwa 0,32 bis 0,36, mitunter auch auf nur 0,28 abgeminderter w/z-Wert unter weitgehender Anrechnung hochreaktiver Zusatzstoffe und die Verwendung leistungsfähiger Fließmittel. Eine Untergrenze ergibt sich durch die Gewährleistung einer ausreichenden Verarbeitbarkeit derzeit bei ca. 0,20.

Bei der Festlegung der Betonzusammensetzung können Betonzusatzstoffe des Typs II auf den Wasserzementwert und den Mindestzementgehalt angerechnet werden. In der Stoffraumrechnung geschieht dies durch Austausch des Begriffes „Wasserzementwert“ gegen den „äquivalenten Wasserzementwert“ mithilfe des k-Wert-Konzeptes. Der ansetzbare k-Wert hängt vom jeweiligen Zusatzstoff ab. Um den  $\text{Ca(OH)}_2$ -Verbrauch für die puzzolane Reaktion zu begrenzen und durch eine ausreichende Alkalität der Porenlösung einen sicheren Schutz gegen das Carbonatisieren zu gewährleisten, wird zusätzlich der maximale Gehalt der Betonzusatzstoffe begrenzt.

Der Begriff w/b-Wert bezeichnet den Wasser-Bindemittel-Wert, welcher neben dem hydraulischen Bindemittel auch die verwendeten Zusatzstoffe mit einbezieht.

## 2.2.5 Fließmittel

Die Zugabe von Fließmittel ermöglicht es, Hochfeste Betone mit sehr geringen w/z-Werten verarbeitbar herzustellen. Fließmittel reduzieren die interpartikulären Kräfte zwischen den Zementpartikeln, verringern bzw. verhindern die Agglomeratbildung und dispergieren die Zementpartikel [Lit 14]. In Abb. 12 ist die Wirkung von Fließmittel allein und gemeinsam mit Silicastaub im Frischbeton dargestellt. Der Hydratationsprozess wird dahin gehend beeinflusst, dass sich durch die Zugabe von Fließmittel die stetige Bildung von neuen CSH-Phasen verlangsamt bzw. verzögert [Lit 15]. Je nach Zugabemenge des Fließmittels verlängert sich die Ruhephase (Abb. 13). Mit sinkendem  $\text{C}_3\text{A}$ -Gehalt im Bindemittel wird der Grad der Verzögerung infolge des Fließmittels noch größer [Lit 15]. Die Fließmittel der neuen Generation, auf Basis von Polycarboxylatether, wirken zusätzlich durch Verstärkung der elektrostatischen Abstoßungskräfte, durch sogenannte sterische Hinderung und durch eine Erhöhung der Affinität zwischen Zement und Wasser [Lit 16].

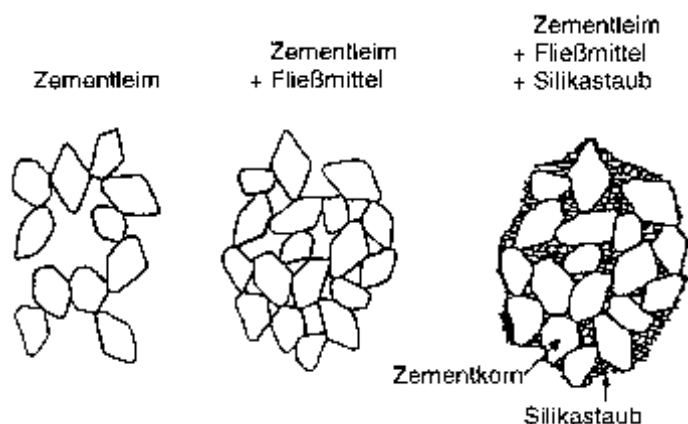
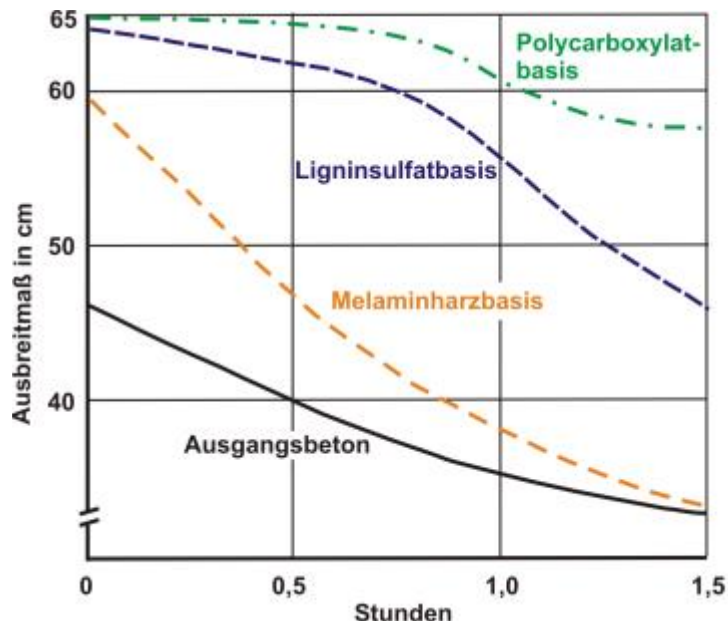


Abb. 12: Qualitative Darstellung der Wirkung von Fließmittel und der Füllerwirkung des Silicastaubs [Lit 17]



Beton mit  $320 \text{ kg/m}^3$  CEM I  
 $\omega = 0,56$   
 $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$

**Konsequenz**  
 Zugabe der Fließmittel  
 auf der Baustelle bei  
 längerer Einbaudauer

Abb. 13: Wirkungsdauer von Fließmittel bei sofortiger Zugabe [Lit 4]

### 2.2.6 Betonzusatzstoffe

Als Zusatzstoffe werden Silicastaub, Flugasche, Metakaolin und ggf. Kunststoff- oder Polypropylenfasern im Hochfesten Beton verwendet. Eingesetzte Zusatzstoffe müssen grundsätzlich genormt sein oder über eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung verfügen.

Die Reaktion der Zusatzstoffe mit dem Zement im Hochfesten Beton wird im nachfolgenden Kapitel beschrieben. Das Thema Fasern wird im Vorlesungsteil Faserbeton näher geschildert. Um den Brandwiderstand von Hochfestem Beton zu erhöhen, werden diesem häufig Polypropylenfasern zugegeben (siehe auch Kap. xxx).



## **3 Herstellung, Einbau und Nachbehandlung [Lit 11, Lit 1]**

### **3.1 Dosieren und Mischen**

Ein zusätzlicher Dosiervorgang ergibt sich durch die Zugabe von Silicastaubsuspension. Sie wird z. B. in 1-m<sup>3</sup>-Containern geliefert und muss frostfrei gelagert werden. Bei Lagerzeiten über 7 Tage kann eine Homogenisierung erforderlich werden.

Die zähere, klebrige Konsistenz des Frischbetons erhöht die notwendige Mischintensität. Je nach Betonzusammensetzung und Mischer sind Mischzeiten zwischen 60 s (Leichtbeton 90 s) und 180 s nach Zugabe aller Ausgangsstoffe angemessen. Um eine optimale Homogenisierung speziell der Feinststoffe zu erzielen, hat sich die Dosierreihenfolge Gesteinskörnungen, Zement, Wasser und anschließend Flugasche und Silicastaubsuspension als günstig erwiesen. Wird die Silicastaubsuspension vor dem Wasser zugegeben, ist die Gefahr, dass sich Zement-Silicastaub-Agglomerate bilden besonders groß. Zur optimalen Wirkung der Zusatzmittel sollten diese nach der Wasser- und Silicastaubzugabe dosiert werden. Mischreihenfolge und -zeit sind in einer Mischanweisung festzulegen.

Präzise Einhaltung des Wassergehaltes und intensives Mischen sind nötig, wobei sich nur sehr intensiv arbeitende Mischer eignen. Bei der Herstellung hochfester Betone verschmutzen die Mischer aufgrund der klebrigen Gemische schneller, sodass zusätzliche Reinigungen notwendig sein können. Mischen mit Dampfzuführung ist unzulässig. Bei Transportbeton und längeren Fahrstrecken ist oft Fließmittel auf der Baustelle nachzudosieren, um die Verarbeitungskonsistenz im weichen oder fließfähigen Bereich einzustellen. Das Fließmittel muss gleichmäßig in der Mischtrommel des Fahrmixers verteilt werden, z. B. mit Sprühlanzen. Die Mindestmischzeiten betragen 1 min/m<sup>3</sup> Beton bzw. mindestens 5 min. Der Fahrmixer ist bei Befüllung auf Spülwasserreste zu kontrollieren.

Der Betoniertermin ist dem Transportbetonwerk mindestens zwei Tage im Voraus mitzuteilen, damit Ausgangsstoffe, Geräte und Einrichtungen bereitgestellt werden können.

Für die meisten Anwendungsfälle sind niedrige Frischbetontemperaturen zur Erzielung der gewünschten Festigkeiten und zur Vermeidung von hohen Temperaturspannungen erforderlich, weshalb man in den Sommermonaten den Frischbeton nötigenfalls kühlen muss.

### **3.2 Verarbeiten**

Hochfeste Betone besitzen Verarbeitungseigenschaften, die für Bauarbeiter ungewohnt sind. Deshalb müssen auf der Baustelle

- Führungskräfte (Bauleiter, Poliere) eingesetzt werden, die bereits an der Verarbeitung von Beton C 30/37 verantwortlich beteiligt waren und
- das Baustellenpersonal vor jedem Bauvorhaben eingewiesen werden (dies ist zu dokumentieren). Sinnvoll und im Regelfall notwendig ist ein Verarbeitungsversuch unter Praxisbedingungen mit dem zum Einsatz kommenden Personal und den vorgesehenen Geräten, um die Pump- und Betonierbarkeit zu überprüfen. Insbesondere sollte die Oberflächenbearbeitung flächiger Bauteile im Verarbeitungsversuch abgestimmt werden (Abziehen der Oberfläche, Gefälleausbildung, Profilierungen usw.).

Hochfeste Betone können sowohl mit Kübel als auch mit Pumpe eingebaut werden, wenn dies im Verarbeitungsversuch nachgewiesen wurde. Im Vergleich zu normalfesten Betonen ist mit

einem schnelleren Ansteifen zu rechnen, wenn keine verzögernden Zusatzmittel zugegeben werden. Die Verwendung hochfester Betone im Gleit- oder Kletterschalungsbau ist möglich, wenn der Frischbeton eine nur geringe Klebrigkeit aufweist.

Mit sinkendem Wasserzementwert und steigendem Silicastaubgehalt wächst die notwendige Verdichtungsenergie, um den Beton zu entlüften. Die Eintauchabstände von Innenrüttlern sollten auf ca. das Fünffache des Flaschendurchmessers, d. h. 30 cm bis 50 cm, reduziert werden.

### ***3.3 Nachbehandeln***

Die Anwendung der Mindestnachbehandlungszeiten nach DIN 1045-3:2001 bedeutet, dass in vielen Fällen bereits nach einem Tag die Nachbehandlung beendet werden könnte. Mit dieser kurzen Nachbehandlungszeit wird die volle Leistungsfähigkeit hochfester Betone in den oberflächennahen Zonen nicht erreicht. Solange das Gefüge des hochfesten Betons noch nicht dicht ist, können aufgrund mangelnder Nachbehandlung sehr leicht Oberflächenrisse auftreten. Zu empfehlen ist eine Nachbehandlungsdauer von mindestens zwei Tagen bei Innenbauteilen und drei Tagen bei Außenbauteilen. Günstig wirkt sich eine Wasser zuführende Nachbehandlung (z. B. Sprühnebel oder Wasser haltende Massen) aus, weil dadurch in der Randzone, das für die Hydratation fehlende Wasser nachgesaugt werden kann und darüber hinaus die Oberfläche gekühlt wird. Die Nachbehandlung muss sofort nach Verdichtungsende beginnen. Eine wärmedämmende Abdeckung ist erst nach 8 bis 12 Stunden nötig und nur wenn eine rasche Abkühlung der Umgebungstemperatur zu befürchten ist.

### ***3.4 Qualitätssicherung***

Bei der Herstellung hochfester Betone stellen die Normen DIN EN 206-1:2001 und DIN 1045-2:2001 erhöhte Anforderungen an die Produktionskontrolle. Um eine durchgängige Qualitätssicherung zu gewährleisten, muss ein Qualitätssicherungsplan aufgestellt werden, der

- Lieferung der Ausgangsstoffe,
- Betonherstellung und -transport,
- Betonverarbeitung auf der Baustelle oder im Fertigteilwerk,
- Vorgehen bei Abweichungen vom Soll und
- Festlegung von Grenzwerten

einschließlich der Schnittstellen und personellen Verantwortlichkeiten umfasst. Für die Überprüfung der maßgebenden Frisch- und Festbetoneigenschaften beim Betonieren werden hochfeste Betone in die Überwachungsklasse 3 eingeteilt.

## 4 Hydratation von Hochfestem Beton / Hochleistungsbeton

Der Erhärtungsprozess von Hochleistungsbeton bzw. hochfestem Beton unterscheidet sich von dem des Normalbetons. Für hochfesten Beton muss der Wassergehalt deutlich geringer als 40 % des Zementgehalts sein. Überdies zeichnet er sich durch die Zugabe von puzzolanisch reaktiven, fein dispersen Zusatzstoffen, der Verwendung von Zusatzmitteln und dem Einsatz hoher Bindemittelleimgehalte aus. Diese Zugabe reaktiver Zusatzstoffe wird durch den Begriff Wasser-Bindemittelwert (w/b-Wert) definiert, worunter man das Verhältnis von Wasser zur Summe aller reaktiven Zusatzstoffe versteht.

Ein geringer w/b-Wert (i. d. R. kleiner als 0,4) führt dazu, dass der Zement nicht vollständig hydratisiert (Abb. 14). Dieser unhydratisierte Zement verringert die Druckfestigkeit des Betons nicht, vielmehr wirken die Zementkornreste als hochfeste feinste Gesteinskörnung mit sehr hoher Festigkeit und sehr gutem Verbund zum umgebenden Zementstein. Nach einer gewissen Zeit verlangsamt sich die Hydratationsgeschwindigkeit, da die chemische Reaktion aufgrund der Schichtdicke der Hydratationsprodukte auf den Zementpartikeln nur langsam ablaufen kann, da das vorhandene Wasser durch die hydratisierte Schicht diffundieren muss. Das so entstehende dichte Gefüge kombiniert mit dem geringen Kapillarporenanteil führt - verglichen mit Normalbeton zu einer langsameren Nacherhärtung [Lit 14, Lit 7]. Zu einer vollständigen Hydratation des Zements kommt es auch bei einem w/z-Wert von 1,0 nicht. Er erreichte bei einem Wasser-Zement-Wert (w/z-Wert) von 1,0 einen max. Hydratationsgrad von 90 %; bei einem w/z-Wert von 0,4 und Unterwasserlagerung konnten nur 70 % erreicht werden. In Betonrandzonen, die bei mangelnder Nachbehandlung zusätzlich noch austrocknen können, stellt sich ein geringerer Hydratationsgrad ein, als im langsamer austrocknenden Bauteilkern. [Lit 24, Lit 23]

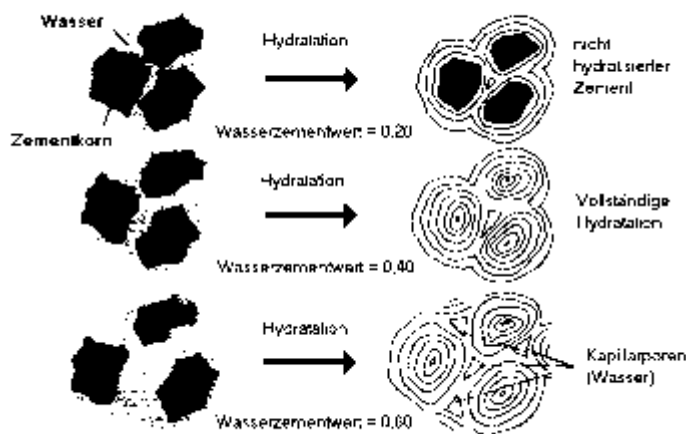


Abb. 14: Hydratation von Zement bei unterschiedlichen Wasser-Zement-Werten [Lit 14]

### 4.1 Silicastaub

Die Zugabe von reaktiven Zusatzstoffen hat unterschiedliche Wirkung auf die Festigkeitsentwicklung des hochfesten Betons. **Silicastaub** besteht hauptsächlich aus glasig erstarrtem amorphem Siliciumdioxid ( $\text{SiO}_2$ ) mit einer durchschnittlichen Partikelgröße von  $0,1 \mu\text{m}$ . Dieses  $\text{SiO}_2$  reagiert mit dem geringen Anteil an Calciumhydroxid in der Anmachwasserlösung sofort nach dem Mischen der Ausgangsstoffe. Silicastaub beschleunigt den Hydratationsprozess im Alter von zwölf bis 24 Stunden insofern, dass die Calcium- und Hydroxidionen schneller verbraucht werden. Es gibt die Hypothese, dass die große Oberfläche der Silicapartikel zum Abscheiden von CSH-Phasen führt und somit als

Kristallisationskeime wirken und zur Beschleunigung des Hydrationsprozesses führen [Lit 10, Lit 26, Lit 27, Lit 25].

Im Alter von 15 bis 60 Minuten bilden sich silikatreiche und calciumarme Gele, die sich in Zementlücken außerhalb der Zementkörner anreichern. Die silikatreichen Verbindungen gehen teilweise wieder in Lösung und wirken zugleich als Substrat für die Bildung von Calicumsilikathydrat-Phasen. Auf der Oberfläche der Gesteinskörner und an den Zementpartikeln hat sich aufgrund des dort vorhandenen Wasserfilms vermehrt Calciumhydroxid aus der Hydratation des Portlandzementklinkers gebildet (Abb. 15). Der Silicastaub ( $\text{SiO}_2$ ) reagiert nun mit diesem Calciumhydroxid und lagert dort nun die entstandenen zusätzlichen festigkeitsbildenden CSH-Phasen an.

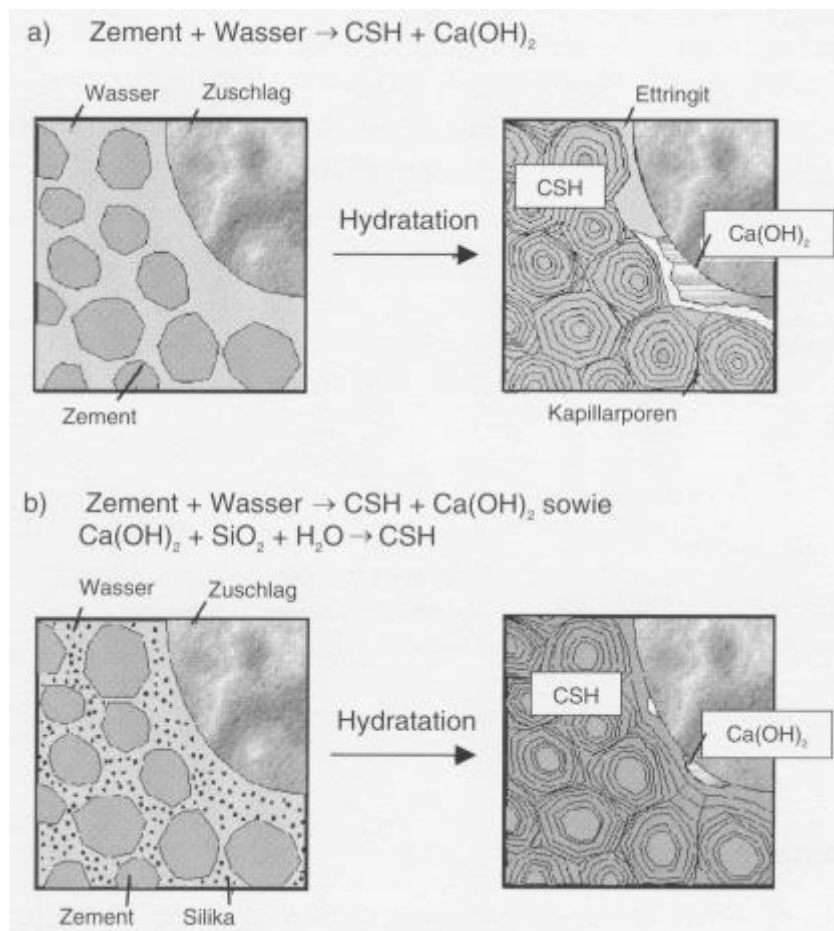


Abb. 15: Schematische Darstellung der Zementhydratation von a) normalfestem Beton; b) hochfestem Beton [Lit 10]

Die puzzolanische Reaktion des Silicastaubs führt - kombiniert mit der Füllerwirkung durch die kleine Partikelgröße - zu einer Verbesserung des Porensystems des hochfesten Zementsteins. Alle Zwickelräume zwischen den unhydratisierten Zementkörnern werden gefüllt und folglich wird die Packungsdichte vor allem im Bereich der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein verbessert (siehe Abb. 15) [Lit 10].

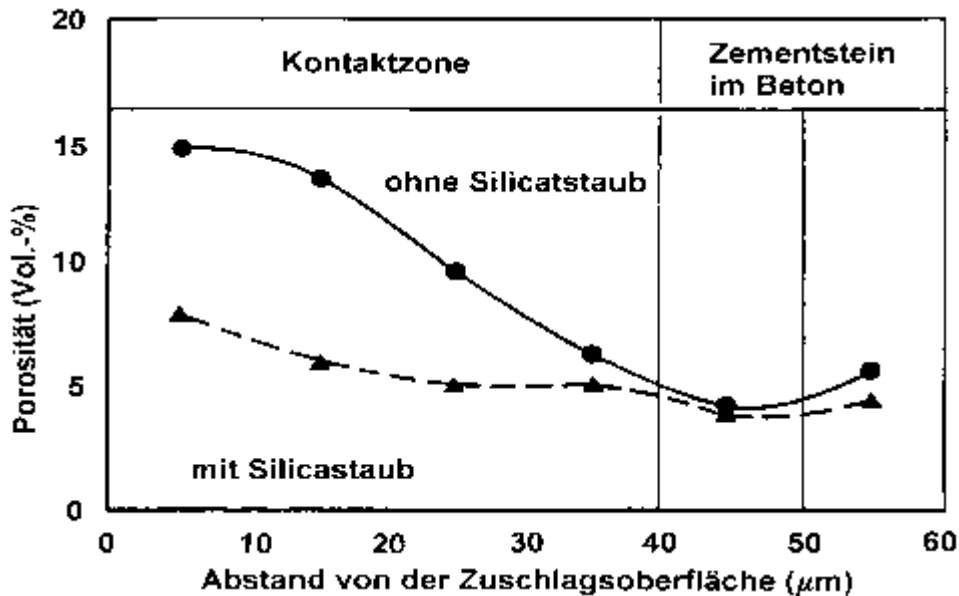


Abb. 16: Porendurchmesser in Abhängigkeit des Abstands vom Gesteinskorn [Lit 10]

Nach [Lit 10, Lit 18] kommt es offensichtlich beim Kontakt von Silicapartikeln mit dem Zement-Wasser-Gemisch zur Adsorption von Hydroxid- und Calciumionen sowie von Alkalien ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ) auf der Silicaoberfläche. Die Calciumionen reagieren mit den sich auflösenden Silicapartikeln zu CSH-Phasen, wobei zunächst die Silicapartikel  $\ll 0,1 \mu\text{m}$  reagieren. Es kommt zu einer Übersättigung der Porenlösung mit Silicapartikeln, folglich scheiden sich feinste Silicapartikel von der Oberfläche größerer Partikel ab. Das Abscheiden erfolgt in den ersten fünf bis 25 Minuten nach Silicastaubzugabe, anschließend erfolgt die CSH-Bildung. In den ersten Minuten bildet sich das silikatreiche Gel mit großer Oberfläche. Dieses bindet Wasser und steift die Betonmischung an. Dieser Vorgang wird als mögliche Erklärung für die Wasseranspruch erhöhende und ansteifende Wirkung von Silicastaub im hochfesten Beton angeführt [Lit 10, Lit 27].

## 4.2 Steinkohlenflugasche

Die Reaktionsfähigkeit des puzzolanischen Zusatzstoffes **Steinkohlenflugasche (SFA)** und die damit verbundene festigkeitssteigernde Wirkung im Festbeton ist einerseits auf die kleine Partikelgröße, andererseits auf die teilweise amorphe, d. h. glasige Struktur des darin enthaltenen  $\text{SiO}_2$  zurückzuführen, die sich aufgrund der schnellen Abkühlung ausbildet [Lit 18]. Die physikalische Wirkung der Flugasche infolge Kornform und der Korngrößenverteilung ist größer als die chemische Wirkung auf die Festigkeitsentwicklung im Beton. Flugasche ist meist feiner als der gemahlene Portlandzementklinker und wirkt als Füller in den Zwickeln zwischen den Zement- und Gesteinskörnungspartikeln [Lit 19, Lit 14]. Steinkohlenflugaschepartikel haben jedoch, anders als Zementkörner, eine kugelige Form und eine meist glasige Oberfläche, was sich auf die Verarbeitbarkeit des Frischbetons positiv auswirkt. So kann nach bei teilweisem Ersatz des Zements durch Flugasche der Wasseranspruch des Betons reduziert bzw. bei gleich bleibendem Wassergehalt die Konsistenz verbessert werden [Lit 20, Lit 21].

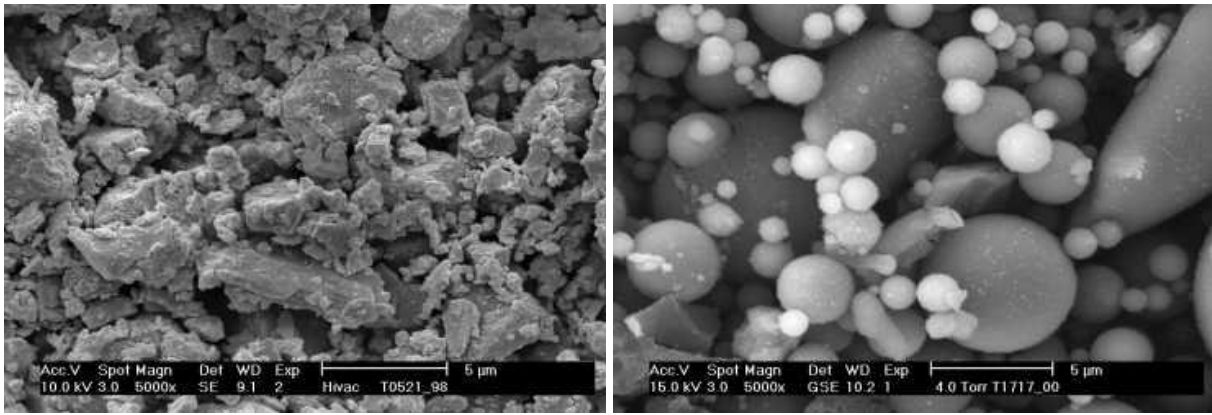


Abb. 17: Mikroskopische Aufnahme von Zementklinker (links) Steinkohlenflugaschepartikeln (rechts)

Die puzzolanische Reaktion der SFA beruht auf der Reaktion der enthaltenen amorphen Kieselsäure ( $\text{SiO}_2$ ). Diese reagiert in Anwesenheit von Feuchtigkeit mit  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , das bei der Hydratation des Portlandzementklinkers freigesetzt wird. Die silikatischen und aluminatischen Anteile der SFA müssen möglichst fein verteilt und in glasiger Form vorliegen. Die entstehenden CSH-Phasen entsprechen weitgehend denen, die bei der Hydratation von Portlandzement entstehen. Die puzzolanische Reaktion findet verzögert zur Zementhydratation statt, führt aber zu einem späteren Festigkeitszuwachs vor allem im Betonalter über 28 Tagen. In Abb. 18 wird die Festigkeitsentwicklung von Betonen mit Portlandzement (PZ) als alleinigem Bindemittel (Nullmischung), Betonen mit PZ und Flugasche als Bindemittel sowie Betonen mit PZ und Inertstoff (Quarz) als Bindemittel dargestellt. Nach zeigt sich selbst bei einem Zementersatz von 30 M.-% durch SFA, dass die Druckfestigkeit einer hochfesten Betonmischung mit Zement als alleinigem Bindemittel nach 90 Tagen sicher erreicht bzw. sogar deutlich überschritten wird. Die Nacherhärtung ist durch die Verwendung von SFA als Zusatzstoff deutlich gesteigert [Lit 19, Lit 9, Lit 22, Lit 14].

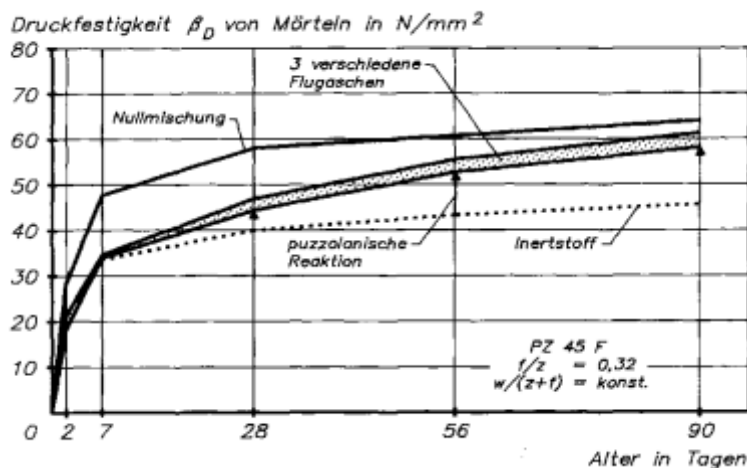


Abb. 18: Entwicklung der puzzolanischen Reaktion, dargestellt durch den Festigkeitsverlauf [Lit 21]

### 4.3 Metakaolin

Zusätzlich zu den Zusatzstoffen Silicastaub und Steinkohlenflugasche wird der Zusatzstoff Metakaolin verwendet. Als **Metakaolin** ( $\text{AS}_2$ ) wird das zwischen  $500\text{ }^\circ\text{C}$  und  $800\text{ }^\circ\text{C}$  dehydrierte Kaolin bezeichnet. Bei etwa  $400\text{ }^\circ\text{C}$  spalten sich die zwischen den Si- und Al-

Atomen sitzenden OH-(Hydroxyl)-Gruppen ab. Nach dem Austritt dieses Konstitutionswassers (ca. 12,6 M.-%) bei 500 °C bis 600 °C ist zwar noch eine geringe Gitterordnung vorhanden, sie wird aber mit steigender Temperatur geringer. Infolge der instabilen Atombindungen, besonders zwischen Aluminium und Sauerstoff, ist Metakaolin in alkalischen Lösungen viel reaktionsfreudiger als Kaolin. Da aber das Wasser über die Hydroxyl-Gruppen aufgenommen wird, führt dies zu einer geringeren Wasseraufnahme des Metakaolins im Vergleich zum Kaolin [Lit 28, Lit 29, Lit 30, Lit 31]. Das Kristallgitter des Tonminerals Kaolin wird durch die hohen Temperaturen in eine quasi-amorphe Matrix umgewandelt, die überwiegend aus reaktionsfähigem Siliziumdioxid und Aluminiumoxid, den Trägern der puzzolanischen Erhärtung, besteht. Bei der Erhärtung verhält sich Metakaolin ähnlich dem Zusatzstoff Silicastaub, besitzt jedoch eine vergleichbare puzzolanische Reaktionsfähigkeit [Lit 28, Lit 29, Lit 30, Lit 31, Lit 17].

Die Zementmatrix wird durch die Verwendung von Metakaolin gestärkt, da sich die Porosität, sowie Dicke der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein verringert. Ebenso wird eine Festigkeitssteigerung erzielt, welche auf die Füllerwirkung des Metakaolins, sowie eine beschleunigte Zementhydratation und eine schnelle Umwandlung des  $\text{Ca(OH)}_2$  aus der Zementhydratation in feste Reaktionsprodukte zurückzuführen ist. Die Anwendung von Metakaolin wirkt sich leistungssteigernd auf die Druckfestigkeit aus und es werden geringfügig höhere Festigkeitswerte als bei Betonen mit Silicastaub erreicht, vor allem bei Verwendung von feiner gemahlenem Metakaolin. Bedingt durch die Beschleunigung der Zementhydratation kommt es zu einem Anstieg der Frischbetontemperatur, welcher bei einer Metakaolinzugabe von 10 M.-% ein Maximum erreicht [Lit 32].

Einen Vergleich der Wirksamkeit verschiedener Betonzusatzstoffe zeigen Untersuchungen, die in Abb. 19 zusammengefasst sind [Lit 54].

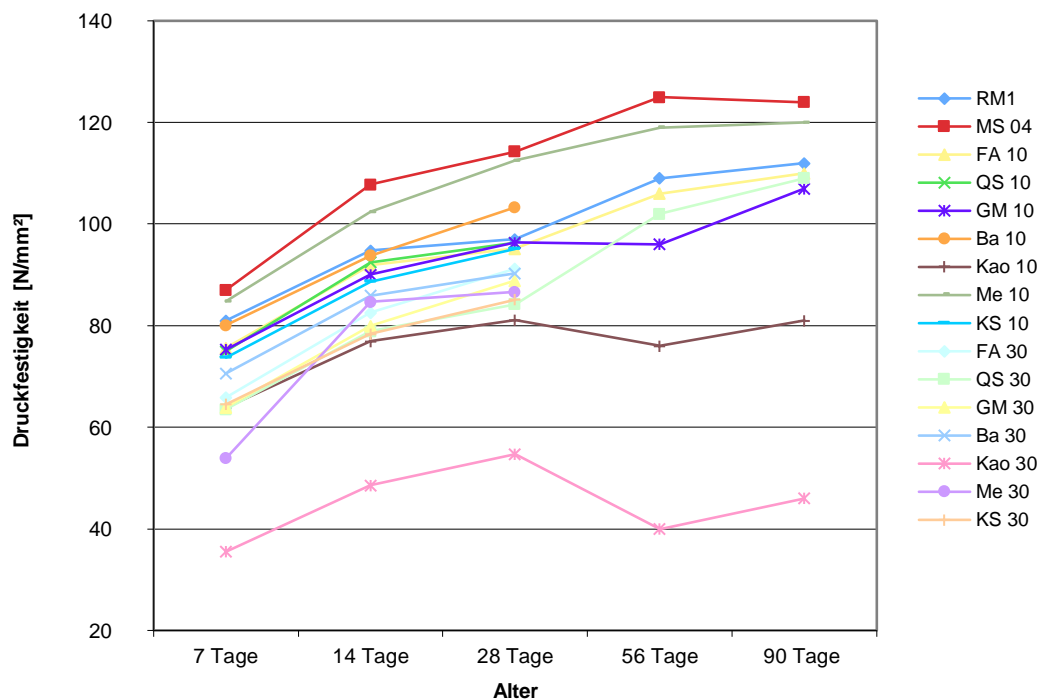


Abb. 19: Entwicklung der Druckfestigkeit von Mörtelprismen verschiedener Bindemittelzusammensetzungen (RM= Referenz, reiner Portlandzement, Me 10 % des Bindemittels ersetzt durch Metakaolin, MS 04: 4 % d. Bm durch Silicastaub ersetzt) [Lit 54]

#### 4.4 Festigkeitsentwicklung von hochfestem Beton

Je geringer der w/b-Wert beim hochfesten Beton gewählt wird, umso größer ist die Festigkeitszunahme in den ersten Tagen. Der Beton mit einem w/b-Wert von 0,25 erreichte nach 24 Stunden bereits 50 % seiner 28-Tage-Druckfestigkeit. Nach Bergner [Lit 33] steigert die Zugabe von Silicastaub die Festigkeit in den ersten drei Tagen trotz der chemischen Reaktionen zwischen Silicastaub und Calciumhydroxid kaum (Abb. 20). Ursache hierfür könnte die stufenweise puzzolanische Reaktion bis zur endgültigen CSH-Phasenbildung sein.

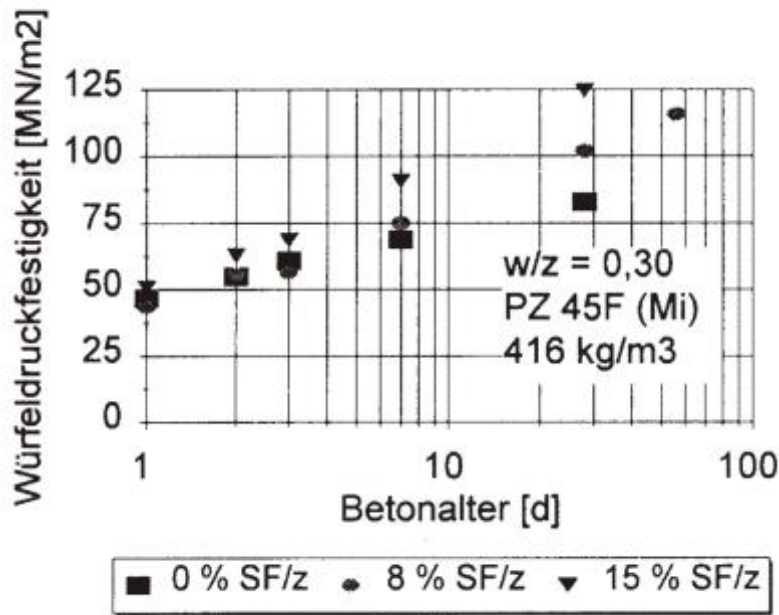


Abb. 20: Festigkeitsentwicklung  $\beta_{w100}$  in Abhängigkeit vom Silicastaubgehalt bei einem w/z-Wert von 0,30 [Lit 33]

Bei einem w/z-Wert von 0,25 und einem Silicagehalt von 15 M.-% wird eine weitere Erhöhung der Festigkeit nur noch über Verwendung hochfester und gebrochener Gesteinskörnung erreicht. Ab einer Festigkeit von 100 N/mm<sup>2</sup> zeigt sich die Gesteinskörnung, z. B. Rheinkies, als schwächste Komponente des Betons und löst das Versagen des Probekörpers aus.

Für die Endfestigkeit des Betons spielt die Zementart lediglich eine untergeordnete Rolle, für die Frühfestigkeit zeigt sich ein Kompositzement wie Hochofenzement langsamer als reiner Portlandzement (Abb. 21).



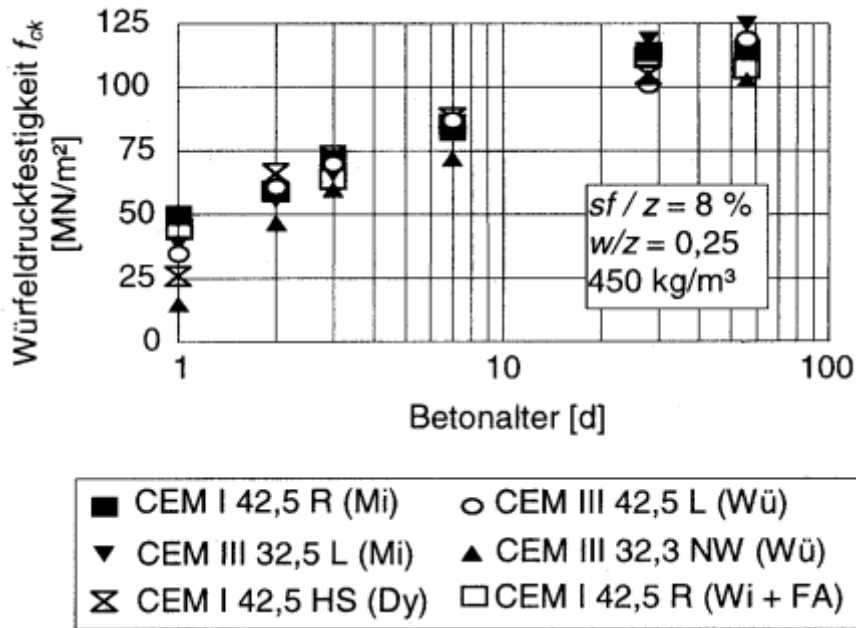


Abb. 21: Festigkeitsentwicklung von Betonen in Abhängigkeit vom verwendeten Zement [Lit 10]

#### 4.5 Mikrostruktur und Porengefüge des Hochleistungsbetons

##### 4.5.1 Kontaktzone [Lit 34, Lit 35]

Der Zementstein im Beton wird infolge seiner Strukturunterschiede in zwei Bereiche unterteilt: in die poröse Kontaktzone, die sich an Feststoffoberflächen ausbildet, und in den ungestörten dichten Zementstein. Als Ursache für die Ausbildung der Kontaktzone ist der Wasserfilm anzusehen, der sich um Feststoffpartikel bei Befeuchtung bildet (Abb. 22).

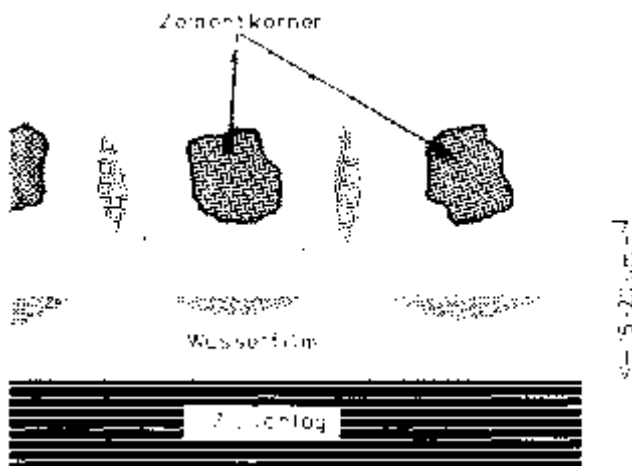


Abb. 22: Ausbildung des Wasserfilms um Feststoffteilchen [Lit 35]

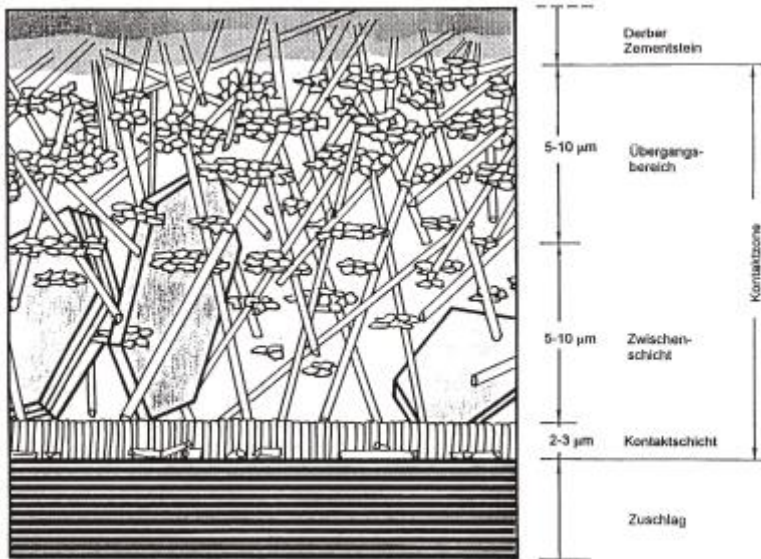


Abb. 23: Ausbildung der Kontaktzone nach [Lit 35]

Die Kontaktzone setzt sich aus drei Bereichen zusammen (Abb. 23). Die dichte Kontaktschicht mit einer Dicke von 2 bis 3  $\mu\text{m}$  liegt direkt an der Gesteinskornoberfläche und besteht aus geordneten Calciumhydroxidkristallen. Daran schließt die poröse Zwischenschicht mit einer Dicke von 5 bis 10  $\mu\text{m}$  an. Danach kommt der Übergangsbereich zum ungestörten Zementstein mit einer Dicke von 5 bis 10  $\mu\text{m}$ . Die Ausbildung der Kontaktzone ist hauptsächlich vom w/z-Wert und dem Hydratationsgrad abhängig. Die Kontaktzone stellt im normalfesten Beton die Schwachstelle bei Beanspruchungen dar, sodass der Bruch nahezu immer um die Gesteinskörner herum verläuft. Im hochfesten Beton wird diese Kontaktzone durch verschiedene Maßnahmen verkleinert bzw. verstärkt. Die Zugabe eines Wasserentspannungsmittels wie z. B. eines Tensids verringert die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein auf die Hälfte bis zu einem Drittel der ursprünglichen Dicke. Fließmittel dieser Art ermöglichen einen geringeren Wassergehalt in der Betonmischung und verringern somit den entstehenden Wasserfilm und damit die Kontaktzone um die Gesteinskörnungen. Zusatzstoffe wie Silicastaub und Steinkohlenflugasche reagieren mit den in der Kontaktzone angereicherten Calciumhydroxidkristallen und verdichten die Kontaktzone, sodass eine Steigerung der Festigkeit erreicht wird.

#### 4.5.2 Poren und Wasser im hochfesten Beton [Lit 37, Lit 36, Lit 39]

Im Betongefüge werden hauptsächlich Kapillar-, Gel-, Verdichtungs- und Luftporen unterschieden (Abb. 24, Abb. 25). Ein w/z-Wert im Beton von 0,40 reicht für eine vollständige Hydratation von Portlandzement aus. Von diesen 40 M.-% Wasser bezogen auf den Zementgehalt sind nach Ablauf der Hydratation ca. 25 M.-% chemisch in den Hydratationsprodukten gebunden, 15 M.-% sind physikalisch adsorptiv in den Gelporen enthalten. Im Laufe der Hydratation wird ein Großteil des zugegebenen Wassers chemisch in den Hydratphasen gebunden. Es wird dann als Kristallwasser bezeichnet. Dieses nicht verdampfbare Wasser wird zur vollständigen Hydratation benötigt und durch Valenzbindung chemisch gebunden. Es entweicht erst bei Trocknung oberhalb von 1000 °C. Eine Entfernung dieses Kristallwassers führt zur Zerstörung der Hydratationsprodukte, da z. B.  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  bei rd. 450 °C zerstört wird.

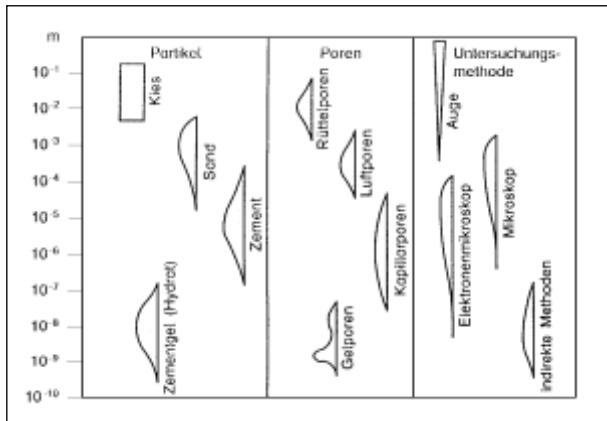


Abb. 24: Größe der Zementsteinporen und geeignete Untersuchungsmethoden [Lit 37]

Die mikrokristallinen Hydratationsprodukte des Zementgels können auch bei dichtester Lagerung den Reaktionsraum nicht ausfüllen. Die darin verbleibenden Räume zwischen den Reaktionsprodukten werden als **Gelporen** bezeichnet. Ihr Porenradius liegt in der Größenordnung um 1 nm (Abb. 24). Unter natürlicher Bewitterung sind diese Poren in der Regel mit Wasser gefüllt. Diese Gelporen nehmen ca. 25 bis 30 % des Gelvolumens ein. Man unterscheidet die Gelporen entsprechend ihrer Größe in Mikro- und Mesoporen. Die Gelporosität ist weitgehend unabhängig vom w/z-Wert. Der mittlere Durchmesser der Gelporen entspricht etwa der Größe der Gelpartikel. Obwohl beim Austrocknen des Betons sowohl Kapillar- wie auch Gelwasser aus dem Zementstein entweicht, sind für hygrische Verformungen nur Änderungen des Gelwassers verantwortlich.

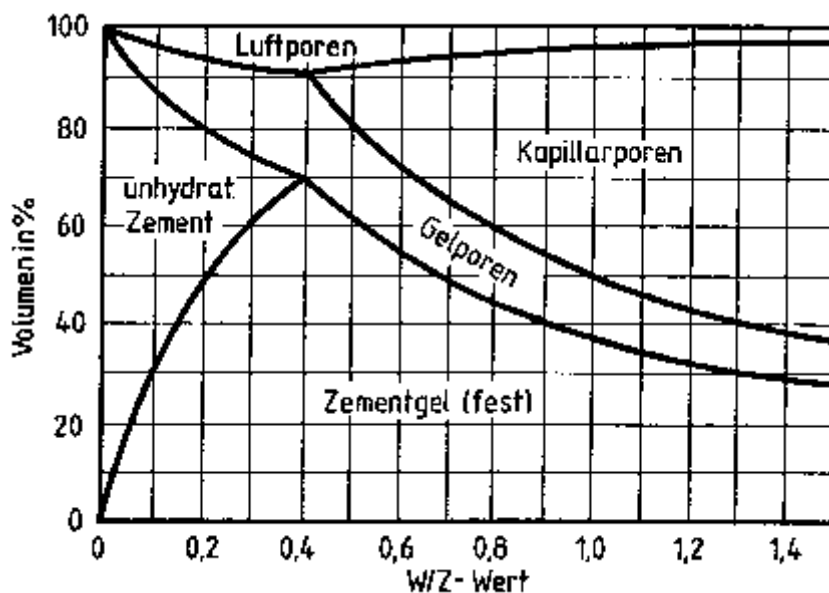


Abb. 25: Zusammensetzung des Zementsteinvolumens in Abhängigkeit vom Wasser-Zement-Wert [Lit 37]

Im Zementstein verbleiben, abhängig vom w/z-Wert, unterschiedlich große Porenanteile, die durch das nicht für die Hydratation gebrauchte (d. h. gebundene oder in den Gelporen eingelagerte) Überschusswasser eingenommen werden. Diese sog. **Kapillarporen** entstehen, wenn mehr Anmachwasser zugegeben wird als chemisch oder physikalisch für eine praktisch vollständige Hydratation benötigt wird oder wenn die Hydratation unvollständig abläuft. Liegt der verwendete w/z-Wert oberhalb von 0,40, so sind diese Kapillarporen ein unvermeidbarer Bestandteil des Zementsteingefüges, der anfangs mit Wasser gefüllt ist. Je

kleiner der w/z-Wert ist, desto geringer ist der Anteil an Kapillarporen. Unterhalb von w/z-Werten von 0,40, die v. a. bei hochfesten Betonen üblich sind, sind im Beton keine Kapillarporen vorhanden, sofern vollständige Hydratation vorliegt. Der Gehalt an Kapillarwasser wird durch die Feuchte im Porensystem und somit durch Änderungen der Luftfeuchte und der Temperatur im praxisüblichen Bereich beeinflusst. Überschusswasser führt zu einem kapillaren Porensystem im Zementstein. Kapillarporen werden entsprechend ihrer Größe in Mikrokapillaren und Kapillaren unterschieden (Porenradien von etwa  $10^{-5}$  mm und  $10^{-2}$  mm). Der Wassergehalt in den Kapillarporen wird entsprechend den Umgebungsbedingungen größtenteils desorbiert oder adsorbiert. Dieser reversible Prozess, der mit einer Volumenänderung verbunden ist, führt zum Schwinden und Quellen zementgebundener Baustoffe [Lit 40, Lit 41, Lit 42].

**Verdichtungsporen** sind mit Porenradien von ein bis 10 mm selbst bei sehr sorgfältigem Rütteln des Frischbetons nicht vermeidbar. Sie haben keinen Einfluss auf hygrische Verformungen (siehe auch Kap. xxx) des Betons [Lit 43].

**Luftporen** werden in den Beton mit der Absicht eingebracht, Expansionsräume für gefrierendes Wasser zu schaffen und somit den Frost-Tausalz widerstand, d. h. die Dauerhaftigkeit von Beton zu erhöhen. Mit Porenradien von  $10^{-2}$  mm bis 1 mm und kugelförmiger Form wird dieser Effekt entweder mittels eines Luftporenbildners oder mit Mikrohohlkugeln, die dem Frischbeton zugegeben werden, erreicht. Luftporen zeigen nur einen kleinen, vernachlässigbaren Einfluss auf die hygrischen Verformungen [Lit 44, Lit 45].

#### **4.6 Hydratationswärme [Lit 16, Lit 46, Lit 47, Lit 48]**

Der Baustoff Beton erfährt einen Wärmeeinfluss bereits während seines Erhärtungsprozesses, der Hydratation. Das hydraulische Bindemittel Zement erhärtet unter Wärmeabgabe. Die Klinkerminerale werden von einem energiereicheren Zustand nach dem Brennen des Zements in einen energieärmeren Zustand überführt. Die bis zur vollständigen Hydratation insgesamt frei werdende Wärmemenge hängt im Wesentlichen von der Zusammensetzung des Zementklinkers ab. Die Klinkerphasen  $C_3A$  und  $C_3S$  liefern den Hauptanteil der frei werdenden Energie. Die Hydratationswärme in einem Betonbauteil verringert sich folglich, wenn wenig dieser Klinkerphasen im Bindemittel vorhanden sind. Durch das Zumahlen von inerten, puzzolanischen oder latent hydraulischen Stoffen zum Portlandzement kann die Hydratationswärme zusätzlich verringert werden.

Die Mahlfineinheit des Zements beeinflusst die Hydratationswärmeentwicklung besonders. Je größer die Mahlfineinheit des Zements, desto höher ist die Geschwindigkeit, mit der der chemische Prozess der Hydratation voranschreitet. Die höhere Hydratationsgeschwindigkeit und die damit verbundene höhere Wärmeentwicklung machen sich vor allem im Verlauf der ersten 24 Stunden der Hydratation bemerkbar.

Bei w/z-Werten unter 0,45 hat der w/z-Wert einen größeren Einfluss auf die freigesetzte Hydratationswärme als bei höheren Wasser-Zement-Werten. Der Zement ist dann nicht mehr in der Lage, vollständig zu hydratisieren. Im späteren Alter ist die Menge der frei werdenden Hydratationswärme vom w/z-Wert nahezu unabhängig.

Der hohe Zementgehalt im hochfesten Beton führt zur Entwicklung einer höheren Hydratationswärme vor allem in den ersten Tagen. In Abb. 26 ist die Wärmeentwicklung von Betonen verschiedener Festigkeitsklassen während der Hydratation dargestellt. Der Beton C70/85 enthält 40 % mehr Zement als der Beton C35/45, weist aber lediglich eine Temperaturerhöhung von 20 % mehr auf. Die Ursache ist in der unvollständigen Hydratation

bei hochfestem Beton zu suchen. Bereits nach wenigen Stunden steht bei den niedrigen w/z-Werten bei Hochfesten Betonen nicht mehr ausreichend Wasser für den Hydratationsprozess zur Verfügung und die Wärmeentwicklung des hochfesten Betons bricht ab.

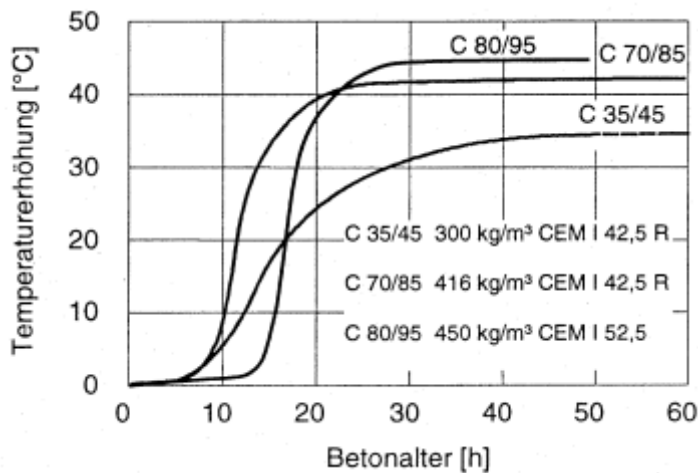


Abb. 26: Qualitativer Verlauf der Wärmeentwicklung bei normalfestem Beton und Hochleistungsbeton [Lit 10].

[Lit 49] machte Untersuchungen an kleineren Bauteilen ( $l/b/h = 70/17/15$  cm), um den Unterschied zwischen hochfestem Beton und normalfestem Beton zu klären. Hochfester Beton weist im Vergleich zum Normalbeton wesentlich höhere Werte der Energiefreisetzungsraten pro Zeiteinheit auf (Abb. 27). Folglich ist das zu erwartende Temperaturgefälle innerhalb eines Bauteilquerschnitts wesentlich höher als bei gleichem Querschnitt an einem vergleichbaren Bauteil aus Normalbeton. Die dadurch bedingten thermischen Zwangsspannungen können zu Mikrorissen führen.

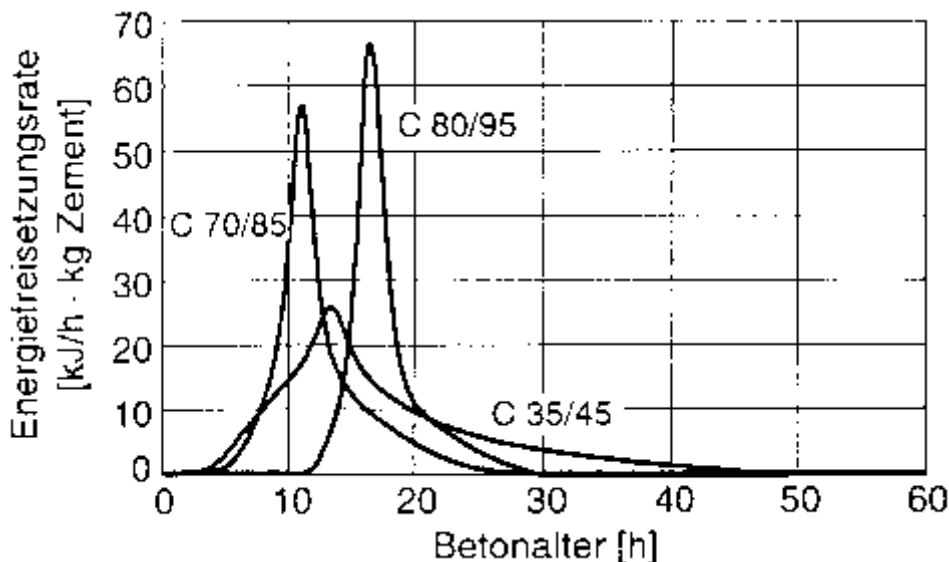


Abb. 27: Energiefreisetzungsraten bei Betonen unterschiedlicher Festigkeitsklassen [Lit 10]

#### 4.6.1 Temperaturabhängigkeit [Lit 10, Lit 50]

Die Hydratationsgeschwindigkeit und die damit einhergehende Hydratationswärme werden durch die Höhe der umgebenden Temperatur beeinflusst. Bei einer Temperaturerhöhung um 10 K werden die Hydratationsgeschwindigkeit und die -Wärmeentwicklung von Zement nahezu verdoppelt. Kommt es aufgrund von äußeren Einflüssen wie z. B. Sonneneinstrahlung

zu einer Erhöhung der Hydrationswärme im Beton, so führt die freigesetzte Energie zur weiteren Erwärmung und beschleunigt dadurch die Hydrationsgeschwindigkeit. Bei Hochleistungsbeton ist die Abhängigkeit der Hydrationswärmeentwicklung von der Umgebungs- und Frischbetontemperatur noch größer als bei Normalbeton, da auch die puzzolanische Reaktion der Zusatzstoffe entscheidend von der Temperatur abhängig ist. Die Zugabe von Silicastaub zum hochfesten Beton führt mit der Bildung von zusätzlichen CSH-Phasen zu einer Erhöhung der freigesetzten Hydrationsenergie, da die Reaktion mit dem Calciumhydroxid praktisch zeitgleich mit der Zementhydratation stattfindet. Die Silicapartikel wirken als Kristallisationskeime, wodurch der Hydrationsprozess des Zements, wie in Abb. 28 zu erkennen ist, noch beschleunigt wird.

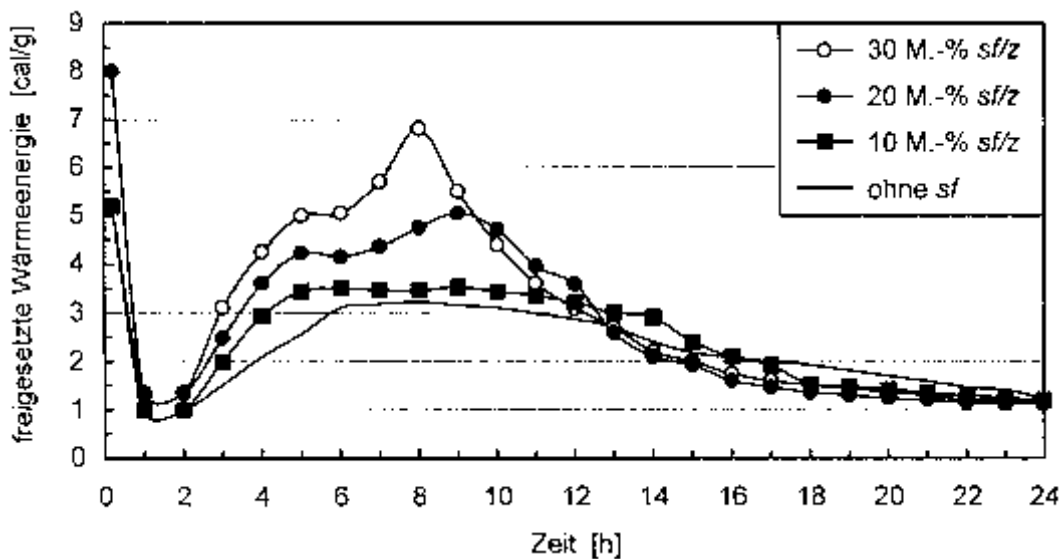


Abb. 28: Energiefreisetzung bei Zugabe von Silicastaub [Lit 10]

Nach [Lit 51] und Simard [Lit 15] haben die dem hochfesten Beton zugegebenen Fließmittel einen nicht unerheblichen Einfluss auf die entstehende Hydrationswärme. Diese verringern die von  $C_4AF$  und  $C_3A$  freigesetzte Wärme.

Eine Nachbehandlung des Betons, die zur Senkung der Temperatur an der Außenseite des Betonbauteils führt, senkt demzufolge die Geschwindigkeit, mit der die Hydratation abläuft (s. a. Kapitel 3).

## 5 Spannungen im Beton / hochfesten Beton

### 5.1 Temperaturspannungen

#### 5.1.1 Junger Beton und Nullspannungstemperaturgradient

Neben der Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  ist bei der Betrachtung von temperaturbedingten Einflüssen auf Betonbauteile die Nullspannungstemperatur und deren Gradient von großer Bedeutung. Es muss zwischen dem jungen Beton während des Erhärtens und dem Beton im höheren Alter im Gebrauchszustand unterschieden werden. Bei jungem Beton fallen die Temperaturänderungen infolge der Hydrationswärme in eine Zeitspanne, in der sich der Beton von einer viskosen Flüssigkeit zu einem viskoelastischen Feststoff verändert. Die fünf Stadien des Temperaturverlaufs und der Entwicklung der zentrischen Zwangsspannungen im jungen Beton am Beispiel eines verformungsbehinderten Bauteils zeigt Abb. 29 [Lit 24, Lit 55, Lit 56].

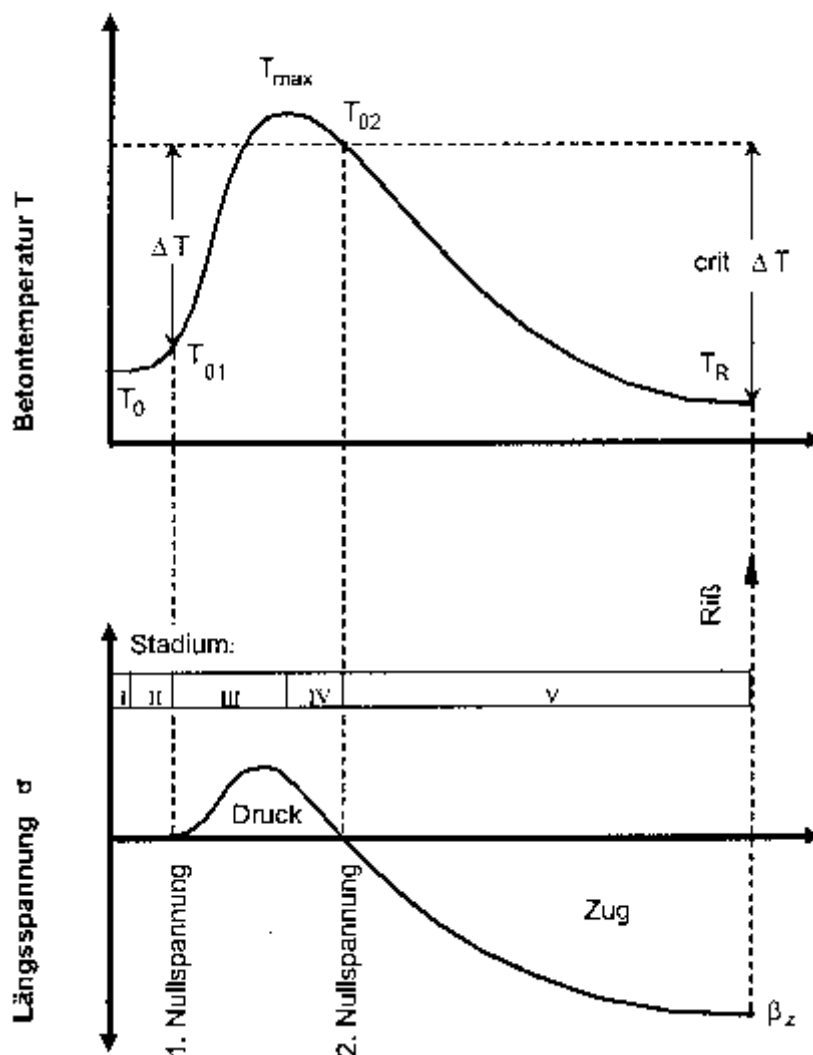


Abb. 29: Stadien der Temperatur- und Spannungsentwicklung eines verformungsbehinderten Bauteils während der Hydratation [Lit 55]

In der Phase I (Stadium I) findet während der Ruhephase der Hydratation keine Erwärmung statt. In der Phase II erwärmt sich der Beton. Da der Beton vollkommen plastisch reagiert, werden die entstehenden Spannungen vollständig durch Relaxation abgebaut. In der Phase III

steigt die Temperatur weiter und mit dem zugleich anwachsenden Elastizitätsmodul des Betons bauen sich infolge der Verformungsbehinderung Druckspannungen auf. Die Temperatur, ab welcher sich erste Druckspannungen entwickeln, wird erste Nullspannungstemperatur  $T_{N1}$  genannt. Bis zu diesem Zeitpunkt relaxiert der Beton stark und die Druckspannungen entwickeln sich nur unterproportional zur Temperaturerhöhung; folglich wird ein erheblicher Teil der Temperaturerhöhung nicht in Spannungen umgesetzt. Deshalb erreicht die Druckspannung ihren Maximalwert i. d. R. vor der Temperatur. Der Spannungsverlust durch Relaxation der Druckspannung ist höher als die Spannungszunahme durch Temperaturanstieg. Die Phase III endet mit Erreichen der  $T_{max}$ . Die anschließende Abkühlung in der Phase IV führt zum raschen Abbau der vorhandenen Druckspannungen. Trotz weiter anwachsendem Elastizitätsmodul ist das Relaxationsvermögen noch groß. Bereits kurze Zeit nach dem Temperaturmaximum kommt es zum spannungsfreien Zustand, der als zweite Nullspannungstemperatur  $T_{N2}$  bezeichnet wird. Sie liegt deutlich oberhalb der ersten Nullspannungstemperatur. Durch die weitere Abkühlung in Phase V werden im verformungsbehinderten Beton Zugspannungen in Richtung der Behinderung erzeugt. Sobald diese die Betonzugfestigkeit erreichen und überschreiten, kommt es zum Riss. Die zu diesem Zeitpunkt vorherrschende Risstemperatur wird mit  $T_R$  bezeichnet [Lit 56, Lit 55, Lit 57].

### **5.1.2 Nullspannungstemperaturgradient [Lit 24, Lit 55, Lit 58]**

Der Beton eines Bauteils erhärtet nicht mit einer über den Querschnitt konstanten Temperatur, sondern bei einem zeitlich veränderlichen Temperaturgradienten. Wegen des zum Querschnitttrand hin zunehmenden Wärmeabflusses erwärmt sich der Beton dort weniger als in Querschnittsmitte. Infolgedessen gibt es innerhalb des Querschnitts unterschiedliche Bereiche mit unterschiedlichem Hydratationsgrad, unterschiedlicher Festigkeit und unterschiedlichem Elastizitätsmodul. Hieraus ergeben sich unterschiedliche Werte der Nullspannungstemperatur am Bauteilrand und in Querschnittsmitte. Es stellt sich der sog. Nullspannungstemperaturgradient ein, bei dem das Bauteil zwang- und eigenspannungsfrei ist. Kommt es zu einem späteren Zeitpunkt im Beton wieder zu einer Temperatur, die genauso hoch ist wie die Nullspannungstemperatur, dann sind die temperaturbedingten Zwangs- und Eigenspannungen gleich Null. Zugspannungen treten auf, sobald die aktuelle Betontemperatur geringer ist als die Nullspannungstemperatur, ist die Temperatur höher, treten Druckspannungen auf.

Während der ersten 24 bis 32 Stunden der Erhärtung des Betons kommt es zu einem Einprägen der Nullspannungstemperatur, deren Verlauf über den Querschnitt dem der vorherrschenden Temperaturfelder im Bauteil entspricht. In Bauteilen, die sich z. B. in den ersten Stunden im oberflächennahen Bereich z. B. durch Sonneneinstrahlung stärker erwärmen als im Bauteilinneren, kann der Nullspannungstemperaturgradient von außen nach innen hin abfallen (Abb. 30 d). In diesem ungünstigen Fall kommt es nach dem Temperatúrausgleich zu Zugeigenspannungen an der Außenseite. Günstiger wäre es, wenn die Randbereiche während der Erhärtungsphase niedrigere Temperaturen erfahren als die Querschnittsmitte. Nach einem Temperatúrausgleich käme es in diesem Fall am Rand zu Druckeigenspannungen, wie es z. B. bei vorgespanntem Sicherheitsglas der Fall ist (Abb. 30 c).



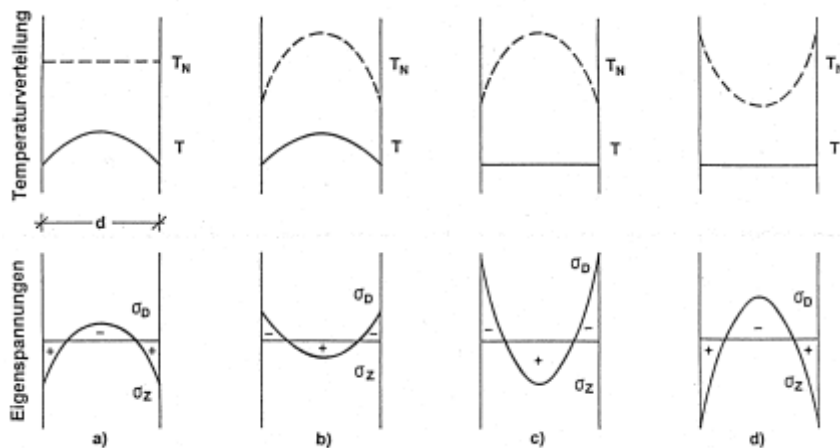


Abb. 30: Eigenspannungen infolge Temperaturgradienten [Lit 58]:

- a) konstante Nullspannungstemperatur und konvex gekrümmter Temperaturgradient
- b) Nullspannungstemperaturgradient und Temperaturgradient konvex gekrümmt
- c) konvex gekrümmter Nullspannungstemperaturgradient und ausgeglichener Temperaturgradient
- d) konkav gekrümmter Nullspannungstemperaturgradient und ausgeglichener Temperaturgradient

## 5.2 Eigenspannungen im Beton [Lit 11, Lit 59, Lit 60]

Im Mehrkomponenten-Baustoff Beton kann es aufgrund von Gefügeunverträglichkeiten zu Eigenspannungen kommen, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit zu Mikrorissen führen können. Das unterschiedliche Verhalten von Gesteinskörnung und Zementmatrix bezüglich Temperaturexpansion und Schwindverformung führt zu Gefügespannungen direkt an den Grenzflächen zwischen den Komponenten. Gradienten über den Betonquerschnitt aufgrund unterschiedlicher Feuchte- oder Temperaturverhältnisse führen zu Eigenspannungen.

Eigenspannungen im Beton können in einem Bauteil ohne Einwirkungen äußerer mechanischer Lasten durch die Behinderung von inhomogenen Volumenveränderungen entstehen. Die zu den Eigenspannungen gehörenden inneren Kräfte und Momente stehen in einem dreidimensionalen inneren Gleichgewicht und rufen keine äußeren Verformungen hervor.

Die Ursache der Eigenspannungen liegt in der gegenseitigen Behinderung des Formänderungsbestrebens der einzelnen Komponenten im Beton, wenn auf diese unterschiedliche Temperaturen einwirken oder unterschiedliche Feuchtegehalte vorherrschen. Beim Beton tritt dies durch die unterschiedlichen Steifigkeiten der einzelnen Komponenten auf und führt zu innerem Zwang. Dies kann insbesondere bereits im jungen Beton zu unkontrollierten Rissen im Gefüge führen. Der Beton reißt, wenn Kräfte aus den behinderten Verformungen zu Spannungen führen, die seine Zugfestigkeit überschreiten.

Im Beton führen nichtlineare Temperatur- und Feuchteverteilungen zu einem nichtlinearen Verformungsgradienten an gedachten Schnittflächen. Abb. 31 zeigt beispielhaft eine Betonplatte, die derartigen Bedingungen ausgesetzt ist, mit den daraus entstehenden Verformungen und Eigenspannungen.

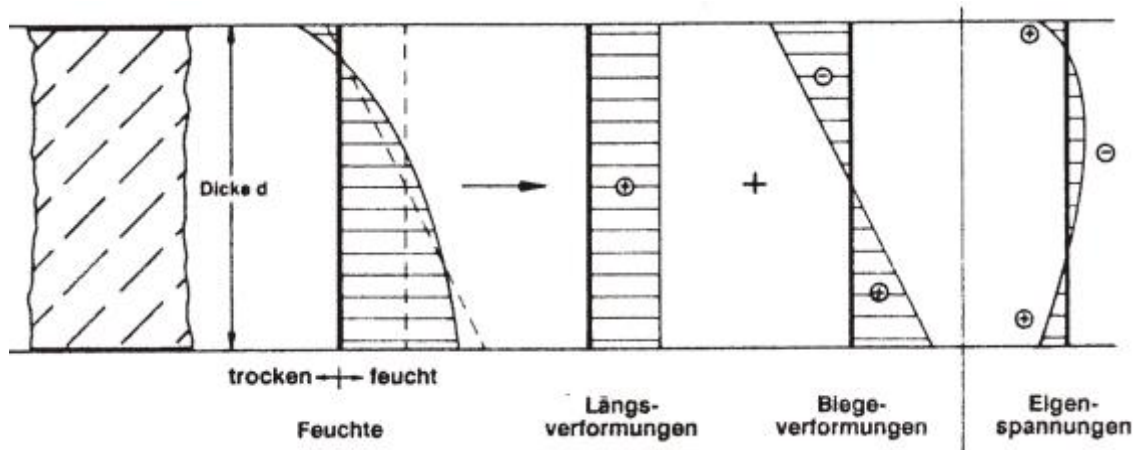


Abb. 31: Verformungen und Eigenspannungen infolge einer nichtlinearen Feuchteverteilung z. B. in einer frei beweglichen „massefrei“ angenommenen Betonplatte (unbehinderte Verformung) [Lit 59]

Der lineare Anteil der Eigenspannungen bewirkt Längs- und Biegeverformung, die nur bei Verformungsbehinderung, z. B. Einwirkung von Nachbarbauteilen oder Auflagern sowie durch Eigengewicht, zu Zwangsspannungen führen. An einer gedachten Schnittfläche (Abb. 31) wird der nichtlineare Anteil der Verformungen durch den Zusammenhalt der Schnittufer verhindert und in Eigenspannungen umgesetzt.

Thermisch und hygrisch bedingte Eigenspannungen treten in einem Betonbauteil meist nur zeitlich begrenzt auf, z. B. während einer Abkühl- oder Austrocknungsphase. Ein Wechsel der Spannungsursachen - von Erwärmung auf Abkühlung oder von Befeuchtung auf Austrocknung - bringt das Risiko von randnahen Zugspannungen und folglich von Rissbildung mit sich.

### 5.3 Spannungen infolge von Feuchtigkeitsunterschieden [Lit 61, Lit 59, Lit 62, Lit 46, Lit 64, Lit 65, Lit 66]

#### 5.3.1 Schwinden und Quellen beim hochfesten Beton

Schwinden und Quellen sind feuchtebedingte, nichtthermische und lastunabhängige Verformungen des Betons. Diese treten unabhängig vom Temperaturverlauf auf und sind die Folge einer Überlagerung physikalischer und chemischer Prozesse im Beton, insbesondere im Zementstein. Chemisch bedingte Verformungen sind überwiegend von der Zementart, vom Zementgehalt aber auch von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln abhängig. Physikalisch bedingte Verformungen sind vom Porensystem abhängig, das maßgebend vom  $w/z$ -Wert bestimmt wird.

Die Feuchteverteilung im Betonbauteil wirkt sich auf die Dehnungs- und Spannungsverteilung aus. Hohe Feuchtegehalte führen i. d. R. zu Druckspannungen, Austrocknung führt zu Zugspannungen. Die Feuchteverteilung hängt sowohl von den Umgebungsbedingungen als auch vom kapillaren Saugverhalten und vom Diffusionsverhalten ab.

Das Schwindmaß des Betons wird also größer durch

- größeren Wassergehalt,
- größeren  $w/z$ -Wert, vor allem bei gleichem Zementgehalt,
- größeren Zementsteingehalt (nur bei gleichem  $w/z$ -Wert),

- größeren Zementgehalt (nur bei gleichem w/z-Wert),
- größere Schwindneigung des Zements,
- größeres Schwinden der Gesteinskörnung,
- kleineres E-Modul der Gesteinskörnung,
- schnelleres Austrocknen, was wiederum vom Verhältnis Volumen / austrocknende Oberfläche abhängt.

Es kann durch Dampfbehandlung, z. B. bei Betonfertigteilen oder Oberflächenschutz gegen schnelles Austrocknen, z. B. durch Nachbehandlungsfilme auf Betonfahrbahnen, verringert werden.

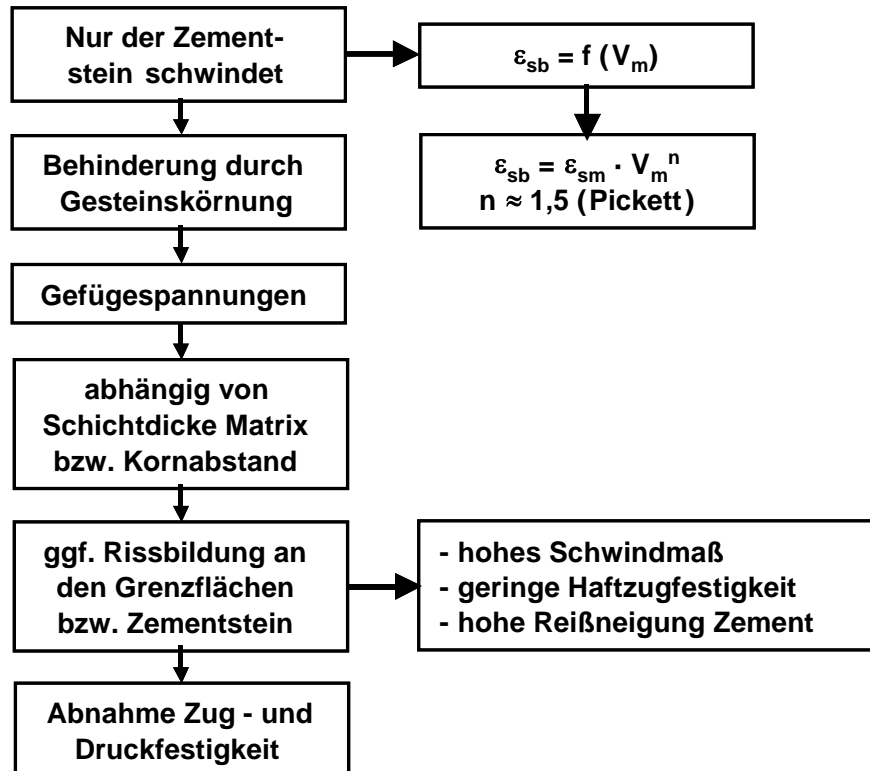


Abb. 32: Schwinden von Beton – grundlegende Zusammenhänge

### 5.3.2 Arten des Schwindens

Es werden vier Schwindarten unterschieden:

- Fröhschwinden, auch plastisches Schwinden genannt,
- Austrocknungsschwinden,
- Carbonatisierungsschwinden und
- chemisches bzw. autogenes Schwinden.

Das **Gesamtschwinden hochfesten Betons** ist anfangs höher als bei normalfestem Beton, verbleibt später auf vergleichbarem Niveau oder nimmt sogar ab.

**Fröhschwinden** oder plastisches Schwinden tritt im noch nicht erhärteten Beton auf. Es entsteht durch Austrocknung des Überschusswassers, tritt nach Verdunstung des an der Oberfläche abgesonderten Wassers auf und kann durch Nachbehandlung verringert werden. Es wird auch als Kapillarschwinden bezeichnet, da das entzogene Wasser aus dem

vorhandenen Kapillarporensystem stammt. Aufgrund der im Hochfesten Beton nicht, oder kaum vorhanden Kapillarporen ist diese Art des Schwindens vernachlässigbar klein.

Eine Volumenabnahme bzw. Volumenzunahme, die bei Feuchteabgabe (Austrocknung) des erhärteten Betons auftritt, wird als **Austrocknungsschwinden** bzw. im Falle der Feuchtezunahme als Quellen bezeichnet. Austrocknungsschwinden und die damit zusammenhängende Volumenabnahme können sich bei entsprechenden Verhältnissen über Jahre hinziehen. In der Baupraxis kommt dem Austrocknungsschwinden große Bedeutung zu, da bei Betonbauteilen im Freien der Schwindvorgang praktisch nie ganz zum Abschluss kommt. Wegen der weitgehenden Reversibilität des Austrocknungsschwindens wirkt sich jede Änderung der äußeren Luftfeuchtebedingungen infolge des Klimas direkt auf die Verformungen aus. Austrocknungsschwinden und Quellen können in Kombination mit den anderen hier genannten Schwindarten auftreten, sich gegenseitig überlagern und diesen gegebenenfalls auch entgegenwirken. Mit sinkendem Wasser-Zement-Wert – wie bei Hochleistungsbetonen üblich - nimmt das Trocknungsschwinden ab.

Mit fortschreitendem Carbonatisieren des Betons setzt das **Carbonatisierungsschwinden** ein. Es ist lediglich mit geringfügiger Volumenverminderung verbunden und führt zu einer Zunahme des irreversiblen und Abnahme des reversiblen Anteils des Trocknungsschwindens. Dieses Schwinden tritt nur im oberflächennahen Bereich mit geringer Tiefe auf und spielt beim Hochleistungsbeton keine Rolle.

Das **chemische Schwinden**, auch chemisches oder inneres Schrumpfen genannt, entsteht durch das geringere Volumen der entstehenden Reaktionsprodukte im Vergleich zum Volumen der Ausgangsmaterialien Wasser und Zement. Im Frischbeton kann sich das Betonvolumen spannungsfrei verringern. Bei w/z-Werten deutlich unter 0,40, wie sie bei Hochfesten Betonen verwendet werden, führt die fortschreitende Hydratation dazu, dass dem vorhandenen Porenraum immer mehr Wasser entzogen wird. Es entsteht eine innere Selbstaustrocknung (selfdesiccation), die Unterdruck im Porensystem bzw. Zugspannungen im Porenwasser erzeugt, und somit zum sogenannten „Selbstaustrocknungsschwinden“ führt. Bei Erreichen einer ausreichenden Festigkeit des Betons führen diese inneren Spannungen aufgrund des chemischen Schwindens zu keiner äußeren Formänderung, vielmehr zu einem inneren Austrocknen des Betons, was zu Mikrorissen im Inneren führen kann. So kommt es v. a. in hochfesten Betonbauteilen auch ohne einen Wasserverlust nach außen und trotz konstanter Temperatur zum „**autogenen Schwinden**“. Das autogene Schwinden ist als eine nach außen messbare Verformung definiert, die mit dem Erstarren beginnt und mit vollständiger Hydratation endet. Die Änderung der relativen inneren Feuchte von 95 % auf 70 % im erhärteten Beton führt zu Kapillarkräften, die sieben mal höher sind als im Ausgangszustand und damit die physikalische Ursache für Schwinden und Mikrorissbildung sein können [Lit 67, Lit 68, Lit 69, Lit 70, Lit 71].

Hochfester Beton bzw. Hochleistungsbeton weist ein erheblich höheres chemisches Schwinden auf als normal fester Beton.

### **5.3.3 Einflüsse auf das Schwinden des hochfesten Betons [Lit 43, Lit 55, Lit 67, Lit 68, Lit 69, Lit 70, Lit 71, Lit 73, Lit 72, Lit 74, Lit 75, Lit 76, Lit 77, Lit 78, Lit 79]**

Das Schwinden, speziell das Austrocknungsschwinden, wird durch verschiedene Parameter beeinflusst. Den größten Einfluss auf das Schwinden und Quellen hat der **Zement** bzw. der Zementstein. Hohe C<sub>3</sub>A-Gehalte und der Anteil an wasserlöslichen Alkalien führen zu einem feineren Gel, d. h. zu einer größeren inneren Oberfläche des Zementsteins und erhöhen so das

Schwinden und Quellen. Neben der chemischen Zusammensetzung des verwendeten Zements ist v. a. die Menge des Zementsteins und mit ihm der w/z-Wert bzw. der Wassergehalt maßgebend für das entstehende Schwindmaß des Betons. Je höher der **Wassergehalt** im Beton ist, umso größer ist das Endschwindmaß. Die Begründung liegt im höheren Anteil an Kapillarporen im Festbeton und folglich ist mehr verdunstbares Wasser im Porensystem vorhanden. Zusätzlich wird das verformungsbehindernde Gesteinskörnungsvolumen im Beton mit zunehmendem Wassergehalt reduziert. Aufgrund der höheren Porosität des Zementsteins reagiert dieser wesentlich stärker auf Feuchteänderungen im Vergleich zur Gesteinskörnung. Angaben in der Literatur schätzen ein teilweise bis zu zehn mal größeres Schwindmaß von Zementstein gegenüber Normalgesteinskörnung. Dichte Gesteinskörnungen wie Quarzit reagieren auf Feuchteänderungen überhaupt nicht.

Das chemische Schwinden (autogenes Schwinden) ist zeitlich an den **Hydratationsverlauf** gekoppelt. Proben mit vergleichsweise niedrigen w/z-Werten weisen ab einem Alter von etwa ein bis zwei Tagen eine langsamere Hydratation wie auch eine langsamere Entwicklung bzw. geringere Steigerung des autogenen Schwindens auf als Proben mit höheren w/z-Werten. Die Absolutwerte sind aber bei niedrigeren w/z-Werten höher. Abb. 33 zeigt die Dehnung, verursacht durch chemisches Schwinden an Probekörpern mit unterschiedlichen w/b-Werten.

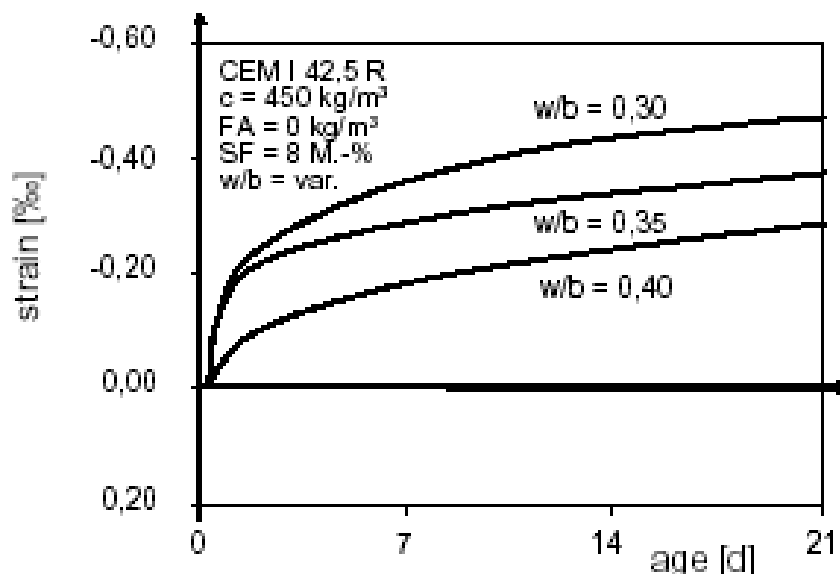


Abb. 33: Zeitliche Entwicklung des autogenen Schwindens von Beton mit unterschiedlichen w/z-Werten [Lit 71]

Die Größe und der Verlauf des autogenen Schwindens im hochfesten Beton werden entscheidend vom **w/b-Wert** und dem **Gehalt an Silicastaub** beeinflusst. Abb. 33 zeigt, dass ein Beton mit einem w/b-Wert von 0,30 und einem Silicastaubanteil von 8 % des Bindemittels im Alter von 21 Tagen mit 0,5 % ein doppelt so großes autogenes Schwinden aufweist wie ein Beton mit einem w/b-Wert von 0,40 bei gleich bleibendem Silicastaubanteil. Bereits nach einem Tag weist der Beton mit dem geringen w/b-Wert sehr hohe Schwindverformungswerte auf. Das freie autogene Schwinden von Beton mit einem konstanten w/b-Wert von 0,35 und 8 % Silicastaub zeigt im Alter von rd. 21 Tagen einen rund dreimal so großen Wert wie der Beton ohne Silicastaub (Abb. 34). Die Betone mit 0 % und 4 % Silicastaub quellen zu Beginn sogar. Erst ab höheren Silicagehalten ist ein kontinuierliches Schwinden festzustellen.

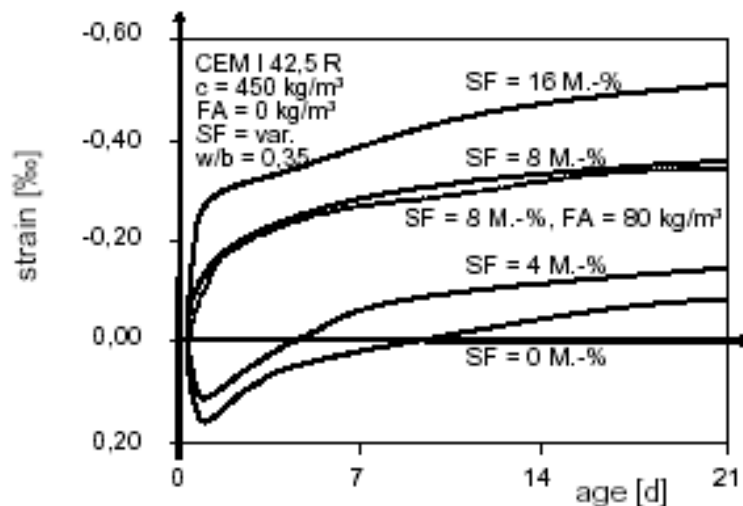


Abb. 34: Zeitliche Entwicklung des freien autogenen Schwindens von Beton mit unterschiedlichen Silicastaubgehalten [Lit 71]

Versuche von Jensen [Lit 67] mit unterschiedlichen Anteilen an Silicastaub zeigten, dass Betone mit Portlandzement als einzigem Bindemittel das autogene Schwinden schnell abschließen. Mit höherem Silicastaubgehalt war ab einem Alter von ca. einem Tag eine ausgeprägte Zunahme des autogenen Schwindens zu beobachten und zwar umso stärker, je mehr Silicastaub im Beton enthalten war (Abb. 35). Als Ursache hierfür kann wohl die fortschreitende chemische Reaktion des Silicastaubs im höheren Alter mit Wasser und dem Calciumhydroxid, das bei der Hydratation des Zements gebildet wird, angesehen werden.

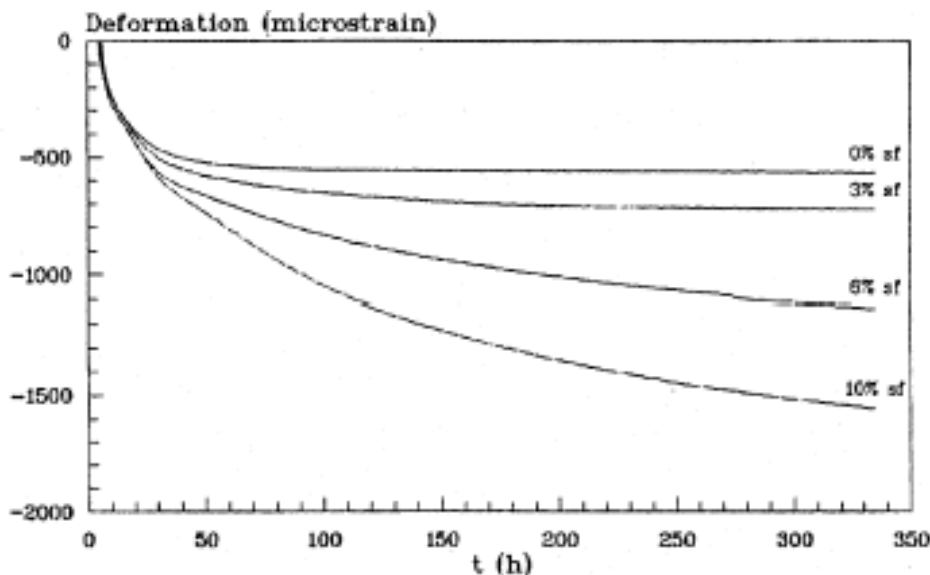


Abb. 35: Zeitliche Entwicklung (ab dem Erstarren) des autogenen Schwindens von Zementstein mit  $w/b = 0,35$  und Silicastaubanteilen bis 10 % [Lit 67]

Versuche an hochfestem Zementstein zeigen bei einem  $w/z$ -Wert von 0,30 die Volumenänderung durch das autogene Schwinden bei unterschiedlichen Bauteildicken bei unter Wasser Lagerung. Die kleinen Probekörper mit Abmessungen von  $2 \times 2 \text{ cm}$  zeigen noch deutliches Quellen. Bei größeren Querschnitten quillt der Zementstein bereits in geringerem Maße und beim Probekörper mit  $10 \times 10 \text{ cm}$  überwiegt trotz der Wasserlagerung bereits das

autogene Schwinden. Der Wasserentzug durch Selbstaustrocknung des Zementsteins ist nach [Lit 70] größer als die Rate des Eindiffundierens von Wasser (Abb. 36).

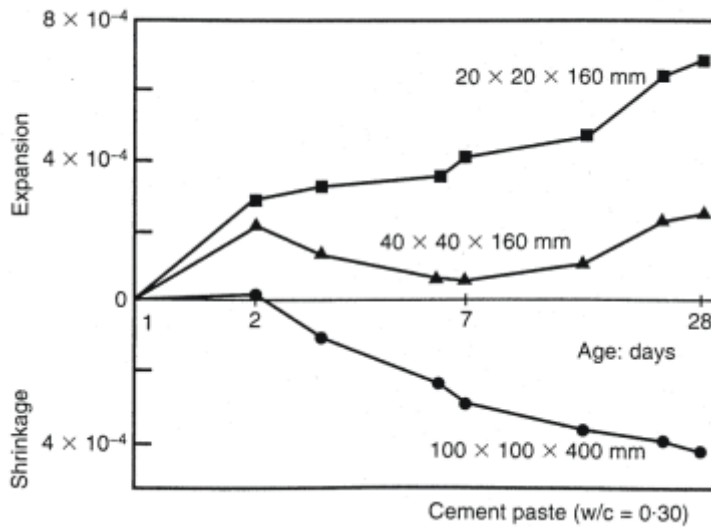


Abb. 36: Zeitliche Entwicklung der hygrischen Dehnungen von hochfestem Zementstein bei unterschiedlicher Dicke, Lagerung unter Wasser [Lit 70]

Silicastaub führt zur Verdichtung des Gefüges des hochfesten Betons und erhöht somit den Widerstand gegen Austrocknungsschwinden. Beton mit Silicastaub weist bei Versuchen von [Lit 73] nach 28-tägiger Vorlagerung im Wasser einen deutlich geringeren Masseverlust und auch ein deutlich geringeres Endschwindmaß auf als ohne Silicastaub. Abb. 37 zeigt, dass bei Betonen mit höherem Silicastaubanteil auch bei frühem Austrocknungsbeginn ein geringfügig kleineres Schwinden zu erwarten ist.

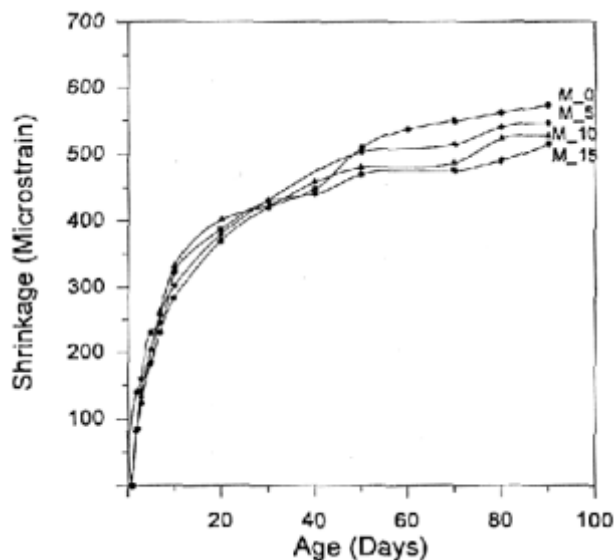


Abb. 37: Zeitliche Entwicklung des Schwindens von Betonen mit unterschiedlichen Silica-staubgehalten bei 50 % r. F. ab dem Alter von 24 Stunden [Lit 72]

Die **Gesteinskörnung** unterliegt im Vergleich zu Zementstein keinen bedeutenden feuchtebedingten Verformungen. Deshalb beeinflusst die Gesteinskörnung das Schwinden von Beton nur insofern, als ein höherer Gehalt an Gesteinskörnung den Anteil am schwindfähigen Zementstein im Beton verringert und somit ein geringeres Schwinden im Mörtel oder Beton auftritt. Der höhere Gehalt an Gesteinskörnung führt zu einer größeren

inneren Behinderung der Verformungen des Zementsteins und somit zu höheren Gefügespannungen. Es bilden sich aufgrund der entstehenden Gefügespannungen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung Risse im Zementstein und es tritt eine Entspannung des Zementsteins auf, die das Schwindmaß des Probekörpers verringert. Die Zusammensetzung des Gesteinskörnungsgemischs beeinflusst das Schwinden des Betons insofern, als eine feinere Sieblinie gleichzeitig einen höheren Wassergehalt bei gleich bleibender Verarbeitung fordert.

Das autogene Schwinden wie auch das Austrocknungsschwinden des Zementsteins wird durch die im Betongefüge vorhandene Gesteinskörnung behindert. Dies kann die Volumenabnahme - abhängig von Gesteinskörnungsart und Größtkorn - um teilweise mehr als die Hälfte vermindern. Folge dieser Behinderung sind innere Gefügespannungen. Kommt es zur äußeren Verformungsbehinderung, kann es durch das autogene Schwinden zu großen zentrischen Zwangsspannungen im Bauteil kommen (Abb. 38). Das sich ab dem ersten Tag entwickelnde autogene Schwinden trägt nur gering zur Bildung von Zwangsspannungen bei. Abb. 39 zeigt einen Beton mit einem hohen autogenen Schwinden (80-16-0,32) am ersten Tag, der danach aber kaum schwindet. Dieser wird von einem Beton (0-4-0,35) in der Zwangsspannungsentwicklung überholt, dessen autogenes Schwinden erst nach etwa einem halben Tag beginnt, von da an aber im Diagramm (Abb. 39 unten) mit einer größeren Steigung verläuft. Diese beiden Bilder zeigen, dass für die Bildung von Zwangsspannungen nicht das Endmaß des freien autogenen Schwindens, sondern vielmehr der zeitliche Verlauf maßgebend ist.

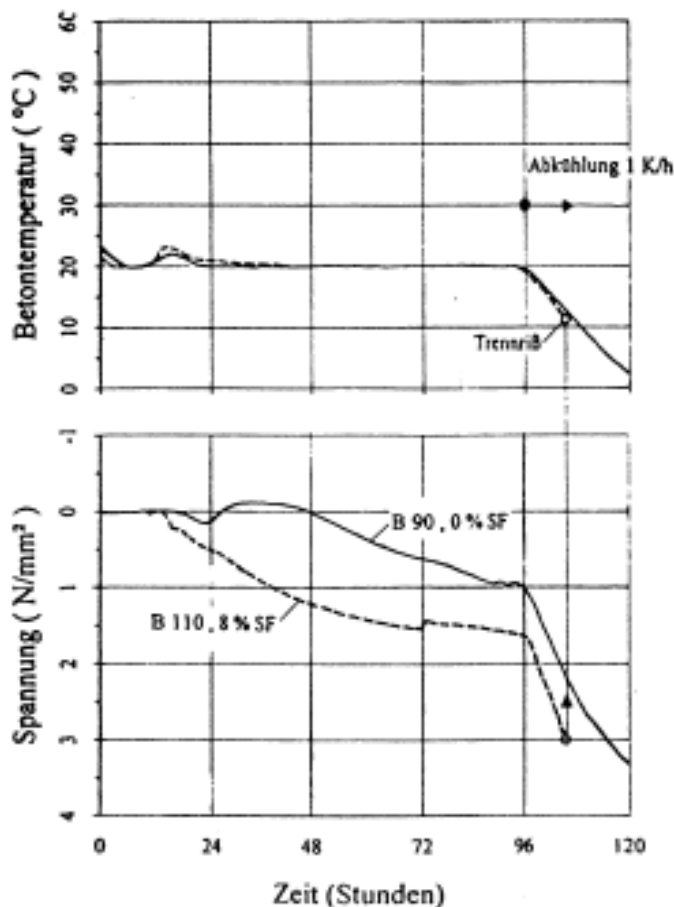


Abb. 38: Zeitlicher Verlauf der zentrischen Zwangsspannung infolge des autogenen Schwindens bei hochfestem Beton mit einem w/b-Wert von 0,30 - mit und ohne Silicastaub [Lit 76]



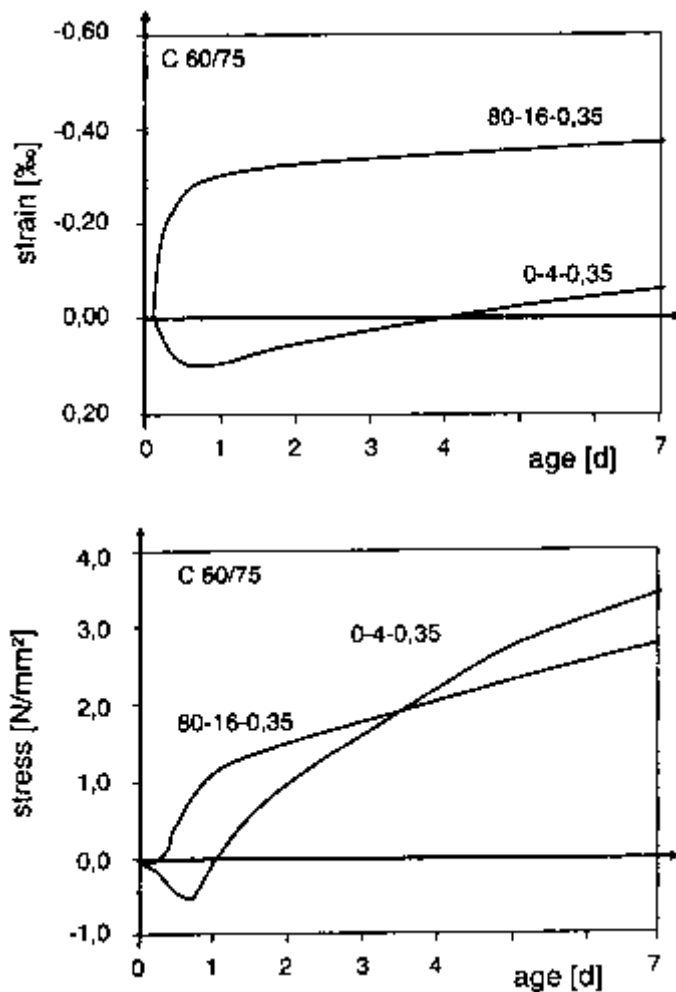


Abb. 39: Zeitlicher Verlauf des freien autogenen Schwindens und der Zwangsspannungen zweier Hochfester Betone ( $w/b = 0,35$  und  $b = 450 \text{ kg/m}^3$ ). Die angegebene Bezeichnung bedeutet: Flugaschegehalt [ $\text{kg/m}^3$ ] - Silicastaubgehalt [M.-%]- $w/b$ -Wert [Lit 71]

Das Schwinden von Beton ist umso geringer, je höher der Elastizitätsmodul der verwendeten Gesteinskörnung ist. Quarzhaltige Kiese, Dolomit, Granit, feldspathaltige Gesteine und einige Basalte werden als Gesteinskörnung eingestuft, die zu geringem Schwinden des Betons führen. Sandsteine, Schiefer, Kalke und Leichtzuschläge gelten als solche, die zu hohem Schwinden des Betons führen. Jedoch kann der Einfluss auf die Verformbarkeit auch innerhalb einer Gesteinsart sehr unterschiedlich sein.

Hygrische Verformungen von Betonbauteilen bzw. -probekörpern sind von deren **Form** und deren **Abmessungen** abhängig. Die feuchtebedingten Verformungen sind umso langsamer und geringer, je größer das Verhältnis von Volumen zu Oberfläche ist. In diesem Fall dauert es länger, bis der Betonkörper auch im Inneren den Wassergehalt der umgebenden Luft - seine Ausgleichsfeuchte - erreicht hat. Es kommt zu einer stärkeren Schwindbehinderung der äußeren Schichten durch den länger feucht bleibenden Kernbereich.

Nach Hwang [Lit 78] beeinflusst die Probekörpergröße die Masseänderung über die Länge der Transportwege, die das Wasser bei Diffusion oder Kapillarleitung zurücklegen muss. Auch indirekt werden die feuchtebedingten Verformungen durch die Bauteilabmessungen beeinflusst. An den Randbereichen weisen Bauteile aufgrund ihrer Herstellung durch z. B. Wasserabsondern und Carbonatisierung andere Eigenschaften auf, als im Betoninneren. Die

unten stehende Gleichung dient dazu, Körper beliebiger Form und Größe auf das Verformungsverhalten einer beidseitig austrocknenden Platte der Dicke  $d_{ef}$  zurückzuführen und ihr Schwindverhalten miteinander vergleichen zu können.

$$d_{ef} = 2 \cdot V / O$$

Gleichung 1

- $d_{ef}$  = Dicke einer beidseitig austrocknenden Platte
- $V$  = Probekörpervolumen
- $O$  = Probekörperoberfläche, über die Austrocknung erfolgt

Die wirksame Bauteildicke unter Berücksichtigung der Umgebungsfeuchte wird nach DIN 1045-1 mit der folgenden Gleichung berechnet.

$$d_{ef} = k_{ef} \cdot 2 \cdot A / U$$

Gleichung 2

- $k_{ef}$  = Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Feuchte auf die wirksame Dicke
- $A$  = Fläche des gesamten Betonquerschnitts
- $U$  = Abwicklung der der Austrocknung ausgesetzten Begrenzungsfläche des gesamten Betonquerschnitts

Übliche Schwindmessungen an Zementmörtelprismen oder Betonzylindern erfassen nur die Längenänderung des Probekörpers, der infolge seiner Lagerung an der Oberfläche austrocknet. Aus der gemessenen Längenänderung wird ein Schwindmaß abgeleitet. Unberücksichtigt bleiben hierbei unterschiedliche Feuchtegehalte, also Schwindverformungsanteile über den Probekörperquerschnitt, die sich in Eigenspannungen umsetzen und in der Praxis bei extremen Randbedingungen zu Rissen führen können. Bei Probekörpern mit kleinen Abmessungen kann auch der innere Bereich des Probekörpers schneller austrocknen, sodass sich nur geringe Unterschiede im Feuchtegehalt über den Querschnitt einstellen und die entstehenden Eigenspannungen gering gehalten werden.

Hygrische Verformungen werden sowohl durch die vorherrschenden **klimatischen Verhältnisse** als auch durch die **Lagerungsbedingungen** beeinflusst. Zu großen Feuchteverlusten kommt es im noch nicht erhärteten Beton vor allem durch eine niedrige Luftfeuchte der Umgebungsluft, hohe Temperaturen und hohe Windgeschwindigkeiten. Das Schwinden des noch nicht erhärteten Betons bzw. des erhärteten Betons kann reduziert werden, wenn die Feuchteverluste durch geeignete Maßnahmen klein gehalten werden. Die Nachbehandlung gilt deshalb als wichtigste Maßnahme, um der Austrocknung von Beton entgegenzuwirken.

## 6 Festbetoneigenschaften von hochfestem Beton

### 6.1 Druckfestigkeit [Lit 10, Lit 11, Lit 80 Lit 81]

Die Änderung der mechanischen Eigenschaften zwischen normalfestem und hochfestem Beton erfolgt gleitend, d. h., es gibt keine quantitativen Sprünge bei Festigkeiten und Verformungseigenschaften zwischen C45/55 und C100/115. Die hohen Druckfestigkeitswerte bis zu 250 N/mm<sup>2</sup> werden vorwiegend durch folgende besonderen Maßnahmen erreicht:

- Hochfester Zement,
- geringer w/z-Wert (Abb. 40) unter 0,35, erzielt durch Zugabe von Fließmitteln
- hoher Zementgehalt
- Zusatz von Zusatzstoffen
- hochfeste Gesteinskörnung z. B. Basalt
- hoher Verdichtungsgrad.

Mit steigender Festigkeit resultieren die veränderten Eigenschaften aus:

- der Anpassung von Zementstein und Gesteinskörnungseigenschaften,
- dem verbesserten Verbund zwischen Gesteinskörnung und Zementstein,
- der Reduzierung der Kapillarporosität (Abb. 41),
- der Verschiebung der Zementsteinporosität in Richtung kleinerer Porengrößen
- und der daraus resultierenden Erhöhung der Materialsprödigkeit.

Hochfester Beton kann auch als Hochleistungsbeton bezeichnet werden, da er neben der hohen Festigkeit noch folgende positive Eigenschaften hat:

- Geringes Bluten
- Höhere E-Moduln bis etwa 80 kN/mm<sup>2</sup>
- Kleineres Kriechen,
- geringeres Schwinden
- größere Dichtigkeit
- dadurch bessere Dauerhaftigkeit
- größerer Verschleißwiderstand

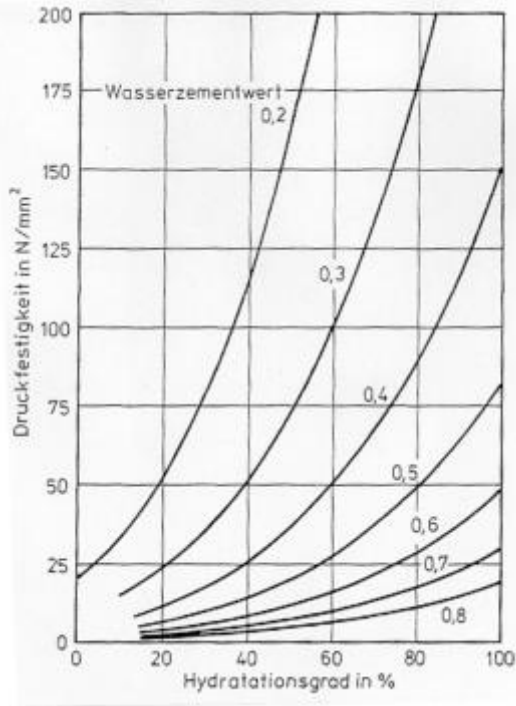


Abb. 40: Einfluss des Wasser-Zement-Wertes und des Hydratationsgrades auf die Druckfestigkeit von Zementstein [Lit 9]

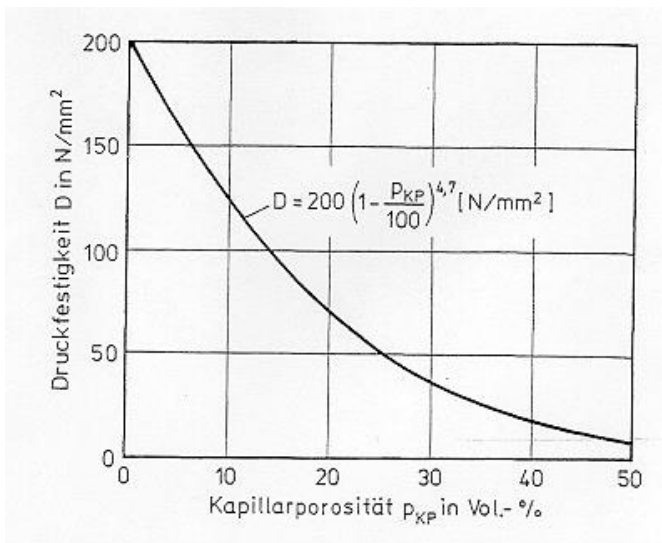


Abb. 41: Einfluss der Kapillarporosität auf die Druckfestigkeit von Zementstein [Lit 9]

Da bei Hochleistungsbetonen in der Regel Silicastaub zum Einsatz kommt, wird die Druckfestigkeit sowohl durch den w/z-Wert als auch durch die Menge an Silicastaub bestimmt. Anhaltswerte dazu gibt Abb. 42. In der anschließenden Tabelle 1 sind Anhaltswerte für die Mischungen angegeben.

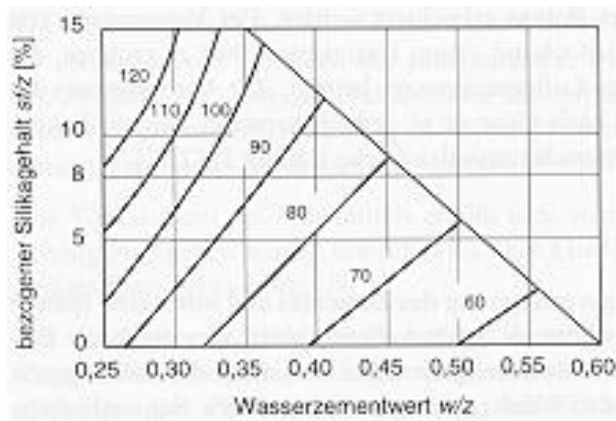


Abb. 42: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit ( $f_{c,cube100}$ ), w/z-Wert und Silicagehalt bei einem Sand-Kies-Gemisch als Gesteinskörnung [Lit 10]

Tabelle 1: Anhaltswerte für die Mischungsentwürfe einiger Betonfestigkeitsklassen [Lit 10]

Festigkeitsklasse	C55/67 <sup>1)</sup>	C60/75 <sup>1)</sup>	C70/85 <sup>1)</sup>	C80/95 <sup>1)</sup>	C90/105 <sup>1)</sup>	C100/115 <sup>1)</sup>
CEM I 52,5 R	-	-	-	-	450	450
CEM I 42,5 R	-	320	380	390	-	-
CEM III 42,5	200	-	-	-	-	-
CEM III 32,5	200	-	-	-	-	-
Silica (Feststoff) $sf_{fest}$	-	30	30	35	40	45
Flugasche $sfa$	100	80	60	60	-	-
Wasser $w$	150	125	130	135	136	127
Fließmittel $fm$	16	12,5	15	6,0 <sup>2)</sup>	7,0 <sup>2)</sup>	9,0 <sup>2)</sup>
Verzögerer $vz$	-	-	-	-	-	1,8
Sand 0/2	605	640	630	625	625	620
Kies 2/8	390	400	380	400	400	-
Kies 8/16	740	780	790	-	-	-
Splitt 2/5	-	-	-	-	-	270
Splitt 5/8	-	-	-	-	-	210
Splitt 8/11	-	-	-	270	290	350
Splitt 11/16	-	-	-	490	470	420
w/b [-]	0,37	0,35	0,33	0,31	0,29	0,27
$w/(z+0,4*sfa)$	0,37	0,38	0,35	0,34	0,31	0,30
$fm/z$ [%]	4,0	3,9	3,9	1,5	1,6	2,0
Rohdichte $\rho$	2,40	2,39	2,42	2,41	2,42	2,50

<sup>1)</sup> <sup>2)</sup>PCE-Basis

Hochfester Beton wird nach seiner Druckfestigkeit (i. d. R. Prüfung nach 28 Tagen) in Klassen eingeteilt. Abb. 43 gibt einen Überblick über Festigkeitsklassen und Festigkeitskennwerte. Die Mindesthäufigkeit der Probenahme zur Beurteilung der Konformität zeigt Tafel 6 in Abb. 43, die Konformitätskriterien enthält Tafel 7. Hochfeste Betone dürfen nicht in Betonfamilien eingeordnet werden.

Tafel 5: Festigkeitsklassen des hochfesten Betons

(Referenzbedingungen: Zylinder (Ø 150 mm, Höhe 300 mm) bzw. Würfel (Kantenlänge 150 mm, Lagerung nach EN 12390-2)

Betonfestigkeitsklasse	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit $f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Charakteristische Würfeldruckfestigkeit $f_{tk,wk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit $f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
C 55/67	55	67	63	4,2
C 60/75	60	75	68	4,4
C 70/85	70	85	78	4,6
C 80/95	80	95	88	4,8
C 90/105	90	105	98	5,0
C 100/115	100	115	108	5,2
			$f_{cm} = f_{tk} + 8$	$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10)$

Tafel 6: Mindesthäufigkeit der Probenahme zur Beurteilung der Konformität bei hochfesten Betonen

Herstellung	Mindesthäufigkeit der Probenahme	
	Erste 50 m <sup>3</sup> der Produktion	Nach den ersten 50 m <sup>3</sup> der Produktion <sup>1)</sup>
Erstherstellung (bis mindestens 35 Ergebnisse erhalten wurden)	3 Proben	1/100 m <sup>3</sup> oder 1/Produktionstag
Stetige Herstellung <sup>2)</sup> (wenn mindestens 35 Ergebnisse verfügbar sind)		1/200 m <sup>3</sup> oder 1/Produktionstag

<sup>1)</sup> Die Probenahme muss über die Herstellung verteilt sein und für je 25 m<sup>3</sup> sollte höchstens eine Probe genommen werden.

<sup>2)</sup> Wenn die Standardabweichung der letzten Prüfergebnisse  $1,37 \sigma$  überschreitet, ist die Probenahmehäufigkeit für die nächsten 35 Prüfergebnisse auf diejenige zu erhöhen, die für die Erstherstellung gefordert wird.

Tafel 7: Konformitätskriterien für die Druckfestigkeit bei hochfesten Betonen

Herstellung	Anzahl n der Ergebnisse in Reihe	Kriterium 1	Kriterium 1
		Mittelwert von n Ergebnissen $f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	jedes einzelne Prüfergebnis $f_{ci}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Erstherstellung	3	$\geq f_{tk} + 5$	$\geq f_{tk} - 5$
Stetige Herstellung	15	$\geq f_{tk} + 1,48 \sigma$ $\sigma \geq 5 \text{ N/mm}^2$	$\geq 0,9 f_{tk}$

Tafel 8: Prüfhäufigkeit und Annahmekriterien für die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung bei hochfesten Betonen und Verwendung von Transportbeton (beide Kriterien müssen erfüllt sein).

Anzahl n der Einzelwerte	Kriterium 1 Mittelwert $f_{cm}$ von n Einzelwerten [N/mm <sup>2</sup> ]	Kriterium 1 jeder Einzelwert $f_{ci}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Prüfhäufigkeit
3 bis 4	$\geq f_{tk} + 1$	$\geq f_{tk} - 4$	für jeden Beton mindestens 3 Probekörper □ je höchstens 50 m <sup>3</sup> □ je 1 Betontag
5 bis 6	$\geq f_{tk} + 2$	$\geq f_{tk} - 4$	
> 6	$\geq f_{tk} + \left(1,65 - \frac{2,58}{\sqrt{n}}\right) \sigma$ $\sigma = 4 \text{ N/mm}^2$ für $6 < n < 35$ $\sigma \geq 5 \text{ N/mm}^2$ für $n \geq 35$	keine Forderung	

Abb. 43: Überblick über Festigkeitsklassen und Festigkeitskennwerte hochfesten Betons [Lit 11]

Bei der Bauausführung ist eine Annahmeprüfung des Betons durchzuführen. Der Beton ist anzunehmen, wenn seine Identität mit der Grundgesamtheit nachgewiesen wird, für die eine Übereinstimmungsbescheinigung erteilt wurde. Prüfhäufigkeit und Annahmekriterien für hochfeste Betone nach Eigenschaften bzw. für Transportbeton enthält Tafel 8. Bei der Zuordnung von Festigkeitsklassen nach alter und neuer Normengeneration, Tafel 9 in Abb. 44, ist zu berücksichtigen, dass sich Nachweiskriterien, Prüf- sowie Lagerungsbedingungen unterscheiden, Tafel 9 und 10 (Abb. 45).

**Tafel 9: Zuordnung von Festigkeitsklassen nach alter und neuer Normengeneration für hochfeste Betone**

DAFStb-Richtlinie für hochfesten Beton		DIN EN 206-1: 2001 / DIN 1045-2: 2001
B 65	⇒	C 55/67
B 75		C 60/75
B 85		C 70/85
B 95		C 80/95
B 105		C 90/105
B 115		C 100/115
DIN 4219-11: 1979		
LB 55	⇒	LC 50/55
-		LC 55/60
-		LC 60/66
-		LC 70/77
-		LC 80/88

Abb. 44: Zuordnung von Festigkeitsklassen nach alter und neuer Normengeneration für hochfeste Betone [Lit 11]

**Tafel 10: Druckfestigkeitsprüfung von hochfestem Normalbeton nach alter und neuer Normengeneration**

	Druckfestigkeitsprüfung nach	
	DIN 1045: 1988 und DAFStb-Richtlinie für hochfesten Beton	DIN EN 206-1: 2001 / DIN 1045-2: 2001
Referenzdruckfestigkeit	$\beta_{w,200}$	$f_{c, \text{cyl}}, f_{c, \text{cube}}$
Referenzprobekörper	Würfel, Kantenlänge 200 mm	Zylinder, Ø 150 mm, Höhe 300 mm oder Würfel, Kantenlänge 150 mm
Referenzlagerung	nach DIN 1048-5 bis zum 7. Tag Feuchtlagerung, danach bis zum 28. Tag Trockenlagerung	nach pr EN 12390-2 bis zum 28. Tag Feuchtlagerung
Umrechnung	Unterschiedliche Probekörperformen $\beta_{w,200} = 0,92 \cdot \beta_{w,100}$ $\beta_{w,200} = 0,95 \cdot \beta_{w,150}$ $\beta_{w,200} = 1,10 \cdot \beta_{c, \text{cyl}, \text{Ø } 150/200}$	Unterschiedliche Lagerungsbedingungen (Probekörper dürfen weiterhin nach DIN 1048-5 gelagert werden) $f_{c, \text{cube}} = 0,95 \beta_{w,150} (< C 60/75)$ $f_{c, \text{cube}} = 1,0 \beta_{w,200} (\geq C 60/75)$

Abb. 45: Druckfestigkeitsprüfung von hochfestem Normalbeton nach alter und neuer Normengeneration [Lit 11]

## 6.2 Zugfestigkeit hochfesten Betons [Lit 80, Lit 10]

Die zentrische **Zugfestigkeit** wächst unterproportional zur Druckfestigkeit. In Abb. 46 ist ein Bezug der beiden Größen dargestellt. Bei Druckfestigkeitswerten über 90 N/mm<sup>2</sup> sind nur noch minimale Steigerungen der Zugfestigkeit zu erwarten. Die maximal erzielbaren Festigkeitswerte liegen bei 6,5 N/mm<sup>2</sup>. Die Biegezugfestigkeitswerte eines C70/85 liegen zwischen 11 und 13 N/mm<sup>2</sup>.

Anders als bei normalfestem Beton kann durch die Verwendung gebrochener Gesteinskörnung die Zugfestigkeit von Hochleistungsbeton nicht gesteigert werden. Dies entspricht den Erwartungen, da die Verbesserung der Kontaktzone bei Hochleistungsbeton hauptsächlich durch die Zugabe von Zusatzstoffen zustande kommt, während dies bei normalfestem Beton durch die Verwendung gebrochener Gesteinskörnung erreicht wird.

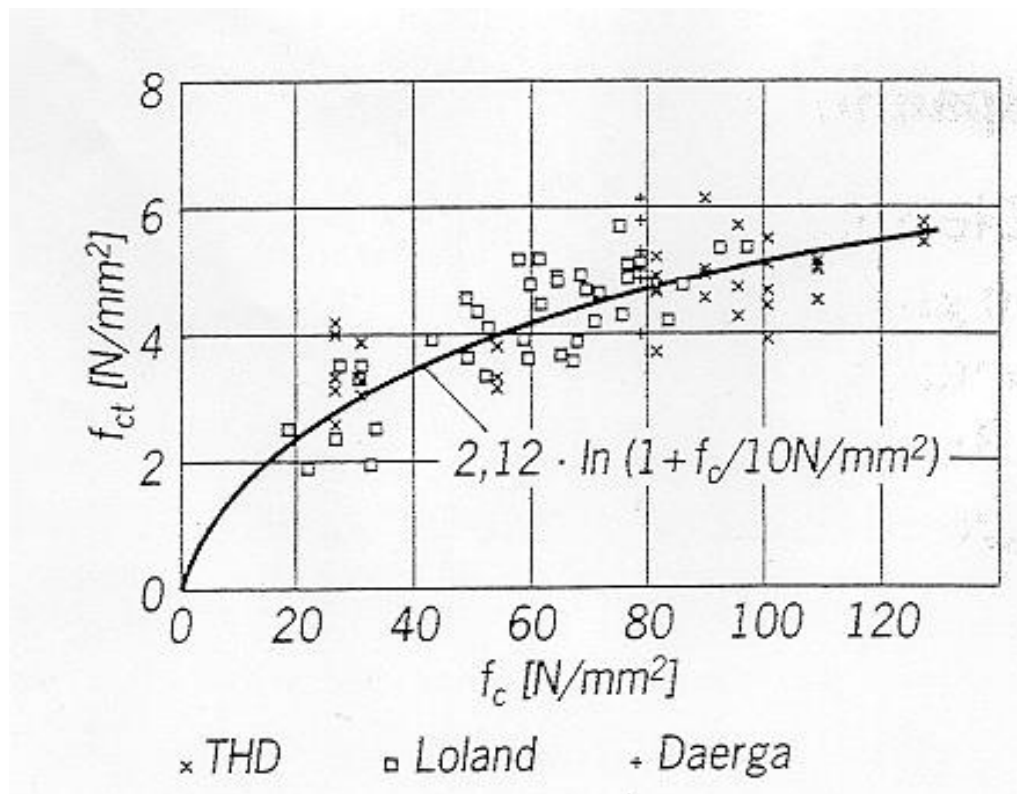


Abb. 46: Abhängigkeit der Zugfestigkeit von der Druckfestigkeit

### 6.3 *Spannungs-Dehnungs-Linie und Elastizitätsmodul [Lit 10, Lit 80, Lit 82, Lit 11, Lit 88]*

#### 6.3.1 **Spannungs-Dehnungs-Linie**

Die Spannungs-Dehnungslinien in Abb. 47 und Abb. 48 erfassen grafisch die Beziehung zwischen Druckspannung und Stauchung. Gegenüber normalfestem Beton ergeben sich einige Unterschiede:

- gerader linear-elastischer Verlauf bis zu einem höheren Lastniveau (70 bis 90 % der Bruchlast),
- vergrößerte Stauchung bei Erreichen der Bruchlast,
- nur geringe ertragbare Stauchung nach Erreichen der Bruchlast (steil abfallender Ast).

Ein wesentlicher Unterschied ist die höhere Materialsprödigkeit von Hochleistungsbeton im Vergleich zu niederfesten Betonen. Je schneller die aufnehmbare Spannung bei zunehmender Verformung abfällt, umso spröder ist der Werkstoff. In diesem Zusammenhang wird von sprödem C80/95 und von duktilem C20/25 Versagen gesprochen.



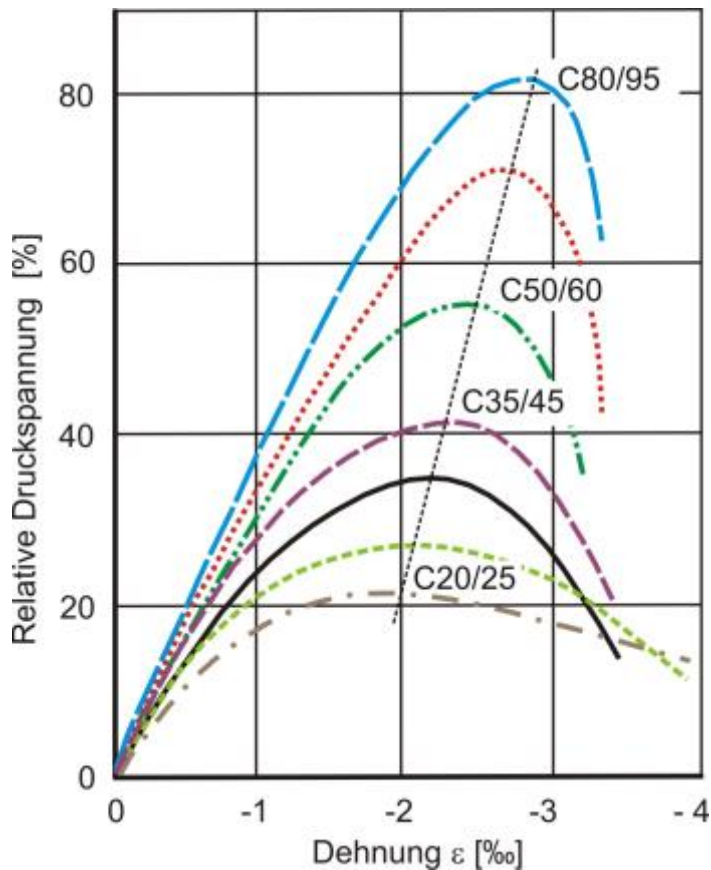


Abb. 47: Spannungs-Dehnungs-Linien für verschiedene Druckfestigkeitsklassen bei konstanter Verformungsgeschwindigkeit

Bei einaxialer Druckbeanspruchung zeigt der Probekörper (Abb. 48) zunächst einen linearen Zusammenhang zwischen Spannung und Stauchung. Der Linearfaktor entspricht dem E-Modul  $E_c$  des jeweiligen Betons, der als Steifigkeit bei schneller Entlastung von ca. 40 % der Druckfestigkeit ermittelt wird. Bei weiter steigender Spannung nehmen die Verformungen ab einer bestimmten Grenze nicht linear zu. Mit zunehmender Festigkeit steigt diese Linearitätsgrenze in der Spannungs-Dehnungs-Linie an. Entsprechend Abb. 47 tritt die Abweichung zum linearen Verhalten bei einem Beton C 70/85 erst im Spannungsbereich oberhalb 80 % der Druckfestigkeit auf, während sie bei einem Beton C 30/45 bereits bei einem Spannungsniveau von ca. 40 % der Druckfestigkeit zu beobachten ist.

Oberhalb der Linearitätsgrenze führen Gefügeschädigungen infolge von Mikrorissbildungen zu irreversiblen Verformungsanteilen in der Spannungs-Dehnungs-Linie. Die Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie nimmt stetig zu: Nichtlinearität bzw. nichtlineares Verhalten des Betons genannt. Kurz vor Erreichen der Höchstlast ist eine sehr rasche Verformungszunahme festzustellen. Es bilden sich zusammenhängende Längsrisse parallel zur Beanspruchungsrichtung. Schließlich ist keine weitere Laststeigerung mehr möglich. Der Körper versagt bei konstanter Last durch fortschreitende Rissbildung.

Bei Hochleistungsbeton ist der nichtlineare Bereich im am ansteigenden Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie wesentlich kleiner als bei normalfestem Beton. Bei Betonen ab einer Festigkeit von ca.  $100 \text{ N/mm}^2$  kann näherungsweise von einem linearen Stauchungsverhalten gesprochen werden. Die Ursache für die Abnahme der nichtlinearen Stauchungszunahme bei Hochleistungsbeton liegt in der Homogenität des Gefüges. Es kann gefolgert werden, dass die Anzahl der Mikrorisse, die an der Ausbildung des makroskopischen Risses beteiligt sind, u. a. von der maximalen Größe der Gesteinskörnung bestimmt werden. Im Gegensatz dazu verläuft

im hochfesten Beton der aufsteigende Ast bis zu etwa 95 % der maximal aufnehmbaren Spannung linear. Auf höherem Lastniveau kommt es bei gleich bleibender Verformung nur noch zu einem erheblich geringeren Anstieg der Spannung.

Wird die Stauchung nach Erreichen der Druckfestigkeit kontrolliert gesteigert, so entstehen immer mehr Längsrisse und die Breite der bereits vorhandenen Risse nimmt zu. Die von der Probe aufnehmbare Druckkraft fällt gleichzeitig ab. Der Prozess der Rissbildung und Rissöffnung bestimmt das Verhalten in diesem abfallenden Ast der Spannung-Dehnungs-Beziehung. Je mehr Risse in einer Volumeneinheit gebildet werden und je größer die Fähigkeit ist, über diese Risse hinweg noch Kraft zu übertragen, umso langsamer fällt die aufnehmbare Druckspannung bei Zunahme der Verformung ab. In diesem Zusammenhang wird von sprödem bzw. duktilem Versagen gesprochen. Je schneller die aufnehmbare Spannung bei zunehmender Verformung abfällt, umso spröder ist der Werkstoff.

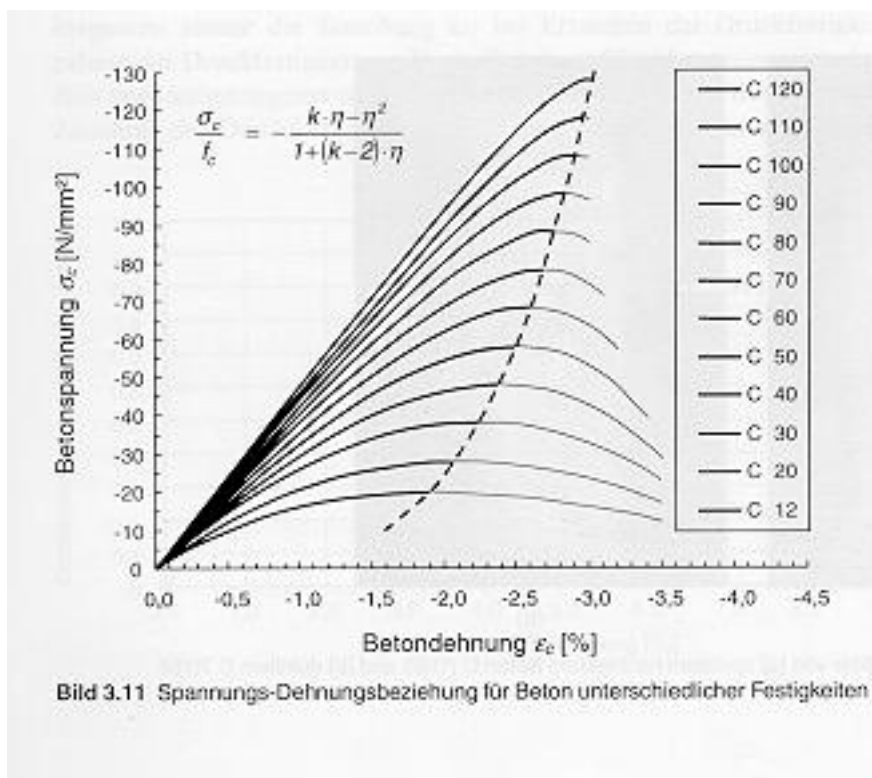


Abb. 48: Spannung-Dehnung-Beziehung für Betone unterschiedlicher Festigkeiten

Der abfallende Ast ist bei Hochleistungsbetonen wesentlich steiler als bei normalfestem Beton. Die Sprödigkeit des Betons nimmt mit der Druckfestigkeit des Betons deutlich zu, was bei der Bemessung berücksichtigt werden muss. In DIN 1045-1 geschieht dies durch die Rücknahme der Bruchstauchung in der rechnerischen Spannung-Dehnung-Linie auf maximal 2,2, % gegenüber dem Mittelwert von knapp 3,0 % bei C 100/115.

### 6.3.2 E-Modul

Der Elastizitätsmodul von Beton wird als Tangentenmodul der Spannungs-Dehnungs-Linie bestimmt. Der E-Modul wird maßgeblich von der Zementsteinqualität und -menge sowie der Zuschlagsart beeinflusst.

Der Elastizitätsmodul nimmt mit steigender Festigkeit und Verwendung von Splitt als Gesteinskörnung allerdings unterproportional zu (Abb. 49). Die Rechenwerte basieren auf der Nutzung quarzitischer Gesteinskörnung. Bei anderer Gesteinskörnung kann der

Elastizitätsmodul des Betons bis zu 25 % von den Rechenwerten der Tafel 11 in Tabelle 2 abweichen.

Hochfeste Betone weisen eine höhere Materialsprödigkeit als normalfeste Betone auf, d. h.

- linear-plastisches Verhalten bis zu einem höheren Lastniveau,
- vergrößerte Stauchung bei Erreichen der Bruchlast,
- nur geringe ertragbare Stauchungen nach Erreichen der
- Bruchlast.

Die Regelwerke werden diesem Materialverhalten durch entsprechende Bewehrungsanordnung und konstruktive Durchbildung der Bauteile gerecht.

Tabelle 2: Rechenwerte des Elastizitätsmoduls des hochfesten Betons.

Tafel 11: Elastizitätsmodul hochfester Betone

Betonfestigkeitsklasse	C 55/67	C 60/75	C 70/85	C 80/95	C 90/105	C 100/115
Rechenwert des Elastizitätsmoduls $E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	37800	38800	40600	42300	43800	45200

<sup>1)</sup> mittlerer Elastizitätsmodul als Sekante bei  $|\sigma_c| = 0,4 f_{cm}$

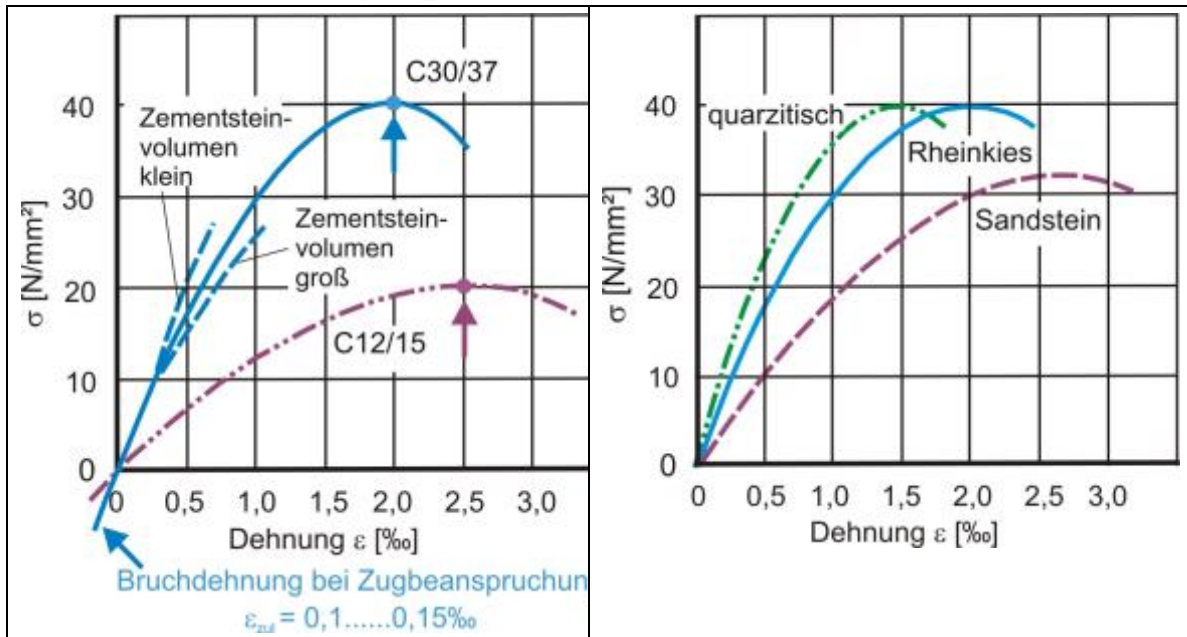


Abb. 49: Einflüsse auf die Spannungs-Dehnungs-Linie (links: Festigkeit; rechts: Gesteinskörnung)

#### 6.4 Bruchverhalten hochfesten Betons [Lit 10]

Das Verhalten von Hochleistungsbeton unter Zugbeanspruchung unterscheidet sich prinzipiell nicht wesentlich von dem des normalfesten Betons. Die Unterschiede sind in Kap. 6.3 dargestellt.

Der Einfluss der Kornverzahnung auf die Kraftübertragung nach der Rissbildung, der bei normalfestem Beton der entscheidende Faktor ist, fällt bei Hochleistungsbeton wegen des guten Verbundes zwischen Gesteinskorn und Zementstein deutlich geringer aus. Die Rauigkeit der Bruchfläche nimmt mit zunehmender Festigkeit ab und somit auch die Fähigkeit zur Kraftübertragung

### **6.5 Verschleißfestigkeit [Lit 80]**

Hochfeste Betone weisen einen sehr hohen Verschleißwiderstand auf, der z. B. für Fahrbahndecken mit Spikebeanspruchung, kavitationsbeanspruchte Flächen im Wasserbau sowie für Geschiebe beanspruchte Bauteile im Fluss- und Kanalbau verwendet wird.

### **6.6 Dynamische Beanspruchung [Lit 80, Lit 54, Lit 83, Lit 84, Lit 85, Lit 86, Lit 87]**

Besonders geeignet erscheint der hochfeste Beton auch für den Einsatz im Bereich der dynamischen Beanspruchung. An der US Army Engineer Waterways Experiment Station in Vicksburg, Mississippi, USA wurden Versuche durchgeführt, die das Verhalten von hochfestem Beton unter Waffeneinwirkung untersuchten. Mit SAP-Geschossen (SAP = semi-armor-piercing) wurde die Penetration in konventionellen und hochfesten Beton getestet. Es konnte festgestellt werden, dass bei Normalbeton das Projektil bei niedrigeren Geschwindigkeiten ( $v \leq 338$  m/s) vom Beton abprallt, bei höheren Geschwindigkeiten ( $v \geq 422$  m/s) jedoch in den Beton eindringt, ohne sich zu verformen. Bei hochfestem Beton prallte das Geschoss ebenfalls ab, nachdem es teilweise in den Beton eingedrungen war. Durch den hochfesten Beton verformt sich das Projektil und bricht bei höheren Geschwindigkeiten auseinander. Bei niedrigen Geschwindigkeiten waren beim hochfesten Beton größere Eindring - und Ausbruchkrater zu beobachten. Bei größeren Geschwindigkeiten konnte kein erkennbarer Unterschied in den Abmessungen der Ausbruchzonen festgestellt werden; weder auf der Vorderseite, noch auf der Rückseite.

In [Lit 84] u. a. der Einfluss der Betonfestigkeit auf das Verhalten des Betons bei stoßartiger Belastung untersucht. Dafür wurde auf Betonproben (normal mit  $40$  N/mm<sup>2</sup> und hochfest mit  $75$  N/mm<sup>2</sup>) aus verschiedenen Höhen (10, 20 und 40 cm) ein Fallgewicht (345 kg) fallen gelassen. Die Durchschlagenergie bzw. die Penetrationsenergie und die Fallgeschwindigkeiten wurden gemessen und analysiert. Dabei wurde festgestellt, dass die Spitzenbelastung von hochfestem Beton nahezu der von normalem Beton entspricht. In einigen Fällen war sie etwas höher und in anderen etwas niedriger; es war kein eindeutiges Verhaltensschema erkennbar. Daraus könnte man folgern, dass Festigkeitsunterschiede aus quasi-statischen Druckprüfungen bei großen Verformungsgeschwindigkeiten weniger Aussagekraft besitzen. Diese Aussage deckt sich auch mit Aussagen anderer Wissenschaftler, die herausgefunden haben, dass Betone mit geringerer Festigkeit empfindlicher auf eine Veränderung der Verformungsgeschwindigkeit reagieren.

Bei Versuchen stellte sich heraus, dass Platten aus hochfestem Beton einer Penetration mit einem Projektil aus Hartmetall einen höheren Widerstand entgegensetzen als Platten aus normalfestem Beton. Eine direkte Abhängigkeit zwischen Penetrationstiefe des auftreffenden Projektils und der Druckfestigkeit des Betons des Ziels zeigt Abb. 6.2 nach Markeset.

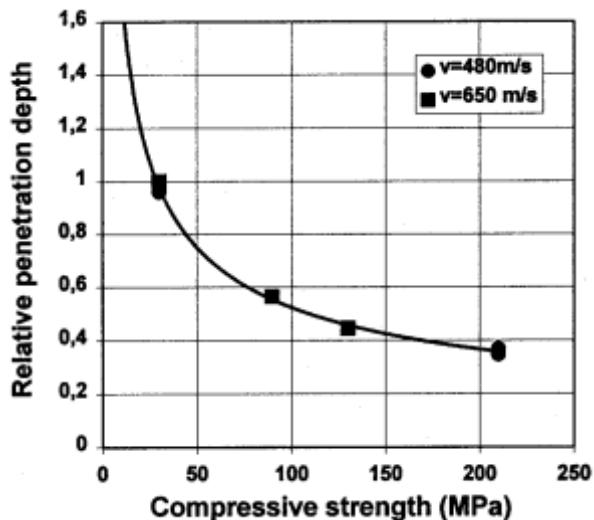


Abb. 50: Penetrationsergebnisse von Beschussversuchen mit 75 mm Projektilen [Lit 87]

### 6.7 Kriechen [Lit 10, Lit 80]

Das Kriechmaß von Hochleistungsbeton ist geringer als das von normalfestem Beton. Dies ist auf die Änderung der Porenstruktur und die Verringerung der Steifigkeitsdifferenz zwischen Zementstein und Gesteinskörnung zurückzuführen. Für das Berechnungsverfahren des Kriechens spielen folgende Größen eine Rolle:

- Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt
- Betonalter bei Belastungsbeginn
- Wirksame Bauteildicke
- Betonquerschnittsfläche
- Der Luft ausgesetzter Umfang des Querschnitts
- Relative Luftfeuchtigkeit

Die Kriechverformungen nehmen mit zunehmender Festigkeit des hochfesten Betons ab, der Endwert wird schnell erreicht. Aufgrund der hohen Dichtheit hochfester Betone nimmt der Einfluss der Bauteilabmessungen ab.

### 6.8 Wärmedehnung

Die Gleichung zeigt, dass der Wärmedehnungskoeffizient des Betons im Wesentlichen vom Wärmedehnungskoeffizienten der Gesteinskörnung abhängt. Er liegt zwischen den Koeffizienten für Gesteinskörnung und Zementstein. Somit kann für hochfesten Beton ebenso wie für Normalbeton ein Wert von  $10 \cdot 10^{-6}/K$  angesetzt werden.

## **7 Dauerhaftigkeit von Hochleistungsbeton [Lit 11]**

### **7.1 Dichtigkeit gegenüber Gas und Wasser**

Der Gas- und Flüssigkeitstransport in Beton ist v. a. abhängig von:

- Porosität, Porenstruktur
- Anteil an Kapillar- und Gelporen
- Anteil Zementstein
- Mikrorisse im Betongefüge
- Qualität der Kontaktzone
- Relative Betonfeuchte.

Da im Hochleistungsbeton die o. g. Einflussfaktoren nahezu alle positiv beeinflusst werden, nehmen die Eindringtiefe und die Eindringmenge an Flüssigkeiten und Gasen ebenso ab.

### **7.2 Chemischer Widerstand**

Durch die erhöhte Dichte und verringerte Kapillarporosität hochfester Betone verbessert sich in der Regel auch der chemische Widerstand. Wegen fehlender praktischer Erfahrungen werden im deutschen Regelwerk die Grenzwerte für sehr starken, starken und schwachen chemischen Angriff bei normalfesten Betonen auch für hochfeste Betone übernommen.

Erste Zustimmungen im Einzelfall betreffen hochfeste Betone ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen bei sehr starkem Säure- und Sulfatangriff für Kraftwerkskühltürme. Im österreichischen Siedlungswasserbau darf hochfester Beton bei sehr starkem chemischen Angriff unter bestimmten Voraussetzungen ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen eingesetzt werden.

### **7.3 Frost- und Frost-Taumittel-Widerstand**

Hochfeste Betone besitzen einen hohen Frostwiderstand (Expositionsklassen XF 1 und XF 3). Zum Frost-Taumittel-Widerstand hochfester Betone liegen international widersprüchliche Aussagen vor [7]. Für die Expositionsklasse XF 3 können hochfeste Betone sowohl mit als auch ohne Zusatz von Luftporenbildnern eingesetzt werden. Bei Expositionsklasse XF 4 müssen in Deutschland auch bei hochfesten Betonen künstliche Luftporen verwendet werden. Die Anforderungen an den Mindestluftgehalt unterscheiden sich nicht von normalfesten Betonen. Die im europäischen Ausland und in der bisher gültigen DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton [3] vorgesehene Möglichkeit, beim Nachweis des Frost-Taumittel-Widerstands durch ein geeignetes Prüfverfahren auch bei Expositionsklasse XF 4 auf die Zugabe von Luftporenbildnern zu verzichten, wird in DIN 1045-2:2001 [1] nicht gestattet.

### **7.4 Verhalten bei hohen Temperaturen**

Die hohe Dichte hochfester Betone begünstigt das Auftreten von schalenartigen Abplatzungen unter Brandbeanspruchung. Den Vergleich zeigt Abb. 51.

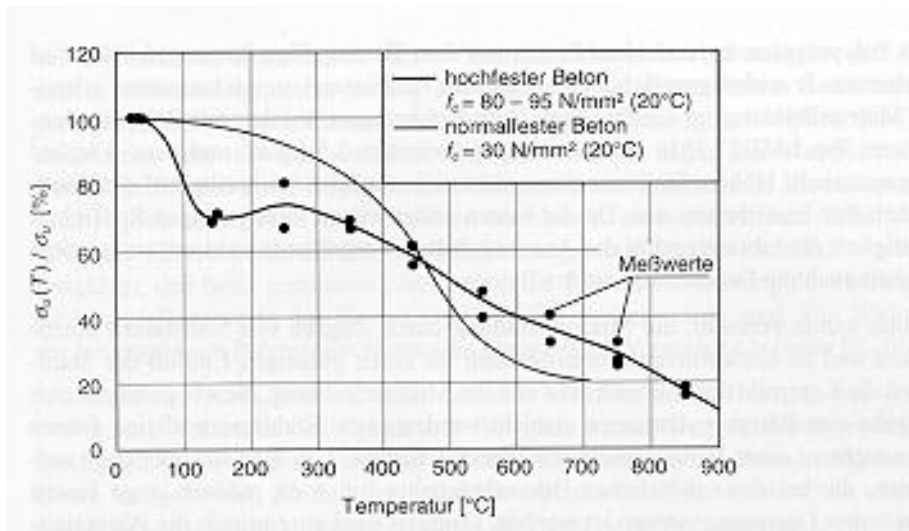


Abb. 51: Temperaturbedingter Festigkeitsabfall bei normalfestem und hochfestem Beton unter steigender Temperaturbelastung

Bei hohen Betonfestigkeitsklassen und hohen Feuerwiderstandsklassen kann die Anordnung einer oberflächennahen Schutzbewehrung oder alternativ die Zugabe von  $2 \text{ kg/m}^3$  bis  $5 \text{ kg/m}^3$  Polypropylenfasern notwendig werden. Diese betontechnologische Maßnahme zeigte sich in Versuchen wesentlich wirkungsvoller. Bei Temperaturen zwischen  $15 \text{ °C}$  und  $170 \text{ °C}$  schmelzen die Fasern und geben dabei Kanäle im Beton frei. In Brandversuchen kann beobachtet werden, dass das Polypropylen in randnahen Fasern aus dem Betongefüge herausgedrückt wird und verbrennt. Je wirkungsvoller der durch den Brand verursachte Dampfdruck abgebaut wird, umso langsamer schreitet die Mikrorissbildung im Gefüge fort. Qualitativ kann mit Hilfe von Polypropylenfasern im Brandfall bei Hochleistungsbeton eine ähnliche Temperaturabhängigkeit der Spannungs-Dehnungslinie erreicht werden wie bei normalfestem beton. Der Abfall der Festigkeit im Bereich zwischen  $100 \text{ °C}$  und  $499 \text{ °C}$  ist bei hochfesten Betonen jedoch immer stärker ausgeprägt als bei normalfesten Betonen ().

Bild 7.50 aus König: HFB

Abb. 52: Qualitativer Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie für hochfesten Beton C 100 mit Polypropylen- und Stahlfasern für verschiedene Temperaturen

## **8 Anwendung [Lit 11, Lit 82]**

Hochfester Beton bietet sich für folgende Einsatzbereiche an:

- druckbeanspruchte Bauteile ohne größere Exzentrizitäten, z. B. hoch beanspruchte Stützen, Wände,
- biegebeanspruchte Bauteile, evtl. vorgespannt, mit schlanken Querschnitten und / oder großer Spannweite, z. B. Brückenträger,
- Bauteile mit hoher mechanischer, chemischer oder Umweltbeanspruchung, z. B. Industrieböden, hoch beanspruchte Verkehrsflächen, Bauteile bei sehr starkem chemischen Angriff, Kühltürme, Offshore-Bauwerke,
- Verbundkonstruktionen, z. B. stahlprofilummantelte Stützen, Verbunddeckenplatten, Verbundträger,
- Spezialkonstruktionen, z. B. Behälter, q Instandsetzen von Verkehrsflächen mit kurzen Sperrfristen, z. B. Autobahnen oder Flugplätze mit 6 h bis 10 h Sperrzeit bis zur Verkehrsfreigabe,
- Verkürzung von Ausschulfristen im Hoch- und Tiefbau.

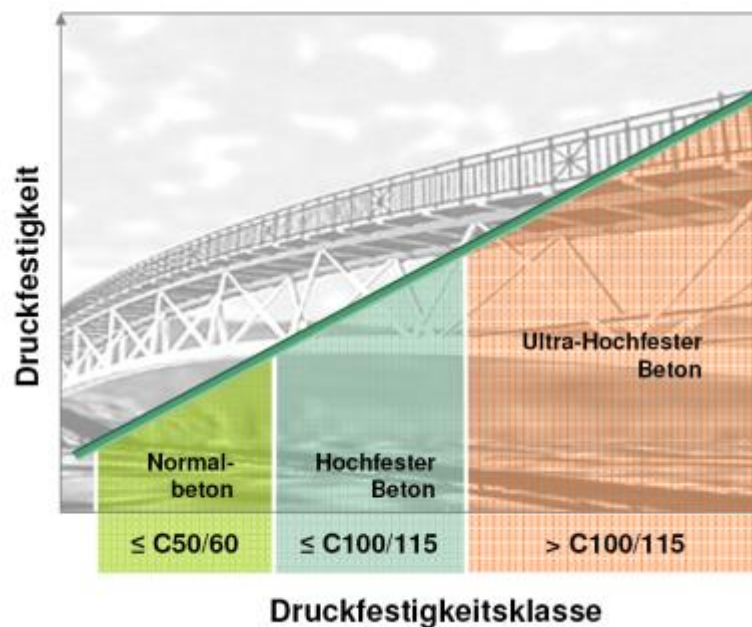


## 9 Ultrahochfester Beton [Lit 1]

Literaturhinweise noch übertragen

Dieser auch als „Ultra High Performance Concrete“ (UHPC), „Hochleistungs-Feinkorn-Beton (HFL-Beton) oder Reactive Powder Concrete (RPC) bezeichnete Beton fasziniert in jüngster Zeit Technologen in gleichem Maße wie Konstrukteure. Mit Druckfestigkeiten bis weit über 200 N/mm<sup>2</sup> und Biegezugfestigkeiten von mehr als 20 N/mm<sup>2</sup> können hochfeste und leichte Fertigteile, etwa Rohre oder Spundwände, hergestellt werden, ja es wurden in Betonwerken sogar schon vorgespannte Träger für Brücken mit 33 m Spannweite gefertigt, die mit üblichen Autokränen versetzt werden konnten, [Graybeal 04].

### Ultra High Performance Concrete - Ultra-Hochfester Beton



Der ultrahochfeste Beton ist dank seines Gefüges mit einem extrem kleinen Gehalt an Kapillarporen nahezu vollständig dicht gegenüber Wasser, chemisch angreifende Stoffe und Chloride und wird durch Frost auch zusammen mit Tausalz kaum beansprucht, [Ludwig 05]. Der Verbund mit anderen Stoffen, wie Stahlfasern oder Glasplatten zeigt sehr hohe Festigkeiten, was den Weg zu neuen konstruktiven Lösungen eröffnet. Im Vergleich zu hochfestem Beton ist der Feuerwiderstand deutlich geringer, es sei denn man verwendet Polypropylenfasern [Horvath 05].

Wo man diesen neuen Beton überall einmal einsetzen wird, lässt sich nur grob abschätzen, bevorzugt sicher in Fertigteilverken für Brückenträger, [Dehn 04]. Hilfreich wird ein geplanter Sachstandsbericht des DBV über ultrahochfesten Beton sein, der sowohl einen betontechnischen Teil als auch Festbetonkennwerte und die bisher verfügbaren Bemessungsregeln enthält. Ein UHPC-Symposium zeigte, dass Forschungs- und Entwicklungsarbeiten in den meisten Industriestaaten laufen, [Schmidt 04].

Wie erreicht man extrem hohe Betonfestigkeiten?

- 1) Bei  $w/z$ -Werten zwischen 0,23 und 0,28 verbleiben im Zementstein nicht hydratisierte Reste von Klinkerkörnern, die wie fest eingebundene Gesteinskörner wirken. Für die Festigkeiten maßgebend ist aber nicht so sehr der  $w/z$ -Wert, sondern das Verhältnis von Wasser zu allen zementfeinen und noch feineren Stoffen, wobei auch sehr feine kaum reaktive aber porenfüllende Quarzmehle einen Betrag leisten.
- 2) Hochwirksame Fleißmittel führen zu einer brauchbaren Verdichtbarkeit bei niedrigem Wassergehalt. Nötigenfalls wird zur Vermeidung grober Luftporen im Gefüge der zähe Beton unter Vakuum gemischt.
- 3) Grobe Gesteinskörnungen werden meist weggelassen, sodass ein homogenes Gefüge entsteht, das frei von Mikrodefekten ist, wobei Spannungsspitzen und weniger feste Verbundzonen zwischen Feinmörtel und Grobkorn vermieden werden. Das Größtkorn wird meist auf 0,25 bis 2 mm beschränkt. Mitunter werden aber auch Körnungen bis 8 mm aus Basalt oder anderen Hartgesteinen mit verwendet.
- 4) Neben Feinsand und Zement werden noch reaktive Zusatzstoffe wie Silicastaub sowie feine Quarzmehle verwendet. Die Kornzusammensetzung wird sorgfältig so abgestimmt, dass eine hohe Packungsdichte und, weil nur wenig mit Wasser zu füllender Porenraum verbleibt, ein niedriger Wasseranspruch entsteht, [Schmidt 05].
- 5) Durch reaktive Zusatzstoffe wie Silicastaub, Metakaolin oder Feinhüttensande wird ein Teil des bei der Hydratation des Klinkers im Zement freiwerdenden weniger festen Calciumhydroxids gebunden, wobei die Festigkeitsentwicklung durch Wärmebehandlung beschleunigt werden kann.

Der so entstehende UHFB ist nahezu idealelastisch mit einem E-Modul von etwa 50 000 bis 55 000 N/mm<sup>2</sup>. Wird die Druckspannung bis zum Versagen gesteigert, bricht er explosionsartig. Um dies zu vermeiden, werden oft etwa 2,5 % Stahlfasern mit etwa 0,15 mm Durchmesser zugemischt. Wegen des hervorragenden Verbundes genügen dabei Längen von 6 bis 7 mm um ein zähes Werkstoffverhalten zu bewirken, das bei einer weggesteuerten Druckprüfung auch einen abfallenden Ast der Spannungs-Stauchungskurve zeigt, Voraussetzung dazu ist, dass die Stahlfasern gleichmäßig ohne Unterbrechung im Gefüge verteilt sind. Zusätzlich werden vielfach PP-Fasern zugegeben, durch die der Beton im grünen Zustand weniger zum Frühschwinden (plastischen Schwinden) neigt, eine Gefahr, die bei mehlkornreichem Beton schon bei nur geringer Luftbewegung groß ist, wenn die Oberflächen nicht sofort abgedeckt werden können. Auch die Hydratationswärme kann ebenso wie andere Temperaturänderungen zu hohen Eigenspannungen und Oberflächenrissen wie auch zu Quer- und Biegerissen im jungen Alter führen, ähnlich wie dies bei HFB der Fall ist. Das Trocknungsschwinden spielt dagegen keine wesentliche Rolle.

Tabelle 3 zeigt einen Rahmen der Zusammensetzungen und Eigenschaften von UHFB. Auswahl und Abstimmungen der Mischungsanteile ist eine schwierige Aufgabe. Es ist nicht verwunderlich, dass vor allem einzelne Zusatzmittelhersteller, wie Sika („Ceracem“) und Zementhersteller wie Schwenk („Duracrete“) sowie eine französische Firmengruppe unter Leitung von Lafarge („Ductal“) UHFB als trockenes Fertiggemisch in Säcken für unterschiedliche Anwendungsgebiete anbiete.

Tabelle 3: Zusammensetzung und Eigenschaften Ultrahochfester Betone

<b>CEM I 42,5 R HS-NA</b>	<b>500 bis 800 kg/m<sup>2</sup></b>
Silicastaub	<b>100 bis 230 kg/m<sup>3</sup></b>
Feinstes Steinmehl (Quarz)	<b>150 bis 300 kg/m<sup>3</sup></b>
Sand	<b>600 bis 1000 kg/m<sup>3</sup></b>
Fließmittel	<b>25 bis 60 kg/m<sup>3</sup></b>
Wasserzugabe	<b>160 bis 190 kg/m<sup>3</sup></b>
Ggf. Stahlfasern	<b>0 bis 230 kg/m<sup>3</sup></b>
w/z-Wert	<b>0,22 bis 0,28</b>
w/(z+sf)-Wert	<b>0,18 bis 0,21</b>
Ausbreitmaß	<b>50 bis 65 cm</b>
<b>Druckfestigkeit</b>	<b>150 bis 230 N/mm<sup>2</sup></b>

## **10 Hochfester Leichtbeton, hochfester Faserbeton und SVB**

Die Betone: Hochfester Leichtbeton, hochfester Faserbeton und selbstverdichtender Beton sind ebenso Hochfeste Betone bzw. Hochleistungsbetone. Hierzu werden aber eigenen Vorlesungen gehalten. Siehe Vorlesungsunterlagen:

- Sonderbetone: Leichtbeton
- Sonderbetone selbstverdichtender Beton
- Sonderbetone: Faserbeton

## 11 Literatur

- Lit 1: Springenschmid, R.: Betontechnologie für die Praxis. Bauwerk Verlag GmbH Berlin, 2007
- Lit 2: DIN-Fachbericht 100 „Beton“, 2006
- Lit 3: HeidelbergCement (Hrsg.): Betontechnische Daten, Ausgabe Januar 2004
- Lit 4: Schießl, P.: Beton. Vorlesungsskript zur Grundvorlesung in Baustoffkunde. Technische Universität München, 2006
- Lit 5: DIN EN 206-1: BETON: Festlegung, Herstellung, Eigenschaften, Konformität. Juli 2001
- Lit 6: Walraven, J.: Hochfester Beton: von akademischer Spielerei zu harter Realität. Massivbau in ganzer Breite. Springer Verlag Berlin, 2005  
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton
- Lit 7: Schrage, I.: Hochfester Beton. Sachstandsbericht, Teil 1, Betontechnologie und Betoneigenschaften, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 438, Beuth Verlag Berlin, 1994
- Lit 8: DIN 1045-2/A2:07-2007: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1; Änderung A2, 2007
- Lit 9: Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.: Beton Arten, Herstellung und Eigenschaften. Ernst & Sohn Verlag Berlin 2001
- Lit 10: König, G.; Tue, N. V.; Zink, M.: Hochleistungsbeton. Bemessung, Herstellung und Anwendung. Ernst & Sohn Verlag Berlin, 2001
- Lit 11: Bauberatung Zement: Zement Merkblatt Betontechnik Hochfester Beton / Hochleistungsbeton B16 10.2002
- Lit 12: DBV-Merkblatt Hochfester Beton. Fassung März 2002; Deutscher Beton- und Bautechnikverein e. V.
- Lit 13: Schwenk: Betontechnische Daten. Ausgabe 2006
- Lit 14: Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile. Bd. 2 (Beton, Mauerwerk). Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1993
- Lit 15: Simard, M.-A.; Nkinamubanzi, C.; Jolicoeur, C.: Calorimetry, Rheology and compressive Strength of Superplasticized Cement Paste. Cement and Concrete Research. Vol. 23, pp. 939-950, 1993
- Lit 16: Locher, F.: Zement – Grundlage der Herstellung und Verwendung. Bau + Technik, 2000
- Lit 17: Stark, J.; Wicht, B.: Zement und Kalk. F.A. Finger Institut Bauhaus Universität Weimar, Verlag Baupraxis Birkhäuser Berlin, 2000
- Lit 18: Hilsdorf, H. K.; Reinhard, H.-W.: Beton, Betonkalender Teil1. Ernst und Sohn, 1999
- Lit 19: Härdtl, R.: Veränderung des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche und ihr Einfluss auf die Betoneigenschaften. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 448, Beuth, Berlin 1995
- Lit 20: Büchel: Steinkohlenflugasche im Beton. 5/91, S 246-250

- Lit 21: Schießl, P.: Wirkung von Steinkohlenflugasche im Beton. Beton 40. (1990) Heft 12; S. 519-523
- Lit 22: Zimbelmann, R.; Junggunst, J.: Hochleistungsbeton mit hohem Flugaschegehalt. Beton- und Stahlbetonbau, Sonderdruck aus Heft 2/99
- Lit 23: Mills, R. H.: Factors influencing cessation of hydration in water cured cement pastes. ACI-SP60, Washington, pp. 406-424
- Lit 24: Plannerer, M.: Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung. Berichte aus dem Baustoffinstitut, TU München, Heft 2/1998
- Lit 25: Wiens, U.; Schröder, P.; Meng, B.; Schießl, P.: Mikrorissbildung im Hochleistungsbeton – vom Modell zu den Auswirkungen auf die Betoneigenschaften. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 36. Forschungskolloquium, RWTH Aachen, S. 234-247, Oktober 1998
- Lit 26: Wu, Z.-Q.; Young, J. F.: The Hydration of Tricalcium Silicate in the Presence of Colloidal Silica. Journal of Material Science 19 (1984) Nr. 11 pp. 3477-3484
- Lit 27: Stein, H. N.; Stevels, J.M.: Influence of Silica on the Hydration of C<sub>3</sub>S. Journal of Applied Chemistry 14 (1964), pp. 338-344
- Lit 28: Krenkler, K.: Chemie des Bauwesens. Bd. 1, Springer, Berlin, 1980
- Lit 29: Heuschkel, H.; Musche, K.: ABC Keramik VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1974
- Lit 30: De Silva, P.S., Glasser, F.P.: Hydration of cements based on metakaolin: thermochemistry. Advances in Cement Research (1990), Nr.3, pp.167-177
- Lit 31: van Olphen, H.; Fripiat, J. J.: Data Handbook for Clay Materials and other Non-Metallic Minerals Pergamon Press (1979)
- Lit 32: Jones, J.R.; Asbridge, A.H.: New pozzolanic Materials for the Concrete. Industry - Use of metastar for the Production of highly durable Concretes and Mortars. ECC International Ltd.
- Lit 33: Bergner, H.: Rissbreitenbeschränkungen zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 482, 1997
- Lit 34: Zimbelmann, R.; Budelmann, H.: Die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein als Komponente des Betongefüges. In: Technologie und Anwendung der Baustoffe, Berlin 1991
- Lit 35: Rehm, G.; Diehm, P.; Zimbelmann, R.: Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 283, Ernst und Sohn Berlin, 1977
- Lit 36: Keil, F.: Zement – Herstellung und Eigenschaften. Springer Verlag Berlin, 1971
- Lit 37: Zementtaschenbuch. VDZ. 51. Ausgabeverlag bau + Technik, Düsseldorf 2008
- Lit 38: Setzer, M. J.: Einfluss des Wassergehalts auf die Eigenschaften des erhärteten Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 280, 1977 nach Lit 9
- Lit 39: Powers, T.C.: Causes and Control of Volume Change. Journal of the PCA research and Development Laboratories (1959), pp. 29-39
- Lit 40: Hilsdorf, H. K.: Austrocknen und Schwinden von Beton. Stahlbetonbau-Berichte aus Forschung und Praxis, Verlag Ernst & Sohn, 1969, S.17-30

- Lit 41: Rostásy, F. S.: Theoretische und experimentelle Beiträge zur Erforschung des Schwindens und der Schwindspannungen des Betons. Dissertation an der TH Stuttgart, 1958
- Lit 42: Setzer M. J.: Einwirkung von Kohlendioxid, Schwefeldioxid und Wasser auf Beton. Fachtagung Langzeitverhalten und Instandsetzen von Ingenieurbauwerken aus Beton, Baustoffinstitut TU München 1987, S. 1-4
- Lit 43: Hiller, E.: Auswirkung von Temperatur- und Feuchteverläufen in jungen Betondecken. Schriftenreihe TU München, 2001
- Lit 44: Weber, R.; Tegelaar, R.: Guter Beton – Ratschläge für die richtige Betonherstellung. Verlag Bau und Technik, Düsseldorf, 20. Auflage, 2001
- Lit 45: Hiller, E.; Sodeikat, C.: Stoffgesetze für Schwinden und Quellen von Zement und Feinmörtel und Beton. Forschungsbericht, Baustoffinstitut TU München, 1996
- Lit 46: Czernin, W: Zementchemie für Bauingenieure. Bauverlag e. V., 1964
- Lit 47: Catharin, P.: Hydratationswärme und Festigkeitsentwicklung. Teil 1, Betonwerk & Fertigteiltechnik (1978), Heft 10, S. 539-544
- Lit 48: Breitenbücher, R.: Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme, Dissertation, TU München, 1988.
- Lit 49: Bergner, H.: Rissbreitenbeschränkungen zwangsbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 283, Ernst & Sohn Berlin, 1977
- Lit 50: Rastrup, E.: Heat of Hydration in Concrete. Magazine of Concrete Research. Vol. 6 (1954), Nr. 17, pp. 79 – 92
- Lit 51: Reinhardt, H.-W.: Hochleistungsbeton High Performance Concrete. Concrete Precasting Plant and Technology; Issue 1/1995, pp. 62-68
- Lit 52: [www.buweipa.de](http://www.buweipa.de)
- Lit 53: <http://www.beton.org/service/presse/fachpresse.html?a=554&cHash=2b66b17969>
- Lit 54: Kustermann, A.; Keuser, M.; Zimbelmann, R.; Grimm, R.: Hochfeste Bindemittel und Zuschlagstoffe für hochfeste Betone unterschiedlicher Güte für Schutzanlagen der militärischen Sonderinfrastruktur. Heft 3, Institut für Werkstoffe des Bauwesens 2005
- Lit 55: Sodeikat, C.: Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von feuchte- und Temperaturänderungen. Schriftenreihe TU München, BSI 2001
- Lit 56: Springenschmid, R.; Nischer, P.: Untersuchung über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton und Stahlbetonbau 9/1973, S.221-226
- Lit 57: Schöppel, K.: Entwicklung der Zwangsbeanspruchung im Beton während der Hydratation. Dissertation, Berichte aus dem Baustoffinstitut TU München Heft 1/1993
- Lit 58: Mangold, M.: Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation. Dissertation TU München, 1994
- Lit 59: Fleischer, W.: Zum Nachweis von Eigenspannungen in Beton. Baustoffe. Festschrift Rupert Springenschmid, Baustoffinstitut TU München, 1990, S. 130-145

- Lit 60: Schrage, I.; Breitenbücher, R.: Experimentelle Ermittlung lastunabhängiger Spannungen in jungem Beton. In: Festschrift Rupert Springenschmid, Baustoffe – Forschung, Anwendung, Bewährung, BSI TU München, 1990
- Lit 61: Rostásy F. S.: Zur Theorie der Austrocknung und des Schwindens zementgebundener Massen. Zement – Kalk – Gips 13 (1960), Heft 3, S. 93-103
- Lit 62: Springenschmid, R.: Die Ermittlung von Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton. Beton und Stahlbeton 79, Heft 10, S. 263-269, 1984
- Lit 63: Fleischer, W.: Einfluss des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton. Dissertation, Berichte aus dem Baustoffinstitut TU München, Heft 1/1992
- Lit 64: Hiller, E.; Vogel, A.: Baustellenbegleitende Untersuchungen zum Einfluss des Zements auf die Entstehung von Oberflächenrissen in Betonfahrbahndecken. Forschungsbericht TU München, 1998
- Lit 65: Hiller, E.; Vogel, A.: Baustellenbegleitende Untersuchungen zum Einfluss des Zements auf die Entstehung von Oberflächenrissen in Betonfahrbahndecken. Forschungsbericht, TU München 1998
- Lit 66: Springenschmid, R.; Fleischer, W.: Untersuchungen der Ursachen von Oberflächenrissen (Netzrissen) in Betonfahrbahndecken. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 651, Bonn-Bad Godesberg, 1993
- Lit 67: Jensen, O.; Hansen, P.: Autogeneous Deformation and Change of the relative Humidity in Silica-Fume Modifieds Cement Paste. ACI Materials Journal, Nov-Dec. 1996, pp. 539-543
- Lit 68: Volkwein, A.: Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton. Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft 1/1991
- Lit 69: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton-Richtlinie für hochfesten Beton. Beuth Verlag Berlin, August 1995
- Lit 70: Tazawa, E.: Autogenous Shrinkage of Concrete. Proceedings of International Workshop organized by JCI, Hiroshima, June 1998
- Lit 71: Schießl, P.; Plannerer, M.; Brandes, Chr.: Influence of binders and admixtures on autogeneous shrinkage of high performance concrete; RILEM Workshop in Paris, Oktober 2000
- Lit 72: Wiegrink, H.H. et al.: Shrinkage Cracking of High Strength Concrete. ACI Materials Journal, pp. 409-415, Sept.-Okt. 1996
- Lit 73: Bentur, A.; Goldmann, A.: Curing effects, Strength and Physical Properties of High Strength Silica Fume Concretes. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 1, No. 1, pp. 46-58, February 1989
- Lit 74: Pickett, G.: Effect of Aggregate on Shrinkage of Concrete and a Hypothesis Concerning Shrinkage. Journal of the American Concrete Institute (1956), H. January, pp. 581-590
- Lit 75: Hobbs, D. W.: Influence of Aggregate Restraint on the Shrinkage of Concrete. ACI Journal, September, pp.445-450, 1974
- Lit 76: Springenschmid, R.; Schrage, I.: Hochfester Beton: Zeitabhängige Verformungen, Rissempfindlichkeit und Widerstand gegen chemische Einwirkungen.



Vortragsband der DBV-Arbeitstagung, Juni1993 in Wiesbaden, Deutscher Beton Verein e. V., S. 46-50

- Lit 77: Neville, A. M.: Properties of Concrete. University of Dundee, Longman Scientific & Technical 3<sup>rd</sup> Edition, 1981
- Lit 78: Hwang, C.-L.; Young, I. F.: Drying Shrinkage of Portland Cement Pastes, I. Microcracking During Drying Cement and Concrete Research, (1984). 14, pp. 585-594
- Lit 79: Stöckl, S.: Das unterschiedliche Verformungsverhalten der Rand- und Kernzonen von Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 185. Beuth Verlag Berlin Wien Zürich, 1966
- Lit 80: Richter, T.: Hochfester Beton – Hochleistungsbeton; Schriftenreihe Spezialbetone Band 3, Verlag Bau + Technik; 1999
- Lit 81: Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, Teil 2: Beton, Mauerwerk, Bauverlag Wiesbaden, Berlin 1993
- Lit 82: König; Grimm: Hochleistungsbeton, Beton Kalender 2000, S. 327 – 430
- Lit 83: Rohani, B., Tidewell, L.E. : Projectile Penetration into conventional and high-strength concrete, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, USA
- Lit 84: Mindess, S., Yan, Ch.: Perforation of plain and fibre reinforced concretes subjected to low-velocity impact loading, Department of civil engineering, Vancouver, B C., Canada, 1991
- Lit 85: Zollo, R. F.; Collated fibrillated polypropylene fibers in FRC, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1984
- Lit 86: Dancygier, A. N.: Rear face damage of normal and high-strength concrete elements caused by hard projectile impact; ACI Structural Journal, S. 291-304, May-June 1998
- Lit 87: Langberg, H., Markeset, G.: High performance concrete – penetration resistance and material development, Norwegian Defence Construction Service, Oslo Mil/Akershus; Proceedings 9th International Symposium on Interaction on the Effects of Munitions with Structures; Berlin Strausberg Mai 1999
- Lit 88: Kustermann, A.: Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Betongefüge. Heft 2, Institut für Werkstoffe des Bauwesens UniBwM, 2005