

VERFORMUNGS- UND BRUCHVORGÄNGE IN ZEMENTSTEIN UND BETON UNTER KURZZEIT- UND DAUERLAST

F. WITTMANN,

*Lehrstuhl und Institut für Massivbau,
Technische Universität München, München, Germany*

Ju. ZAITSEV,

Moscow, U.S.S.R.

ABSTRACT

The behaviour of hardened cement paste and concrete under high sustained load has been studied theoretically on the basis of fracture mechanics. In this connection it is necessary to use an idealised structure instead of the real structure of hardened cement paste. It could be shown that with a given pore size distribution the crack propagation becomes unstable beyond a certain load. This is the critical or ultimate load. In a viscoelastic material such as hardened cement paste the critical mean crack length which is necessary for unstable crack propagation can be reached under a sustained load which is lower than the critical load in a short time test.

To test the described theory experiments have been carried out with hardened cement paste and concrete. The loss of strength has been measured as a function of time and as function of the age of the specimens. The experimental results are in good agreement with the theoretical predictions. Dried specimens of hardened cement paste show very little creep. As a consequence the loss of strength under sustained load is negligible for these specimens.

1. Einleitung

Der Zementstein im Beton besitzt ein unregelmäßig aufgebautes Gefüge mit einer mehr oder weniger breit gestreuten Porengrößenverteilung. Damit scheidet eine exakte mathematische Behandlung mit den Methoden der Kontinuumsmechanik bei diesem Stoffsystem zunächst aus. Um dennoch die Behandlung realer Werkstoffe zu ermöglichen, müssen vereinfachende Annahmen über den Aufbau des Gefüges getroffen werden. Dabei sollen die charakteristischen Eigenschaften des zu untersuchenden Gefüges nicht zu sehr beeinträchtigt werden.

Im folgenden gehen wir davon aus, daß alle Poren kreisförmigen Querschnitt besitzen. Das Material zwischen den Poren sei homogen und der Abstand zwischen zwei Poren sei groß im Vergleich zum Porendurchmesser. Damit wird eine mögliche Wechselwirkung der Poren untereinander vernachlässigt. Schließlich betrachten wir nur einen zweidimensionalen Spannungszustand und nehmen an, daß die Probenabmessungen sehr viel größer sind als der Porenradius. Diese Voraussetzungen sind bei Zementstein hinreichend erfüllt.

2. Theorie

Legen wir an einen homogenen elastischen Körper von außen eine Druckspannung an, so finden wir die in Abb.1 dargestellte Spannungsverteilung um eine Pore mit kreisförmigem Querschnitt. Die Wahrscheinlichkeit, daß ein Riß vom Porenrand ausgeht, ist bei homogenem Material an der Stelle, an der die höchste Zugspannung auftritt, am größten. Ab einer bestimmten Last werden wir also Risse im Material erwarten müssen, die sich in Richtung der von außen angelegten Spannung, vom Porenrand ausgehend, entwickeln. In Abb.1 ist außerdem dieser Zustand schematisch dargestellt. In /1/ wurde gezeigt, daß die Rißausbreitung in diesem Falle durch folgende Gleichung beschrieben werden kann:

$$q = \sqrt{\frac{\pi E \gamma}{2R}} \sqrt{\frac{(1+\lambda)^2}{(1+\lambda)^2-1}} \quad (1)$$

Darin bedeutet λ das Verhältnis der Rißlänge l zum Porenradius r . Die übrigen in Gl.(1) verwendeten Bezeichnungen haben die übliche Bedeutung. In Abb.2 ist der Zusammenhang zwischen relativer Rißlänge λ und der bezogenen Last q' aufgetragen:

$$q' = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \sqrt{\frac{(1+\lambda)^2}{(1+\lambda)^2-1}} \quad (2)$$

Die Funktion (2) hat bei $\lambda = \lambda_0 \approx 0,18$ ein Minimum. Steigt die Last q' über den Wert q'_{\min} , der dem Minimum der Kurve in Abb.3 entspricht, an, so wächst die relative Rißlänge entsprechend dem ansteigenden Ast. Risse mit einem $\lambda < 0,18$

sind bei einer Belastung $q > q_{\text{mir}}^1$ instabil. Im rein elastischen Medium stehen die Risse also im Gleichgewicht mit einer äußeren Last und breiten sich bei konstant gehaltener Last nicht aus.

Die Verformung eines viskoelastischen Körpers kann im linearen Bereich, d.h. bei nicht zu hohen Spannungen, durch folgende Gleichung beschrieben werden:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} + \int_{\tau_1}^t K(t, \tau) \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} d\tau \quad (3)$$

Der Kern der Kriechfunktion ist folgendermaßen definiert:

$$K(t, \tau) = -E(\tau) \frac{\delta}{\delta \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right] \quad (4)$$

Cerepanov hat gezeigt, daß die für den elastischen Fall entwickelte Rißtheorie auch zur Beschreibung des Verhaltens viskoelastischer Stoffe angewendet werden kann, wenn der Elastizitätsmodul durch einen zeitabhängigen Operator ersetzt wird /2/, 3/. Diesen Operator gewinnt man, indem man Gl.(3) durch $\sigma(t)$ dividiert:

$$\frac{1}{\bar{E}} = \frac{1}{E(t)} + \frac{1}{\sigma(t)} \int_{\tau_1}^t K(t, \tau) \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} d\tau \quad (5)$$

Wir erhalten damit die als Funktion der Zeit aber bei konstanter Belastung anwachsende bezogene Rißlänge λ mit Hilfe von Gl.(1), indem wir E durch den Operator \bar{E} ersetzen. Unter der Voraussetzung, daß die Spannung zum Zeitpunkt τ von Null auf einen bestimmten Wert springt und dann konstant bleibt, erhalten wir für den Operator (5) den einfacheren Ausdruck:

$$\frac{1}{\bar{E}} = \frac{1}{E(\tau_1)} \left[1 + E(\tau_1) C(t, \tau_1) \right] \quad (6)$$

Wird die Last in einer Probe gesteigert, so wächst die mittlere Rißlänge nach Gl.(1) an. Das führt schließlich dazu, daß eine kritische Rißlänge erreicht wird, bei der sich die einzelnen Risse zu einem makroskopischen Riß vereinigen, was dann zum Bruch der Probe führt. Halten wir nun an einer identischen Probe die Last wenig unterhalb der Bruchlast konstant, so führt das Kriechen in der Nähe der Rißwurzel zu einem weiteren Anwachsen der Risse. Wir nehmen im folgenden an, daß auch die unter Dauerlast stehende Probe dann zu Bruch geht, wenn gerade die kritische Rißlänge erreicht wird. Diese Annahme wird dadurch ganz wesentlich gestützt, daß wir mit Hilfe der Monte-Carlo-Methode nachweisen konnten, daß die mittlere kritische Rißlänge nur geringfügig von Änderungen im Gefüge, wie sie etwa durch den fortschreitenden Hydratationsablauf verursacht werden können, beeinflußt wird.

Für die Kurzzeitfestigkeit erhalten wir mit Gl.(1) die folgende Beziehung:

$$\beta_K(t) = |q(t)| = \sqrt{\frac{\pi E(t) \gamma(t)}{2R}} \sqrt{\frac{(1+\lambda)^2}{(1+\lambda)^2 - 1}} \quad (7)$$

Im Gegensatz zu Gl.(1) wird durch Gl.(7) auch die Zeitabhängigkeit von E und γ berücksichtigt. Gl.(7) beschreibt aber auch die Festigkeit unter Dauerlast, wenn wir den E-Modul durch den Operator \tilde{E} (s.Gl.(6)) ersetzen:

$$\beta_D(t, \tau_1) = |q(t, \tau_1)| = \sqrt{\frac{\pi \gamma(t)}{2R}} \sqrt{\frac{1}{\mathcal{V}[E(\tau_1) + C(t, \tau_1)]}} \sqrt{\frac{(1+\lambda)^2}{(1+\lambda)^2 - 1}} \quad (8)$$

Bezieht man nun die Dauerfestigkeit auf die Kurzzeitfestigkeit, so erhält man folgenden Zusammenhang:

$$\frac{\beta_D(t, \tau_1)}{\beta_K(t)} = \sqrt{\frac{1}{E(t) \mathcal{V}[E(\tau_1) + C(t, \tau_1)]}} \quad (9)$$

Üblicherweise bezieht man jedoch die Dauerfestigkeit nicht auf die Kurzzeitfestigkeit zum Zeitpunkt t, sondern auf die Kurzzeitfestigkeit zum Zeitpunkt τ_1 , d.h. bei Beginn der Dauerlast. Um diesen Ausdruck zu gewinnen, multiplizieren wir beide Seiten in Gl. (9) mit dem Quotienten $\beta_K(t)/\beta_K(\tau_1)$. Wir erhalten damit folgende Beziehung für die Dauerfestigkeit:

$$\frac{\beta_D(t, \tau_1)}{\beta_K(\tau_1)} = \frac{\beta_K(t)}{\beta_K(\tau_1)} \sqrt{\frac{1}{E(t) \mathcal{V}[E(\tau_1) + C(t, \tau_1)]}} \quad (10)$$

$$\varrho = \frac{\beta_K(t)}{\beta_K(\tau_1)} \sqrt{\frac{E(\tau_1)}{E(t)} \cdot \frac{1}{1 + \varrho(t, \tau_1)}}$$

Der Ausdruck vor der Klammer berücksichtigt den Festigkeitszuwachs unter Dauerlast. Durch den linken Ausdruck unter der Wurzel wird die Änderung des Elastizitätsmoduls erfaßt, während der rechte Ausdruck unter der Wurzel schließlich der Rißausbreitung als Folge des Kriechens Rechnung trägt.

3. Versuchsdurchführung

Die gerade skizzierte und in /1/ ausführlich beschriebene Theorie sollte durch Messungen an Zementstein und Beton überprüft werden. Durch die fortschreitende Hydratation steigt bei Zementstein sowohl die Festigkeit als auch der E-Modul mit der Zeit an. Außerdem ändern sich die Kriecheigenschaften mit dem Alter einer

Probe. Es bietet sich also die Möglichkeit, Gl.(10) zur Beschreibung der Vorgänge, wie wir sie im Zementstein antreffen, zu verwenden.

Die Messungen am Zementstein wurden in einer Instron Universalprüfmaschine durchgeführt. Da Zementstein äußerst empfindlich gegen Änderungen des Feuchtigkeitsgehaltes reagiert, wurden die Proben in einer Klimakammer bei 20°C und 100 % r.F. geprüft. Alle untersuchten Proben hatten ein Wasser-Zement-Verhältnis von 0,4. Bis zur Prüfung wurden die Proben ebenfalls in einem Klima von 20°C und 100 % r.F. gelagert. Die Länge der Zementsteinzylinder betrug etwa 10 cm und ihr Durchmesser etwa 2,5 cm.

In Abb.3 sind Spannungs-Dehnungs-Diagramme für Proben unterschiedlichen Alters dargestellt. Die Proben wurden jeweils mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit ($v = 0,5 \text{ cm/min}$) bis zum Bruch belastet. Aus den in Abb.3 dargestellten Ergebnissen läßt sich sowohl die zeitliche Entwicklung des E-Moduls als auch der Festigkeitsanstieg als Folge der Hydratation ermitteln. In Abb.4 ist sowohl der E-Modul als auch die Festigkeit über die Hydratationsdauer aufgetragen. Aus Abb.5 geht das Verhalten der Zementsteinproben unter einer konstanten Dauerlast hervor. Zunächst werden die Proben mit stetig abnehmender Kriechgeschwindigkeit verformt. Ab einem bestimmten Zeitpunkt jedoch steigt die Verformungsgeschwindigkeit wieder an, bis die Probe schließlich zu Bruch geht.

4. Ergebnisse

Wie man sieht, benötigt man zur Berechnung der Dauerfestigkeit eines porösen, viskoelastischen Materials nach Gl.(10) die Festigkeitsentwicklung, den zeitlichen Anstieg des E-Moduls sowie die Kriecheigenschaften als Funktion des Belastungsalters und der Belastungsdauer. In Abb.4 sind die Ergebnisse der Bestimmung der Kurzzeitfestigkeit für Zementstein mit einem Wasser-Zement-Verhältnis von 0,4 aufgetragen. Jeder Punkt ist bereits das Mittel aus mindestens drei Einzelmessungen. In Abb.4 ist außerdem die Entwicklung des E-Moduls als Funktion der Hydratationsdauer aufgetragen. Es fällt auf, daß die Streuung der ermittelten Festigkeiten größer ist als die Streuung bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduls.

Daneben wurde noch die Verformung unter einer niedrigeren Last bestimmt. Da uns in diesem Zusammenhang das Kriechverhalten im annähernd linearen Bereich interessiert, wurde die Last nicht höher als etwa ein Drittel der Bruchlast gewählt. In Abb.6 sind charakteristische Kriechkurven des Zementsteins aufgetragen. Als Parameter dient in diesem Falle das Belastungsalter. Damit sind bereits alle Materialeigenschaften, die in Gl.(10) eingehen, bestimmt.

Es ist auf den ersten Blick erstaunlich, daß $\varphi(t)$ der nach drei Tagen belasteten Proben im gesamten Bereich größer als die entsprechenden Werte der bereits im Alter von einem Tag belasteten Proben ist. An Beton wurde ein gleichartiges Verhalten von mehreren Autoren beobachtet /4, 5/. Es wurde auch bereits versucht, eine Erklärung dafür über den Kriechmechanismus zu finden. Es kann jedoch ge-

zeigt werden, daß das anfängliche Anwachsen der Kriechverformungen mit dem Belastungsalter der Proben nur durch die Bedeutung des φ -Wertes vorgetäuscht wird. Auf diese Zusammenhänge wird in einer anderen Arbeit näher eingegangen werden /6/.

Mit Hilfe dieser Daten wurde der Abfall der Festigkeit als Funktion der Belastungsdauer berechnet und in Abb.7 für fünf verschiedene Belastungsalter eingetragen. Insbesondere im jungen Alter überwiegt der durch die Hydratation hervorgerufene Festigkeitsgewinn bereits nach einigen Stunden die Festigkeitseinbuße durch die Rißausbreitung. Dies führt zu einem Ansteigen der theoretischen Kurve. Physikalisch bedeutet das jedoch, daß die Proben in diesem Bereich unter konstanter Dauerlast nicht mehr zu Bruch gehen. Man kann auf diese Weise die Zeit bestimmen, nach der ein Bruch unter Dauerlast nicht mehr zu erwarten ist. In Abb.7 sind außerdem noch die experimentellen Ergebnisse der Bestimmung der Dauerfestigkeit eingetragen. Es kann danach eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Theorie und Experiment festgestellt werden. Es muß allerdings zugegeben werden, daß dieser Vergleich nicht sehr kritisch ist. Ist doch die Streuung, die bei diesen Experimenten auch bei sorgfältigster Versuchsdurchführung nicht zu vermeiden ist, in der gleichen Größenordnung wie die zu bestimmende Festigkeitsabnahme.

Aus der Literatur weiß man, daß getrockneter Zementstein nur noch in sehr beschränktem Umfang kriecht /7/. Aus diesem Grunde wurde versucht, die Dauerfestigkeit getrockneter Proben zu bestimmen. Der Vergleich mit der Theorie wird in diesem Falle dadurch vereinfacht, daß sowohl Festigkeit als auch E-Modul von der Zeit unabhängig sind. Aus der geringen Kriechverformung errechnet sich allerdings für getrockneten Zementstein eine unbedeutende Abnahme der Festigkeit unter Dauerlast. Dies konnte auch tatsächlich im Experiment nachgewiesen werden.

Neben den Versuchen an Zementstein wurden auch Messungen an Beton und Leichtbeton durchgeführt. In Abb.8 sind die Ergebnisse eingetragen. Außerdem ist der berechnete Verlauf für die Festigkeitsabnahme unter hoher Dauerlast graphisch dargestellt. Die Betonproben wurden im Alter von 7 Tagen belastet. Diese Ergebnisse werden in Form eines ausführlichen Berichts noch eingehend diskutiert /8/. In früheren Arbeiten /1, 9/ konnte bereits nachgewiesen werden, daß auch die ausführlichen Untersuchungen an Beton von Rüsç und Mitarbeitern /10/ in guter Übereinstimmung mit der hier beschriebenen Theorie sind.

Mit diesen Messungen konnte gezeigt werden, daß die der Auswertung zugrunde gelegte Theorie das Verhalten von Zementsteinproben unter hoher Dauerlast im Rahmen der Meßgenauigkeit befriedigend beschreibt. Die Messungen an Beton und an Leichtbeton lassen den Schluß zu, daß auch die Dauerfestigkeit dieser Baustoffe über die oben beschriebene Theorie mit bekannten Materialeigenschaften in Verbindung gebracht werden kann.

Literaturverzeichnis

- /1/ Ju.V.Zaitsev und F.Wittmann, Zur Dauerfestigkeit des Betons unter konstanter Belastung. Der Bauingenieur 46, 84 (1971)
- /2/ G.P.Cerepanov, Über die Rißausbreitung im Kontinuum
Prikladnaja matematika i mechanika, 32, (1967)
(in russisch)
- /3/ G.P.Cerepanov, Cracks in Solids,
Int.Journ.Solid Structures, 4, 811 (1968)
- /4/ B.L.Meyers und F.O.Slate, Creep and creep recovery of plain concrete as influenced by moisture conditions and associated variables.
Mag.Concr.Res. 22, 37 (1970)
- /5/ G.V.Aleksandrovskij, Berechnung des Temperatur- und Feuchtigkeitseinflusses auf Beton und Stahlbetonkonstruktionen unter Berücksichtigung des Kriechens.
Moskau, Strojizdat 1966 (in russisch)
- /6/ F.Wittmann und Ju.V.Zaitsev, Über das Kriechen junger Zementsteinproben.
Rheologica Acta (erscheint demnächst)
- /7/ F.Wittmann, Kriechen des Zementsteins als Funktion des Feuchtigkeitsgehaltes
Rheologica Acta 9, 282 (1970)
- /8/ F.Wittmann und Ju.V.Zaitsev, Verformung und Bruch poröser Baustoffe unter Kurzzeit- und Dauerlast.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (erscheint demnächst)
- /9/ Ju.V.Zaitsev, Deformation and failure of hardened cement paste and concrete under sustained load, Cement und Concrete Research 1, (1971) (in russisch)
- /10/ H.Rüsch, R.Sell, C.Rasch, E.Grasser, A.Hummel, K.Wesche und H.Flatten
Festigkeit und Verformung von unbewehrtem Beton unter konstanter Dauerlast,
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 198 (1968)

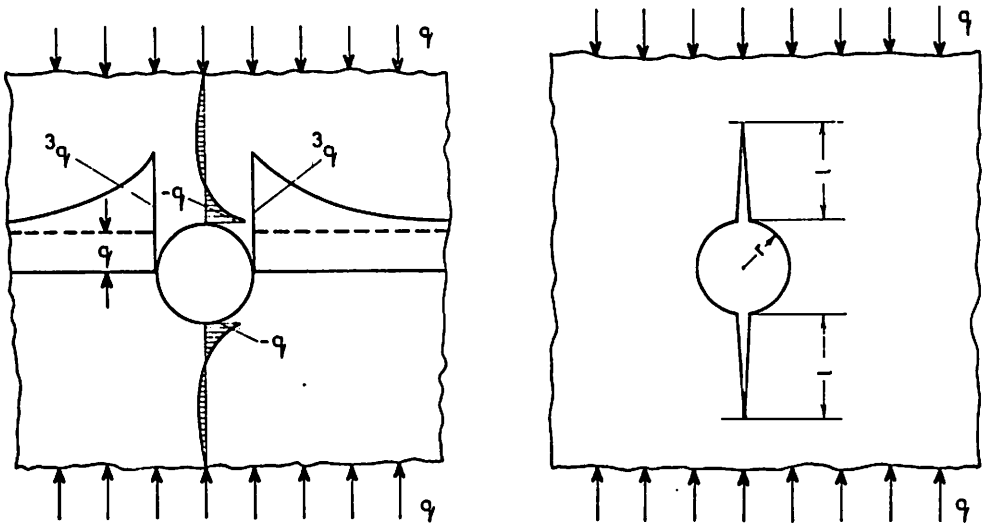


Abb. 1 : Spannungsverteilung um eine Pore mit kreisförmigem Querschnitt in einem homogenen elastischen Material und Skizze des Materials im gerissenen Zustand.

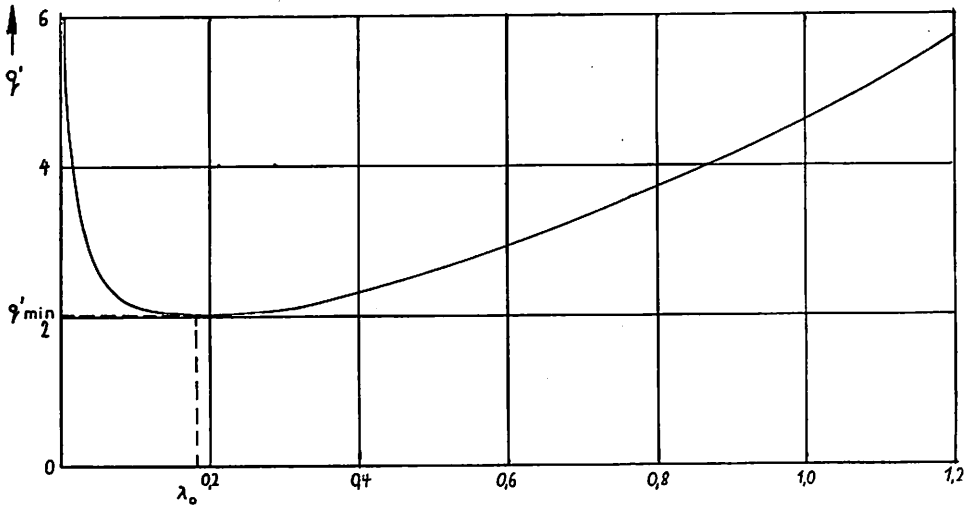


Abb. 2 : Zusammenhang zwischen bezogener Rißlänge λ und bezogener Last q'

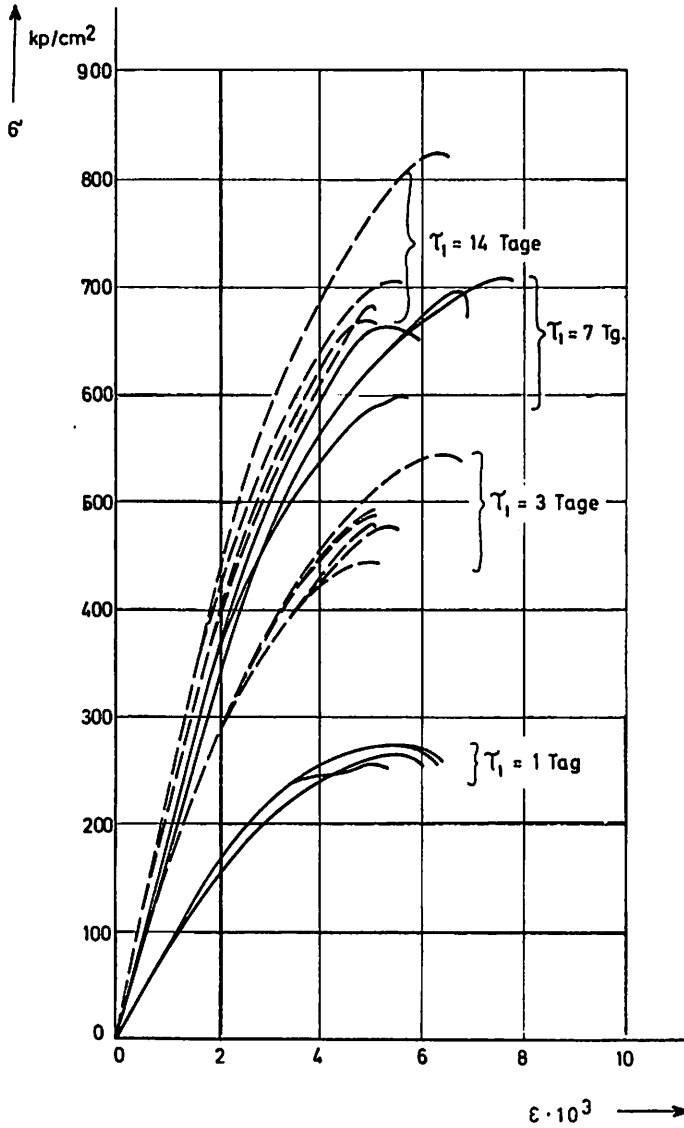


Abb. 3: Spannungs-Dehnungs-Diagramme für Zementstein mit $W/Z = 0,4$. Als Parameter ist das Belastungsalter in Tagen angegeben.

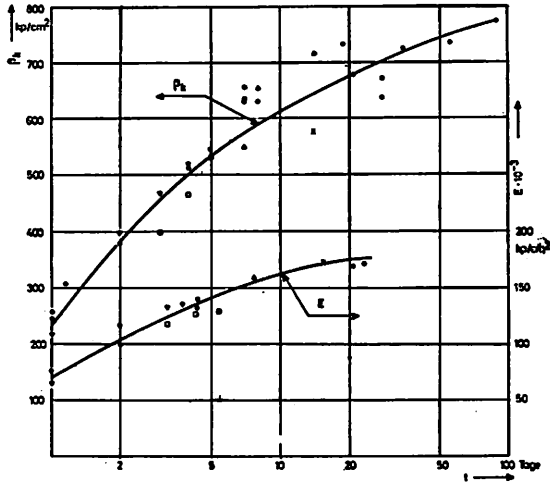


Abb. 4: Zeitliche Entwicklung der Kurzzeitfestigkeit und des Elastizitätsmoduls als Funktion der Hydratationsdauer.

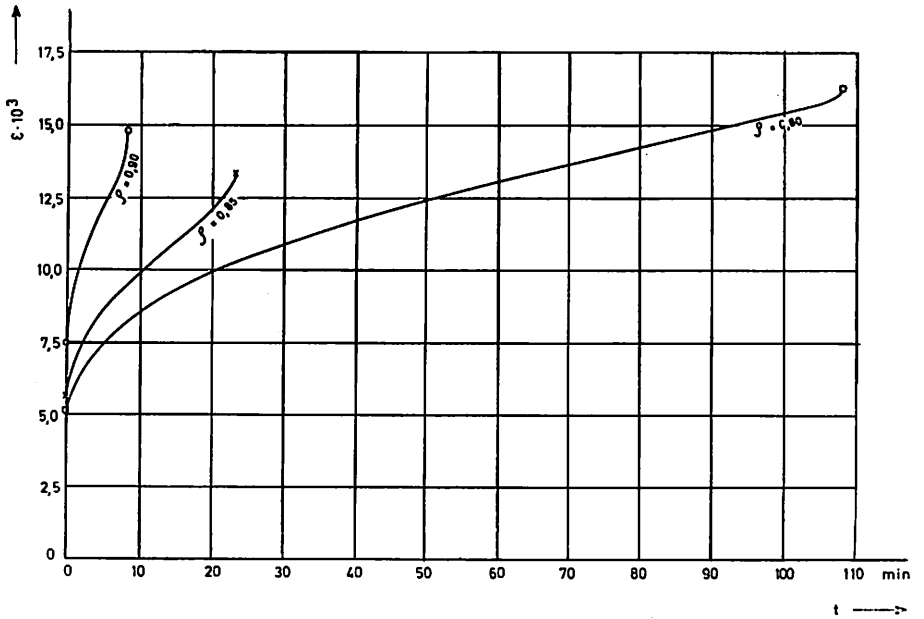


Abb. 5: Verformung des Zementsteins unter hoher Dauerlast. Als Parameter wurde das Verhältnis Q von wirkender Dauerlast zur Kurzzeitfestigkeit gewählt.

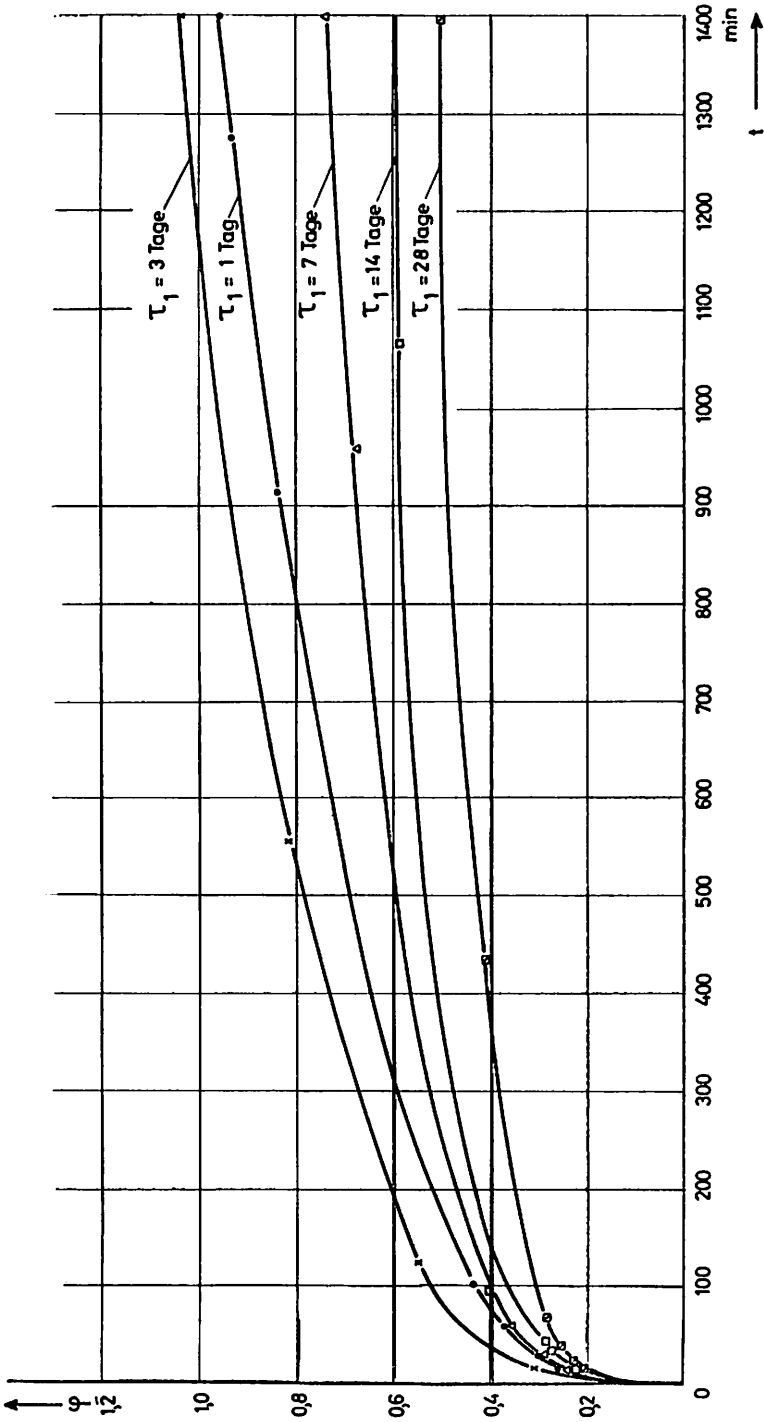


Abb. 6: Die auf die elastische Verformung zum Zeitpunkt der Lastaufbringung bezogene Kriechverformung junger Zementsteinproben als Funktion der Belastungsdauer. Das Belastungsalter ist in Tagen angegeben.

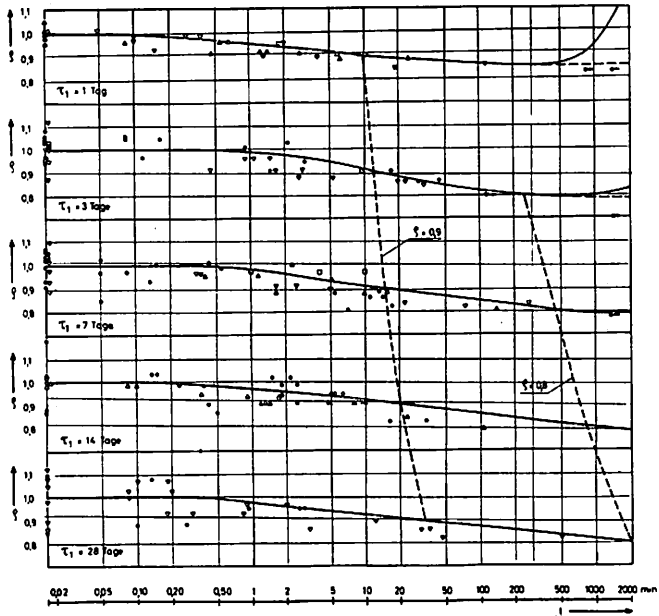


Abb. 7: Auf die Kurzzeitfestigkeit bezogene Dauerfestigkeit des Zementsteins mit $W/Z = 0,4$ als Funktion der Belastungsdauer. Das Belastungsalter wurde zwischen einem Tag und 28 Tagen variiert. Durch je eine gestrichelte Linie wurde der Zeitpunkt markiert, zu dem die Dauerfestigkeit auf 90 % bzw. 80 % der Kurzzeitfestigkeit abgesunken ist. Die berechnete Kurve ist mit eingezeichnet.

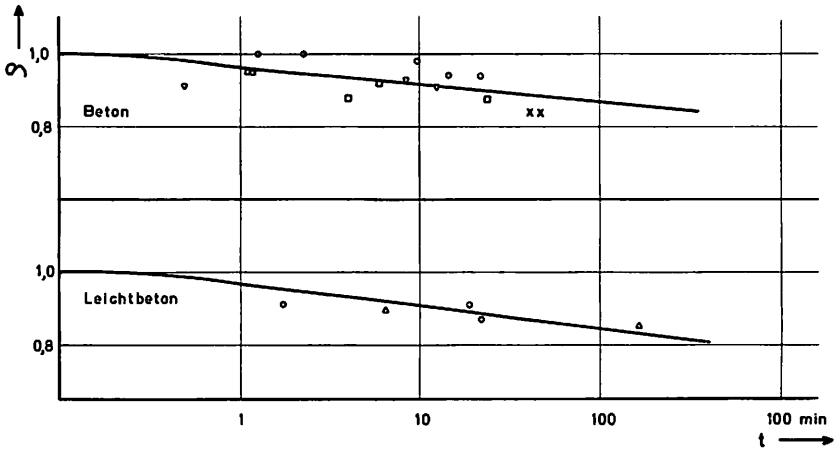


Abb. 8: Dauerfestigkeit von Beton und Leichtbeton. Neben den experimentell bestimmten Werten sind noch die nach Gl.(10) errechneten Funktionen eingetragen.

D. LANGAN, U. K.

Q

What are the failing stress levels (mean) of specimens with prepared cracks compared with normal specimens ?

A

F. WITTMANN, Germany

Results of experiments with artificial cracks are described in the contribution to the "International Conference on Mechanical Behaviour of Materials", Kyoto, Japan, August 15-20, 1971, by F. Wittmann and J. Zaitsev. The specimens were prepared with a water-cement ratio of 0.4 and showed the following dimensions: 1 x 4 x 16 cm. An artificial crack with a length of 18 mm was placed in the centre and perpendicular to the applied load. The creep deformation in the vicinity of the crack tip was measured at about 60-70% of the ultimate load. The short time strength was diminished by about 40% after introducing the artificial crack.

Q

Z. P. BAŽANT, U. S. A.

1. Have you also checked agreement with the data on long-time strength by Rüsçh ?
2. Is a generalization of your theory to multiaxial stress states possible ?

Comment: The derivation of your formulas implies that the creep properties to be introduced are the macroscopic ones, as you yourself stated. However, certain effects (increase of strength) you explained, in my opinion very pertinently, by localized creep near tips of cracks. This would perhaps require a different formulation of creep than for the decrease in strength (associated with the macroscopic creep).

A

F. WITTMANN, Germany

1. We have checked whether there was agreement with the data on long-time strength by Rüsçh. Details are described in a paper : "Zur Dauerfestigkeit des Betons unter konstanter Belastung", Der Bauingenieur Vol. 46, 84-90 (1971). We found fair agreement between Rüsçh's results and the theory described in our contribution.
2. A generalization of the theory presented here covering the biaxial state of stress has been tried. As far as we could compare the theoretical predictions with experimental results agreement was satisfactory. (See for example : Linse, Strength of concrete under biaxial sustained load, American Concrete Institute Seminar "Concrete for Nuclear Reactors", Berlin, October 1971). The theoretical background will be described in a paper which will be published in the "Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton" (1972).

Q

P. LAUNAY, France

What was the size of the holes (artificial) or cracks in your specimens ?

F. WITTMANN, Germany

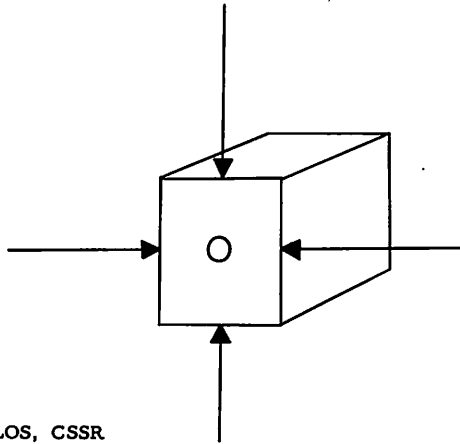
A

In the center of specimens of hardened cement paste with the following dimensions, 1 x 4 x 16 cm a hole with a diameter of 1 mm has been drilled. From this hole an artificial crack with a total crack length of 18 mm has been sawn in both directions perpendicular to the applied load. Details are described in a thesis by E. Böck, Technical University of Munich (1971). (See also reply to question by D. Langan).

D. LANGAN, U. K.

C

We have examined the failure mechanism of specimens of concrete (15x15x4 in.) under various ratios of biaxial compression. Briefly, we found that the mean stress level in perforated specimens was equal or greater than the failure of unperforated specimens under the same ratio of applied stress. This was explained by the fact that the concrete in the ligament was constrained by the shape of curved hole (no radial stress) and the loading platen and these effects compensated for the loss in area of concrete due to the presence of the hole.



K. KOMLOS, CSSR

C

The investigations carried out by Wittmann and Zaitsev in dry- and wet-cured concrete have shown lower compressive strength of dry-cured concrete under high sustained load than that of wet-cured concrete. In our former investigations we have found a similar phenomenon in studying the short-term strength (1) and short-term strain properties (2) of plain concrete in uniaxial tension, i. e. with dry-cured concretes lower tensile strength and strain values have been determined than with wet-cured concretes.

To allow a study of the influence of the curing conditions on the stress-strain relationship of concrete in uniaxial tension, the specimens were subjected to six different types of curing conditions according to Table I.

Table I - Curing conditions

Time and mode of curing					
No.	1st week	2nd week	3rd week	4th week	
1	2 days moist cu- ring	23 days water storage + 3 days dry at 105°C			
2		water 20°C	dry 20°C	water 20°C	dry 20°C
3		dry 20°C	water 20°C	dry 20°C	water 20°C
4		laid in an open space			
5		dry curing at 20°C, 60% R. H.			
6		water storage at 20°C			

For the casting of specimens, a concrete mix of the following composition was used: aggregate/cement ratio = 5.2, aggregate grading: 0/1 mm = 19%, 1/2 mm = 12%, 2/4 mm = 16%, 4/7 mm = 15% 7/15 mm = 38%, water/cement ratio = 0.46. The loading rate was 30 kgf/cm²/min. The test results are plotted in Fig. 1. Water storage specimens causes a rise of the longitudinal strain. Dry curing, on the other hand, causes a decrease of the strain value. All the other results obtained on specimens subjected to the other four curing conditions, are within these limits.

References:

- (1) K. Komloš, "The determination of the tensile strength of concrete 1 - 4", The Indian Concrete Journal (1967) No. 11, pp. 429-436, (1968) No. 2, pp. 68-76, No. 11, pp. 473-482, (1969) No. 2, pp. 42-54.
- (2) K. Komloš, "Investigation of rheological properties of concrete in uniaxial tension", Materialprüfung, (1970) Vol. 12, No. 9, pp. 300-304.

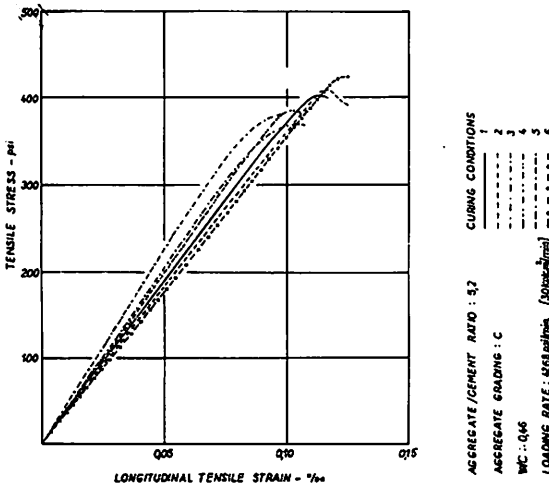


Fig. 1 - Influence of the curing conditions on the stress-strain relation