

*Universität der Bundeswehr München*

Institut für **Werkstoffe**  
**des Bauwesens**

# Werkstoffe des Bauwesens

## Festbeton

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

Frühjahstrimester 2020

# Inhaltsverzeichnis

	1
1 Junger Beton	5
2 Nachbehandlung	7
3 Einflüsse auf die Betondruckfestigkeit	12
3.1 Überblick	12
3.2 Wasser-Zement-Wert und Zementsteinporenraum	12
3.3 Zementdruckfestigkeit	16
3.4 Wasserzementwert	17
3.5 Einfluss der Feuchtigkeit	19
3.6 Einfluss der Temperatur	20
3.7 Hydratationswärme	23
3.8 Erforderliche Erhärungszeiten	26
3.8.1 Abschätzen der Festigkeit anhand von Diagrammen:	28
3.9 Betonfestigkeitsklassen	29
3.10 Mischungsentwurf	30
3.11 Qualitätssicherung durch Konformitätskontrolle	30
3.11.1 Prinzip der Konformitätskontrolle	30
3.11.2 Sonderregelungen für Betonfamilien	32
3.11.3 Sonderregelungen für Betonvariationen	32
3.11.4 Maßnahmen bei Nichtkonformität des Produktes	33
3.12 Güteüberwachung nach DIN 1045-3 [5]	33
3.13 Prüfung der Betondruckfestigkeit	33
3.13.1 Prüfung gesondert hergestellter Probekörper	33
3.13.2 Einfluss von Größe und Gestalt der Proben auf das Prüfergebnis	35
3.13.3 Betonfestigkeitsprüfung am Bauwerk	36
3.14 Betonzugfestigkeit	38

3.14.1	Zentrische Zugfestigkeit	40
3.14.2	Biegezugfestigkeit	41
3.14.3	Spaltzugfestigkeit	43
3.15	Betondruckfestigkeit nach einer Dauertemperaturbeanspruchung (z. B. Feuer)	43
3.16	Festigkeit bei Teilflächenbelastung	44
3.17	Dauerstandfestigkeit	44
3.18	Mehraxiale Festigkeit	46
3.19	Dauerschwingfestigkeit	46
4	Betonverformungen	48
4.1	Lastabhängige und lastunabhängige Verformungen – Grundlagen	48
4.2	Spannungs-Dehnungs-Linie	49
4.3	Elastizitätsmodul	55
4.3.1	Einflüsse aus der Betonzusammensetzung	56
4.3.2	Definition und Prüfung:	59
4.4	Querdehnung von Beton	59
4.5	Grundlagen zur Volumenänderung durch Schwinden und Kriechen	60
4.6	Kriechen und Relaxation	61
4.7	Schwinden	66
4.8	Behandlung von Kriechen und Schwinden in DIN EN 1992-1-1 [24]	69
4.9	Wärmedehnung und Wärmeleitfähigkeit	71
4.9.1	Wärmedehnung	71
4.9.2	Wärmeleitfähigkeit	72
5	Besondere Betone	74
5.1	Sichtbeton	74
5.2	Faserbeton	75
5.3	Kunststoffmodifizierter Beton	76
5.4	Strahlenschutzbeton	77

5.5	Hitzebeständiger Beton [8]	78
5.6	Selbstverdichtender Beton	78
6	Literatur	80

Das vorliegende Skript basiert in weiten Teilen auf dem Skriptum „Beton“ zur Grundvorlesung in Baustoffkunde von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. P. Schießl vom Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffkunde der Technischen Universität München [1]. Für dessen freundliche Genehmigung möchte ich mich ausdrücklich bedanken.

In der vorliegenden Fassung wurde bei vielen Abbildungen die Originalquelle ergänzt. Diese Arbeit ist noch nicht vollständig abgeschlossen. Hinweise auf noch fehlende oder ggf. unzutreffende Quellenangaben werden gerne in der nächsten Version aufgenommen.

# 1 Junger Beton

Die Erhärtung des Betons verläuft in den ersten Stunden sehr langsam, danach dann schneller. Der Wendepunkt der Erhärtungskurve und damit das Maximum der Erhärtungsgeschwindigkeit liegt etwa zwischen 6 und 12 h. Druckfestigkeit und E-Modul haben eine entsprechende Entwicklung. Man bezeichnet den Beton zwischen Abschluss des Einbringens (**grüner Beton**) bis zum Wendepunkt der Erhärtungskurve bzw. Minimum der Verformungskurve als „**jungen**“ **Beton**.

In Bild 1 ist die Entwicklung der Zugfestigkeit und der Verformungsfestigkeit (Betonbruchdehnung) dargestellt. Der Wendepunkt der Erhärtungskurve fällt mit einem Minimum der spannungsabhängigen Verformung zusammen. Bis zu diesem Zeitpunkt ist der Beton sehr verformungsfähig, Verformungsbehinderungen werden nur geringfügig in Spannungen umgesetzt. Im Bereich des Wendepunktes, wo der Beton vom plastischen in den viskoelastischen Zustand übergeht, ist die Verformungsfähigkeit am geringsten. Dieser Zeitpunkt ist also ein zeitlich definierter Grenzzustand, der praktisch als Erstarrungsende angesehen werden kann.

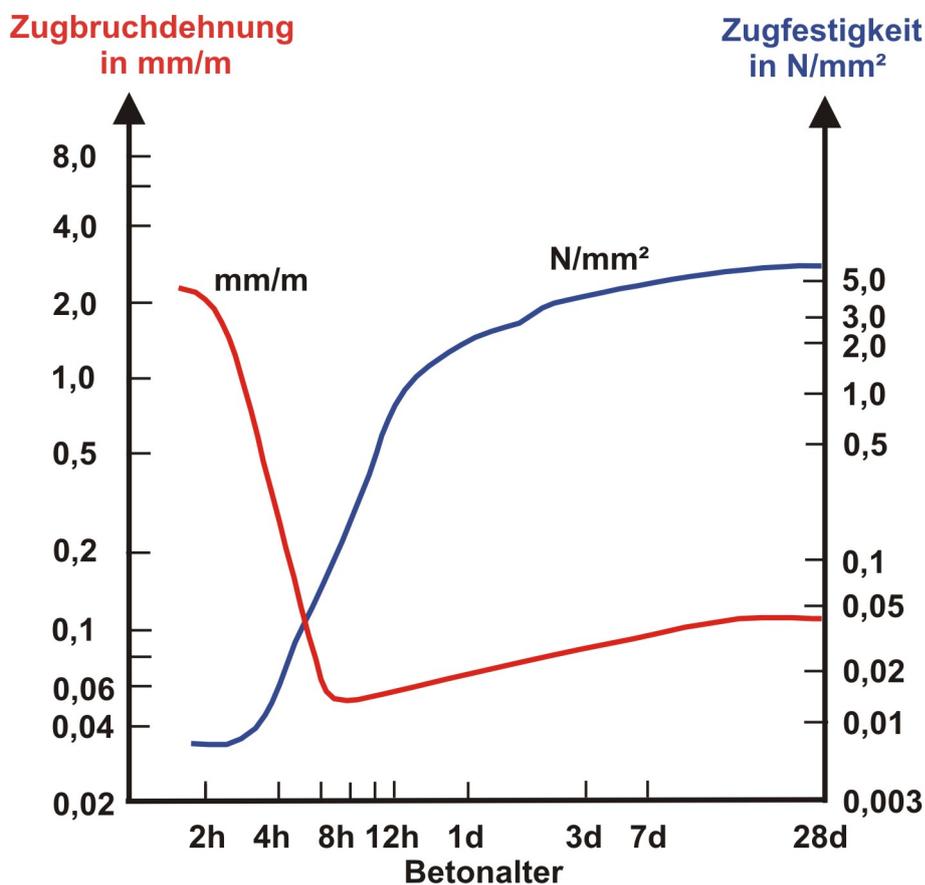


Bild 1: Zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei Zugbeanspruchung von Beton ([1] nach [2, 3])

Treten im Alter des jungen Betons z. B. durch Austrocknen oder Abkühlen Zugbeanspruchungen auf, so weist der Beton nur einen äußerst geringen Widerstand gegen Oberflächenrisse und Spaltrisse auf. Deshalb muss die **Nachbehandlungsdauer** (vgl. Kapitel 2) die Zeitspanne des jungen Betons voll überdecken.

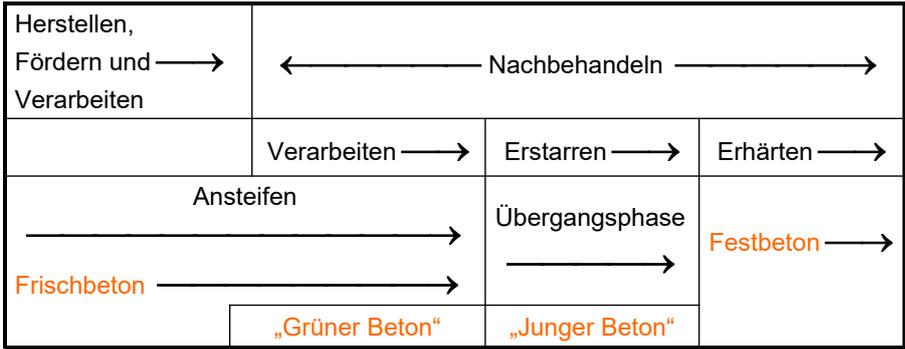


Bild 2: Definition für „grünen“ und „jungen“ Beton [1]

## 2 Nachbehandlung

Mit dem Ansteifen beginnt die Reaktion der Zementpartikel mit dem Wasser, die dann in das Erstarren und Erhärten übergeht (vgl. Skript Anorganische Baustoffe und Bindemittel). Für Beton sind die Festbetoneigenschaften vom Hydratationsverlauf abhängig.

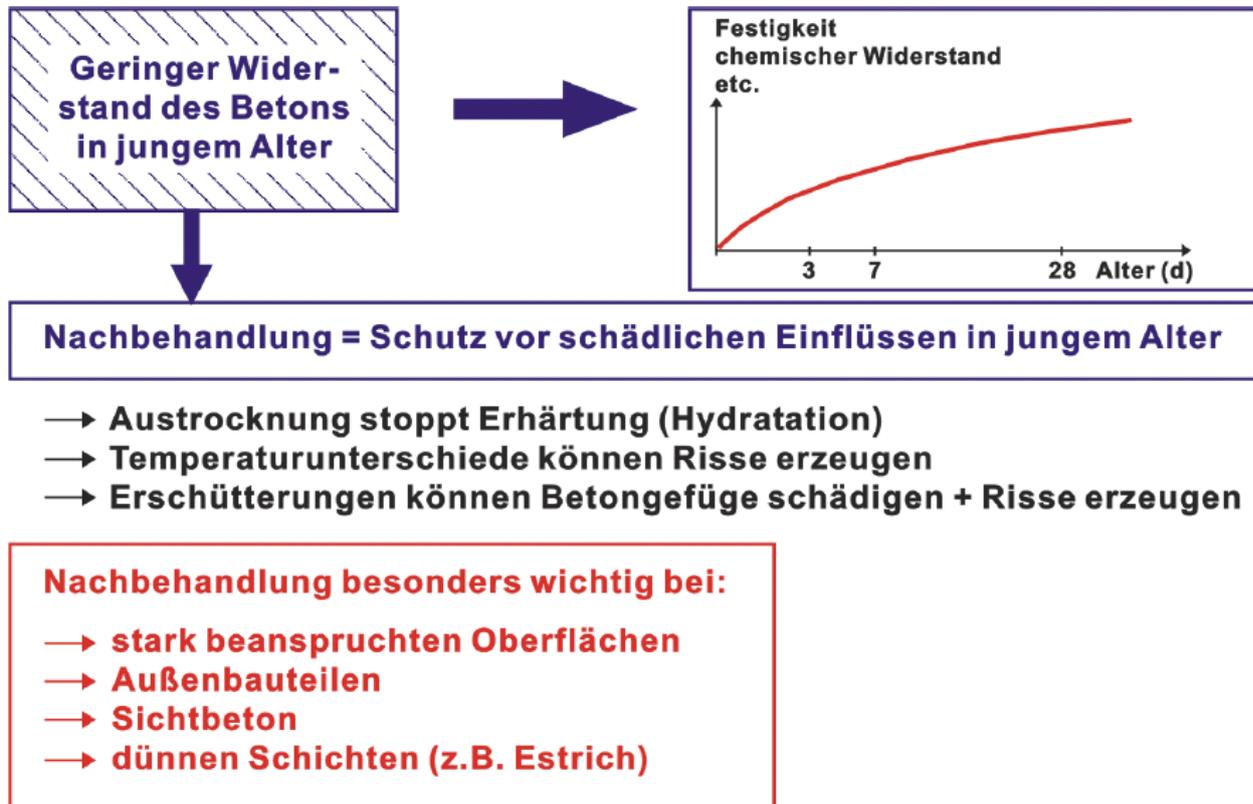


Bild 3: Nachbehandlung [1]

Die maßgebenden Einflüsse auf den Erhärtungsverlauf sind:

- die Betontemperatur und damit die Umgebungstemperatur,
- die Zementart,
- der w/z-Wert,
- der Zementgehalt,
- die Bauteildicke und
- die Luftfeuchte.

Die Hydratation wird je nach Temperatur beschleunigt oder verzögert. Nur wenn unhydratisiertem Zement genügend Feuchtigkeit angeboten wird, nehmen der Hydratationsgrad und damit die Erhärtung zu. Wasserentzug stört die Erhärtung oder beendet sie sogar. Durch sofortiges Austrocknen tritt nach Abtrocknen des auf der Oberfläche abgesonderten Wassers ein Fröhschwinden auf, das mit maximal etwa 4 mm/m deutlich mehr als das Zehnfache der minimalen Bruchdehnung des jungen Betons betragen kann (vgl. Bild 1). Das Fröhschwinden kann beim Austrocknen durch Wind oder durch ein Absinken der Außentemperatur von einer Verkürzung durch Temperaturänderung überlagert werden. Die auftretenden Zwangsspannungen sind zwar nicht sehr groß, da der Elastizitätsmodul noch sehr klein ist und die Spannungen in kurzer Zeit durch Relaxation um über 50 % abgebaut werden können. Trotzdem können die Zugspannungen größer als die nur geringe Zugfestigkeit des Betons werden und somit Risse auftreten lassen, die wegen des weiteren Ablaufs der Verformung große Weiten annehmen können.

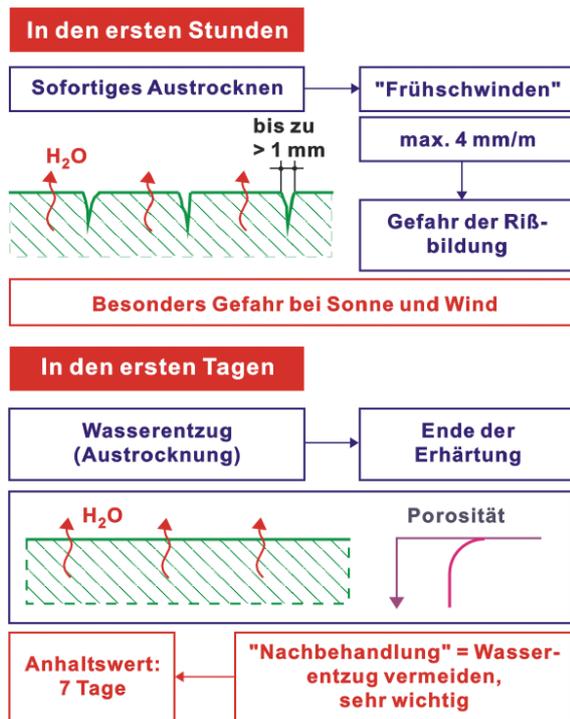


Bild 4: Feuchte – Nachbehandlung [1]

Die Geschwindigkeit der Wasserverdunstung wird von der Lufttemperatur, der Betontemperatur, der Luftfeuchte und der Windgeschwindigkeit beeinflusst. Sie kann für übliche Betone aus Bild 5 abgeschätzt werden. Nachbehandlungsmaßnahmen müssen deshalb insbesondere bei Sonne und Wind so früh wie möglich beginnen.

Nicht nur der Schutz vor Wasserverlust des grünen und jungen Betons ist von Bedeutung. Wegen der Abhängigkeit der Hydratation von Temperatur und Feuchtigkeit muss der Beton richtig nachbehandelt werden, d. h., er muss während der ersten Zeit des Erhärtens gegen schädigende Einflüsse wie Hitze, Wind (Austrocknen), Kälte, strömendes Wasser (Auswaschen), chemische Angriffe und Erschütterungen geschützt werden. Mit Rücksicht auf das Schwinden und ist er möglichst 7 bis 14 Tage lang dauernd feucht zu halten.

Besonders wichtig ist die Nachbehandlung

- bei Betonen, die an der Oberfläche besonders stark beansprucht werden, wie z. B. Beton, der hohen Widerstand gegen Frost, chemischen Angriff und Verschleiß haben soll,
- bei wasserundurchlässigem Beton,
- bei Sichtbeton und
- bei dünnen Schichten, wie z. B. Estrichen.

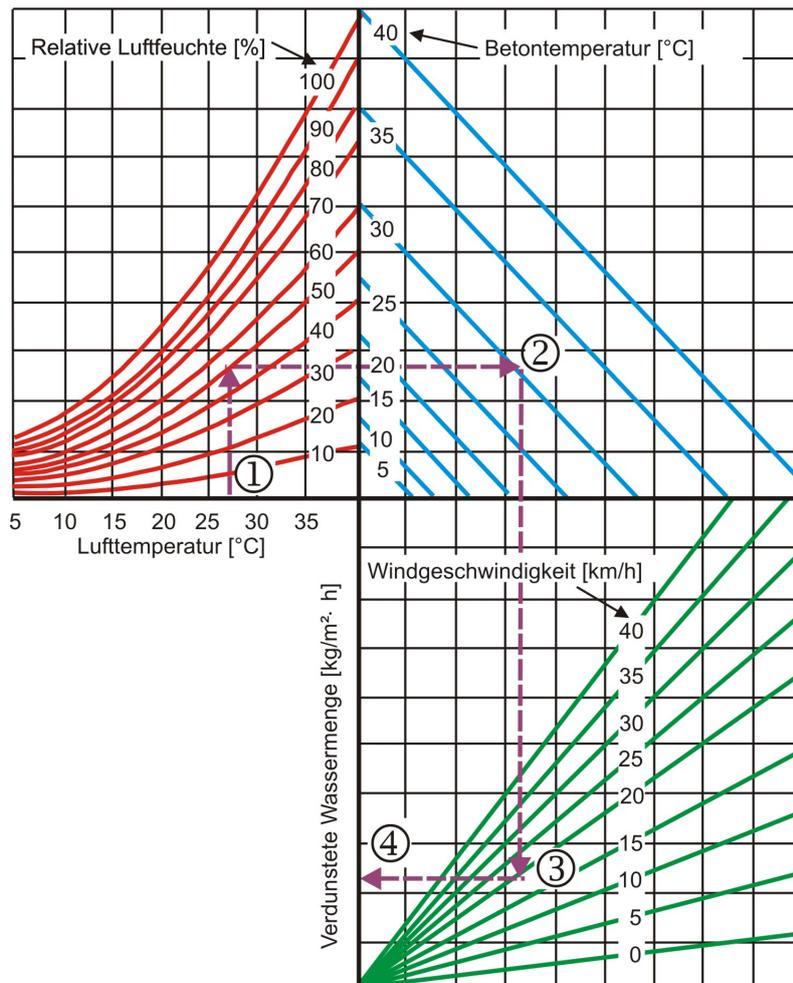


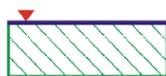
Bild 5: Austrocknungsverhalten von Beton in Abhängigkeit von Windgeschwindigkeit, Luftfeuchtigkeit und Temperatureinfluss [4]

Selbst bei einer guten Nachbehandlung unterscheidet sich die Festigkeit und Dichtigkeit des Oberflächenbereiches sich immer von der Festigkeit des Bauteilinneren oder des Gesamtquerschnittes, weil der Beton hier eine andere Zusammensetzung (Wasserabsondern), Verdichtung, Austrocknung und Hydratation hat. Hinzu kommt der Karbonatisierungs- und Schalungseinfluss. Dies ist z. B. beim Aufbringen von Beschichtungen oder der Wirksamkeit der Betondeckung im Hinblick auf die Stahlkorrosion zu berücksichtigen.

Für die Nachbehandlung kommen folgende Maßnahmen in Betracht:

#### Austrocknen vermeiden durch:

**Feuchthalten**



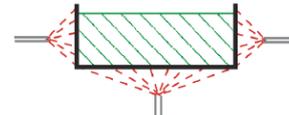
**Beton in nicht-saugender Schalung lassen**



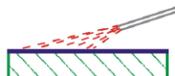
**Abdecken (Matten, Folien, Planen)**



**saugende Schalung feuchthalten**



**Besprühen**



**DIN 1045 Neu  
Klima mit r.F. > 85 %,  
z.B. Regen, Tau, Nebel**



**Nachbehandlungsfilm**



Bild 6: Nachbehandlungsverfahren [1]

Das Feuchthalten des Betons erfolgt durch Besprühen und feuchte Tücher, Schutz gegen Austrocknen durch Schutzdächer und Abdeckungen mit Gewebematten, Schilfmatten, Strohmatte, Kunststofffolien und Nachbehandlungsfilmen, die nach leichtem Abtrocknen des Betons aufgesprüht werden. Beim Besprühen mit Wasser ist ein plötzliches Abkühlen zu vermeiden, da es zu unerwünschten Temperaturspannungen führt. Eine Nachbehandlung, die dem Beton Wasser zuführt, ist wirksamer als Nachbehandlungsarten, die lediglich die Austrocknung verhindern.

Die Nachbehandlungsverfahren müssen sicherstellen, dass ein übermäßiges Verdunsten von Wasser über der Betonoberfläche unmittelbar nach der Herstellung verhindert wird, um das Fröhschwinden gering zu halten und so eine ausreichende Festigkeit und Dauerhaftigkeit der Betonrandzone zu gewährleisten. Der Beton muss nach DIN 1045-3 [5] daher so lange nachbehandelt werden, bis die Festigkeit des oberflächennahen Betons 50 % der charakteristischen Festigkeit erreicht hat. Die Dauer der Nachbehandlung hängt daher von der Festigkeitsentwicklung des Betons ab und diese wiederum von den Umgebungstemperaturen.

In DIN 1045-3 [5] wird zum Abschätzen der Festigkeitsentwicklung das Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 d zur mittleren Druckfestigkeit nach 28 d bei 20 °C gewählt ( $f_{cm2}/f_{cm28}$ ), das in der Regel aus der Erstprüfung bestimmt wird. In Tabelle 1 sind die sich daraus ergebenden Nachbehandlungsdauern dargestellt. Die Umgebungsbedingungen, z. B. Wind, r. F., etc., finden keine Berücksichtigung bei der Dauer der Nachbehandlung. Lediglich die Oberflächentemperatur wird berücksichtigt, da sie die Reife beeinflusst (Näheres siehe Kapitel 3.6). Anstelle der Oberflächentemperatur darf auch die Lufttemperatur angesetzt werden. Diese ist i. A. geringer als die Oberflächentemperatur des Betons, sodass die Abschätzung der Reife, damit auf der sicheren Seite liegt.

Tabelle 1: Nachbehandlungsdauer nach DIN 1045 [6]

Oberflächentemperatur [°C]	Mindestnachbehandlungsdauer in Tagen			
	Festigkeitsentwicklung des Betons ( $f_{cm2}/f_{cm28}$ )			
	≥ 0,50	≥ 0,30	≥ 0,15	≤ 0,15
≥ 25	1	2	2	3
25 – 15	1	2	4	5
15 – 10	2	4	7	10
10 - 5	3	6	10	15

Die Nachbehandlungsdauer ist um die Zeit zu verlängern, in der die Temperatur < 5 °C ist.  
 Expositionsklasse XM: Werte sind zu verdoppeln.  
 Expositionsklasse X0, XC1: Nachbehandlungsdauer mindestens 0,5 Tage  
 Verzögerter Beton: Nachbehandlungsdauer verlängern

Massige Bauteile sollen durch längere Verweildauer in der Schalung und wärmedämmende Schalung gegen ein hohes Temperaturgefälle zwischen Kern und Oberfläche geschützt werden, da sich der Beton im Innern bei der Hydratation stark erwärmen kann und dann beim Abkühlen der Oberfläche Spannungen auftreten, die beim Überschreiten der Zugfestigkeit zu Rissen führen. Die zulässige Temperaturdifferenz ist von der Zugfestigkeit und vom E-Modul des Betons abhängig (siehe hierzu auch Kapitel 3.6 und 3.7). Bei lang gestreckten Betonbauteilen (Straßen, Brücken) sollte sich der Beton möglichst wenig erwärmen, dann langsam abkühlen und in dieser Zeit nicht austrocknen, damit die Zugspannungen infolge Temperatur und

Schwinden klein bleiben und durch Relaxation noch abgebaut werden können.

Da die Nachbehandlung besonders für die Dichtigkeit der Betonoberfläche und damit für den Korrosionsschutz der Bewehrung wichtig ist, sollte sie immer in Ausschreibung und Angebot explizit festgelegt werden.

### 3 Einflüsse auf die Betondruckfestigkeit

#### 3.1 Überblick

Mit der Nachbehandlung ist die Schwelle vom Frisch- zum Festbeton überschritten. Beton wird Festbeton genannt, sobald er erhärtet ist und eine bestimmte Festigkeit aufweist. Einen grafischen Überblick der Einflussparameter auf die Betondruckfestigkeit zeigt Bild 7.

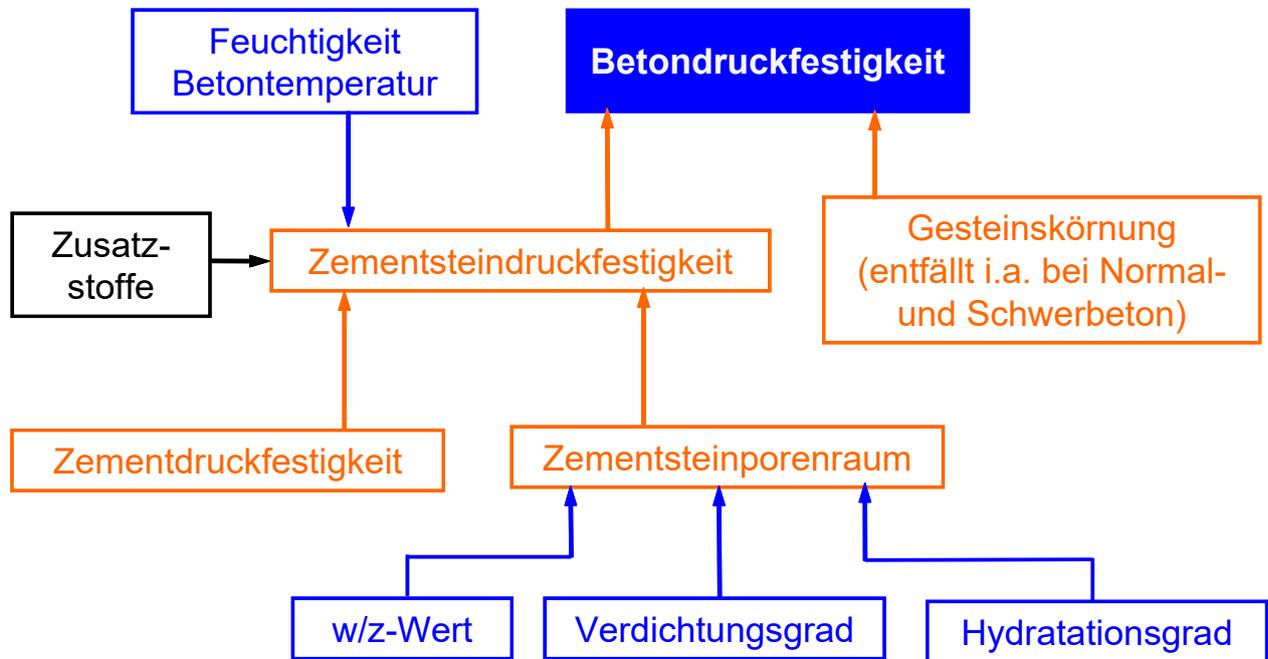


Bild 7: Wesentlichste Einflüsse auf die Betondruckfestigkeit [1]

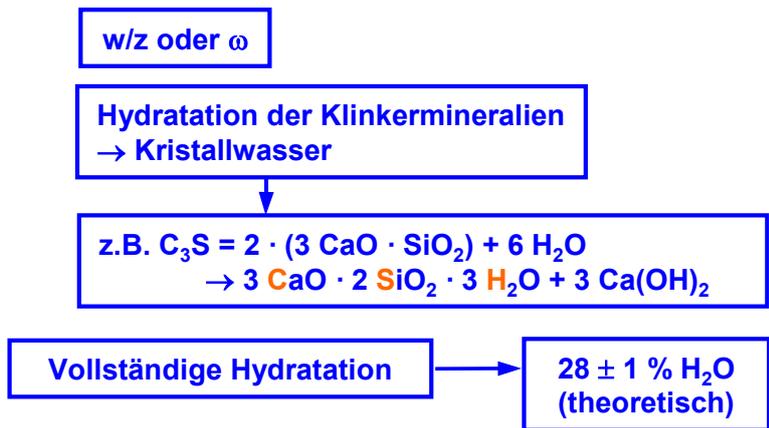
#### 3.2 Wasser-Zement-Wert und Zementsteinporenraum

Um Beton gut verarbeiten zu können, wird beim Anmachen im Allgemeinen mehr Wasser zugegeben als zur Hydratation erforderlich ist. Dadurch entstehen beim Erhärten Poren, die im Zementstein je nach Lagerung (Wasser-, Feucht-, Luftlagerung) mehr oder weniger mit Wasser gefüllt sind. Über das chemisch gebundene Wasser (ca. 28 M.-% des Zements (Bild 8)) hinaus ist noch ein Teil des Wassers in den Gelporen physikalisch als Gelwasser gebunden, das für die vollständige Hydratation dringend benötigt wird (Bild 8). Bei völliger Hydratation machen chemisch gebundenes Wasser und Gelwasser zusammen etwa 38 % der Zementmasse aus, entsprechend einem Wasser-Zement-Wert  $\omega = 0,38$ . Erst bei  $\omega > 0,38$  (oder rund 0,40) bilden sich demnach Kapillarporen im Zementstein.

Selbst ein kapillarporenfreier, völlig hydratisierter Zementstein ist wegen der Gelporen dennoch stark porös. Er enthält etwa 27 % Gelporen und Poren, die durch das Schrumpfen des Zements bei der Hydratation entstehen (Bild 9).

Es ist in keinem Falle möglich, einen porenfreien Zementstein herzustellen. Bei einem Porengehalt unter 27 % muss folglich noch unhydratisierter Zement enthalten sein.

Die Zusammenhänge aus Bild 8 sind in Bild 10 exemplarisch für den Fall des voll hydratisierten Zementsteins umgesetzt. Bild 11 zeigt die entsprechend diesem Rechenbeispiel ermittelte Zusammensetzung des voll hydratisierten Zementsteins und schematisch den Zustand des Zementleims vor Beginn und des Zementsteins nach Abschluss der Hydratation in Abhängigkeit vom w/z-Wert.



Messwerte geb  $\omega = 0,21 \dots 0,26$

28 d - Normlagerung	CEM III	0,14...0,17
	R-Zement (CEM I)	0,16...0,19



Bild 8: chemisch und physikalisch gebundenes Wasser [1] nach

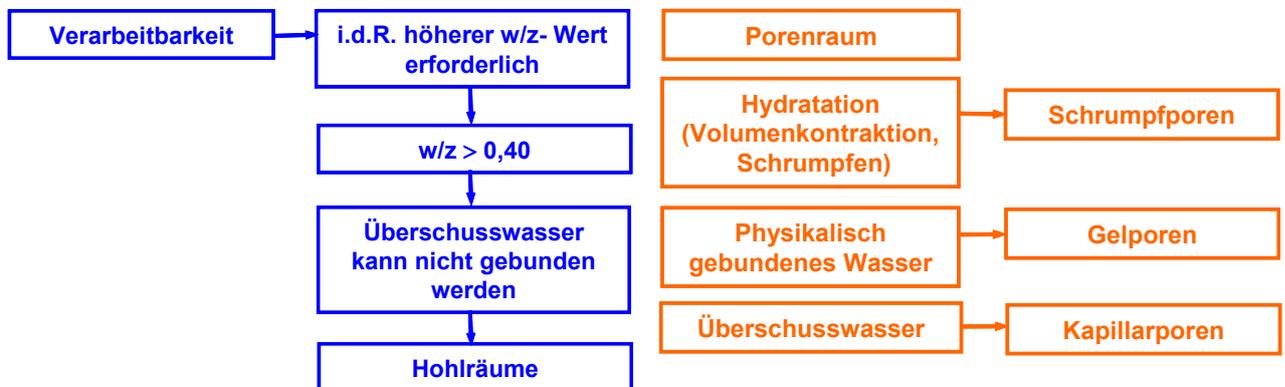


Bild 9: Wasserzementwert und Porenraum [1]

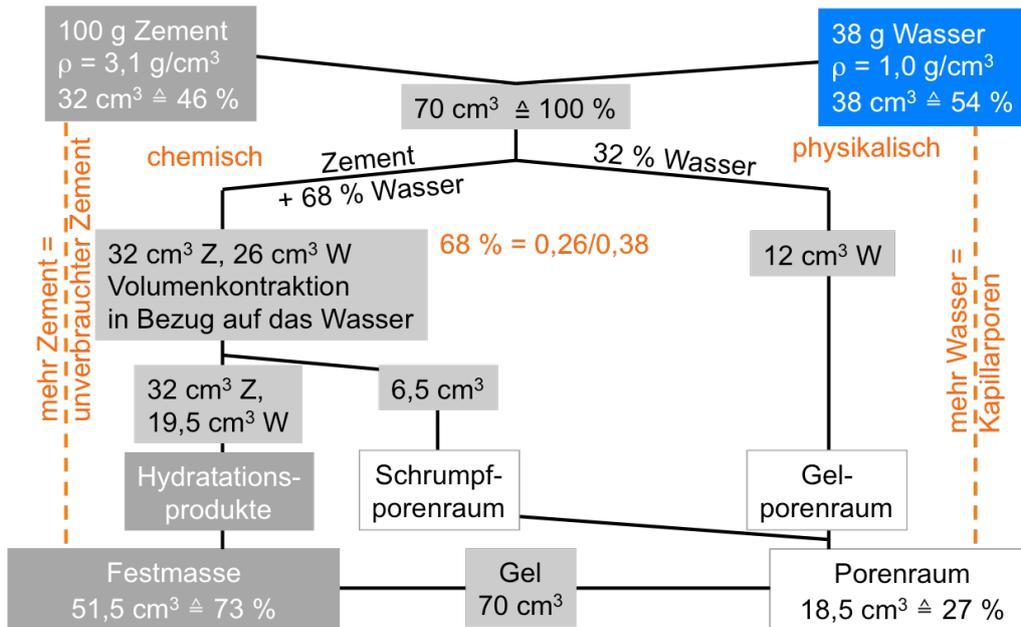


Bild 10: Porenverhältnisse im kapillarporenfreien Zementgel [7]

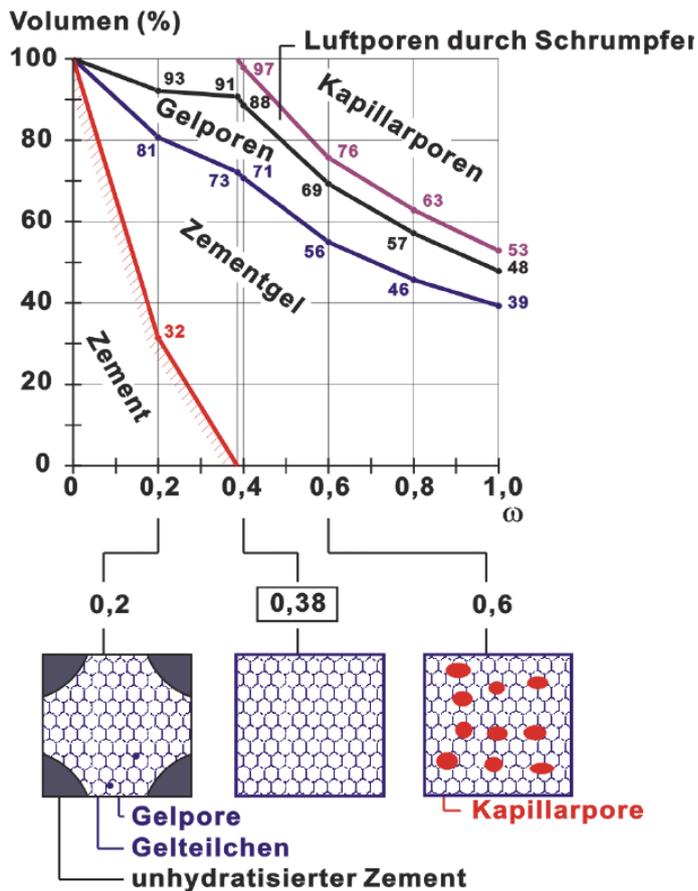


Bild 11: Zusammensetzung des Zementsteins ([8, S. 72] nach [9])

Der Porenraum im Zementstein besteht demnach aus Gelporen, Kapillarporen und Schrumpfporen, ggf. (Mikro-)Luftporen (durch LP erzeugt) und Rüttelporen (siehe Bild 12).

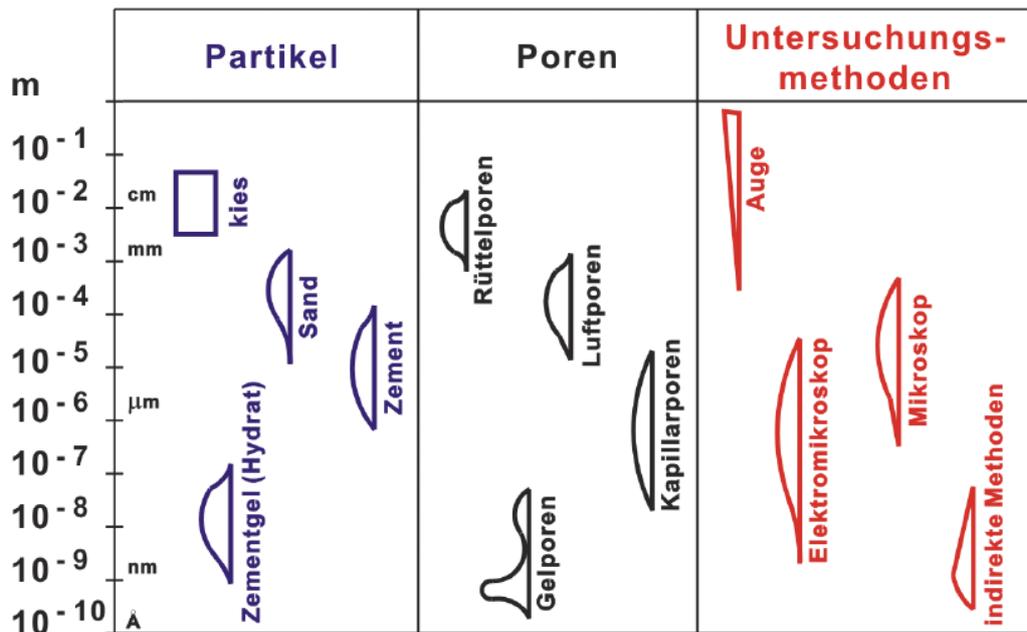


Bild 12: Größenvergleich der Zementsteinporen [10]

Ob die Poren mit Wasser oder Luft gefüllt sind, ist für die Festigkeitseigenschaften des Zementsteins nahezu gleichgültig. Die maßgebende Größe ist der w/z-Wert, da dieser ausschlaggebend ist für die Ausbildung des Porenraumes im Zementstein (vgl. Bild 11).

Das Zementsteinvolumen im Beton errechnet sich aus der Summe von Zement-, Wasser- und Luftvolumen oder aus dem Betonvolumen abzüglich des Volumens der Gesteinskörnung. Insgesamt besteht Zementstein aus folgenden Bestandteilen:



### Wasser im Zementstein

Verdunstbares Wasser → Kapillarwasser

Verdampfbares Wasser → Gelwasser

Nicht verdampfbares Wasser → Kristallwasser

### Zementsteinvolumen

Zementsteinvolumen + Wasser + Luftvolumen

Bild 13: Bestandteile des Zementsteins [1, 8]

Durch die Hydratation wird die Dichtigkeit des Zementsteins erhöht bzw. der Porenraum vermindert. Der **Hydratationsgrad** bestimmt maßgeblich die einzelnen Bestandteile des Zementsteins sowie des chemisch gebundenen Wassers.

Der Erhärtungsverlauf wird durch den Grad der Hydratation bestimmt. Aus dem Höchstwert der Endfestigkeit des Zementsteins von etwa 200 N/mm<sup>2</sup> und dem Einfluss des w/z-Wertes ergibt sich aus Bild 14. Aus diesem Diagramm lässt sich z. B. ablesen, dass sich eine Zementsteinfestigkeit von 50 N/mm<sup>2</sup> selbst bei vollständiger Hydratation nur mit einem  $\omega \leq 0,6$  erreichen lässt.

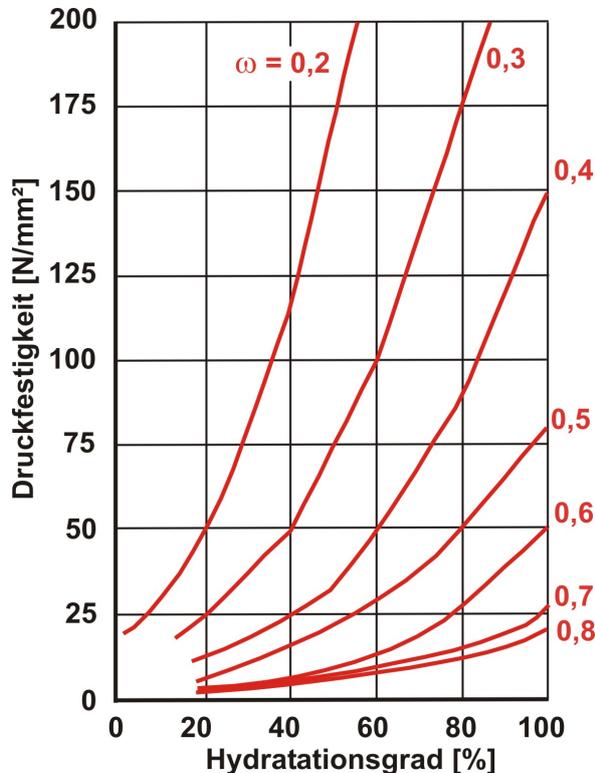


Bild 14: Einfluss des Wasserzementwertes auf die Druckfestigkeit [11, 12]

Die Porenräume im Beton schwanken in folgenden Grenzen:

	Allgemein [Vol.-%]	bei gutem, ausreichend nachbehandeltem Beton ohne LP-Mittel [Vol.-%]
im Frischbeton	0 ... 10	0 ... 2
im Festbeton	8 ... 25	8 ... 12
im Zementstein	27 ... 85	27 ... 50

### 3.3 Zementdruckfestigkeit

Als grober Anhalt für die Festigkeitsentwicklung des Betons kann die folgende Tabelle 2 dienen. Da selbst bei Zementen gleicher Art und Güteklasse unter Normbedingungen starke Schwankungen im Erhärtungsverlauf auftreten können, kann man, ohne diesen genau zu kennen, nur mit dem oberen Grenzwert der Tabelle 2 rechnen, wenn man auf die Festigkeitsklasse bereits in jungem Alter schließen will. Den unteren Grenzwert verwendet man, wenn man im höheren Alter auf die Festigkeitsklasse zurückrechnen oder die Nacherhärtung, das heißt, die Zunahme der Druckfestigkeit jenseits von 28 d, voraussagen will.

Tabelle 2: Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von der eingesetzten Zementfestigkeitsklasse [13]

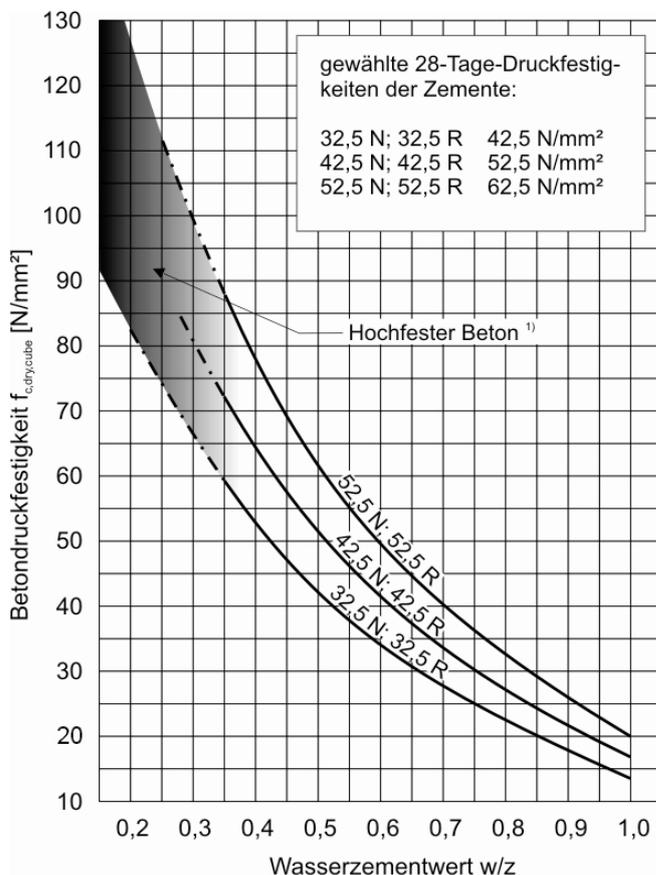
Beton aus Zement der Festigkeitsklasse	Druckfestigkeit in % der 28-Tage-Druckfestigkeit				
	3 d	7 d	28 d	180 d	360 d
CEM 52,5R; CEM 42,5R	70 ... 80	80 ... 90	100	100 ... 105	105 ... 110
CEM 42,5; CEM 32,5R	50 ... 60	65 ... 80	100	105 ... 115	110 ... 120
CEM 32,5	30 ... 40	50 ... 65	100	110 ... 125	115 ... 130

In Abhängigkeit von der Zementart kann vereinfachend mit den folgenden Umrechnungsfaktoren aus der Festigkeit nach 7 Tagen auf die Festigkeit nach 28 Tagen geschlossen werden [6]:

Zementfestigkeitsklasse	Festigkeit nach 28 Tagen / Festigkeit nach 7 Tagen
CEM 32,5	1,3
CEM 32,5R und CEM 42,5	1,2
CEM 42,5R und CEM 52,5R	1,1

### 3.4 Wasserzementwert

Die Festigkeit eines Betons kann mit Hilfe des „w/z-Wert-Gesetzes“ voraus bestimmt werden (Bild 15).



1) Bei hochfestem Beton verliert der Einfluss der Zementnormdruckfestigkeit an Bedeutung

Bild 15: Beziehung zwischen Betondruckfestigkeit und w/z-Wert [14]

Beim Einsatz latent-hydraulischer und puzzolanischer Betonzusatzstoffe darf deren Festigkeitsbeitrag berücksichtigt werden (Bild 16). Steinkohlenflugasche (SFA) und Trass dürfen nach DIN 1045-2 [15] bei der Ermittlung des w/z-Wertes mit einem **Wirksamkeitsfaktor** von  $k_f = 0,4$  auf den Zementwert angerechnet werden. Für Hüttensand gilt ein **Wirksamkeitsfaktor** von  $k_f = 0,6$ . Der Begriff des Wasserzementwertes wird dann zur Verdeutlichung ersetzt durch den Begriff des „**äquivalenten Wasserzementwertes**“. Die anrechenbare SFA-Menge ist je nach Zementart auf 15 % bis 33 % der Zementmenge nach DIN 1045-2 [15] begrenzt (vgl. Skript Frischbeton). Der Mindestzementgehalt darf bei der Expositionsklasse („Bewehrungskorrosion durch Carbonatisierung“) auf  $240 \text{ kg/m}^3$  und bei den übrigen Expositionsklassen auf  $270 \text{ kg/m}^3$  verringert werden. Der Gehalt an z+f für keine Expositionsklasse die Anforderungen an den Mindestzementgehalt unterschreiten. Hüttensand kann vollumfänglich auf den Zementgehalt angerechnet werden.

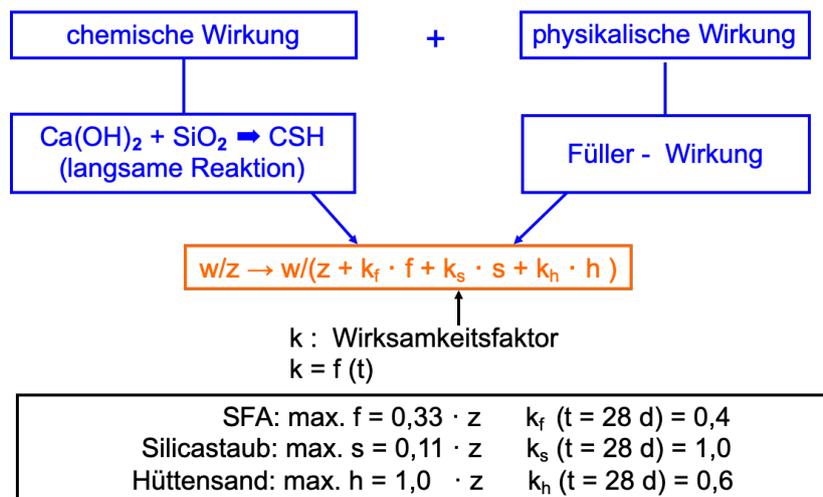


Bild 16: Wirksamkeit latent-hydraulischer und puzzolanischer Zusatzstoffe [1, 14, 15]

Für die Anrechenbarkeit von Silicastaub gelten ähnliche Regelungen wie bei der SFA, jedoch darf die Zugabemenge von Silicastaub maximal 11 % des Zementgewichts betragen. Der Wirksamkeitsfaktor beträgt  $k_s = 1,0$ . Für die Expositionsklassen XF2 und XF4 ist eine Anrechnung des Silicastaubes nicht zulässig.

Im Falle eines kombinierten Einsatzes von Flugasche und Silicastaub gelten weitere Beschränkungen. Vor allem im Hinblick auf eine ausreichende verbleibende Alkalität der Porenlösung wird der zulässige Flugaschegehalt und die Auswahl der Zemente weiter eingeschränkt (vgl. Skript Frischbeton).

Wird auf Normalbeton eine Druckspannung aufgebracht, so stellt sich eine Spannungsverteilung im idealisierten Betongefüge gemäß Bild 17 ein. Der verformungsfähigere Zementstein mit niedrigerem E-Modul wird stärker als die Gesteinskörner zusammengedrückt, die sich einander nähern und dabei den Kraftfluss immer mehr auf sich ziehen. Die dabei auftretenden horizontalen Druckkraftkomponenten erzeugen im Zementstein Zugspannungen und in der Verbundzone zwischen Zementstein und Gesteinskorn Haftzug- bzw. Scherspannungen, die schließlich nach dem Ausbilden zahlreicher Einzelrisse durch großflächiges Aufreißen des Zementsteins, ggf. auch der Gesteinskörner, zum Bruch führen.

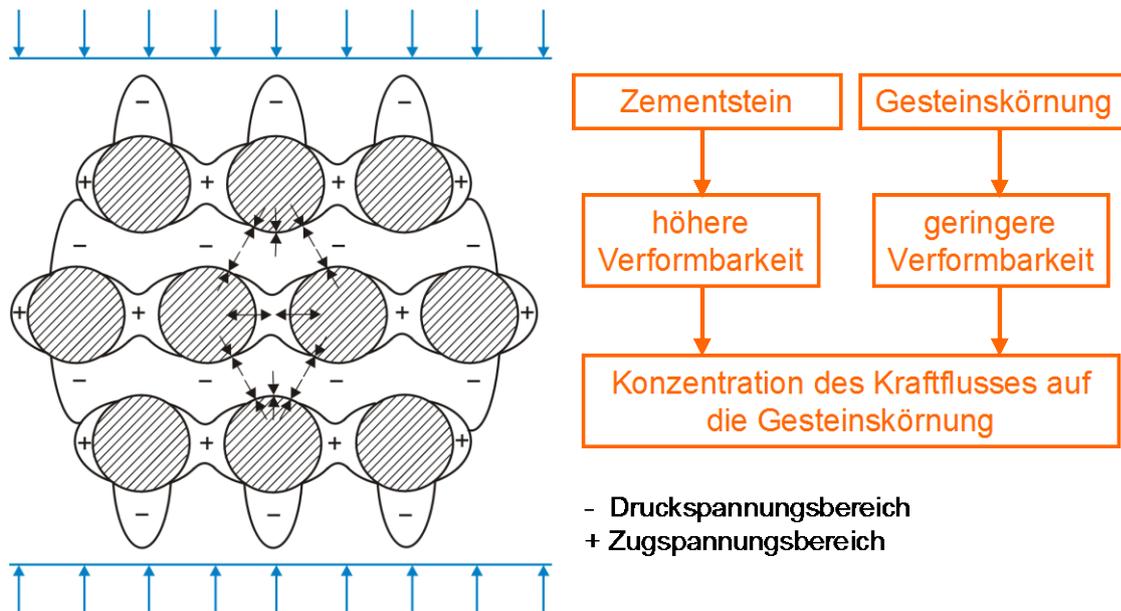


Bild 17: Spannungsverteilung in auf Druck beanspruchtem Normalbeton ([1] nach [16-18])

### 3.5 Einfluss der Feuchtigkeit

Steht dem Zement bei dauernder Feucht- oder Wasserlagerung genügend Wasser zur Hydratation zur Verfügung, so erhärtet der Beton entsprechend der oberen Kurve im Bild 18. Lässt man den Beton nach ausreichender Feucht- oder Wasserlagerung austrocknen, so verdunstet das Wasser zwischen und auf den Gelpartikeln, die dadurch näher zusammenrücken. Der Gel- und Kapillarporenraum wird kleiner, die Festigkeit wird größer. Wenn der Beton aber frühzeitig austrocknet, kommt die Hydratation zum Stillstand, sodass durch eine frühzeitige Luftlagerung unter Umständen erheblich geringere Endfestigkeiten erreicht werden als bei dauernder Wasserlagerung.

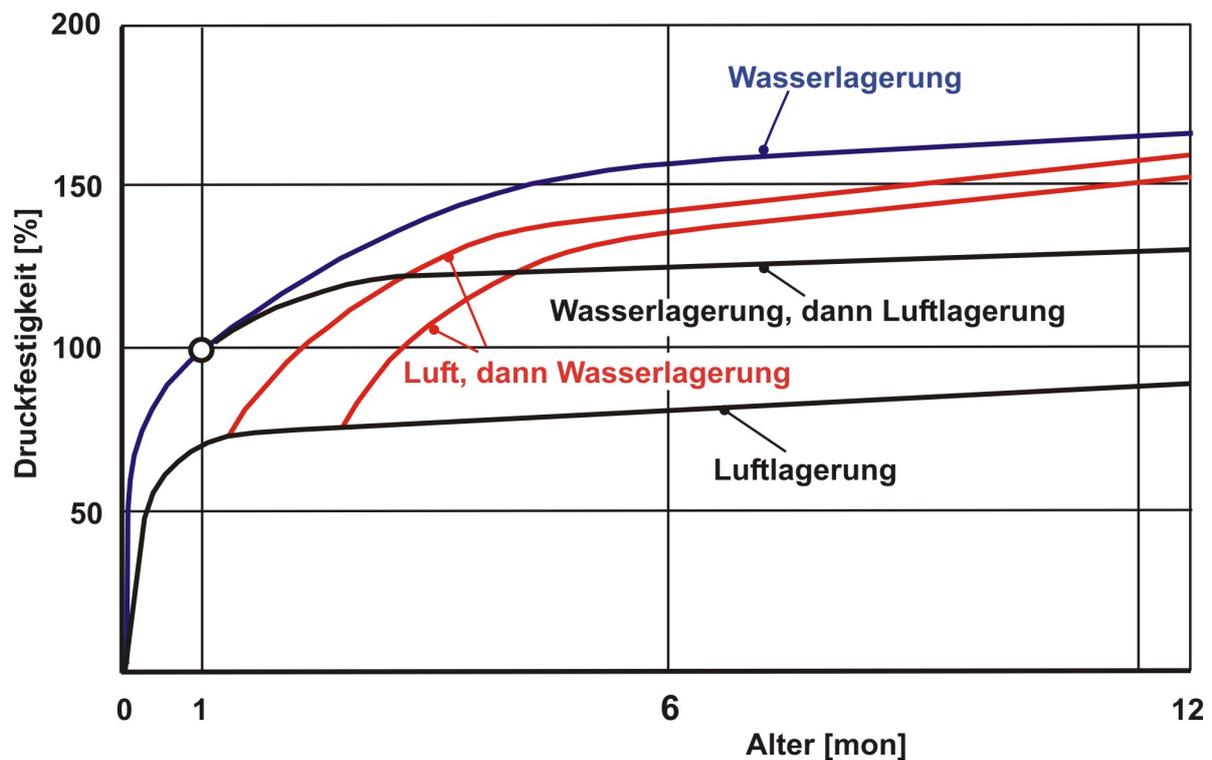


Bild 18: Einfluss der Feuchtigkeit auf die Festigkeitsentwicklung von Beton [19]

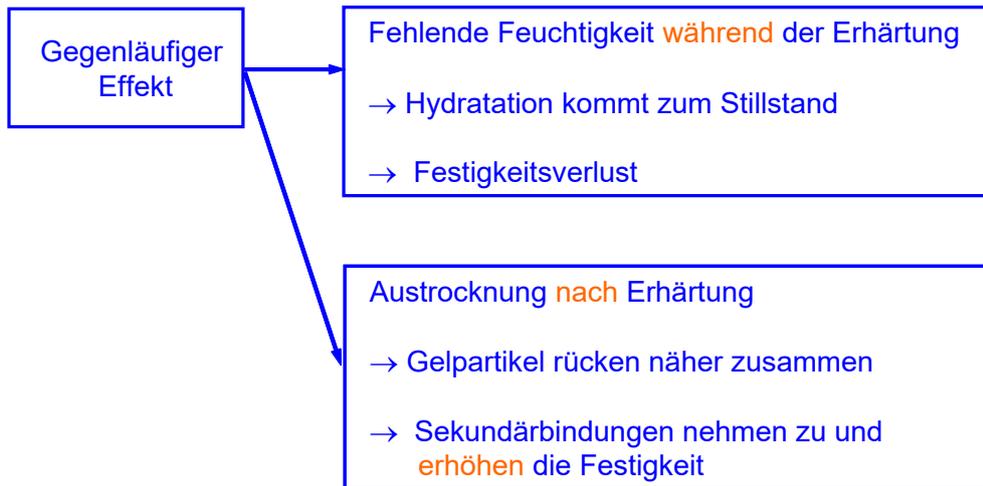


Bild 19: Einfluss der Feuchtigkeit auf die Festigkeit von Beton [1]

### 3.6 Einfluss der Temperatur

Als chemische Reaktion ist die Zementerhärtung von der Temperatur abhängig: Bei hoher Temperatur verläuft sie schneller, bei niedriger Temperatur langsam. Wenn auch die Temperatur den Erhärtungsverlauf im Wesentlichen nur beschleunigt oder verzögert, so werden doch die Festbetoneigenschaften im höheren Alter durch die unterschiedliche Länge der gebildeten CSH-Phasen beeinflusst (vgl. Skript Anorganische Baustoffe und Bindemittel). Dauernde Lagerungen bei Temperaturen deutlich über 20 °C erhöht zwar beträchtlich die Frühfestigkeit, senkt aber auch die 28-Tage Festigkeit (Bild 20). Bei niedrigeren Temperaturen ist der Einfluss umgekehrt.

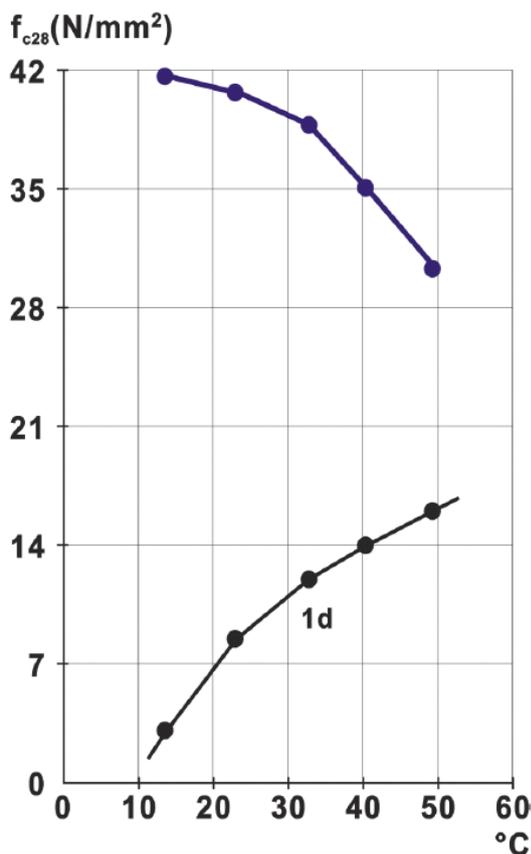


Bild 20: Einfluss der Lagerungstemperatur [4]

Der Temperatureinfluss kann nach der Formel von Saul [20] abgeschätzt werden:

$$R = \sum \Delta t_i \cdot (T_i + 10) \text{ (}^\circ\text{C} \cdot \text{d oder }^\circ\text{C} \cdot \text{h)}$$

mit

R = "Reife", von der die Festigkeit abhängt,

$\Delta t_i$  = Intervalle der Erhärtungszeit bei gleicher Temperatur (d oder h),

$T_i$  = Betontemperatur im Intervall ( $^\circ\text{C}$ ).

Aus der Formel ist zu entnehmen, dass bei  $-10^\circ\text{C}$  die Reife „Null“ ist, die Erhärtung also zum Stillstand kommt.



Reife (Saul)

$$R = \sum \Delta t_i (T_i + 10)$$

$T_i$ : Betontemperatur

$\Delta t_i$ : Zeitintervall mit konstanter Temperatur

wirksames Alter

$$t_{20} = R/30 = \sum \Delta t_i (T_i + 10)/30$$

Beispiel

$$T = 5^\circ\text{C}, \Delta t = 28 \text{ d}$$

$$\Rightarrow R = 28 (10 + 5) = 420$$

$$\Rightarrow t_{20} = 420/30 = 14 \text{ d}$$

[ Festigkeit eines Betons bei  $20^\circ\text{C}$  gelagerten nach 14 Tagen]

Bild 21: Hydrationswärme und Einfluss der Temperatur auf die Erhärtung [1]

Trägt man die Druckfestigkeit, bezogen auf eine Reife, die dem Alter von 28 Tagen bei dauernder Lagerung bei  $+20^\circ\text{C}$  entspricht, über der Reife nach Saul auf, so erhält man die in Bild 22 dargestellte Kurve.

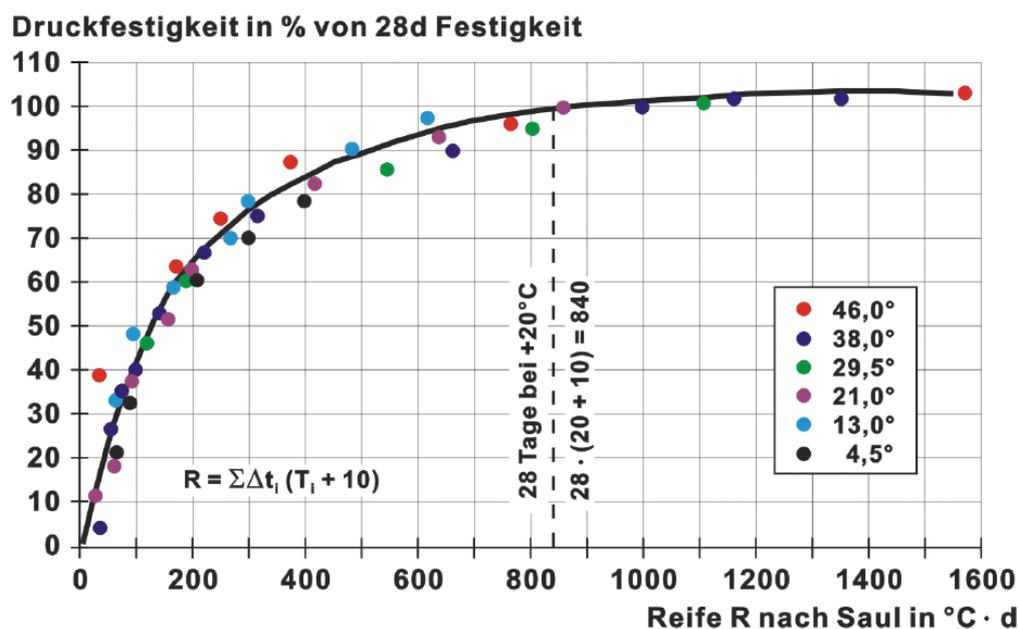


Bild 22: Relative Druckfestigkeit von Beton in Abhängigkeit vom Reifezustand [8, S. 209, 9]

Die Reifeformel nach Saul stimmt allerdings nicht mehr für höhere Betonalter (Bild 23) (vgl. auch Bild 20 und Bild 24). Dies beruht beim langsamen Erhärten wahrscheinlich auf der verstärkten Bildung von langfaserigen CSH-Kristallen durch die Verlängerung der zweiten Hydratationsstufe (vgl. Skript Anorganische Baustoffe und Bindemittel), wobei durch das Verwachsen und Verfilzen der längeren Kristalle ein stabileres Grundgefüge entsteht als beim schnellen Erhärten. Wenn dagegen bei einer schnellen Erhärtung die Hydratation beschleunigt abläuft, verkürzt sich die zweite Stufe der Hydratationsstufe und die Endfestigkeit wird wegen des geringeren Anteils an langfaserigen Calciumsilikathydraten meist niedriger.

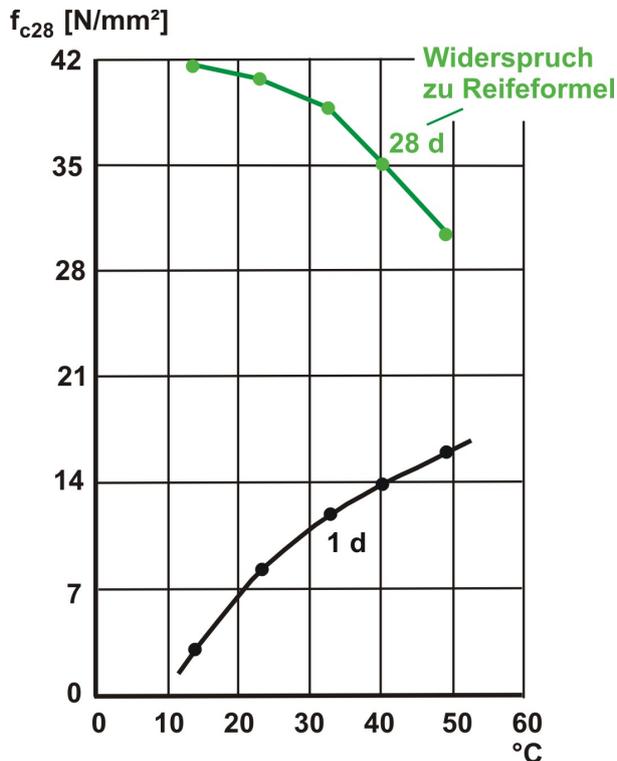


Bild 23: Einfluss der Temperatur auf die Festigkeitsentwicklung von Beton ([1] nach [4])

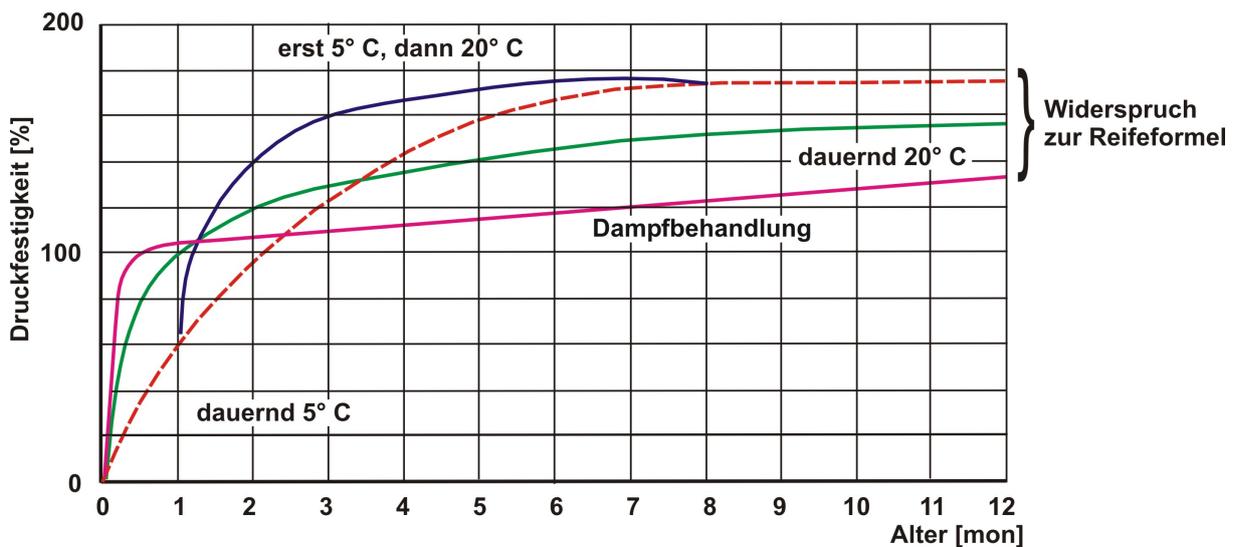


Bild 24: Einfluss der Temperatur auf die Festigkeitsentwicklung von Beton [19]

### 3.7 Hydratationswärme

Bei der Hydratation des Zements entsteht Wärme. Obwohl Beton verglichen mit Dämmstoffen ein guter Wärmeleiter ist, heizen sich massige Bauteile durch die beim Erhärten entstehende Hydratationswärme auf.

Die Hydratationswärme des Betons wird größer mit

- steigender Hydratationswärme des Zements (Tabelle 3),
- steigendem Zementgehalt,
- fallender spezifischer Wärmekapazität der Gesteinskörnung.

Die Wärmeentwicklung läuft durch den Zusatz von Erstarrungsbeschleunigern schneller, durch den von Erstarrungsverzögerern langsamer ab.

Tabelle 3: Hydratationswärme der Klinkerphasen bei vollständiger Hydratation [21]

Klinkerphase	Hydratationswärme [J/g]
C <sub>3</sub> S	500
C <sub>2</sub> S	250
C <sub>3</sub> A	1340
C <sub>4</sub> AF	420

Beim Erwärmen tritt bereits ein Temperaturgefälle zwischen Kern und Rand auf, das sich beim späteren Abkühlen von außen nach innen, noch verstärken kann. Dabei zieht sich der Beton außen zusammen, während er sich ggf. innen noch ausdehnt. Die dadurch entstehenden Randzugspannungen werden in den ersten Tagen durch die Plastizität des noch gering erhärteten jungen Betons bzw. dessen hohes Relaxationsvermögen noch abgebaut. Mit wachsendem E-Modul können die Zugspannungen aber so groß werden, dass sie die Zugfestigkeit überschreiten und zu Rissen führen. Dies ist besonders bei **massigen Bauteilen**, z. B. Sperrmauern, Schleusen, Brückenwiderlagern, Schutzbunkern, Stützmauern usw. zu beachten, bei denen die Temperaturunterschiede 30 bis 40 K betragen können.

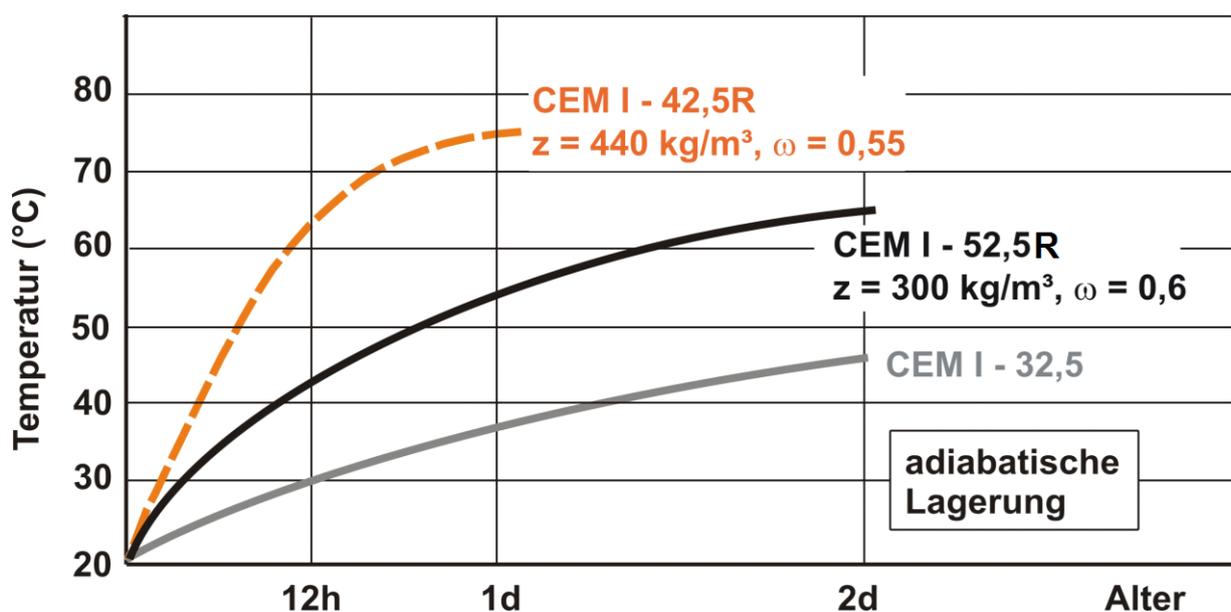
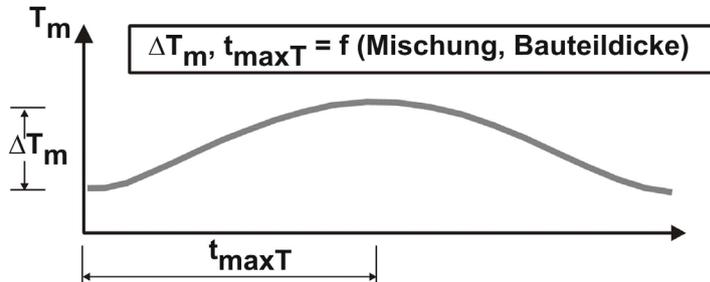


Bild 25: Einfluss der Temperatur auf die Erhärtung ([1] nach [22])

Die Hydratationswärme der Betone wird in erster Linie durch die Wahl von Zementen mit niedriger Hydratationswärme (NW) und zugleich einen möglichst niedrigen Zementgehalt reduziert. Bei Massenbeton können darüber hinaus besondere Kühlmaßnahmen erforderlich sein.

### Entwicklung der mittleren Temperatur in einem Bauteil



**Bereich ①:**  
Grüner Beton, keine Festigkeit, daher spannungsfreie Erwärmung

**Bereich ②:**  
Junger Beton, geringer E-Modul, hohe Spannungsrelaxation

**Bereich ③:**  
Älterer Beton, höherer E-Modul, geringere Relaxation, höherer Spannungsaufbau

### Entwicklung der Zwangsspannungen bei Verformungsbehinderung

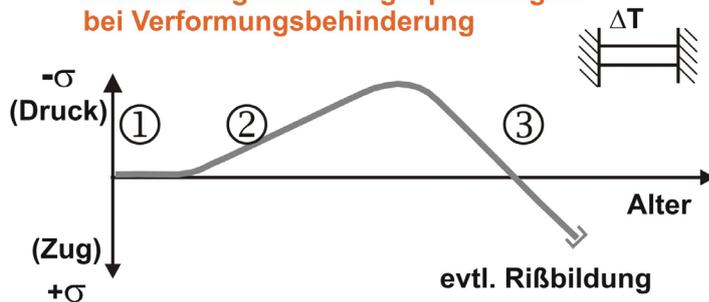
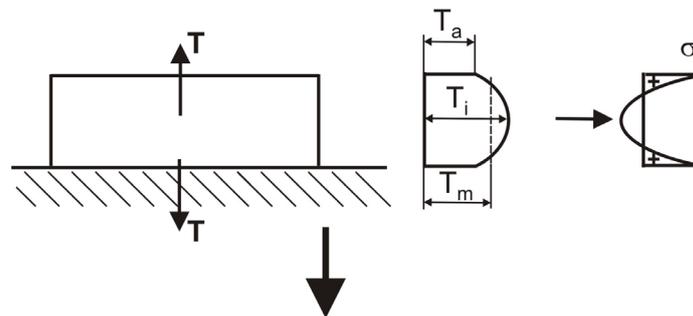


Bild 26: Auswirkung der Hydratationswärme [1]

Beim Betonieren im Winter kann die Hydratationswärme dazu beitragen, dass der Beton auch bei niedrigen Außentemperaturen ausreichend erhärten und gefrierbeständig werden kann. So erhärtet ein feingliedriges Bauteil bei 0 °C nicht, während ein dickes Bauteil bei gleicher Lufttemperatur noch knapp 80 % der Festigkeit bei 18 °C erreicht (vgl. Bild 30).

### Ungleichmäßige Temperaturverteilung über den Querschnitt → Eigenspannungen

Beispiel: Dicke Bodenplatte



→ **Überlagerung von Eigen- und Zwangsspannungen (Abkühlung)**

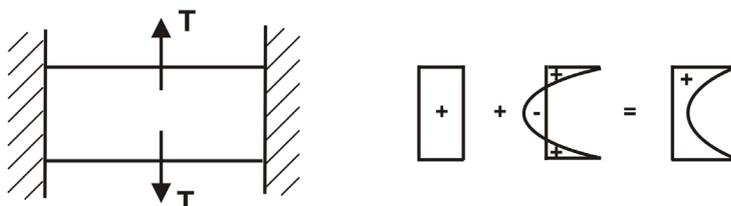
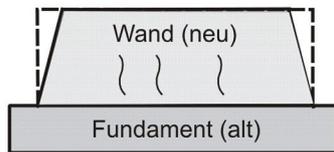


Bild 27: Auswirkung der Hydratationswärme [1]

**Beispiel 1**  
(Rissbildung durch Zwang)

Wand auf Fundament  
oder Wand auf Sohle

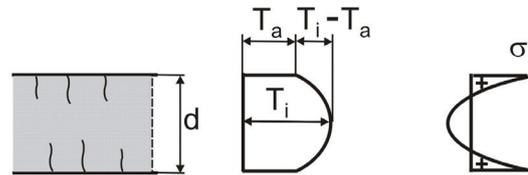


**Maßnahmen**

- a) Dehnfugenabstände = f (Dehnungsbehinderung)
- b) Ausreichende Bewehrungsmenge → feine Rissverteilung

**Beispiel 2**  
(Rissbildung durch Eigenspannung)

Rasches Abfließen Hydratationswärme oder dickes Bauteil



Rissbildung, wenn  $T_i - T_a \geq 20^\circ\text{C}$

Bild 28: Beispiele für Rissbildung durch abfließende Hydratationswärme [1]

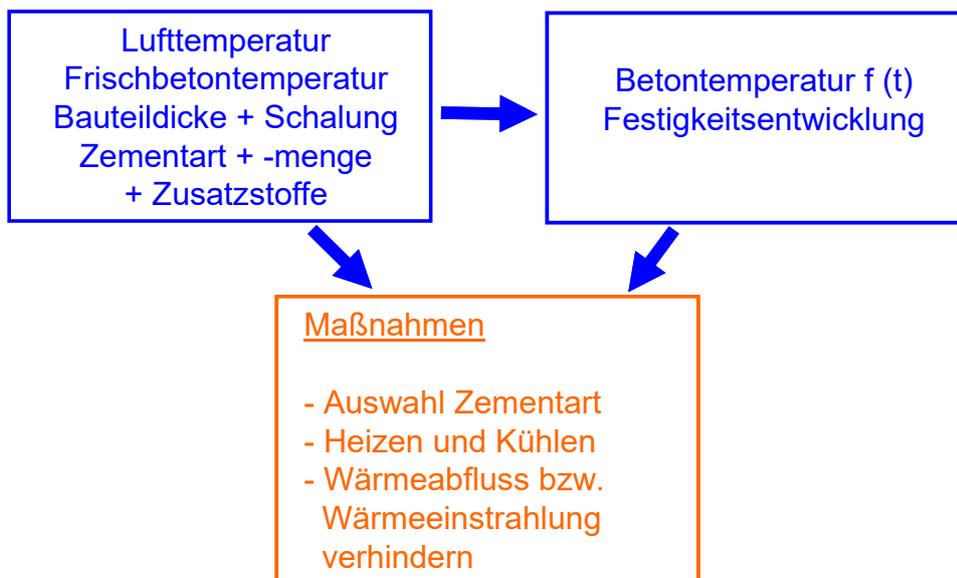


Bild 29: Einflüsse und Maßnahmen im Zusammenhang mit den Auswirkungen der Hydratationswärme [1]

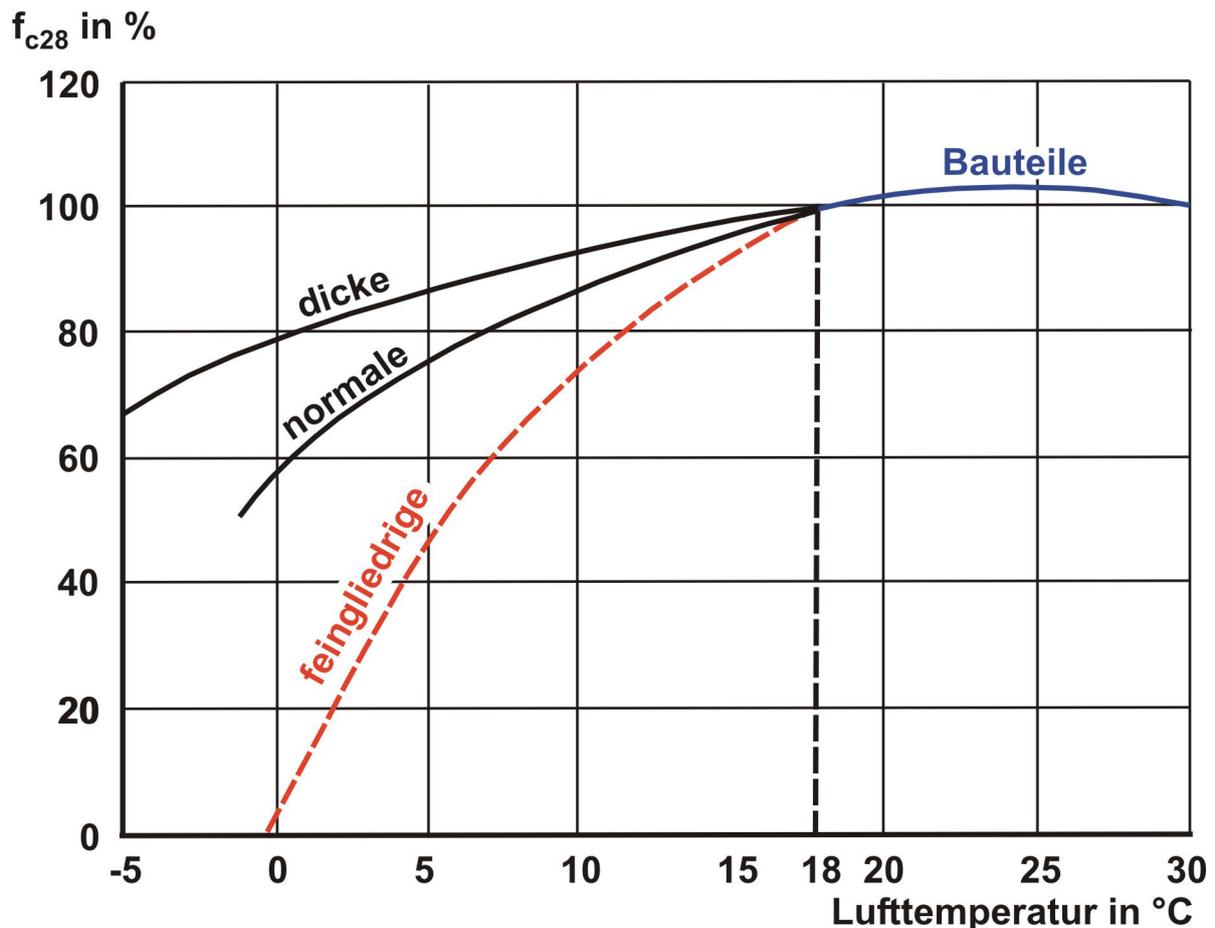


Bild 30: Einfluss der Lufttemperatur und der Dicke der Bauteile auf die Druckfestigkeit [23, S. 181]

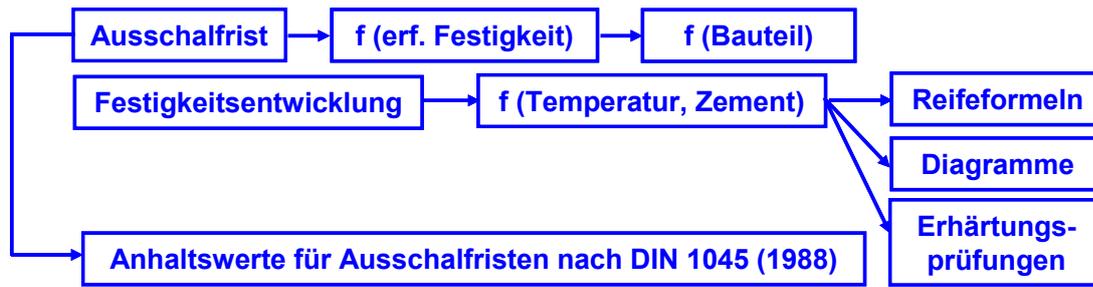
### 3.8 Erforderliche Erhärungszeiten

Die Schalung des Betons kann entfernt werden, sobald der Beton einen bestimmten Prozentsatz seiner vorgeschriebenen Festigkeit erreicht hat. DIN 1045-3 [5] gibt keine **Ausschalfristen** vor, sondern weist lediglich darauf hin, dass Gerüste und Schalungen erst entfernt werden dürfen, wenn der Beton eine ausreichende Festigkeit erreicht hat, um

- die aufgebrachten Lasten aufnehmen zu können,
- ungewollte Verformungen gering zu halten und
- Beschädigung der Oberflächen und Kanten zu vermeiden.

Die Ausschallfrist kann z. B. durch eine Erhärungsprüfung oder eine Reifegradprüfung ermittelt werden (Bild 31).

Wenn der Beton gefriert bevor er eine ausreichende Festigkeit erreicht hat, treten nachhaltige Gefügeschäden auf. Um ernsthafte Frostschäden ausschließen zu können, muss der Beton bei der ersten **Frostbeanspruchung** eine Mindestfestigkeit von 5 N/mm<sup>2</sup> aufweisen (Bild 31, Bild 32). Ggf. sind wärmedämmende Maßnahmen (wärmedämmte Schalung, Abdecken mit wärmedämmender Folie) zu ergreifen. Außerdem sollten in solchen Fällen Zemente mit rascher Erhärtungsgeschwindigkeit und hoher Hydratationswärmeentwicklung verwendet werden (Bild 32, Bild 33).



Zementfestigkeitsklasse	Ausschalfristen		
	Seitenschalungen	Deckenplatten	Abstützung von Balken, Rahmen, etc.
CEM 32,5	3	8	20
CEM 32,5R; CEM 42,5	2	5	10
CEM 42,5R; CEM 52,5R	1	3	6

gilt für  $T \geq 5\text{ °C}$

verdoppeln, wenn  $T < 5\text{ °C}$  (dauernd)  
+ Frosttage hinzuzählen

Bild 31: Ausschalfristen [1]

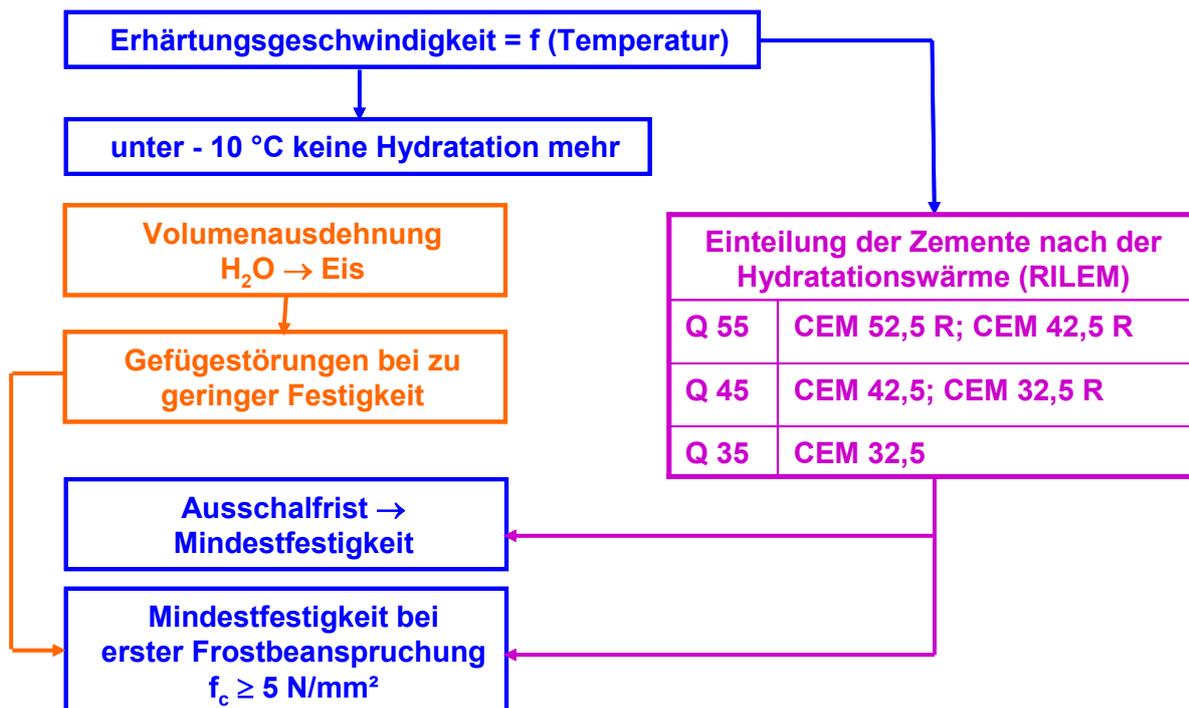


Bild 32: Frost im frühen Alter [1, 8]

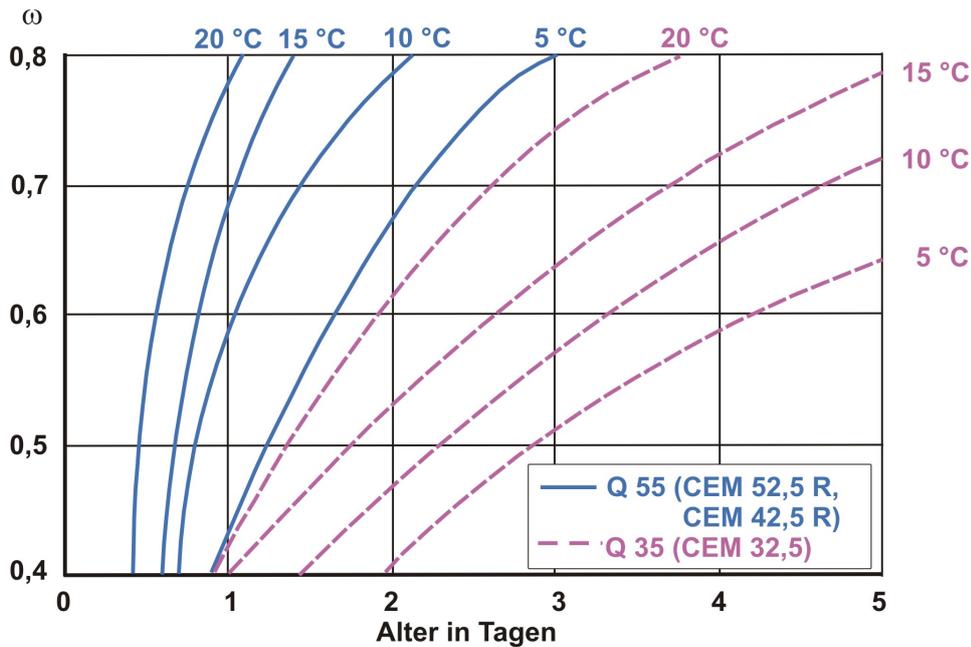


Bild 33: Erforderliche Erhärtungszeit zum Erreichen der Gefrierbeständigkeit in Abhängigkeit von Zementart, w/z-Wert und Betontemperatur [8, S. 313]

### 3.8.1 Abschätzen der Festigkeit anhand von Diagrammen:

In den RILEM-Richtlinien werden relative Festigkeits-Zeit-Kurven in Abhängigkeit von der Temperatur für die verschiedenen Zementarten angegeben (Bild 34), aus denen die erforderliche Schalfrist für die geforderte prozentuale Mindestfestigkeit in Abhängigkeit von der Zementart und der Erhärtungstemperatur ermittelt werden kann. Tage mit Temperaturen unterhalb von +5 °C werden der Frist sicherheitshalber zugeschlagen.

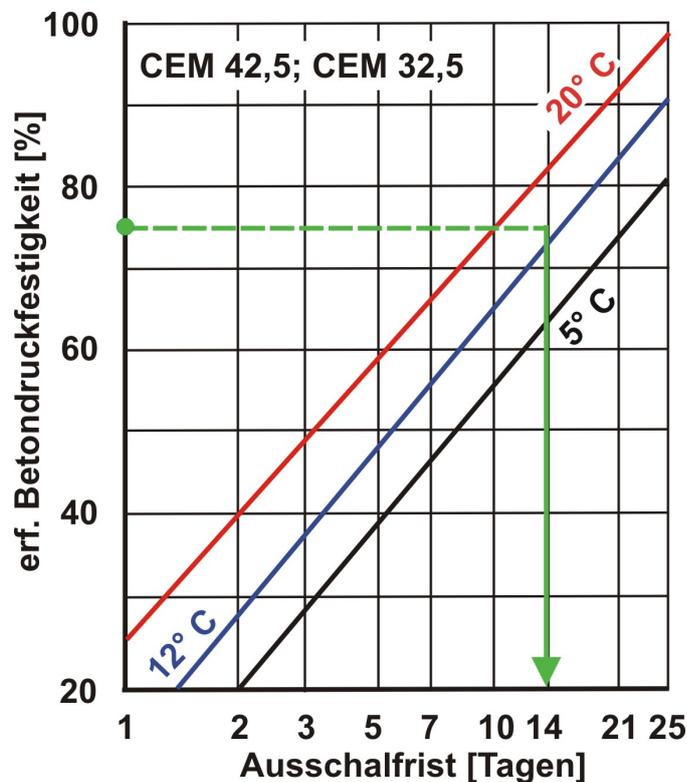


Bild 34: Anhaltswert für Druckfestigkeitsentwicklung und Ausschalfrist ([1] nach [8, S. 319])

### 3.9 Betonfestigkeitsklassen

Da der Beton in erster Linie Druckspannungen aufnehmen muss, die Druckfestigkeit leicht zu bestimmen ist und diese auch zum Abschätzen von Verformungen und anderen Beanspruchungen benutzt werden kann, wird der Beton in der Regel nach seiner Druckfestigkeit beurteilt. In DIN 1045 ist der maßgebende Festigkeitswert für den rechnerischen Nachweis die **Zylinderdruckfestigkeit**, da diese der vorhandenen einachsigen Druckfestigkeit im Bauwerk am besten entspricht.

DIN EN 1992-1-1, DIN 1045-2 und DIN EN 206-1 teilen die Betone Festigkeitsklassen ein, z. B. C25/30 (Tabelle 4). Das vorangestellte „C“ steht als Abkürzung für concrete (engl. für Beton). Der erste Wert der Festigkeitsklassenbezeichnung bezieht sich auf die nach 28 Tagen an einem Zylinder mit 150 mm Durchmesser und 300 mm Höhe ermittelte **charakteristische Festigkeit**  $f_{ck,cyl}$  (hier: 25 N/mm<sup>2</sup>), der zweite Wert bezieht sich auf die charakteristische Festigkeit  $f_{ck,cube}$ , die nach 28 Tagen an einem 150 mm Würfel ermittelt wurde (hier: 30 N/mm<sup>2</sup>). Die zusätzliche Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit erfolgt lediglich, um die deutsche Güteüberwachung mittels Probewürfeln weiter durchführen zu können. Die charakteristischen Werte bezeichnen dabei jeweils die 5 % - Quantilwerte der Druckfestigkeit und entsprechen damit dem früheren Begriff „Nennfestigkeit“ (Begriff nach DIN 1045 (Ausgabe 1988) [6]). An den **Mittelwert der Betondruckfestigkeit**  $f_{cm}$  werden **keine Anforderungen** gestellt. Der **Rechenwert bei der Bemessung**  $f_{cd}$  wird aus der charakteristischen Festigkeit  $f_{ck,cyl}$  multipliziert mit einem Sicherheitsfaktor ermittelt (Bild 35). Das „d“ bei  $f_{cd}$  steht in diesem Zusammenhang für „design“.

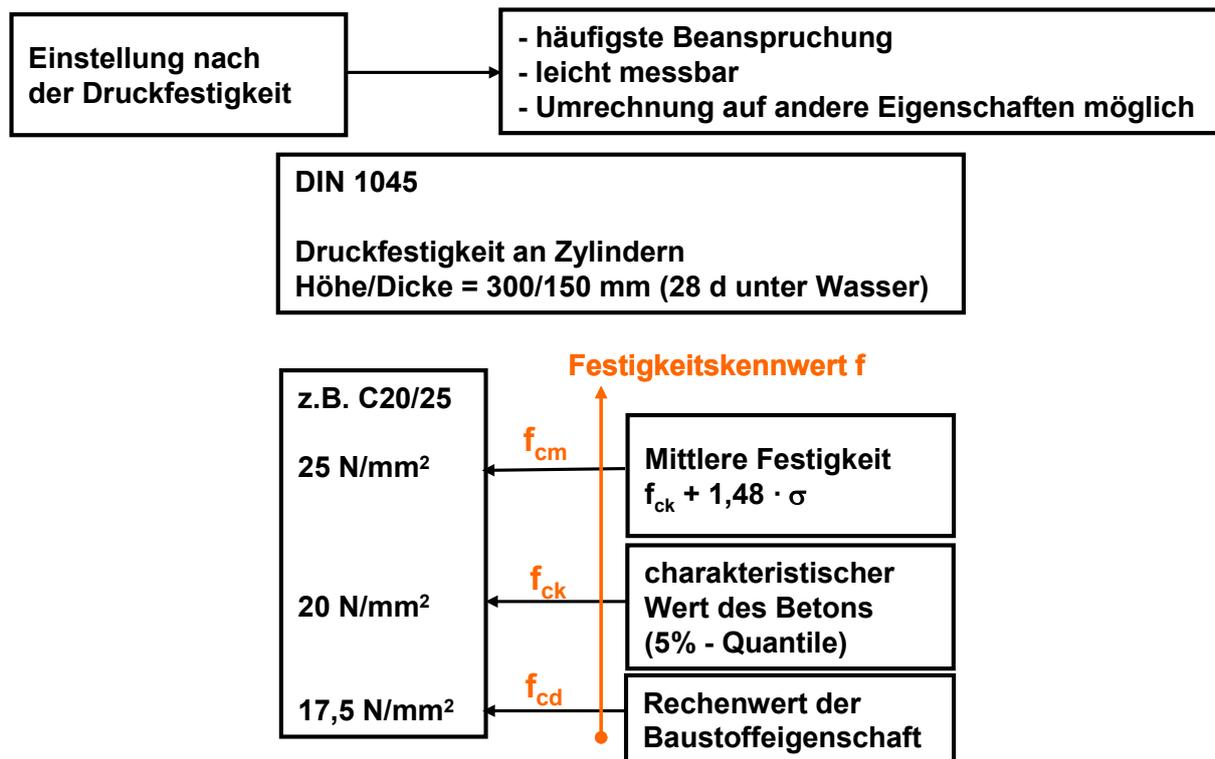


Bild 35: Festigkeitsklassen [1]

Tabelle 4: Festigkeitsklassen und ihre Anwendung nach DIN 1045-2 [15]

Betongruppe	Druckfestigkeitsklasse des Betons	Nennfestigkeit <sup>1)</sup>		Serienfestigkeit am Zylinder <sup>2)</sup>	geringster Mittelwert bei Erstprüfung <sup>3)</sup> N/mm <sup>2</sup>	geringster Einzelwert bei Erstprüfung <sup>4)</sup> N/mm <sup>2</sup>	Anwendung
		f <sub>ck,cyl</sub>	f <sub>ck,cube</sub>				
Standardbeton	C8/10	8	10	16	12	4	f <sub>ck</sub> = C16/20 Exposition: X0; XC1
	bis C16/20	16	20	24	20	12	
Beton nach Eigenschaften ; Zusammensetzung	C20/25	20	25	28	24	16	uneingeschränkt einsetzbar
	bis C100/115	100	115	108	104	96	

1) charakteristische Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen (Mindestwert)  
 2) Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons einer Würfelserie:  $f_{cm} = f_{ck} + 8$   
 3) =  $f_{ck,cyl} + 4$   
 4) =  $f_{ck,cyl} - 4$

Tabelle 8 (s. Kapitel 4.3.1) enthält alle Wertepaare der Festigkeitsklassen nach DIN EN 1992-1-1 [24].

### 3.10 Mischungsentwurf

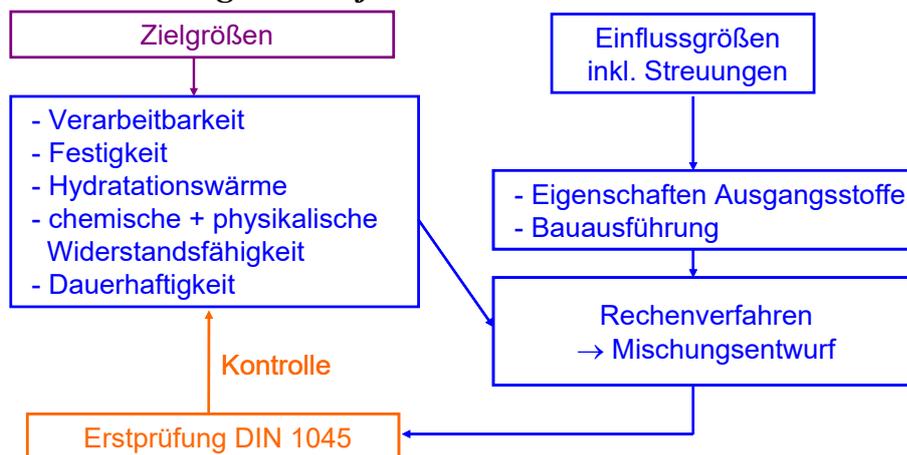


Bild 36: Mischungsentwurf [1]

### 3.11 Qualitätssicherung durch Konformitätskontrolle

#### 3.11.1 Prinzip der Konformitätskontrolle

Um die Güte des Betons zu überprüfen, wird nach der DIN 1045-2 [15] eine sogenannte Konformitätskontrolle durchgeführt (Bild 37). Diese umfasst alle Maßnahmen, um die Übereinstimmung (Konformität) des hergestellten Betons mit den festgelegten Anforderungen sicherstellt.

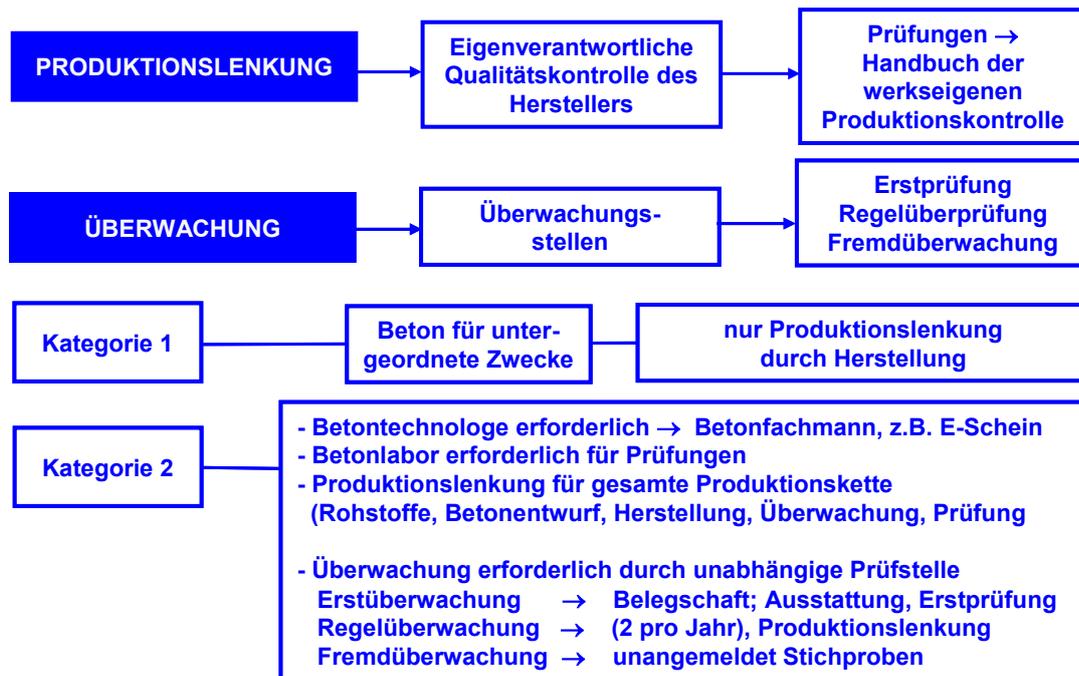


Bild 37: Konformitätskontrolle [1]

### 3.11.1.1 Erstprüfung

Bei Verwendung einer neuen Betonzusammensetzung muss zunächst eine **Erstprüfung** durchgeführt werden. Die festgelegten Eigenschaften müssen mit einer ausreichenden Sicherheit, dem so genannten **Vorhaltemaß**, erreicht werden. Zum Beispiel muss die Druckfestigkeit der Erstprüfung, als Mittelwert aus 3 Probekörpern, die charakteristische Festigkeit  $f_{ck}$  um das doppelte der erwarteten Standardabweichung überschreiten. In Abhängigkeit von den Ausgangsstoffen und der Genauigkeit der Mischanlage sollte das Vorhaltemaß daher zwischen 6 und 12 N/mm<sup>2</sup> betragen.

### 3.11.1.2 Produktion

Auch die laufende Produktion muss im Rahmen der **Konformitätskontrolle** überwacht werden. Die Proben müssen zufällig aus der Produktion ausgewählt werden. Die Mindesthäufigkeit der Probenentnahme ist in Tabelle 5 dargestellt.

Tabelle 5: Mindesthäufigkeit der Probenahme zur Beurteilung der Konformität [15]

Herstellung	Mindestanzahl bzw. –häufigkeit der Probenahme	
	von den ersten 50 m <sup>3</sup> der Produktion	nach den ersten 50 m <sup>3</sup> der Produktion
<b>Erstherstellung</b> (bis mindestens 35 Ergebnisse erhalten wurden)	3 Proben (aus 3 verschiedenen Mischungen jeweils mindestens 1 Würfel)	1 pro 200 m <sup>3</sup> oder 2 pro Woche Leichtbeton: 1 pro 50 m <sup>3</sup> oder 1 pro Tag hochfester Beton: 1 pro 100 m <sup>3</sup> oder 1 pro Tag
<b>Stetige Herstellung</b> (wenn mindestens 35 Ergebnisse verfügbar sind)		1 pro 400 m <sup>3</sup> oder 1 pro Woche Leichtbeton: 1 pro 100 m <sup>3</sup> oder 1 pro Woche hochfester Beton: 1 pro 200 m <sup>3</sup> oder 1 pro Tag

Die Anforderungen an die Druckfestigkeit gelten, als erfüllt wenn die beiden Kriterien der Tabelle 6 erfüllt sind.

Tabelle 6: Übereinstimmungskriterien für die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung [5]

Herstellung	Anzahl „n“	Kriterium 1	Kriterium 2
		Mittelwert von „n“ Ergebnissen $f_{cm}$ in $N/mm^2$	Jeder Einzelwert $f_{ci}$ in $N/mm^2$
<b>Erstherstellung</b> (bis mind. 35 Ergebnisse erhalten wurden)	3	$\geq f_{ck} + 4$ hochfester Beton: $\geq f_{ck} + 5$	$\geq f_{ck} - 4$ hochfester Beton: $\geq f_{ck} - 5$
<b>Stetige Herstellung</b> (wenn mind. 35 Ergebnisse verfügbar sind)	15	$\geq f_{ck} + 1,48 \cdot \sigma$ , $\sigma \geq 3 N/mm^2$ hochfester Beton: $\geq f_{ck} + 1,48 \cdot \sigma$ , $\sigma \geq 5 N/mm^2$	$> f_{ck} - 4$ hochfester Beton: $\geq 0,9 \cdot f_{ck}$

### 3.11.2 Sonderregelungen für Betonfamilien

DIN 1045-2 [15] fordert nicht mehr das Überwachen jeder einzelnen Betonsorte. Normalbetone der Festigkeitsklassen C8/10 bis C50/60 dürfen zu einer so genannten **Betonfamilie** zusammengefasst werden. Dazu muss in der Erstprüfung der Zusammenhang zwischen den einzelnen Betonsorten bestimmt werden. Betonsorten dürfen zu einer Betonfamilie zusammengefasst werden, wenn

- der Zement gleich ist (d. h. gleiche Festigkeitsklasse, Art und Herkunft),
- die Gesteinskörnung gleich ist (d. h. gleiche Art, gleicher geologischer Ursprung),
- nur Zusatzmittel verwendet werden, die die Festigkeit nicht beeinflussen.

Betonsorten mit Zusatzstoffen des Typs II, Verzögerern, Luftporenbildnern und/oder Fließmittel bzw. Betonverflüssigern, die die Betonfestigkeit beeinflussen, müssen jeweils in einer eigenen Betonfamilie zusammengefasst werden.

So könnten also z. B. mehrere C20/25 Betonsorten, mit dem gleichen w/z-Wert, aber unterschiedlichen Zementgehalten zu einer Betonfamilie zusammengefasst werden. Die Anforderungen der Tabelle 6 gelten dann für alle Betone aus dieser Betonfamilie.

Wenn Betonsorten unterschiedlicher Festigkeitsklassen, z. B. C20/25, C25/30 und C30/37 zusammengefasst werden, muss die Mindestfestigkeit (Kriterium 2 von Tabelle 6) für jede einzelne Betonsorte erfüllt sein. Um den „Mittelwert der Familie“ (Kriterium 1 von Tabelle 6) prüfen zu können, müssen die unterschiedlich großen Mittelwerte der verschiedenen Betonsorten berücksichtigt werden. Dazu wird ein Beton dieser Betonfamilie als Referenzbeton ausgewählt, i.d.R. der am häufigsten produzierte. Die Ergebnisse der anderen Betonsorten müssen dann zunächst auf den Referenzbeton umgerechnet werden mithilfe der bei der Erstprüfung erstellten Zusammenhänge.

### 3.11.3 Sonderregelungen für Betonvariationen

DIN 1045-2 [24] gestattet es, von einer Betonrezeptur, deren Betonzusammensetzung bereits geprüft wurde, im Rahmen einer gewissen Variationsbreite abzuweichen, ohne eine eigene Erstprüfung durchzuführen. Dies ist der Fall bei Schwankungen des Zements um  $\pm 15 \text{ kg/m}^3$  und/oder der Flugasche um  $\pm 15 \text{ kg/m}^3$ .

Diese Regelung ermöglicht es z. B., den Zementgehalt einer Betonsorte leichter der Jahreszeit anzupassen. Im Winter ist oft etwas mehr Zement nötig, um über die höhere Hydratationswärme den negativen Einfluss der niedrigen Temperaturen zu kompensieren.

Des Weiteren darf zwischen zwei geprüften Betonzusammensetzungen linear interpoliert werden. Die dadurch erstellte Betonzusammensetzung bedarf keiner eigenen Erstprüfung. Die aufgestellten Zusammenhänge sind regelmäßig zu überprüfen.

#### **3.11.4 Maßnahmen bei Nichtkonformität des Produktes**

Wird im Rahmen der Produktionslenkung festgestellt, dass die Druckfestigkeiten die Anforderungen nicht erfüllen, so sind die Abnehmer der Lieferung zu unterrichten.

Dann sollen zunächst die Festigkeiten am Bauwerk zerstörungsfrei mit dem Rückprallhammer bestimmt werden (vgl. Kap. 3.13.3.2). Falls die Festigkeiten am Bauwerk nicht ausreichend sind, so sind Bohrkerne zu entnehmen und zerstörend zu prüfen. Falls auch bei den zerstörenden Prüfungen festgestellt wird, dass die Festigkeiten nicht ausreichen, sind alle Abnehmer der Produktionsmenge zu unterrichten.

### ***3.12 Güteüberwachung nach DIN 1045-3 [5]***

Bei der Güteüberwachung unterscheidet die DIN 1045-3 [5] zwischen den **Betonkategorien 1** und 2. Die Betonkategorie 1 wird nur durch den Hersteller überwacht. Die Anwendungsbereiche von Beton nach Betonkategorie 1 sind daher stark eingeschränkt. Sie soll es dem Bauunternehmen ermöglichen Betone für untergeordnete Zwecke auf der Baustelle selbst herstellen zu können.

Betone der **Betonkategorie 2** dürfen nur unter der Leitung eines in der Betontechnik und Betonherstellung erfahrenen Fachmanns hergestellt werden. Die Produktionslenkung wird durch den Hersteller durchgeführt und umfasst z. B. Rohstoffauswahl, Betonentwurf, Betonherstellung, Überwachung und Prüfung.

Die Überwachung der Produktionslenkung erfolgt durch eine Überwachungsstelle, die bei der Erstüberwachung prüfen muss, ob die Belegschaft und die Ausstattung geeignet sind. Sie muss prüfen, ob die Erstprüfungen ordnungsgemäß durchgeführt und dokumentiert sind und ob die Produktionslenkung in einem Handbuch (Handbuch der werkseigenen Produktionskontrolle (WPK-Handbuch)) ausreichend dokumentiert ist. Durch die anschließende Regelüberwachung ist regelmäßig, mindestens zweimal im Jahr, zu kontrollieren, ob die vereinbarte Produktionslenkung eingehalten wird. Zusätzlich sind Fremdüberwachungen durchzuführen, bei denen unangekündigt Proben aus der Produktion entnommen werden, um die Produktionslenkung des Herstellers zu kontrollieren.

### ***3.13 Prüfung der Betondruckfestigkeit***

#### **3.13.1 Prüfung gesondert hergestellter Probekörper**

Da Größe und Gestalt der Probekörper die Festigkeit beeinflussen [19, 25, 26], sind sie in den Prüfnormen festgelegt. Das kleinste Maß des Probekörpers soll wenigstens das Vierfache des Größtkorndurchmessers der verwendeten Gesteinskörnung betragen.

Nach DIN 1045-2 [15] ist für die Einteilung in Festigkeitsklassen die ermittelte Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen maßgebend. Diese kann entweder an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm oder an Zylindern mit 150 mm Durchmesser und 300 mm Länge bestimmt werden. In Deutschland wird die Festigkeit (im Rahmen der Güteüberwachung) an Würfel (Kantenlänge

150 mm) durchgeführt. Würfel haben den Vorteil glatter, geschalteter Druckflächen, da sie orthogonal zur Einfüllrichtung beansprucht werden (Bild 38), jedoch den Nachteil ungleichmäßiger Verformung, da vor allem bei weicherer Konsistenz eine geringfügige Entmischung kaum zu vermeiden ist und daher der Beton an der Einfüllseite verformungsfähiger ist. Zylinder haben den Vorteil gleichmäßiger Verformung über den Querschnitt, da sie in Einfüllrichtung beansprucht werden, jedoch den Nachteil, dass die obere Druckfläche als Einfüllfläche nicht glatt ist und nachbearbeitet werden muss.

### Standardprüfkörper

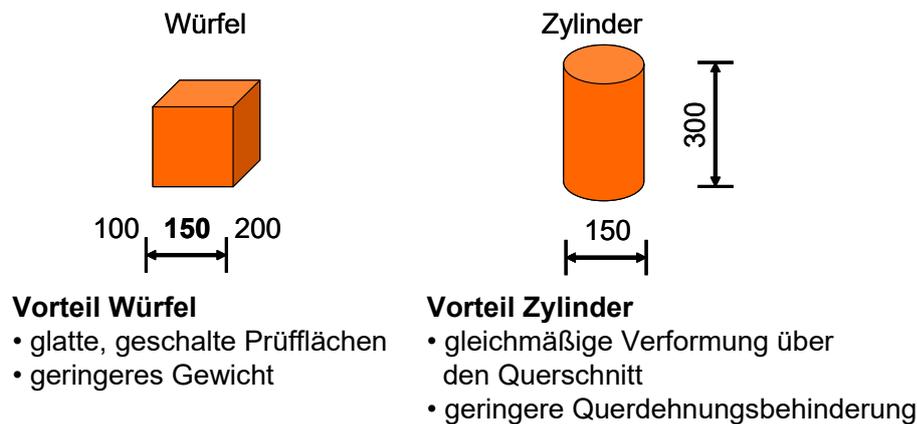


Bild 38: Gegenüberstellung der Vorteile von Würfel und Zylinder für die Prüfung der Druckfestigkeit nach DIN EN 12390-3 [27]

Die Anforderung der jeweiligen Festigkeitsklasse wird angegeben durch ein Kennzeichen "C" für Normalbeton (Concrete) und die erforderliche Zylinderdruckfestigkeit und Würfeldruckfestigkeit, z. B. C25/30.

Bei der Prüfung eines Würfels ohne Zwischenschicht ist eine freie Querdehnung nur außerhalb der unter Querdruck stehenden Doppelpyramide möglich. Der Beton bricht durch Zug-Scherspannungen entlang des Pyramidenrandes, die Doppelpyramide bleibt stehen (Bild 39). Wird die Querdehnungsbehinderung durch Zwischenschichten oder bürstenartige Druckplatten aufgehoben, bricht der Beton durch Querzugspannungen und reißt in einzelne Pfeiler auf. Entsprechend wirkt sich der Einfluss der Reibung mit abnehmender Probenhöhe verstärkt aus (Bild 40). Durch diesen Einfluss nimmt die ermittelte Druckfestigkeit mit zunehmender Schlankheit ab (Bild 41) [28]. Dieser Einfluss kann für Vergleiche durch einen Umrechnungsfaktor erfasst werden [29].

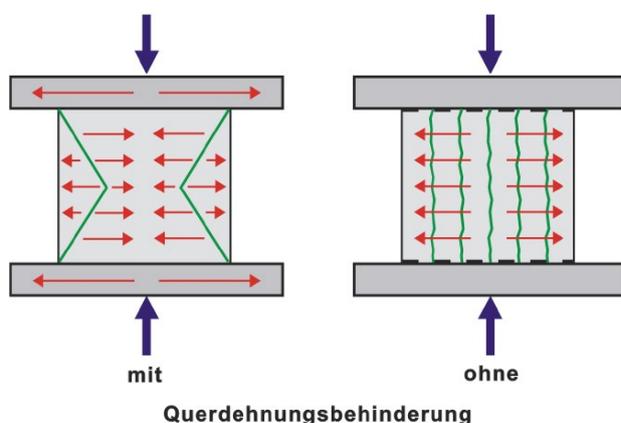


Bild 39: Beanspruchungszustand in einem Betonwürfel während der Prüfung der Druckfestigkeit (nach [8])

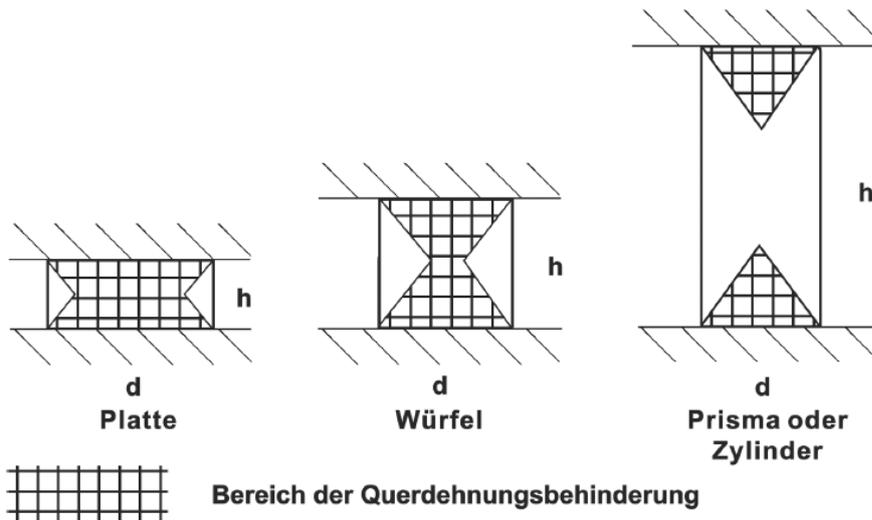


Bild 40: Einfluss der Querdehnungsbehinderung bei der Druckfestigkeit

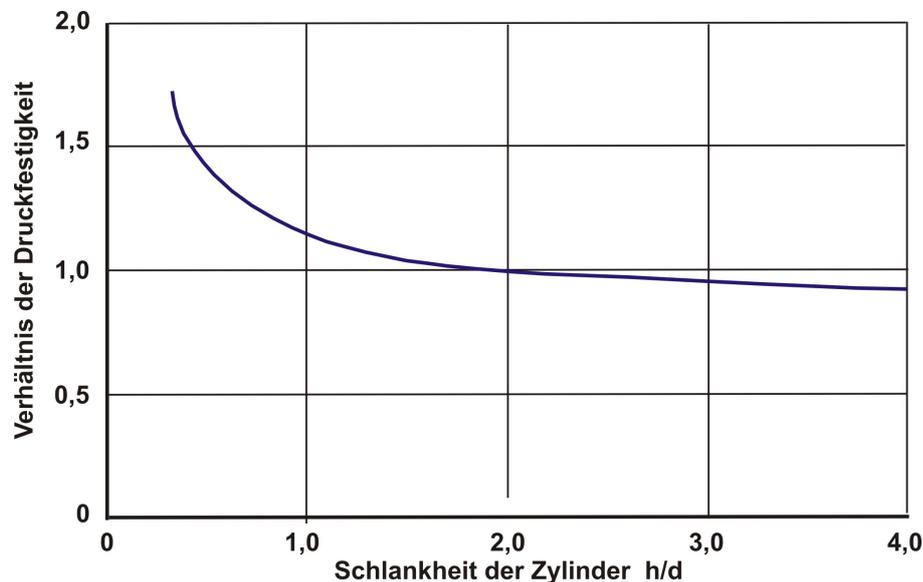


Bild 41: Verhältniswert der Druckfestigkeit verschieden schlanker Zylinder [8, 19]

### 3.13.2 Einfluss von Größe und Gestalt der Proben auf das Prüfergebnis

Die Würfeldruckfestigkeiten nehmen gemäß Bild 42 innerhalb eines größeren Schwankungsbereiches mit abnehmender Würfelgröße zu. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die dargestellten Verhältnisse nur für ein Alter von 28 d gelten und hier auch schon größere Schwankungen in Abhängigkeit vom  $w/z$ -Wert, der Kornzusammensetzung und anderen Einflüssen auftreten. In jüngerem und höherem Alter können die Verhältnisse völlig anders sein, sie können sich in hohem Alter sogar umkehren. Es ist daher zweckmäßig, entsprechende Umrechnungswerte durch Versuche zu ermitteln [30-33].

Den Grund für den Einfluss der Würfelgröße muss man in erster Linie beim Steifigkeitsverhältnis Prüfmaschine/Prüfkörper suchen, das umso kleiner wird, je größer der Prüfkörper bei gleicher Prüfmaschine wird. Mit abnehmendem Steifigkeitsverhältnis sinkt die Druckfestigkeit. Entsprechend wirkt, wenn auch in ungleich kleinerem Maße, eine Veränderung des E-Moduls bzw. der Druckfestigkeit des Prüfkörpers. Wenn man berücksichtigt, dass das Verhältnis der gedrückten Flächen zum Volumen und auch der Anteil einer ausgetrockneten oder carbonatisierten 20 mm dicken Schicht am Würfelvolumen beim 100 mm-Würfel dreimal so groß ist wie beim 300 mm-Würfel, wird man als weitere Gründe

unterschiedliche Austrocknungs-, Erhärtungs- und ggf. Carbonatisierungsbedingungen annehmen müssen, die zu unterschiedlichen Eigenspannungszuständen im Würfel führen. Da in den Druckplatten Querzugspannungen durch die Behinderung der Querdehnung des Betons infolge Reibung auftreten, spielt die freie Länge der Druckplatten, welche die Querverformung beeinflusst, und außerdem bei großen Würfeln die Druckplattensteifigkeit eine Rolle.

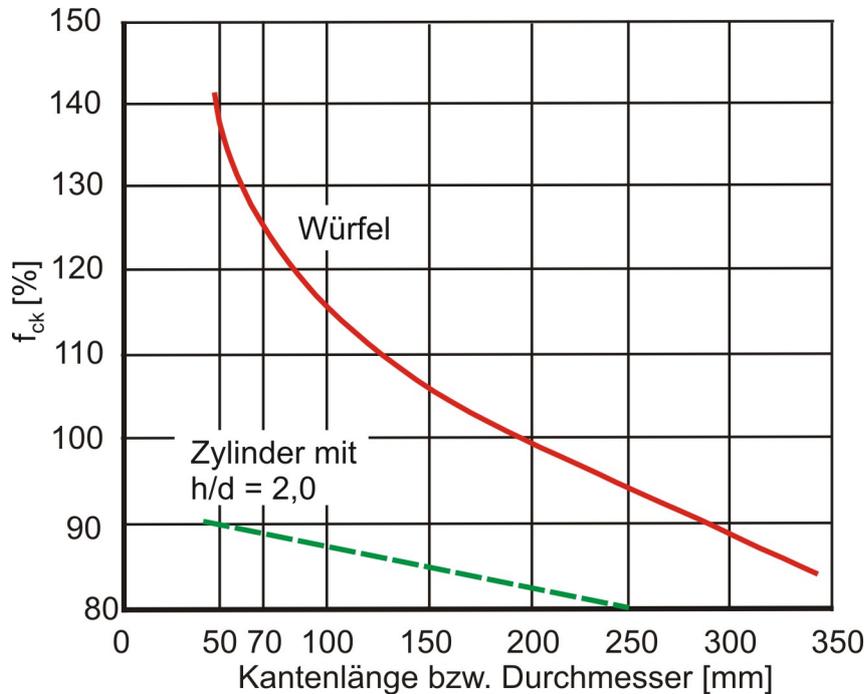


Bild 42: Mittlere Abhängigkeit der Druckfestigkeit im Alter von 28 d [19]

Zur Frage des Vorzuges eines bestimmten Probekörpers ist neben dem oben erwähnten Vorteil der gleichmäßigeren Verformung physikalisch grundsätzlich zu bemerken, dass die Radialsymmetrie des Zylinders bei jedem Schnitt durch die Längsachse gleiche Spannungsverhältnisse ergibt und dass bei einem Zylinder mit der Schlankheit 2 der mittlere Bereich praktisch vom Druckplatteneinfluss ungestört ist. Beim Würfel wird also eine zu günstige mehraxiale Druckfestigkeit ermittelt, die zudem noch mit allen aus der Steifigkeit von Prüfmaschine und Druckplatten (ggf. aus Abgleichschichten), sowie aus den veränderten Eigenschaften der Oberflächenschicht gegenüber dem Kern resultierenden Streuungen behaftet ist. Beim Zylinder wird dagegen eine fast ungestörte einaxiale Druckfestigkeit ermittelt, deren Streuung in erster Linie aus der Streuung der Querdehnung, als einer Baustoffkenngröße, resultiert.

### 3.13.3 Betonfestigkeitsprüfung am Bauwerk

Die an den Würfeln oder Zylindern (vgl. Kapitel 3.13) ermittelten Festigkeiten sind im Allgemeinen nicht identisch mit den wirklichen Festigkeiten im Bauwerk vor allem wegen der unterschiedlichen Erhärtungsbedingungen. Prüft man die Festigkeit des Betons im Bauwerk selbst, so ist dies immer eine Erhärtungsprüfung, und das Ergebnis ist nicht ohne Weiteres auf die Normforderung zu beziehen, da diese entsprechend den Vorgaben der Güteprüfung nachzuweisen ist. Auch die so gewonnenen Ergebnisse unterliegen zahlreichen Einflüssen [34-36].

Die Prüfung im Bauwerk ist zweckmäßig für die Eigenüberwachung, für die Prüfung des Erhärtungsverlaufs und für die Ermittlung eines Mindestwertes der Betonfestigkeit im Bauwerk



jedoch, dass die Festigkeit indirekt bestimmt wird, dass nämlich von einer gemessenen Verformungseigenschaft des Betons auf eine andere Eigenschaft, die Druckfestigkeit, geschlossen wird, ein Vorgehen, das mit gewissen Schwierigkeiten verbunden ist.

### Zerstörungsfreie Prüfung

- Rückprallhammer
  - (- Kugelschlaghammer)
  - (- Ultraschall)
- } indirekte  
Prüfungen,  
Einfluss Zuschläge

- in erster Linie vergleichende Untersuchungen
- Abschätzung Festigkeit, wenn Zusammensetzung bekannt
- Bei Veränderung im Oberflächenbereich (Feuchtigkeit, Karbonatisierung) falsche Ergebnisse

Bild 44: Prüfung der Betonfestigkeit am Bauwerk [1]

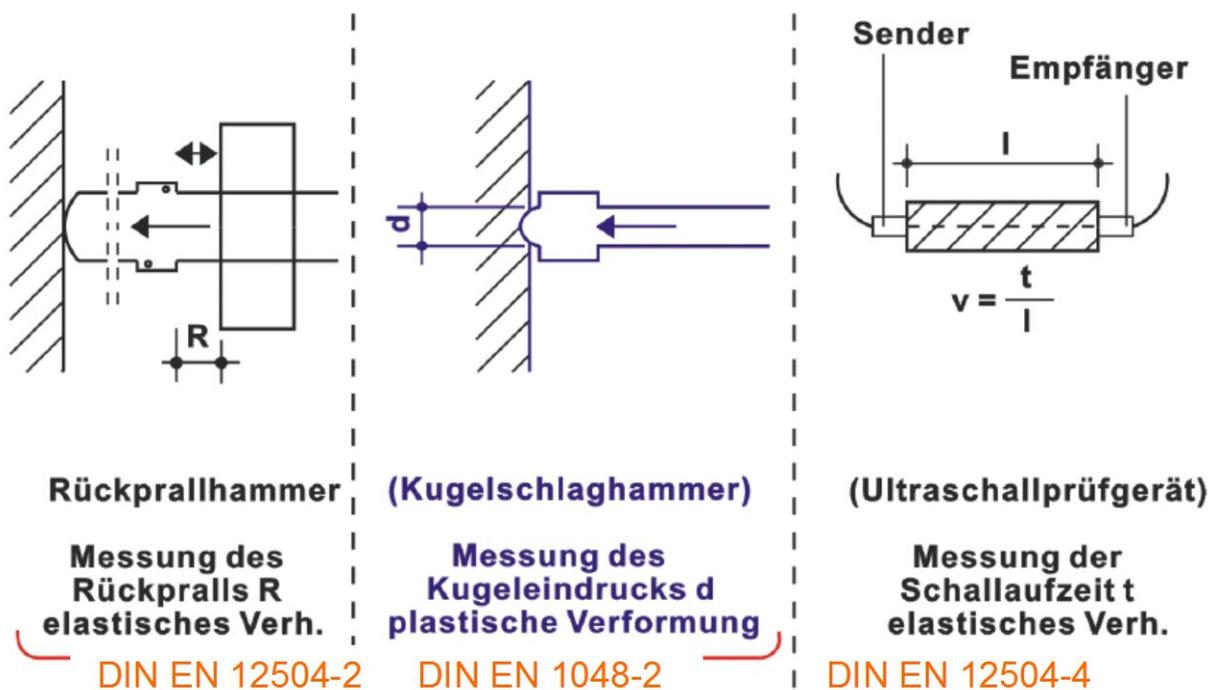


Bild 45: Wirkungsweise der zerstörungsfreien Prüfverfahren (nach [1, 8])

### **3.14 Betonzugfestigkeit**

Beton weist eine von der Betonzusammensetzung abhängige vergleichsweise hohe Druckfestigkeit, aber nur eine geringe Zugfestigkeit auf. Darüber hinaus ist die Betonzugfestigkeit auch eine stark streuende und unsichere Größe.

Die überwiegende Mehrzahl aller Bauteile wird aber neben Druckspannungen auch durch Zugspannungen beansprucht, z. B. alle biegebeanspruchten Bauteile (Bild 46).

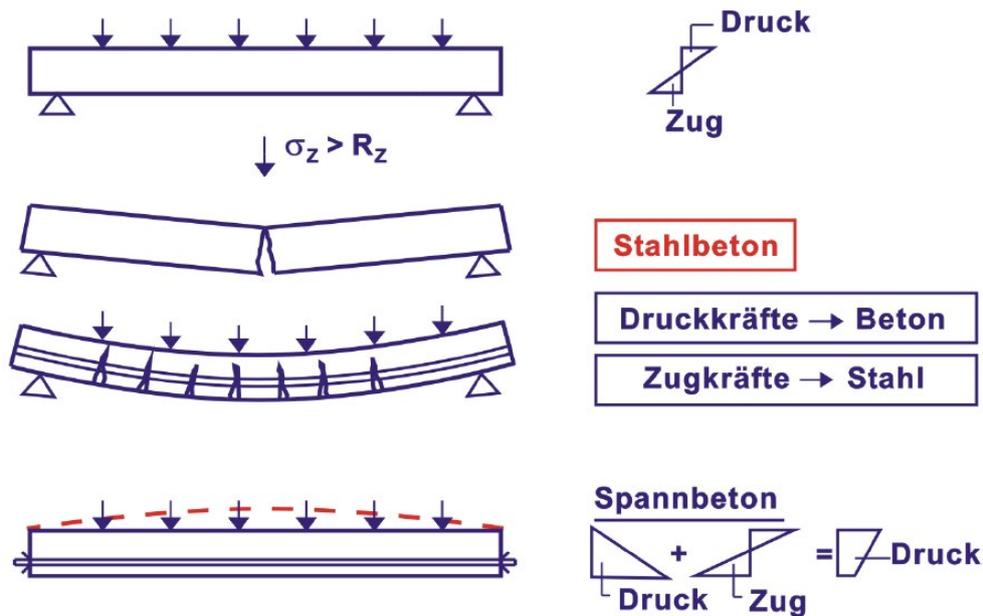


Bild 46: Funktionsprinzip des Stahl- und Spannbetons [1]

Aus den oben genannten Gründen darf die Zugfestigkeit des Betons zur Bemessung nicht planmäßig angesetzt werden. In allen Bereichen, in denen planmäßig Zugbeanspruchungen auftreten, müssen die daraus abgeleiteten Zugkräfte durch Bewehrung abgedeckt werden.

Das Prinzip des Spannbetonbaus kompensiert die geringe Zugfestigkeit des Betons dadurch, dass durch Vorspannung des Bauteils mit Hilfe von Vorspannelementen bzw. Spannstählen vor der Belastung des Bauteils durch Verkehrslasten und Eigengewicht ein Spannungszustand erzeugt wird, der Zugspannungen aus Lasten kompensiert.

Die Zugfestigkeit des Betons bestimmt seine Druckfestigkeit, da der Beton bei Druckbeanspruchung durch Überschreiten der Zugfestigkeit quer zur Beanspruchungsrichtung bricht (vgl. Bild 39). Außerdem ist sie bei allen Konstruktionen von Bedeutung, bei denen Risse vermieden werden müssen, z. B. bei Fahrhandecken und Behältern. Für die Prüfung der Zugfestigkeit gibt es verschiedene Möglichkeiten (Bild 47):

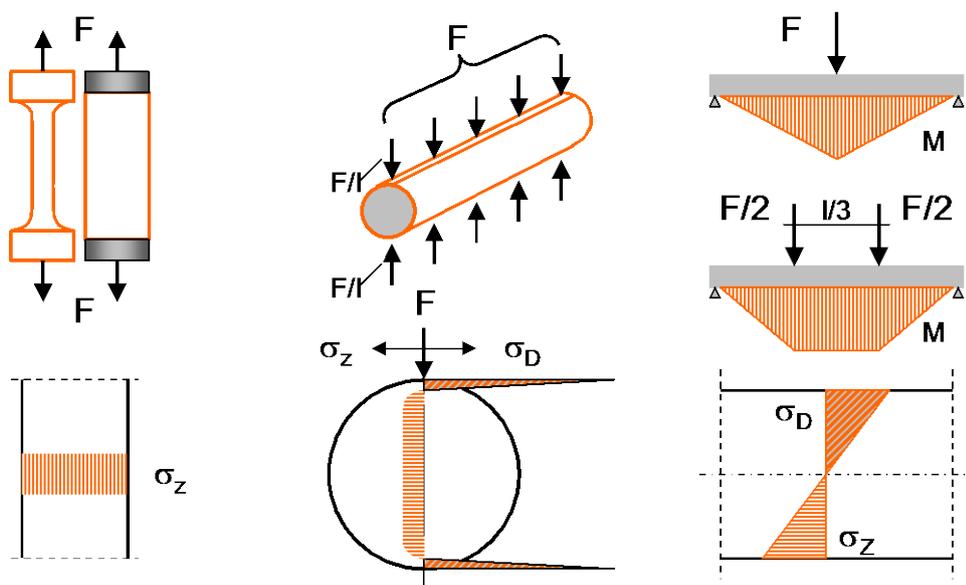


Bild 47: Prüfanordnung und Spannungszustände bei verschiedenen Zugbeanspruchungen

### 3.14.1 Zentrische Zugfestigkeit

Als grober Richtwert für die Größe der Zugfestigkeit kann die Abschätzung dienen, dass die Zugfestigkeit des Betons etwa einem Zehntel seiner Druckfestigkeit (bei geringer Festigkeit ein Achtel) entspricht. Die zentrische Zugfestigkeit im Alter von 28 d nach dauernder Feucht- oder Wasserlagerung kann man näherungsweise aus der Druckfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 [24] bestimmen:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{bis C50/60}$$

Für hochfesten Beton wird die zentrische Zugfestigkeit mit dieser Formel überschätzt. Daher erfolgte die Bestimmung nach DIN EN 1992-1-1 [24] wie folgt:

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{ck,cyl} + 8}{10}\right) \quad \text{ab C55/67}$$

Die Zugfestigkeit liegt danach nur bei etwa 4 bis 20 % der Druckfestigkeit.

$$f_{ctm} \approx \frac{1}{10} f_{ck}$$

genauer :

für zentrischen Zug

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \quad \text{bis C50/60}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10}\right) \quad \text{ab C55/67}$$

aus Spaltzug

$$f_{ctm} = 0,90 f_{ct,sp}$$

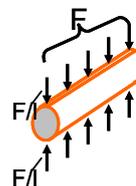
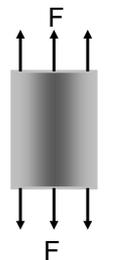


Bild 48: Zugfestigkeit des Betons

Für die Entwicklung der Zugfestigkeit mit dem Alter kann man bei normal erhärtendem Zement CEM I folgende auf die 28-Tage-Zugfestigkeit bezogenen Werte annehmen:

Tabelle 7: Entwicklung der Zugfestigkeit [8]

Betonalter	d	3	7	27	90	360
Zugfestigkeit auf 28 d bezogen	N/mm <sup>2</sup>	0,4	0,7	1,0	1,05	1,1

Die Zugfestigkeit fällt bei einer Dauertemperaturbeanspruchung wesentlich stärker ab als die Druckfestigkeit. Dies ist wahrscheinlich auf den stärkeren Einfluss von Gefügespannungen durch unterschiedliche Wärmedehnungskoeffizienten von Zementstein und Gesteinskörnung zurückzuführen. Derartige Gefügespannungen treten unter anderem durch Schwinden infolge Austrocknung auf. Sie sind von den Eigenspannungen infolge Feuchtigkeitsgefälle über den Querschnitt zu unterscheiden. Die Haftung zwischen Zementstein und Gesteinskorn wirkt sich auf  $f_{ctm}$  stärker als auf  $f_{ck}$  aus. Deshalb machen sich Kornform, Größtkorn und Oberflächenbeschaffenheit stark bemerkbar. Betone mit Gesteinskörnung aus gebrochenem Naturstein haben daher im Allgemeinen bei erhöhtem Mehlkornanteil eine bis zu mehr als 20

% höhere Zugfestigkeit als Kiessandbetone gleicher Zusammensetzung.

Die Zugabe von Fasern ergibt eine wesentliche Verbesserung der Zugfestigkeit. Durch Gefügespannungen und den größeren Einfluss der Haftzugfestigkeit und lokaler Fehlstellen streut die Zugfestigkeit stärker als die Druckfestigkeit.

### 3.14.2 Biegezugfestigkeit

Bei den auf Biegezug beanspruchten, unbewehrten bzw. schwach bewehrten Bauteilen, z. B. Betonfahrbahnplatten, Estrichen, Gehwegplatten, Bordsteinen, Betonwerksteinen u. a. ist die Biegezugfestigkeit maßgebend. Sie wird nach DIN EN 12390-5 [39] an Balken (i.d.R. 150 mm · 150 mm · 700 mm) mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten geprüft (Bild 47). Es ist auch möglich, Balken von 100 mm · 150 mm · 700 mm mit einer Einzellast in der Mitte zu prüfen (Bild 47).

Die Belastung mit einer Einzellast in der Balkenmitte ergibt rd. 10 % höhere Werte als mit Einzellasten in den Drittelpunkten, da bei der Einzellast nur an der Stelle des Maximalmomentes der Bruch auftreten kann, während bei zwei Einzellasten das Maximalmoment zwischen diesen Lasten konstant ist und der Balken in diesem Bereich dort bricht, wo örtlich die geringste Festigkeit vorhanden ist.

Die Balken werden bis zur Prüfung unter Wasser bei +15 °C bis +22 °C gelagert, um ein Feuchtigkeitsgefälle über den Querschnitt durch Austrocknung zu verhindern, durch das im Kern Druckspannungen, außen aber Zugspannungen entstehen würden. Wenn bei diesen Eigenspannungen eine Biegespannung aufgebracht würde und sich die Spannungen überlagern, würde durch die Schwindzugspannung in der Randfaser bereits ein Teil der aus äußerer Belastung aufbringbaren Zugspannungen vorweggenommen, sodass die gemessene Biegezugfestigkeit  $f_{ct}$  gegenüber der wirklichen Biegezugfestigkeit wassergelagerter Körper  $f'_{ct,fl}$

$$f'_{ct,fl} = f_{ct,fl} - \sigma_s$$

ist. Bei ausgetrockneten Balken würde eine Feuchtlagerung umgekehrt zu Quelldruckspannungen in der Randfaser und damit zu einer Erhöhung der Biegezugfestigkeit führen (Bild 49).

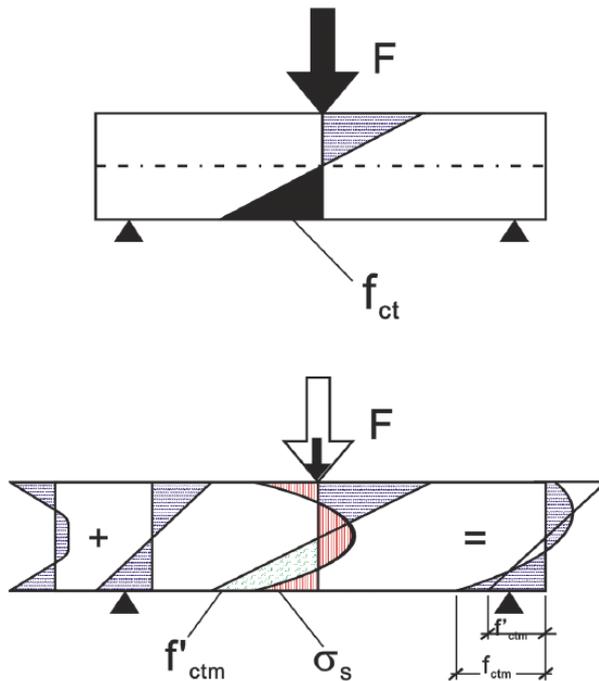


Bild 49: Prüfung der Biegezugfestigkeit, Einfluss des Schwindens [8]

Lässt man Balken nach einigen Tagen Wasserlagerung austrocknen und vergleicht die Biegezugfestigkeit mit derjenigen dauernd wassergelagerter Balken, so treten nach Bild 50 mehrere Phasen auf, deren zeitlicher Ablauf vom Querschnitt abhängt: zunächst sinkt die Festigkeit bei Luftlagerung durch die Schwindzugspannungen, dann steigt sie durch das Austrocknen und Schwinden des Kerns (Sekundärbindungen nehmen an Bedeutung zu), sogar über die Festigkeit bei Wasserlagerung, um dann durch das Schrumpfen infolge Carbonatisierung wieder abzufallen. Größe und Verlauf der Festigkeit hängen wesentlich vom Schwinden des Zements, Betonzusammensetzung, Zementsteinporenraum, E-Modul, Kriechen des Betons und der Austrocknungsgeschwindigkeit ab.

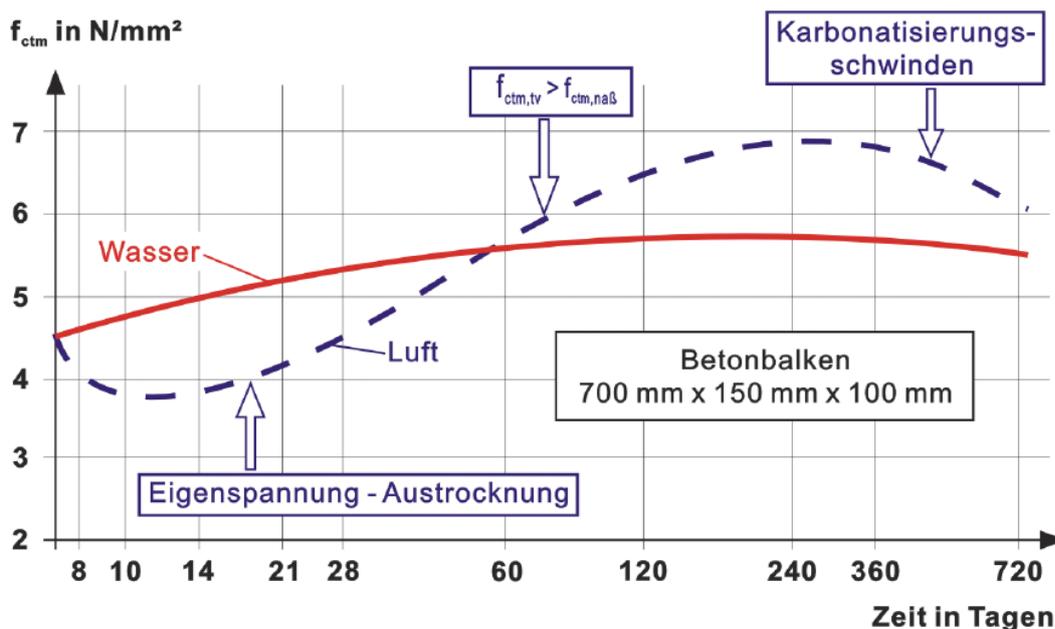


Bild 50: Biegezugfestigkeit nach Wasser- bzw. Luftlagerung ([1] nach [40])

Die nach DIN EN 12390-5 [39] geprüfte Biegezugfestigkeit ist deshalb meistens nicht unmittelbar mit der Biegezugfestigkeit des Bauwerkbetons vergleichbar. Durch die Schwindzugspannungen sind 20 bis 50 % Festigkeitsabfall möglich.

Die Biegezugfestigkeit ergibt sich bei Prüfung nach DIN EN 12390-5 [39] für zwei Einzellasten zu:

$$f_{ct,fl} = \frac{M}{W} = \frac{\max F \cdot l}{b \cdot d^2} \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$$

mit

- max F :       Höchstlast [N],  
 l :            Stützweite von 600 mm,  
 b, d :        mittlere Maße im Bruchquerschnitt [mm]

### 3.14.3 Spaltzugfestigkeit

Die Spaltzugprüfung (s. Bild 47) hat den Vorteil, dass normalerweise keine anderen Probekörper und Versuchseinrichtungen als bei der Druckfestigkeitsprüfung benötigt werden. Vielmehr werden hierbei vorwiegend Zylinder, aber auch Würfel, Prismen oder Balken durch Belastung auf zwei gegenüberliegenden Streifen einer Druckprüfmaschine bis zum Bruch geprüft. Als Lastverteilungstreifen sind in DIN EN 12390-6 [41] 10 mm breite und 5 mm dicke Streifen aus Hartfilz oder aus harten Holzfaserplatten vorgeschrieben.

Allerdings ist zu beachten, dass die an verschiedenen Probekörpern ermittelten Spaltzugfestigkeiten nicht gleich sind: der Zugriss geht nur beim Kreisquerschnitt mit Sicherheit vom Zugspannungsbereich in Kreismitte aus, und nur beim Kreisquerschnitt wird  $f_{ct,sp}$  durch unbeabsichtigte Änderung der Laststreifenbreite nicht beeinflusst. Da die Zugspannung nur auf einen Bereich von etwa 0,85 bis 0,90 d und in voller Höhe auf etwa 0,50 bis 0,70 d wirkt (Bild 47), ist die Bestimmung von Spaltzugfestigkeit weniger von äußeren Einflüssen wie Feuchtigkeits- und Temperaturänderung abhängig, als bei den beiden anderen Prüfverfahren. Die Streuung der Spaltzugfestigkeit ist daher geringer. Die übrigen Einflüsse wirken genauso wie bei der zentrischen Zugfestigkeit. Die Spaltzugfestigkeit kommt der Zugfestigkeit insgesamt näher als die Biegezugfestigkeit.

Für die Spaltzugfestigkeit gilt:

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d} \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$$

mit

- F :       Höchstlast [N],  
 L :       Länge der Kontaktlinie [mm]  
 d :       das angegebene Querschnittsmaß [mm].

### 3.15 Betondruckfestigkeit nach einer Dauertemperaturbeanspruchung (z. B. Feuer)

Durch hohe Temperaturen, z. B. infolge Brandeinwirkung, kann die Festigkeit des Betons durch Rissbildung infolge Temperaturspannungen u. U. erheblich absinken (Bild 51). Betone aus calcitischer Gesteinskörnung verhalten sich wegen vergleichbarer Temperaturdehnungskoeffizienten von Matrix und Korn günstiger als Beton aus silikatischer (z. B. Rheinkies) Gesteinskörnung.

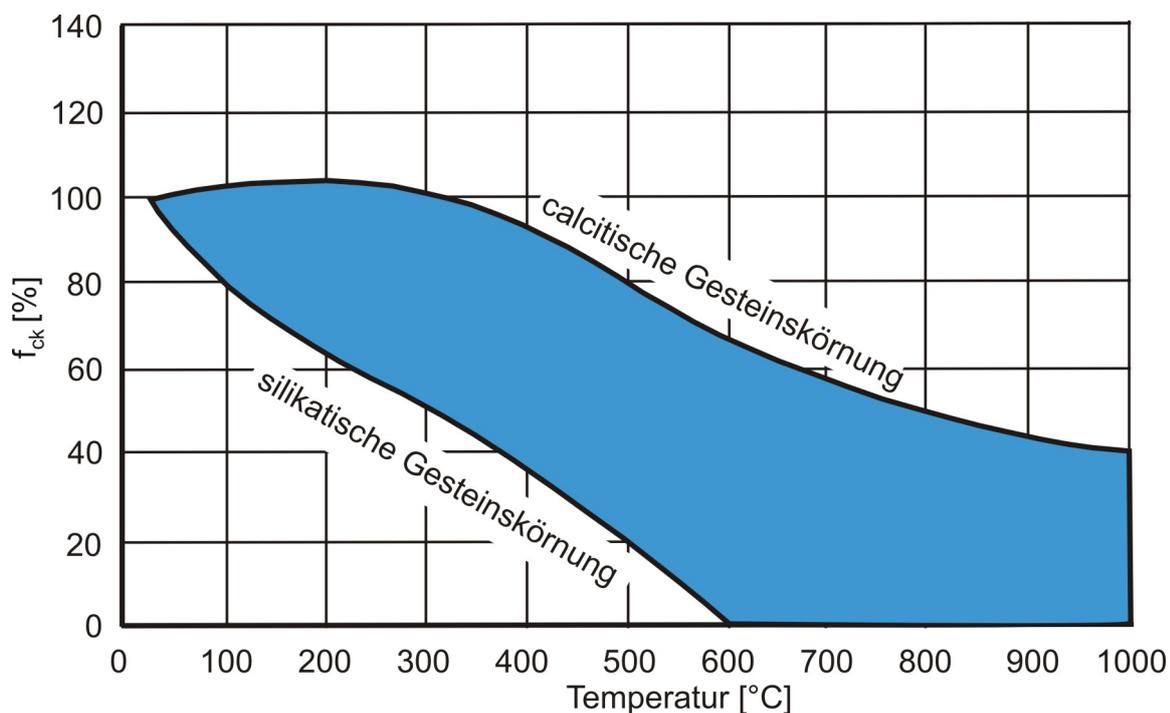


Bild 51: Temperatureinfluss auf die Betondruckfestigkeit (nach [8])

### 3.16 Festigkeit bei Teilflächenbelastung

Bei einer Teilflächenbelastung (Bild 52) ergeben sich wegen der umschnürenden Wirkung der unbelasteten Betonbauteile erhöhte Festigkeiten.

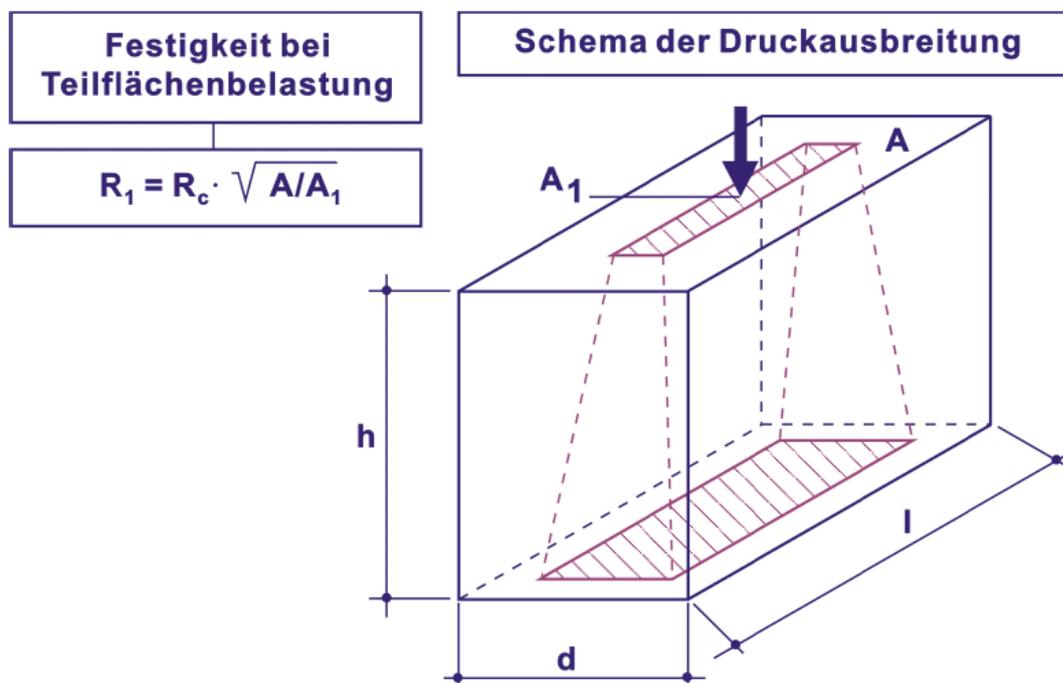


Bild 52: Teilflächenbelastung ([1] nach [8])

### 3.17 Dauerstandfestigkeit

Durch das Eigengewicht ist der Beton im Bauwerk immer Dauerlasten ausgesetzt, in Ausnahmefällen (z. B. in Silos und Lagerhäusern) durch Verkehrslasten sogar bis zur oberen Grenze der Gebrauchslast. Im Gegensatz zu normalem Stahl nimmt die Druckfestigkeit von

Beton mit zunehmender Belastungsdauer ab, was jedoch im frühen Alter durch die Nacherhärtung ausgeglichen wird.

Die Druckfestigkeit eines im Alter  $a$  belasteten Betons nach Tagen beträgt ([8] nach [42, 43])

$$f_{ck(a+t)} = f_{ck} \cdot c_t \cdot c_{(a+t)}$$

Dabei ist

$$c_{(a+t)} = \frac{f_{ck(a+t)}}{f_{ck28}}$$

das Verhältnis der Festigkeit im Alter  $(a+t)$  zu der im Alter von 28 Tagen.

$c_t$  ist der eigentliche Dauerstandeinfluss nach Bild 53, wobei von einer Zeit von 20 min für das Aufbringen der Belastung ausgegangen wird. Das Belastungsalter hat großen Einfluss (Bild 54).

Der Dauerstandeinfluss wird bei der Bemessung von Betonbauwerken mit

$$f_{ck(a+t)} = 0,85 f_{cm,28}$$

bei der Festlegung der Rechenfestigkeit berücksichtigt.

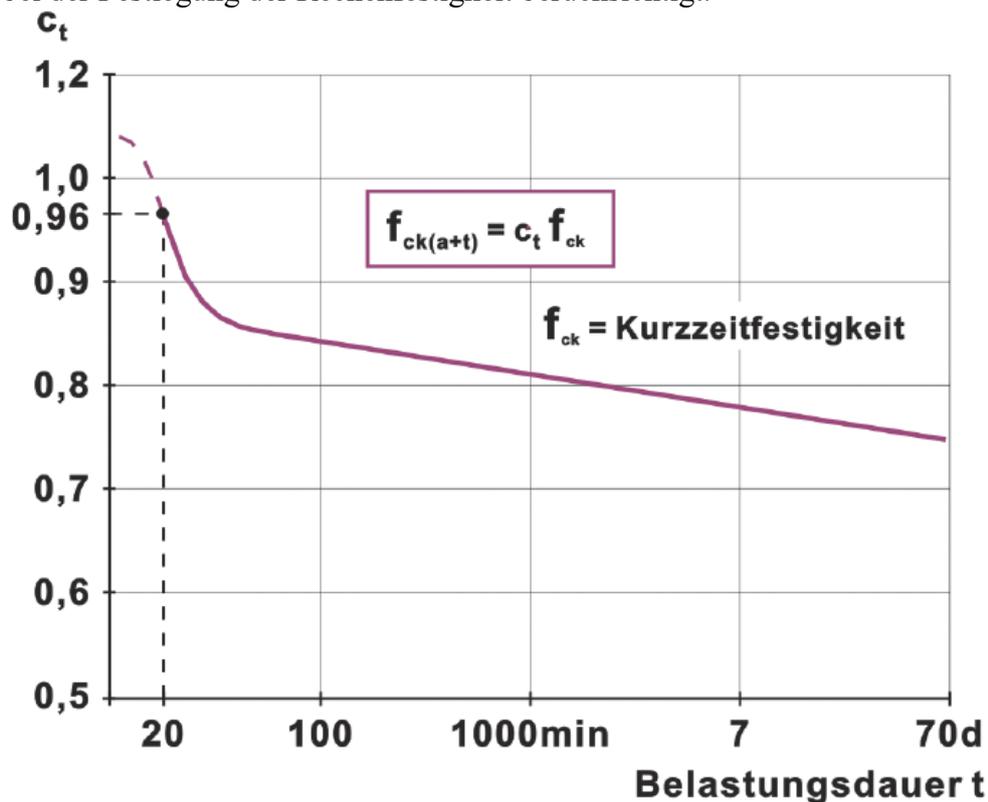


Bild 53: Beiwert  $c_t$  zur Berücksichtigung des Einflusses lang einwirkenden Lasten auf die Betondruckfestigkeit (Dauerstandeinfluss) [42, 43]

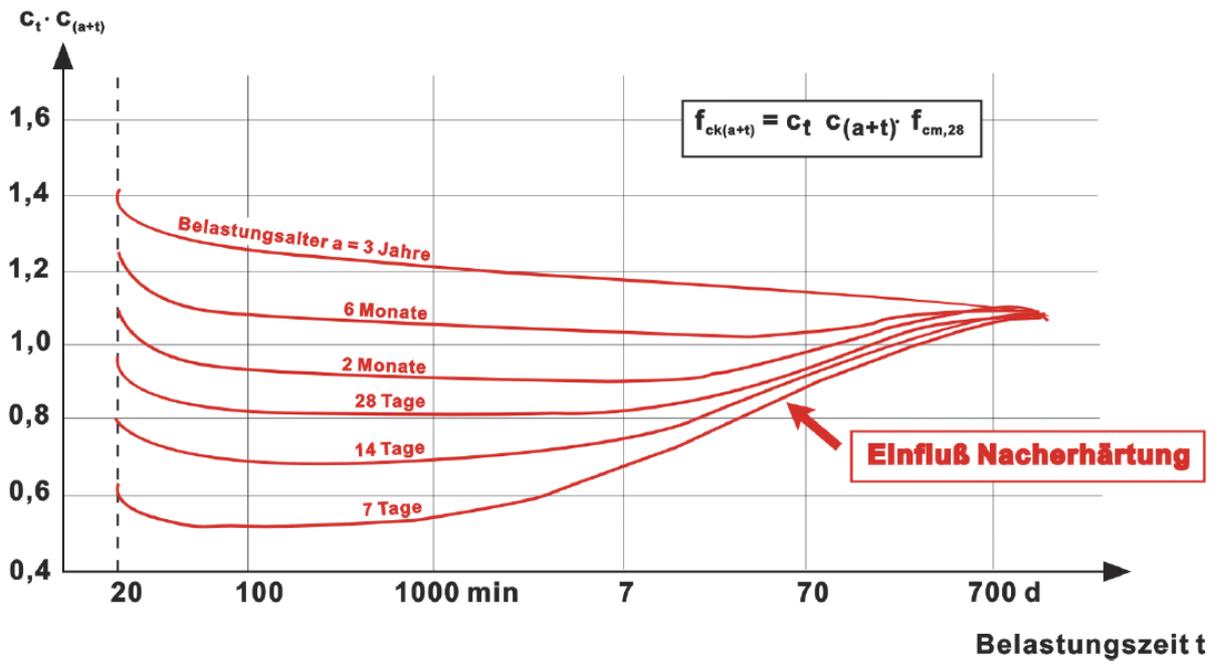


Bild 54: Einfluss des Belastungsalters [42, 43]

### 3.18 Mehraxiale Festigkeit

Wird Beton in mehreren Richtungen auf Druck beansprucht, wird die Querkzugbeanspruchung, die bei einachsigem Druck Bruch auslösend ist, überdrückt, wodurch die Festigkeit ansteigt (Bild 55). Entsprechend sinkt die Zugfestigkeit bei zweiachsigem Zug.

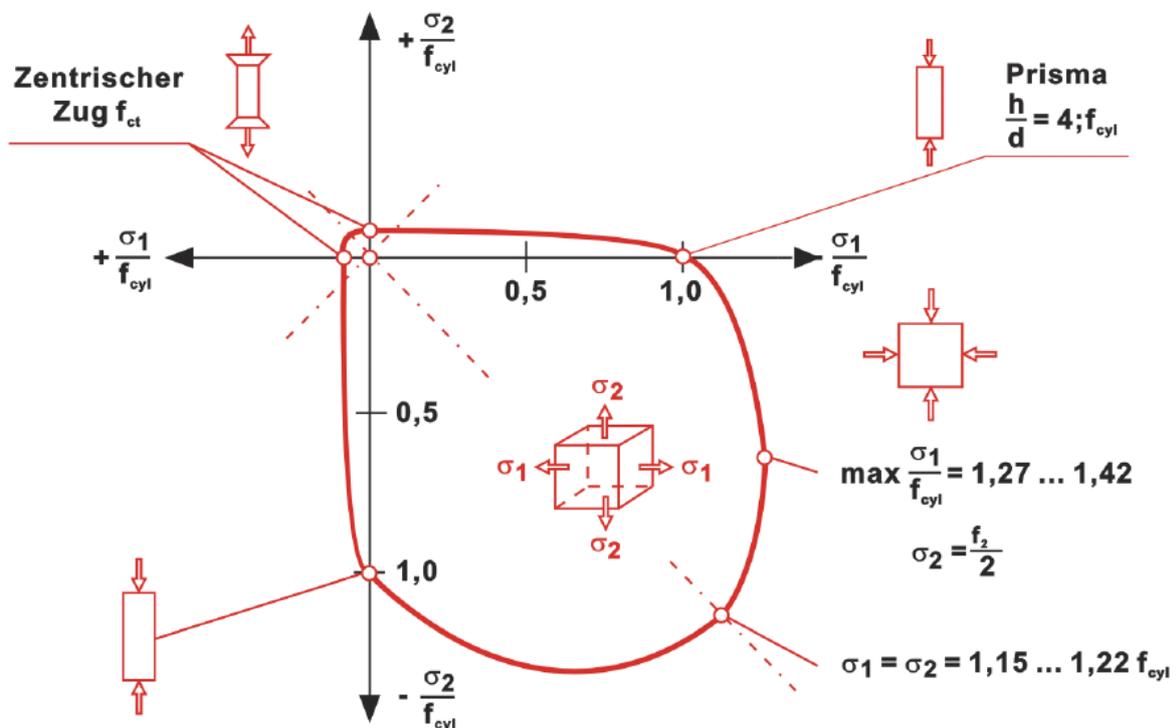


Bild 55: Zweiachsigale Betonfestigkeit [42-44]

### 3.19 Dauerschwingfestigkeit

Wie bei allen Baustoffen entsteht auch bei Beton ein Festigkeitsverlust durch oftmals wiederholte Schwellbelastung, der nach Gaede [45] in einem Smith-Diagramm Bild 56 46

dargestellt werden kann. Die Untersuchungen von Holzapfel an Zementstein lassen vermuten, dass das Dauerschwingverhalten des Betons primär durch das Verhalten seiner viskosen Phase bestimmt wird [46]. Dabei konnte das Dauerfestigkeitsverhalten verschiedener Zementarten mit unterschiedlichen Mahlfineiten und w/z-Werten in einem einzigen Dauerfestigkeitsschaubild dargestellt werden.

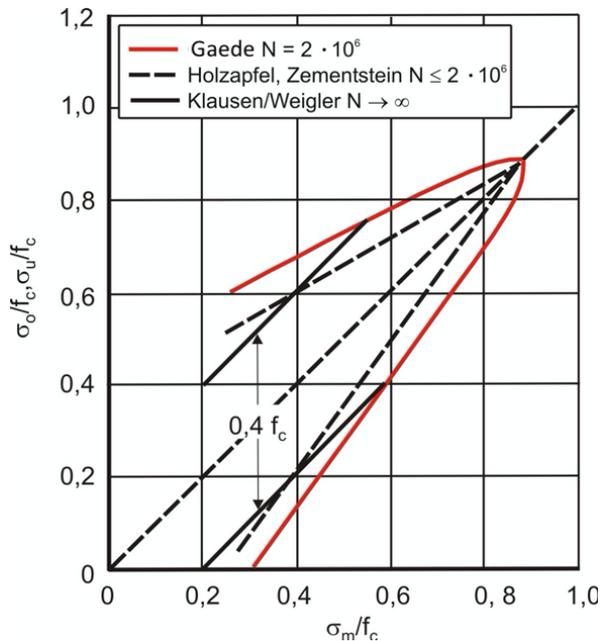


Bild 56: Dauerfestigkeitsschaubild für Zementstein, Normalbeton und Leichtbeton unter Druckschwellbeanspruchung ([8] nach [45-47])

Die Dauerschwingfestigkeit des Betons ist größer als die des Zementsteins. Diese ist von den anderen für die Festigkeit maßgebenden betontechnologischen Einflussgrößen weitgehend unabhängig. Nach Klausen und Weigler [45] wird sie erst nach etwa  $10^{10}$  Schwingspielen erreicht und beträgt dann nach Bild 56 nur etwa 40 % der Kurzzeitfestigkeiten. Der Dauerschwingeinfluss ist also wesentlich größer als der Dauerstandeinfluss. Er braucht aber nur bei Maschinenfundamenten, gewissen Brücken und Kranbahnen, hohen Türmen, Bauwerken im Meer und Ähnlichem berücksichtigt zu werden, da bei den meisten Betonbauwerken die Lastwechsel zu gering sind oder nicht häufig genug vorkommen.

# 4 Betonverformungen

## 4.1 Lastabhängige und lastunabhängige Verformungen – Grundlagen

Einteilung und Definition der Formänderungen (Bild 57) sind dem Skript "Allgemeine Grundlagen - Stoffkennwerte" zu entnehmen. Bild 58 und Bild 59 zeigen Modelle, die genutzt werden, um den Zusammenhang zwischen den Verformungen und strukturellen Effekten zu erklären.

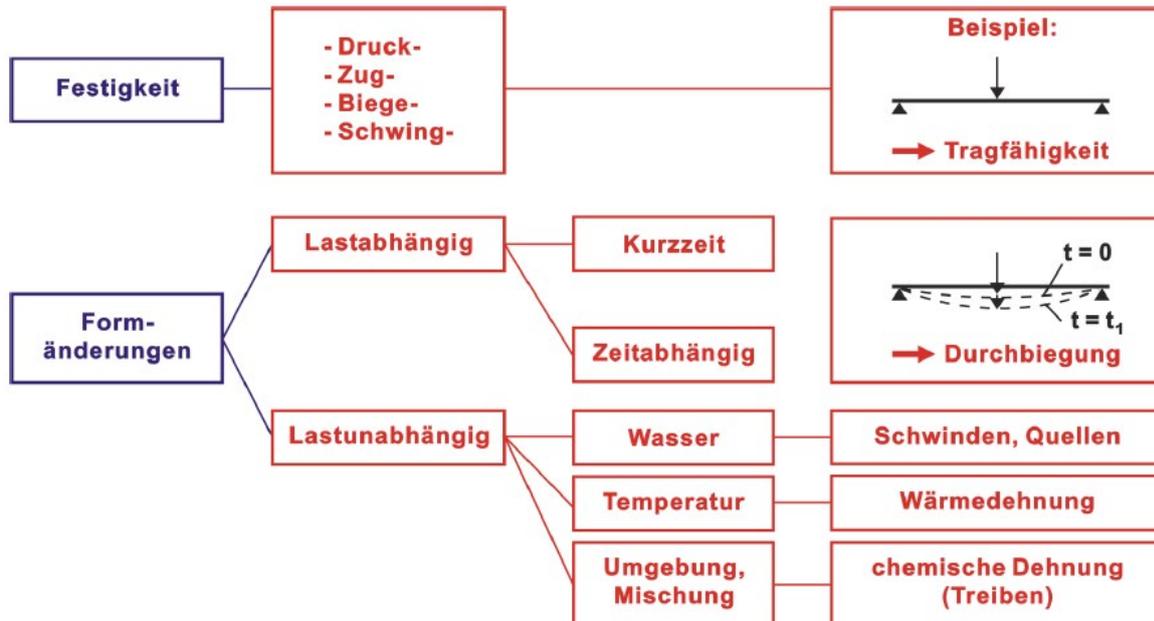


Bild 57: Wesentliche Grundeigenschaften tragender Baustoffe (Wiederholung) [1]

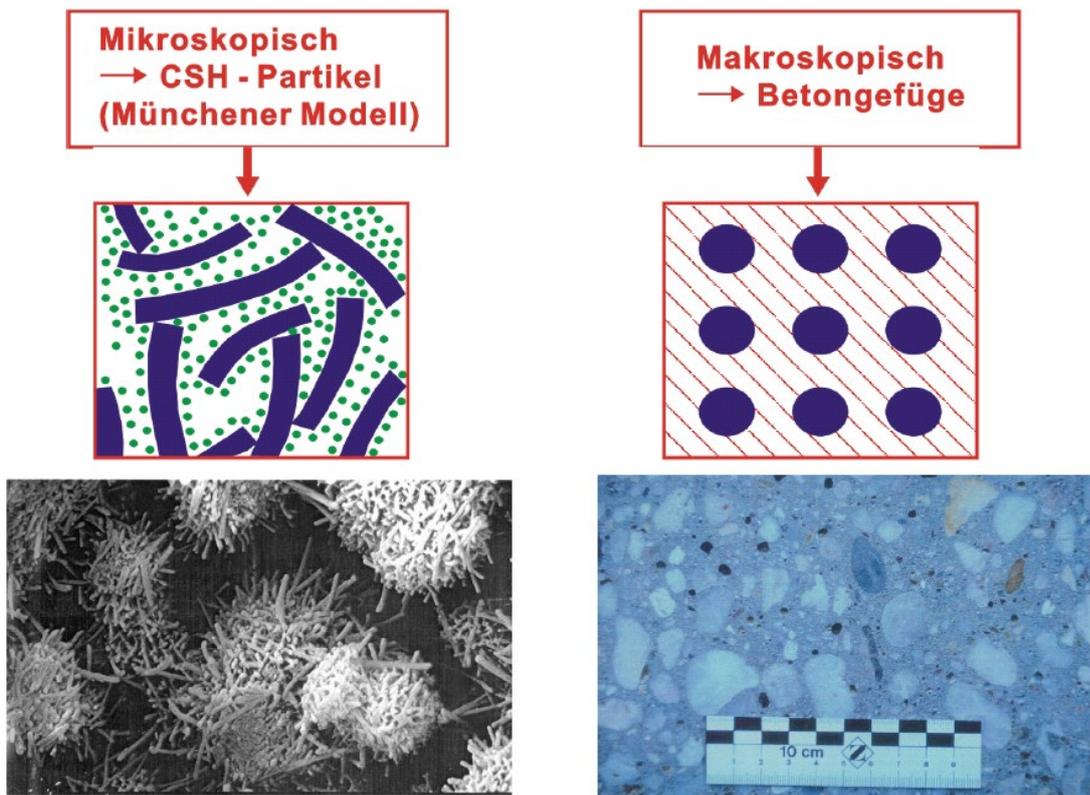


Bild 58: Verformungen - verwendete Modelle [1]

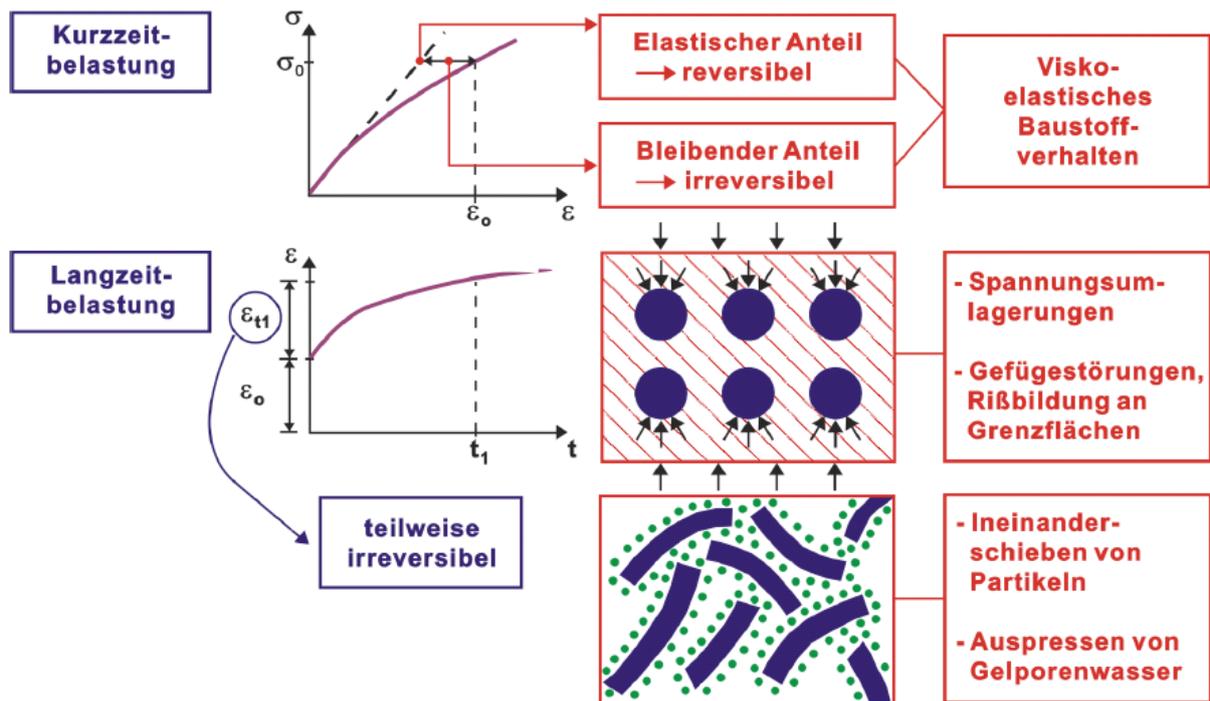


Bild 59: Lastabhängige Verformungen [41]

#### 4.2 Spannungs-Dehnungs-Linie

Zur Wiederholung ist die Spannungs-Dehnungs-Linie eines viskoelastischen Baustoffes (z. B. Beton) noch mal in Bild 60 dargestellt (vgl. Skript Stoffkennwerte).

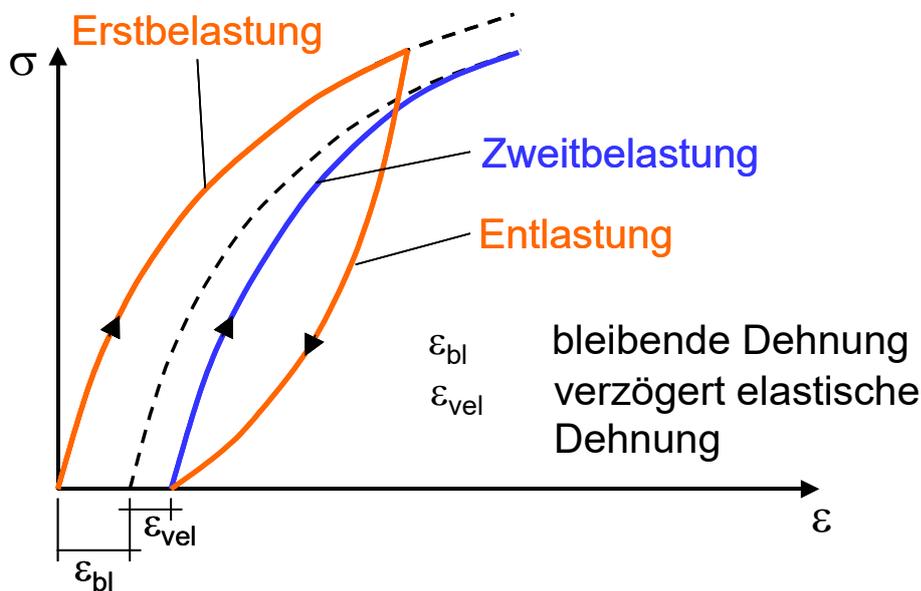


Bild 60: Spannung-Dehnung-Diagramm für viskoelastische Werkstoffe [1]

Bei den üblichen Prüfverfahren wird Beton mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit belastet. Die Spannungs-Dehnungs-Linien, die hier grundsätzlich bei Druckbeanspruchung betrachtet werden (das heißt, die Dehnung ist eine Stauchung), sind vom Ursprung ab gekrümmt und enden bei der Höchstspannung. Die Spannungsdehnungslinien sind abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit (vgl. Bild 61).

Belastet man Beton nicht mit konstanter Belastungs-, sondern konstanter Dehngeschwindigkeit, so hört die Spannungs-Dehnungs-Linie nicht im Scheitelpunkt auf, sondern hat noch einen abfallenden Ast, dessen Neigung nach Bild 62 von der Dehngeschwindigkeit abhängt [48]. Die Dehnung im Scheitel  $\epsilon_u$  und die Bruchdehnung  $\max \epsilon_u$  nehmen mit abnehmender Dehngeschwindigkeit (Verformungsgeschwindigkeit) zu (vgl. Bild 61).

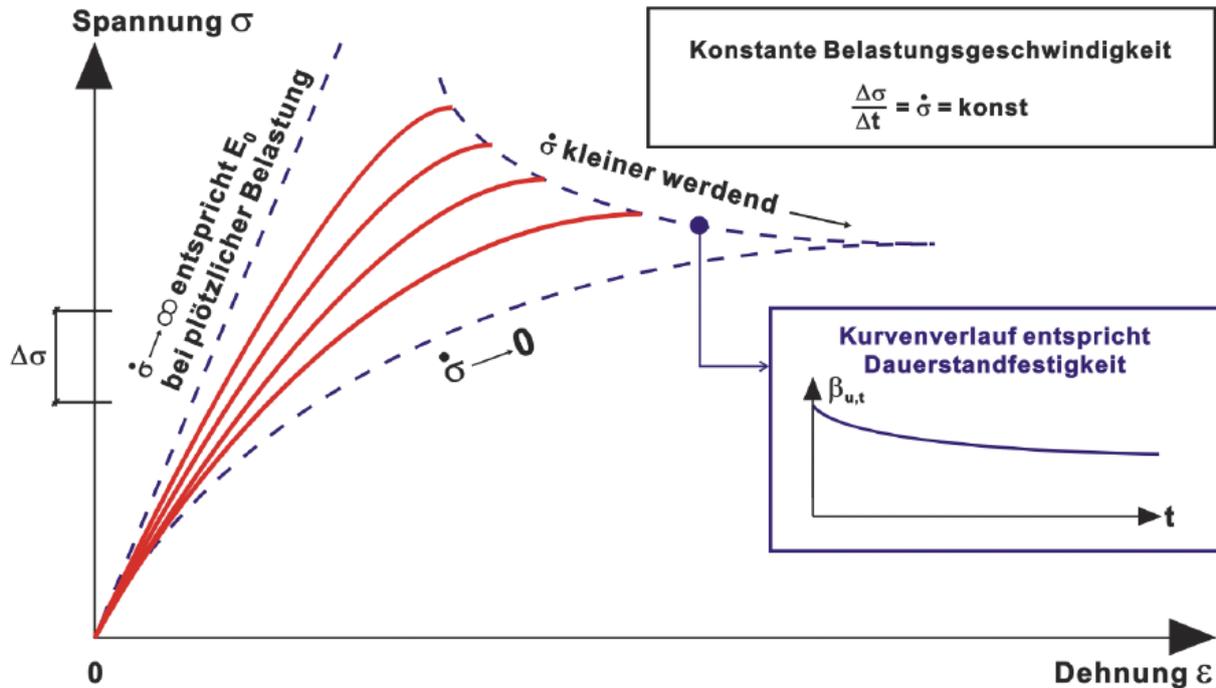


Bild 61: Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linien in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit [1]

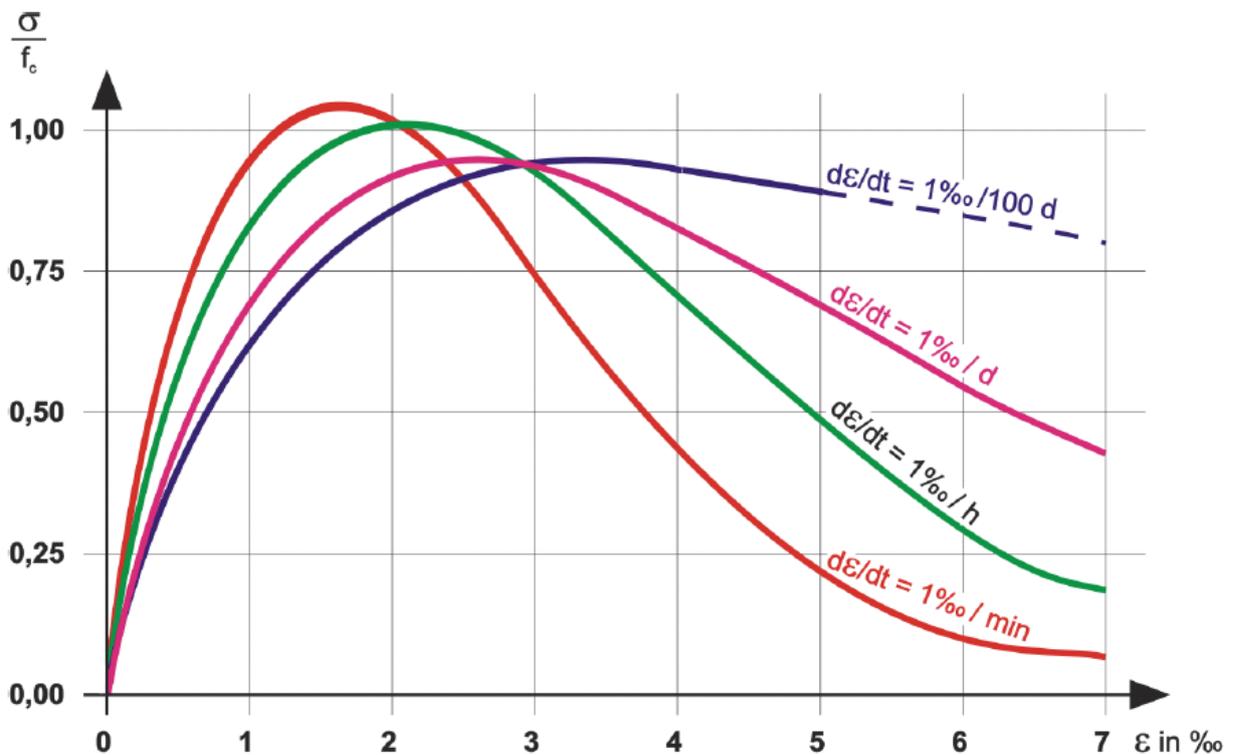


Bild 62: Spannungs-Dehnungs-Linien in Abhängigkeit von der Verformungsgeschwindigkeit [48]

Die Spannungs-Dehnungs-Linie von Zementstein ist weniger gekrümmt als diejenige von Beton. Die Krümmung der Zementsteinkurve beruht auf den zeitabhängigen Verformungen, der Unterschied zum Beton aber auf der Rissbildung infolge der Inhomogenität des Betons. Mit der Hydratation sind im Zementstein Volumenänderungen verbunden; es können Feuchte- und Wärmedehnungen auftreten, die im Zementstein anders sind als in der Gesteinskörnung. Dadurch können Zugspannungen im Zementstein und in der Verbundzone zur Gesteinskörnung entstehen, die bei örtlichen Spannungskonzentrationen zu Mikrorissen führen (vgl. Bild 63). Da die Haftzugfestigkeit zwischen Matrix und Gesteinskörnung kleiner ist als die Matrixzugfestigkeit, treten diese Risse ohne äußere Belastung nur in der Verbundzone auf.

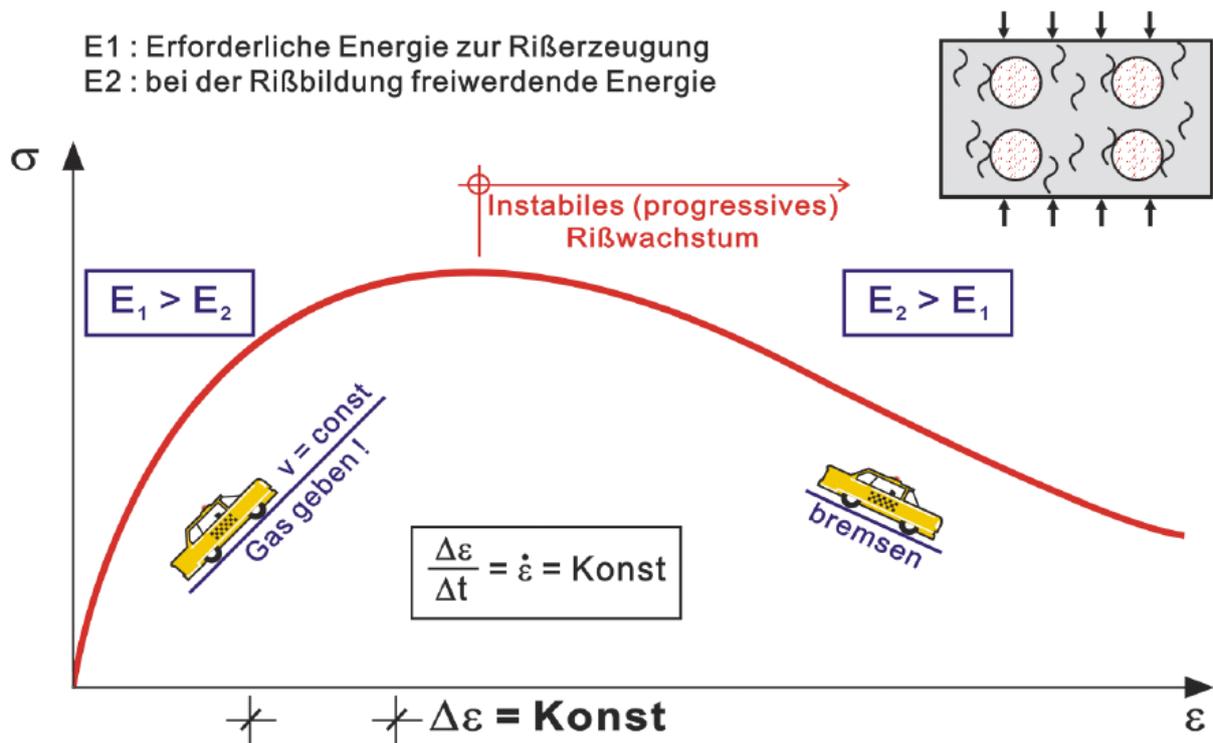


Bild 63: Spannungs-Dehnungs-Linien bei konstanter Verformungsgeschwindigkeit [1]

Bis etwa 30 % der Druckfestigkeit verändern sich die Mikrorisse kaum und nach Entlastung sind die bleibenden Formänderungen nur gering. Darüber hinaus bis zu etwa 70 bis 90 % der Festigkeit breiten sich die Risse aus und verbinden sich in der Verbundzone. Das Verhalten des Betons weicht dadurch immer mehr vom linear elastischen ab (Bild 64).

Ab der kritischen Spannung von 70 bis 90 % der Festigkeit, die etwa mit der Dauerstandfestigkeit übereinstimmt, wird das Gefüge instabil. Die Risse in der Verbundzone werden durch Risse im Zementstein verbunden. Das Volumen, das bisher durch die Längsstauchung kleiner wurde, wächst durch die größere Querdehnung wieder an. Bei konstanter Verformungsgeschwindigkeit wird die Steigung der Spannungs-Dehnungs-Linie gleich Null. Darüber hinaus ist die Energie, die bei der Rissbildung frei wird, größer als diejenige, die für die Rissbildung benötigt wird. Das Gefüge besteht nur noch aus einzelnen Matrix-Gesteinskörnungs-Säulen. Die Spannungs-Dehnungs-Linie fällt bis zur völligen Zerstörung ab.

Die ersten und meisten Mikrorisse entstehen an der Oberfläche der größten Gesteinskörner, weil hier die größten Spannungskonzentrationen auftreten. Daher ergeben größeres Größtkorn und gröbere Kornzusammensetzung bei sonst gleichen Voraussetzungen eine geringere Druckfestigkeit.

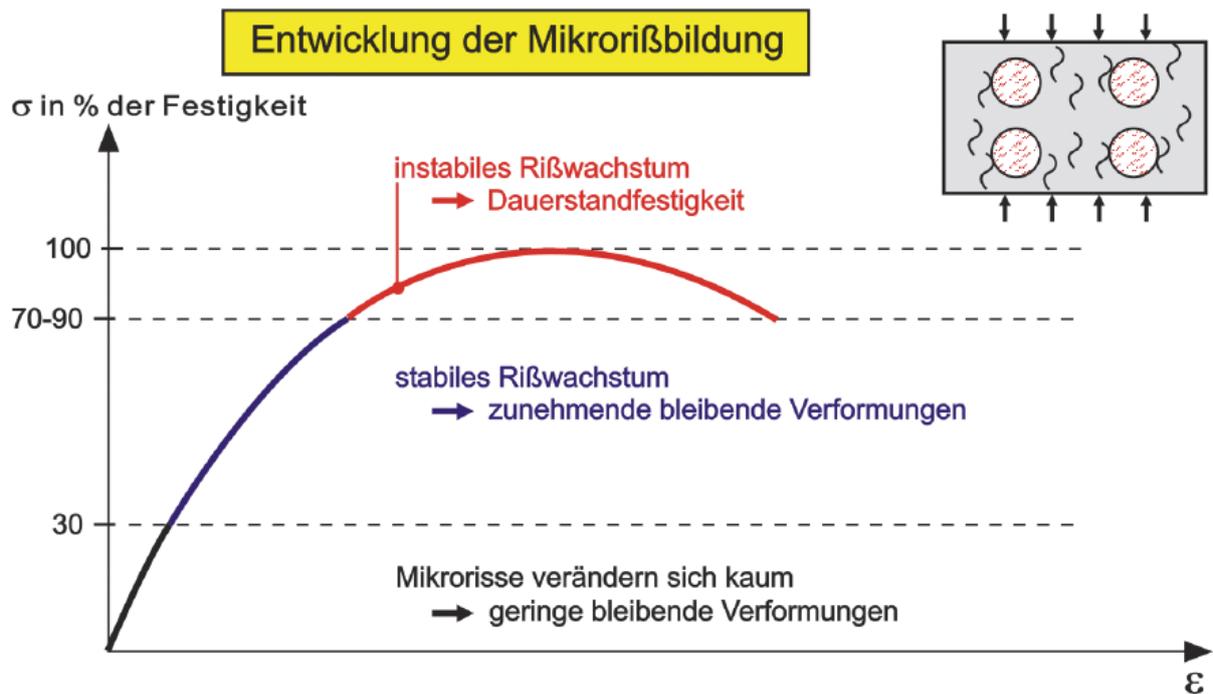


Bild 64: Spannungs-Dehnungs-Linien bei konstanter Verformungsgeschwindigkeit [1]

Die Fläche unter der Arbeitslinie gibt das **Arbeitsvermögen** des Betons an, d. h., wie viel Energie vom Beton bis zum Versagen aufgenommen werden kann. Damit ist auch die Fähigkeit ausgedrückt, erhöhte lokale Spannungen abzubauen oder umzulagern, ohne dass es zu einem Versagen im größeren Umfang kommt.

Da der abfallende Ast der Arbeitslinie mit zunehmender Festigkeit (Bild 65) steiler wird, wird die Bruchstauchung und damit auch die Bruchzähigkeit kleiner. Die Sicherheit gegen plötzliches Versagen durch örtliche Überbeanspruchung wird also mit steigender Festigkeit kleiner. Dies zeigt, dass neben der Festigkeit auch die Verformungsfähigkeit für das Tragverhalten eine bedeutsame Rolle spielen kann.

Da somit der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie von zahlreichen Parametern abhängt (z. B. Betonzusammensetzung, Druckfestigkeit, Alter, Hydratationsgrad, Belastungs- oder Verformungsgeschwindigkeit, Temperatur, Feuchtigkeit), gibt es keine Linie, die für alle Anwendungsfälle gilt (vgl. Bild 65 und Bild 66). Daher muss man für die Bemessung des Stahlbetons von mittleren Werten ausgehen. In DIN EN 1992-1-1 [24] wurde daher ein **Parabel-Rechteck-Diagramm** als **idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linie** (Bild 67) gewählt mit einer maximalen Betondehnung  $\max. \epsilon_u$  von 3,5 ‰ sowie einer Dehnung  $\epsilon_u$  von 2 ‰ und der Bemessungswert  $f_{cd}$  im Parabelscheitel. Es können auch andere idealisierte Spannungs-Dehnungslinien verwendet werden, sofern sie in der Druckzone gleichwertig sind, z. B. das im Spannbeton häufig eingesetzte **Dreieck-Rechteck-Diagramm** (Bild 67).

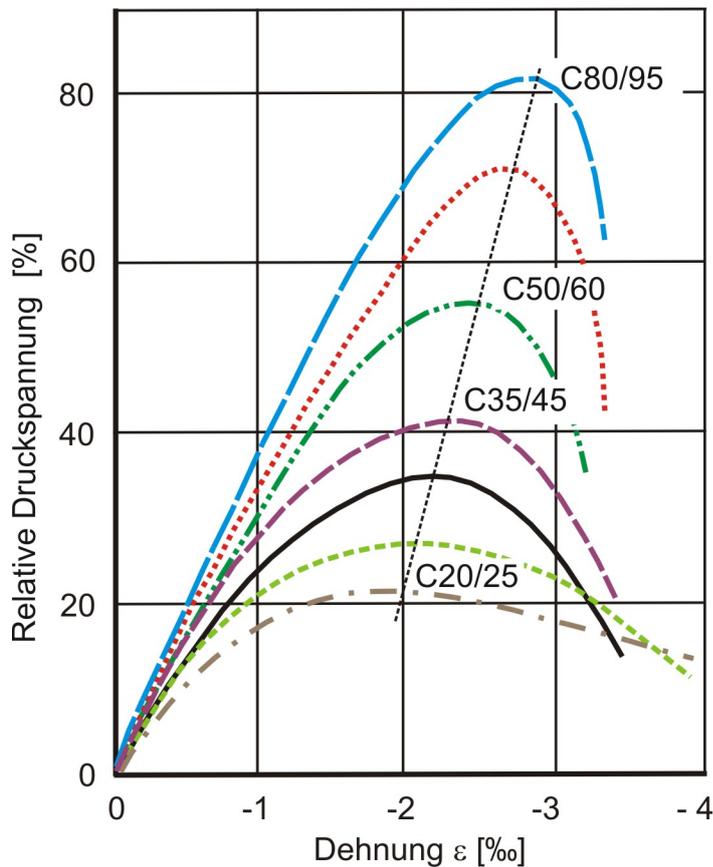


Bild 65: Spannungs-Dehnungs-Linien für verschiedene Druckfestigkeiten bei konstanter Verformungsgeschwindigkeit [1]

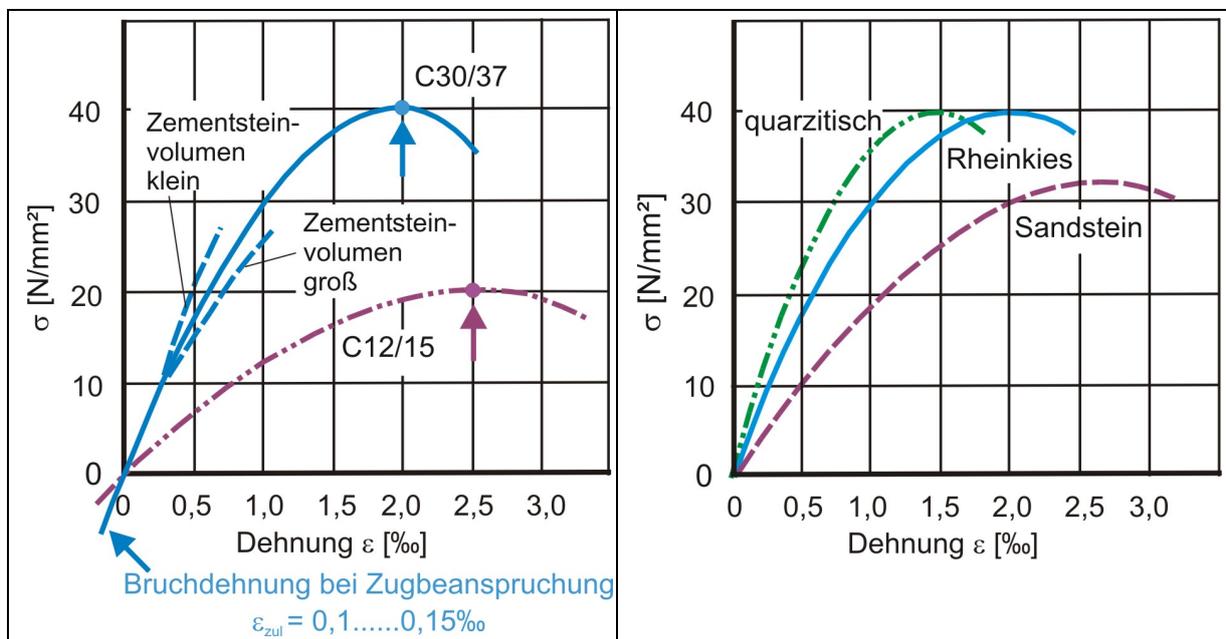


Bild 66: Einflüsse auf die Spannungs-Dehnungs-Linie (links: Festigkeit; rechts: Gesteinskörnung)

Der Bemessungswert der Druckfestigkeit  $f_{cd}$  ist kleiner als die am Zylinder ermittelte charakteristische Festigkeit, da der Zeiteinfluss der Dauerbeanspruchung beim Bauwerk berücksichtigt werden muss. Die im Kurzzeitversuch ermittelte charakteristische Festigkeit  $f_{ck}$ ,

wird um 15 % abgemindert. Für die Bemessung wird der Bemessungswert durch einen Teilsicherheitswert  $\gamma$ , abgemindert. Dieser beträgt für Normalbeton bis C50/60,  $\gamma_c = 1,5$ . Für hochfesten Beton wird der Sicherheitsbeiwert  $\gamma_c$  mit zunehmender Festigkeit um bis zu 10 % erhöht, C100/115,  $\gamma_c = 1,67$ ).

Für rasche Belastung mit konstanter Dehngeschwindigkeit kann man die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linien aus Bild 62 bezogen auf die Zylinderdruckfestigkeit in Bild 67 zusammenfassen. Bild 68 zeigt, wie die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linien in die Biegebemessung eingehen.

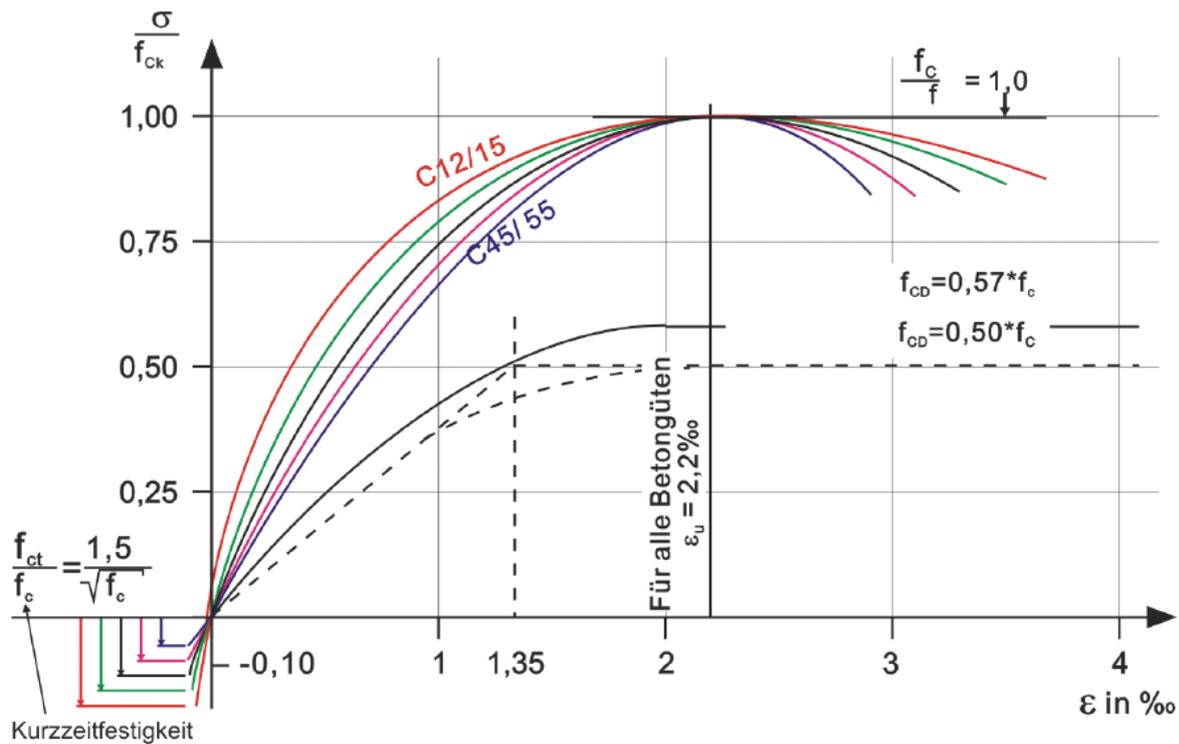


Bild 67: Charakteristische relative Spannung-Dehnung-Linien ([1] nach[49])

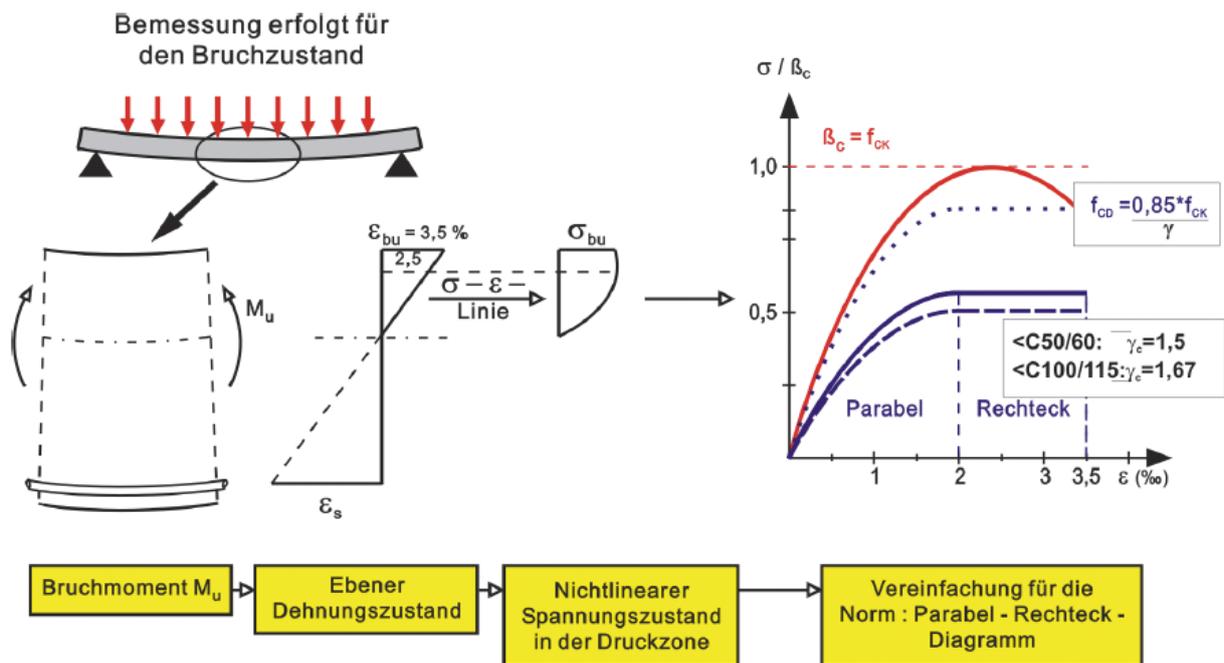


Bild 68: Spannungs-Dehnungs-Linien für die Bemessung von Stahlbeton

Bei hohen Temperaturen wird die Druckfestigkeit geringer. Gleichzeitig nimmt die Verformungsfähigkeit zu, das heißt, die Dehnung im Scheitel der Spannungs-Dehnungs-Linie und die Bruchdehnung wird größer. Die Kurven werden nach Bild 69 flacher und lang gestreckter. Bei +650 °C ist  $\epsilon_u$  etwa 3- bis 4mal so groß wie bei +20 °C.

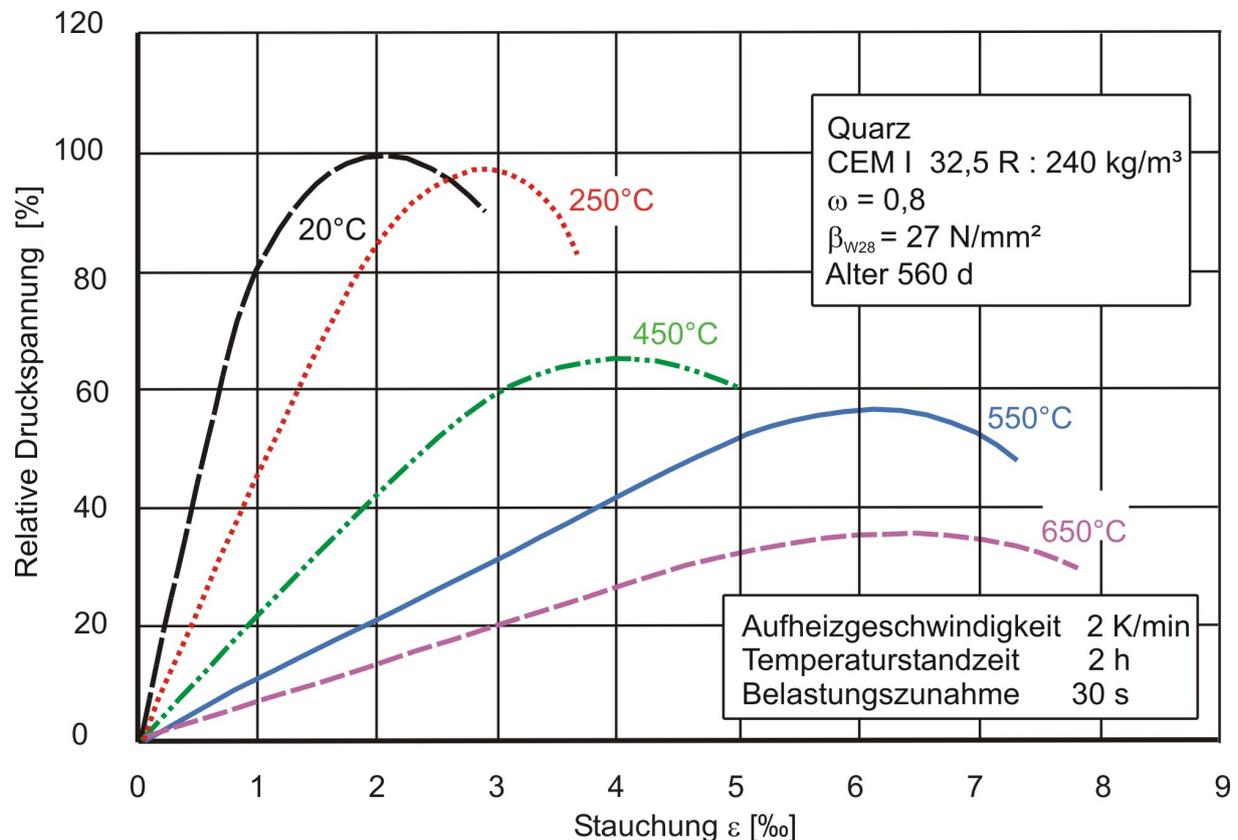


Bild 69: Spannungs-Dehnungs-Linien bei hohen Temperaturen [50]

### 4.3 Elastizitätsmodul

Der E-Modul des Betons wird im Stahlbetonbau zur Berechnung der Bauwerkverformung, vor allem jedoch im Spannbetonbau zur Berechnung der notwendigen Vorspannkräfte benötigt, die sich aus der entsprechenden Stahldehnung zuzüglich der Betonverformungen ergeben, das heißt, der elastischen Verformung, des Kriechens und des Schwindens. Da die Kriechwerte über das Verhältnis der Kriechverformung zur elastischen Verformung  $\Phi = \epsilon_k / \epsilon_{el}$  berechnet werden, ist der E-Modul nicht nur für die Berechnung der elastischen Verformung, sondern auch für die der Kriechverformung maßgebend (vgl. Kapitel 4.6).

Die Möglichkeit der Beeinflussung des E-Moduls ist besonders wichtig, denn bei Konstruktionsbeton soll der E-Modul möglichst hoch sein, da eine hohe Festigkeit bei kleinen Verformungen angestrebt wird, während er bei Betonstraßen und Massenbeton möglichst klein sein soll, um hohe Spannungen durch das Behindern von Dehnungen zu vermeiden. Bei Straßenbeton kommt es mehr auf die Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  und damit auf den Zug-E-Modul als auf die Betondruckfestigkeit  $f_c$  bzw. den Druck-E-Modul an.

Einen geringen Beton-E-Modul bei relativ hoher Betonzugfestigkeit kann man erreichen durch Gesteinskörnung mit niedrigem E-Modul, durch bituminierte Zemente, durch Zusatz von Bitumen, Polyvinylacetat- bzw. Polyvinylpropionatemulsionen, durch teerpräpariertes Sägemehl sowie bituminierten und dann mit Gesteinsmehl gepuderten Splitt.

### 4.3.1 Einflüsse aus der Betonzusammensetzung

Bei gleicher Druckfestigkeit ist der E-Modul von der Betonzusammensetzung, vor allem vom E-Modul der Matrix  $E_m$  und der Gesteinskörnung  $E_g$  und vom Zementsteingehalt  $V_m$  abhängig.

Der E-Modul des Zementsteins  $E_{m28}$  liegt zwischen 6000 und 30000 N/mm<sup>2</sup> und ist vor allem vom w/z-Wert, das heißt, vom Zementsteinporenraum abhängig. Darüber hinaus wird  $E_{m28}$  durch die Hydratationsgeschwindigkeit beeinflusst: Bei Zementen mit schneller Anfangserhärtung ist dieser E-Modul offenbar etwas höher als bei solchen mit langsamer Anfangserhärtung.

Der E-Modul der Gesteinskörnung  $E_g$  variiert schon für normale Gesteinskörnung, erst recht aber für leichte Gesteinskörnung in weiten Grenzen. Im Allgemeinen übertrifft der E-Modul der Gesteinskörnung den des Zementsteines um ein Vielfaches. Für Rheinmaterial beträgt der E-Modul etwa 40000 N/mm<sup>2</sup>. Mit steigendem Korn-E-Modul des Gesteinkorns nimmt der E-Modul des Betons zu.

Bemerkenswert ist, dass die E-Moduln bei Betonen mit anderen Gesteinskörnungen bei gleicher Druckfestigkeit bis zu 75 % größer bzw. bis zu 50 % kleiner sein können als die Werte in der Norm (vgl. Tabelle 8).

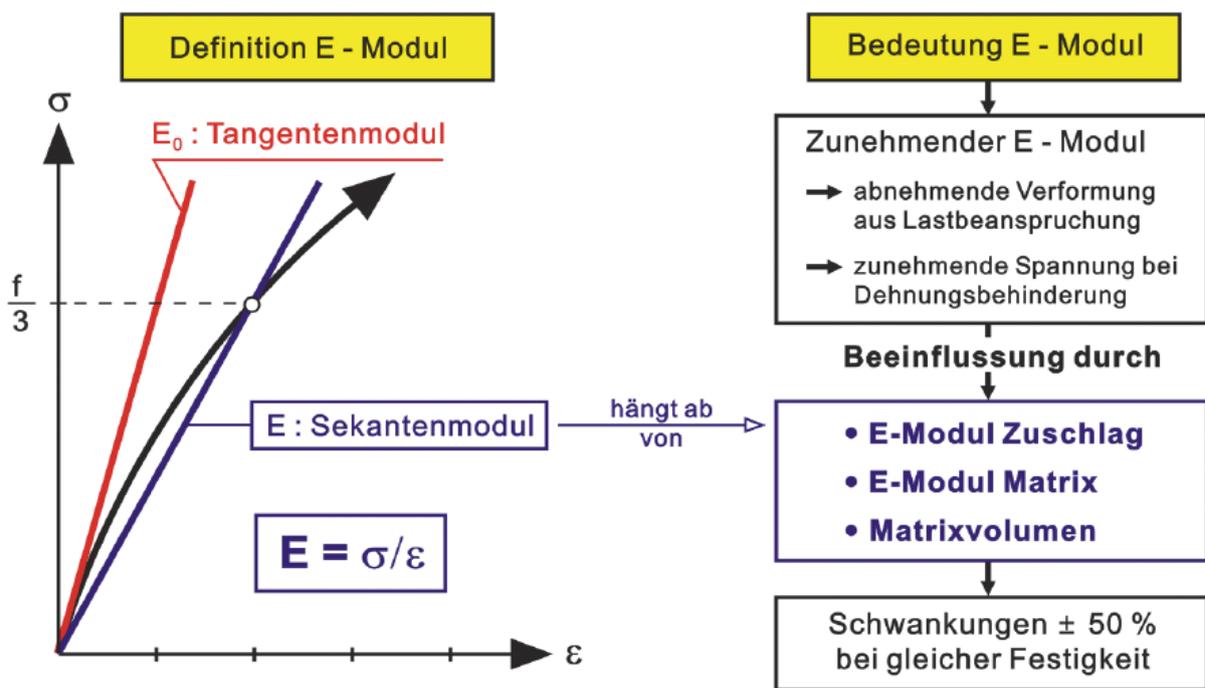


Bild 70: Elastizitätsmodul von Beton [1]

Wenn kein genauer Nachweis erforderlich ist, kann nach DIN EN 1992-1-1 [24] der Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse nach folgender Gleichung bestimmt werden:

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3} \text{ in GPa.}$$

Daraus folgend ergeben sich für die jeweiligen Festigkeitsklassen die E-Modulwerte in Tabelle 8.

Wegen der nicht berücksichtigten Einflüsse können die wirklichen E-Modulwerte gegenüber den rechnerischen um ±50 % abweichen [51]. So sollten beim Einsatz von Körnungen aus Kalk- oder Sandstein die Werte um 10 % bzw. 30 % reduziert und beim Einsatz von Basalt als

Körnung um 20 % erhöht werden. Deshalb ist es überall dort erforderlich, den Elastizitätsmodul zu bestimmen, wo das Tragwerk empfindlich auf entsprechende Abweichungen reagiert [24]. So wird gezielt der Elastizitätsmodul für die verwendete Betonzusammensetzung durch Versuche nach DIN EN 12390-13 [52] bestimmt. Die so gewonnenen Werte können für das eigene Bauvorhaben bei der Verformungsberechnung eingesetzt werden.

Tabelle 8: Rechenwerte für den E-Modul nach DIN EN 1992-1-1 [24]

	Festigkeitsklassen													
$f_{ck,cyl}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$E_{cm}$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44

Bei Bauteilen, bei denen die lastabhängigen Verformungen zur Bemessung von Bedeutung sind, ist der E-Modul unbedingt in einer Erstprüfung zu bestimmen.

Auch der Einfluss des Zementstein- bzw. Korngehaltes ist so groß, dass im Bereich der Baustellenbetone der E-Modul vom zementsteinreichen zum zementsteinarmen Beton bei gleichem w/z-Wert und damit gleicher Druckfestigkeit beinahe auf das Doppelte wachsen kann.

Für diese Zusammenhänge kann folgende Gleichung angegeben werden, die für den statischen E-Modul von wassergesättigtem Beton im Alter von 28 d gilt [53]:

$$\text{stat } E_{b28} = a \cdot \text{stat } E_m = a \cdot b \cdot 12500 \text{ N/mm}^2$$

mit

- a: Beiwert für den E-Modul der Gesteinskörnung und für den Zementstein- bzw. Gesteinskörnungsanteil (Bild 71)
- b: Beiwert für Zementsteinporenraum bzw. -dichtigkeit oder für w/z-Wert und Zementart (Bild 71)

Bei lufttrockenem Beton muss man mit kleineren Werten für stat  $E_m$  rechnen.

Der E-Modul wird entsprechend dem Erhärtungsverlauf mit dem Alter größer. Seine zeitliche Entwicklung verläuft allerdings rascher als bei der Druckfestigkeit.

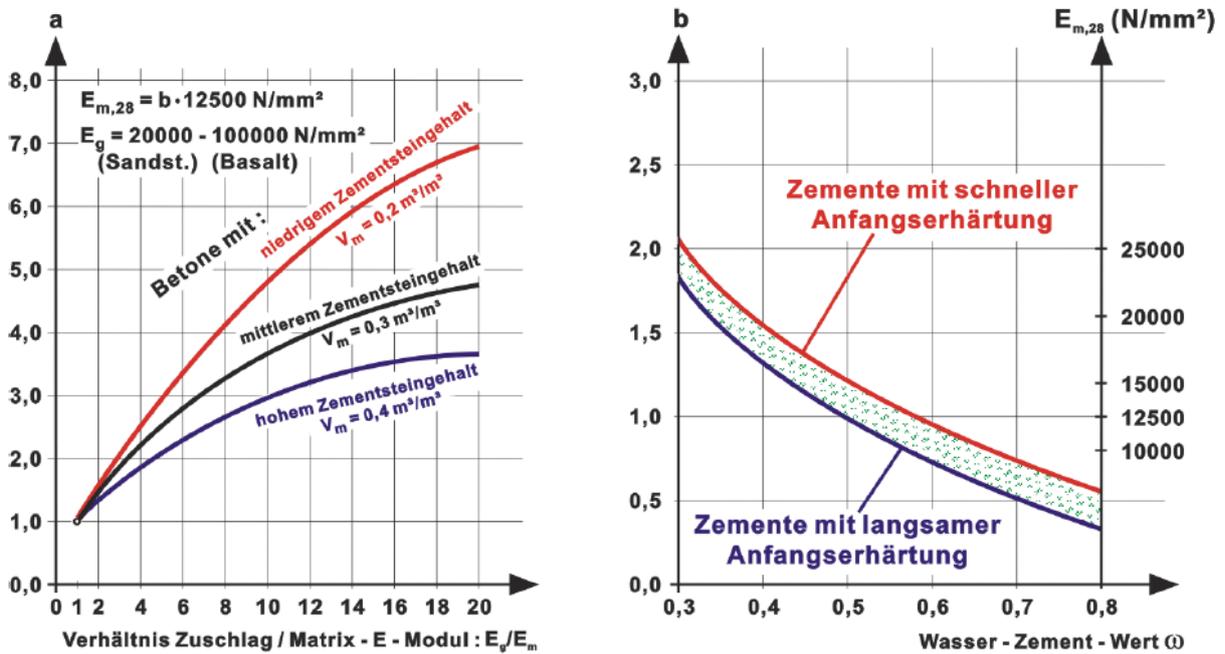


Bild 71: Abschätzung des E – Moduls von Mörtel und Beton [53]

fck,cyl	12	20	30	35	45	70	90
fck,cube	15	25	37	45	55	85	105
Ecm [kN/mm <sup>2</sup> ]	27	30	33	34	38	41	44

mögliche Abweichungen +75 %  
-50 %

Ermittlung E - Modul sinnvoll bzw. erforderlich

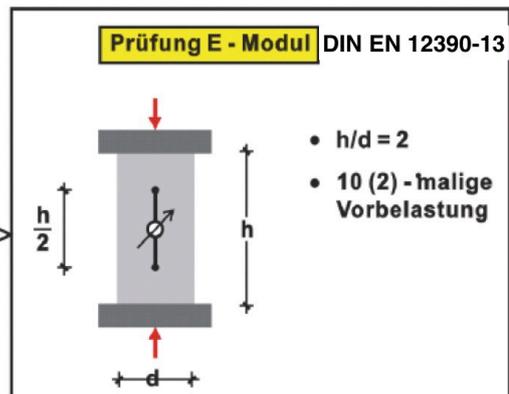


Bild 72: E-Modul von Beton (nach [1])

Der E-Modul bei Zugbeanspruchung kann dem E-Modul bei Druckbeanspruchung gleichgesetzt werden.

Bei wärmebehandeltem Beton muss man damit rechnen, dass der E-Modul gegenüber normal erhärtetem Beton gleicher Festigkeit um etwa 20 % kleiner ist.

Bei höheren Temperaturen fällt der E-Modul des Betons im Gegensatz zur Druckfestigkeit vom Anfang der Erwärmung an stark ab, was zu großen Verformungen bei Bränden führt. Die Abnahme kann bei +200 °C bereits 50 % und bei +600 °C über 80 % betragen [54].

Bei sehr niedrigen Temperaturen (unter  $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) steigt der E-Modul von feuchtem Beton bis zu 50 % an. Der E-Modul von trockenem Beton bleibt bei diesen Temperaturen etwa konstant [8].

### 4.3.2 Definition und Prüfung:

Der E-Modul des Betons ist als Sekantenmodul für die Prüfspannung  $\sigma = 1/3 f_c$  definiert und wird aus der zugehörigen Dehnung nach DIN EN 12390-13 [52] bestimmt. Um dabei die bleibende, viskose und verzögert elastische Verformung, deren Unterschiede zwischen den ersten Lastwechseln besonders groß sind, möglichst gering zu halten, wird der Probekörper zunächst 2mal be- und entlastet. Der Elastizitätsmodul wird aus der Steigung des dritten Belastungsastes bestimmt (Bild 73), sofern die dabei gemessene Druckfestigkeit  $f_c$  um nicht mehr als 20 % von der vorausgesetzten abweicht. Trotzdem sind die so bestimmten Verformungen nicht rein elastisch, sondern enthalten in jedem Falle einen unbekanntem Anteil viskoser und verzögert elastischer Verformung, der, je nach Betonzusammensetzung, verschieden groß ist (vgl. Bild 71).

Weitere Prüfeinflüsse sind die Messlänge und das umgebende Klima.

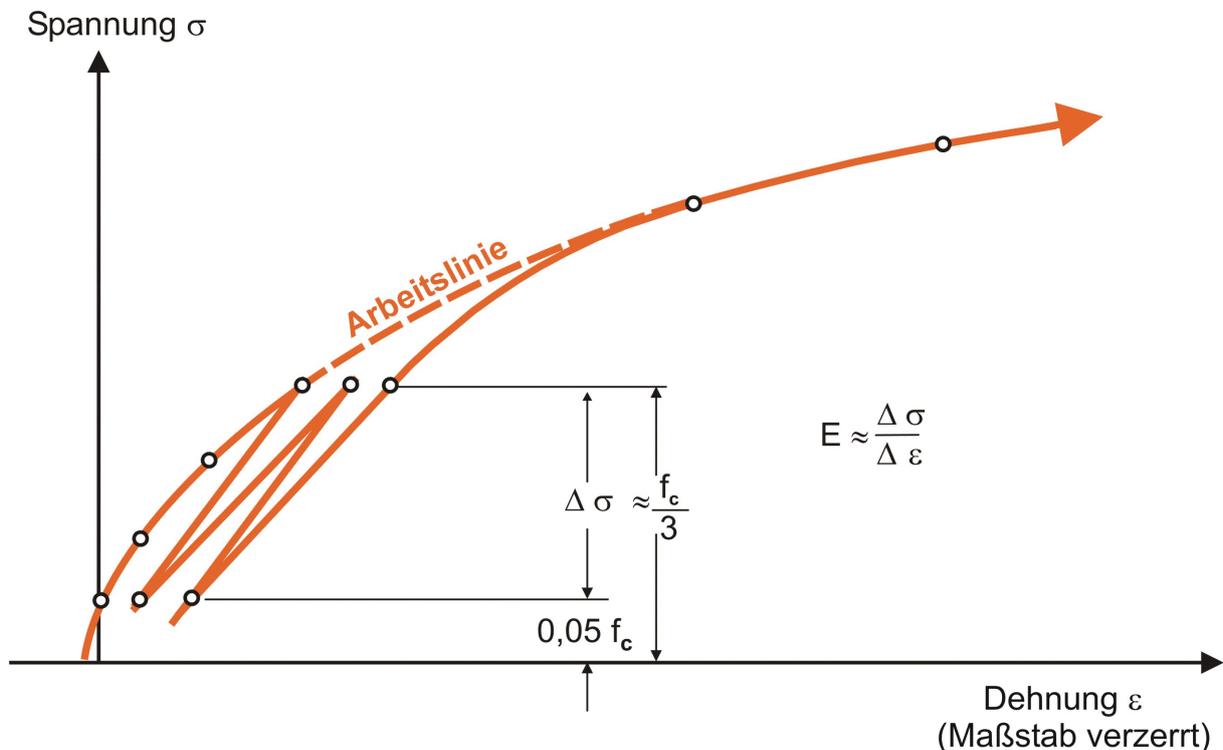


Bild 73: Ablauf der Prüfung des E – Moduls nach DIN 1048-5 [55]

### 4.4 Querdehnung von Beton

Die Querdehnungszahl des Betons ist von den Querdehnungszahlen des Zementsteins  $\mu_m$  und der Gesteinskörnung  $\mu_g$  sowie dem Volumenanteil beider Komponenten abhängig (Bild 74). Nach DIN EN 1992-1-1 [24] ist bei wesentlichem Einfluss der Querdehnung mit  $\mu_b = 0,2$  zu rechnen. Eine behinderte Querdehnung führt zu einer Festigkeitssteigerung.

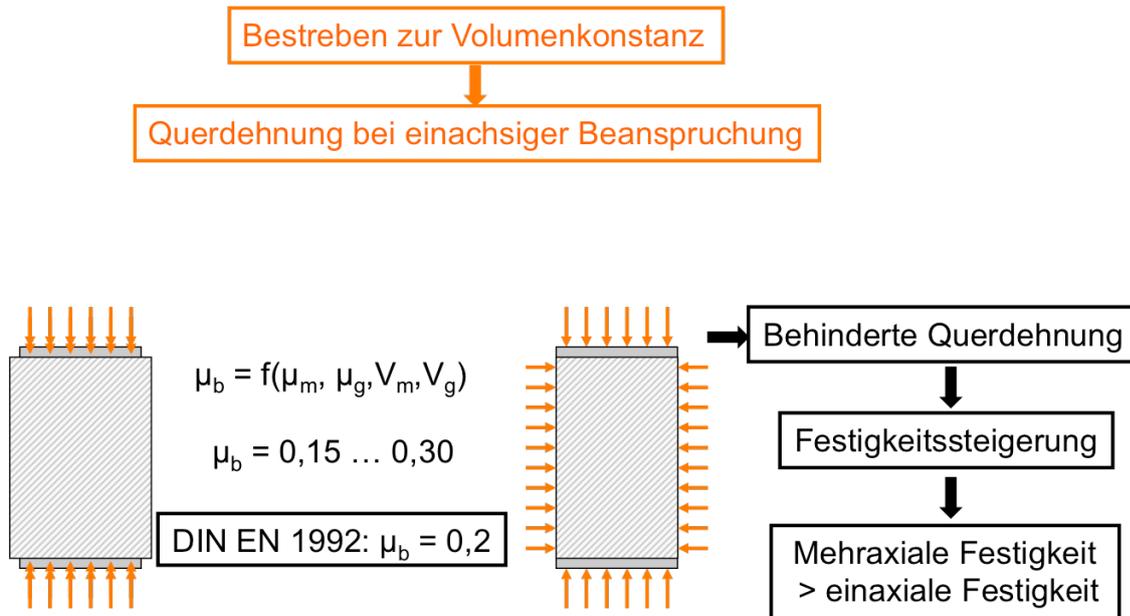


Bild 74: Querdehnzahl von Beton [1]

#### 4.5 Grundlagen zur Volumenänderung durch Schwinden und Kriechen

Das Kriechen von Zementstein ist ein äußerst komplexer Vorgang (Bild 75), bei dem Ursache und Einflüsse noch immer nicht ganz geklärt sind. Es entsteht wahrscheinlich einmal durch die Lageveränderung von festen Teilchen aus ihrer Ruhestellung, zum anderen vor allem aber durch die Verdrängung des Wassers zwischen den Gelpartikeln.

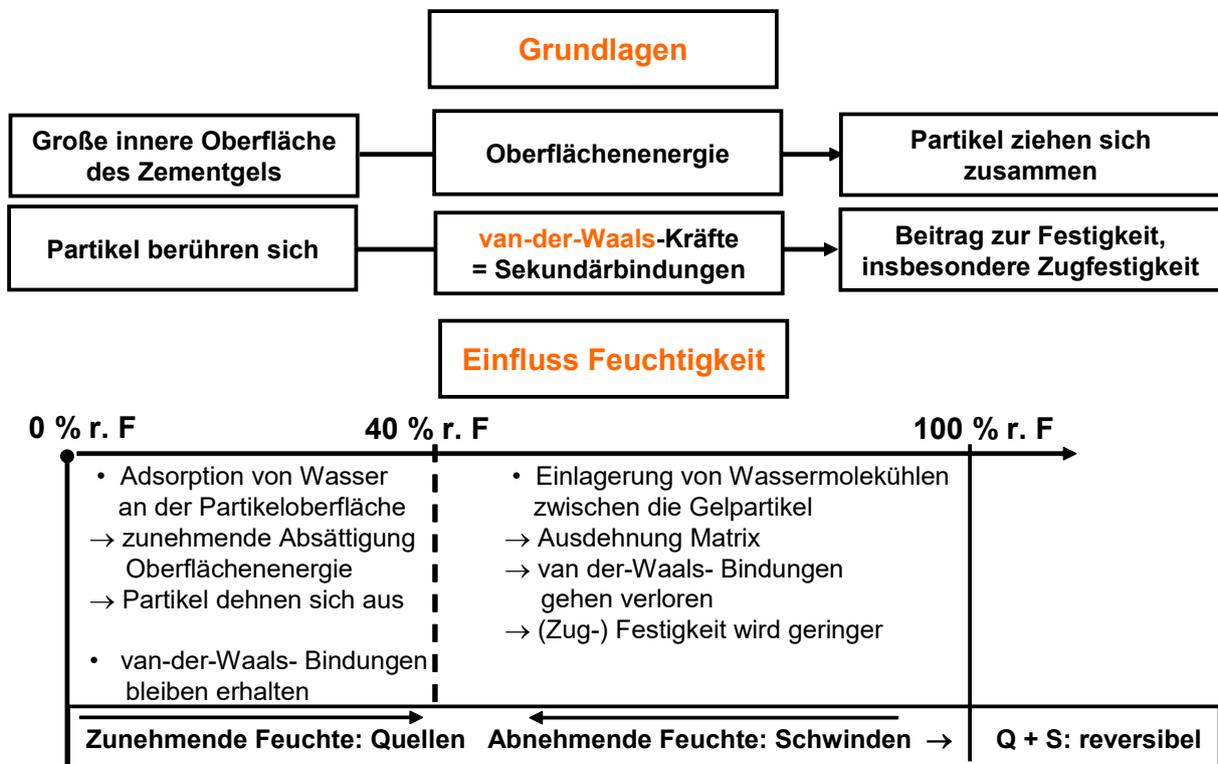


Bild 75: Feuchtedehnung von Beton [1]

Bei der großen inneren Oberfläche des Zementgels stehen die kleinen Gelpartikel unter der Wirkung der Oberflächenenergie, durch die sich die Partikel zusammenziehen, um in einen energieärmeren Zustand überzugehen. Wird nun durch Erhöhung der Luftfeuchte auf der

Oberfläche der Partikel Wasser adsorbiert, so wird die Oberflächenenergie mit zunehmender Wasserfilmdicke abgesättigt und kleiner: Die Gelpartikel dehnen sich aus, ohne dass das Gefüge verändert wird (Bild 76).

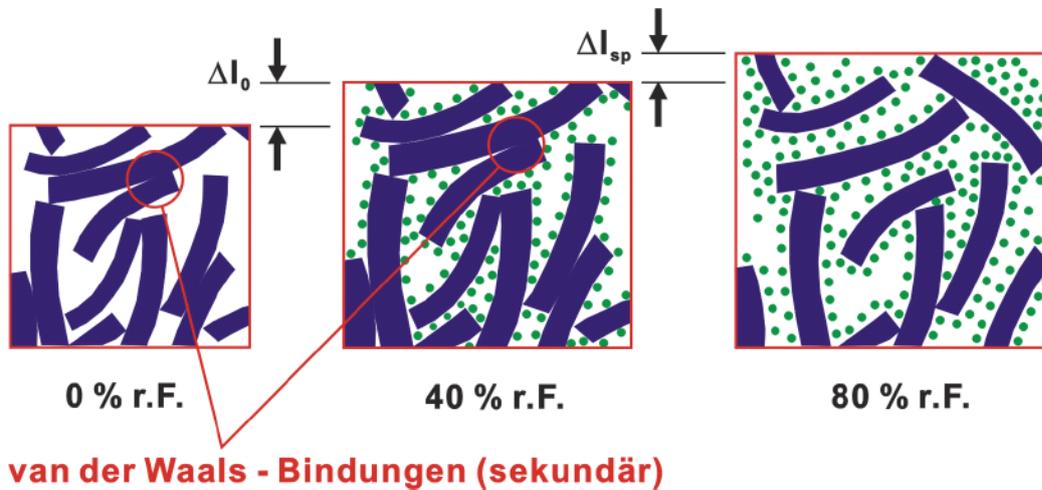


Bild 76: Schematische Darstellung der Feuchtedehnung [8]

Änderungen der Feuchteverteilung im Beton (Schwinden, Kriechen) (Bild 77) sind sehr langsame, lang andauernde Prozesse, die sich über Jahrzehnte hinweg erstrecken können.

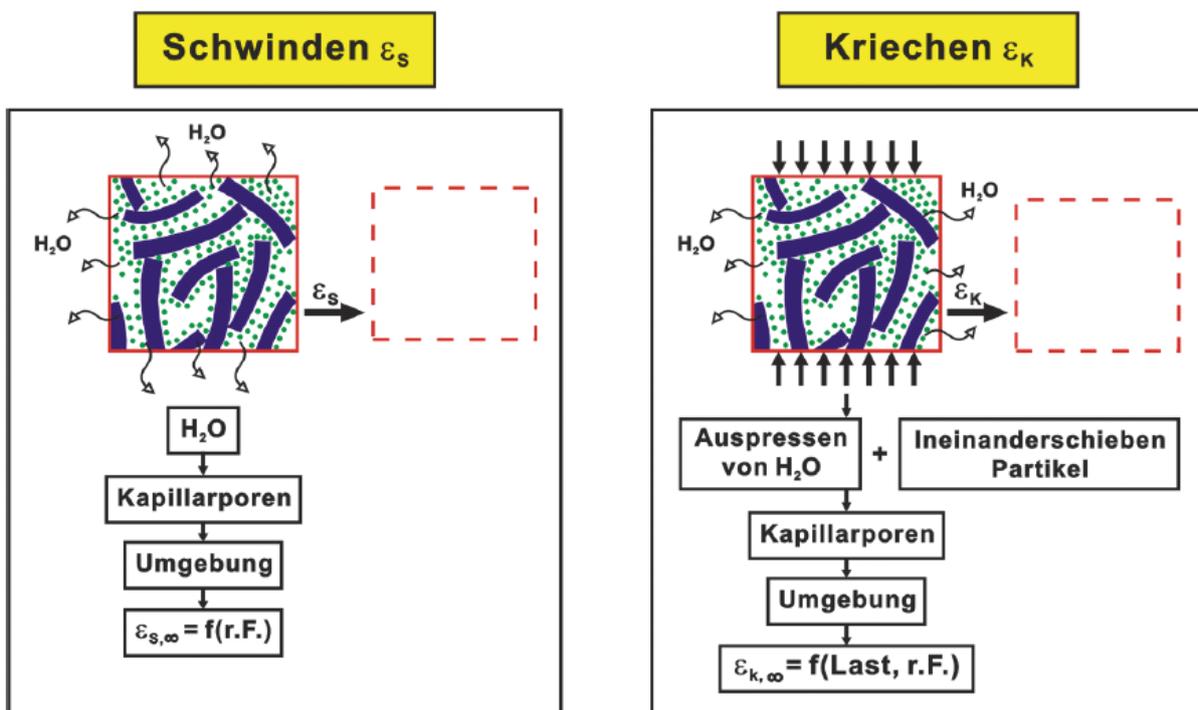


Bild 77: Kriechen und Schwinden – Vorgänge [1]

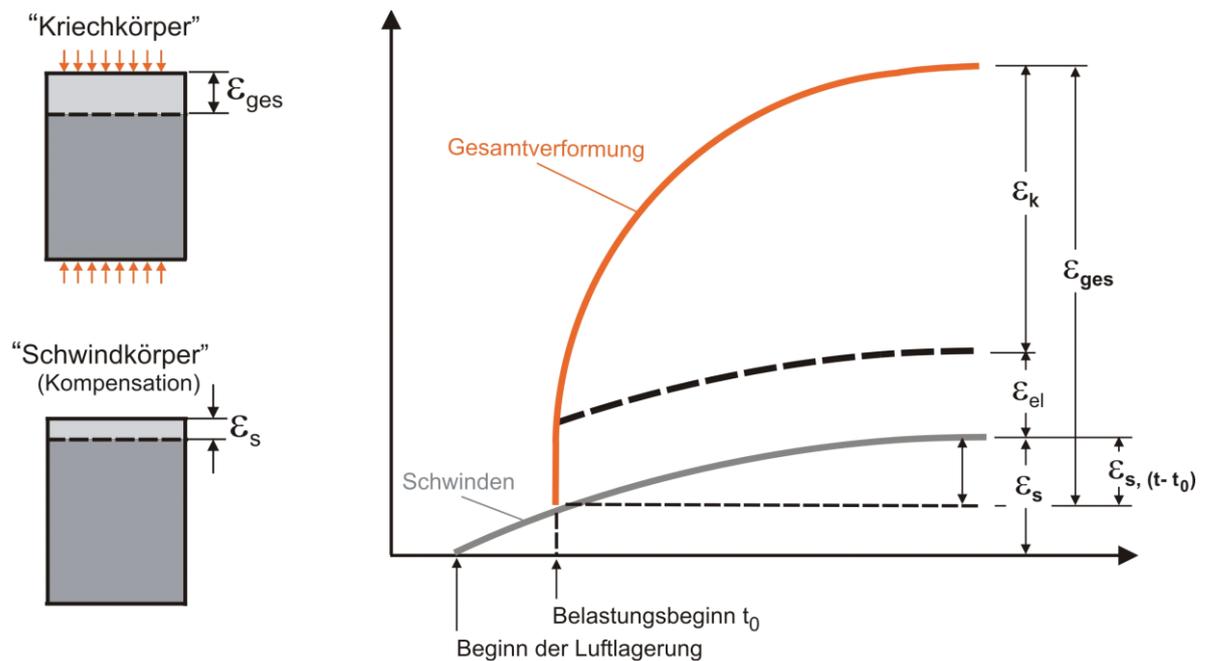
#### 4.6 Kriechen und Relaxation

Lagert man Beton an Luft, so schwindet er. Bei Belastung treten eine bleibende und eine elastische Verformung auf. Wird die Belastung aufrechterhalten, kriecht der Beton. Die Kriechgeschwindigkeit nimmt bei Spannungen unterhalb der kritischen Spannung im Gegensatz zu höheren Spannungen, bei denen die auftretenden Verformungen zum Bruch führen, laufend ab und wird nach mehreren Jahren etwa gleich Null. Das heißt, das Kriechmaß erreicht wahrscheinlich einen asymptotischen Grenzwert  $\epsilon_{k,\infty}$ , der je nach Austrocknungsverlauf

das ein bis vierfache der elastischen Verformung beträgt. Es ist noch nicht sicher, ob wirklich ein Endkriechmaß existiert. Es ist jedoch sinnvoll, dies anzunehmen, was auch den Kriechberechnungen in den Vorschriften zugrunde gelegt wird (z. B. Endkriechmaß nach DIN EN 1992-1-1, Kap. 3.1.4 [24]).

Bei der Bemessung von zeitabhängigen Verformungen setzt sich die Gesamtverformung zusammen aus (Bild 78, Bild 79):

- Schwinden  $\varepsilon_s$  ab Belastungsbeginn,
- bleibender Verformung  $\varepsilon_{bl}$ ,
- Kriechen  $\varepsilon_k$ ,
- $\varepsilon_{el}$  (falls nicht entlastet wird!)



$$\varepsilon_k(t, t_0) = \varepsilon_{ges} - \varepsilon_{el} - \varepsilon_s(t, t_0)$$

Bild 78: Verlauf und Messung der zeitabhängigen Verformungen ([1] nach [8])

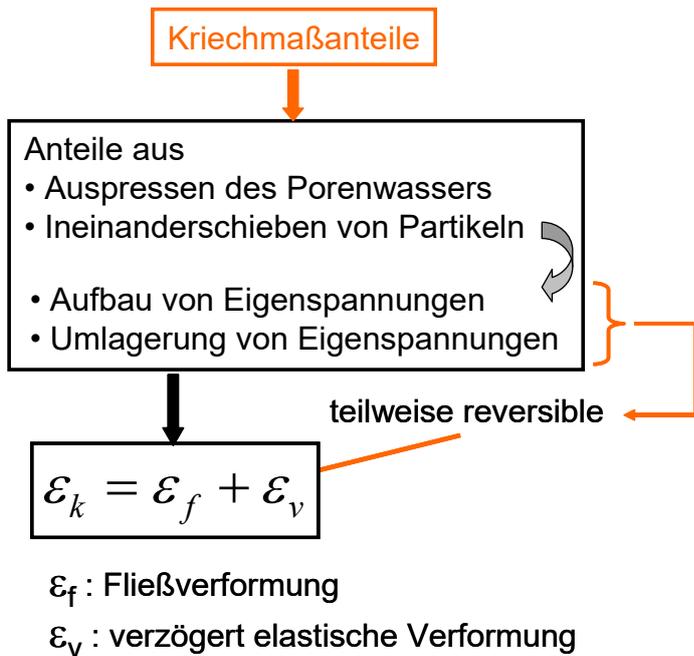


Bild 79: Anteile der spannungsabhängigen Verformungen [1]

Stellt man wie in Bild 80 die Änderung der spannungsabhängigen Verformungen mit der Zeit dar, so müsste das Kriechen als die Summe aus

- Fließverformung  $\epsilon_f$  und
- verzögert elastischer Verformung  $\epsilon_v$

aufgetragen werden.

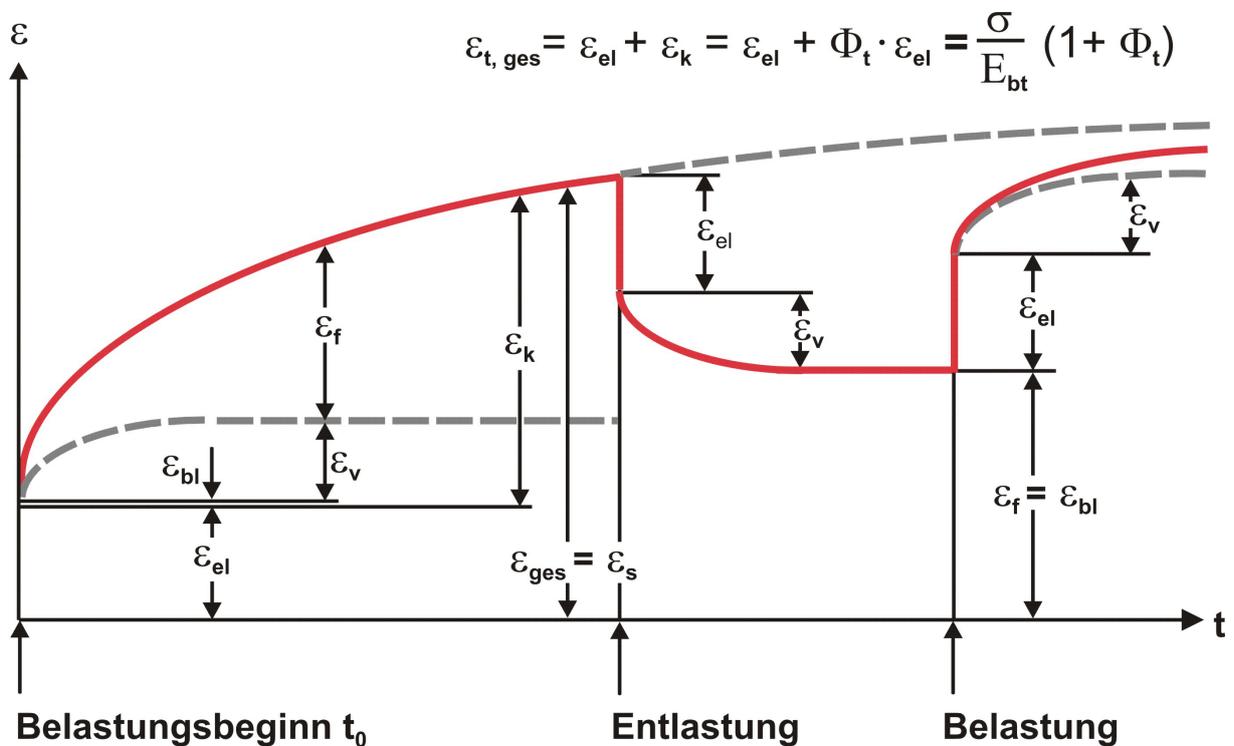


Bild 80: Anteile der spannungsabhängigen Verformungen [8]

Die bleibende Dehnung  $\epsilon_{bl}$  wird bei der Bestimmung des E-Moduls mit erfasst und ist daher in  $\epsilon_{el}$  enthalten. Es ergibt sich weiterhin:

$$\varepsilon_{t,ges} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_k = \varepsilon_{el} + \Phi_t \cdot \varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E} (1 + \Phi_t)$$

Das Kriechmaß wird daher im Versuch an dauerbelasteten Prüfkörpern nach [56] bestimmt, indem

- die Gesamtverformung  $\varepsilon_m$  bestimmt wird und
- davon das an unbelasteten Körpern seit Belastungsbeginn ermittelte Schwindmaß  $\varepsilon_s$  und
- die zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns durch die Prüfung des E-Moduls ermittelte elastische Verformung  $\varepsilon_{el}$  abgezogen wird (die auch  $\varepsilon_{bl}$  mit enthält):

$$\varepsilon_k = \varepsilon_{ges} - \varepsilon_s - \varepsilon_{el}$$

Wird der Beton entlastet, so geht die Verformung um  $\varepsilon_{el}$  sofort zurück, während der Rückgang um  $\varepsilon_v$ , der auch als Rückkriechen bezeichnet wird, im Wesentlichen nach wenigen Monaten abgeschlossen ist. Wird der Beton später wieder mit derselben Spannung belastet, so setzt sich das dadurch bedingte Kriechen aus der praktisch gleichen verzögert elastischen Verformung und dem Fließen zusammen, dass der Beton ohne Entlastung in dem 2. Belastungszeitraum aufgewiesen hätte (Bild 80).

Da das Kriechen des Zementsteins durch die Feuchtigkeit im Gel und in den Kapillarporen bedingt ist und bei Austrocknen verstärkt wird, muss man zwischen Grundkriechen bei konstantem Feuchtigkeitsgehalt und Trocknungskriechen oder Schwindkriechen bei Austrocknen unterscheiden (Bild 81).

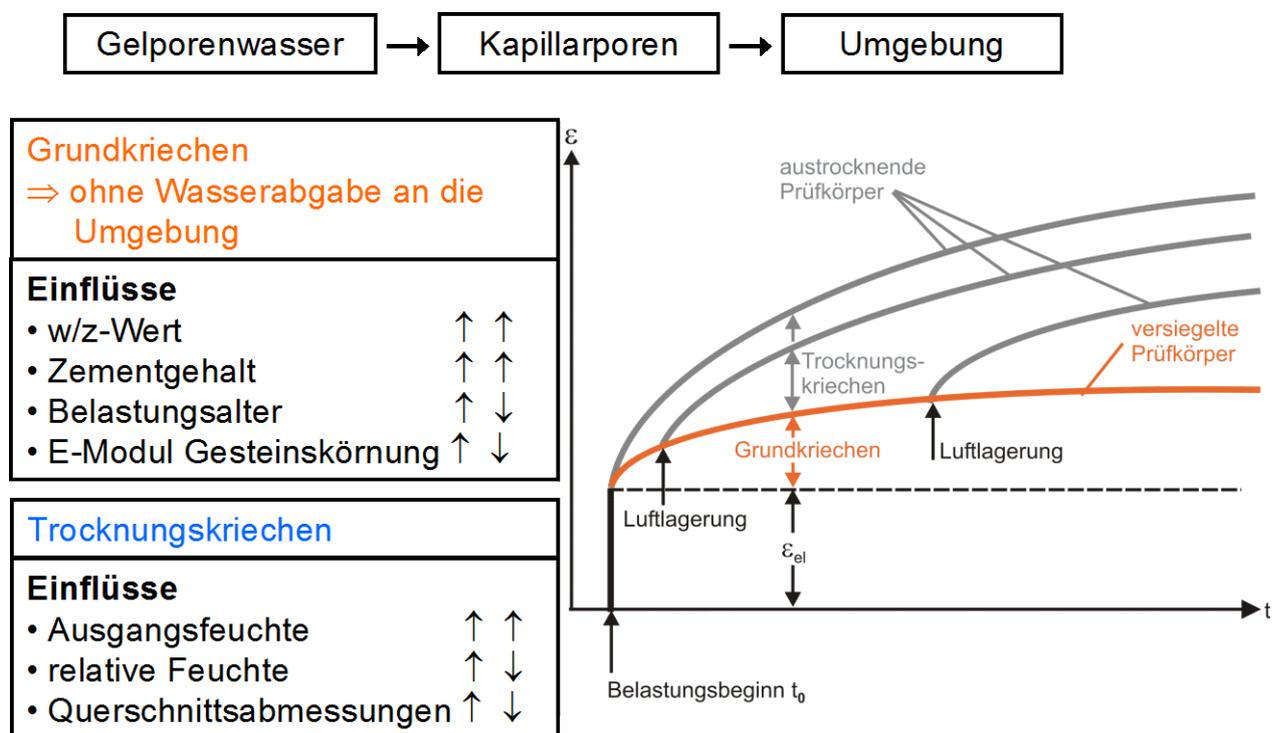


Bild 81: Grund- und Trocknungskriechen ([1, 8])

Das Grundkriechen wird vergrößert durch

- größeren w/z-Wert,
- kleinere Zementstein- bzw. Betonfestigkeit bei Belastungsbeginn,
- langsamere Erhärtung des Zements,
- geringere Nacherhärtung nach Belastungsbeginn,

- kleineren E-Modul der Gesteinskörnung (siehe unten),
- größeren Zementsteingehalt,
- gröbere Zusammensetzung der Gesteinskörnung (größere Zementsteinschichtdicke),
- zunehmenden Puzzolangehalt,
- höhere Temperaturen und
- größere Spannung.

Das Trocknungskriechen wird größer durch

- größeren Feuchtigkeitsgehalt des Betons bei Belastungsbeginn,
- kleinere relative Luftfeuchte,
- höhere Temperaturen,
- kleinere Querschnittsabmessungen und dadurch größeren Feuchtigkeitsverlust nach Belastungsbeginn.

Der Beton kriecht also umso mehr und umso länger, je feuchter der Zementstein bei Belastungsbeginn ist und je schneller er während der Belastung austrocknet. Bereits völlig ausgetrocknete Betone kriechen praktisch nicht. Das Trocknungskriechen kann daher durch wasserdampfdichte Anstriche vermindert werden.

Das Kriechen wirkt sich **ungünstig** aus, wenn es dadurch zu

- einer Vergrößerung der Durchbiegung weitgespannter, auf Biegung beanspruchter Bauteile,
- einer Spannungumlagerung von Beton auf die Bewehrung in druckbeanspruchten Bauteilen und
- einer Verringerung der Vorspannung im Spannbeton kommt.

Es wirkt **günstig**, weil unerwünschte Zwangsspannungen abgebaut werden (Bild 82, Bild 83).

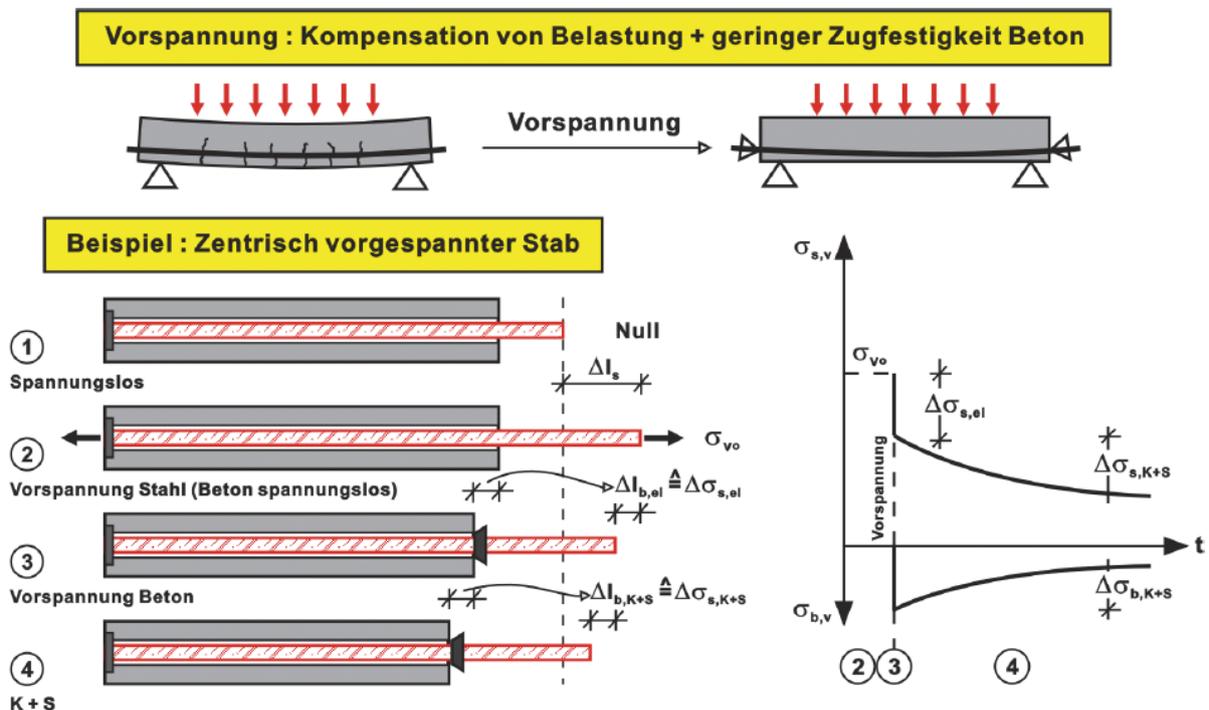


Bild 82: Abbau Vorspannung durch Kriechen und Schwinden [1]

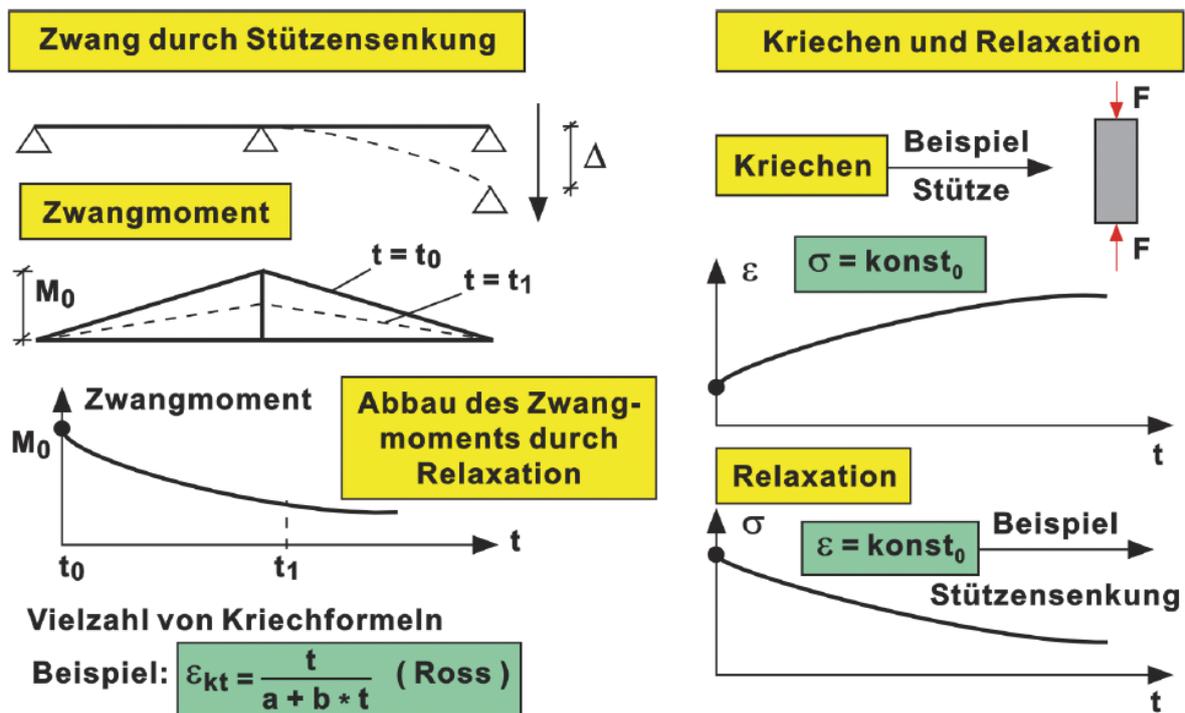


Bild 83: Kriechen und Relaxation [1]

#### 4.7 Schwinden

Da das Schwinden des Betons durch das Schwinden des Zementsteins  $\epsilon_{sm}$  entsteht, hängt das Schwindmaß maßgeblich vom Zementsteingehalt  $V_m$  ab. Normale Gesteinskörnung schwindet im Allgemeinen nicht.

Nach Pickett [57] gilt

$$\epsilon_{sb} = \epsilon_{sm} \cdot V_m^n$$

Der Exponent  $n$  ergibt sich aus der Behinderung des Zementsteinschwindens durch die Gesteinskörnung und wird daher in Abhängigkeit von den E-Moduln und Querdehnungszahlen von Beton und Gesteinskörnung angegeben. Er kann für normalen Kiessand mit  $n = 1,5$  angenommen werden. Das Schwinden ist also bei gleicher Matrix, gleicher Gesteinskörnung und gleichem Austrocknungsverlauf zunächst dem Matrixvolumen proportional, das Schwindmaß wird aber darüber hinaus durch die nicht schwindende Gesteinskörnung behindert und dadurch verringert.

Durch den unterschiedlichen E-Modul von Gesteinskörnung und Zementstein treten durch die Behinderung des Schwindens innere Schwindzugspannungen (Gefügespannungen) auf, die von der Dicke der Zementsteinschicht, das heißt, vom Kornabstand, und auch von der Korngröße abhängen und bei schlechter Haftzug- und Haftscherfestigkeit zu Mikrorissen in der Grenzfläche Gesteinskorn/Zementstein und bei hoher Reißneigung des Zements auch zu Rissen im Zementstein führen können. Diese Risse verringern mit zunehmendem Alter die Druck- und Zugfestigkeit (Bild 84).

Durch das Austrocknen tritt über den Querschnitt von innen nach außen ein Feuchtigkeitsgefälle und eine Schwindzunahme auf. Dabei wird jedoch das Schwinden der äußeren Schichten durch den noch feuchten und nicht schwindenden Kern behindert, sodass am Querschnittsrand Zug- und im Kern Druckspannungen auftreten. Durch sie wird die Biegezugfestigkeit verringert. Wenn die Schwindzugspannungen die Zugfestigkeit

überschreiten, treten im Randbereich Schwindrisse auf, die sich bei Austrocknung des Kerns wieder mehr oder weniger schließen können.

Es kann je nach Austrocknungsbedingungen sehr lange dauern, bis ein Bauteil die Gleichgewichtsfeuchte erreicht hat und die Schwindspannungen abgebaut sind. Nach Carlson [58] benötigt ein plattenförmiges Bauteil bei 50 % r. F. dazu folgende Zeit [8]:

Bauteildicke	Zeit bis zur Austrocknung
0,15 m	1 Monat
0,45 m	1 Jahr
1,20 m	10 Jahre

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.

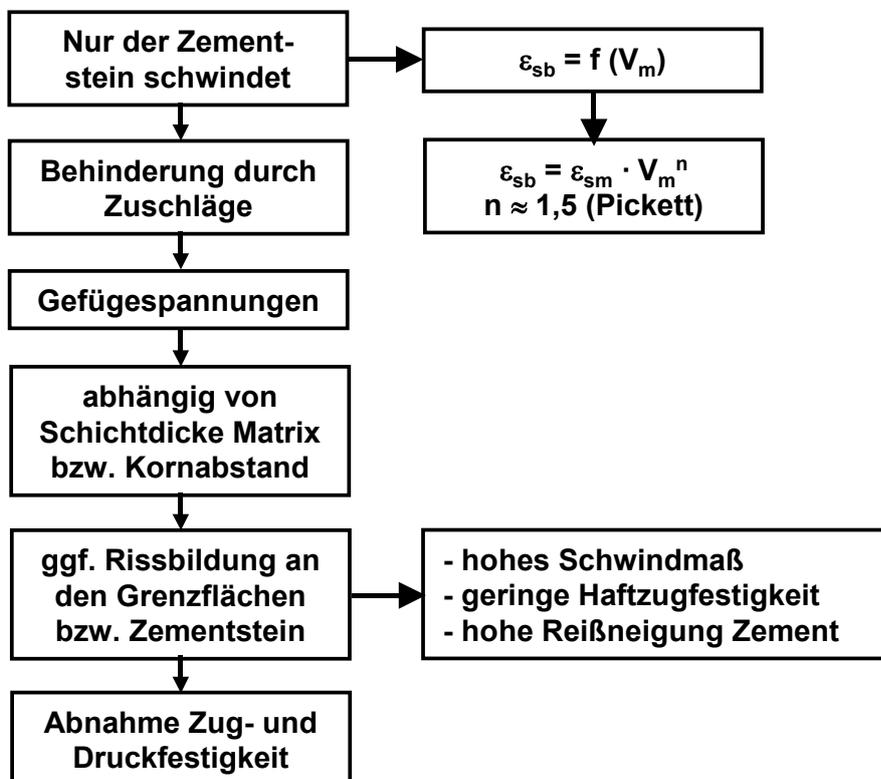


Bild 84: Schwinden von Beton – grundlegende Zusammenhänge [1]

Zu unterscheiden ist zwischen dem Gesamtschwindmaß, das z. B. bei Ortbeton zu berücksichtigen ist, und dem Nachschwinden, das heißt, dem Schwindmaß, das bei einem schon vorher austrocknenden Bauteil erst von einem bestimmten Zeitpunkt an wirkt (Bild 85). Das Nachschwindmaß ist für Betonwaren und -fertigteile von Bedeutung, die erst nach einer Lagerzeit am Bau verwendet und eingebaut werden.

Das so genannte Endschwindmaß kann wie das Endkriechmaß nach DIN EN 1992-1-1 [24] berechnet werden (siehe Kapitel 0).

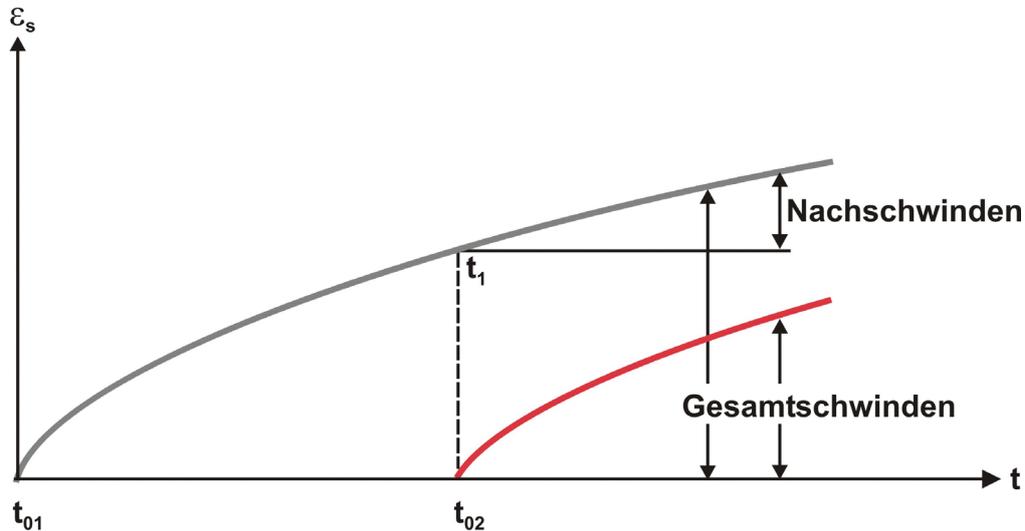


Bild 85: Schwinden in Abhängigkeit von Beginn der Austrocknung [8]

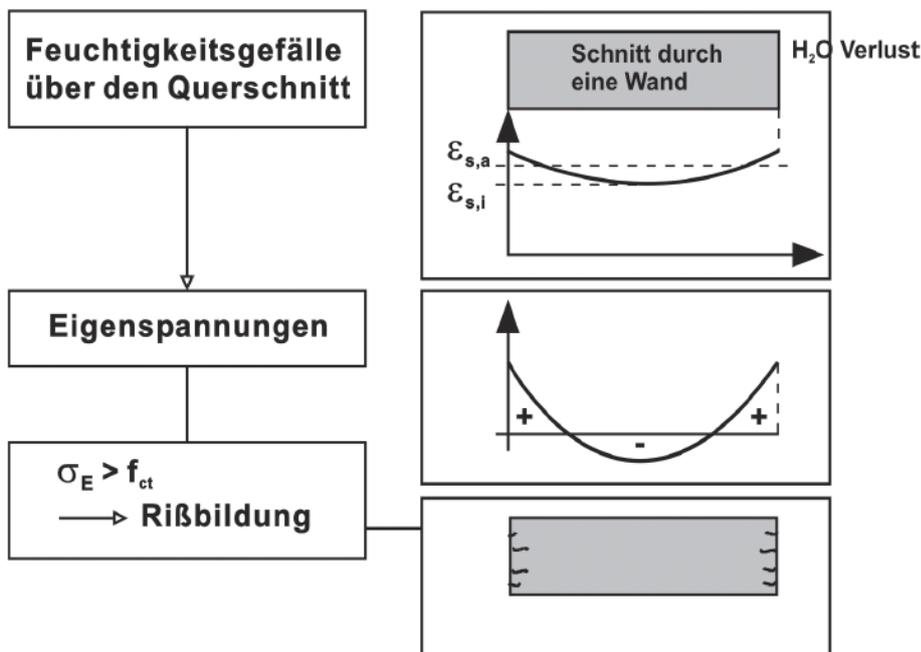


Bild 86: Auswirkung des Schwindens - Rissbildung infolge Eigenspannungen [1]

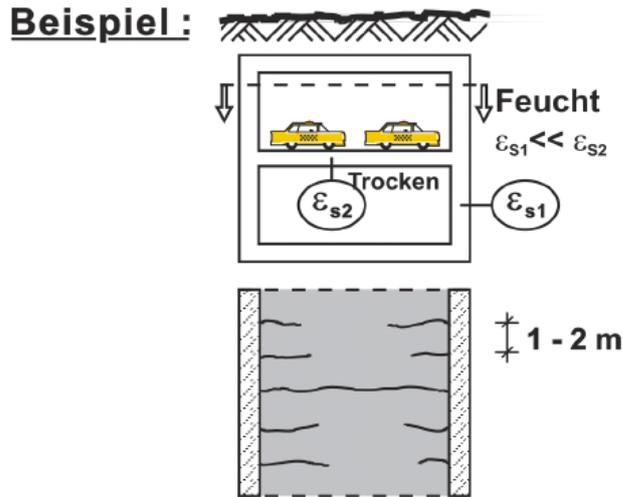
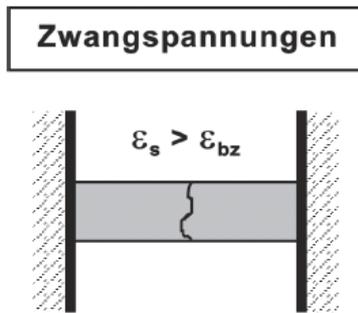


Bild 87: Auswirkung des Schwindens - Rissbildung infolge Zwangsspannungen [1]

#### 4.8 Behandlung von Kriechen und Schwinden in DIN EN 1992-1-1 [24]

Die wesentlichen Einflussgrößen auf das Kriechen und Schwinden des Betons wurden bereits in Kapitel 4.5 bis Kapitel 4.7 zusammengestellt.

Für übliche Konstruktionsbetone kann ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen aufgebrachtter Spannung und Kriechverformung angenommen werden, wenn die aufgebrachte Spannung  $\sigma_c = 0,45 f_{ckj}$  nicht überschreitet ( $f_{ckj}$ : charakteristische Druckfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt  $j$  der Lastaufbringung). Unter dieser Voraussetzung kann die Endkriechdehnung eines Betons  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ , die unter konstanter Spannung  $\sigma_c$  erreicht wird, wie folgt berechnet werden:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{cm}}$$

$\varphi(\infty, t_0)$ : Endkriechzahl

$E_{cm}$ : Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons nach 28 Tagen

$\sigma_c(t_0)$ : Betonspannung bei Belastungsbeginn

$t_0$ : Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen

Die Endkriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  kann für mittlere relative Luftfeuchten von 50 % und 80 % vereinfachend mit Bild 88 bestimmt werden. Für mittlere relative Luftfeuchten zwischen 50 % und 80 % kann linear interpoliert werden. Benötigt werden als Eingangsgrößen für die Diagramme das Betonalter bei Erstbelastung  $t_0$ , die Zementart entsprechend der Legende zu Bild 88, die mittlere relative Umgebungsfeuchte, die Betonfestigkeitsklasse und die wirksame Bauteildicke  $h_0$  mit

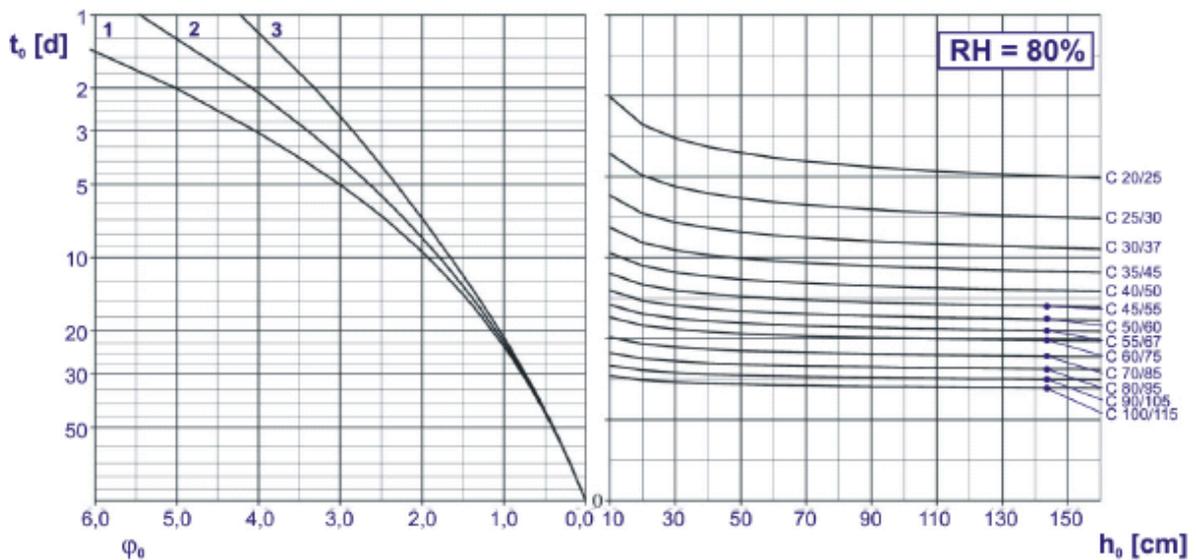
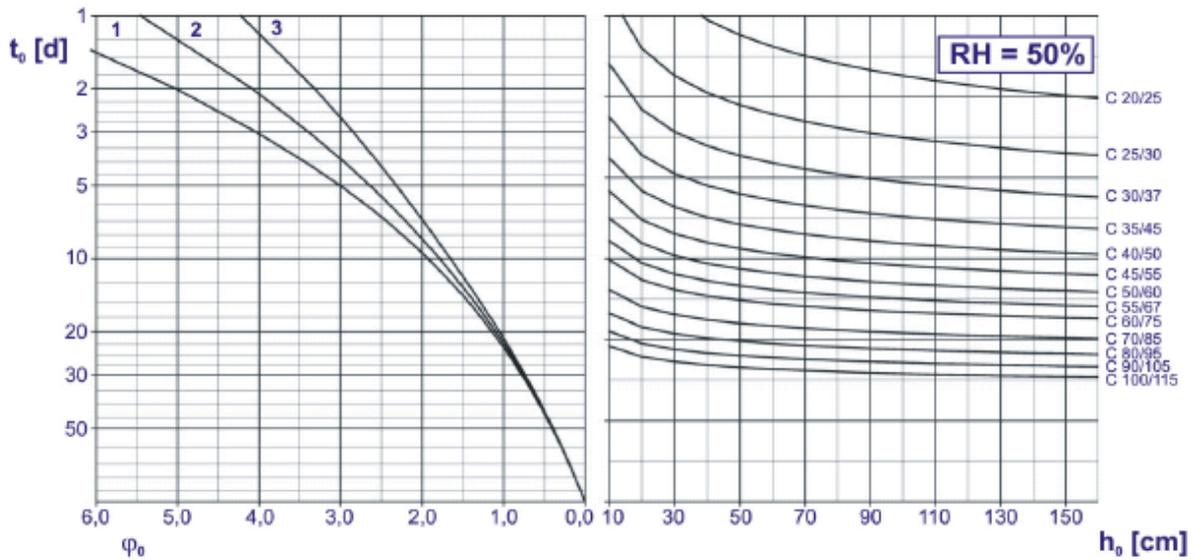
$$h_0 = \frac{A_c}{u}$$

$h_0$  wirksame Bauteildicke [cm]

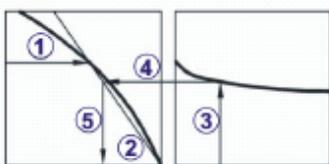
$A_c$  Querschnittsfläche [cm<sup>2</sup>]

$u$  Umfang des Querschnitts [cm], welcher Trocknung ausgesetzt ist (bei Kastenträgern einschließlich 50 % des inneren Umfangs).

Auf die Berechnung der Kriechdehnung  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$  zu einem beliebigen Zeitpunkt  $t > t_0$  wird an dieser Stelle nicht eingegangen.



**Vorgehensweise**



**Legende zu ①**

- 1 Festigkeitsklasse des Zements 32,5
- 2 Festigkeitsklasse des Zements 32,5 R, 42,5
- 3 Festigkeitsklasse des Zements 42,5 R, 52,5, 52,5 R

Bild 88: Ermittlung der Endkriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  für Normalbeton nach DIN EN 1992-1-1 [24]

Die Schwinddehnung des Betons setzt sich nach DIN EN 1992-1-1 [24] aus dem autogenen Schwinden und dem Trocknungsschwinden zusammen. Das Trocknungsschwinden entwickelt sich langsam aus, da es eine Funktion der Wassermigration durch den erhärtenden Beton ist. Das autogene Schwinden bildet sich während des Erhärtens des Betons aus: Der Hauptteil entwickelt sich bereits in den ersten Tagen nach dem Betonieren. Das autogene Schwinden ist eine lineare Funktion der Betonfestigkeit. Es ist insbesondere dort zu berücksichtigen, wo Frischbeton auf bereits erhärteten Beton aufgebracht wird. Die Gesamtschwinddehnung  $\epsilon_{cs\infty}$  wird wie folgt berechnet:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd}$$

$\epsilon_{cs}$  Gesamtschwinddehnung des Betons zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$\epsilon_{cas\infty}$  Schrumpfddehnung zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$\epsilon_{cds\infty}$  Trocknungsschwinddehnung zum Zeitpunkt  $t = \infty$

Der Endwert der Trocknungsschwinddehnung beträgt  $\epsilon_{cd\infty} = k_h \cdot \epsilon_{cd0}$

Der Grundwert nimmt mit steigender Festigkeit und zunehmender Luftfeuchtigkeit bis auf Null ab.  $k_h$  geht mit zunehmender Querschnittsabmessung von 1,0 auf 0,7 zurück.

Das Trocknungsschwinden kann für jeden Zeitpunkt mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$$

Dabei ist

$k_h$  ein von der wirksamen Höhe abhängiger Koeffizient

$\epsilon_{cd,0}$  der Grundwert des Trocknungsschwindens

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}}$$

mit

$t$  Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt

$t_s$  Alter des Betons in Tagen zu Beginn des Trocknungsschwindens

$h_0$  die wirksame Querschnittsdicke (mm);  $h_0 = 2 A_c / u$

$A_c$  Betonquerschnittsfläche

$u$  Umfangslänge des trocknenden Querschnitts

## 4.9 Wärmedehnung und Wärmeleitfähigkeit

### 4.9.1 Wärmedehnung

Wärmedehnungen können entweder durch die Hydratationswärme und deren Abklingen oder durch äußere Temperaturänderungen entstehen. Sie müssen zusammen mit dem Schwinden durch Dehnungsfugen gering gehalten werden, was vor allem bei Betonfahrbahndecken, langen Gebäuden und Massenbeton wichtig ist. Wärmedehnung und Schwinden überlagern sich: Bei Betonherstellung im Frühjahr subtrahiert sich die Wirkung, bei Betonieren im Herbst addiert sie sich jedoch und führt daher zu einer größeren Rissgefahr. Die Wärmedehnung des Betons (Bild 89) ist im Wesentlichen abhängig vom

- Wärmedehnungskoeffizienten des Zementsteins  $\alpha_m$ , der zwischen  $8 \cdot 10^{-6}/K$  und  $23 \cdot 10^{-6}/K$  liegt und besonders vom Feuchtegehalt bestimmt wird,
- Wärmedehnungskoeffizienten der Gesteinskörnung  $\alpha_g$ , der zwischen  $4 \cdot 10^{-6}/K$  und  $12 \cdot 10^{-6}/K$  je nach Gesteinskörnungsart liegt und
- Zementstein- bzw. Gesteinskörnungsgehalt  $V_m$  bzw.  $V_g$ .

$$\alpha_b = \alpha_g + (\alpha_m - \alpha_g) \cdot V_m^n \quad (\text{Dettling})$$

(vgl. Schwinden  $n \approx 1,5$ )

$$\alpha_b = 5 \cdot 10^{-6} \dots 14 \cdot 10^{-6} / \text{K}$$

$$\text{DIN 1045} \quad \alpha_b = 10 \cdot 10^{-6} / \text{K} \quad (\text{Beton})$$

$$\alpha_s = \text{---} // \text{---} \quad (\text{Stahl})$$

$$\Delta l = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l$$

- $\Delta T = 10 \text{ K}, l = 10 \text{ m} \rightarrow \Delta l = 1 \text{ mm}$

- $\Delta T = 10 \text{ K} \rightarrow \frac{\Delta l}{l} = \varepsilon = 0,1 \text{ ‰}$

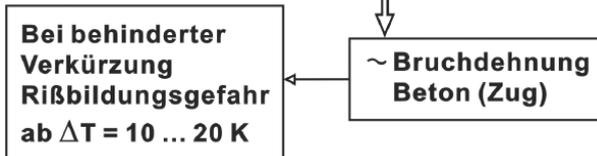


Bild 89: Wärmedehnung von Beton [1]

Nach Dettling [59] gilt

$$\alpha_b = \alpha_g + (\alpha_m - \alpha_g) \cdot V_m^n$$

Der Exponent  $n$  gibt die Behinderung der freien Dehnung der beiden Phasen durch die jeweils andere Phase an, wodurch Gefügespannungen entstehen. Er hängt vom E-Modul, der Querdehnungszahl und vom Kriechen der beiden Phasen Zementstein und Gesteinskörnung ab und kann wie beim Schwinden genügend genau mit  $n = 1,5$  angenommen werden.

Die Gleichung zeigt, dass der Wärmedehnungskoeffizient des Betons im Wesentlichen vom Wärmedehnungskoeffizienten der Gesteinskörnung abhängt. Er liegt zwischen den Koeffizienten für Gesteinskörnung und Zementstein.

Der Wärmedehnungskoeffizient des Betons liegt dadurch zwischen  $5 \cdot 10^{-6}/\text{K}$  und  $14 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ , wobei Art und Menge der Gesteinskörnung den größten Einfluss haben. Den größten Wert erreicht man mit Quarzit bei lufttrockenem Beton mit niedrigem Gehalt an Gesteinskörnung, den kleinsten Wert mit Kalkstein bei wassergesättigtem Beton mit hohem Gehalt an Gesteinskörnung. Bei Schwerbeton mit Baryt als Gesteinskörnung kann der Wärmedehnungskoeffizient bis auf  $20 \cdot 10^{-6}/\text{K}$  steigen. Trotz dieser Bandbreite kann für Normalbeton und auch ebenfalls für Stahl mit einem Wärmedehnungskoeffizienten von  $10 \cdot 10^{-6}/\text{K}$  gerechnet werden, wenn kein anderer Wert durch Versuche nachgewiesen wird.

Die Längenänderung kann damit für ein Bauteil von 10 m Länge bei 10 K abgeschätzt werden zu

$$\Delta l = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l = 10 \cdot 10^{-6} \cdot 10 \cdot 10 = 10^{-3} \text{ m} = 1 \text{ mm}$$

Bei einer Länge von 10 m und 10 K Temperaturdifferenz wird damit die Länge eines Bauteils um 1 mm verändert.

#### 4.9.2 Wärmeleitfähigkeit

Eine der Voraussetzungen für die Anwendung des Verbundbaustoffes Stahlbeton ist die gleiche Größe der Wärmedehnungskoeffizienten von Beton und Stahl. Die Wärmeleitfähigkeit des

Stahles ist jedoch rd. 30 mal größer als die von Beton, das heißt, die Temperatur und die Dehnung des Stahles verändern sich schneller als die des Betons, was bei schnell ablaufenden Temperaturänderungen, z. B. bei Bränden, zu hohen Zwangsspannungen führen kann. Auch bei Verbindung von Stahl und Beton außerhalb der Stahlbetonkonstruktion, z. B. bei Brückengeländern, kann dies zu Schäden führen, denen man durch Verschieblichkeit des Geländers und Aussparungen zwischen Geländerpfosten und Beton begegnen muss.

Die Wärmeleitfähigkeit des Betons ist vor allem abhängig

- vom Porengehalt und von der Porenart,
- von der Art der Gesteinskörnung (von Kalkstein mit  $0,7 \text{ W}/(\text{K} \cdot \text{m})$  bis Quarz mit  $6,6 \text{ W}/(\text{K} \cdot \text{m})$ ) und
- vom Feuchtegehalt.

Sie liegt je nach Feuchtegehalt bei Beton mit quarzitischem Kiessand als Gesteinskorn zwischen  $1,2$  und  $3,5 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$  und bei Beton mit calcitischer Gesteinskörnung zwischen  $0,9$  und  $2,8 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$ . Fein verteilte Poren sind günstiger als grobe Poren. Rechenwerte für die Wärmeleitfähigkeit für Normalbeton gibt DIN 4108-4 [60] an (vgl. Bild 90).

Die Wärmeleitfähigkeit von Normalbeton ist also gegenüber anderen Baustoffen im Hochbau verhältnismäßig hoch. Normalbeton allein kann deshalb im Hochbau bei normalen Wanddicken nicht die Anforderungen des Wärmeschutzes erfüllen, sondern muss mit Wärmedämmschichten zu Sandwichplatten kombiniert werden, die aber besondere bauphysikalische Probleme aufwerfen. Besser ist daher für diese Zwecke der Einsatz von Leichtbeton.

### Wärmeleitfähigkeit

<b>≥ C12/16</b>	<b><math>\lambda = 2,04 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})</math></b>
<b>Mauerwerk</b>	<b><math>\lambda = 0,35 \dots 1,05</math></b>
<b>Schaumstoffe</b>	<b><math>\lambda = 0,03 \dots 0,04</math></b>

### Wärmedurchlasswiderstand

$$1/\Lambda = 0,47 \text{ (m}^2 \text{ K)/W}$$

≥ C12/15 → erf. d > 97 cm

Anforderungen Wärmeschutz im Hochbau werden nicht erfüllt!

Bild 90: Wärmetechnische Eigenschaften von Beton

## 5 Besondere Betone

### 5.1 Sichtbeton

Sichtbeton ist Beton, dessen Oberfläche ganz oder teilweise ein vorausbestimmtes Aussehen hat (z. B. durch besondere Art der Schalung oder Betonverarbeitung oder durch nachträgliche Oberflächenbehandlung) und mindestens strukturell sichtbar bleibt [61]. Die Oberflächen können wie folgt eingeteilt werden, wobei die verschiedenen Arten auch kombiniert werden können (Bild 91):

- Betonoberflächen ohne Bearbeitung, die die Struktur der Schalung zeigen,
- Betonoberflächen, die mechanisch bearbeitet werden, bei jungem Beton durch Auswaschen (Waschbeton), bei ausreichend erhärtetem Beton durch Sandstrahlen, Flammstrahlen, steinmetzmäßige Bearbeitung (vorgefertigte Erzeugnisse mit mechanisch bearbeiteter Ansichtsfläche nennt man Betonwerkstein),
- Betonoberflächen mit Dünnbeschichtungen (Anstrichen).

Die Herstellung von Sichtbetonflächen erfordert erhöhte Sorgfalt.

- Die konstruktive Durchbildung muss einwandfreie Betonierbarkeit ermöglichen und die Wasserabführung ohne Verschmutzung der Sichtbetonflächen gewährleisten.
- Die Betonzusammensetzung muss im Zusammenwirken mit der Schalung geeignet sein, die gewünschte Oberflächenstruktur zu erzielen und möglichst unempfindlich gegenüber Herstellungsschwankungen sein.
- Beim Einbringen, Verdichten und bei der Nachbehandlung ist besondere Sorgfalt erforderlich.



Bild 91: Sichtbeton [1]

Wenn mit der gewählten Sichtbetonoberfläche noch keine ausreichenden Erfahrungen der Beteiligten (Planer und Ausführende) vorliegen, ist das Herstellen von Prüfflächen sinnvoll. Grundsätzlich muss bei der Planung von Sichtbeton immer bedacht werden, dass Beton ein poröser Baustoff ist, der bei wechselnder Umgebungsfeuchte Wasser aufnimmt und abgibt. Mit flüssigem Wasser (direkte Beregnung, insbesondere ablaufendes Regenwasser) nimmt der Beton auch Schmutzpartikel auf, die sich insbesondere an horizontalen Betonoberflächen ablagern. Bei Wänden, deren oberes Ende vor direkter Beregnung ungeschützt ist, kommt es deshalb häufig zu unschönen Verschmutzungen durch ablaufendes Regenwasser. Als Gegenmaßnahmen kommen konstruktive Maßnahmen (Mauerkrone) oder unempfindliche (strukturierte) Oberflächenausbildung in Frage.

## 5.2 Faserbeton

Durch Zumischen von Fasern können bestimmte Eigenschaften des Betons wie Grünfestigkeit, Zugfestigkeit, Schlagfestigkeit, Sprödigkeit, Verformungsverhalten und Reißneigung, die unter gewissen Bedingungen ungünstig sein können, verbessert werden. Daher werden bei besonderen Anforderungen, bei denen die erhöhten Betonkosten gegenüber anderen Baustoffen und Bauverfahren noch wirtschaftlich sind, in eng begrenzten Anwendungsbereichen Mörtel und Betonen Fasern zugemischt, z. B. bei Spritzbeton, beim Schutzraum- und Tresorbau, bei Rammpfählen, bei Hangsicherungen, bei Betonsteinerzeugnissen und Betonfertigteilen, bei Industriefußböden.

Die Fasern wirken vor allem durch die Behinderung der Bildung und Ausbreitung von Rissen. Je nach ihren Eigenschaften beeinflussen sie die verschiedenen Eigenschaften des Betons unterschiedlich.

Praktische Bedeutung haben bisher außer dem Asbest bei den speziellen Asbestzementprodukten (Asbest ist zwischenzeitlich als Faser im Zement in Deutschland verboten) nur Kunststoff-, Glas- und Stahlfasern erlangt. Sie haben folgende wesentliche Eigenschaften [8]:

<b>Faser</b>	<b>E-Modul</b>	<b>Zugfestigkeit</b>	<b>Bruchdehnung</b>
Kunststoff	klein	klein	sehr groß
Glas	mittel	groß...sehr groß	mittel
Stahl	groß	mittel...groß	groß

Danach sind Kunststofffasern fast nur im grünen und jungen Beton sinnvoll einzusetzen. Glasfasern sind besonders gut bei weichen Mörteln für dünnwandige Bauteile, vor allem bei stark strukturierten Oberflächen, zuzugeben. Stahlfasern schließlich bewähren sich besonders beim Spritzbeton und bei dynamisch beanspruchten Bauteilen. Durch Zugabe von Glas- oder Stahlfasern kann die Druckfestigkeit erhöht, die Zugfestigkeit (reiner Zug, Biegezug, Spaltzug) mehr als verdoppelt und die Schlagfestigkeit sowie Energieaufnahme (Fläche unter der Spannungs-Dehnungs-Linie) um mehr als das 20fache erhöht werden. Dabei wird die Wirkung besonders groß, wenn die Fasern möglichst dünn und lang, möglichst in Zugrichtung orientiert sind, was bei dünnen Bauteilen teilweise erzwungen wird, und das Größtkorn des Zuschlags klein ist. Die Wirkung ist daher bei Mörteln größer als bei Beton. Zu beachten ist die Korrosion der Glasfasern durch die Alkalien des Zements und die der Stahlfasern an der Betonoberfläche, die ggf. durch Deckschichten oder Anstriche verhindert werden muss.

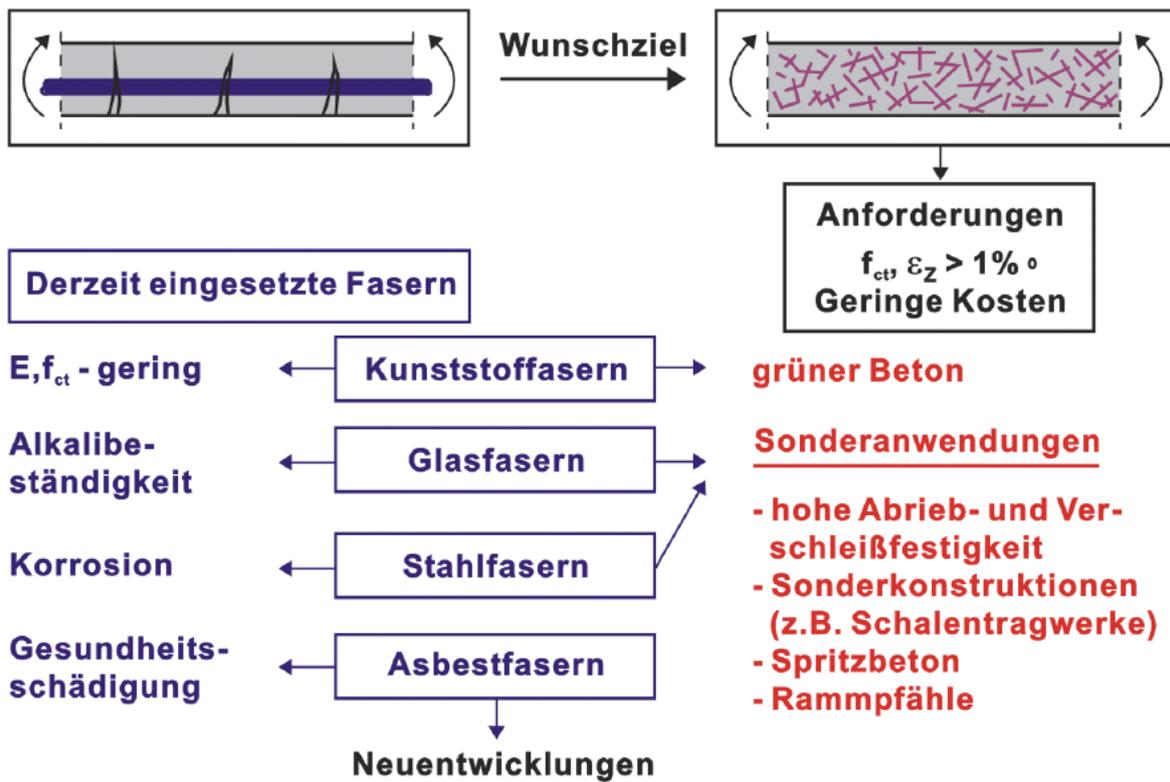


Bild 92: Faserbeton [1]

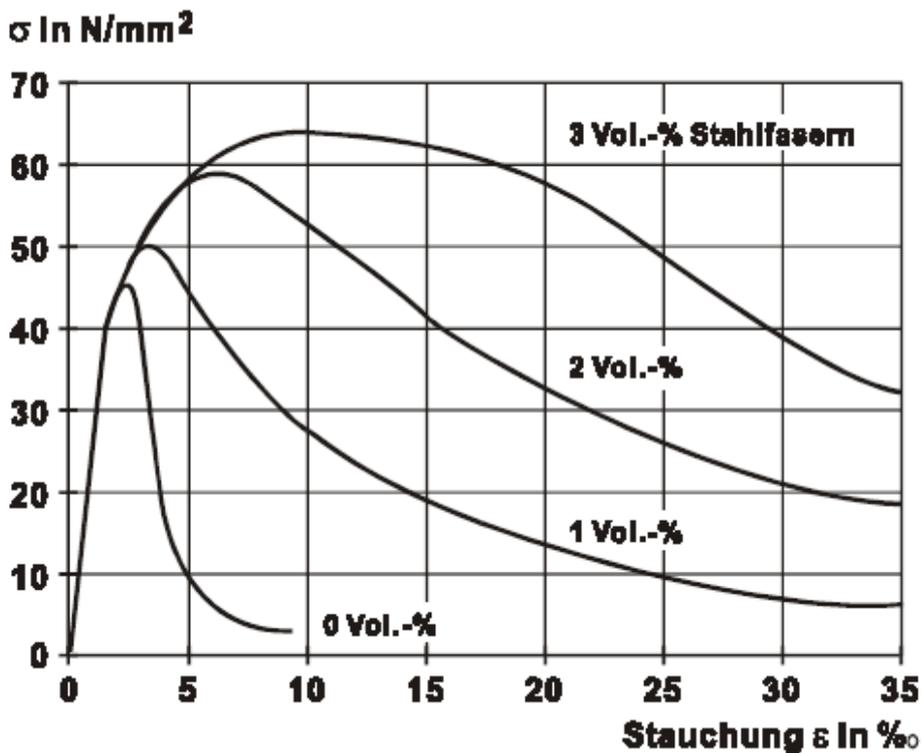


Bild 93: Spannungs-Dehnungs-Linien von Beton mit unterschiedlichen Fasergehalten [8]

### 5.3 Kunststoffmodifizierter Beton

Beim Einsatz von Kunststoffen in der Betontechnologie muss man zwischen folgenden Möglichkeiten unterscheiden:

- Kunstharzbeton (Polymerbeton), bei dem das Bindemittel ganz aus Kunststoff besteht,
- Polymerisierter Beton, bei dem ein Monomer unter Vakuum in den erhärteten und getrockneten Beton gepresst wird und dort unter Energiezufuhr ( $\gamma$ -Strahlen oder Wärme) polymerisiert,
- Kunststoffmodifizierter Beton, bei dem Polymere dem Frischbeton als Zusatzstoff zugegeben werden.

Polymerisierter Beton ist wegen des Herstellvorganges praktisch nur für Fertigteile geeignet. Er bedarf eines bestimmten Betonporenraumes, um das Monomer überhaupt einführen zu können. Erst dann sind wesentliche Verbesserungen der Eigenschaften zu erwarten. Ob er sich in kleinen Anwendungsbereichen durchsetzen kann, muss die Entwicklung zeigen.

Bei kunststoffmodifiziertem Beton können bis zu 50 % der Zementmasse an Kunststoffdispersionen aus Epoxidharz, Polyesterharz, Acrylharz, Latex u.a. zugegeben werden. Mit ihm können die beim Faserbeton genannten Eigenschaften, vor allem aber auch die chemische Widerstandsfähigkeit, wesentlich verbessert werden. Es ist allerdings zu beachten, dass die spannungsabhängigen Verformungen im Allgemeinen wesentlich größer werden.

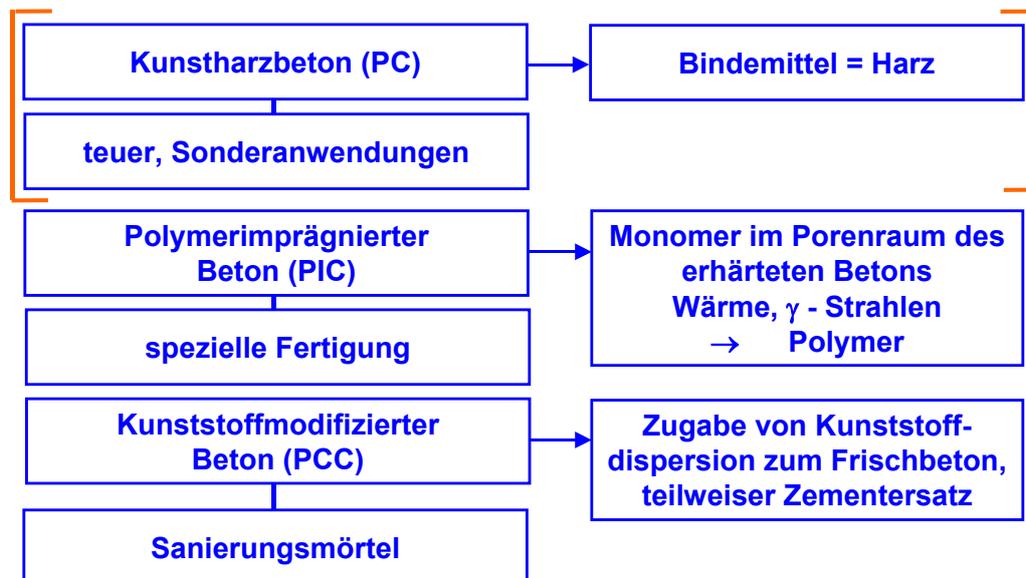


Bild 94: Kunststoffmodifizierter Beton [1]

#### 5.4 Strahlenschutzbeton

Bei kerntechnischen Anlagen ist zu unterscheiden, ob der Beton nur gegen energiereiche radioaktive Strahlen schützen soll, oder ob er auch tragende Funktionen übernehmen muss. Im ersten Fall spielt die Abschirmwirkung durch eine geeignete Zusammensetzung die wesentliche Rolle, im zweiten zusätzlich die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen die Strahlung.

Strahlenschutzbeton wird meist als Schwerbeton mit Schwerzuschlägen hergestellt. Es kann aber trotz einer erforderlichen größeren Dicke wirtschaftlich sein, Normalbeton zu verwenden.

Die Abschirmwirkung ist von den Anteilen chemischer Elemente im Beton abhängig, nach denen die Abschirmbetone in DIN 25413 klassifiziert werden. Sie steigt darüber hinaus mit der Rohdichte und dem Wassergehalt, gleich in welcher Bindungsart. Dadurch, dass der Wassergehalt bei Temperaturen ab +400 °C durch die Entwässerung der Hydratationsprodukte gegen Null geht, sinkt die Abschirmwirkung gegenüber Neutronen bei hohen Temperaturen mit

dem Austrocknungseffekt beträchtlich. Sie muss daher durch die Zugabe von kristallwasserhaltigen Gesteinskörnungen (Limonit, Serpentin) oder borhaltigen Zusatzstoffen (Colemanit, Borkalzit, Borfritte, Borkarbid) verbessert werden. Nur bei Kenntnis der Elementanteile und des Wassergehaltes kann die Abschirmwirkung genau berechnet werden.

### 5.5 Hitzebeständiger Beton [8]

Außer in Kernreaktoren treten hohe Temperaturen bei Fundamenten und anderen Bauteilen für Öfen in Industriebetrieben, Winderhitzern, Schornsteinen und Behältern auf. Für derartige Spezialfälle kann hitzebeständiger Beton und für Auskleidungen von Öfen sogar feuerfester Beton hergestellt werden. Derartige Betone bewahren ihre physikalisch-mechanischen Eigenschaften in gewissen Grenzen auch bei lange andauernder Einwirkung hoher Temperaturen, mit feuerfesten Gesteinskörnungen zum Teil sogar bis +2000 °C. Einige Betone verlieren einen beträchtlichen Teil ihrer Festigkeit bis +1000 °C, um dann bei höheren Temperaturen durch keramische Bindung wesentlich höhere Festigkeiten als bei Normaltemperatur zu erreichen. Die wesentlichen Möglichkeiten zur Herstellung hitzebeständiger Betone sind:

- Beton aus Tonerdezement,
- Beton aus Portlandzement mit fein gemahlener Gesteinskörnung,
- Beton aus Wasserglas mit Natriumsilicofluorid,
- Beton aus Phosphatbindemitteln.

Die Betone können als Normalbeton, als Leichtbeton, u.a. mit Blähperlit, Blähglimmer und Kieselgur als Gesteinskörnungen und als Porenbeton hergestellt werden.

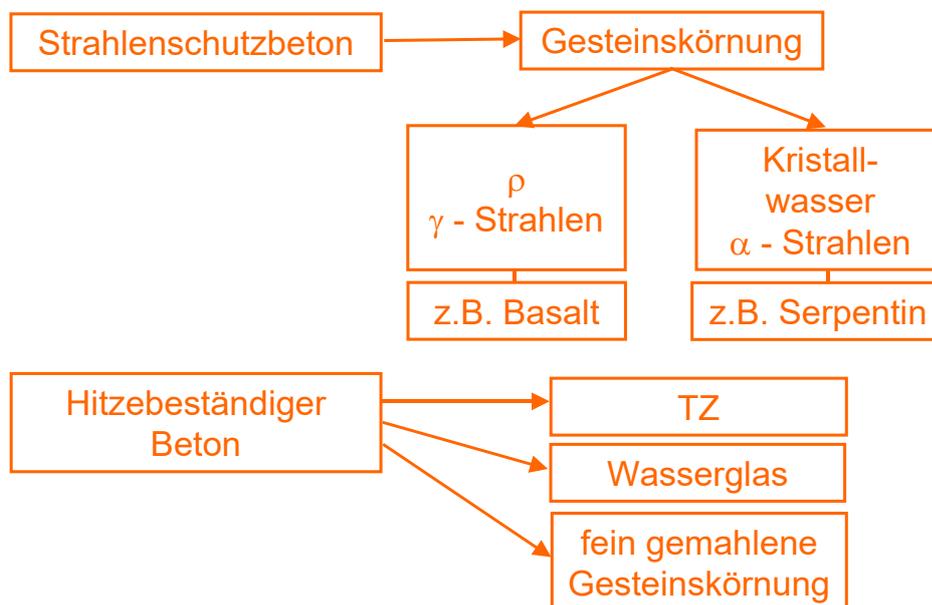


Bild 95: Hitzebeständiger und Strahlenschutzbeton [1]

### 5.6 Selbstverdichtender Beton

Die kennzeichnenden Eigenschaften von selbstverdichtendem Beton (SVB) sind:

- entmischungsfreies Fließen, „wie Honig“, fast bis zum vollständigem Niveaueausgleich; keine Verdichtungsenergie,
- fast vollständiges Entlüften des Betons während des Fließens,
- Ausfüllen jedes Hohlraums innerhalb der Schalung einschließlich aller Aussparungen, Bewehrungszwischenräume usw.

Um diese Eigenschaften zu erreichen, müssen die Fließfähigkeit, die Viskosität und die Gefügestabilität des Betons optimal aufeinander eingestellt sein. Die Frischbetoneigenschaften des SVB werden durch einen wesentlich erhöhten Mehlkorngelalt erreicht. Zusammen mit Wasser und Fließmittel bildet das Mehlkorn (Korn < 0,125 mm) eine tragfähige Suspension (Leim) hoher Viskosität, in der die grobe Gesteinskörnung „schwimmt“.

## 6 Literatur

1. Schießl, P., *Beton. Skriptum zur Grundvorlesung*. 2003: München.
2. Weigler, H. and S. Karl, *Junger Beton - Beanspruchung, Festigkeit, Verformung (1/2)*. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1974. **40**(6): p. 392-400.
3. Weigler, H. and S. Karl, *Junger Beton - Beanspruchung, Festigkeit, Verformung (2/2)*. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1974. **40**(7): p. 481-484.
4. ACI Committee 305, *Hot Weather Concreting*. ACI Journal Proceedings, 1977. **74**(8): p. 317-332.
5. DIN 1045-3, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670*. 2012, Beuth-Verlag. p. 41.
6. DIN 1045, *Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung (Structural use of concrete - Design and construction)*. 1988, Beuth Verlag GmbH: Berlin, Germany. p. 148.
7. Reichel, W. and D. Conrad, *Beton - eine Einführung in das Selbststudium; Band 1: Eigenschaften, Projektierung, Prüfung*. 5 ed. 1976, Berlin, Germany: VEB Verlag für Bauwesen. 135.
8. Wesche, K., *Baustoffe für tragende Bauteile - Band 2: Beton, Mauerwerk (Nichtmetallisch-anorganische Stoffe): Herstellung, Eigenschaften, Verwendung, Dauerhaftigkeit*. 3. ed. Vol. 2. 1993, Wiesbaden: Bauverlag. XXII, 502.
9. Czernin, W., *Zementchemie für Bauingenieure*. 3 ed. 1977, Wiesbaden – Berlin: Bauverlag GmbH. 194.
10. Setzer, M.J., *Zum Mikrogefüge des Zementsteins und dessen Einfluss auf das mechanische Verhalten des Betons*. Zement und Beton, 1975. **85/86**: p. 29-35.
11. Locher, F.W., *Die Festigkeit des Zements (1/2)*. Beton, 1976. **26**(7): p. 247-249.
12. Locher, F.W., *Die Festigkeit des Zements (2/2)*. Beton, 1976. **26**(8): p. 283-286.
13. Weber, R., et al., *Guter Beton : Ratschläge für die richtige Betonherstellung*, ed. Bauberatung Zement. Vol. 19. 1995, Düsseldorf: Beton-Verlag. 133.
14. Biscopig, M. and R. Kampen, *Zement-Merkblatt Betontechnik - Zusammensetzung von Normalbeton – Mischungsberechnung*, InformationsZentrum Beton GmbH, Editor. 2017: Erkrath.
15. DIN 1045-2, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1 (Concrete, reinforced and prestressed concrete structures – Part 2: Concrete – Specification, properties, production and conformity – Application rules for DIN EN 206-1)*. 2008, Beuth-Verlag: Berlin. p. 62.
16. Walz, K. and G. Wischers, *Über Aufgaben und Stand der Betontechnologie. Teil 1: Aufbau und Herstellung des Betons*. Beton, 1976. **26**(10): p. 403-408.
17. Walz, K. and G. Wischers, *Über Aufgaben und Stand der Betontechnologie. Teil 2: Gefüge und Festigkeit des erhärteten Betons*. Beton, 1976. **26**(11): p. 442-444.
18. Walz, K. and G. Wischers, *Über Aufgaben und Stand der Betontechnologie. Teil 3: Formänderungen, Dichtigkeit und Beständigkeit des erhärteten Betons*. Beton, 1976. **26**(12): p. 476-480.
19. Price, W.H., *Factors Influencing Concrete Strength*. ACI Journal Proceedings, 1951. **47**(2): p. 417-432.
20. Saul, A.G.A., *Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure*. Magazine of Concrete Research, 1951. **2**(6): p. 127-140.
21. Lerch, W. and R.H. Bogue, *Heat of hydration of portland cement pastes*. Bureau of Standards Journal of Research, 1934. **12**: p. 645-654.
22. Davey, N. and E.N. Fox, *Temperature rise in hydrating concrete*, in *Technical Paper*. 1933, Building Research Station: London.

23. Deutscher Beton-Verein e. V., *Beton - Handbuch. Leitsätze für Bauüberwachung und Bauausführung*. 3 ed. 2001, Wiesbaden: Bauverlag GmbH. 408.
24. DIN EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. 2011.
25. Ruetters, A., *Mass Concrete as Affected by Size of Aggregate and Related Factors*. Journal Proceedings, 1933. **30**(9): p. 27-34.
26. Blanks, R.F. and C.C. McNamara, *Mass Concrete Tests In Large Cylinders*. ACI Journal Proceedings, 1935. **31**(1): p. 280-303.
27. DIN EN 12390-3, *Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern (Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens)*. 2019, Beuth-Verlag: Berlin. p. 20.
28. Malhotra, V.M., *Are 4 x 8 Inch Concrete Cylinders as Good as 6 x 12 Inch Cylinders for Quality Control of Concrete?* ACI Journal Proceedings, 1976. **73**(1): p. 33-36.
29. Voellmy, A., *Festigkeitskontrolle von Betonbelägen*, in *Betonstraßen-Jahrbuch 1957/1958*. 1958: Köln.
30. Bonzel, J., *Die Gestaltabhängigkeit der Betondruckfestigkeit (1/2)*. Beton- und Stahlbetonbau, 1959. **54**(9): p. 223-228.
31. Bonzel, J., *Die Gestaltabhängigkeit der Betondruckfestigkeit (2/2)*. Beton- und Stahlbetonbau, 1959. **54**(10): p. 247-248.
32. Neville, A.M., *A General Relation for Strengths of Concrete Specimens of Different Shapes and Sizes*. Journal of the American Concrete Institute, 1966. **63**(10): p. 1095-1110.
33. Day, R.L. and M.N. Haque, *Correlation Between Strength of Small- and Standard-Size Concrete Cylinders*. ACI Materials Journal, 1993. **90**(5): p. 452-462.
34. Bartlett, F.M. and J. Macgregor, G., *Effect of Core Diameter on Concrete Core Strengths*. ACI Materials Journal, 1994. **91**(5): p. 460-470.
35. Bartlett, F.M. and J. MacGregor, G., *Effect of Moisture Condition on Concrete Core Strengths*. ACI Materials Journal, 1994. **91**(3): p. 227-236.
36. Bartlett, F.M. and J.G. MacGregor, *Effect of Core Length-to-Diameter Ratio on Concrete Core Strengths*. ACI Materials Journal, 1994. **91**(4): p. 339-348.
37. DIN EN 13791, *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken*. 2008. p. 38.
38. DIN EN 12504-1, *Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 1: Bohrkernproben - Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit*. 2009, Beuth-Verlag.
39. DIN EN 12390-5, *Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern*. 2019, Beuth Verlag: Berlin. p. 11.
40. Meyer, A., *Beton mit bestimmten Eigenschaften*, in *Betonstein Jahrbuch*, V.W. Zementwerke, Editor. 1962, Bauverlag GmbH: Düsseldorf, Germany. p. 94-128.
41. DIN EN 12390-6, *Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern (Testing hardened concrete – Part 6: Tensile splitting strength of test specimens)*. 2010, Beuth-Verlag. p. 12.
42. Rüschi, H. and D. Jungwirth, *Stahlbeton - Spannbeton. Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke*. Vol. 2. 1976, Düsseldorf: Werner-Verlag. XII, 247.
43. Rüschi, H. and D. Jungwirth, *Stahlbeton - Spannbeton. Werkstoffeigenschaften und Bemessungsverfahren*. Vol. 1. 1972, Düsseldorf: Werner-Verlag. 358.
44. Kupfer, H., *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*, ed. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Vol. 229. 1973, Berlin: Ernst und Sohn. 126.
45. Gaede, K., *Versuche über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung und über den Einfluss der Größe der Proben auf die*

- Würfeldruckfestigkeit von Beton*, ed. D.A.f. Stahlbeton. Vol. 144. 1962, Berlin, Germany: Wilhelm Ernst & Sohn. 85.
46. Holzapfel, F., *Das Verhalten von Zementstein unter dynamischer Beanspruchung*, in *Fakultät für Bauwesen*. 1970, Rheinisch Westfälische Technische Hochschule. p. 83.
  47. Klausen, D. and H. Weigler, *Betonfestigkeit bei konstanter und veränderlicher Dauerschwellbeanspruchung*. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1979. **45**(3): p. 158-163.
  48. Rasch, C., *Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit*. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, ed. D.A.f. Stahlbeton. Vol. 154. 1962, Berlin, Germany: Wilhelm Ernst & Sohn. 72.
  49. Grasser, E., *Darstellung und kritische Analyse der Grundlagen für eine wirklichkeitsnahe Bemessung von Stahlbetonquerschnitten bei einachsigen Spannungszuständen*, in *Fakultät für Bauwesen*. 1968, Technische Hochschule: München, Germany.
  50. Schneider, U., *Über den thermischen Abbau zementgebundener Betone und dessen mechanisch-technologische Auswirkungen*. Tonindustrie-Zeitung, 1977. **101**(12): p. 404-407.
  51. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Heft 525 - Erläuterungen und ergänzende Anwendungsregeln zu DIN 1045-1*. 2003, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Berlin. p. 146.
  52. DIN EN 12390-13, *Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul) (Testing hardened concrete – Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression)*. 2014, Beuth-Verlag: Berlin. p. 14.
  53. Manns, W., *Über den Einfluß der elastischen Eigenschaften von Zementstein und Zuschlag auf die elastischen Eigenschaften von Mörtel und Beton*, in *Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen*. 1970: Opladen.
  54. Thienel, K.-C., *Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung: Versuche und Modellbildung*, ed. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Vol. 437. 1994, Berlin: Beuth. 126.
  55. DIN 1048-5, *Prüfverfahren für Beton - Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*. 1991. p. 8.
  56. Buntke, N., *Heft 422 Prüfung von Beton - Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048 (Testing of Concrete - Recommendations and Advises in Addition to DIN 1048)*. 1991, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Berlin. p. 53.
  57. Pickett, G., *Effect of Aggregate on Shrinkage of Concrete and a Hypothesis Concerning Shrinkage*. ACI Journal Proceedings, 1956. **52**(1): p. 581-590.
  58. Carlson, R.W., *Drying Shrinkage Of Large Concrete Members*. ACI Journal Proceedings, 1937. **33**(1): p. 327-336.
  59. Dettling, H., *Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone*. Schriftenreihe der Technische Hochschule Stuttgart, Otto-Graf-Institut. Vol. 3. 1962, Stuttgart. 193.
  60. DIN 4108-4, *Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden - Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Bemessungswerte (Thermal insulation and energy economy in buildings – Part 4: Hygrothermal design values)*. 2017, Beuth Verlag GmbH: Berlin. p. 47.
  61. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., *Merkblatt „Sichtbeton“ (Leaflet - Exposed Concrete)*. 2015, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: Berlin. p. 53.