

2 Materialverhalten

Beton, Bewehrung und Verbund

Stahlbeton ist ein Verbundwerkstoff aus den Baustoffen Beton und Bewehrung. Für das Tragverhalten ist – neben den Eigenschaften von Beton und Bewehrung – das Verbundverhalten von zentraler Bedeutung.

In diesem Kapitel werden die für das Verständnis wichtigsten Aspekte erläutert.

Verhalten von Beton auf Zug

Direkter Zugversuch (a) : heikel, vor allem Exzentrizitäten kritisch

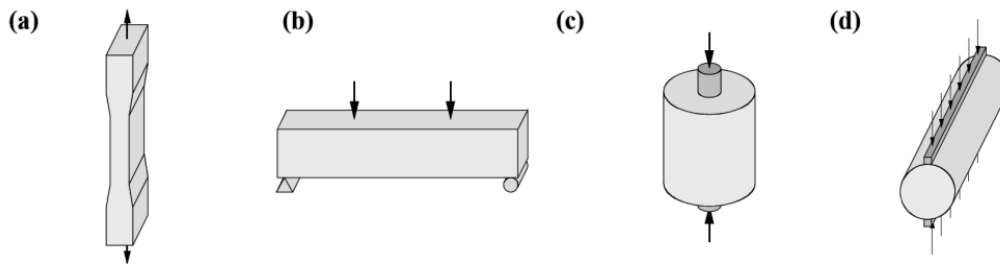
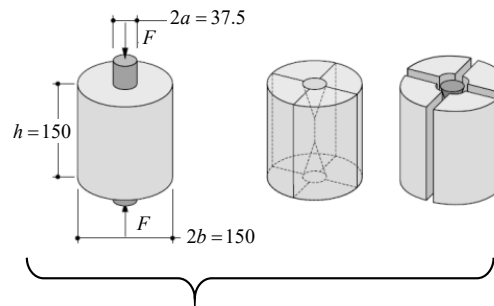
→ indirekte Versuche üblich:

(b) Biegezugversuch

(c) **Stempelversuch** (Streuung klein)

(d) Spaltzugversuch

Sprödes Bruchverhalten



Aufgrund des spröden Verhaltens ist die Durchführung direkter Zugversuche (Abbildung a) an Betonprüfkörpern sehr heikel. Kleinste Exzentrizitäten der Lasteinleitung beeinflussen die Resultate stark, was zu nochmals grösseren Streuungen als ohnehin bereits vorhanden führt.

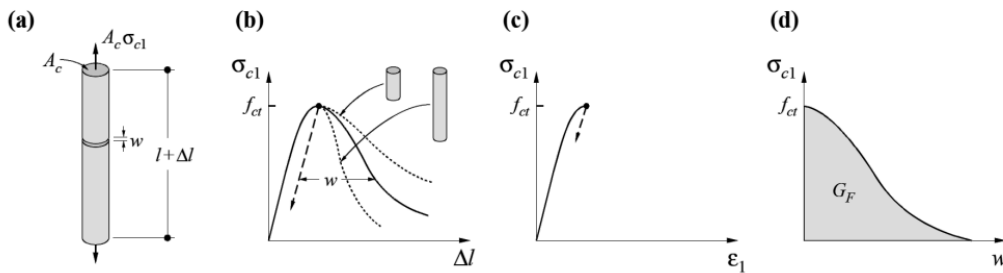
In der Praxis behilft man sich daher mit indirekten Zugversuchen, aus denen die direkte Zugfestigkeit durch Rückrechnung ermittelt wird.

In der Abbildung sind folgende Versuche dargestellt:

- Direkter Zugversuch (Verdickung an Enden zur Vermeidung von Brüchen infolge Lasteinleitung)
- Biegezugversuche (Biegezugfestigkeit ist ca. 50% grösser als direkte Zugfestigkeit)
- Stempeldruckversuch (streut am wenigsten, Standardversuch der Professur Kaufmann)
- Spaltzugversuch («Brasilianerversuch»)

Verhalten von Beton auf Zug

- Geringe Festigkeit $f_{ct} \cong 0.3f_c^{2/3}$ (normale Betone: ca. 10% der Druckfestigkeit f_c)
- Sehr sprödes Verhalten, grosse Streuung, Massstabeffekt (lange Prüfkörper spröder), Risse infolge diverser Ursachen möglich
- Zugfestigkeit des Betons wird bei der Bemessung daher vernachlässigt (indirekt doch angesetzt, insbesondere für Verbund Beton-Bewehrung nötig)
- Bruchmechanik: Bruchenergie G_F als Materialkennwert erklärt Massstabeffekt (z.B. fictitious crack model / crack band model)



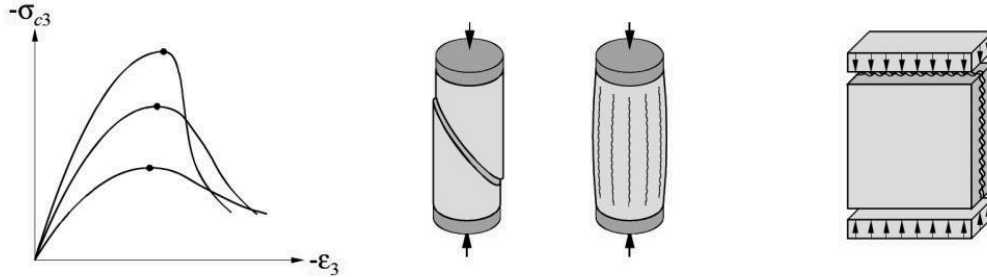
Beton verhält sich auf Zug spröde, die Zugfestigkeit ist zudem klein und streut verhältnismässig stark. Der Beitrag von Zugspannungen im Beton an den Tragwiderstand wird daher bei der Bemessung in der Regel «vernachlässigt».

Dennoch ist sie für die Tragsicherheit in den meisten Tragwerken notwendig: Der Verbund zwischen Beton und Bewehrung beruht auf der Zugfestigkeit, und kaum eine Bewehrungsverankerung würde ohne Zugfestigkeit des Betons funktionieren. Auch der Überdeckungsbeton kann (auf Druck) nur dank der Zugfestigkeit des Betons mitwirken. Rechnerisch wird die Zugfestigkeit implizit bei der Schubbemessung von Platten ohne Bügelbewehrung angesetzt und ebenso bei der Ermittlung der Steifigkeit (zugversteifende Wirkung des Betons zwischen den Rissen). Diese Aspekte werden in späteren Kapiteln behandelt.

In verformungsgesteuerten Versuchen auf steifen Prüfmaschinen (Abb. a) kann ein entfestigendes Verhalten des Betons ermittelt werden (Abb. b). Rechnerisch kann dies beispielsweise mit dem «fictitious crack model (Modell des fiktiven Risses)» (alternativ dazu «crack band model», Resultate analog) untersucht werden. Dieses nimmt an, dass sich die Verformungen beim Bruch in einem fiktiven Riss konzentrieren (Abb. d: angenommene Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung eines fiktiven Risses resp. der Bruchprozess-Zone), während der restliche Versuchskörper elastisch entlastet (Abb. c) wird. Die Bruchenergie G_F ist dabei näherungsweise konstant (unabhängig von der Länge des Prüfkörpers). Damit lässt sich der beobachtete Massstabeffekt (lange Prüfkörper entfestigen steiler als kurze) erklären.

Verhalten von Beton auf Druck

- Verhalten bei einachsigem Druck spröd, aber weniger ausgeprägt als auf Zug
- Druckfestigkeit f_c wird bei $\epsilon_{c0} \cong 2\text{‰}$ erreicht, höherfeste Betone spröder
- Massstabeffekt (lange Prüfkörper sind spröder)
- Zylinderdruckversuch: normale Betone Gleitbruch, höherfeste Betone und scheibenförmige Bauteile eher laminares Aufspalten
- Festigkeitsreduktion bei langer Einwirkungsdauer resp. langsamerer Belastung
- In Schweiz eher moderate Druckfestigkeiten üblich ($f_{ck} = 25 \dots 30 \text{ MPa}$), international teilweise deutlich höher (z.B. Skandinavien)



Wie unter Zugbeanspruchung verhält sich Beton unter einachsiger Beanspruchung auch auf Druck spröd, wobei jedoch die Druckfestigkeit rund zehnmals grösser ist als die Zugfestigkeit und die Bruchdehnung infolge der mit zunehmender Beanspruchung abnehmenden Steifigkeit nochmals grösser. Typische Stauchungen beim Erreichen der einachsigen Druckfestigkeit liegen im Bereich von 2‰ (Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit: ca. 0.1‰).

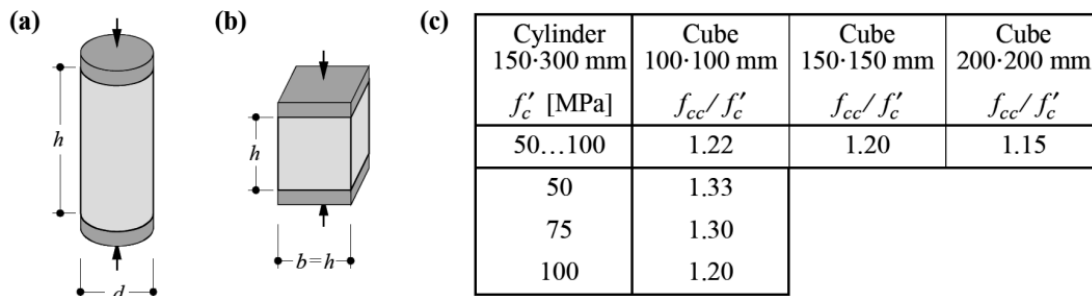
Das entfestigende Verhalten des Betons kann grundsätzlich mit ähnlichen Modellvorstellungen untersucht werden wie auf Zug (Bruchprozesszone mit näherungsweise konstanter Bruchenergie), wobei entsprechende Modelle weniger weit entwickelt sind.

In Zylinderdruckversuchen zeigen normalfeste Betone typischerweise Gleitbrüche (Versagen entlang einer geneigten Ebene), hochfeste Betone tendieren eher zu einem laminaren Aufspalten. Ähnliche Versagen werden auch in scheibenförmigen Versuchskörpern beobachtet.

Infolge des Kriechens (siehe später) ist die Druckfestigkeit stark von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig (schnelle Beanspruchung = hohe Festigkeit). Für die Bemessung müssen die in Versuchen festgestellten Druckfestigkeiten entsprechend abgemindert werden. Andererseits nimmt die Druckfestigkeit infolge der fortschreitenden Hydratation des Betons mit der Zeit zu, so dass viele Normen (u.a. SIA 262) annehmen, dass sich diese Effekte im Normalfall kompensieren.

Verhalten von Beton auf Druck

- (a) Zylinderdruckversuch → f_c (Stirnflächen müssen geschliffen werden)
- (b) Würfeldruckversuch → $f_{c,cube}$ (einfacher, da geschaltete Oberflächen)
- (c) Einfluss von Form und Grösse der Prüfkörper beachten
 - Querbehinderung durch Lasteinleitplatten bei Zylinder kleiner, daher $f_{c,cube} > f_c$
 - Massstabeffekt: Festigkeit geometrisch ähnlicher Prüfkörper nimmt mit Grösse ab, lange Versuchskörper spröder als kurze (analog Verhalten auf Zug)

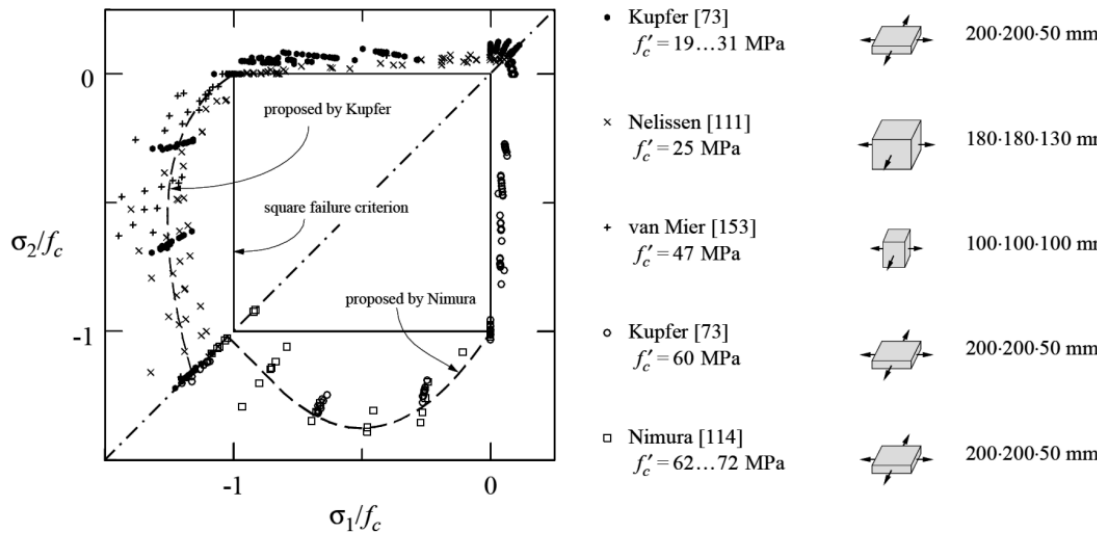


Die Druckfestigkeit ist der wichtigste (und weitgehend einzige) Parameter des Betons, welcher in die Bemessung einfließt; die meisten anderen Eigenschaften (E-Modul, Zugfestigkeit) werden in Funktion der Druckfestigkeit ermittelt. Als Bezugswert wird dabei grundsätzlich die in standardisierten Versuchen an Zylindern ($\varnothing 150 \times 300$ mm) in einem Alter von 28 Tagen ermittelte Druckfestigkeit verwendet. Aus praktischen Gründen wird in der Schweiz (und einigen anderen Ländern) die Druckfestigkeit in Würfeldruckversuchen ermittelt; dies hat den Vorteil, dass die Prüfkörper vor dem Versuch nicht plangeschliffen werden müssen (Lasteinleitung über geschaltete Seitenflächen). Die Würfeldruckfestigkeit liegt wegen der grösseren Behinderung durch die Lasteinleitplatten (Bruchebene kann sich nicht frei einstellen) etwa 15% höher als die Zylinderdruckfestigkeit und muss entsprechend reduziert werden.

Die Druckfestigkeit von Beton hat im Laufe der Zeit stetig zugenommen. Heute sind Druckfestigkeiten von 80-100 MPa ohne weiteres möglich (5-6x so hoch wie in der Anfangszeit des Stahlbetons). Ultrahochfeste Faserbetone erreichen sogar Druckfestigkeiten im Bereich von Baustahl (> 200 MPa). In der Schweiz wird das Potential hochfester Betone bisher kaum genutzt; vielmehr werden – mit Ausnahme vorfabrizierter Stützen – meist Betone mit eher geringen Druckfestigkeiten eingesetzt. Während dies für viele Anwendungen gerechtfertigt ist (hohe Druckfestigkeit hat nicht nur Vorteile, siehe Mindestbewehrung), sollte bei hochbeanspruchten Bauwerken (zum Beispiel Bogenbrücken) der Einsatz höherfester Betone vermehrt in Betracht gezogen werden.

Verhalten von Beton auf Druck

- Druckfestigkeit durch zweiachsige Beanspruchung (Druck) moderat erhöht

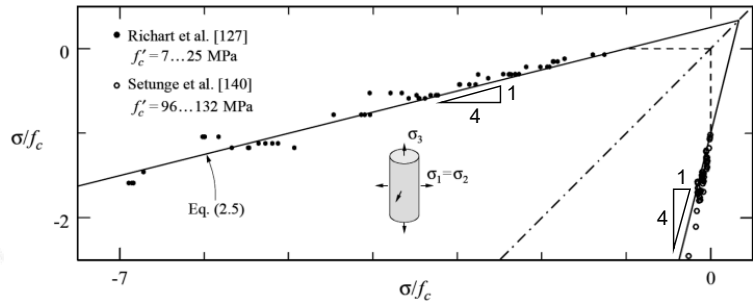
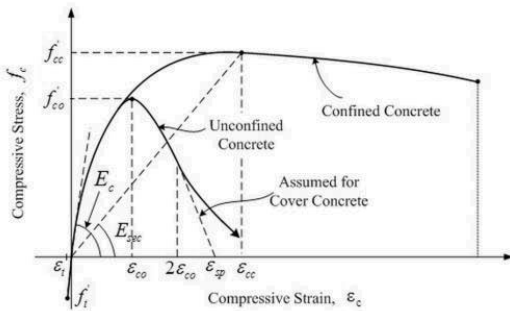


Unter zweiachsiger Druckbeanspruchung (ebener Spannungszustand, grösste Hauptspannung = 0) ist eine moderate Festigkeitserhöhung von etwa maximal 25% feststellbar.

Zweiachsige Versuche sind nicht einfach durchzuführen, und es sind im Vergleich zur einachsigen und auch zur dreiachsigen Druckfestigkeit nur wenige brauchbare Versuchsergebnisse vorhanden. Ältere Versuche unter «zweiachsiger Druckbeanspruchung» hatten einen viel grösseren Einfluss gezeigt. Diese Resultate waren jedoch durch die Querbehinderung infolge steifer Lasteinleitplatten (grösste Hauptspannung ebenfalls Druck anstatt 0) verfälscht.

Verhalten von Beton auf Druck

- Druckfestigkeit wird durch dreiachsige Beanspruchung stark erhöht
- Näherungsweise gilt $f_{c3} \cong f_c - 4\sigma_{c1}$ (mit $\sigma_{c3} \leq \sigma_{c1} = \sigma_{c2}$)
- Querbewehrung wirkt wie Querdruck (wirksamer als Längsbewehrung !)
(Vorzeichen: Druckfestigkeit positiv, Druckspannung negativ)



Durch allseitigen Querdruck wird die Druckfestigkeit des Betons stark erhöht (etwa um den vierfachen Betrag der betragsmässig kleineren Querdruckspannung). Dies, da die bei einachsiger Beanspruchung auftretenden, mit einer Volumenzunahme einhergehenden Versagensarten (Abscheren, laminares Aufspalten) durch den Querdruck behindert werden.

Anstatt «aktiv» einen Querdruck aufzubringen, kann dieser auch «passiv» durch einlegen einer Umschnürungsbewehrung erzielt werden, welche durch das dilatante Verhalten (Volumenzunahme) des Betons beim Bruch aktiviert wird. Dies ist seit der Anfangszeit des Betonbaus bekannt, und es gab dafür damals sogar eigene Patente für umschnürte Betondruckglieder (Considère 1901, „béton fretté“).

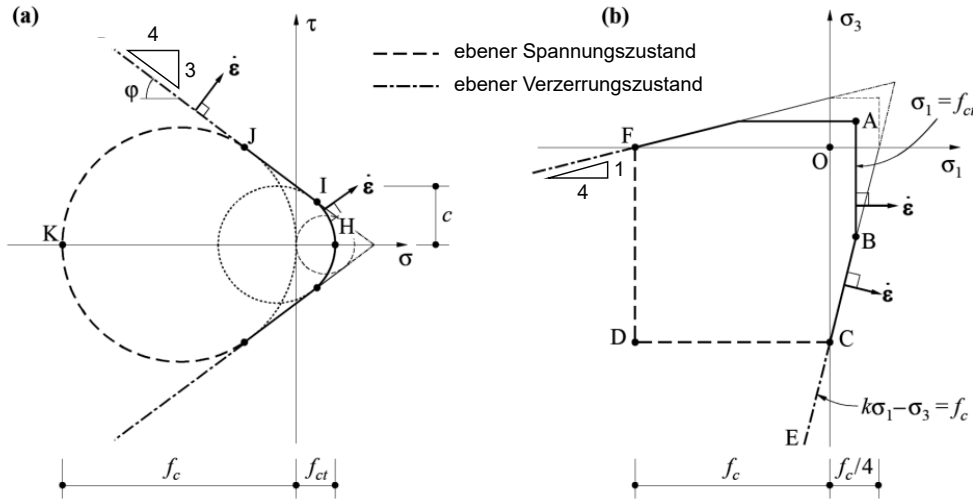
Die in frühen Versuchen (insbesondere Richart, Brandtzaeg und Brown vor fast 100 Jahren) an Beton mit sehr geringen Druckfestigkeiten festgestellte ungefähre Proportionalität zwischen Querdruck und Festigkeitserhöhung (ca. Faktor 4) konnte auch für höherfeste Betone (und im Falle passiver Umschnürung für höherfeste Bewehrung) bestätigt werden. Hier ist der durch Versuche abgesicherte Bereich infolge beschränkter Kapazität der Prüfmaschinen jedoch noch gering.

Neben der Erhöhung der Druckfestigkeit bewirkt allseitiger Querdruck auch eine ausgeprägte Erhöhung der Bruchstauchung (duktileres Verhalten).

Verhalten von Beton auf Druck

Modifizierte Fließbedingung von Coulomb

Normaler Beton: $\tan\varphi = 0.75 \rightarrow c = f_c/4, \varphi = \text{ca. } 37^\circ$

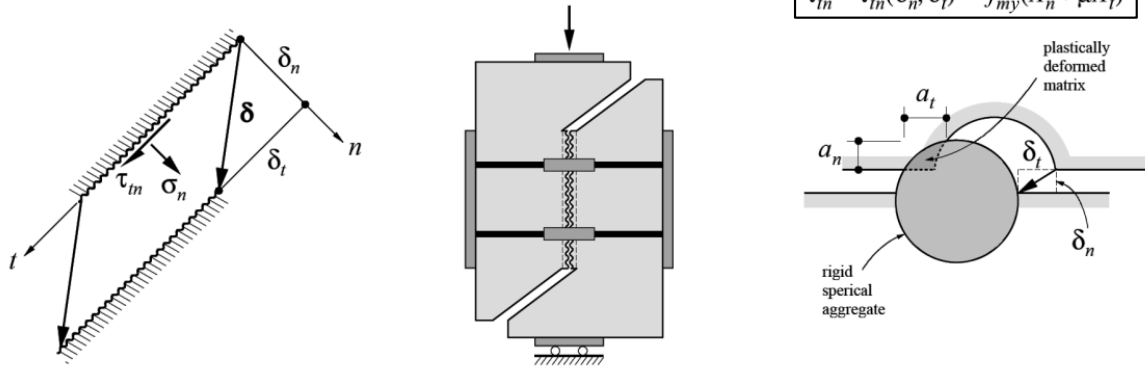


Analytisch kann die Zug- und insbesondere Druckfestigkeit des Betons mit einer modifizierten Fließbedingung von Coulomb gut angenähert werden, wenn man die Werte $c = f_c/4$ und $\tan(\varphi) = 0.75$ ($\varphi = 36.9^\circ$) ansetzt («modifiziert», da im Vergleich mit einer Bruchbedingung nach Coulomb zusätzlich eine Begrenzung der Zugfestigkeit (beispielsweise $f_{ct} = 0$) eingeführt wird.

Daraus resultiert ein Proportionalitätsfaktor zwischen Querdruck und Festigkeitserhöhung von exakt 4, siehe rechte Abbildung.

Rissverzahnung des Betons («aggregate interlock»)

- Für Bemessung nicht verwendet, eigentlich wird die Übertragung von Kräften über Risse (aus früheren Beanspruchungen) aber von vielen Bemessungs-Modellen implizit vorausgesetzt
- Verhalten (und Versuche) komplex, kleinste Verschiebungen, grosse Streuung
- Modell von Walraven (1981) auch heute noch aktuell (starre Zuschlagskörner, plastische Zementmatrix mit Festigkeit f_{my} , wobei (A_n, A_t) von (δ_n, δ_t) abhängen)



13.09.2024

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

9

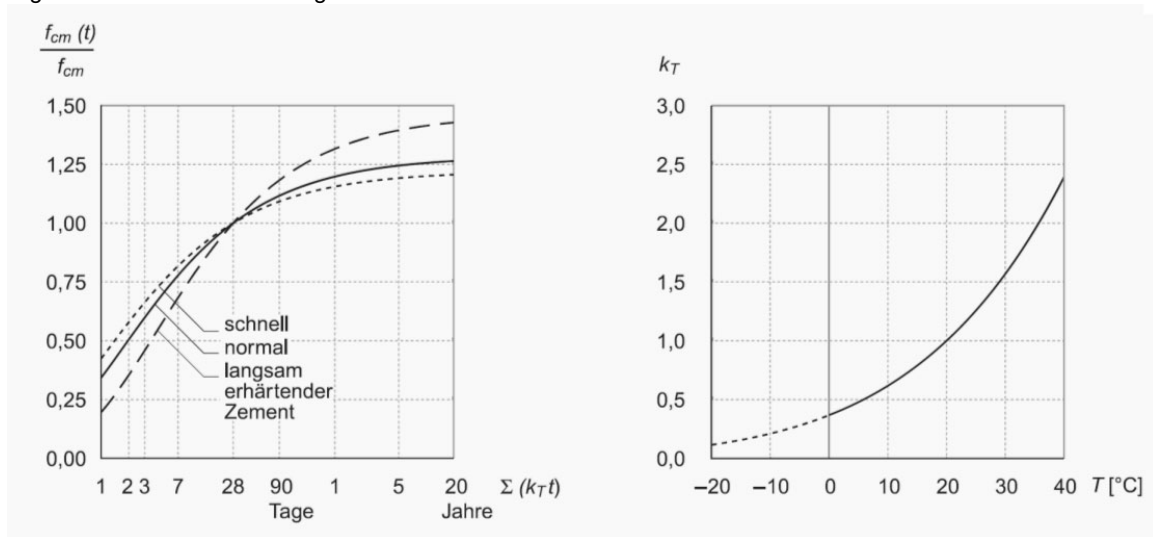
Risse im Beton sind nicht glatt, sondern weisen eine Rauigkeit auf. Diese Rauigkeit ist für normalfesten Beton grösser als für hochfesten Beton, da die Risse in normalfestem Beton entlang der Zuschlagskörner verlaufen (grosse Makro-Rauigkeit), während sie in höherfestem Beton dagegen oft durch die Zuschlagskörner hindurch gehen.

Die Rissverzahnung ist implizit für die Tragsicherheit vieler Bauwerke notwendig, beispielsweise für die Schubübertragung in gerissenen Bauteilen (auch wenn die Zugfestigkeit vernachlässigt wird) und insbesondere über Betonierfugen, welche grundsätzlich Schwachstellen sind und infolge Schwinden des Betons oft (leicht) aufreissen.

Das Verhalten kann mit dem Modell von Walraven abgeschätzt werden, wobei verschiedene Einflüsse (kreuzende Bewehrung, Korngrösse, ...) nicht abschliessend geklärt sind und die in Versuchen gemessenen Werte sehr starken Streuungen unterliegen.

Zeitabhängiges Verhalten von Beton

- Druckfestigkeitszunahme über > 20 Jahre, abhängig von Temperatur
- Bezugswert üblicherweise: 28 Tage / 20°C



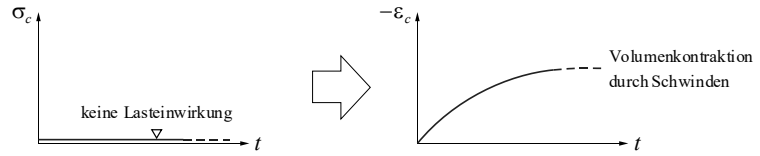
Die Festigkeit von Beton nimmt mit der Zeit infolge der fortschreitenden Hydratation des Zements zu. Während diese Zunahme früher (reiner Klinkerzement) sehr gross war und ohne weiteres 50% oder mehr der normgemässen Festigkeit (nach 28 Tagen) betragen konnte, ist sie für moderne Betone geringer. Sie kompensiert aber in der Regel immer noch den Unterschied zwischen der Festigkeit im Laborversuch (schnell) und der Festigkeit am Bauwerk (ständige Belastung = sehr langsam).

Wird im Winter gebaut, ist zu beachten, dass die Festigkeit bei tiefen Temperaturen langsamer zunimmt. Zwischen im Labor unter Normbedingungen (20°C) gelagerten Prüfkörpern und der Festigkeit am Bauwerk kann daher, insbesondere im jungen Alter (beispielsweise nach 28 Tagen) ein grosser Unterschied bestehen. In kritischen Fällen – beispielsweise wenn nach wenigen Tagen ausgeschalt oder gar vorgespannt werden muss – empfiehlt es sich, die am Bauwerk tatsächlich vorhandene Festigkeit zu bestimmen (beispielsweise mit Betonprüfhammer, wobei diese Messungen vorgängig geeicht werden müssen).

Zeitabhängiges Verhalten von Beton

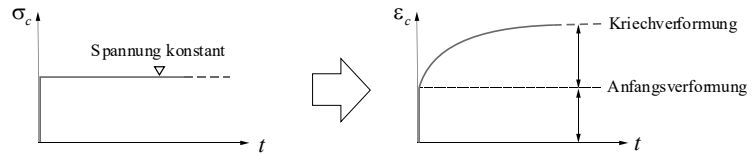
Schwinden

Volumenkontraktion ohne Lasteinwirkung
 (Darstellung für freie = unbehinderte Verformungen
 → keine Zwängungen)



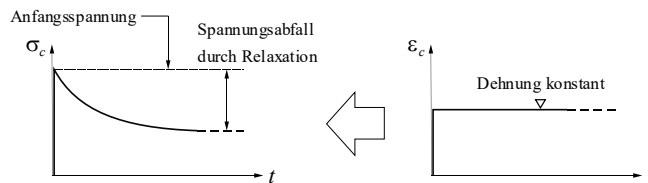
Kriechen

Zunahme der Verformungen unter konstanter Spannung



Relaxation

Abfall der Spannungen unter konstanter Dehnung



Beton ist viskos und zeigt somit ein zeitabhängiges Verhalten. Dieses wird primär durch die Eigenschaften der Zementmatrix beeinflusst. Man unterscheidet üblicherweise zwischen Schwinden (Volumenkontraktion des Betons ohne Lasteinwirkung), Kriechen (Zunahme der Verformungen unter konstanter Spannung) und Relaxation (Abnahme der Spannungen bei konstanter Dehnung).

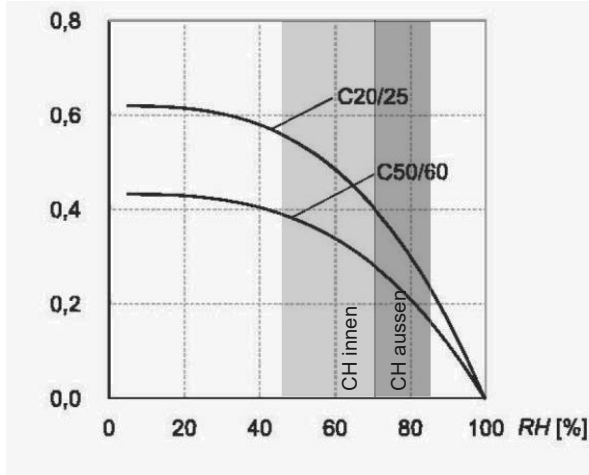
Kriechen und Relaxation sind zwei Aspekte des gleichen Phänomens, und das Schwinden wird zumindest teilweise durch die gleichen Prozesse verursacht. Schwinden, Kriechen und Relaxation treten in der Regel zudem gleichzeitig auf. Einfachheitshalber werden sie üblicherweise aber getrennt betrachtet, wobei empirische, an Versuchsdaten kalibrierte Modelle zur Anwendung gelangen.

Daher (und wegen des Schwindens) ist die Vorspannung nur mit hochfestem Stahl sinnvoll: Die Dehnung muss viel grösser als die Betonkriechstauchung sein, sonst geht die Vorspannung verloren.

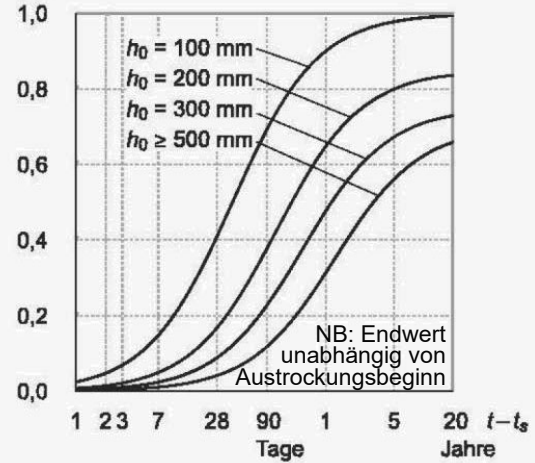
Zeitabhängiges Verhalten von Beton

Trockenschwinden ϵ_{cd}
(nach SIA 262)

Trockenschwindmass $\epsilon_{cd\infty}$ [‰]



Zeitverlauf $\epsilon_{cd}(t) / \epsilon_{cd\infty}$



Hauptursache für das Schwinden normalfester Betone ist das Trockenschwinden. Dieses ist bei trockener Umgebung grösser als bei feuchter Umgebung, und es läuft bei dünnen Bauteilen (grössere Oberfläche im Vergleich zum Volumen) schneller ab als bei dicken Bauteilen. Es wird manchmal in weitere Anteile (kapillares Schwinden, Austrocknungsschwinden, Karbonatisierungsschwinden) unterteilt, was jedoch in der Regel nicht erforderlich ist und auch in den heutigen Normen nicht gemacht wird.

Im Gegensatz zum Kriechen hat der Zeitpunkt des «Belastungsbeginns» (Austrocknungsbeginn) keinen Einfluss auf den Endwert des Schwindens.

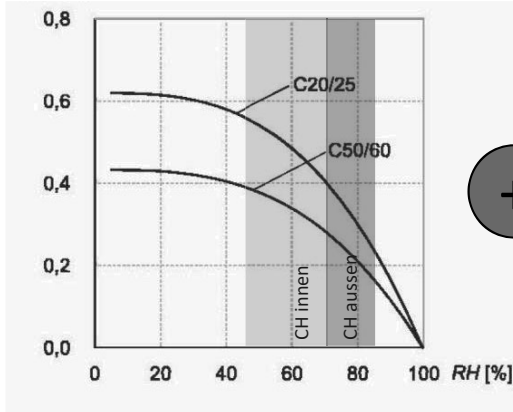
Zeitabhängiges Verhalten von Beton

Trockenschwinden ϵ_{cd}

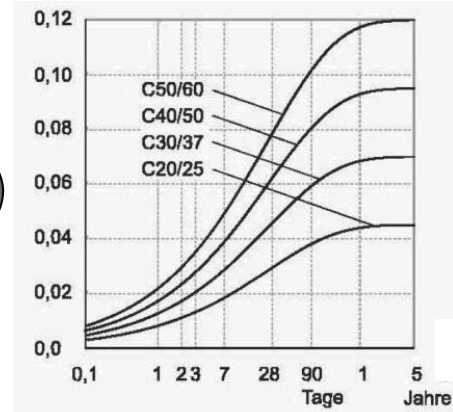
Autogenes Schwinden ϵ_{ca} (nach SIA 262)

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{cd(t)} + \epsilon_{ca}(t)$$

Trockenschwindmass $\epsilon_{cd\infty}$ [‰]



Zeitverlauf und Schwindmass $\epsilon_{ca}(t)$ [‰]



Bei hochfesten Betonen mit sehr tiefem W/Z-Wert ist zusätzlich zum Trockenschwinden das autogene Schwinden zu beachten. Dieses tritt auch auf, wenn der Prüfkörper luftdicht abgeschlossen gelagert wird.

Massgebend ist die Summe aus Trockenschwinden und autogenem Schwinden.

Sehr wichtig ist, dass das Früh- resp. Kapillarschwinden minimiert wird (wovon die in den Normen angegebenen Formeln ausgehen). Andernfalls können signifikant grössere Schwindverkürzungen auftreten (bis 4‰!), was grosse Risse verursachen kann, wodurch insbesondere die Dauerhaftigkeit stark beeinträchtigt wird. Ursache für das Früh- resp. Kapillarschwinden sind Kapillarspannungen während der Verdunstung von Wasser aus dem Frischbeton. Diese führen zu dichter Lagerung der Zementmatrix in den ersten Stunden bis zum Erstarren. Dies muss durch Nachbehandlung (Verhinderung signifikanter Wasserverluste an der frischen Betonoberfläche, wie sie durch hohe Beton- oder Lufttemperaturen, geringe Luftfeuchtigkeit und Wind verursacht werden) vermieden werden.

Nähere Angaben siehe Vorlesung Advanced Structural Concrete.

Zeitabhängiges Verhalten von Beton

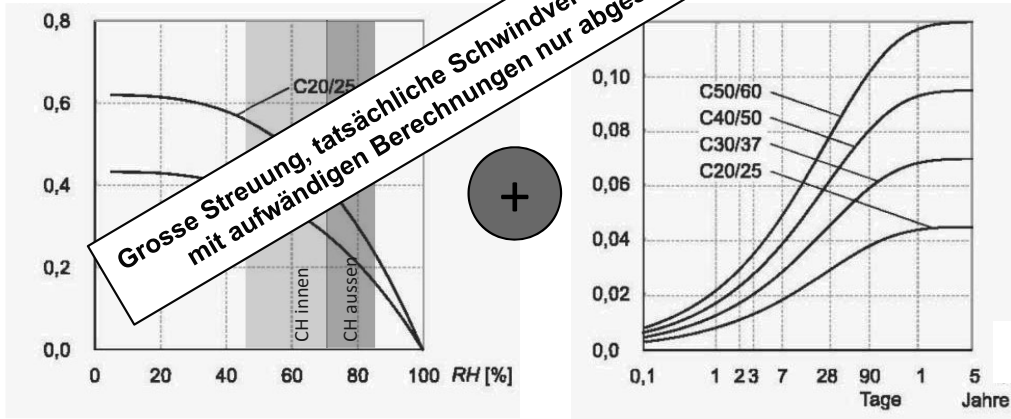
Trockenschwinden ϵ_{cd}

Autogenes Schwinden (nach SIA 262)

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t)$$

Trockenschwindmass $\epsilon_{cd\infty}$ [‰]

Schwindmass $\epsilon_{ca}(t)$ [‰]



Bei hochfesten Betonen mit sehr tiefem W/Z-Wert ist zusätzlich zum Trockenschwinden das autogene Schwinden zu beachten. Dieses tritt auch auf, wenn der Prüfkörper luftdicht abgeschlossen gelagert wird.

Massgebend ist die Summe aus Trockenschwinden und autogenem Schwinden.

Sehr wichtig ist, dass das Früh- resp. Kapillarschwinden minimiert wird (wovon die in den Normen angegebenen Formeln ausgehen). Andernfalls können signifikant grössere Schwindverkürzungen auftreten (bis 4‰!), was grosse Risse verursachen kann, wodurch insbesondere die Dauerhaftigkeit stark beeinträchtigt wird. Ursache für das Früh- resp. Kapillarschwinden sind Kapillarspannungen während der Verdunstung von Wasser aus dem Frischbeton. Diese führen zu dichter Lagerung der Zementmatrix in den ersten Stunden bis zum Erstarren. Dies muss durch Nachbehandlung (Verhinderung signifikanter Wasserverluste an der frischen Betonoberfläche, wie sie durch hohe Beton- oder Lufttemperaturen, geringe Luftfeuchtigkeit und Wind verursacht werden) vermieden werden.

Nähere Angaben siehe Vorlesung Advanced Structural Concrete.

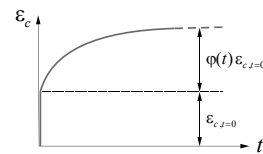
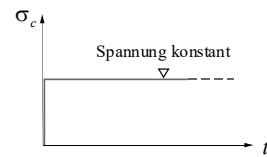
Zeitabhängiges Verhalten von Beton

Kriechen

- Zunahme der Verformung bei konstanter Spannung

$$\epsilon_c(t) = \epsilon_{c,t=0} (1 + \varphi(t))$$

- Normalfall: $\varphi_{t=\infty} \cong 1.5 \dots 2.5$, d.h. Zunahme der Verformungen um Faktor 2.5...3.5
- Analoges Verhalten auf Zug (ungerissener Beton)



Die Kriechverformungen des Betons werden über die Kriechzahl φ (φ = Verhältnis Kriechverformung / elastische Verformung) erfasst.

Ungerissener Beton kriecht (und relaxiert) auch unter Zugbeanspruchung. Allerdings liegen dazu deutlich weniger Versuchsdaten vor als für Druckbeanspruchung.

Zeitabhängiges Verhalten von Beton

Relaxation (\approx Kriechen bei $\varepsilon = \text{const.}$)

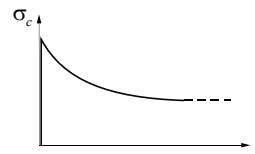
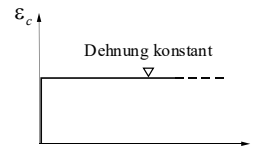
- Abnahme der Spannung bei konstanter Verformung
- Grobe Näherung (fikt. E-Modul):

$$\sigma_c(t) = \sigma_{c,t=0} \frac{1}{1 + \varphi}$$

- Bessere Näherung (nach Trost):

$$\sigma_c(t) = \sigma_{c,t=0} \left(1 - \frac{\varphi(t)}{1 + \mu\varphi} \right)$$

- Normalfall: $\varphi_{t=\infty} \cong 1.5 \dots 2.5$, $\mu = \text{ca. } 0.75$, d.h. Abbau der initialen Spannung auf ca. 25%
- Abbau bei langsamer aufgezwungener Verformung weniger stark (auf ca. 40%)

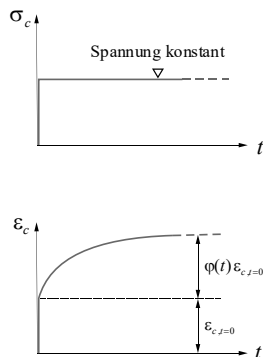


Kriechen und Relaxation bezeichnen, wie bereits erwähnt, das gleiche Phänomen. Die Relaxationsfunktion kann somit ebenfalls mit der Kriechzahl φ erfasst resp. aus der Kriechfunktion ermittelt werden (erfordert die Lösung einer linearen inhomogenen Volterra-Integralgleichung, siehe Marti, Baustatik).

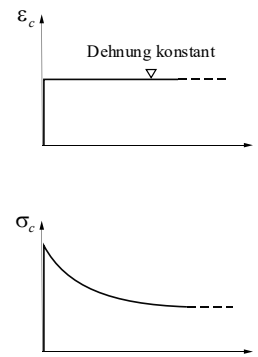
Die Näherung der Relaxationsfunktion über einen fiktiven E-Modul unterschätzt den Abbau der Spannungen infolge Relaxation. Eine bessere Näherung resultiert aus dem Verfahren von Trost (exakt, falls der Beiwert μ wie oben beschrieben aus der Kriechfunktion ermittelt wird), siehe Advanced Structural Concrete.

Zeitabhängiges Verhalten von Beton

Kriechen



Relaxation



Kriechen und Relaxation unterliegen ähnlich grossen Streuungen wie das Schwinden (5%-Fraktilwerte des Kriechbeiwerts liegen in Versuchen bei $\pm 30 \dots 40\%$).

Die tatsächlichen Kriechverformungen (resp. Relaxation) können somit auch mit den in den Normen enthaltenen, ziemlich komplizierten Formeln nur abgeschätzt werden.

Nähere Angaben und rechnerische Verfahren zur Berücksichtigung des Kriechens resp. der Relaxation siehe Vorlesung Advanced Structural Concrete.

Zeitabhängiges Verhalten von Beton

Parameter	Einfluss auf die Schwinddehnungen	Einfluss auf die Kriechzahl
Bauteilabmessung (mittlere Bauteilstärke resp. spezifische Oberfläche)	wesentlich schnellerer Verlauf bei dünnen Bauteilen	etwas schnellerer Verlauf bei dünnen Bauteilen
Relative Luftfeuchtigkeit	kleinere Werte bei grösserer Luftfeuchtigkeit	
Betonalter / Hydratationsgrad bei Belastung (t_0) resp. bei Austrocknungsbeginn (t_s)	ohne Einfluss auf Endwert und Verlauf ab Austrocknungsbeginn	grössere Verformungen bei früher Belastung
Zementart	kleinere Werte für langsam erhärtenden Zement	grössere Werte für langsam erhärtenden Zement, nur bei früher Belastung signifikant
Temperatur	etwas schnellerer Verlauf und grössere Werte bei höheren Temperaturen	tiefere Temperaturen entsprechen einem früheren Belastungszeitpunkt
Betondruckfestigkeit (W/Z-Wert, Zementart)	kleinere Werte für höhere Betonfestigkeit	
Belastungsniveau	kein Einfluss	grössere Werte bei hoher Druckbeanspruchung

13.09.2024

18

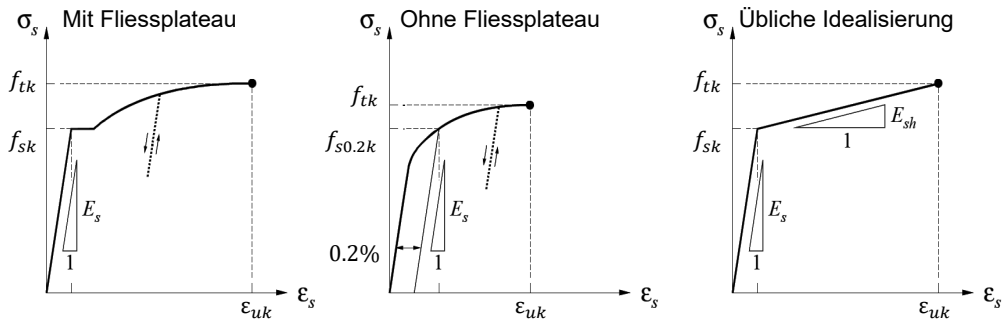
Die Tabelle (aus AGB-Bericht 629) zeigt die wesentlichen Einflüsse auf die Schwind- und Kriechverformungen. Der Einfluss des autogenen Schwindens (bei hochfesten Betonen mit sehr niedrigem W/Z-Wert) ist darin nicht berücksichtigt; bei solchen Betonen nimmt das Schwindmass mit kleinerem W/Z-Wert unter Umständen wieder zu.

Verhalten von Betonstahl

- In der Schweiz üblicher Betonstahl (generell $E_s = 205$ GPa gemäss Swisscodes)

Betonstahl (A/B/C: Duktilitätsklasse)	B500A	B500B	B500C	B700B
Fließsgrenze f_{sk} in MPa	500			700
Dehnung bei Höchstlast ϵ_{uk}	$\geq 2.5\%$	$\geq 5\%$	$\geq 7.5\%$	$\geq 5\%$
Verhältnis $(f_t/f_s)_k$ (Verfestigung)	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 ≤ 1.35	≥ 1.08

in CH heute üblich



Die Bewehrung resp. der Betonstahl übernimmt im Stahlbeton die Zugkräfte und gewährleistet – bei geeigneten Materialeigenschaften und richtiger konstruktiver Durchbildung – die Duktilität.

Als Betonstahl werden Stabstahl, gerichtetes Ringmaterial und geschweisste Matten eingesetzt. Die Stabdurchmesser liegen in der Schweiz zwischen 8 und 40 mm. Kleinere Durchmesser werden primär als Ringmaterial vertrieben (heute bis $\varnothing 20$ mm, Tendenz steigend), grössere Durchmesser und Bewehrung mit hohen Duktilitätsanforderungen als Stabstahl. Alle Betonstähle weisen eine gerippte Oberfläche auf, um einen ausreichenden Verbund mit dem Beton zu gewährleisten.

Je nach Herstellungsverfahren und Zusammensetzung (Legierung) weist Betonstahl ein eindeutiges Fließplateau auf (naturharte, wärmebehandelte und mikrolegierte Stähle) oder nicht (kaltverformte, hochlegierte Stähle). Die Fließsgrenze ist bei Stählen ohne Fließplateau als Last, bei welcher nach Entlastung 0.2% Dehnung verbleibt, definiert.

Neben der Festigkeit ist die Duktilität des Betonstahls sehr wichtig, da diese die Basis für die Duktilität des Stahlbetons bildet. Eine hohe Duktilität des Betonstahls ist insbesondere deshalb nötig, weil die Dehnungen im Betonstahl durch die Verbundwirkung des Betons (Lokalisierung der Dehnungen in den Rissen) reduziert wird. In der Regel wird in der Schweiz Betonstahl der Duktilitätsklasse B verwendet, in Erdbebengebieten Klasse C.

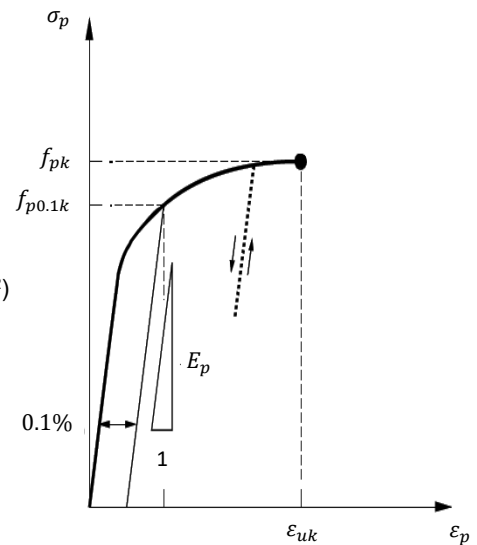
Verhalten von Spannstahl

- Spannstahl verhält sich grundsätzlich ähnlich wie kaltverformter Betonstahl, Fließgrenze definiert bei 0.1% bleibender Dehnung
- Drähte und Stäbe $E_p = 205$ GPa, Litzen $E_p = 195$ GPa; generelle $\varepsilon_{ud} = 2\%$
- Vorspannung in Schweiz auf $\leq 0.7 \cdot f_{pk}$ (überspannen auf $0.75 \cdot f_{pk}$ zulässig)
- Litzen in der Regel aus sieben Drähten
- In der Schweiz üblicher Spannstahl (Y... : Zugfestigkeit f_{pk} in MPa)

Litzen Ø15.7 mm, $A_p = 150$ mm² (Ø15.3 mm, 140 mm², Ø12.9 mm, 100 mm²)
Y1860 oder Y1770

Stäbe Ø20 / 26 / 32 / 36 mm
Y1030, Y1050, Y1230

Drähte Ø3...10 mm (Vorfabrikation)
Y1570, Y1670, Y1770, Y1860



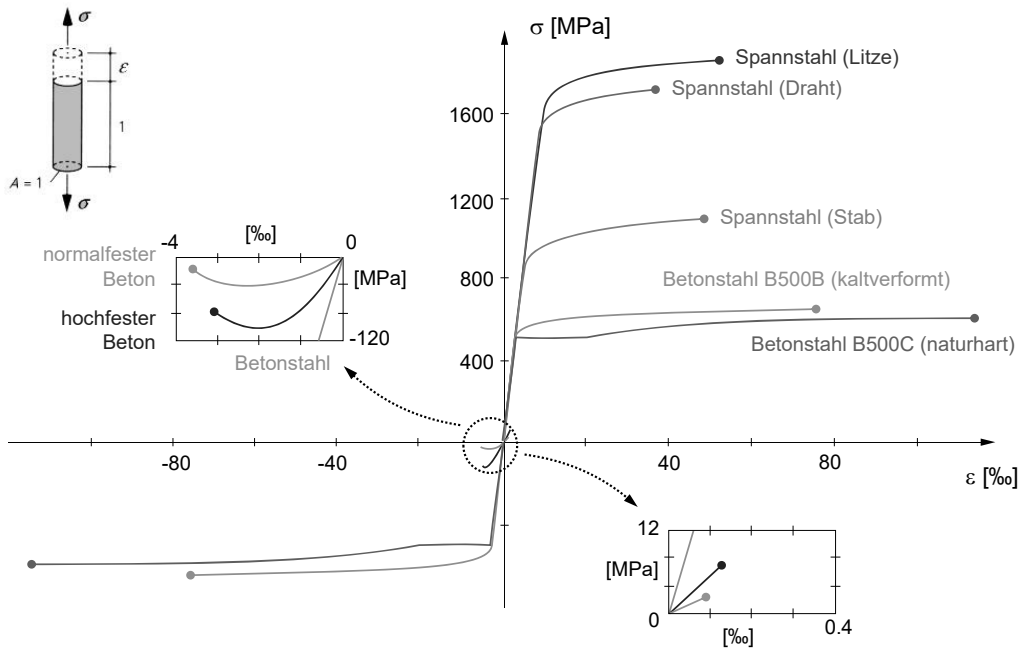
Im Spannbeton kommt zusätzlich zu Betonstahl vorgespannte Bewehrung zum Einsatz. Diese besteht heute in der Regel aus Litzen mit einem Durchmesser von 0.6" (0.5" wurde in den letzten Jahren verdrängt). In der Vorfabrikation kommen auch Drähte zum Einsatz; in Spezialfällen, beispielsweise kurzen Spanngliedern, Stäbe.

Spannstahl weist eine wesentlich höhere Festigkeit auf als Betonstahl. Um diese Festigkeit ohne unzulässig grosse Verformungen und Risse aufnehmen zu können, muss der Spannstahl vorgespannt werden.

Spannstahl weist kein Fließplateau auf; die Fließgrenze ist als Last, bei welcher nach Entlastung 0.1% Dehnung verbleibt, definiert.

Nähere Angaben siehe Vorlesung Stahlbeton II.

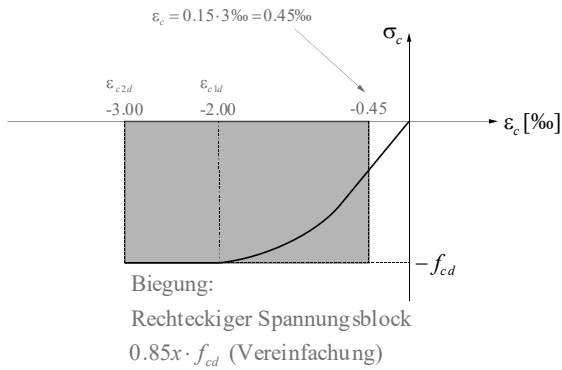
Verhalten von Beton, Beton- und Spannstahl



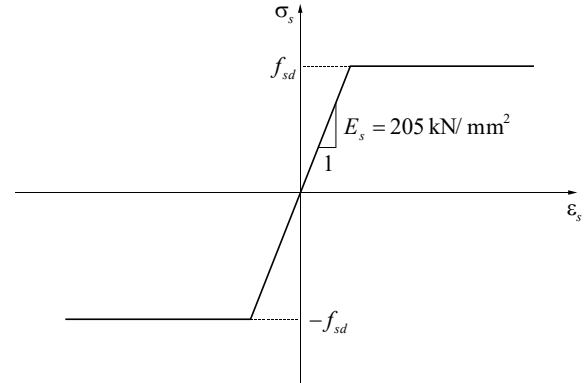
(Abbildung adaptiert aus Buch Ingenieur-Betonbau)

Verhalten von Beton und Bewehrung nach SIA 262

Beton
SIA 262, Tab. 8 / Ziffer 4.2.1.4



Betonstahl
SIA 262, Tab. 9 / Ziffer 4.2.2.1

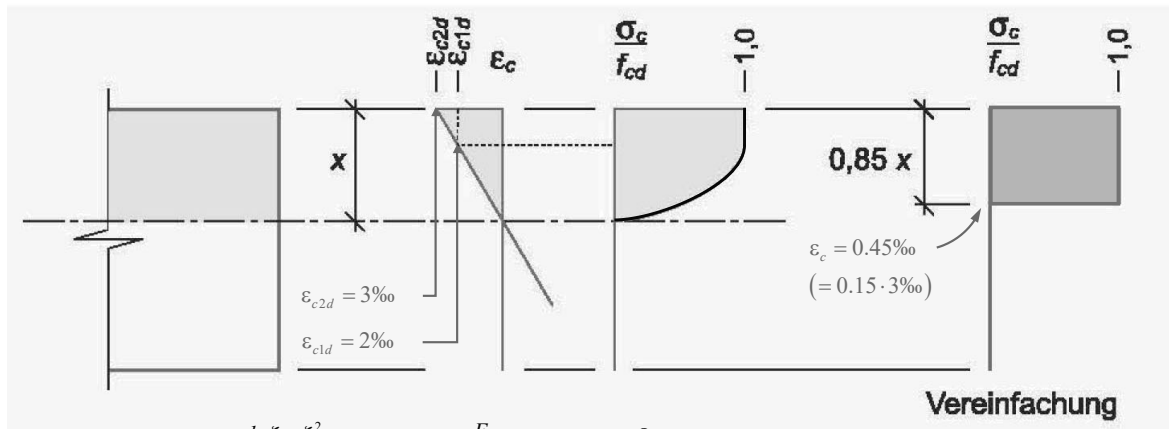


Für die Bemessung wird das Verhalten von Beton und Bewehrung in der Regel stark vereinfacht.

Die gemäss SIA 262 für Beton und Betonstahl zulässigen Annahmen sind in der Abbildung dargestellt. Bei der Biegebemessung darf die Kurve für den Beton weiter vereinfacht werden (Spannungsblock). Bei der Bewehrung wird die Verfestigung meist vernachlässigt.

Verhalten von Beton nach SIA 262

Idealisierte Spannungs-Dehnungs-Diagramme für Beton, SIA 262, Fig. 12



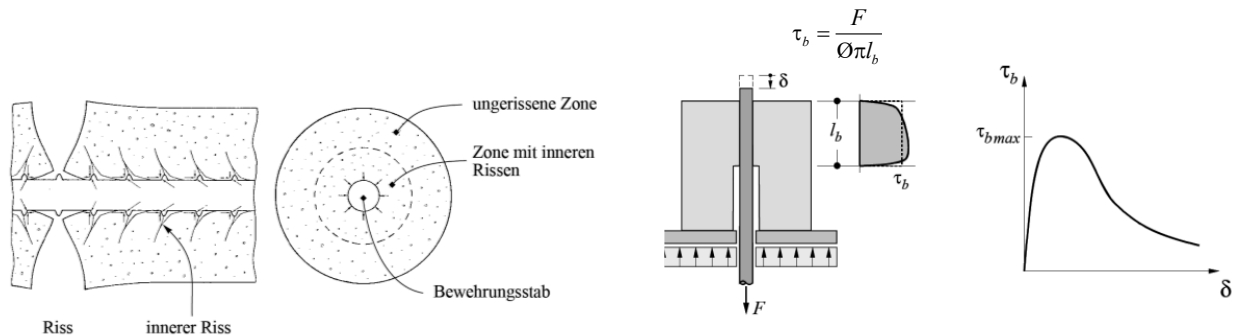
SIA 262, Formel 28:
$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{k_\sigma \zeta - \zeta^2}{1 + (k_\sigma - 2)\zeta}$$
 mit $k_\sigma = \frac{E_{cd}}{400f_{cd}}$ und $\zeta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1d}}$

Tragsicherheit (Biegung): Rechteckiger Spannungsblock ausreichend genau

Die Abbildung (aus SIA 262 entnommen) gilt für Biegung (Annahme lineare Dehnungsverteilung = Ebenbleiben des Querschnitts).

Verbund («bond» / «tension stiffening»)

- Verbund ist für das Verständnis des Tragverhaltens von Stahlbeton zentral
- Verzahnung der rauen, durch Rippen profilierten Staboberfläche mit dem Beton, Verhalten grundsätzlich komplex
- Vereinfachung: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung als «Stoffgesetz»
- Standardverbundversuch: mittlere Verbundspannung $\tau_b = \frac{F}{\varnothing \pi l_b}$



Um das Zusammenwirken («Verbund») der im Stahlbeton einbetonierten Bewehrungsstäbe mit dem Beton zu gewährleisten, weisen die Bewehrungsstäbe eine gerippte Oberfläche auf. Trotzdem kann nicht gewährleistet werden, dass Beton und Bewehrung in jedem Schnitt die gleichen Dehnungen aufweisen; vielmehr tritt im gerissenen Beton eine als Schlupf bezeichnete Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstäben und umliegendem Beton auf. Dies, da die Spannungen in der Bewehrung in den Querschnitten, wo der Beton gerissen ist, grösser sind als in der Mitte zwischen zwei Rissen, wo der Beton einen Teil der Zugbeanspruchung aufnimmt. Die Annahme gleicher Dehnungen von Beton und Bewehrung bezüglich einer geeigneten Bezugslänge – in der Regel der Rissabstand – ist dennoch zulässig, sofern der Verbund ausreicht um Relativverschiebungen über grössere Längen zu verhindern.

Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen auf Zug wirkt sich versteifend auf die Last-Verformungscharakteristik von Stahlbetonbauteilen aus. Dies wird im englischen Sprachraum treffend als «tension stiffening» bezeichnet.

Das Verbundverhalten wird oft in Versuchen mit kurzer Verbundlänge ermittelt, siehe Abbildung. Daraus erhält man sogenannte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen. Die Grösse der maximalen Verbundspannung hängt dabei stark davon ab, ob der Betonkörper längs des Bewehrungsstabs aufspaltet oder nicht; in letzterem Fall ist sie deutlich grösser. Das Maximum tritt dabei bei einem Schlupf von ca. 0.5 ... 1.0 mm am aktiven Ende (Last) auf.

Abbildung links aus Goto, Y. «Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars». ACI Journal, Vol. 68, April 1971, p. 244-251.

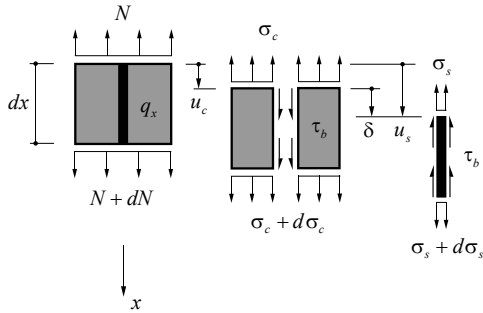
Verbund («bond»)

- Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes**

Bezeichnungen: Schlupf $\delta = u_s - u_c$, Dehnungen $\varepsilon_c = du_c/dx$, $\varepsilon_s = du_s/dx$

Stabdurchmesser \varnothing , Querschnitte A_c , A_s (A_c : Bruttoquerschnitt Beton inkl. A_s) Bewehrungsgehalt $\rho = A_s/A_c = \pi\varnothing^2/(4A_c)$,

Normalkraft $N = N_c + N_s$



Gleichgewicht erfordert

$$\varnothing dx \tau_b + q_x dx + A_c (1 - \rho) d\sigma_c = 0$$

$$-\varnothing \pi dx \tau_b + \frac{\varnothing^2 \pi}{4} d\sigma_s = 0$$

woraus

$$\frac{d\sigma_c}{dx} = -\frac{\varnothing \pi \tau_b + q_x}{A_c (1 - \rho)} \quad \text{und} \quad \frac{d\sigma_s}{dx} = \frac{4\tau_b}{\varnothing}$$

und für linear elastisches Verhalten:

$$\frac{d\varepsilon_s}{dx} - \frac{d\varepsilon_c}{dx} = \frac{d^2\delta}{dx^2} = \frac{4\tau_b}{\varnothing E_s} + \frac{\varnothing \pi \tau_b + q_x}{A_c E_c (1 - \rho)}$$

Das Verbundverhalten der gerippten Bewehrungsstäbe mit dem Beton ist grundsätzlich sehr komplex. Rechnerisch wird es oft erfasst, indem eine «nominelle Verbundspannung» angesetzt wird, welche entlang des nominellen Stabumfangs gleichmässig verteilt angenommen wird. Dies ist eine grobe Vereinfachung.

Mit der Annahme einer nominellen Verbundspannung gelingt es, das Verbundverhalten analytisch zu erfassen; numerisch ist dies für beliebige, nichtlineare Stoff- und Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen möglich. Für linear elastisches Verhalten von Beton und Bewehrung resultiert die in der Abbildung hergeleitete Differentialgleichung für verschieblichen Verbund, welche für einfache Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen analytisch gelöst werden kann.