

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU  
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen  
Direktor: Prof. Dr.-Ing. K. Kordina

**Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und  
des Verbundverhaltens von Stahl und Beton  
bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten**

von

Olaf Hjorth



**HEFT 32 • BRAUNSCHWEIG • MÄRZ 1976**

aku- Fotodruck, 86 Bamberg, Färbergasse 8 R

## V o r w o r t

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 1971 bis 1975 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig.

Dem Direktor dieses Instituts, Herrn o. Prof. Dr.-Ing. Karl K o r d i n a , möchte ich für sein stetes Interesse am Fortgang der Untersuchungen, seine bereitwillige Unterstützung sowie für die Berichterstattung herzlich danken.

Sehr dankbar bin ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Knut H e r i n g für die Mitberichterstattung und seine wertvollen Ratschläge bei der Abfassung der Arbeit.

Von besonderem Wert war für mich die Zusammenarbeit mit Herrn o. Prof. Dr.-Ing. Heinrich P a s c h e n und Herrn Akad. Direktor Dr.-Ing. Joachim S t e i n e r t bei experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten von Betonstählen unter extremer Kurzzeitbeanspruchung, mit denen der Lehrstuhl für Baukonstruktion und Vorfertigung vom Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau beauftragt wurde und die in den Jahren 1970 bis 1974 im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau durchgeführt wurden. Daraus ergab sich auch die Anregung zu diesem Beitrag, der in den Abschnitten 5 und 6 die wichtigsten Ergebnisse jenes Forschungsauftrages enthält.

Danken möchte ich auch dem Versuchsingenieur, Herrn Karl-Heinz M a r k m a n n , für seine einfallsreiche Mitarbeit bei der Bewältigung der komplizierten und größtenteils neuartigen, experimentellen Technik sowie zahlreichen Mitarbeitern und Kollegen des Instituts für ihre Aufgeschlossenheit und stete Diskussionsbereitschaft.

Schließlich möchte ich nicht unerwähnt lassen, daß mir Herr cand. ing. Yongkim L i m bei der Auswertung der Versuche und den zeichnerischen Arbeiten ein unermüdlicher Helfer war.

Braunschweig, im Dezember 1975

O. Hjorth

DK:69: 620.1  
666.977:620.1

Inhaltsverzeichnis

	Seite
<u>1. Problemstellung</u>	9
<u>2. Modellmäßige Vorstellungen zum Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten der Baustoffe</u>	14
2.1 Bekannte Gesetzmäßigkeiten aufgrund von Versuchen an Stahl und Beton - Vergleich empirischer Formeln	14
2.2 Spannungs-Dehnungs-Beziehungen unter besonderer Berücksichtigung der Beanspruchungsgeschwindigkeit	25
2.2.1 Zeitabhängige Verformungen im Kurzzeitbereich	25
2.2.2 Einbeziehung des Bruchzustandes mit Hilfe von Analogien zu Kriech- und Relaxationsvorgängen	29
2.2.3 Berücksichtigung eines spannungsabhängigen "Kurzzeit-Kriechmaßes"	33
2.2.4 Näherungsansätze für die Ermittlung der Bruchspannung $\sigma_{\text{Bruch}} = f(\dot{\epsilon})$	37
2.2.5 Herleitung einer geschwindigkeitsabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus einem einfachen, zusammengesetzten Modell	44
2.3 Vergleich der rechnerischen Ansätze und Diskussion	49
<u>3. Möglichkeiten der extremen Kurzzeitbeanspruchung von Baustoffproben und Bauteilen im Versuch - Beschreibung der verwendeten Versuchsanlage</u>	56

	Seite
<u>4. Versuche zum Festigkeitsverhalten von Stahl und Beton bei hohen Dehngeschwindigkeiten</u>	61
4.1 Zugversuche an Stahlproben	61
4.2 Druckfestigkeits-Prüfungen an kleinen Betonwürfeln und -zylindern	64
<u>5. Versuche zum Verbundverhalten von Betonstählen in Ausziehkörpern und in der Verankerungszone von Balken</u>	68
5.1 Versuchsprogramm und -durchführung	68
5.1.1 Ausziehversuche	69
5.1.2 Biegehaftversuche	74
5.2 Maximale Verbundtragfähigkeit (Kurzzeit-Verbundfestigkeit) in Abhängigkeit vom zeitlichen Verbundspannungsanstieg	78
5.3 Verbundtragfähigkeit bei längerer Last- einwirkungsdauer	84
5.4 Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen bei höherer Beanspruchungsgeschwindigkeit	87
5.5 Stahldehnungsverlauf und Verbundspannungs- verteilung	88
<u>6. Versuche zum Tragverhalten kurzer Balken in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit</u>	91
6.1 Versuche an Balken mit durchgehender Zugbewehrung	91
6.2 Versuche an Balken mit Übergreifungsstößen der Zugbewehrung in Feldmitte	94

	Seite
<u>7. Diskussion der Versuchsergebnisse und Folgerungen</u>	97
7.1 Zu den Festigkeitsprüfungen	97
7.2 Zum Verbundverhalten	98
7.3 Zu den Traglastuntersuchungen an kurzen Balken	100
<u>8. Zusammenfassung</u>	103
Literatur-Übersicht	109
Zusammenstellung der verwendeten Bezeichnungen	119
Anlagen Nr. 1 - 56	125



## 1. Problemstellung

Die Untersuchung der Festigkeitseigenschaften von Baustoffen hat in erster Linie zum Ziel, die Wechselwirkung zwischen Spannung und Verformung zu klären und das Ergebnis in möglichst wenigen, spezifischen Kennwerten auszudrücken. Es ist jedoch zu berücksichtigen, daß die im Versuch ermittelten Werte streng genommen nur dann übertragbar sind, wenn außer der Materialbeschaffenheit auch alle äußeren Einflüsse und Beanspruchungsbedingungen die gleichen sind, wie sie bei der Kennwertermittlung vorgelegen haben.

Die Art und die Anzahl der Einflußgrößen, die die Festigkeits- und Verformungseigenschaften eines Baustoffes bestimmen, sind je nach der physikalischen Struktur und der chemischen Zusammensetzung des untersuchten Stoffes verschieden:

- a) Bei Stoffen mit nahezu homogenem Aufbau und relativ gleichbleibender Zusammensetzung, wie Stahl oder Kunstharz, können umweltbedingte Faktoren, insbesondere die Temperatur, wesentlichen Einfluß auf die Festigkeit haben, während
- b) bei einem inhomogenen Baustoff wie Beton die aus der Herstellung resultierenden Einflußgrößen - Mischungsverhältnis, Zementleimgehalt, Wasserzementfaktor, Zementart, Körnung und Festigkeit des Zuschlags, Verdichtung und Lagerungsart - dominieren, wie aus eingehenden Untersuchungen hervorgeht.

Hinsichtlich des Prüfverfahrens sind die Einflüsse von Form und Abmessung der Prüfkörper hinreichend untersucht, mit Einschränkung auch die Einflüsse bestimmter Belastungsarten (Dauerschwingbelastung) sowie der Einfluß einer ruhenden Dauerlast.

Erst wenig untersucht wurde dagegen der Zeiteinfluß im Kurzzeitbereich, insbesondere die Abhängigkeit der Festigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit. Die Belastungsgeschwindigkeiten bei den Materialfestigkeitsprüfungen nach DIN 50 146 bzw. DIN 1048 betragen für Stahl  $1 \text{ kp/mm}^2\text{s}$  und für Beton 5 bis  $6 \text{ kp/cm}^2\text{s}$ , d.h., den nach Norm ermittelten "statischen" Festigkeitswerten liegen Laststeigerungen von etwa 2 % der Bruchspannung je Sekunde zugrunde.

Bei den praktisch vorkommenden, statischen Beanspruchungen kann der Bauwerksberechnung im allgemeinen das bei den o.g. Normen-Prüfgeschwindigkeiten ermittelte Materialverhalten zugrundegelegt werden.

Es gibt jedoch einige besondere Arten von Belastungsvorgängen, die die Kenntnis der speziell auftretenden, veränderten Materialfestigkeiten erfordert. Dazu zählen auf der einen Seite die schon erwähnten Langzeit- und Dauerschwellbeanspruchungen, bei denen das Versagen in der Regel unterhalb der statischen Belastbarkeit eintritt, auf der anderen Seite aber auch die in extrem kurzen Zeiten erzeugten Beanspruchungen, bei denen je nach der Dauer der Lasteinwirkung nochmals unterschieden wird zwischen einmaliger, kurzzeitiger Schlag- oder Stoßbelastung (Anprallvorgänge, Explosionen), und der sogenannten quasistatischen Belastung, die durch unendlich schnellen Lastaufbau und unendlich langes Halten der konstanten Höchstlast charakterisiert ist (s. Bild 1). Näherungsweise können auch Druckstöße mit längeren Überdruckphasen als quasistatisch angesehen werden. Für die Frage nach der Materialfestigkeit ist diese Unterscheidung jedoch überflüssig, wenn man als Festigkeit den bei einer vorgegebenen Belastungs- oder Verformungsgeschwindigkeit hervorgerufenen maximalen Widerstand des Materials, d.h. die kurzzeitige Beanspruchbarkeit versteht.

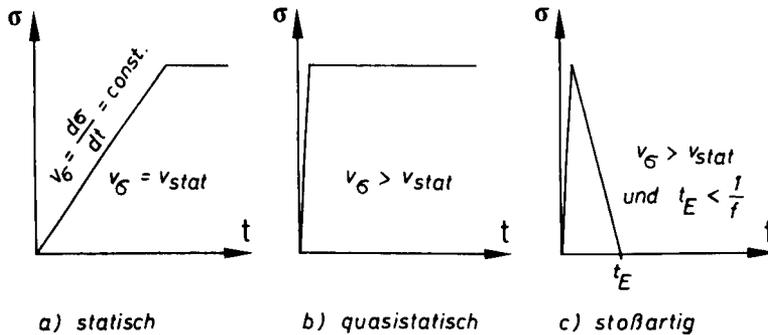


Bild 1 : Arten der Kurzzeitbeanspruchung

Der entscheidende Einfluß, der im Hinblick auf diese maximale Beanspruchbarkeit zunächst untersucht werden soll, ist daher die Steigung  $d\sigma/dt$  der Spannungs-Zeit-Funktion bzw. bei verformungsgesteuerten Beanspruchungsvorgängen das entsprechende Steigungsmaß der Dehnungs-Zeit-Funktion.

Von zahlreichen Forschern ist bereits experimentell ein Anstieg der Festigkeiten von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten festgestellt worden (vgl. Abschnitt 2.1). Bisher wurde jedoch keine Modellvorstellung zum Mechanismus des Festigkeitszuwachses realer Stoffe bei schnellerer Beanspruchung entwickelt. Zu dieser Frage soll im folgenden ein Beitrag geleistet werden.

Dabei kann es hier nicht darum gehen, für die in der Bau- praxis verwendeten, teilweise sehr unterschiedlichen Stoffe die spezifischen physikalischen Ursachen für die beobachtete Abhängigkeit der Festigkeit und des Verformungsverhaltens von der Beanspruchungsgeschwindigkeit zu suchen. Es soll

vielmehr der Versuch unternommen werden, eine (zumindest qualitativ auswertbare) Vorstellung zu entwickeln, mit deren Hilfe das beobachtete Phänomen möglichst auch für sehr verschiedenartige Baustoffe gedeutet werden kann. Darüberhinaus sollen mit Hilfe rechnerischer Ansätze auch die Größenordnung des Festigkeitszuwachses bestimmt und die theoretisch zu erwartenden Zusammenhänge mit Versuchsergebnissen verglichen werden. Daß eine nicht nur auf einen speziellen Stoff bezogene, sondern weitgehend allgemeingültige Beschreibung möglich ist, läßt die Tatsache vermuten, daß z.B. für Beton und Stahl, also Werkstoffe, deren Aufbau und Verhalten recht verschieden sind, in den bisher bekannten Versuchen zu dieser Frage eine auffallende Ähnlichkeit - qualitativ und quantitativ - festgestellt wurde.

Die Bemessung von Bauteilen aus Stahlbeton setzt neben der Kenntnis des reinen Materialverhaltens der Ausgangswerkstoffe Stahl und Beton auch die Kenntnis des Verbundverhaltens des Verbundwerkstoffes Stahlbeton voraus.

Gestützt auf relativ wenige Kurzzeitbelastungsversuche an einfachen Bauteilen und Bauwerken hat man bisher z.B. bei Schutzraumbauten des verstärkten Schutzes nicht nur die Streckgrenze des Stahls je nach Stahlart und Festigkeitsklasse bis 36 % und die Betonfestigkeit um 25 % erhöht angenommen (und zudem diese erhöhten Festigkeitswerte vollständig ausnutzen lassen, so daß im Katastrophenfall der Erschöpfungszustand eintreten kann), sondern auch mindestens ebenso große Erhöhungsfaktoren für die zulässigen Haftspannungen zwischen Stahl und Beton eingeführt.

Entsprechende Grundlagenstudien, die sich mit dem Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die Verbundgesetze und die Verbundtragfähigkeit befassen, fehlten bisher.

Die Verbundwirkung der Betonstähle hängt von den Materialeigenschaften von Beton und Stahl, der Form und Anordnung der Rippen, dem Stabdurchmesser, der Lage der Stäbe beim Betonieren und anderen Einflüssen ab. Um einen Stahlstab aus dem ihn umgebenden Beton herauszuziehen, müssen die zwischen den Stahlrippen liegenden Betonkonsolen abgeschert und die Adhäsion zwischen Stahl und Beton sowie die Reibungskräfte des bereits verbundfreien Stabes überwunden werden. Da die in der Verbundfläche geweckten Kräfte nicht nur von der Relativverschiebung der Bewehrungsstäbe, sondern auch von der Verschiebungsgeschwindigkeit und u.U. auch von höheren Ableitungen nach der Zeit abhängen, ist bei größeren Ausziehggeschwindigkeiten eine Zunahme des Ausziehwiderstandes, d.h. eine höhere Verbundfestigkeit zu erwarten.

Zur Überprüfung dieser Vorstellung wurde als Standardversuch der "Ausziehversuch" (vgl. Abschnitt 5.1.1) gewählt, wobei die extrem kurzen Lastanstiegszeiten bis in den Millisekundenbereich - ebenso wie bei den Festigkeitsprüfungen - mithilfe einer servohydraulisch gesteuerten Prüfmaschine erreicht werden.

Schließlich interessiert auch die Frage nach der Übertragbarkeit der durch theoretische Überlegungen und einfache Standardversuche gewonnenen Erkenntnisse auf praxisübliche Bauteile. Hierzu dienen einige Versuche an kurzen Balken mit begrenzter Verbundlänge der Bewehrung sowie mit und ohne Bewehrungsstoß in Feldmitte, deren Ergebnisse im Hinblick auf die im Katastrophenlastfall effektiv nutzbaren Bemessungsreserven zu diskutieren sind.

2. Modellmäßige Vorstellungen zum Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten der Baustoffe

2.1 Bekannte Gesetzmäßigkeiten aufgrund von Versuchen an Stahl und Beton - Vergleich empirischer Formeln

Betrachtet man die bisher aus der Literatur bekannten Untersuchungen zur Frage des Festigkeits- und Verformungsverhaltens als Funktion der Beanspruchungsgeschwindigkeit in ihrer Gesamtheit, so stellt sich die durch Versuche belegte Erscheinung für die Baustoffe Beton und Stahl wie folgt dar (s. Bild 2) :

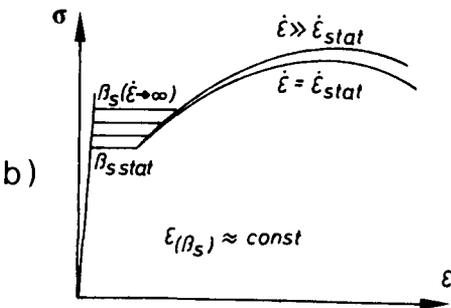
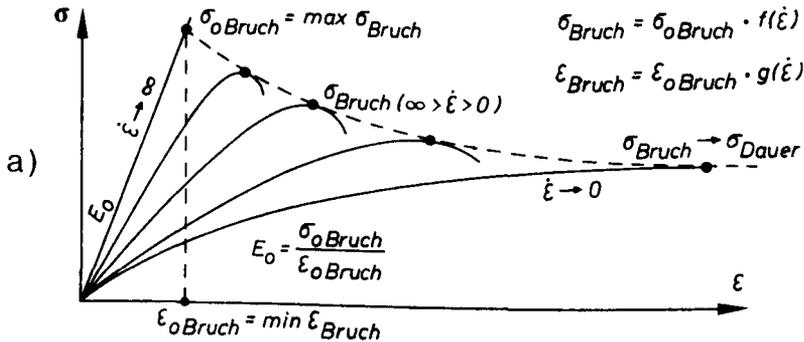


Bild 2 :  
 $\sigma - \epsilon$  - Diagramme von  
 a) Beton und  
 b) Betonstahl  
 bei verschiedenen Dehn-  
 geschwindigkeiten  $\dot{\epsilon}$

Zu den ersten Untersuchungen dieser Frage zählt die Arbeit von JONES und RICHART /39/ im Jahre 1936. Sie prüften Betonzylinder aus drei verschiedenen Betongütern unter jeweils 9 verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten auf ihre Druckfestigkeit, wobei die Lastanstiegszeiten bis zum Bruch zwischen einer Sekunde und mehreren Stunden variiert wurden. Aufgrund der kontinuierlich aufgezeichneten Spannungs-Dehnungs-Linien wurde ein eindeutiger Anstieg sowohl der erreichten Höchstlast (vgl. Anlage 1) als auch der bei bestimmten Laststufen erreichten Sekantenmoduln bei wachsender Belastungsgeschwindigkeit festgestellt.

Als empirische Formel für die Festigkeit  $\beta$  wurde angegeben

$$\textcircled{1} \quad \beta = \beta_1 \cdot (1 + k \cdot \log \dot{\epsilon}) \quad ,$$

worin  $\dot{\epsilon}$  die Belastungsgeschwindigkeit,  $\beta_1$  die Bezugsfestigkeit bei  $\dot{\epsilon} = 1 \text{ psi/s}$  ( $= 0,07 \text{ kp/cm}^2\text{s}$ ) und  $k$  einen vom Betonalter abhängigen Beiwert bedeuten.

Im gesamten untersuchten Geschwindigkeitsbereich zwischen ca. 0,01 und 200  $\text{kp/cm}^2\text{s}$  wurde ein Festigkeitsanstieg von etwa 33 % beobachtet. Der Zuwachs gegenüber der bei der Normenprüfgeschwindigkeit von 5  $\text{kp/cm}^2\text{s}$  auftretenden Festigkeit betrug ca. 20 %. Die prozentuale Zunahme der Festigkeit scheint von der Ausgangsfestigkeit bzw. vom Alter unabhängig zu sein.

Die 1953 an Betonzylindern durchgeführten Versuche von WATSTEIN /99/ bei Dehngeschwindigkeiten zwischen  $10^{-6}$  und  $10 \frac{1}{\text{s}}$  zeigen, verglichen mit den Versuchen von JONES und RICHART, einen noch deutlicheren Anstieg der Festigkeiten, nämlich Erhöhungsfaktoren von maximal 1,8, bezogen auf die Festigkeit im Normenversuch. Allerdings ist zu diesen Ver-

suchen zu bemerken, daß je nach Geschwindigkeit unterschiedliche Prüfverfahren angewendet wurden. Die langsameren Versuche wurden mit einer hydraulischen Prüfpresse durchgeführt, die schnellsten mit einer Fallhammer-Anlage (vgl. Abschnitt 3).

Anlage 2 b zeigt den Verlauf des Festigkeitsanstiegs für zwei Betongüten, und zwar für  $\beta_w = 175 \text{ kp/cm}^2$  ( $W/Z = 0,9$ ) und  $\beta_w = 450 \text{ kp/cm}^2$  ( $W/Z = 0,5$ ).

Insbesondere auf diese Untersuchungen ist der bisher in den Richtlinien für die Bemessung von Schutzbauten verwendete Erhöhungsfaktor

$$\Phi_{\text{dyn}} = \frac{\beta_{w28 \text{ dyn}}}{\beta_{w28 \text{ stat}}} = 1,25$$

zurückzuführen. Legt man die Annahme in /57/ zugrunde, nach der die durchschnittliche Dehngeschwindigkeit infolge dynamischer Belastung zwischen 5 %/s und 30 %/s anzusetzen ist, so läßt sich dieser Erhöhungsfaktor aus den WATSTEIN'schen Versuchskurven ablesen.

In Japan führten HORIBE und KOBAYASHI /36/ ähnliche Versuche an Zementmörtel, Sandstein und Marmor mit jeweils 3 verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten durch. Die ermittelten Erhöhungsfaktoren (Bezugs-Geschwindigkeit 2 bis 4  $\text{kp/cm}^2\text{s}$ ) betragen

für Zementmörtel	≅	1,25	,
für Sandstein	≅	1,45	
und für Marmor	≅	1,65	.

Als empirisch gefundene Gesetzmäßigkeit wird für Sandstein ein linear logarithmischer Verlauf des Festigkeitsanstiegs

angegeben:

$$\textcircled{2} \quad \beta_{\text{dyn}} = 310 + 25 \cdot \log \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}} \quad (\text{in kp/cm}^2),$$

wobei  $\dot{\epsilon}_{\text{stat}}$  die Dehngeschwindigkeit im statischen Versuch bedeutet. Für Marmor ergab sich ein Gesetz von höherer Ordnung, nämlich:

$$\textcircled{3} \quad \beta_{\text{dyn}} = 730 + 26 \cdot \log \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}} + 2,6 \cdot \log \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}} \right)^{2,12}$$

Außerdem wurde festgestellt, daß die Bruchdehnungen bei höheren Geschwindigkeiten abnehmen. Interessant ist, daß die für die Zugfestigkeiten ermittelten Erhöhungsfaktoren noch geringfügig größer sind als diejenigen für Druck.

Untersuchungen an Betonprismen von ATCHLEY und FURR /2/ zeigen, daß das Anwachsen der Festigkeit bei höheren Beanspruchungsgeschwindigkeiten offenbar begrenzt ist. Im Gegensatz zu WATSTEIN's Ergebnissen, die für  $\dot{\epsilon}$  bzw.  $\dot{\epsilon} \rightarrow \infty$  auf unendlich hohe Festigkeitswerte deuten, läßt sich aufgrund dieser Ergebnisse ein Grenzwert des Erhöhungsfaktors vermuten, der bei Bezug auf die Normenfestigkeit etwa bei

$$\Phi_{\text{dyn}} = 1,5$$

liegt, wobei wahrscheinlich bei höheren Betongütern ein etwas größerer, maximaler Erhöhungsfaktor auftritt, vgl. Anlage 3.

Bei den Bruchdehnungen wird ebenfalls ein kleiner Anstieg (zwischen  $1,0$  und  $1,27 \cdot \epsilon_{\text{stat Bruch}}$ ) festgestellt.

Durch Integration der Flächen unter den Spannungs-Dehnungs-Linien wird die von den Prüfkörpern aufgenommene Energie be-

rechnet und festgestellt, daß bei den höheren Geschwindigkeiten der Energiebetrag beim Bruch etwa im gleichen Maße anwächst wie die Festigkeit. Der auf den statischen Bruchversuch bezogene Erhöhungsfaktor der Bruchenergie geht einem Grenzwert entgegen, der bei 1,3 bis 1,4 liegt.

Aufgrund eines Vergleiches mit (nicht näher beschriebenen) Versuchen an Metallen wird auch die Vermutung ausgesprochen, daß die beobachtete Erscheinung der Festigkeitserhöhung im Prinzip nicht werkstoffabhängig, sondern allgemeiner Natur ist.

Neuere Untersuchungen an Beton von WESCHE und KRAUSE /101/ beschäftigen sich mit den Einflüssen auf Elastizitätsmodul und Festigkeit, wobei besonders die Einflüsse der Betonzusammensetzung und Lagerung der Prüfkörper studiert werden. Ausgehend von dem Verhalten des Zementsteins einerseits und des Zuschlags andererseits werden Druckfestigkeiten und E-Moduln für beliebige Mischungsverhältnisse angegeben und deren Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit untersucht.

Als allgemeiner Ansatz einer Modellgleichung wird vorgeschlagen:

$$\textcircled{4} \quad \beta_D(t) = f \left\{ (1 + v_m) \cdot \beta_m(t) , \frac{D}{10 \cdot v_m} , \dot{\epsilon} , \beta_k(t) \right\} ,$$

in welchem  $\beta_D(t)$  die zeitabhängige Druckfestigkeit,  $\beta_m(t)$  und  $\beta_k(t)$  die Festigkeiten von Matrix und Zuschlag,  $v_m$  das Zementsteinvolumen,  $D$  den Größtkorndurchmesser und  $\dot{\epsilon}$  die Belastungsgeschwindigkeit (Spannungsanstieg) bedeuten.

Als allgemeiner Ansatz für den zeitabhängigen E-Modul wird

angegeben:

$$\textcircled{5} \quad E(t) = f ( E_m , E_k , v_m , \tau_m , \tau_k , \varphi_{E_m} , \varphi_{E_k} ) ,$$

in dem  $\tau_m$  bzw.  $\tau_k$  die Retardationszeiten für Zementstein und Zuschlag und  $\varphi_{E_m}$  bzw.  $\varphi_{E_k}$  das Verhältnis von verzögert-elastischer und viskoser Verformung zur rein elastischen Verformung beider Stoffkomponenten angibt.

HUGHES und GREGORY /38/ führten Versuche an Betonprismen durch und erreichten mit einer Fallhammeranlage mehr als  $10^6$  kp/cm<sup>2</sup>s, d.h. minimale Lastanstiegszeiten bis zum Bruch von 0,25 ms. Für diese extremen Stoßgeschwindigkeiten ermittelten sie durchschnittliche Erhöhungsfaktoren von 1,9 (bei Bezug auf die statische Normenprüfgeschwindigkeit) und stellten Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen von WATSTEIN fest. Es zeigte sich bei diesen sehr schnellen Versuchen jedoch bereits eine Überlagerung der Lastfunktion mit reflektierten Stoßwellenanteilen innerhalb des Versuchsaufbaus, die nachträglich anhand der Oszillographen-Aufzeichnung der Lastfunktion eliminiert werden mußten. Dadurch erscheinen diese Versuche bei den hohen Geschwindigkeiten etwas weniger zuverlässig.

Die Versuche von SPARKS und MENZIES /86/ ergaben für Betone mit unterschiedlichem Zuschlagmaterial schon bei verhältnismäßig geringer Steigerung der Belastungsgeschwindigkeit (bis 100 kp/cm<sup>2</sup>s, d.h. Lastanstiegszeiten bis zum Bruch zwischen 1 und 3 s) ein Anwachsen der Prismenfestigkeit, das sich bei Zuschlagstoffen geringerer Festigkeit deutlicher zeigte als bei hochfesten Zuschlägen wie z.B. Kalkstein. Für normalen Kiesbeton Bn 250 mit W/Z = 0,70 wird ein linear logarith-

mischer Zusammenhang zwischen der Prismenfestigkeit und der Belastungsgeschwindigkeit (in  $\text{N/mm}^2\text{s}$ ) angegeben:

$$\textcircled{6} \quad \frac{\beta_p^{\text{dyn}}}{\beta_{\text{wstat}}} = 0,68 + 0,04 \cdot \log \dot{\epsilon} \quad .$$

Die Darstellung der Versuchsergebnisse (vgl. Anlage 4) läßt jedoch mit Ausnahme des Kalkstein-Betons eher auf eine progressive Festigkeitszunahme mit wachsender Belastungsgeschwindigkeit schließen.

In /67/ hat RASCH die Ergebnisse zahlreicher Prismenversuche an Beton mitgeteilt, die im Geschwindigkeitsbereich unterhalb der statischen Normenprüfgeschwindigkeit bis zu Lastanstiegszeiten von mehreren Tagen durchgeführt wurden. Im Gegensatz zu den meisten früheren Untersuchungen wurden die Spannungs-Dehnungs-Linien mit konstanter Dehngeschwindigkeit ermittelt, wodurch auch die Verformungen nach Überschreiten der Höchstlast erfaßt werden können.

Die Dehngeschwindigkeiten lagen zwischen

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon} &= 1^\circ/00 / 1,875 \text{ min} \quad (\text{extrapoliert bis } 1^\circ/00 / 1 \text{ min}) \quad \text{und} \\ \dot{\epsilon} &= 1^\circ/00 / 2,5 \text{ Tage} \quad (\text{extrapoliert bis } 1^\circ/00 / 7 \text{ Tage}). \end{aligned}$$

Auch in diesem Geschwindigkeitsbereich zeigt sich ein deutlicher Anstieg der erreichbaren Höchstlast bei den schnelleren Versuchen (vgl. Anlage 5). Gleichzeitig wurde eine deutliche Abnahme der Bruchdehnungen festgestellt.

Den Grund für den Festigkeitsanstieg sieht RASCH in der unterschiedlichen Festigkeit der einzelnen Betonelemente (Maxwell-Elemente). Bei langsamerer Belastung erreichen die-

jenigen Maxwell-Elemente, die die gleiche Festigkeit  $\beta_i$  und den gleichen E-Modul  $E_i$  aufweisen, wegen ihrer unterschiedlichen Viskositätsmoduln  $V_i$  ihre Festigkeit nicht gleichzeitig, sondern nacheinander; die erreichbare, resultierende Höchstlast ist kleiner, die zugehörige Dehnung größer, und die Spannungs-Dehnungs-Linie verläuft auch in ihrem absteigenden Ast flacher. Bei hoher Dehngeschwindigkeit, d.h. wenn innerhalb der kurzen Zeit des Dehnungsanstiegs keine viskosen Dehnungsanteile auftreten können, wird dagegen die Spannungs-Dehnungs-Linie nur von der Verteilung der Festigkeiten  $\beta_i$  und den zugehörigen Dehnungen  $\epsilon_i = \beta_i/E_i$  bestimmt.

Auf die Ermittlung einer Regressionsfunktion wird in /67/ verzichtet. Dazu muß bemerkt werden, daß die von einigen zuvor genannten Forschern angegebenen logarithmischen Zusammenhänge erster oder höherer Ordnung aus dem stets gewählten logarithmischen Geschwindigkeitsmaßstab herrühren und dahinter nicht notwendigerweise auch ein logarithmisches Naturgesetz stehen muß. Wahrscheinlicher scheint zu sein, daß die Beziehungen zwischen Bruchspannung bzw. Bruchdehnung und der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf beiden Seiten ( $\dot{\epsilon} \rightarrow 0$  und  $\dot{\epsilon} \rightarrow \infty$ ) einen Grenzwert aufweisen, wie dies etwa bei einer arc tan - Funktion der Fall ist; z.B. weist die von RASCH festgestellte Abnahme der Bruchdehnungen darauf hin.

Um jedoch festzustellen, ob sich die Versuchsergebnisse von RASCH für extrem langsame Beanspruchungen ebenfalls in der Form  $\beta_{\text{dyn}}/\beta_{\text{stat}} = 1 + k \cdot \log \dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_{\text{stat}}$  bzw. als Funktion zweiter oder höherer Ordnung ausdrücken lassen und damit Kontinuität in allen Geschwindigkeitsbereichen angenommen werden kann, wurde für die Versuchsserien C 1 - C 2, C 5 - C 7 und C 9 der Versuche von Rasch ein Gesamtausgleich durchgeführt, der eine Regressionsgerade

$$\textcircled{7} \quad \frac{\beta_{\text{dyn}}}{\beta_{\text{stat}}} = 1 + 0,0125 \cdot \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}}$$

und eine Regressionsparabel

$$(8) \quad \frac{\beta_{\text{dyn}}}{\beta_{\text{stat}}} = 1 + 0,0269 \cdot \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}} + 0,0017 \cdot \left( \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}} \right)^2$$

ergab, wobei  $\dot{\epsilon}$  auf die bei der Normenprüfung etwa vorhandene Dehngeschwindigkeit von 1°/oo /min bezogen ist.

Entsprechend erhält man für das Bruchdehnungsverhältnis:

$$(9) \quad \frac{\epsilon_{\text{Bruch}}^{\text{dyn}}}{\epsilon_{\text{Bruch}}^{\text{stat}}} = 1 - 0,0654 \cdot \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}}$$

bzw.

$$(10) \quad \frac{\epsilon_{\text{Bruch}}^{\text{dyn}}}{\epsilon_{\text{Bruch}}^{\text{stat}}} = 1 - 0,030 \cdot \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}} + 0,0038 \cdot \left( \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}} \right)^2,$$

wobei die abnehmende Tendenz durch das negative Vorzeichen des 2. Gliedes zum Ausdruck kommt.

Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche an kleinen Betonwürfeln (vgl. Abschnitt 4.2 und Anlage 20) erhält man als gute Annäherung im hohen Geschwindigkeitsbereich  $\dot{\epsilon} \geq 10^{-3} \frac{1}{s}$  einen logarithmischen Zusammenhang dritter Ordnung:

$$(11) \quad \frac{\beta_{\text{dyn}}}{\beta_{\text{stat}}} = 1 + 0,056 \cdot \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}} - 0,013 \cdot \left( \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}} \right)^2 + 0,0009 \cdot \left( \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{stat}}} \right)^3.$$

Jedoch erweist sich auch die Gl. (8) mit Einschränkungen noch als brauchbar, die somit eine Näherungsformel für den gesamten Bereich der Dehngeschwindigkeiten darstellt und im

übrigen auch der von HORIBE und KOBAYASHI für Marmor gefundenen Kurve (Gl. ③) ähnlich ist.

Für Baustahl beschreiben HAMMER und DILL /30/ entsprechende Versuchsergebnisse, die aus nichtveröffentlichten amerikanischen Untersuchungen stammen. Danach wächst die Streckgrenze bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten stärker an (über 30 %) als die maximale Spannung vor dem Bruch, bei der der Unterschied in den Versuchen mit statischer ( $1 \text{ kp/mm}^2 \text{ s}$ ) und sehr hoher Prüfgeschwindigkeit (bis  $10 \text{ Mp/mm}^2 \text{ s}$ ) nur ca. 10 % beträgt.

CURIONE /14/ erwähnt ähnliche Versuchsergebnisse für Bewehrungsstahl mittlerer Güte (vgl. Anlage 2 a). Er schreibt den zeitbedingten Charakter der Stahleigenschaften der Trägheit der kristallinen Struktur zu.

Die Versuche von CLARK und WOOD /11/ zeigen, daß für Metalle mit ausgeprägter Streckgrenze wie vergüteter, kohlenstoffarmer Stahl eine bestimmte Zeit (delay-time) bis zum Einsetzen plastischer Verformungen erforderlich ist. Diese Zeit hängt von der Höhe der aufgebrachten Spannung oberhalb der statischen Streckgrenze ab. Bei einer Belastung mit der 1,2-fachen Streckspannung wurden Zeiten bis zum Einsetzen der plastischen Verformungen von ca. 6 Sekunden gemessen, bei einer Belastung mit der 1,65-fachen Streckspannung dagegen nur 5 Millisekunden.

Bei Metallen, die keine ausgeprägte Streckgrenze aufweisen, konnte keine delay-time nachgewiesen werden; hier traten die plastischen Verformungen bereits während des Lastanstiegs auf.

FELDMAN, KEENAN und SIESS /21/ stellen den gleichen Zusammenhang zwischen der aufgebrauchten (und konstantgehaltenen) Spannung und der delay-time bei Bewehrungsstahl mittlerer Güte fest und geben für Belastungen in Höhe der 1,45-fachen Streckspannung eine Zeit von 1 bis 3 ms bis zum Einsetzen der plastischen Verformungen an.

Die Steigerung der Streckspannung um 45 % wird bei einer maximalen Belastungsgeschwindigkeit von  $7 \text{ Mp/mm}^2\text{s}$  bzw. bei Dehngeschwindigkeiten zwischen 0,1 und 1 (1/s) erreicht.

Die Verfasser stellen die gefundene Abhängigkeit der Streckgrenzenerhöhung von der Dehngeschwindigkeit den von McHENRY und SHIDELER /33/ mitgeteilten Versuchsergebnissen an Beton gegenüber und weisen auf die auffallende Übereinstimmung hin (s. Anlage 6). Demnach ist sowohl bei Betonstahl mittlerer Güte als auch bei Beton für Dehngeschwindigkeiten von  $0,1 \frac{1}{\text{s}}$ , d.h. bei einer gegenüber der statischen Normenprüfgeschwindigkeit ca. 10 000-fach schnelleren Beanspruchung, mit einer rd. 30 %igen Festigkeitszunahme zu rechnen.

## 2.2 Spannungs-Dehnungs-Beziehungen unter besonderer Berücksichtigung der Beanspruchungsgeschwindigkeit

### 2.2.1 Zeitabhängige Verformungen im Kurzzeitbereich

Bei Dauerstandsversuchen an Beton- und Stahlbetonbauteilen ermittelt man gewöhnlich an gleichzeitig hergestellten und den gleichen Lagerungsbedingungen ausgesetzten "Schwind"- und "Kriechkörpern" das Schwind- und Kriechverhalten des unbewehrten Betons gesondert, um bei der Deutung des Langzeitverhaltens des untersuchten Bauteils darauf Bezug zu nehmen.

An den unbelasteten Schwindkörpern wird das reine Schwindmaß  $\epsilon_s$  und an den mit einer konstanten Dauerspannung belasteten Kriechkörpern die Gesamtverformung

$$(12a) \quad \epsilon_{ges} = \epsilon_{el} + \epsilon_k + \epsilon_s$$

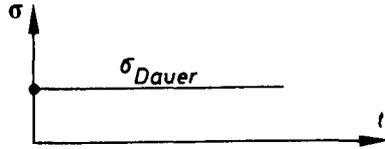
gemessen, woraus man die reine Kriechverformung

$$(12b) \quad \epsilon_k = \epsilon_{ges} - \epsilon_{el} - \epsilon_s$$

berechnen kann, wenn neben den durch Messung ermittelten Werten  $\epsilon_{ges}$  und  $\epsilon_s$  auch die elastische Anfangsverformung  $\epsilon_{el}$  bekannt ist. Diese ist mit herkömmlichen Meßverfahren kaum in wahrer Größe zu ermitteln, da bereits in der kurzen Zeitspanne, die zwangsläufig zwischen dem Ende des Belastungsvorganges und der ersten Ablesung am Meßgerät verstreicht, sich die Verformung vergrößert.

Im Dehnungs-Zeit-Diagramm läßt sich dieser Vorgang wie

folgt darstellen:



$t_1 - t_0 =$  Zeit zwischen Belastungsende und erster Messung

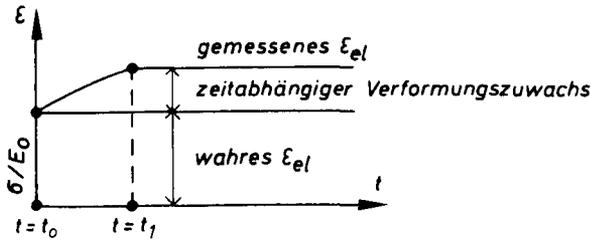


Bild 3

Aber auch bei kontinuierlicher Meßdatenaufzeichnung bleibt das Problem der Bestimmung des rein elastischen Verformungsanteils prinzipiell bestehen; denn vorstehendes Bild gilt streng genommen nur, wenn die Belastung schlagartig erfolgt. Bei Beanspruchungsgeschwindigkeiten  $v < \infty$  kommen bereits während der Laststeigerung zu der rein elastischen Verformungszunahme zeitabhängige Dehnungsanteile hinzu, was besonders bei extrem langsamer Belastung deutlich wird:

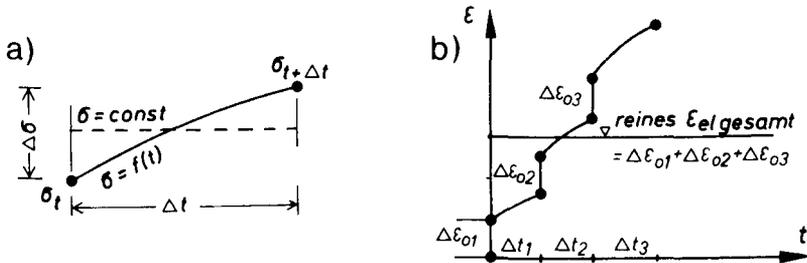


Bild 4

In einem Zeitabschnitt  $\Delta t$  einer flachen Spannungs-Zeit-Kurve kann näherungsweise eine konstante Spannung angenommen werden, unter der eine entsprechende Kriechdehnung eintritt (Bild 4 a). Zu dem gleichen Ergebnis kommt man, wenn man sich die Dehnungs-Zeit-Kurve abschnittsweise aus schlagartig erzeugten Dehnungsanteilen  $\Delta \epsilon_0$  infolge entsprechender Anteile  $\Delta \sigma_0$  mit anschließender Wartezeit  $\Delta t$  zusammengesetzt denkt (Bild 4 b).

Aus Bild 4 b wird sofort deutlich, daß bei kleiner werdendem  $\Delta t$  (d.h. schnellerer Belastung) die rein elastischen Dehnungsanteile sich schneller aneinanderreihen und somit die zeitabhängigen Verformungsanteile geringer werden.

Eine gemessene elastische Dehnung wird um so mehr von der rein elastischen Dehnung abweichen, je langsamer belastet wird und je später nach Erreichen der Laststufe die Messung durchgeführt wird.

Die üblicherweise "elastisch" genannte Verformung bei Beton kann somit aufgeteilt werden in einen zeitunabhängigen und einen zeitabhängigen Anteil, wobei letzterer nochmals unterteilt werden kann in

- a) verzögert elastische
- und b) viskose Verformung.

Die viskosen Verformungen sind bereits als der Anfang des Kriechens anzusehen (d.h. große Abklingzeiten), die verzögert elastischen erreichen ihren Größtwert schon nach relativ kurzer Zeit.

Dieses angenommene Verhalten des Betons legt die Vorstellung nahe, daß sich im Dehnungs-Zeit-Diagramm während und nach einem Belastungsvorgang zeitabhängige Verformungen in mehre-

ren Phasen und Größenordnungen überlagern, was man wie folgt darstellen kann:

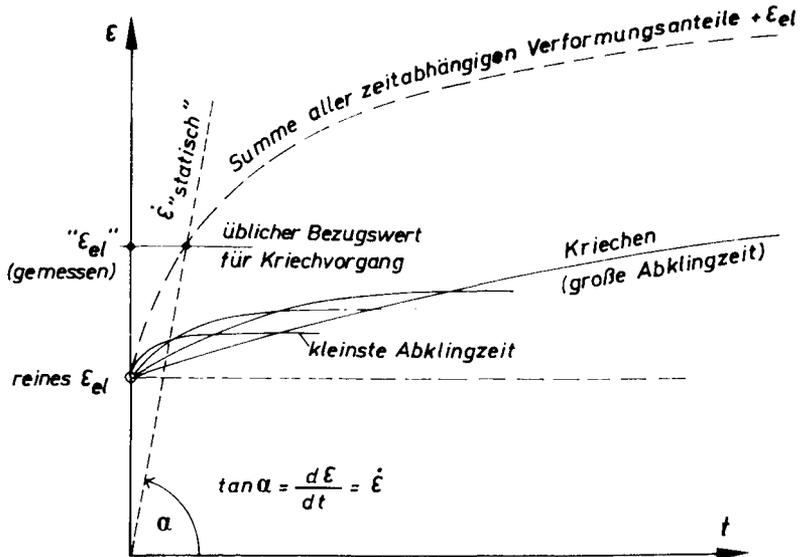


Bild 5

Von den in Bild 5 angedeuteten Vorgängen ist bisher das Kriechen, also der Vorgang mit der längsten Wirkungsperiode, am gründlichsten untersucht worden.

Die Ursachen der im "Kürzestzeit-Bereich" wirksamen Vorgänge sind dagegen noch weitgehend ungeklärt und wahrscheinlich im mikrophysikalischen Gebiet zu suchen. Bei der Untersuchung ihrer Auswirkungen genügt es jedoch, sie als dem Kriechen analoge Erscheinungen anzusehen ("Kurzzeit-Kriechen"), deren Charakteristiken - Maximalwert und Abklingzeit sowie Kriechbeiwert - vorläufig als Unbekannte behandelt oder abgeschätzt werden müssen.

### 2.2.2 Einbeziehung des Bruchzustandes mit Hilfe von Analogien zu Kriech- und Relaxationsvorgängen

McHENRY /32/ und ROSS /74/ zeigen Methoden, bei stufenweiser Dehnungserhöhung die zugehörige Spannungs-Zeit-Kurve zu ermitteln bzw. umgekehrt bei Spannungsänderungen die entsprechenden Dehnungs-Zeit-Verläufe. Diese Untersuchungen beziehen sich zwar auf die Langzeitwirkungen Kriechen und Relaxation. Es soll jedoch im folgenden versucht werden, in Verbindung mit der Vorstellung eines vielphasigen Systems und der Ähnlichkeit zeitabhängiger Vorgänge auch bei stark unterschiedlichen Abklingzeiten, das beobachtete Phänomen - Abhängigkeit der Festigkeit von der Belastungs- oder Dehngeschwindigkeit - aus einem dem Kriech- bzw. Relaxationsvorgang ähnlichen Geschehen im Baustoff während kurzer Zeitspannen herzuleiten und dabei die von der Behandlung des Kriechens her bekannten rechnerischen oder graphischen Methoden sinngemäß anzuwenden.

Ausgangspunkt der Überlegungen sei die Tatsache, daß man auf einen Versuchskörper eine konstante Dauerspannung  $\bar{\sigma}$  von der Größe aufbringen kann, daß die Gesamtdehnung - zugehörige elastische Anfangsdehnung  $\epsilon_{el}$  zuzüglich der Kriechverformung  $\eta(t)$  - den Betrag der Bruchdehnung  $\epsilon_{Bruch}$  auch nach der Zeit  $t = \infty$  gerade noch nicht erreicht. Die Größe dieser Dauerspannung entspricht der Dauerstandsfestigkeit  $\beta_D$ . Bei konstantgehaltenen Dauerspannungen  $\bar{\sigma} < \beta_D$  mit zugehörigen elastischen Anfangsdehnungen  $\epsilon_{el} < \epsilon_{elD} = \beta_D/E_0$  ist demnach eine Zerstörung nicht möglich.

Dagegen wird eine momentan aufgebrachte und konstantgehaltene Dauerspannung  $\bar{\sigma}_0 > \beta_D$  nach einer bestimmten Zeit  $t < \infty$  zu einer Gesamtdehnung  $\epsilon_{ges} = \epsilon_{el} + \eta(t) = \epsilon_{Bruch}$  und damit zum Bruch führen. Diese Zeit kann bei bekanntem Kriechgesetz rechnerisch bestimmt werden.

Z.B. ist mit dem Ansatz von DISCHINGER (vgl. /97/)

$$(13) \quad \eta = \eta_{\infty} \cdot (1 - e^{-t/\tau})$$

sowie  $\eta_{\infty}/\varepsilon_{el} = \varphi_{\infty}$  die Kriechdehnung zur Zeit  $t$  :

$$(14) \quad \eta(t) = \varphi_{\infty} \cdot \frac{\bar{\sigma}_0}{E_0} \cdot (1 - e^{-t/\tau})$$

Die Gesamtdehnung ist

$$(15) \quad \varepsilon_{ges} = \varepsilon_{el} + \eta(t) = \frac{\bar{\sigma}_0}{E_0} \cdot \left[ 1 + \varphi_{\infty} \cdot (1 - e^{-t/\tau}) \right].$$

Für  $\varepsilon_{ges} = \varepsilon_{Bruch}$  ergibt sich die Zeit  $t = t_{Bruch}$  :

$$\varphi_{\infty} \cdot (1 - e^{-t/\tau}) = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_{Bruch}}{\bar{\sigma}_0} - 1$$

$$e^{-t/\tau} = \frac{1}{1 - \frac{1}{\varphi_{\infty}} \cdot \left( \frac{E_0 \cdot \varepsilon_{Bruch}}{\bar{\sigma}_0} - 1 \right)}$$

und damit

$$(16) \quad t = t_{Bruch} = \tau \cdot \ln \left[ \frac{1}{1 - \frac{1}{\varphi_{\infty}} \cdot \left( \frac{E_0 \cdot \varepsilon_{Bruch}}{\bar{\sigma}_0} - 1 \right)} \right]$$

Die Bruchdehnung  $\epsilon_{\text{Bruch}}$  ist bei realen Stoffen keine Konstante, sondern ist als eine von der Beanspruchungsgeschwindigkeit und damit von der Zeit abhängige Materialeigenschaft anzusehen. Für bekannten Verlauf der Funktion  $\epsilon_{\text{Bruch}} = f(t)$  sind in der folgenden Darstellung Bild 6 die Bruchzeiten  $t_{i \text{ Bruch}}$  durch die Schnittpunkte dieser Funktion mit den Kriechkurven für die aufgebrachtten Dauerspannungen  $\bar{\sigma}_{0 i} = \epsilon_{el i} \cdot E_0 > \sigma_D$  gegeben.

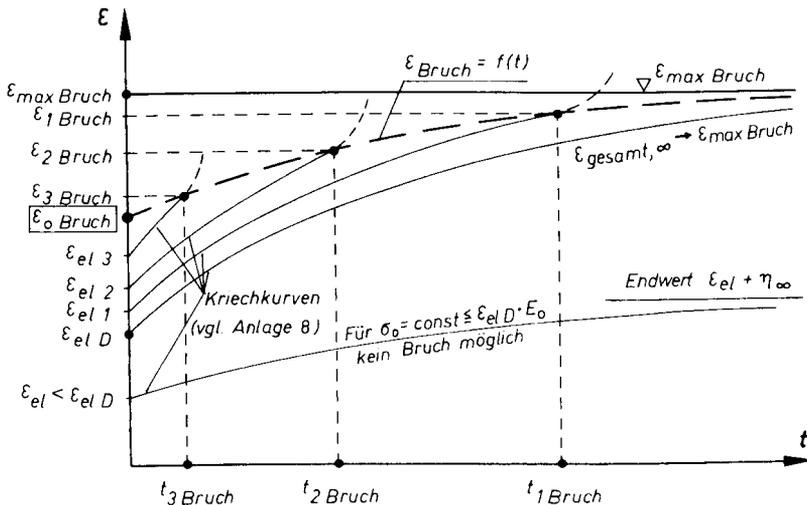


Bild 6

Unter der Annahme des determinierten Zusammenhangs nach Gl. (16) ist bei bekannter Bruchzeit  $t_{\text{Bruch}}$  und bekannter Bruchdehnung  $\epsilon_{\text{Bruch}}(t)$  sowie den stoffabhängigen Werten  $\tau$  und  $\varphi_{\infty}$  der Ausgangswert der elastischen Dehnung ( $> \epsilon_{elD}$ ) und damit auch der äquivalente Spannungswert

$\sigma_0 = \varepsilon_{e1} \cdot E_0$  angebar, der, momentan zur Zeit  $t = 0$  aufgebracht und konstantgehalten, infolge der zeitabhängigen Verformungszunahme die Bruchdehnung und damit den Bruch verursacht.

Der Punkt  $t = t_1$  Bruch /  $\varepsilon = \varepsilon_1$  Bruch in der Darstellung Bild 6 läßt sich auf anderem Wege auch durch eine Gerade vom Ursprung mit der konstanten Neigung  $d\varepsilon/dt = \dot{\varepsilon} = \text{const.}$  erreichen. Die Frage ist, ob in diesem Falle zur Zeit  $t_1$  ebenfalls der Bruch eintritt. Dazu müßte neben der voraussetzungsgemäß gleichen Dehnung  $\varepsilon_1$  auch die zugehörige Spannung

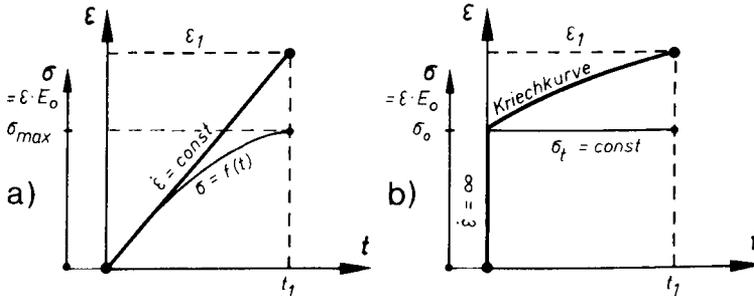


Bild 7

gleich sein, d.h. die Dehnengeschichten der Bilder 7 a und 7 b müßten nach  $t = t_1$  ( $= t_{\text{Bruch}}$ ) zum gleichen Spannungswert führen. Die Beantwortung der soeben gestellten Frage erfordert daher die Ermittlung der Spannungs-Zeit-Funktion bei vorgegebenem Dehnungsverlauf  $\varepsilon(t)$ .

Die Spannungs-Zeit-Linie kann bei stufenweiser, jeweils schlagartig erzeugter Dehnungssteigerung mit anschließender Wartezeit analog Bild 4 b bestimmt werden, wenn zwischen den momentan aufgebrauchten Spannungsraten der dem Kriechgesetz entsprechende Relaxationsvorgang berücksichtigt wird.

Im Zeitabschnitt  $\Delta t$  vermindert sich die Ausgangsspannung  $\sigma_{t_0}$  (vgl. Bild 8) auf den Wert

$$(17) \quad \sigma_{t_1} = \sigma_{t_0} \cdot \left[ 1 - \psi_{\infty} \cdot (1 - e^{-\Delta t/T}) \right]$$

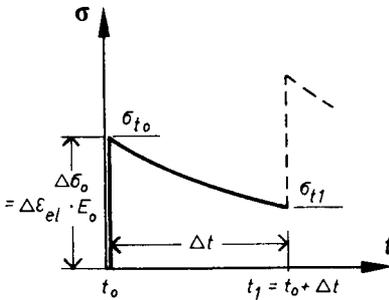


Bild 8

worin 
$$\psi_{\infty} = \frac{\varphi_{\infty}}{1 + \varphi_{\infty}}$$

und 
$$T = \frac{\tau}{1 + \varphi_{\infty}}$$

mit dem  $\varphi_{\infty}$ -Wert des korrespondierenden Kriechgesetzes zu bestimmen sind. Eine zahlenmäßige Berechnung setzt daher die Kenntnis des Kriechmaßes  $\varphi_{\infty}$  voraus.

### 2.2.3 Berücksichtigung eines spannungsabhängigen "Kurzzeit-Kriechmaßes"

Es ist bekannt, daß der  $\varphi_{\infty}$ -Wert beim Kriechvorgang von der Belastungshöhe abhängt und bei Beton nur bis etwa 40 % der Bruchspannung (bei statischer Belastungsgeschwindigkeit) proportional der Spannung angenommen werden kann. Darüberhinaus nehmen die Kriechwerte mit steigender Spannung progressiv zu, wobei es in diesem Zusammenhang gleichgültig ist, ob dies auf einer Veränderung der elastischen Eigenschaften oder auf der fortschreitenden Strukturzerstörung beruht. In

jedem Falle bewirkt die Ursache dessen die schnellere Verformungszunahme bei hohen Laststufen (bzw. den schnelleren Spannungsrückgang bei hohen Dehnstufen) und damit die zunehmende Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie in der Nähe des Bruches.

Die Abhängigkeit des Kriechmaßes  $\eta = \varphi \cdot \epsilon_{e1}$  von der Spannung ist mehrfach untersucht worden, wie z.B. von WAGNER in /97/ beschrieben. Dabei ist einleuchtend, daß diese Abhängigkeit nur dann bis in die Nähe der Kurzzeitfestigkeit im Versuch beobachtet werden kann, wenn die Beobachtungsdauer möglichst kurz ist. SHANK (vgl./97/) hat an unterschiedlich belasteten Betonkörpern die Kriechverformungen nach 1 Tag gemessen und kam dabei bis zu maximal  $\sigma / \sigma_{\text{Bruch}} = 0,75$ . GLANVILLE und THOMAS (vgl./97/) ermittelten nach einer Standzeit von jeweils 30 Minuten eine  $\eta(\sigma)$ - Kurve, die bis  $\sigma / \sigma_{\text{Bruch}} = 0,85$  reicht. Die kürzesten Beobachtungszeiten wählten JONES und RICHART sowie JENSEN (vgl./97/); letzterer konnte nach einer Minute Dauerlast die zeitabhängigen Verformungen bei Belastungshöhen bis  $\sigma / \sigma_{\text{Bruch}} = 0,90$  beobachten, wobei sich seine Kurve noch bis  $\sigma / \sigma_{\text{Bruch}} = 0,95$  einigermaßen extrapolieren läßt (vgl. Anlage 7).

Für die Untersuchung im Kürzestzeit-Bereich kann eine Beziehung

$$\varphi_{\infty} = f(\sigma) \quad ,$$

die aus Beobachtungswerten nach 1 min Dauerlast gewonnen wurde, durchaus als brauchbar angesehen werden, wenn man davon ausgeht, daß die betrachteten niederen Phasen der zeitabhängigen Verformungen (vgl. Bild 5) Abklingzeiten in der Größenordnung von 1 min oder weniger haben. Insofern können die gemessenen, resp. mit einem Vergrößerungsfaktor multiplizierten Werte  $\eta$  auch als Endwerte  $\eta_{\infty}$  dieser Kurzzeitphasen angesehen werden.

Die Versuchskurve von JENSEN läßt sich mit der Funktion

$$(18) \quad \sigma = \sigma_{\text{Bruch}} \cdot (1 - e^{-\eta_{\infty}(\sigma)/\eta_{\infty}^*})$$

annähern und unter der Voraussetzung einer momentanen Lastaufbringung in der Form

$$(19) \quad \eta_{\infty}(\sigma) = -\eta_{\infty}^* \cdot \ln\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_{\text{Bruch}}}\right)$$

verwenden, worin  $\eta_{\infty}(\sigma)$  der lastabhängige Verformungsendwert der Kurzzeitphase und  $\eta_{\infty}^*$  der Endwert ist, der bei einer Spannung

$$\sigma_0 = \left(1 - \frac{1}{e}\right) \cdot \sigma_{\text{Bruch}} = 0,632 \cdot \sigma_{\text{Bruch}}$$

erreicht wird.  $\sigma_{\text{Bruch}} = \xi_{\text{Bruch}} \cdot E_0$  ist dabei der Spannungswert, der bei einer Dehngeschwindigkeit  $\dot{\xi} = \infty$  unmittelbar, d.h. zur Zeit  $t = 0$ , zum Bruch führt.

Der Wert  $\eta_{\infty}^*$  ist als Materialkonstante anzusehen und kann aus Versuchen bestimmt werden. Hier wurde

$$\eta_{\infty}^* = k_1 \cdot \xi_{\text{Bruch}}$$

angenommen, wobei  $\xi_{\text{Bruch}}$  die bei unendlich schneller Beanspruchung auftretende Bruchdehnung ist und der Faktor  $k_1$  in der Darstellung Bild 9 zu  $k_1 = 0,632$  frei gewählt wurde.

In Bild 9 ist die aus /97/ übernommene Kurve von JENSEN mit bezogenen Werten  $\eta_{\infty}' = \eta_{\infty} / \xi_{\text{Bruch}}$  aufgetragen. Die

strichliert eingezeichnete Annäherungskurve hat dann die Gleichung

$$\eta'_{\infty} = -k_1 \cdot \ln\left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{0\text{Bruch}}}\right) \quad .$$

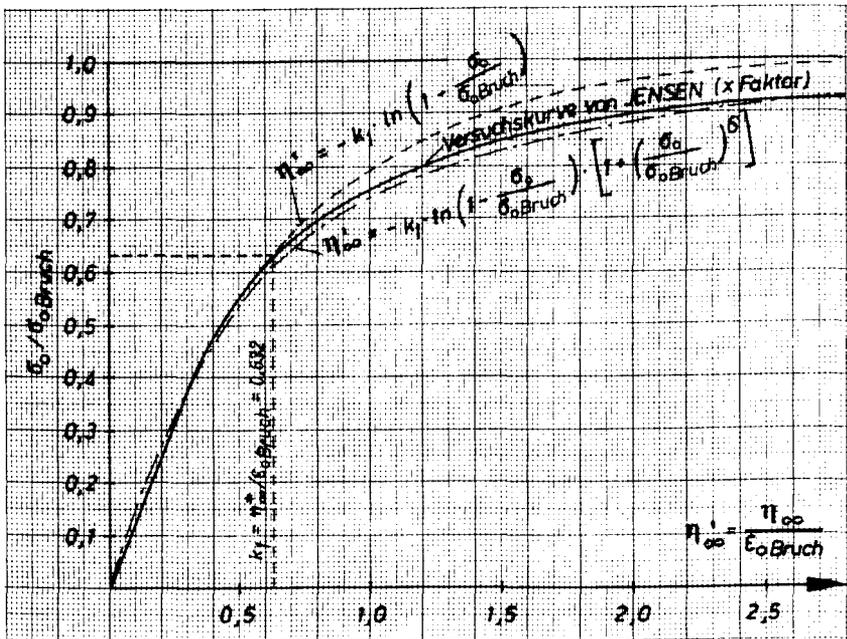


Bild 9

Um die Annäherung im Bereich hoher Laststufen noch zu verbessern, kann mit einem geeigneten Faktor, z.B.

$$k_2 = 1 + \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_{0\text{Bruch}}}\right)^6$$

multipliziert werden (vgl. Bild 9), was jedoch für diese grundsätzlichen Betrachtungen belanglos ist, da einerseits der Verlauf der Funktion  $\Phi_{\infty} = f(\sigma)$  je nach Material unterschiedlich ist und andererseits hier nur eine möglichst einfache Näherungsformel für einen einigermaßen wirklichkeitsnahen, lastabhängigen Verformungsendwert im Kurzzeitbereich gesucht wird.

#### 2.2.4 Näherungsansätze für die Ermittlung der Bruchspannung $\sigma_{\text{Bruch}} = f(\dot{\epsilon})$

Ersetzt man eine Beanspruchung mit konstanter Dehngeschwindigkeit  $\dot{\epsilon} = \text{const.}$  durch eine stufenweise Dehnungssteigerung  $\Delta\epsilon$  in konstanten Zeitabständen  $\Delta t$ , so erhält man entsprechend eine abgestufte Spannungserhöhung, dergestalt, daß elastische und nachwirkende plastische Phasen abwechseln und die Relaxation zwischen den Dehnungssteigerungen von der jeweils erreichten Spannung abhängt.

Aus dieser Betrachtungsweise ergibt sich die Konsequenz, daß ideal-elastische oder nicht nachwirkende Stoffe ( $\Phi_{\infty} = 0$  bzw.  $\Psi_{\infty} = 0$ ) keine von der Beanspruchungsgeschwindigkeit abhängenden Werkstoffeigenschaften besitzen.

Bei einer bekannten (z.B. aus Versuchen analog Abschnitt 2.2.3 abgeleiteten) Kriechfunktion

$$\Phi_{\infty}(\sigma) = \eta_{\infty}(\sigma)/\epsilon_{e1} \neq 0$$

kann die Spannungs-Zeit-Linie schrittweise berechnet oder graphisch ermittelt werden. Mit Bezug auf Bild 10 läßt sich ausgehend von der jeweils nach einer Dehnungsstufe  $\Delta\epsilon$  er-

reichten Spannungsspitze  $\sigma_i^o$  die Spannung vor der nächsten Dehnungssteigerung zu

$$\textcircled{21} \quad \sigma_{(i+1)}^u = \sigma_i^o \cdot \left[ 1 - \Psi_{\infty i} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \right]$$

angeben.

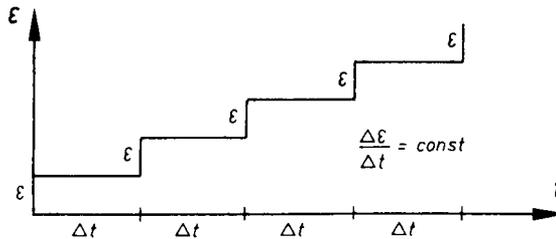
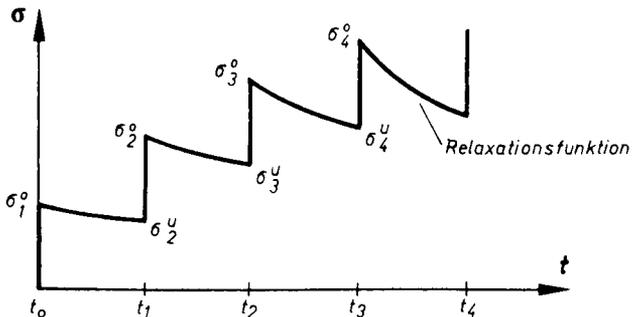


Bild 10



Nach Bild 10 gilt für den Fall konstanter Dehnungsgeschwindigkeit sowie

$$\Psi_{\infty i} = \frac{\Phi_{\infty i}}{1 + \Phi_{\infty i}} \quad \text{und} \quad T_1 = \frac{\tau}{1 + \Phi_{\infty i}}$$

mit  $\tau$  als konstanter Retardationszeit:

$$\sigma_1^o = \Delta \varepsilon \cdot E_o$$

$$\sigma_2^u = \Delta \varepsilon \cdot E_o \cdot \left[ 1 - \Psi_{\infty 1} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \right]$$

$$\sigma_2^o = \Delta \varepsilon \cdot E_o \cdot \left[ 2 - \Psi_{\infty 1} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \right]$$

$$\sigma_3^u = \Delta \varepsilon \cdot E_o \cdot \left[ 2 - \Psi_{\infty 1} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \right] \cdot \left[ 1 - \Psi_{\infty 2} (1 - e^{-\Delta t / T_2}) \right]$$

$$\begin{aligned} \sigma_3^o &= \Delta \varepsilon \cdot E_o \cdot \left\{ 1 + \left[ 2 - \Psi_{\infty 1} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \right] \cdot \left[ 1 - \Psi_{\infty 2} (1 - e^{-\Delta t / T_2}) \right] \right\} = \\ &= \Delta \varepsilon \cdot E_o \cdot \left\{ 1 \cdot \left[ 1 - \Psi_{\infty 1} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \right] + 2 \cdot \left[ 1 - \Psi_{\infty 2} (1 - e^{-\Delta t / T_2}) \right] + \right. \\ &\quad \left. + \Psi_{\infty 1} \cdot \Psi_{\infty 2} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_2}) \right\} \end{aligned}$$

$$\sigma_4^u = \Delta \varepsilon \cdot E_o \cdot \left[ \text{diagram} \right] \cdot \left[ 1 - \Psi_{\infty 3} (1 - e^{-\Delta t / T_3}) \right]$$

$$\begin{aligned} &= \Delta \varepsilon \cdot E_o \cdot \left[ \text{diagram} \right] - \Psi_{\infty 3} (1 - e^{-\Delta t / T_3}) + \Psi_{\infty 1} \cdot \Psi_{\infty 3} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \cdot \\ &\quad \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_3}) - 2 \cdot \Psi_{\infty 3} (1 - e^{-\Delta t / T_3}) + 2 \cdot \Psi_{\infty 2} \cdot \Psi_{\infty 3} (1 - e^{-\Delta t / T_2}) \cdot \\ &\quad \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_3}) - \Psi_{\infty 1} \cdot \Psi_{\infty 2} \cdot \Psi_{\infty 3} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_2}) \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_3}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \Delta \varepsilon \cdot E_o \cdot \left[ 1 - \Psi_{\infty 1} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) + 2 - 2 \cdot \Psi_{\infty 2} (1 - e^{-\Delta t / T_2}) - 3 \cdot \Psi_{\infty 3} \cdot \right. \\ &\quad \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_3}) + \Psi_{\infty 1} \cdot \Psi_{\infty 2} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_2}) + \Psi_{\infty 1} \cdot \Psi_{\infty 3} \cdot \\ &\quad \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_3}) + 2 \cdot \Psi_{\infty 2} \cdot \Psi_{\infty 3} (1 - e^{-\Delta t / T_2}) \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_3}) - \\ &\quad \left. - \Psi_{\infty 1} \cdot \Psi_{\infty 2} \cdot \Psi_{\infty 3} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_2}) \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_3}) \right] \end{aligned}$$

Unter Vernachlässigung der gemischten Glieder ergibt sich für die Verbindung der unteren Spannungswerte

$$\sigma_{t3} = \sigma_4^u = \Delta \varepsilon \cdot E_o \cdot \left[ 3 - 1 \cdot \Psi_{\infty 1} (1 - e^{-\Delta t / T_1}) - 2 \cdot \Psi_{\infty 2} (1 - e^{-\Delta t / T_2}) - 3 \cdot \Psi_{\infty 3} (1 - e^{-\Delta t / T_3}) \right]$$

oder allgemein:

$$(22) \quad \sigma_{tn} = \Delta \varepsilon \cdot E_o \cdot \left[ n - \sum_{i=1}^{i=n} i \cdot \Psi_{\infty i} \cdot (1 - e^{-\Delta t / T_i}) \right] .$$

Führt man die schrittweise Ermittlung der Spannungs-Zeit-Kurve entsprechend Bild 10 und mit Hilfe der  $\eta_{\infty}$ -Werte aus Bild 9 graphisch durch - wie in Anlage 8 mit bezogenen Werten  $\sigma' = \sigma / \sigma_{oBruch}$  bzw.  $\varepsilon' = \varepsilon / \varepsilon_{oBruch}$  (vgl. auch Bild 11) - dann stellt man fest, daß die so ermittelten Spannungs-Zeit-Kurven in guter Näherung jeweils nach der Zeit  $t = n \cdot \Delta t$  ein Maximum  $\sigma_{max}(\dot{\varepsilon})$  erreichen, nach welcher eine zur Zeit  $t = 0$  durch eine Spannung  $\bar{\sigma}_o = \sigma_{max}(\dot{\varepsilon})$  erzeugte Dehnung  $\varepsilon_o = \bar{\sigma}_o / E_o$  infolge Kriechens auf den Betrag  $\dot{\varepsilon} \cdot t$  angewachsen ist. Das bedeutet, daß die Spannungswerte von Bild 7 a und Bild 7 b näherungsweise (unter Berücksichtigung der Vereinfachungen und Vernachlässigungen) übereinstimmen, vgl. Bild 11.

Jeder Schnittpunkt der Geraden  $\varepsilon = \dot{\varepsilon}_i \cdot t$  und  $t = t_{Bruch i}$  liefert einen Punkt der Bruchdehnungskurve

$$\varepsilon'_{Bruch i} = f(\dot{\varepsilon}, \varphi, \tau) .$$

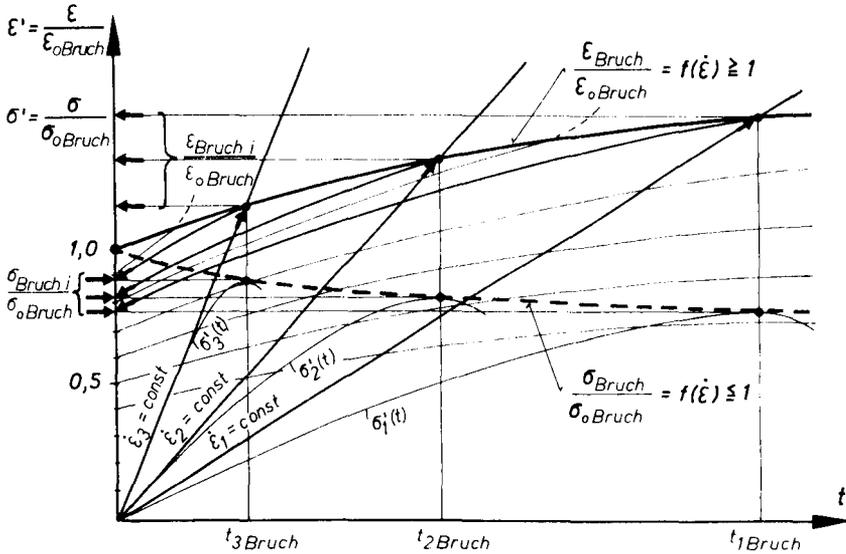


Bild 11

Die Bruchspannungen für beliebige Dehngeschwindigkeiten findet man, indem man vom Schnittpunkt der Geraden  $\epsilon = \dot{\epsilon} \cdot t$  mit der Kurve  $\epsilon'_{Bruch} = f(\dot{\epsilon}, \Phi, \tau)$  in Richtung der Kriechkurven bis zur Achse  $t = 0$  zurückgeht. Der rein elastische Dehnungsabschnitt liefert dann die Bruchspannung

$$\sigma_{Bruch}(\dot{\epsilon}) = \epsilon_{el} \cdot E_o$$

Eine zahlenmäßige Berechnung der Bruchspannung in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit ist jedoch erst dann möglich, wenn - abgesehen von allen sonstigen, je nach Baustoff verschiedenen Einflüssen auf die Festigkeitseigenschaften - die Größe der im Kurzzeitbereich auftretenden

zeitabhängigen Verformungsanteile

$$(23) \quad \varphi_{\infty} = \frac{\eta_{\infty}}{\varepsilon_{el}} = \frac{\text{verzögert-elastische Verformung}}{\text{rein elastische Verformung}},$$

die entsprechende Retardationszeit  $\tau$ , bis zu welcher ein bestimmter Anteil der zeitabhängigen Verformungen eintritt (z.B. aus Versuchen bis zu Laststufen nahe der Bruchlast), und der Verlauf der Bruchdehnungskurve

$$\varepsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\varepsilon}) = \varepsilon_{o\text{Bruch}} \cdot f(\dot{\varepsilon})$$

bekannt sind,

Damit läßt sich die Bruchspannung aus Gleichung (15) und mit  $t_{\text{Bruch}} = \varepsilon_{\text{Bruch}}/\dot{\varepsilon}$  angeben zu:

$$(24) \quad \sigma_{\text{Bruch}} = \frac{\varepsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\varepsilon}) \cdot E_o}{1 + \varphi_{\infty} \cdot (1 - e^{-\varepsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\varepsilon})/\varepsilon_{el} \cdot \tau})}$$

Berücksichtigt man darin die Lastabhängigkeit der  $\varphi_{\infty}$ -Werte mit einer Annäherungsfunktion entsprechend Bild 9 und Gleichung (20),

$$\eta'_{\infty} = -k_1 \cdot \ln\left(1 - \frac{\sigma_o}{\sigma_{o\text{Bruch}}}\right) \cdot k_2 = \eta_{\infty}/\varepsilon_{o\text{Bruch}},$$

so gilt für  $\sigma_o \hat{=} \sigma_{\text{Bruch}}$  und  $\varphi_{\infty} = \eta_{\infty}/\varepsilon_{el}$

$$\varphi_{\infty} = -k_1 \cdot \frac{\varepsilon_{o\text{Bruch}}}{\varepsilon_{el}} \cdot \ln\left(1 - \frac{\sigma_{\text{Bruch}}}{\sigma_{o\text{Bruch}}}\right) \cdot k_2$$

und damit

$$(25) \quad \varphi_{\infty} = - \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \ln\left(1 - \frac{\sigma_{\text{Bruch}}}{\sigma_{0\text{Bruch}}}\right)}{\sigma_{\text{Bruch}} / \sigma_{0\text{Bruch}}}$$

Bei Bezug auf die maximal mögliche Bruchspannung  $\sigma_{0\text{Bruch}}$  bei  $\dot{\epsilon} \rightarrow \infty$  erhält man als impliziten Ausdruck für die geschwindigkeitsabhängige Bruchspannung bzw. Festigkeit:

$$(26) \quad \frac{\sigma_{\text{Bruch}}}{\sigma_{0\text{Bruch}}} = \frac{\epsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon}) / \epsilon_{0\text{Bruch}}}{1 - k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\ln\left(1 - \frac{\sigma_{\text{Bruch}}}{\sigma_{0\text{Bruch}}}\right)}{\sigma_{\text{Bruch}} / \sigma_{0\text{Bruch}}} \cdot \left(1 - e^{-\frac{\epsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})}{\dot{\epsilon} \cdot \tau}}\right)}$$

Darin bedeuten  $k_1$  die Größe des bei  $\sigma / \sigma_{0\text{Bruch}} = 0,632$  auftretenden  $\eta'_{\infty}$ - Wertes und  $k_2$  den Korrekturfaktor im abgeflachten Ast der  $\eta'_{\infty}$ - Kurve.

Um den charakteristischen Verlauf dieser Funktion zu veranschaulichen, sind in der Anlage 9 für verschiedene, frei gewählte Werte  $k_1$ ,  $k_2$  und  $\tau$  sowie a) für konstant angenommene Bruchdehnung  $\epsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon}) = \text{const.}$  und b) für einen mit wachsender Dehngeschwindigkeit abfallenden Bruchdehnungsverlauf einige Kurven aufgetragen, die jeweils einen oberen und einen unteren Grenzwert für  $\sigma_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})$  bei  $\dot{\epsilon} \rightarrow 0$  und  $\dot{\epsilon} \rightarrow \infty$  zeigen. In dieser Darstellung erkennt man die Einflüsse der Größenordnungen von  $\varphi_{\infty}$  und  $\tau$  sowie des Verlaufes der Bruchdehnung  $\epsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})$ . Insbesondere ist festzustellen, daß der Faktor  $k_1$  die Höhe des Festigkeitssprunges und  $\tau$  den Dehngeschwindigkeitsbereich bestimmt, in welchem dieser Festigkeitssprung auftritt; beides wird zusätzlich

durch den Verlauf der Bruchdehnung  $\epsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})$  beeinflusst.

Bei Einsetzen von  $\sigma(t)$  und  $\epsilon(t)$  anstelle der Bruchwerte läßt sich auch eine allgemeine Näherung  $\sigma(t) = f(\dot{\epsilon})$  anschreiben, z.B. in der Form

$$(26a) \quad \sigma(t) = \frac{\dot{\epsilon} \cdot t \cdot E_0}{1 - k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\ln\left(1 - \frac{\sigma(t)}{\sigma_{\text{oBruch}}}\right)}{\sigma(t)/\sigma_{\text{oBruch}}} \cdot (1 - e^{-t/\tau})},$$

die in der Anlage 11 den übrigen Ansätzen für eine geschwindigkeitsabhängige Spannungs-Zeit-Funktion gegenübergestellt ist.

### 2.2.5 Herleitung einer geschwindigkeitsabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus einem einfachen, zusammengesetzten Modell

Für Beanspruchungen im Kurzzeitbereich, die weit unterhalb der Bruchspannung liegen, kann man (s. z.B. Modell I, Bild 12) die elastischen Verformungen durch das HOOKE'sche Federelement und die verzögert-elastischen, die viskosen und evtl. sofortige, bleibende Verformungen zusammengenommen durch das KELVIN - Element erfassen.

Für eine Reihenschaltung von einem elastischen und einem KELVIN - Element (I) sowie für die gleichwertige Parallelschaltung eines elastischen und eines MAXWELL - Elementes (II), vgl. Bild 12, erhält man folgende Gleichgewichtsbe-

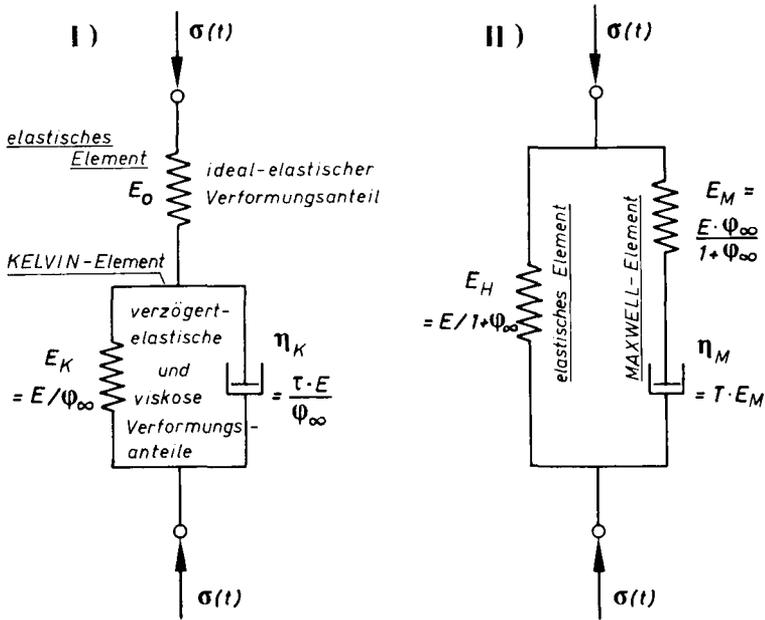


Bild 12

dingung, wobei Schwindanteile hier nicht berücksichtigt werden sollen (vgl. /93/):

$$(27) \quad \dot{\sigma} + \sigma \cdot \frac{1}{T} = \dot{\epsilon} \cdot E + \epsilon \cdot \frac{1}{T} \cdot \frac{E}{1 + \Phi_\infty} \quad \text{oder}$$

$$(28) \quad \dot{\sigma} + \sigma \cdot \frac{E_M}{\eta_M} = \dot{\epsilon} \cdot (E_H + E_M) + \epsilon \cdot \frac{E_M}{\eta_M} \cdot E_H \quad .$$

Gleichung (27) wurde von KRAUSE /45/ verwendet, um den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf den Elastizitäts-

Modul von Betonzuschlag und Zementstein zu beschreiben. Er erhielt für

$$\dot{\epsilon}(t) = \dot{\epsilon} \cdot t \quad (\dot{\epsilon} = \text{const.})$$

die Lösung der linearen Differentialgleichung 1. Ordnung

$$\epsilon(t) \cdot \frac{1}{\tau_{Ke}} + \dot{\epsilon}(t) = \dot{\epsilon} \cdot t \cdot \frac{1 + E/E_{Ke}}{E \cdot \tau_{Ke}} + \dot{\epsilon} \cdot \frac{1}{E}$$

zu

$$\epsilon(t) = \frac{\dot{\epsilon} \cdot t}{E} \cdot \left\{ 1 + \frac{E}{E_{Ke}} \cdot \left[ 1 - \frac{\tau_{Ke}}{t} \cdot (1 - e^{-t/\tau_{Ke}}) \right] \right\}$$

Für  $\dot{\epsilon} = \text{const.}$  und  $\epsilon(t) = \dot{\epsilon} \cdot t$  erhält man die lineare Differentialgleichung 1. Ordnung:

$$(29) \quad \dot{\epsilon}(t) + \epsilon \cdot \frac{1}{T} = \dot{\epsilon} \cdot E + \dot{\epsilon} \cdot t \cdot \frac{1}{T} \cdot \frac{E}{1 + \varphi_{\infty}}$$

Für die inhomogene Differentialgleichung der Form

$$(30) \quad \dot{\epsilon}(t) + a \cdot \epsilon(t) = f(t)$$

erhält man die Lösung durch Integration

$$(31) \quad \epsilon(t) = e^{-a \cdot t} \cdot \left( \int f(t) \cdot e^{a \cdot t} dt + C \right) ,$$

wobei  $a = \frac{1}{T} = \frac{1 + \varphi_{\infty}}{\tau}$  und  $f(t) = \dot{\epsilon} \cdot E \cdot \left( \frac{t}{T} + 1 \right) .$

Mit Gl. (29) ergibt sich:

$$(32) \quad \phi(t) = \dot{\varepsilon} \cdot E \cdot \left( \frac{t}{T} \cdot T - \frac{T^2}{T} + T \right) + C \cdot e^{-t/T} .$$

Die Konstante C ergibt sich aus der Bedingung  $\phi(0) = 0$  :

$$(33) \quad C = - \dot{\varepsilon} \cdot E \cdot \left( T - \frac{T^2}{T} \right)$$

Mit  $\dot{\varepsilon} \cdot t = \varepsilon(t)$ ,  $E = E_0$  und  $T = \frac{\tau}{1 + \varphi_{\infty}}$  erhält man

$$(34) \quad \phi(t) = \varepsilon \cdot E_0 \cdot \frac{1}{1 + \varphi_{\infty}} - \dot{\varepsilon} \cdot E_0 \cdot \left( \frac{T}{1 + \varphi_{\infty}} - T \right) \cdot (1 - e^{-t/T})$$

und wegen  $T > T/(1 + \varphi_{\infty})$  :

$$(35) \quad \phi(t) = \underbrace{\frac{\varepsilon(t) \cdot E_0}{1 + \varphi_{\infty}}}_{\text{Spannung bei } \dot{\varepsilon} \rightarrow 0} + \underbrace{\frac{\dot{\varepsilon} \cdot E_0 \cdot T \cdot \varphi_{\infty}}{1 + \varphi_{\infty}} \cdot (1 - e^{-t/T})}_{\text{Zuwachs für } \dot{\varepsilon} > 0}$$

oder umgeformt

$$(36) \quad \phi(t) = \frac{\dot{\varepsilon} \cdot E_0}{1 + \varphi_{\infty}} \cdot \left[ t + T \cdot \varphi_{\infty} \cdot (1 - e^{-t/T}) \right] .$$

Für den Übergang von  $\sigma = f(t)$  nach  $\sigma_{\text{Bruch}} = \beta = f(\dot{\epsilon})$  müssen entweder die Bruchdehnungen  $\epsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})$  oder die Bruchzeiten  $t_{\text{Bruch}}$  bekannt sein. Bei Bezug der Bruchspannung  $\sigma_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})$  auf die Bruchspannung bei unendlich schneller Beanspruchung erhält man aus Gl. (35) für die geschwindigkeitsabhängige Festigkeit analog Gl. (26) :

$$(37) \quad \frac{\sigma_{\text{Bruch}}}{\sigma_{\text{oBruch}}} = \frac{\epsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})}{\epsilon_{\text{oBruch}}(1+\varphi_{\infty})} + \frac{\dot{\epsilon} \cdot \tau \cdot \varphi_{\infty}}{\epsilon_{\text{oBruch}}(1+\varphi_{\infty})} \cdot \left(1 - e^{-\frac{\epsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})(1+\varphi_{\infty})}{\dot{\epsilon} \cdot \tau}}\right)$$

Die zahlenmäßige Auswertung erfordert die Kenntnis der materialabhängigen Werte  $\tau$  und  $\varphi_{\infty} = f(\delta)$ . In der Anlage 10 wurden für frei gewählte Werte  $\tau$  und  $k_1$  sowie für konstante und veränderliche Bruchdehnungswerte  $\epsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})$  die Kurvenverläufe nach Gl. (37) aufgezeichnet und mit den nach Gl. (26) ermittelten Kurven verglichen.

Wegen 
$$\varphi_{\infty} = -k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\ln(1 - \sigma_{\text{Bruch}}/\sigma_{\text{oBruch}})}{\sigma_{\text{Bruch}}/\sigma_{\text{oBruch}}},$$

d.h. wegen der impliziten Form der Gl. (37), kann jedoch die Berechnung der einzelnen Kurvenpunkte ebenso wie bei Gl. (26) nur iterativ erfolgen.

### 2.3 Vergleich der rechnerischen Ansätze und Diskussion

Im Abschnitt 2.2 wurden voneinander unabhängig einige rechnerische Ansätze entwickelt, die die Ermittlung der Spannungs-Zeit-Linie bei beliebiger, während eines Beanspruchungsvorganges konstantgehaltener Dehngeschwindigkeit  $\dot{\epsilon} = d\epsilon/dt = \text{const.}$  ermöglichen. Bei bekannter Bruchverformung  $\epsilon_{\text{Bruch}}$  des Materials läßt sich mit den angegebenen Funktionen  $\sigma(t) = f(\dot{\epsilon})$  auch der zugehörige Bruchspannungswert  $\sigma_{\text{Bruch}} = f(\dot{\epsilon})$  und damit die Materialfestigkeit in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit bestimmen.

Eine gemeinsame Voraussetzung für alle Ansätze liegt in der Annahme, daß eine Änderung der Festigkeit bei wachsender Beanspruchungsgeschwindigkeit in den zeitabhängigen Verformungsvorgängen im Kurzzeitbereich begründet ist, die rechnerisch mit analogen Begriffen (Retardationszeit  $\tau$  und Endwert  $\varphi_{\infty}$ ) und in gleicher Weise wie das bekannte Langzeitkriechen behandelt werden können.

Im Gegensatz zu einer Dauerbelastung, die in der Regel weit unterhalb der Festigkeitsgrenzen liegt, so daß spannungsproportionales Kriechen angenommen werden kann, besteht bei Belastungen bis in die Nähe der Bruchlast das besondere Problem in der Einschätzung der Größenordnung der im Kurzzeitbereich auftretenden, zeitabhängigen Verformungen. Hier wurde auf Versuchswerte an Beton zurückgegriffen, die die zeitabhängigen Verformungen in verschiedenen Laststufen bis nahe an die Bruchfestigkeit nach Lasthaltezeiten von  $t_D = 60$  Sekunden angeben und damit einen Anhaltspunkt für die qualitative Zunahme der zeitabhängigen Verformungsendwerte  $\varphi_{\infty} = f(\sigma)$  darstellen.

Da das Phänomen der Festigkeitszunahme  $\beta(\dot{\epsilon})$  bzw.  $\beta(\sigma)$  bei so verschiedenartigen Stoffen wie Beton und Stahl auftritt,

wurde darauf verzichtet, die verschiedenen Stoff-Komponenten des Betons getrennt zu behandeln; vielmehr wurden am Gesamtverhalten des Baustoffes Beton orientierte Ansätze entwickelt, die bei Kenntnis der entsprechenden materialabhängigen Kennwerte auch auf andere Stoffe mit ähnlichen Eigenschaften übertragen werden können.

Insgesamt wurden drei Lösungsmöglichkeiten untersucht, mit denen der Anstieg der Spannung  $\sigma(t)$  bzw. der Festigkeit bei höherer Beanspruchungsgeschwindigkeit ausgedrückt werden kann:

1. a) Die stufenweise Berechnung der Spannungs-Zeit-Linie bei konstanten Dehnungsraten  $\Delta\epsilon/\Delta t$  mit Berücksichtigung der Relaxationsverluste während der Zeitintervalle  $\Delta t$ , sowie  
b) ein Näherungsausdruck zu a) (Gl. (22)), der die Spannung nach  $n$  gleichen Zeitintervallen angibt,
2. die  $\sigma(t) = f(\dot{\epsilon})$  - Beziehung entsprechend Gl. (26a), die von der näherungsweise zutreffenden Vorstellung ausgeht, daß verschiedenartige Dehngeschichten, die nach gleichen Zeiten  $t_1$  die gleichen Dehnungen  $\epsilon_1$  aufweisen, nach der Zeit  $t_1$  auch etwa zum gleichen Spannungswert führen, und
3. die aus der linearen Differentialgleichung 1. Ordnung hergeleitete  $\sigma(t) = f(\dot{\epsilon})$  - Beziehung aufgrund einer einfachen Zusammensetzung von Modellelementen (Gl. (36)).

Die Auswertung der angegebenen Ausdrücke kann nur schrittweise oder iterativ erfolgen, da sie wegen der komplizierten

Lastabhängigkeit der  $\Phi_{\infty}$ -Werte nicht in expliziter Form an-  
geschrieben werden können.

Zum Vergleich wurde in der Anlage 11 der Verlauf dieser An-  
sätze in einem  $\sigma = f(t)$ -Diagramm aufgezeichnet, wobei je-  
weils die gleichen konstanten Werte  $\dot{\epsilon}$ ,  $\tau$ ,  $E_0$ ,  $\epsilon_{\text{Bruch}}$  so-  
wie die gleiche Beziehung  $\Phi_{\infty} = f(\sigma)$  zugrundegelegt wurden.

Zu bemerken ist, daß der in Versuchen mit konstanter Dehnge-  
schwindigkeit in der Regel zu beobachtende Abfall der Span-  
nungs-Dehnungs- bzw. der Spannungs-Zeit-Linie nach Erreichen  
eines Spannungsmaximums (vgl. auch Anlagen 23 bis 27) jedoch  
mit keinem dieser Ansätze erfaßt werden kann, da dieser Vor-  
gang auf die beginnende Strukturzerstörung zurückzuführen  
ist, während in den Ableitungen von konstanten Stoffeigen-  
schaften bis zum Bruch ausgegangen wird. Es bleibt zu prüfen,  
ob diese Strukturveränderung einer fortschreitenden Abnahme  
der Retardationszeiten  $\tau$  oder des E-Moduls  $E_0$  entspricht,  
was sich in den hier vorliegenden Versuchsaufzeichnungen in  
den Anlagen 26 und 27 anzudeuten scheint.

Die Darstellung Anlage 11 zeigt eine gute Übereinstimmung  
insbesondere zwischen der stufenweisen Berechnung nach 1.a)  
und der Gl. (36), während sich bei der Gl. (22) in der Nähe der  
Bruchlast die vernachlässigten Glieder (s. Abschnitt 2.2.4)  
bemerkenbar machen und die Gl. (26a) etwas niedrigere Spannungs-  
werte ergibt als die übrigen Ansätze.

Bei praktischen Fragestellungen nach der geschwindigkeits-  
abhängigen Festigkeit kann jedoch die entsprechende Beziehung  
Gl. (26) als relativ einfache Näherungslösung angesehen werden,  
zumal die damit ermittelten Ergebnisse auf der "sicheren Sei-  
te" liegen. Dies kommt auch in dem Vergleich der für bestimmte,  
angenommene Bruchdehnungsverläufe  $\epsilon_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})$  aufgezeich-  
neten  $\sigma_{\text{Bruch}} = f(\dot{\epsilon})$ -Kurven (vgl. Anlage 10) zum Ausdruck,

wonach der Festigkeitszuwachs nach Gl. (26) sich zwar insgesamt in gleicher Größenordnung ergibt, aber erst bei höherer Dehngeschwindigkeit eintritt als nach Gl. (37).

Mit der der Gl. (26) zugrundeliegenden Vorstellung können noch weitere Einflüsse in anschaulicher Weise abgeschätzt werden. Wie Bild 13 zeigt, ist es gleichgültig, ob die Bruchdehnungen  $\epsilon_{\text{Bruch}}$  bei schnellerer Beanspruchung zu- oder abnehmen; die Festigkeit wächst in jedem Falle an. Jedoch ist für ein Material mit abnehmender Bruchdehnung wie z.B. Beton (Bild 13a) bei  $\dot{\epsilon} \rightarrow \infty$  mit relativ kleinerer Festigkeitssteigerung zu rechnen als bei einem Material mit zunehmender Bruchdehnung (Bild 13b).

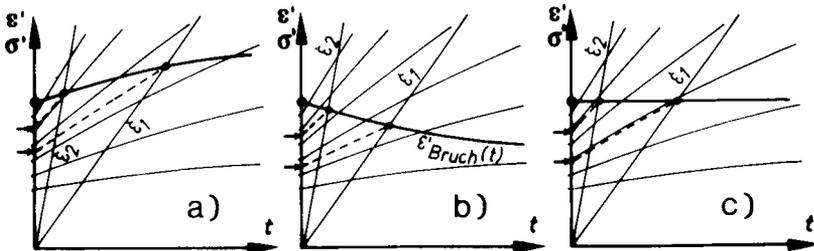


Bild 13

Einen Sonderfall zeigt Bild 13c, der etwa dem Stahl bei Erreichen der Streckgrenze entspricht. Die eigenen Versuche (vgl. Anlagen 14 - 18) zeigen einen etwa konstanten Dehnungswert an der Streckgrenze und eine zugehörige große Steigerung der Fließspannung. Die bei den gleichen Versuchen gemess-

senen Bruchdehnungen dagegen weisen eine abnehmende Tendenz für  $\dot{\epsilon} \rightarrow \infty$  auf, was der beobachteten geringeren Festigkeitssteigerung entspricht.

Auch eine Aussage über die zu erwartende Standzeit einer Belastung in Abhängigkeit von der Lasthöhe und der Beanspruchungsgeschwindigkeit ist möglich (vgl. Bild 14):

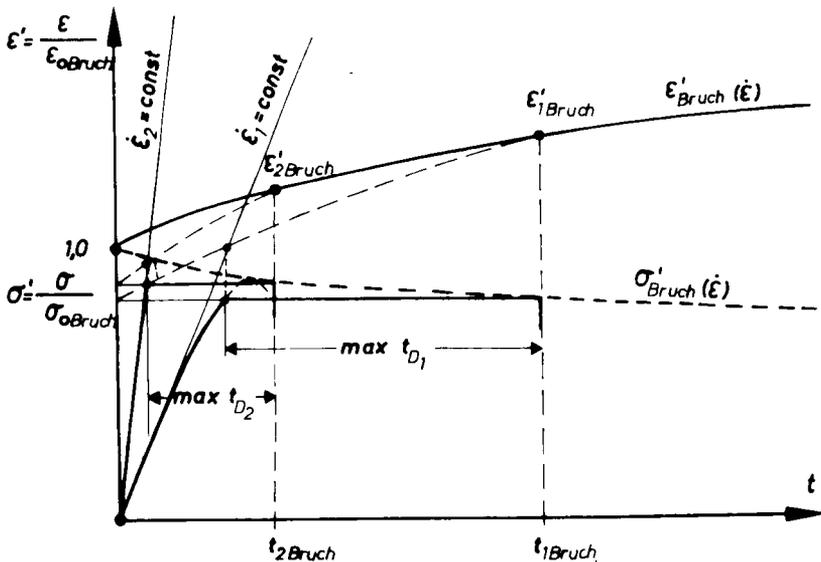


Bild 14

Geht man von der beim Erreichen der Dauerspannung vorhandenen Dehnung aus (oder vom entsprechenden rein-elastischen Dehnungswert auf der Dehnungsordinate  $t = 0$ ) und in Richtung der "Kurzzeit-Kriechkurven" weiter, so liefert der Schnittpunkt dieser Spur mit der Grenzkurve  $\epsilon'_{Bruch}(\dot{\epsilon})$  die Bruchdehnung

und die zugehörige Bruchzeit, woraus sich dann die mögliche Haltezeit  $t_{Dmax}$  ergibt.

Die Frage nach der möglichen Standzeit in Abhängigkeit von der Lasthöhe und der Lastanstiegszeit ist von besonderer Bedeutung für die Ausnutzbarkeit der Festigkeitssteigerung bei extremer Kurzzeitbeanspruchung. Legt man z.B. eine 90-%ige Ausnutzung der bei einer bestimmten Dehngeschwindigkeit auftretenden Festigkeit zugrunde, so zeigt sich, daß die mögliche Haltezeit mit zunehmender Beanspruchungsgeschwindigkeit rasch abnimmt und bei extremer Kurzzeitbeanspruchung in der Größenordnung der Lastanstiegszeit liegt.

Würde man die Darstellung Anlage 8, die für  $\tau = 60$  s und  $\varphi_{\infty} = f(\epsilon)$  nach dem in Bild 9 gezeichneten Verlauf konstruiert wurde, durch Multiplikation von  $t$ ,  $\tau$  und  $\dot{\epsilon}$  mit dem Faktor  $10^{-3}$  in den Millisekundenbereich verlegen, so erhiel-

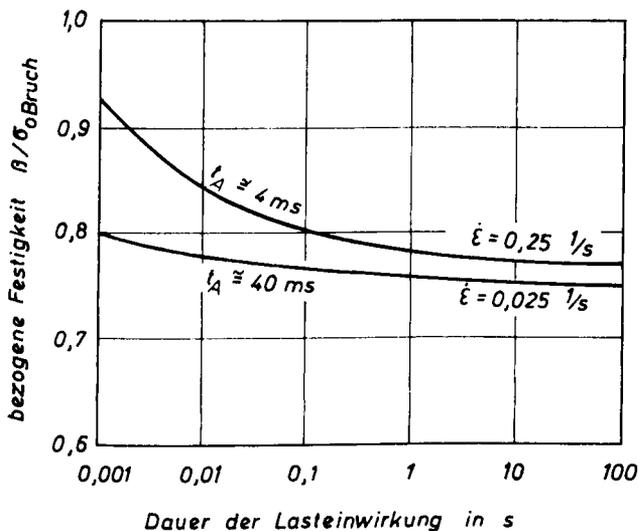


Bild 15

te man beispielsweise für die Dehngeschwindigkeiten

$$\dot{\epsilon}_1 = 250 \cdot \epsilon_{0\text{Bruch}} \text{ je Sekunde, d.h. bei einer Mindestbruchdehnung von } 1 \text{ ‰} \rightarrow \dot{\epsilon}_1 = 0,25 \frac{1}{\text{s}}, \text{ und}$$

$$\dot{\epsilon}_2 = 25 \cdot \epsilon_{0\text{Bruch}} \text{ je Sekunde} \rightarrow \dot{\epsilon}_2 = 0,025 \frac{1}{\text{s}}$$

näherungsweise die in Bild 15 dargestellten, abnehmenden Verläufe  $B/\sigma_{0\text{Bruch}} = f(t_D)$ .

Als Ergebnis dieser Betrachtung läßt sich folgern, daß der durch einen schnellen Lastanstieg bewirkte Festigkeitszuwachs je nach Baustoff bereits bei Lasthaltezeiten  $t_D$  im Millisekundenbereich nur noch zu einem geringen Teil ausnutzbar ist (vgl. auch Abschnitt 7.2, Bild 31). Bei bekannten Stoffkonstanten kann der Grad der Ausnutzbarkeit in Abhängigkeit von der Lastanstiegs- und Haltezeit quantitativ angegeben werden.

3. Möglichkeiten der extremen Kurzzeitbeanspruchung  
von Baustoffproben und Bauteilen im Versuch -  
Beschreibung der verwendeten Versuchsanlage

Experimentelle Untersuchungen des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Baustoffen und des Tragverhaltens von Bauteilen bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten können mit verschiedenen Methoden durchgeführt werden, wobei hinsichtlich der Erzeugung der extremen Kurzzeitbeanspruchung

- a) mechanische Anprall-, Freifall- und Stoßpendelversuche,
- b) Luftstoß- und Explosionsversuche
- und c) Versuche mit elektrohydraulisch gesteuerten Belastungsvorrichtungen

zu unterscheiden sind.

Bei den mechanischen Prüfvorrichtungen läßt sich der Beanspruchungsvorgang im wesentlichen durch eine geeignete Wahl der Fallgewichte und der Fallhöhe sowie durch Verwendung von bestimmten Puffermaterialien beeinflussen. Ein Beispiel ist die in Anlage 12 skizzierte Fallhammeranlage, die vorwiegend für Schockprüfungen, aber auch - bei direkter Beaufschlagung des Prüfobjekts - für Schlagbiegeversuche an Bauteilen verwendet werden kann.

Bei den unter b) genannten Prüfverfahren sind neben den Explosionsversuchen (Detonation mit freier Druckwellenausbreitung) insbesondere die Versuche im Stoßwellenrohr und in der Druckstoßkammer zu nennen, vgl. Anlage 13.

Das Stoßwellenrohr besteht aus einem an beiden Enden ge-

schlossenen Rohr, das durch eine Membran in einen Niederdruck- und einen Hochdruckraum unterteilt ist. Nach dem Sprengen der Membran breitet sich im Niederdruckraum, an dessen Ende das Prüfobjekt steht, eine mehr oder weniger ebene Stoßfront aus. Das Verfahren wird hauptsächlich zur Untersuchung von Luftstoßphänomenen an Modellbaukörpern, jedoch bei entsprechend großen Rohrdurchmessern auch zur Prüfung von Bau- und Einbauteilen (z.B. Drucktüren) in Originalgröße verwendet.

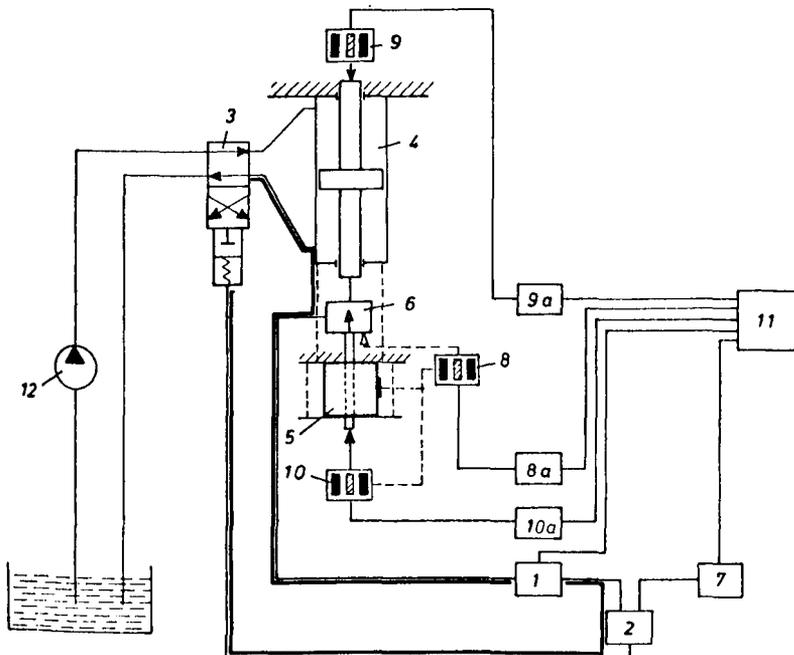
Die in Anlage 13b dargestellte Druckstoßkammer ist für die Prüfung von plattenartigen Bauteilen kleiner Abmessungen geeignet. Das horizontal liegende Prüfobjekt unterteilt die halbkugelförmige Kammer in zwei übereinanderliegende Druckräume, die zunächst den gleichen Überdruck erhalten. Durch plötzliches Entleeren des unteren Druckraumes (durch Sprengen einer Stahlmembran) wirkt der Überdruck in der oberen Kammer schlagartig, d.h. mit Lastanstiegszeiten  $\leq 5$  ms, als Belastung des Prüfobjekts.

Für die in dieser Arbeit beschriebenen Versuche (vgl. Abschn. 4 bis 6) wurde eine elektrohydraulisch geregelte Prüfmaschine verwendet, die zwar im Vergleich zur Fallhammeranlage, zum Stoßrohr und zur Druckstoßkammer erheblich längere Lastanstiegszeiten aufweist, aber wiederum für Baustoffprüfungen besonders gut geeignet ist: Die Probekörper können leicht an den Arbeitszylinder angekoppelt werden, die Beanspruchung - Kraft oder Weg - kann vom Materialverhalten unabhängig mit konstanter Geschwindigkeit erfolgen, aber auch mit beliebigen anderen Beanspruchungsfunktionen. Ein weiterer, wesentlicher Punkt sind die Kosten für eine derartige Anlage, die dem finanziellen Aufwand für die Untersuchungen angemessen sind.

Das Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig verfügt über eine derartige Prüfeinrichtung, die mit einem Arbeitszylinder für  $\pm 25$  Mp Prüfkraft ausgestattet ist.

In Bild 16 ist ein Blockschaltbild für den Versuchsaufbau zur Untersuchung des Verbundverhaltens von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung mit einer HYDROPULS-Anlage der Firma Schenck, Darmstadt, bei Kraftregelung dargestellt:

1, 8a, 9a, 10a Meßverstärker; 2 Regelverstärker; 3 Elektrohydraulisches Durchfluß-Regelventil; 4 Hydropuls-Arbeitszylinder; 5 Prüfkörper; 6 Kraftaufnehmer; 7 Sollwertgeber; Funktionsgenerator; 8, 9, 10 Induktive Wegaufnehmer; 11 Registriergerät: Elektronenstrahl-Speicheroszillograph oder Lichtstrahloszillograph; 12 Pumpe.



**Bild 16:** HYDROPULS-Anlage für Kraftregelung

Vom Sollwertgeber (7) wird eine elektrische Spannung, die proportional dem gewünschten Beanspruchungsverlauf ist, vorgegeben und dem Regelverstärker (2) zugeführt. Das verstärkte Ausgangssignal des Regelverstärkers steuert ein Durchfluß-Regelventil (3), das am Arbeitszylinder (4) angebaut ist. Der Istwert der Beanspruchung wird mit dem Meßwertaufnehmer für Kraft (6) und dem Meßverstärker (1) ermittelt. Im Regelverstärker wird die Differenz des vom Sollwertgeber gelieferten Befehlssignals (Sollwert) und des vom Meßwertaufnehmer und Meßverstärker gelieferten Rückkopplungssignals (Istwert) verstärkt und als Fehlersignal dem Durchfluß-Regelventil zugeführt, das den Öldurchfluß steuert und somit die Beanspruchung laufend dem Sollwert anpaßt. Dieser geschlossene Regelkreis 1 bis 6 des HYDROPULS-Systems (s. Bild 16) formt regellose und periodische Signale, die als elektrische Spannung vorgegeben werden, in proportionale Kräfte oder Wege um. Bei Übergang von der Kraftregelung zur Wegregelung werden Kraftaufnehmer (6) und im Arbeitszylinder eingebauter Wegaufnehmer (8) am Eingang der zugehörigen Verstärker (1) bzw. (8a) vertauscht.

Die weiteren Wegaufnehmer (9 und 10) - induktive Wegaufnehmer der Fa. HBM mit  $\pm 1$  mm oder  $\pm 10$  mm Meßlänge - dienen z.B. beim Ausziehversuch der Erfassung des Schlupfes des Bewehrungsstahls am unbelasteten Ende und teilweise zur Dehnungsmessung des belasteten Stabendes. Die Registrierung von Sollwert und Istwert der Kraft sowie der Verschiebung am belasteten und am unbelasteten Ende erfolgte im Kurzzeitbereich (bis zur doppelten Impulsdauer) mit einem vierkanaligen Elektronenstrahl-Speicheroszillographen, TEKTRONIX 564 B, während bei länger anhaltenden Belastungen für die Registrierung der genannten Werte sowie gegebenenfalls der Dehnungen am oder im Stahl ein 12-kanaliger Lichtstrahl-Oszillograph der Firma Hartmann & Braun, "LUMISCRIP", mit einer Auflösung von etwa 1 Millisekunde verwendet wurde.

Das Leistungsdiagramm des verwendeten HYDROPULS-Arbeitszylinders wird - mit der Frequenz ansteigend - bei sinusförmig periodischen Signalen begrenzt von Amplitude ( $\pm 8$  mm), Kolbengeschwindigkeit (38 cm/s), Kraft ( $\pm 25$  Mp) und Kraftänderungsgeschwindigkeit (lastabhängig). Das Hydraulikaggregat fördert eine Ölmenge von 65 l/min. Bei den durchgeführten Untersuchungen wurde je Kraftstoß einmalig mit konstanter Lastanstiegsgeschwindigkeit im allgemeinen bis zum Lösen des Verbundes belastet, mithin also eine einsinnig gerichtete Belastung auf die Versuchskörper aufgebracht und hierbei ein Kolbenhub von 16 mm, d.h. ein Hubvolumen von 0,2 l nicht überschritten. Daher konnte eine Kolbengeschwindigkeit bis zu 76 cm/s erreicht werden. Voraussetzung für die Erzielung dieser für hydraulische Maschinen bereits relativ hohen Geschwindigkeit war die Ausstattung des Arbeitszylinders mit einem Servoventil für 600 l/min Ölstrom und einem Druckspeicher von 4 l Inhalt.

Jede hydraulische Prüfmaschine erzeugt maximal diejenige Kraft, die durch Öldruck und Kolbenfläche vorgegeben ist und entsprechend diejenige maximale Geschwindigkeit, die Ventilstrom und Kolbenfläche erlauben. Somit ist grundsätzlich eine Geschwindigkeitsbegrenzung durch die Kolben-Verschiebungsgeschwindigkeit gegeben. Die Forderung einer bestimmten Kraft-Anstiegsgeschwindigkeit ist daher nicht nur von der Wahl der Prüfmaschine bzw. des Arbeitszylinders bestimmt, sondern mehr noch durch die Steifigkeit der Prüfanordnung. Bei einer Steifigkeit der Versuchskörper von 168 Mp/cm, die z.B. ein zugbeanspruchter Stahl von 16mm Durchmesser und 25 cm Länge besitzt, würde die angestrebte Belastungsgeschwindigkeit von 5000 Mp/s bzw. 5 Mp/ms erreicht.

#### 4. Versuche zum Festigkeitsverhalten von Stahl und Beton bei hohen Dehngeschwindigkeiten

Die in der Literatur vorliegenden Angaben zur Festigkeitssteigerung von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten sind teilweise recht unterschiedlich, was u.a. auf die verschiedenen Prüfverfahren zurückzuführen ist (vgl. Abschnitt 2.1). Deshalb wurden eigene Versuche an Stahl- und Betonproben durchgeführt. Bei diesen Versuchen ist als Vorteil anzusehen, daß zur Erzeugung der Kurzzeitbeanspruchung in allen Geschwindigkeitsbereichen das gleiche Gerät - die in Abschnitt 3 beschriebene, mit Wegregelung betriebene HYDROPULS-Anlage - verwendet wurde.

Statt der Wegregelung hätte auch - wie bei den Versuchen zum Verbundverhalten (Abschnitt 5) und zum Tragverhalten von Balken (Abschnitt 6) geschehen - Kraftregelung gewählt werden können; jedoch hat die Vorgabe eines konstanten Spannungsanstiegs den Nachteil, daß in der Nähe des Bruches durch die Krümmung der  $\sigma - \epsilon$  - Linie die zeitliche Dehnungszunahme unendlich groß wird, wodurch der eigentliche Bruchvorgang schlecht zu beobachten ist. Bei den hier beschriebenen Festigkeitsuntersuchungen erschien es daher sinnvoller, wie auch bei der analytischen Behandlung (Abschnitt 2) von einer konstanten Dehngeschwindigkeit auszugehen.

##### 4.1 Zugversuche an Stahlproben

Die Prüfung der Festigkeit und deren Anstieg mit der Dehngeschwindigkeit geschah an Stahlproben von 5 mm Durchmesser, die aus Bewehrungsstählen  $\emptyset$  16 mm herausgearbeitet wurden. Die Proben waren insgesamt 65 mm lang, wobei zwischen den Gewinden zum Anschluß an die Belastungsvorrichtung auf ca.

40 mm Länge ein konstanter Stahlquerschnitt von  $19,63 \text{ mm}^2$  vorhanden war. Auf dieser Strecke wurde zur Dehnungsmessung ein Klemmgeber (Hottinger Dehnwegaufnehmer DD1) mit einem maximalen Verschiebungsweg von 5 mm befestigt (s. Bild 17):

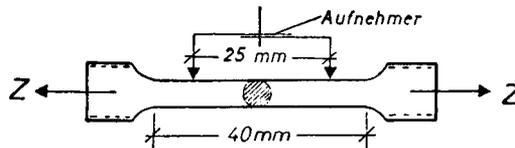


Bild 17

Während der Versuche wurden mit einem Lichtstrahl-Oszillographen der Gesamtweg des gezogenen Stabendes (= Kolbenweg der Prüfmaschine) sowie die in der Kraftmeßdose zwischen Zugkolben und Prüfling gemessene Kraft und die mit dem DD1 gemessene Dehnung kontinuierlich aufgezeichnet. Außerdem wurde bei allen schnellen Versuchen ein Beschleunigungsgeber auf der Kraftmeßdose befestigt, der jedoch nur bei abrupten Brüchen nach Überschreiten der Höchstspannung Beschleunigungen anzeigte, die auf momentan ungesteuertes Zurückschwingen des Kolbens in seine Endstellung deuten. Allerdings läßt sich angesichts der bei einigen Stählen festgestellten sehr starken Anhebung der Streckgrenze bei den schnellen Versuchen das Auftreten von Beschleunigungskräften im Bereich des Übergangs von der Dehngeschwindigkeit  $\dot{\epsilon} = 0$  zur Dehngeschwindigkeit  $\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_{\text{soll}}$  nicht ganz ausschließen. Die fraglichen Bereiche der Spannungs-Dehnungs-Linien wurden daher gestrichelt eingezeichnet (vgl. Anlagen 14 - 16). Dagegen sind die Ungenauigkeiten infolge der endlichen Kraftfort-

pflanzungsgeschwindigkeit vernachlässigbar gering. Dies konnte in Nebenversuchen an 400 mm langen Stahlstäben durch synchrone Dehnungsmessungen längs der Stabachse nachgewiesen werden.

Von den drei untersuchten Bewehrungsstahlsorten - BSt 22/34, BSt 42/50 (K) und BSt 42/50 (U) - wurden je 6 bis 8 Proben geprüft. Die Auswertung ergab für alle Sorten die gleiche Tendenz, nämlich ein Ansteigen der erreichten Höchstspannungen  $\sigma_U$  und ein etwas stärkeres Ansteigen der Streckgrenze  $\beta_s$ . Außerdem zeigte sich bei den unbehandelten Stählen BSt 22/34 und BSt 42/50 (U) ein Abfallen der Bruchdehnungen mit zunehmender Prüfgeschwindigkeit, während bei dem BSt 42/50 (K) kaum Unterschiede der Bruchdehnungen bei hohen und niedrigen Dehngeschwindigkeiten festzustellen waren. Die Dehnungen bei Erreichen der Streckgrenze scheinen bei allen Stählen konstant zu bleiben, wobei jedoch zu bemerken ist, daß die Dehnungsmaßstäbe der Versuchsaufzeichnungen auf die Bruchdehnungswerte eingestellt wurden und daher im Bereich der Streckdehnungen von ca. 2 ‰, insbesondere bei schnellen Versuchen, die Auflösung nicht ausreichte, um genauere Aussagen über die Abhängigkeit der Dehnungen an der Streckgrenze von der Dehngeschwindigkeit zu machen.

In den Anlagen 14 bis 16 sind jeweils die aus den Meßwerten ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien für drei verschiedene Dehngeschwindigkeiten (0,00128, 0,128 und 12,8  $\frac{1}{s}$ ) aufgezeichnet.

In den Anlagen 17 und 18 sind die Spannungswerte  $\beta_s$  und  $\sigma_U$  in Abhängigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit dargestellt. Im Hinblick auf die in Abschnitt 6.1 beschriebenen kraftgesteuerten Traglastversuche an Balken (vgl. auch Abschnitt 7.3) wurde hier auf den Spannungsanstieg  $d\sigma/dt$  bezogen, der sich aus der im Versuchsprotokoll kontinuierlich

aufgezeichneten Kraft-Zeit-Linie bis zum Erreichen der Streckgrenze ermitteln ließ.

Zu den Vergleichsfestigkeiten bei statischer Beanspruchungsgeschwindigkeit ist zu bemerken, daß die Materialeigenschaften - insbesondere des BSt 22/34 - sich infolge der Probearbeitung etwas veränderten (Verfestigung). Insofern ist die absolute Größe der Festigkeiten aller Sorten mit Vorsicht zu betrachten, was aber für die Tendenz der Geschwindigkeitsabhängigkeit prinzipiell nicht von Bedeutung ist.

#### 4.2 Druckfestigkeitsprüfungen an kleinen Betonwürfeln und -zylindern

Schon bei ersten Vorversuchen zur Bestimmung der Betonfestigkeit bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten wurde deutlich, daß wegen der relativ großen Streuung der Versuchsergebnisse nur eine Versuchsserie mit möglichst einheitlicher Betonqualität und vielen Einzelkörpern zu einer eindeutigen Aussage führen kann. Wegen der begrenzten Maximallast der Prüfanlage durften die Körper außerdem nicht zu groß sein, um auch bei hohen Geschwindigkeiten mit Sicherheit zum Bruch zu gelangen. Andererseits durften sie auch nicht zu klein sein, um das Verhältnis von Abmessungen zu Größtkorn einigermaßen wirklichkeitsnah zu halten.

Es wurden daher aus einem Satz von 6 Probewürfeln einer Betonmischung mit einem Größtkorn von 15 mm drei Würfel von 20 cm Kantenlänge nach 7 Tagen in jeweils 27 kleine Würfel von ca. 6,5 cm Kantenlänge zersägt, so daß 81 nahezu gleichwertige Prüflinge zur Verfügung standen, - wenn man davon ausgeht, daß die Rand- und die Kernzonen eines 20cm-Würfels sich nicht wesentlich unterscheiden und beim Zersägen keine festigkeitsmindernden Beschädigungen herbeigeführt wurden.

Die Versuche wurden mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit durchgeführt. Die Ausfallquote bei der Prüfung war gering: Nur drei Würfel zeigten ein unbefriedigendes, 78 Prüflinge dagegen ein bemerkenswert gleichmäßiges Bruchbild (vgl. Anlage 19). Gemessen wurden jeweils Höchstlast und Kolbenweg; auf die Messung der Stauchungen wurde angesichts der kleinen Abmessungen verzichtet.

Die den Höchstlasten entsprechenden Bruchspannungen wurden in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit in Anlage 20 aufgetragen. Dabei wurde die Dehngeschwindigkeit aus der effektiven Verschiebungsgeschwindigkeit des Druckkolbens ermittelt.

Um zu untersuchen, welchen Einfluß die mit dem Betonalter ansteigende Festigkeit auf den Festigkeitsanstieg als Funktion der Beanspruchungsgeschwindigkeit hat, wurden ferner 5 Serien zu je 8 bis 10 Würfeln nach 4, 7, 14, 28 und 56 Tagen geprüft. Die erreichten Bruchspannungen in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit sind in Anlage 21 dargestellt.

Da neben den Höchstspannungen auch die Werte der Bruchdehnungen interessierten, wurden schlankere Prüfkörper untersucht, die das Anbringen von induktiven Wegaufnehmern im nicht querdehnungsbehinderten Bereich gestatteten. In drei Versuchsserien mit Betonwürfelfestigkeitswerten von 303, 341 und 524  $\text{kp/cm}^2$  wurden insgesamt 36 Betonzylinder von 28 cm Höhe und 7 cm Durchmesser geprüft. Zur Fixierung einer Meßstrecke im mittleren Bereich der Zylinder wurden jeweils zwei Aluminiumringe im Abstand von 10 cm am Beton befestigt, deren Abstandsänderung während der Belastung über 3 im Winkel von  $120^\circ$  montierte Aufnehmer registriert werden konnte (s. Bild 18).

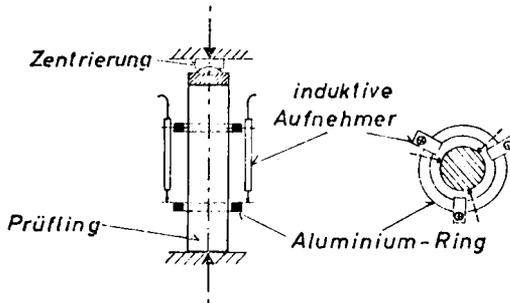


Bild 18

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen sind in den Anlagen 22 bis 25 aufgetragen. In den Darstellungen zeigt sich (vgl. Anlage 22) der typische Festigkeitsanstieg bei höherer Dehngeschwindigkeit; daneben lassen sich aus den  $\sigma - \epsilon$ -Diagrammen eindeutig kleinere Verformungen bei schnellerer Beanspruchung erkennen (Anlagen 23 bis 25).

Um den Fall der stufenweisen Belastung und den in Abschnitt 2.2.4 (vgl. Bild 10) angenommenen Relaxationsverlust zwischen den einzelnen Belastungsstufen zu überprüfen, wurden einige Zylinder mit Handsteuerung (Wegregelung) geprüft, wobei nach einer Stoppuhr in konstanten Zeitabständen ( $\Delta t = 5 \text{ s}$  bis  $30 \text{ s}$  wurden untersucht) jeweils gleiche Stauchungsanteile  $\Delta l$  bzw.  $\Delta \epsilon = \Delta l / l$  aufgebracht wurden. Der kontinuierliche Oszillographen-Schrieb ergab Spannungs-Zeit-Verläufe, die die Annahmen bei der modellmäßigen Betrachtung in Abschnitt 2 in anschaulicher Weise bestätigen:

Zwischen den einzelnen, mehr oder weniger "schlagartig" erzeugten Spannungsstufen  $\Delta \sigma_0$  treten mit zunehmender Gesamtspannung während der kurzen Haltezeiten  $\Delta t$  fortschreitend größere Relaxationsverluste auf. Diese übertreffen schließlich den vorausgegangenen Spannungszuwachs  $\Delta \sigma_0$ , so daß eine

Umkehr der gemittelten Spannungs-Zeit-Linie sichtbar wird, bevor nach einigen weiteren Schritten schlagartig der Bruch eintritt.

In den Anlagen 26 und 27 sind für konstante Zeitintervalle  $\Delta t = 10 \text{ s}$  und  $\Delta t = 30 \text{ s}$  die gemessenen Spannungs-Zeit-Verläufe dargestellt. Dazu ist zu bemerken, daß während der ersten Verformungsstufen die vorgegebenen Verschiebungsbeträge sich erwartungsgemäß nicht in vollem Umfang als Spannung im Betonzylinder widerspiegeln, da einerseits zunächst eine Gefüge-Konsolidierung stattfindet und andererseits wie bei fast allen Versuchsaufbauten ohne Vorspannung die unvermeidlichen toten Wege abgebaut werden müssen.

## 5. Versuche zum Verbundverhalten von Betonstählen in Ausziehkörpern und in der Verankerungszone von Balken

### 5.1 Versuchsprogramm und -durchführung

Ziel der hier beschriebenen Untersuchungen war es, den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf das Verbundverhalten der Betonstähle zu klären (vgl. /64/). Da bei Betonstählen mit gerippter Oberfläche - wie in Abschnitt 1 schon erwähnt - die Verbundwirkung in hohem Maße von dem Verformungswiderstand des Betons zwischen den Rippen bestimmt wird, war zu erwarten, daß der theoretisch begründete und mit den Versuchen an Betonwürfeln (Abschnitt 4) bestätigte Anstieg der Festigkeit bei höherer Beanspruchungsgeschwindigkeit auch eine entsprechende Zunahme des Auszieh Widerstandes bewirkt.

Da systematische Versuche zum Verbundverhalten in Abhängigkeit von der Ausziehggeschwindigkeit bisher fehlten, waren mehrere grundlegende Fragen zu klären:

1. Bei welchen Verbundspannungen versagt der Verbund, wenn die Zugbelastung des Stahlstabes kontinuierlich, aber mit verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten gesteigert wird?
2. Wie hoch kann - in Abhängigkeit von der Kraftanstiegsgeschwindigkeit - der Verbund kurzzeitig beansprucht werden, wenn noch eine anschließende Dauerlast aufgenommen werden soll?
3. Wie ändern sich die Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen  $\tau = f(\Delta)$  - von REHM (/69/) auch Grundgesetze genannt - bei zunehmender Belastungsgeschwindigkeit?
4. Wie ändert sich mit der Belastungsgeschwindigkeit der Stahldehnungsverlauf und damit die Verbundspannungsverteilung längs der Verbundzone?

Als Standardversuche zu diesen Fragen dienten die im folgenden beschriebenen "Ausziehversuche". Die Übertragbarkeit der

Versuchsergebnisse auf die Bewehrungsverankerung in Balken wurde mit den "Biegehaftversuchen" (s. Abschnitt 5.1.2) überprüft.

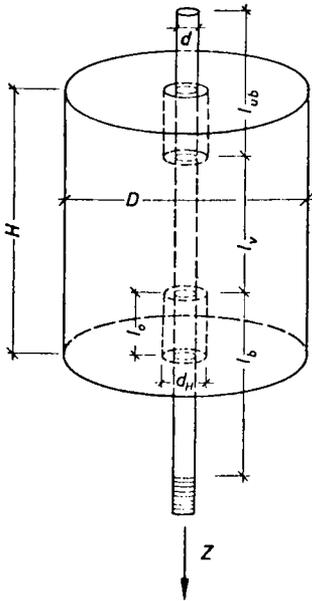
Wie schon erwähnt, wurden diese Versuche ebenso wie die in Abschnitt 6 beschriebenen Versuche zum Tragverhalten von Balken mit Kraftregelung durchgeführt (vgl. Abschnitt 3, Bild 16). Dies hatte einerseits versuchstechnische Gründe, andererseits konnte bei den geplanten Beanspruchungsfunktionen und den unterschiedlichen Prüfkörperformen die Vorgabe der Belastungsgeschwindigkeit als geeigneter angesehen werden.

#### 5.1.1 Ausziehversuche

Die Ausziehversuche wurden an zylindrischen Betonkörpern durchgeführt (vgl. Bild 19), in denen die auszuziehenden Betonstäbe in der Zylinderachse eingebettet waren. Bei den verwendeten Stahldurchmessern  $d = 8, 16$  und  $26$  mm betragen die Durchmesser und die Höhen der entsprechenden Betonzyylinder jeweils rd.  $11 \cdot d$ , so daß im Regelfall eine allseitige Betondeckung von  $5 \cdot d$  vorhanden war.

Der überwiegende Teil der Ausziehversuche wurde mit Stahldurchmessern  $d = 16$  mm sowie einer nahezu einheitlichen Betongüte durchgeführt. Variiert wurden

- a) die Stahlart (BSt 22/34 GU, BSt 42/50 RK und RU),
- b) die Verbundlängen ( $l_v = 16$  mm bis  $160$  mm),
- c) die Belastungsfunktion (gleichmäßiger Anstieg bis zum Bruch sowie "Trapezbelastungen" mit und ohne anschließender Dauerlast) und
- d) die Belastungsgeschwindigkeit (durch Vorgabe verschiedener Lastanstiegszeiten von  $t_A = 500$  s bis  $t_A = 5$  ms).



- $d$  = Stabdurchmesser
- $D$  = Durchmesser des Beton-  
zylinders
- $H$  = Höhe des Betonzylinders
- $l_v$  = Verbundlänge
- $l_o$  = verbundfreie Vorlänge
- $l_b$  = Länge des belasteten  
Stabendes
- $l_{ub}$  = Länge des unbelasteten  
Stabendes
- $d_H$  = Außendurchmesser des  
Hüllrohres
- $Z$  = Zugkraft

Bild 19: Versuchskörper für  
Ausziehversuche

Die Abgrenzung des Verbundbereichs verlief sowohl bei den glatten Rundstäben als auch bei den gerippten Stählen senkrecht zur Stabachse. Dazu wurden Kunststoffhülsen (PVC-Rohre) von etwa dem zweifachen Stabdurchmesser verwendet, deren Enden gegen das Eindringen von Beton mit Klebeband verschlossen wurden.

Die Mantelschalung der Betonkörper bestand aus längs aufgeschlitzten PVC-Rohren, die beim Betonieren durch Bandschellen zusammengehalten wurden; die Schnittfuge der Mantelschalung wurde abgedichtet. Die Maßhaltigkeit der Form ließ sich außerdem noch durch das Einlegen einer runden Fußplatte gewährleisten. Die Stahlstäbe konnten in den Betoniergestellen einwandfrei zentriert werden. Die Verdichtung der Betonzyliner erfolgte grundsätzlich durch sorgfältiges Stochern; diese

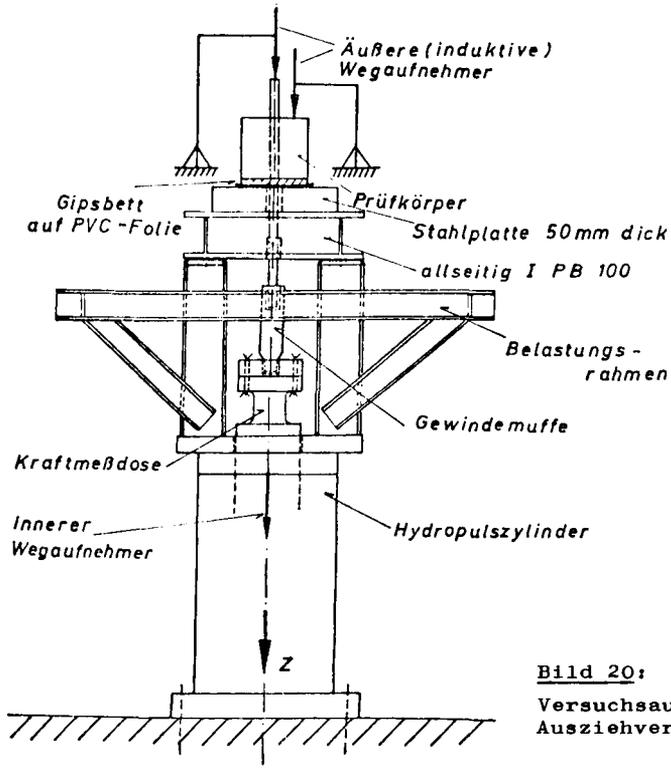
Verdichtungsart ergab zwar etwas niedrigere Betonfestigkeiten als beim Verdichten mit Rüttelgeräten, war aber insgesamt sehr gleichmäßig (alle Ausziehkörper wurden von demselben Mitarbeiter verdichtet). Verbundschädigende Bewegungen der eingebetteten Stahlstäbe wurden auf diese Weise vermieden, im Gegensatz zur Verwendung von Rüttelgeräten. Entsprechend wurden auch die zugehörigen Betongütekörper durch Stochern verdichtet.

Bei der Lagerung der Körper bis zum Prüftermin wurde auf eine gleiche Behandlung von Ausziehkörpern und Gütekörpern geachtet. Die Prüflinge wurden 3 bis 4 Tage mit feuchten Tüchern überdeckt und anschließend im Klimaraum bei 20°C und 65 % rel. Luftfeuchte aufbewahrt.

Die Kornzusammensetzung des für die Mehrzahl der Ausziehversuche verwendeten Betons lag im brauchbaren Sieblinienbereich - d.h. zwischen den Sieblinien B und C nach Bild 2 der DIN 1045 neu - mit einem Größtkorn von 16 mm. Bei einem Zementgehalt von 300 kg/m<sup>3</sup> (PZ 350 F DIN 1164) und einem Wasserzementwert von W/Z = 0,70 ergaben sich Betonfestigkeiten zwischen  $\beta_w^{28} = 300 - 350 \text{ kp/cm}^2$ . Die 56-Tage-Festigkeiten der durch Stochern verdichteten Versuchskörper und der zugehörigen gestocherten Vergleichswürfel betragen dagegen  $\beta_w^{56} = 240 - 290 \text{ kp/cm}^2$ . In der Tabelle Anlage 28 sind die Betonfestigkeiten aller Versuchsserien zusammengestellt.

Der Versuchsaufbau geht aus Bild 20 hervor. Die Ausziehkörper wurden zunächst auf den Belastungsrahmen, der über dem stehenden HYDROPULS-Zylinder montiert war, in einer Gipsbetonung auf PVC-Folie aufgestellt. Das ausziehende Stabende wurde dabei durch eine Bohrung in der Aufstandsplatte in die Gewindemuffen eingeführt und damit an den Kolben angeschlossen, der bis zur Erhärtung des Gipsbettes durch ein Hilfsgebinde entsprechend festgehalten werden mußte. Nach ca. 40 min

Erhärtungsdauer wurde die Anlage eingeschaltet und durch Nachlassen des Hilfsgewindes das Kolbengewicht von ca. 200 kg als statische Vorlast auf das ausziehende Stabende übertragen. Die Vorlast konnte wahlweise um 250 kp, 500 kp oder mehr erhöht werden. Nach der Montage der Wegaufnehmer für die Schlupfmessung wurde durch Auslösen der gewählten Belastungsfunktion der Ausziehvorgang eingeleitet. Speziell bei schnellen Versuchen mit hoher Kraftvorgabe mußte zur Verhütung von Unfällen infolge der manchmal schlagartig eintretenden Zersplitterung des Betonkörpers ein fahrbarer Schutzschild zwischen Arbeitszylinder und Beobachtern eingeschoben werden.



**Bild 20:**  
Versuchsaufbau für  
Ausziehversuche

Nach dem Ausziehen des Stahls bewegte sich der Zugkolben weiter bis in seine Endlage, in der die Anlage automatisch abgeschaltet wurde.

Die Aufzeichnung der Versuchsergebnisse geschah unmittelbar nach jedem Ausziehversuch durch Tabellierung der Weg-Zeit- und Kraft-Zeit-Kurven, die teilweise direkt vom Bildschirm des Oszillographen, teilweise von einer Durchzeichnung auf transparentem Millimeterpapier abgegriffen wurden. Die Verwendung einer Polaroid-Kamera war zu aufwendig und hat sich nicht bewährt. In den Anlagen 30 und 31 sind zwei Meßwertprotokolle gezeigt. Darin wurde auch festgehalten, ob die Versuchskörper durch den Ausziehvorgang aufgespalten wurden oder augenscheinlich unzerstört blieben.

Die Wahl des Beanspruchungsverlaufes richtete sich nach der Fragestellung. Zur Beantwortung der ersten Frage nach der Verbundtragfähigkeit diente ein Beanspruchungsverlauf in Form einer "ramp-Funktion" (Symbol: ) , bei der die vorgegebene Maximallast weit über der zu erwartenden Verbundtragfähigkeit lag, so daß der Stahl bei Erreichen der Kurzzeitfestigkeit des Verbundes ausgezogen wurde.

Zu Frage 2 wurde untersucht, wie hoch die "kritische" Belastbarkeit des Verbundes bei ramp-Funktionen () mit längerer Zeit stehender Last unterhalb der Kurzzeitfestigkeit und bei Trapezfunktionen mit einem sofortigen Kraftabfall auf Null ist () , wobei nacheinander mehrere Versuche mit stufenweise gesteigerter Last ausgeführt wurden und aus der letzten, nicht zum Verbundbruch führenden Laststufe die "kritische" Verbundspannung bestimmt wurde.

In einigen Versuchen wurde ferner die Tragfähigkeit unter einer Trapezfunktion mit anschließender Dauerlast von rd. 40 % der vorgegebenen Maximallast untersucht () , die etwa den praktischen Möglichkeiten einer kurzzeitigen Über-

beanspruchung Rechnung tragen sollte.

Die Beantwortung der Frage 3 ist als Nebenprodukt der Versuche zu den beiden ersten Fragen, speziell der Frage 1, anzusehen. Die Maßstäbe der Wegaufzeichnungen waren in erster Linie auf den eigentlichen Ausziehvorgang eingestellt; daher konnte keine Maßstabsvergrößerung im Bereich kleiner Verschiebungen vorgenommen werden. Die mitgeteilten Last-Verschiebungs-Beziehungen entsprechen aber in der Nähe des Verbundbruches der für die Ermittlung von "Grundgesetzen" notwendigen und üblichen Genauigkeit.

Die Versuche zur Frage 4 wurden an speziellen Ausziehkörpern unter Verwendung von aufgeschlitzten und wiederzusammengesetzten Stahlstäben mit längs der Stabachse eingeklebten Dehnungsmeßstreifen vorgenommen.

#### 5.1.2 Biegehaftversuche

Um die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Ausziehversuche auf biegebeanspruchte Bauteile zu überprüfen, wurden zunächst sogenannte Biegehaftversuche (beam-tests) mit begrenzter Verbundlänge der Bewehrung durchgeführt, bei denen die in der Verankerungszone von Balken vorliegenden Verhältnisse näherungsweise nachgeahmt werden können. Hierbei sind die durch die RILEM <sup>1)</sup>/73/ genormten Versuchskörper für Stahldurchmesser A)  $d < 16$  mm und B)  $d > 16$  mm (vgl. Anlage 32) mit geringfügiger Abwandlung entsprechend Anlage 33a dem vorhandenen Versuchsaufbau angepaßt worden (s. Bild 22). Insbesondere wurde das Stahldruckgelenk im Gegensatz zu der von der RILEM empfohlenen zweiteiligen Ausführung wegen der bei dynamischen Versuchen erhöhten Gefahr von Unfällen und Beschädigungen der Versuchsanlage durch ein einteiliges, geschweißtes I-Pro-

---

<sup>1)</sup> Reunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Materiaux et les Constructions (Paris)

fil ersetzt. Die Prüfkörper wurden nach dem Bewehrungsplan Anlage 33a mit konstruktiver Bewehrung versehen.

Insgesamt wurden 15 Biegehaftversuche mit einer Balkenstützweite von  $l = 1,00$  m und einem Querschnitt von  $d/b = 24/15$  cm durchgeführt.

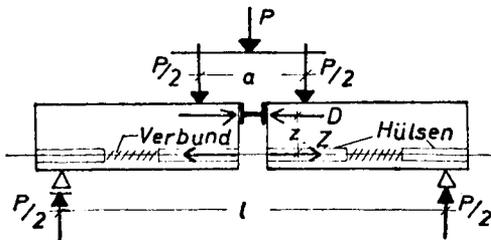


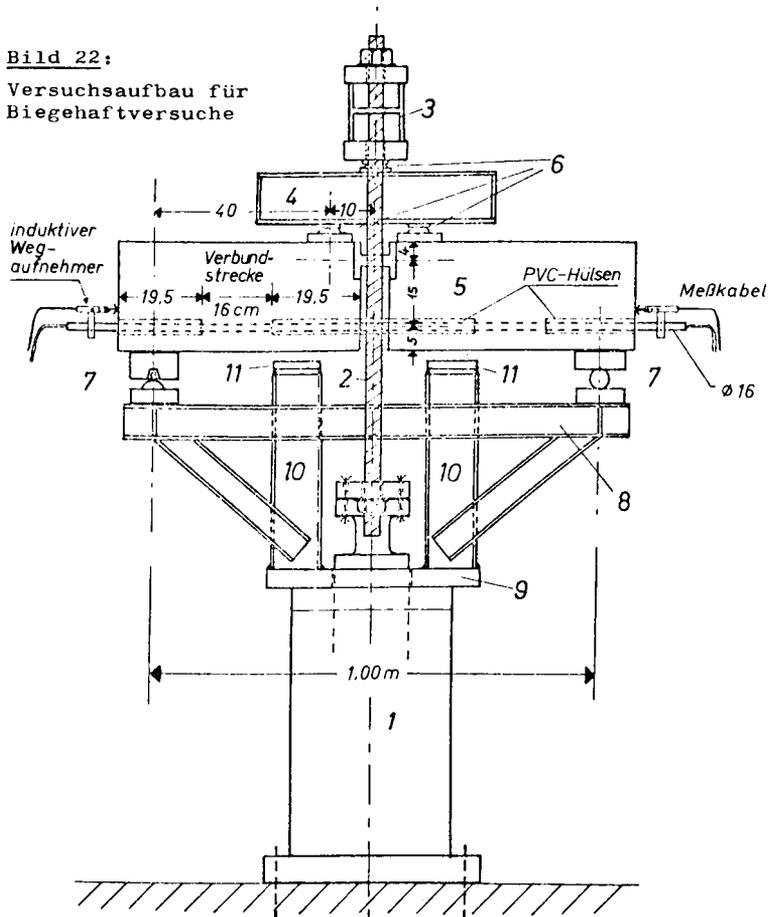
Bild 21

- Variiert wurden
- a) der Belastungsvorgang (Lastfunktion, Sollkraftvorgabe und Geschwindigkeit
  - und b) die Anzahl der eingebetteten Stäbe (1 oder 2 Rippenstähle  $d = 16$  mm)

Die Zusammensetzung und die Festigkeitswerte des Betons sind der Zusammenstellung Anlage 34 zu entnehmen. Die Verdichtung geschah mit Flaschenrüttlern  $\varnothing 26$  mm und  $\varnothing 38$  mm. Die Balken wurden nach zwei Tagen ausgeschalt, eine Woche unter feuchten Tüchern und anschließend bis zum Versuchsbeginn im Klimaraum bei  $20^{\circ}$  C und 65 % rel. Luftfeuchte gelagert.

Der Versuchsaufbau war dem der Ausziehversuche ähnlich, jedoch war außer dem Einbau der Rollenlager auch eine besondere Konstruktion für die Lasteintragung auf der Oberseite des Balkens erforderlich, s. Bild 22.

**Bild 22:**  
Versuchsaufbau für  
Biegehaftversuche



Die im Arbeitszylinder (1) erzeugte Kolbenkraft wird über zwei Zugstangen (2) in den Belastungskopf - Querbalken (3) und Lastverteilungsbalken (4) - geleitet. Die genaue Lastzentrierung zwischen Querbalken und Lastverteilungsbalken sowie zwischen dem Lastverteilungsbalken und dem Prüfkörper (5) wird durch den Einbau von Kalottenring-Punktlagern (6) erreicht. Der Prüfkörper ist beiderseits gelenkig gelagert

wobei ein Lager als Rollenlager und das andere als festes Kipplager ausgebildet ist (7). Die Lager sind auf den Enden eines steifen Profilrahmens (8) befestigt, dessen Fußplatte (9) auf dem Zylinder fest verschraubt ist. Zur Abfangung von zu starken Durchbiegungen der Prüfkörper dienen die lotrechten Pfosten (10) des Belastungsgestells, wobei der Abstand zwischen der Pfostenoberkante und der Unterkante des Stahlbetonbalkens mittels zwischengelegter Stahlplatten (11) variiert werden kann. Die Gesamtanlage einschließlich der Steuer- und Ausgabegeräte zeigt das Foto Anlage 35.

Um neben den Verbundspannungen sowie den Ausziehwegen der Bewehrung (Schlupf) auch die Dehnungen des Stahls im Verbundbereich ermitteln zu können, wurden teilweise aufgeschlitzte und wieder zusammengeklebte Stähle verwendet, in deren im Stabkern freigelassenen, über die ganze Stablänge (1,40 m) durchgehenden Nuten ca. 90 Dehnungsmeßstreifen eingeklebt waren. Damit konnten die örtlichen Dehnungen des Stahls in Abständen von ca. 15 mm längs der Stabachse abgegriffen werden.

Zur gleichzeitigen Registrierung der Meßergebnisse standen insgesamt 16 Kanäle zur Verfügung, und zwar 4 Kanäle für kurzzeitige Registrierung (Speicher-Oszillograph) und 12 Kanäle für Aufzeichnungen von beliebiger Dauer (Lichtstrahl-Oszillograph). Bei optimaler Ausnutzung der Registriergeräte konnten folgende Größen als Funktion der Zeit aufgezeichnet werden:

- |                                   |   |
|-----------------------------------|---|
| 1. Kraft:                         | a) Sollkraft lt. Kraftvorgabe<br>b) Istkraft in den Zugstangen    |
| 2. Durchbiegungen in Balkenmitte: | a) Prüfbalken und Aufbau (Kolbenweg)<br>b) Prüfbalken             |
| 3. Dehnungen:                     | 8 Dehnwerte aus den DMS innerhalb der Bewehrungsstähle            |
| 4. Schlupf:                       | 4 Verschiebungswerte (induktive Wegaufnehmer) an den Balkenenden. |

Die Verwendung von DMS-Vielstellen-Meßeinrichtungen mit automatischer Kanalschaltung sowie numerischer Anzeige und Ausgabe, wie sie bei statischen Versuchen benutzt werden, kam für die hier durchgeführten Untersuchungen nicht in Frage, da dynamische Beanspruchungen nur mit einer kontinuierlichen und zeitsynchronen Registrierung aller Meßstellen erfaßt werden können.

## 5.2 Maximale Verbundtragfähigkeit (Kurzzeit-Verbundfestigkeit) in Abhängigkeit vom zeitlichen Verbundspannungsanstieg

Mit den Ausziehversuchen zu diesem Abschnitt (vgl. Frage 1 in Abschnitt 5.1) wurden Verbundfestigkeits-Belastungsgeschwindigkeits-Funktionen

$$x_s = f(v_\tau)$$

ermittelt. Die in Abschnitt 5.1.1 genannten Einflußgrößen konnten nicht in allen Kombinationen, sondern nur nacheinander in kleinen Versuchsreihen jeweils unter Konstanthaltung der übrigen Einflußfaktoren untersucht werden. Trotz der bei Ausziehversuchen, insbesondere bei kleinen Versuchsserien, allgemein auftretenden großen Streuungen der Meßergebnisse sind die hier ermittelten Tendenzen als aussagefähig anzusehen.

Bei der Darstellung der Versuchsergebnisse sind als Ordinaten die auf die Würfel Festigkeit des Betons bezogene maximale Verbundspannung

$$\textcircled{38} \quad x_{s \max} = \frac{\tau_{\max}}{\beta_w} = \frac{P_{\max}/\pi \cdot d \cdot l_v}{\beta_w}$$

und als Abszissen - im logarithmischen Maßstab - die mittlere Verbundspannungszunahme je Zeiteinheit

$$\textcircled{39} \quad v_{\tau} = \frac{d\tau}{dt} = \frac{d(P/\pi \cdot d \cdot l_v)}{dt} \quad \text{in kp/cm}^2\text{s}$$

aufgetragen, die die Beanspruchungsgeschwindigkeit der Verbundfläche darstellt.

Die Anlage 36a zeigt die Ergebnisse der Ausziehversuche mit "glattem" Rundstahl BSt 22/34 bei einem Stabdurchmesser von  $d = 16$  mm und Verbundlängen zwischen 16 und 160 mm ( $l_v/d = 1$  bis 10). Man erkennt, daß die bezogene Verbundfestigkeit auch bei hohen Geschwindigkeiten nahezu konstant bleibt.

In den Diagrammen der Anlagen 37 und 38 sind die Ergebnisse für BSt 42/50 RK,  $d = 16$  mm, für verschiedene Verbundlängen, mit und ohne Vorlänge, getrennt dargestellt. Als gemeinsames Ergebnis läßt sich für diese Versuchsbedingungen der progressive Festigkeitsanstieg oberhalb von  $v_{\tau} = 100$   $\text{kp/cm}^2\text{s}$  feststellen.

Verbundlängen bis 56 mm ergaben keine signifikanten Unterschiede und wurden daher zusammengefaßt. Die kleineren Verbundlängen erwiesen sich für diese Untersuchungen zunächst als ungeeignet. Es ist zu berücksichtigen, daß der Einschaltstoß der Versuchsanlage - sofern der 25-Mp-Zylinder verwendet wurde - bereits eine merkliche Verbundlockerung bewirkte, so daß die  $x_{s \max}$  - Werte vergleichsweise zu niedrig lagen und außerdem eine besonders große Streuung der Ergebnisse festzustellen war. Der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit zeigt sich jedoch auch hier in gleicher Weise wie bei den längeren Verbundstrecken.

Wie die Einzeldarstellungen in den Anlagen 37b und 38a zei-

gen, streuen die Werte der Versuche mit Vorlänge weniger als derjenigen ohne Vorlänge, was zu erwarten war. Jedoch wurden alle Körper mit Vorlänge beim Ausziehen aufgespalten, so daß die eigentlich angestrebte Bruchursache - Abscheren der Betonkonsolen unter den Rippen - nur bei den Versuchskörpern ohne Vorlänge erreicht wurde, wenn auch da nicht in allen Fällen.

Um das Aufspalten der Körper mit Vorlänge zu verhindern, wurde in einigen Serien die Verbundstrecke im Abstand von  $3 \cdot d$  mit einer Wendel aus Rödeldraht,  $d_w = 4$  mm, mit 2 cm Ganghöhe umschnürt, vgl. Bild 23.

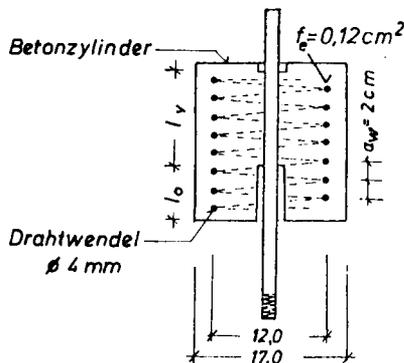


Bild 23

Die Tragfähigkeitszunahme verläuft bei umschnürten Körpern etwas flacher als bei nichtumschnürten; die  $x_s$ -Werte liegen jedoch geringfügig höher.

Einige Versuche mit Betonstahl 42/50 RU mit gegenläufigen Schrägrippen und einer bezogenen Rippenfläche  $f_R = 0,088$  ergaben die höchsten  $x_s$ -Werte (vgl. Anlage 36b). Der Vergleich mit dem BST 42/50 RK ( $f_R = 0,079$ ) zeigt jedoch, daß die bezogenen Pressungen unter den Rippen  $x_R = \frac{6}{R} / \beta_w$  nahezu

gleich sind (s. Anlage 39).

Die Versuche mit Rippenstählen 42/50 RU und Umschnürung ergaben bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten Verbundfestigkeiten bis nahe an die Beton-Druckfestigkeit  $\beta_w$ .

In den Anlagen 40 a - c sind sämtliche Ausziehversuche zur Ermittlung der maximalen Verbundfestigkeit zusammengestellt.

Bei den Biegehaftversuchen war die Verankerungskraft der im Verbundbereich von der Länge  $l_v = 16$  cm eingebetteten Stäbe nicht direkt meßbar, sondern mußte entweder aus der aufgebrachten Vertikallast und den Balkenabmessungen oder aus den Dehnungen im Zugstab berechnet werden. Die im Stahlstab wirkende Zugkraft  $Z$  läßt sich wegen der statisch bestimmten Lagerung des Prüfbalkens rechnerisch einfach bestimmen, jedoch überlagern sich durch die Drehung der beiden Balkenhälften bei zunehmender Längung des Stahlstabes auch Biegespannungen und Querpressungen - insbesondere am Beginn der Verbundstrecke - so daß keine vollständige Übereinstimmung zwischen der rechnerischen Stahlzugspannung und der aus den Stahldehnungen ermittelten zu erwarten ist.

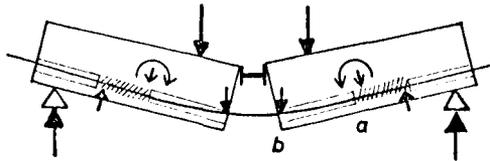


Bild 24: Kraftwirkungen im durchgebogenen Zustand

In Anbetracht der hauptsächlich interessierenden Frage nach der Geschwindigkeitsabhängigkeit der maximalen Verbundspan-

nungen erschien die Berechnung der eingeleiteten Ausziehungskraft unter Vernachlässigung der Nebenspannungen als ausreichend genau. Da kurz vor dem Verbundbruch jeweils eine klaffende Fuge zwischen Beton und Druckprofil zu beobachten war, wurde die Wirkungslinie der Druckkraft im Viertelpunkt der Druckprofilhöhe angenommen, so daß sich (vgl. Bild 25)

$$z = 17 \text{ cm bzw. } Z = \frac{P/2 \cdot 0,40}{0,17} = 1,18 \cdot P \quad \text{ergibt.}$$

Dieser Wert wurde auch durch die Dehnungsmessungen bestätigt.

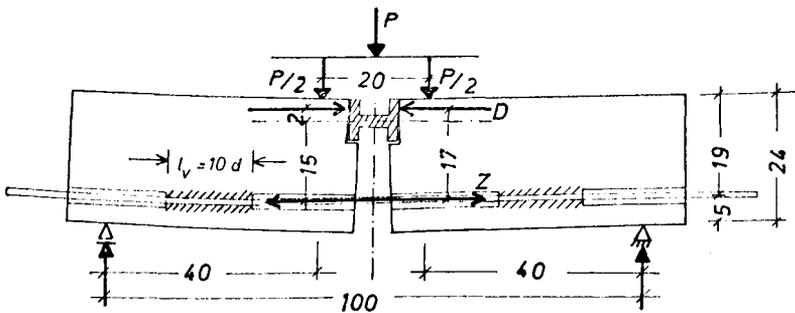


Bild 25

Die aus der maximal aufnehmbaren Last  $P_{\max}$  resultierende, mittlere Verbundspannung  $\tau_{\max}$  beträgt analog den Ausziehversuchen

$$(40) \quad \tau_{\max} = \frac{1,18 \cdot P_{\max}}{\pi \cdot d \cdot l_v} \quad ,$$

bzw. bei den Versuchen mit nichtaufgeschlitzten Stählen (voller Stabquerschnitt und  $l_v = 16 \text{ cm} = 10 \cdot d$ )

$$(41) \quad \tau_{\max} = \frac{\sigma_{\text{emax}} \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot 10} = \frac{\sigma_{\text{emax}}}{40} \quad ,$$

wobei  $\sigma_{\text{emax}}$  die zum Verbundbruch führende Spannung im mittleren, verbundfreien Teil des Bewehrungsstabes bedeutet.

Die Anlage 41 zeigt die maximalen, bezogenen Verbundspannungen  $x_s \text{ max}$  in Abhängigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit  $v_T$ . Die zahlenmäßige Auswertung der Versuche enthält Anlage 42.

Der Anstieg der Ausgleichskurve nach Anlage 41 entspricht dem Verlauf, der bei den Ausziehkörpern für die größeren Verbundlängen ermittelt wurde ( $l_v = 112 \text{ mm}$ ). Allerdings liegen die Zahlenwerte für  $x_s \text{ max}$  trotz der als Umschnürung anzusehenden engen Bügelbewehrung der Balken etwas niedriger als bei den umschnürten und nichtumschnürten Ausziehkörpern. Dies dürfte hauptsächlich eine Folge der quer zur Setzrichtung des Betons verlaufenden Stabrichtung beim Betonieren sein, wobei nach /69/ mit einer Tragfähigkeitsminderung des Verbundes zu rechnen ist.

Insgesamt läßt sich feststellen, daß die Versuchsergebnisse der Biegehaftversuche den bei den Ausziehversuchen festgestellten Anstieg der Verbundtragfähigkeit mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit bestätigen und unter Berücksichtigung der Versuchsbedingungen auch quantitativ eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Ausziehversuch und Biegehaftversuch besteht.

### 5.3 Verbundtragfähigkeit bei längerer Lasteinwirkungsdauer

Außer den Versuchen zur Ermittlung der maximalen Verbundtragfähigkeit, bei denen der vorgegebene Sollkraft-Wert weit über der zu erwartenden Verbundtraglast lag und somit der Stahl bei ständig steigender Last im Erstversuch ausgezogen wurde, wurden auch Versuche durchgeführt, bei denen die Sollkraft-Vorgabe kleiner eingestellt wurde, was eine längere Einwirkungsdauer der konstantgehaltenen Höchstlast ermöglichte. Hier versagte der Verbund nicht im ersten Versuch, vielmehr trat der Verbundbruch erst nach mehreren Belastungen mit stufenweise gesteigerter Sollkraft-Amplitude ein. Die aufgenommene Last (Istwert) im vorletzten Versuch, d.h. dem letzten, nicht zum Bruch führenden Belastungsvorgang, wurde als "kritische" Last bzw. Verbundbeanspruchung definiert.

Der Unterschied in den Belastungsvorgängen ist in Bild 26 schematisch dargestellt, wobei zu bemerken ist, daß für die Ermittlung der maximalen Verbundtragfähigkeit (a) die Form der Belastungsfunktion keine Rolle spielte, da der Bruch stets während des Lastanstiegs eintrat, während bei der kritischen Verbundbeanspruchung (b) auch die Form der vorgegebenen Belastungsfunktion (unterschiedliche Haltezeit der Höchstlast) von Bedeutung war.

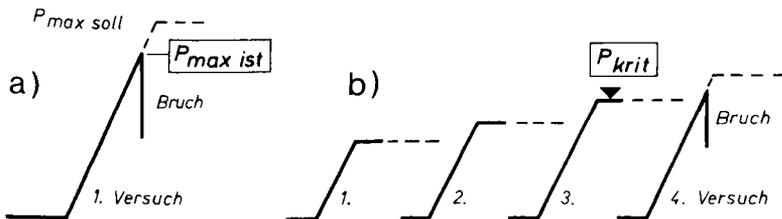
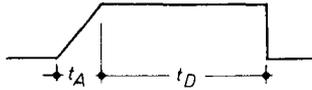


Bild 26: Schematische Gegenüberstellung von  $P_{max}$  und  $P_{krit}$

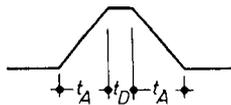
Es wurden drei verschiedene Belastungsfunktionen untersucht:

1. Ramp-Funktion



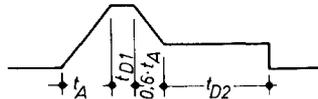
mit mindestens  $t_D = 60$  s Lasthaltung nach der Anstiegszeit  $t_A$ .

2. Trapez-Funktion



mit einer Lasthaltung von  $t_D = 1/2 \cdot t_A$ .

3. Trapez-Funktion



mit anschließender Dauerlast von 40 % der maximalen Lastamplitude und Haltezeiten von

$$t_{D1} = 0,5 \cdot t_A \quad \text{und} \quad t_{D2} \geq 60 \text{ s} .$$

Diese Belastungsfunktionen werden kurz mit den Symbolen



gekennzeichnet.

Die bei diesen Versuchen gewonnenen Ergebnisse sind nicht in allen Einzelfällen untereinander vergleichbar, da die Anzahl der Laststeigerungen je Ausziehkörper oft unterschiedlich ist. Der sich daraus ergebende Einfluß der Belastungsgeschichte (Ermüdung) konnte näherungsweise durch die Annahme berücksichtigt werden, daß sich im Falle der langsamen Belastung die kritische Beanspruchbarkeit nicht wesentlich von der Tragfähigkeit bei kontinuierlicher Belastung unterscheidet. Damit ergeben sich aus den Versuchswerten mit den genannten

Belastungsfunktionen umso geringere Zunahmen der kritischen Verbundspannung, je länger die Standzeit  $t_D$  ist. Dieses Ergebnis ist in Bild 27 dargestellt.

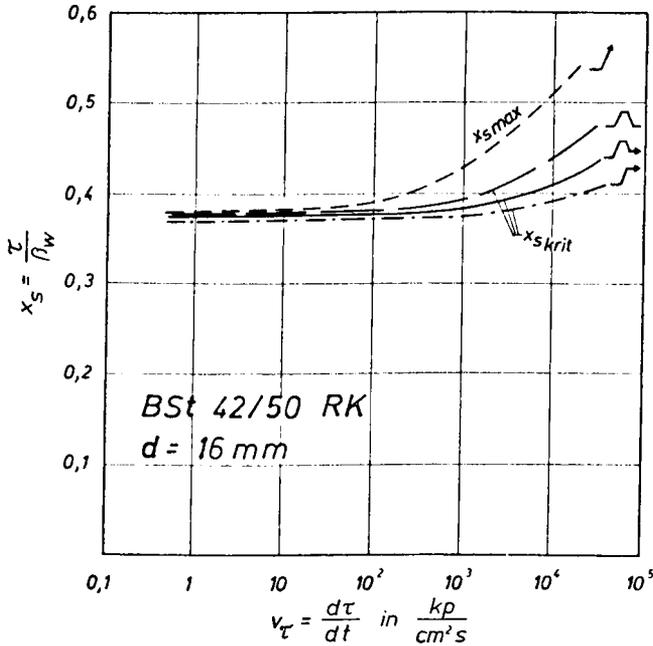


Bild 27

Demnach liegt die  $x_{skrit} = f(v_\tau)$  - Kurve für die - Funktion zwischen den Kurven für den kurzzeitigen Stoß () und der 60 s - Lasthaltung ().

Die Einzelwerte aller Versuche zu diesem Abschnitt sind den Anlagen 43 bis 47 zu entnehmen. Zu bemerken ist, daß sich bei höheren Betongüten kleinere  $x_s$ - Werte ergeben, was bei der

Auswertung berücksichtigt werden muß. Die Abhängigkeit der bezogenen Verbundfestigkeiten von der Betonfestigkeit kann am besten anhand der  $x_{smax}$  - Werte gezeigt werden und geht aus der Darstellung Anlage 48 deutlich hervor.

Es zeigte sich ferner, daß eine - im Vergleich zur maximalen Kurzzeit-Verbundfestigkeit  $x_{smax}$  - offensichtlich zu hohe kritische Verbundfestigkeit  $x_{skrit}$  aus der gemessenen Zugkraft  $P_{ist}$  ermittelt wird, wenn der Stahl nach bereits merklichen Verschiebungen innerhalb der Verbundstrecke wieder verklemmt. In diesem Fall wird bei erneuter Belastung mit  - Funktionen weiterhin eine Kraft gemessen, die jedoch allein aus der Reibung bzw. Klemmwirkung resultiert. Bei Wiederholungsversuchen können sich somit nicht nur durch die unterschiedliche Auswirkung der Ermüdung niedrigere, sondern durch Klemmeffekte und damit Verfestigungen auch höhere Versuchswerte ergeben, wodurch der große Streubereich in diesem Versuchsabschnitt zu erklären ist.

#### 5.4 Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen bei höherer Beanspruchungsgeschwindigkeit

Zunächst war fraglich, ob die Zunahme der Verbundfestigkeit bei höheren Ausziehggeschwindigkeiten ausschließlich die Folge eines Klemmeffektes während des schnellen Ausziehvorganges ist oder aber auch schon bei kleinen Laststufen unterhalb des Verbundbruches eine Geschwindigkeitsabhängigkeit zu beobachten ist. Daher wurden die bezogenen Verbundspannungen  $x_s = \frac{P}{\beta_w}$  bei einem bestimmten Schlupf des unbelasteten Stabendes untersucht, der zu  $\Delta = 0,1$  mm gewählt wurde.

Die Darstellung Anlage 49 zeigt, daß sich auch bei diesen, in der Regel noch nicht zum Verbundbruch führenden Verschie-

bungen die von der Verbundstrecke übertragene Kraft bei höherer Beanspruchungsgeschwindigkeit vergrößert, wobei sich (unter Berücksichtigung der entsprechend niedrigeren Laststufe  $x_{s0,1}$ ) praktisch der gleiche Zuwachs der bezogenen Verbundspannungen im untersuchten Geschwindigkeitsbereich ergibt wie bei den maximalen Verbundspannungen  $x_{smax}$ , nämlich zwischen 20 und 30 %. Dieses Ergebnis macht deutlich, daß die Ursache für die Erscheinung der Verbundfestigkeits-Steigerung bei höherer Belastungsgeschwindigkeit in den Materialeigenschaften, und zwar, wie der Vergleich zwischen Rippenstählen und nicht gerippten Stählen beweist, hauptsächlich in denen des Betons zu suchen ist.

Der die Verbundqualität eines Bewehrungsstabes kennzeichnende Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Verschiebung wird bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten nur insofern verändert, als eine Zunahme der Verbundspannung bei gleicher Verschiebung eine Parallelverschiebung der  $\tau - \Delta$ -Kurve (parallel zur  $\tau$  - bzw.  $x_s$  - Achse) bewirkt. Dagegen war eine wesentliche Neigungsänderung der Verbundspannungs-Verschiebungs-Kurven für gleichartige Stähle nicht zu erwarten. Dies wurde durch Vergleich einiger  $x_s - \Delta$ -Kurven festgestellt (vgl. Anlagen 50 und 51). Auch die aus den Biegehaftversuchen ermittelten  $x_s - \Delta$  - Kurven bestätigen dieses Ergebnis (s. Anlage 52).

#### 5.5 Stahldehnungsverlauf und Verbundspannungsverteilung

Den Zusammenhang zwischen dem Stahldehnungsverlauf und der Verbundspannungsverteilung hat REHM /69/ bereits ausführlich behandelt. Es war im Rahmen dieser Arbeit festzustellen, ob durch höhere Belastungsgeschwindigkeiten eine Änderung des Stahldehnungsverlaufes bewirkt wird.

Um den Stahldehnungsverlauf innerhalb der Einbettungslänge des Bewehrungsstabes verfolgen zu können, wurden Ausziehkörper mit geschlitzten Stahlstäben hergestellt, die im Stabkern mit Dehnungsmeßstreifen versehen waren.

An zwei Körpern mit  $l_v = 48$  cm Verbund wurde zunächst untersucht, ob der zur Übertragung der Stahlzugkraft beanspruchte Bereich der Verbundzone bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten verändert wird, und ob eine Änderung des Stahldehnungsverlaufes eintritt. Während ein Körper mit Lastanstiegszeiten von  $t_A = 10$  s mehrmals mit stufenweise gesteigerter Last beansprucht wurde ( $\sqrt{\quad}$ - Funktion), wurde der andere bei Lastanstiegszeiten von 50 ms mehrmals kurzzeitig ( $\sqrt{\quad}$ - Funktion) bei gleicher Steigerung der Last beansprucht.

Es wurden jeweils an 8 DMS gleichzeitig die Stahldehnungen gemessen. Die daraus ermittelten Dehnungsverläufe über die Stablänge sind in Anlage 53 dargestellt. Aus den gemessenen Werten läßt sich folgern, daß nur ein Verbundbereich von ca. 24 cm Länge, d.h. etwa  $l_v = 15 \cdot d$  bei  $d = 16$  mm, an der Kraftübertragung vom Stahl auf den Beton beteiligt ist. Der Vergleich der Stahldehnungen zwischen dem langsam und dem schnell belasteten Versuchskörper zeigt bei dem schneller belasteten Stahl in hohen Laststufen etwas geringere Dehnungen. Ein prinzipiell unterschiedlicher Dehnungsverlauf ist nicht zu erkennen.

Einige Versuche an Stäben mit kürzeren Verbundlängen ( $l_v = 160$  mm und  $l_v = 80$  mm) ergaben im Gegensatz zu den oben beschriebenen Prüfkörpern einen nahezu linearen Verlauf der Stahldehnungen (mit Ausnahme von sehr kleinen Belastungen), was auf eine gleichmäßige Beanspruchung der gesamten, zur Verfügung stehenden Verbundstrecke deutet (vgl. Anlage 54). Dies war in gleicher Weise bei langsamer wie bei schneller Belastung zu beobachten.

Bei den Biegehaftversuchen konnte ebenfalls mittels der im Stabkern angeordneten Dehnungsmeßstreifen der Stahldehnungsverlauf in der Verbundzone registriert werden. Die Anlagen 55 und 56 zeigen die Meßwerte für die Balken B2, B4 und B5, woraus keine charakteristischen Unterschiede zwischen den Stahldehnungsverteilungen der langsamen und der schnellen Versuche hervorgehen. Die auftretende Stahldehnungs- bzw. Verbundspannungsverteilung hängt vermutlich stark von der Qualität der Verdichtung ab. Auch die Höhe vorausgegangener Belastungen wirkt sich aus, und zwar derart, daß die Kraftübertragung beim Wiederholungsversuch sich zum unbelasteten Ende hin verlagert, wenn die irreversiblen Verformungen der Betonkonsolen unter den Rippen in der Nähe der Krafteinleitung entsprechend groß sind.

Insgesamt kann festgestellt werden, daß eine zunehmende Belastungsgeschwindigkeit auch in hohen Lastbereichen keine wesentliche Veränderung der Verbundspannungsverteilung bewirkt.

Diese Aussage steht in Übereinstimmung mit der im Abschnitt 5.4 beschriebenen Vergrößerung der Verbundkräfte bei gleichen Verschiebungen (Parallelverschiebung der  $\tau - \Delta$ -Kurven) und nahezu gleichen Stahldehnungen. Daher kann eine gleichmäßige Erhöhung der aufnehmbaren Verbundspannungen im ganzen Verbundbereich allein aus diesen Fakten hergeleitet werden.

## 6. Versuche zum Tragverhalten kurzer Balken in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit

Mit den nachfolgend beschriebenen Versuchen an kurzen Balken sollte überprüft werden, ob sich der bei den Festigkeitsprüfungen und den Verbunduntersuchungen festgestellte Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auch in praxisähnlichen, biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen zeigt.

Insgesamt wurden 12 Balken von der in Anlage 33b angegebenen Größe und mit der dargestellten konstruktiven Bewehrung hergestellt. Davon erhielten 6 Balken (B 16 bis B 21) eine durchgehende untere Längsbewehrung und die übrigen 6 Balken eine in Feldmitte gestoßene Bewehrung, jeweils 2  $\emptyset$  16 BST 42/50 RK. Der Versuchsaufbau entsprach Bild 22.

### 6.1 Versuche an Balken mit durchgehender Zugbewehrung

Um die Traglast unter annähernd "statischen" Belastungsbedingungen festzustellen, wurden zunächst die Balken B 16 und B 19 langsam bis zum Bruch belastet (Lastanstiegszeiten  $t_A = 83$  s und 56 s für 25 Mp Sollkraft). Anschließend wurden die Balken B 17 und B 18 sowie B 20 und B 21 den in der Tabelle 1 angegebenen schnellen Belastungen ausgesetzt. Bei B 17 und B 18 wurde dabei folgender Belastungsverlauf angestrebt:

Von der im langsamen Versuch festgestellten Traglast  $P_{\max}^{\text{stat}}$  wurden zunächst 90 % als Solllast mit einer Anstiegszeit im Millisekundenbereich vorgegeben und überprüft, ob diese Last 1 min getragen werden kann, was bei beiden Balken der Fall war. Anschließend wurden die Balken entlastet und mit einem zweiten Belastungsvorgang mit 25 Mp Lastvorgabe der Bruch herbeigeführt. Die dabei aufgenommene Höchstlast  $P_{\text{ist max}}$  wurde als Traglast  $P_{\max}^{\text{dyn}}$  registriert und mit der am Balken

Tabelle 1: Traglastversuche an kurzen Stahlbetonbalken

Balken Nr.	Querschnitt der Zug- bewehrung $F_e$ (cm <sup>2</sup> )	Beton- Prismen- festigkeit $\beta_p$ (kp/cm <sup>2</sup> )	Rechnerische Traglast <sup>1)</sup> $P_U$ (Mp)	B e l a s t u n g					Gemessene Traglast $P_V + P_{\text{ist max}}^{\text{dyn}}$ (Mp)	Verhältnis $P_{\text{max}}^{\text{dyn}} / P_{\text{max}}^{\text{stat}}$ - 2)
				Versuch Nr.	Kraft- funktion $P_{\text{soll}}^{\text{dyn}}$ (Mp)	Belastungsgeschwindigkeit				
						$v_{P_{\text{soll}}}$ (Mp/s)	$v_{P_{\text{ist}}}$ (Mp/s)	Vorlast $P_V$ (kp)		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
B 16	4,0	243	17,1	1	25,0	0,30	0,29	500	22,5	-
B 17	4,0	243	17,1	1	$\frac{1 \text{ min}}{19,75}$	2370	150	500		-
"	"	"	"	2	25,0	3000	230	500	24,25	1,08
B 18	3,6	243	15,6	1	$\frac{1 \text{ min}}{19,75}$	2370	150	500		-
"	"	"	"	2	25,0	3000	250	500	23,6 3)	1,15
B 19	4,0	429	17,9	1	20,5	0,45	0,45	500		4)
"	"	"	"	2	25,0	0,45	0,45	500	22,9	-
B 20	4,0	429	17,9	1	22,4	2700	165	250		5)
"	"	"	"	2	26,3	3150	215	250	24,5	1,07
B 21	4,0	429	17,9	1	25,0	3000	200	250	25,25 6)	1,10

1) ermittelt aus  $M_U = b \cdot h^2 \cdot \mu \cdot \beta_s \cdot (1 - 0,5 \cdot \mu \cdot \frac{\beta_s}{\beta_w})$

2) einschließlich Vorlast  $P_V$

3) im Verhältnis der rechnerischen Traglasten reduziert

4) Riblast überschritten (3 Risse  $\geq 0,2$  mm breit)

5) bleibende Durchbiegung  $f_{\text{mb1}} = 9,5$  mm

6) nach 1 s Lasthaltung gebrochen

B 16 ermittelten statischen Traglast verglichen. Die Balken B 20 und B 21 erhielten als dynamische Sollastvorgabe mindestens 100 % der im langsamen Versuch festgestellten Traglast.

Die Balken versagten durch Überschreiten der Streckgrenze der Zugbewehrung. Die Zunahme der Traglast bei einer bis zu 800-fach gesteigerten Belastungsgeschwindigkeit, bezogen auf die gemessene Traglast im langsamen Versuch, zeigt Bild 28 (vgl. auch Tabelle 1 auf S. 92):

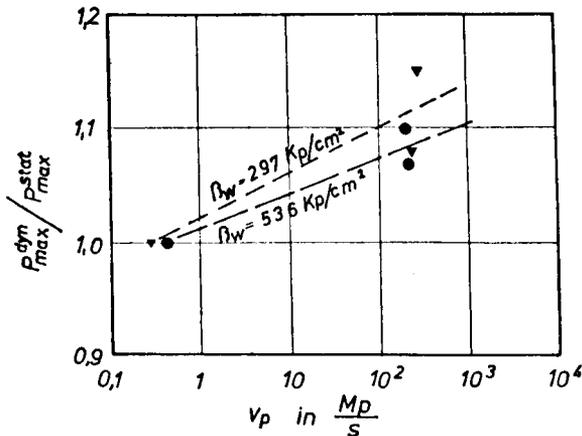


Bild 28

Demnach scheint sich für die Balken mit der geringeren Betonfestigkeit eine etwas steilere Zunahme der Tragfähigkeit zu ergeben. Das geringere Betonalter beim Versuch (28 Tage, gegenüber 41 Tage bei dem hochfesten Beton) dürfte dabei keine Rolle gespielt haben. Eine genaue Differenzierung erscheint angesichts der wenigen Versuche problematisch. Hier kann

festgestellt werden, daß schneller belastete Balken ausnahmslos eine höhere Tragfähigkeit zeigten. Die Steigerung der über 1 min nach schnellem Lastanstieg maximal tragbaren Dauerlast bewegt sich in der Größenordnung von 10 % bei einer Geschwindigkeitszunahme um ca. 3 Zehnerpotenzen.

### 6.2 Versuche an Balken mit Übergreifungsstößen der Zugbewehrung in Feldmitte

Von den 6 Balken mit Vollstoß der Bewehrung in Feldmitte hatten 3 Balken (B 22 - B 24) eine Übergreifungslänge  $l_{\bar{u}} = 16$  cm, die übrigen Balken (B 25 - B 27) hatten Übergreifungslängen  $l_{\bar{u}} = 24$  cm. Der Prüfmodus entsprach den Balken mit durchgehender Bewehrung. In der Tabelle 2 (s.S. 95) sind die Versuchsergebnisse zusammengestellt und in Bild 29 die bezogenen Traglasten  $P_{l_{\bar{u}}}^{dyn} / P_{l_{\bar{u}}}^{stat}$  über der Belastungsgeschwindigkeit aufgetragen:

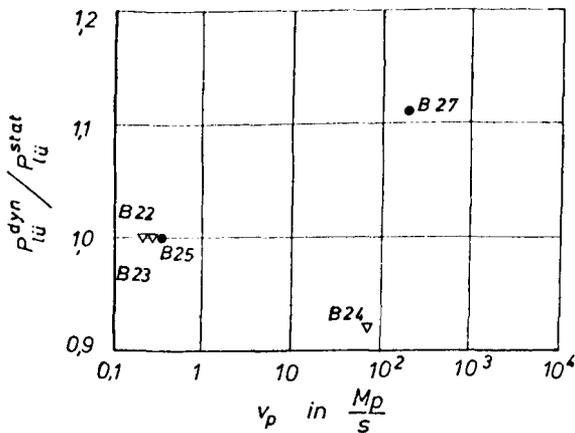


Bild 29

Tabelle 2: Tragfähigkeit von Zugbewehrungs-Stößen in Balken

Balken Nr.	Querschnitt der Zug- bewehrung $F_o$ (cm <sup>2</sup> )	Über- greifungs- länge $l_U$ (cm)	Beton- festigkeit $R_w$ (kp/cm <sup>2</sup> )	B e l a s t u n g				Vorlast $P_V$ (kp)	Gemessene <sup>1)</sup> Traglast $P_{l_U}$ (Mp)	Bezogene <sup>2)</sup> Traglast $P_{l_U}/P_{l_U}^{stat}$ max	Verhältnis $P_{l_U}^{dyn}/P_{l_U}^{stat}$
				Versuch Nr.	Kraft- funktion $P_{soll}^{dyn}$ (Mp)	Bel.-Geschwindigkeit $v_{Psoll}$ (Mp/s)	$v_{Pist}$ (Mp/s)				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
B 22	4,0	16	297	1	25,0	0,30	0,30	1000	12,50	0,56	-
B 23	3,6	16	297	1	25,0	0,30	0,30	1000	11,50	0,56 <sup>3)</sup>	-
B 24	3,6 <sup>4)</sup>	16	297	1	9,35	11,25	70	1000	10,35 <sup>5)</sup>	0,52	0,92
B 25	4,0	24	536	1	25,0	0,30	0,30	500	20,90	0,91	-
B 26	- Istkraft-Anzeige ausgefallen, nicht auswertbar -										
B 27	4,0	24	536	1	17,75	2140	125	250		- 6)	-
"	"	"	"	2	17,75	2140	125	250		- 6)	-
"	"	"	"	3	17,75	2140	125	250		- 6),7)	-
"	"	"	"	4	25,0	3000	180	250	23,20	1,01	1,11

1) einschließlich Vorlast  $P_V$

2) bezogen auf die Vergleichs-Traglast bei durchgehender Bewehrung und langsamer Belastung nach Tabelle 1

3) bezogen auf die 15,6/17,1-fache gemessene Traglast von B 16 (rel.  $P_{l_U}^{stat} = 20,5$  Mp)

4) vorhandene Nutzhöhe  $h = 20,6$  cm; Bezugstraglast:  $15,2/17,1 \cdot 22,5 = 20,0$  Mp

5) nach 4 s Laathaltung bei  $(P_V + P_{dyn}) = 10,35$  Mp gebrochen

6)  $P_{soll}^{dyn} \cdot P_V$  länger als 60 s gehalten

7) ca. 2 mm bleibende Durchbiegung  $f_m$

Aufgrund der wenigen Versuche kann nicht zuverlässig gesagt werden, ob eine Steigerung der Traglasten von Balken mit gestoßener Bewehrung zu erwarten ist. Es kann jedoch als wahrscheinlich angenommen werden, daß der Versuch B 24 an der unteren Grenze des Streubereichs liegt und im allgemeinen auch hier eine ansteigende Tendenz vorliegt.

Die Versuche zeigen, daß bereits kleine Übergreifungslängen einen beträchtlichen Anteil der Last aufnehmen können, die vom Balken mit durchgehender Bewehrung getragen wird. Unabhängig von dem Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit stellt sich dies aufgrund der auswertbaren Versuche wie folgt dar:

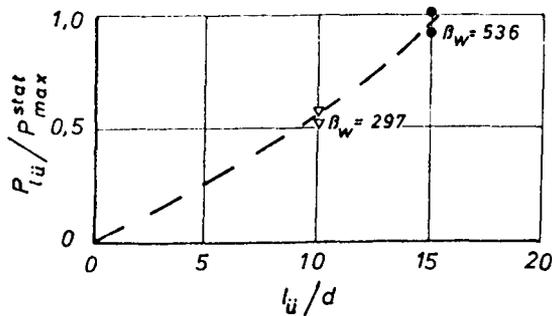


Bild 30

Demnach können Übergreifungslängen von  $l_{\ddot{u}} = 10 \cdot d$  bis  $15 \cdot d$  zwischen 50 % und 100 % der Traglast eines Normalbalkens aufnehmen. Dies steht in Übereinstimmung mit der in Abschnitt 5.5 gemachten Feststellung, daß von längeren Einbettungsstrecken zugbeanspruchter Stäbe jeweils nur der vordere Teil voll beansprucht wird, während der mehr als  $15 \cdot d$  (bei einem Stabdurchmesser von 16 mm) von der Krafteinleitung entfernt liegende Stabteil praktisch keine Verbundkräfte zu übertragen hat.

## 7. Diskussion der Versuchsergebnisse und Folgerungen

### 7.1 Zu den Festigkeitsprüfungen

Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen an Beton und Stahl können insgesamt als erwartungsgemäß bezeichnet werden: Sie liegen im Rahmen der bekannten Ergebnisse früherer Untersuchungen und können auch in die im Abschnitt 2 entwickelten Überlegungen eingeordnet werden.

Im Zusammenhang mit den Verbund- und Traglastuntersuchungen konnte festgestellt werden, daß das Festigkeitsverhalten  $\beta = f(\dot{\epsilon})$  des Betons eine augenfällige Übereinstimmung mit dem Verbundverhalten der Rippenstähle bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten aufweist. Zu bemerken ist, daß ein direkter Vergleich der Versuchsergebnisse lediglich deshalb schwierig ist, weil die Auszieh- und Balkenversuche mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit, die Festigkeitsuntersuchungen jedoch mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit durchgeführt wurden. Die Umrechnung der bei den Festigkeitsuntersuchungen vorgegebenen Dehngeschwindigkeit  $d\epsilon/dt$  in die Lastanstiegsgeschwindigkeit  $dP/dt$  bzw.  $d\delta/dt$  wurde über die in jedem Einzelversuch aufgezeichnete Istkraft-Zeit-Funktion ermöglicht. Sie ergab, daß der progressive Anstieg in den Spannungs-Geschwindigkeits-Diagrammen sowohl bei den Verbundversuchen als auch bei den Festigkeitsprüfungen etwa im gleichen Geschwindigkeitsbereich einsetzt.

Aufgrund dieser Ergebnisse kann der Zusammenhang zwischen der Betonfestigkeits-Steigerung und dem Verbundtragfähigkeitsanstieg bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten als erwiesen gelten.

Andererseits ist das Tragverhalten von Balken für den Fall des "unterbewehrten" Querschnitts in hohem Maße auf das ent-

sprechende Verhalten des Betonstahls zurückzuführen.

Zur Frage der Ausnutzbarkeit der bei schneller Belastung auftretenden Festigkeitserhöhung in Abhängigkeit von der Standzeit der Last wurden an Beton und Stahl keine besonderen Versuche durchgeführt. Wegen des ursächlichen Zusammenhangs zwischen der Betonfestigkeit und dem Verbundverhalten können jedoch die zu dieser Frage vorliegenden Ergebnisse aus Verbundversuchen wahrscheinlich in vollem Umfang auch für das Festigkeitsverhalten von Beton gelten (vgl. Abschnitt 7.2).

Hervorzuheben sind die in Anlage 21 dargestellten Ergebnisse an Betonwürfeln unterschiedlichen Alters. Die nahezu gleichförmig ansteigenden  $\beta = f(\dot{\epsilon})$ -Kurven lassen vermuten, daß von den zeitabhängigen Verformungen im Kurzzeitbereich die verzögert-elastischen Anteile eine größere Rolle bei der geschwindigkeitsabhängigen Festigkeitssteigerung spielen als die viskosen Anteile. Anderenfalls müßte ein steilerer Festigkeitsanstieg bei jüngerem Beton erwartet werden.

Mit den in den Anlagen 26 und 27 dargestellten Versuchen läßt sich die Existenz einer im Kurzzeitbereich wirksamen zeitabhängigen Verformung und deren Einfluß auf die maximal erreichbare Spannung anschaulich beweisen. Es sollte möglich sein, mit Hilfe ähnlicher, gezielter Untersuchungen mehr über die Veränderung der Materialeigenschaften in der Nähe der Bruchlast zu erfahren.

## 7.2 Zum Verbundverhalten

Die Versuche ergaben, daß sich der Anstieg der  $\tau - \Delta$ -Kurven (Grundgesetze) bei höherer Beanspruchungsgeschwindigkeit nicht wesentlich verändert. Es tritt jedoch eine Parallelverschiebung der  $\tau - \Delta$ -Kurven in Richtung der  $\tau$ -Koordinate ein,

d.h., bei gleichen Verbundspannungen treten geringere Verschiebungen auf. Das bedeutet, daß die zur Einleitung des Verbundbruches erforderliche Verformung (Schlupf) erst bei einer höheren Verbundspannung erreicht wird. Die Verbundtragfähigkeit muß daher mit zunehmender Beanspruchungsgeschwindigkeit ansteigen, sofern - wie bei den hier durchgeführten Versuchen - der Verbundbruch bei annähernd gleichen Verschiebungen eintritt.

Da die Verbundwirkung der Rippenstähle zum überwiegenden Teil auf dem Verformungswiderstand des Betons unter den Rippen beruht, kann die Zunahme  $x_s(v_\tau)$  unmittelbar auf die Festigkeitszunahme des Betons und damit auf die gleiche Ursache zurückgeführt werden.

Wesentlich für die Ausnutzung der Verbundtragfähigkeitssteigerung bei kurzzeitiger Belastung ist die Einwirkungsdauer der Höchstlast und die Höhe der anschließend zu tragenden Dauerlast. In Bild 27 wurden die  $x_s - v_\tau$  - Abhängigkeiten für verschiedenartige Belastungsfunktionen verglichen. Daraus gewinnt man den in Bild 31 dargestellten Zusammenhang zwischen der ausnutzbaren, bezogenen Verbundspannung  $x_s$  und der Einwirkungsdauer der Maximallast, wobei Belastungsgeschwindigkeiten von 10 bis 10000  $\text{kp/cm}^2\text{s}$  verglichen wurden.

Aus dieser Darstellung kann man folgendes entnehmen:  
Bei schnellem Lastanstieg ist eine Verbundtragfähigkeitssteigerung im Vergleich zur langsamen Belastung nur dann zu erwarten, wenn die Einwirkungsdauer kleiner als 1 Sekunde ist. Die hier untersuchten maximalen Belastungsgeschwindigkeiten von  $v \approx 10000 \text{ kp/cm}^2\text{s}$  führen bei Einwirkungsauern  $t_{pmax} \rightarrow 0$ , d.h. praktisch beim kontinuierlichen Lastanstieg bis zum (schlagartigen) Bruch, äußerstenfalls zu Verbundtragfähigkeitssteigerungen von 30 %. Diese "Reserve" ist jedoch nur bei momentan wirkenden Lastspitzen mit sofortigem Lastabfall nutzbar. Bei einer Einwirkungsdauer der Spitzenlast von nur

10 ms kann bereits nur noch mit einer Verbundtragfähigkeitszunahme von ca. 10 % gerechnet werden.

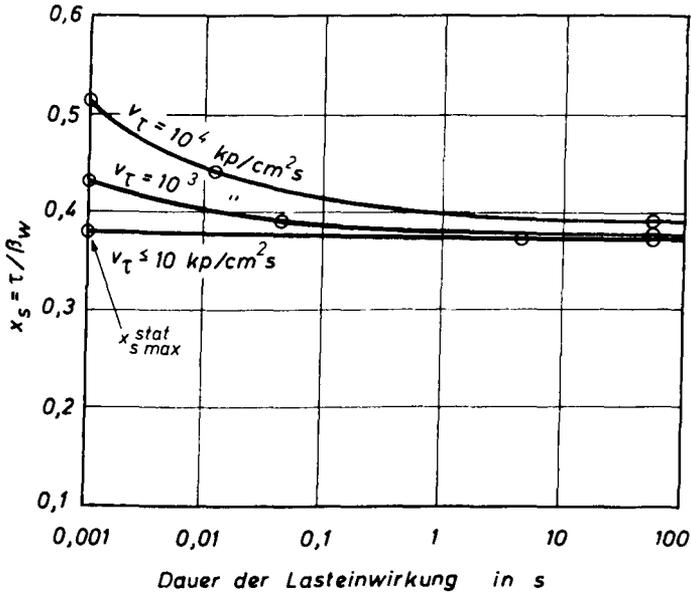


Bild 31

Der Vergleich der Bilder 15 (s.S.54) und 31 zeigt, daß die im Abschnitt 2.2 entwickelte Näherungsvorstellung wirklichkeitsnahe Aussagen zu dieser Frage erlaubt.

### 7.3 Zu den Traglastuntersuchungen an kurzen Balken

Der bei den Balken mit durchgehender Bewehrung festgestellte Traglastzuwachs kann allein auf das geschwindigkeitsabhängige Verhalten des Bewehrungsstahls zurückgeführt werden, da der

Bruch durch Versagen der Zugbewehrung eintrat.

Bei den erreichten Belastungsgeschwindigkeiten von  $\sim 200$  Mp/s ergibt sich im Stahl eine zeitliche Spannungsänderung von  $d\sigma/dt = \dot{\sigma} = 0,5$  Mp/mm<sup>2</sup>s. Für diesen Spannungsanstieg kann man aus der  $\beta_s(\dot{\sigma})$  - Kurve des BSt 42/50 RK (vgl. Anlage 15) eine 1,1-fache Streckgrenzenerhöhung ablesen, womit der Traglastzuwachs des Balkens erklärt ist.

Bei den Versuchen mit Übergreifungsstößen der Bewehrung in Feldmitte wurde bei einer Übergreifungslänge  $l_{ij} = 24$  cm  $\hat{=} 15 \cdot d$  fast die Traglast der Balken mit durchgehender Bewehrung erreicht. Bei den Ausziehkörpern mit einer Verbundlänge von 48 cm wurde bereits festgestellt, daß nur eine Verbundlänge von ca. 24 cm (bei  $d = 16$  mm), d.h. nur eine Strecke  $l_v = 15 \cdot d$  beansprucht wird, wobei im letzten Drittel nur noch geringe Stahldehnungen bzw. Verbundspannungen auftreten. Bei den Balken muß jedoch wegen der im Übergreifungsbereich nebeneinanderliegenden Stäbe mit einer verringerten Verbundfläche gerechnet werden. Nimmt man einen wirksamen Stabumfang  $U_{red} = 2/3 \cdot \pi \cdot d$  an, so würde sich eine über die Verbundlänge von 24 cm konstantbleibende mittlere Verbundspannung  $\tau_{vm} = 166 \frac{kp}{cm^2}$  bzw. ein bezogener Wert  $x_{smax} = 166/536 = 0,31$  ergeben, bei welchem auch in Ausziehkörpern - insbesondere bei hohen Betongüten - der Verbundbruch zu erwarten ist.

Diese Überschlagsrechnung zeigt, daß hier ein Grenzfall zwischen einem Bruch der Zugzone und einem Verbundbruch vorliegt.

Insgesamt ergibt sich auch hier eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Festigkeitsprüfungen und der Ausziehversuche, so daß von einer Übertragbarkeit der Grundlagenversuche auf die Verhältnisse in Balken gesprochen werden kann. Daraus folgt trotz eines schlechteren Einzelwertes (B 24), daß auch die Traglast biegebeanspruchter Bauteile mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit steigt.

Die Ausnutzbarkeit dieses Verhaltens ist allerdings bei der Bemessung von Bauteilen, wenn man die in Abschnitt 7.2 erörterten Einflüsse von Lastdauer und Lasthöhe auf biegebeanspruchte Bauteile überträgt, d.h. beispielsweise mit längeren Überdruckphasen bei Luftstoßbelastungen oder mit Trümmerlasten rechnen muß, entsprechend Bild 31 bzw. Bild 15 eingeschränkt. Zumindest sollten in dem Übergangsbereich zwischen der maximalen Tragfähigkeit bei einer Lasthaltezeit  $t_D = 0$  und den kritischen Tragfähigkeiten bei längeren Standzeiten der vorgegebenen Höchstlast noch weitere gezielte Untersuchungen vorgenommen werden, wobei vermutlich ein größerer Versuchsaufwand nicht zu umgehen sein wird, wenn stets nur Erstversuche bei allen Belastungsfunktionen und Standzeiten für einen direkten Vergleich herangezogen werden sollen.

## 8. Zusammenfassung

Es ist bekannt, daß die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Baustoffen von der Beanspruchungsgeschwindigkeit abhängig sind.

Die bisher vorliegenden Versuchsergebnisse bei höheren Belastungs- oder Dehngeschwindigkeiten zeigen insgesamt eine ansteigende Tendenz der Festigkeit bei gleichzeitiger Verringerung der Bruchverformungen. Außerdem kann eine auffallende Ähnlichkeit im Verhalten verschiedenartiger Stoffe, insbesondere von Stahl und Beton, festgestellt werden.

Unterschiedliche Auffassungen bestehen in der Frage nach der Höhe des Festigkeitszuwachses und dem grundsätzlichen Verlauf der Funktion

$$\beta = f(\dot{\epsilon}) \quad .$$

Während einige Forschungsergebnisse auf ein progressives Ansteigen der Festigkeit deuten, gibt es andererseits Versuchswerte, die einen Grenzwert der Festigkeit für  $\dot{\epsilon} \rightarrow \infty$  vermuten lassen. Die bislang angegebenen Gesetzmäßigkeiten sind rein empirisch und gelten nur für die betreffenden Materialeigenschaften und den jeweils untersuchten Geschwindigkeitsbereich. Sie lassen in der Regel logarithmische Zusammenhänge  $\beta = f(\log \dot{\epsilon})$  erkennen, die jedoch aus dem zumeist gewählten, logarithmischen Geschwindigkeitsmaßstab herrühren und nicht notwendigerweise auf einem logarithmischen Naturgesetz beruhen.

Ziel dieser Arbeit war es, modellmäßige Vorstellungen zum Mechanismus des veränderten Festigkeitsverhaltens bei schneller Beanspruchung zu entwickeln, die zunächst zu einer qualitativen Beurteilung des beobachteten Phänomens führen, im konkreten Fall (d.h. bei Kenntnis der Materialeigenschaften

und Beanspruchungsbedingungen) aber auch quantitative Angaben über die zu erwartende Festigkeitssteigerung ermöglichen und insbesondere mit Versuchsergebnissen, zumindest größenordnungsmäßig, in Einklang stehen sollten.

Es war naheliegend, die Ursache für die Festigkeitsänderung als Funktion von  $\dot{\epsilon} = d\epsilon/dt$  in einem zeitabhängigen Vorgang zu suchen. Allgemein bekannt sind die zeitabhängigen Vorgänge im Langzeitbereich, das Kriechen und die Relaxation. Anhand einer einfachen Überlegung kann gezeigt werden, daß ein Relaxationsvorgang prinzipiell als Ursache für die Festigkeitsänderung als Funktion von  $\dot{\epsilon}$  in Frage kommt:

Ersetzt man eine konstante Dehnungszunahme  $\dot{\epsilon}$  durch momentan aufgebrachte Dehnungsanteile  $\Delta\epsilon$  in konstanten Zeitabständen  $\Delta t$ , so nimmt die Spannung zwischen den Dehnungsstufen während  $\Delta t$  nach einem Relaxationsgesetz ab. Die Relaxationsverluste sind umso kleiner, je kürzer  $\Delta t$  gewählt wird. Die Gesamtspannung  $\sigma(t)$  muß daher mit zunehmender Dehngeschwindigkeit anwachsen.

Dieser aus dem Langzeitbereich entlehnte Grundgedanke wurde als Modell auf den Kurzzeitbereich übertragen, wobei unterstellt wurde, daß bei Stoffen wie Beton und Stahl auch bei kurzzeitiger Belastung zeitabhängige Verformungen auftreten, die in Analogie zum Kriechen als abklingende Vorgänge der Form

$$\eta = \eta_{\infty} \cdot (1 - e^{-t/\tau})$$

betrachtet werden können.

Diese Annahme entspricht der Vorstellung, daß ein realer Stoff ein vielphasiges System darstellt, in dem sich zeitabhängige Vorgänge verschiedener Größenordnungen ( $\eta_{\infty}$ ) und Abklingzeiten ( $\tau$ ) überlagern. Maßgebend für das Festigkeitsverhalten bei schneller Beanspruchung - zwischen der "statischen" Normenprüfgeschwindigkeit und der schlagartigen Bela-

stung - ist als zeitabhängiger Verformungsanteil mit einer relativ kleinen Abklingzeit die verzögert-elastische Verformung anzusehen.

Untersuchungen über die Größenordnung von

$$\varphi_{ve} = \frac{\text{verzögert-elastische Verformung}}{\text{rein elastische Verformung}} = \frac{\eta_{ve}}{\varepsilon_{el}}$$

und  $\tau_{ve}$  fehlen bisher. Der zahlenmäßigen Überprüfung der rechnerischen Ansätze dieser Arbeit wurden daher (am Beton orientierte) Schätzwerte zugrundegelegt.

Für die Einbeziehung höherer Beanspruchungsgrade bis zum Bruchzustand wird die Abhängigkeit  $\varphi_{\infty} = f(\sigma)$  benötigt. Hier wurde auf frühere Untersuchungen an Beton zurückgegriffen, die die zeitabhängigen Verformungen  $\eta(\sigma)$  nach 1 min Lastdauer angeben.

Im ersten Lösungsversuch wurde eine schrittweise Berechnung mit konstanten Dehnungsstufen  $\Delta\varepsilon_0$  unter Berücksichtigung der dazwischenliegenden Relaxationsverluste durchgeführt, die eine mittlere Spannungs-Zeit-Linie mit zunehmender Krümmung und einem Spannungsgrenzwert ergibt. Für die Spannung  $\sigma(t)$  ließ sich bei Vernachlässigung untergeordneter Spannungsanteile auch ein Summenausdruck angeben.

Im zweiten Lösungsversuch wurde ein Ansatz für  $\sigma(t)$  bzw. für  $\sigma_{\text{Bruch}} = f(\dot{\varepsilon})$  entwickelt, der von der näherungsweise zutreffenden Vorstellung ausgeht, daß verschiedenartige Dehngeschichten, die nach gleichen Zeiten  $t = t_1$  die gleichen Dehnungen  $\varepsilon_1$  aufweisen, nach der Zeit  $t_1$  auch etwa zum gleichen Spannungswert führen. Diese Lösung gibt eine anschauliche Erklärung für den Festigkeitsanstieg bei zunehmender Beanspruchungsgeschwindigkeit und erlaubt darüberhinaus auch eine für praktische Fragestellungen wichtige Aussage über die zu er-

wartende Standzeit einer Belastung in Abhängigkeit von der Lastanstiegszeit. Bei bekannten Stoffwerten kann somit der Grad der Ausnutzbarkeit höherer Festigkeitswerte in Abhängigkeit von der Belastungsfunktion quantitativ abgeschätzt werden.

Ein dritter Lösungsansatz wurde mithilfe einer einfachen Zusammensetzung von Modellelementen gewonnen, der in der Form der Gleichung (35) die Festigkeit als Summe eines geschwindigkeitsunabhängigen Anteiles ( $\dot{\epsilon} \rightarrow 0$ ) und eines geschwindigkeitsabhängigen Anteiles ausdrückt.

Die iterative Auswertung mit angenommenen Materialkennwerten  $\tau$ ,  $\varphi_{\infty}(\epsilon)$  und  $E_0$  ergab eine gute Übereinstimmung der  $\sigma(t)$ -Kurven für den ersten und dritten Lösungsansatz, während die zweite Methode zu etwa 10 % geringeren Spannungswerten führte und damit eine zur sicheren Seite tendierende Näherung darstellt.

Es konnte ferner gezeigt werden, daß die Festigkeit in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit einen oberen und einen unteren Grenzwert aufweist. Aus dem rechnerischen Vergleich mit verschiedenen Materialkonstanten (vgl. Anlagen 9 und 10) kann auch gefolgert werden, daß Versuchsergebnisse sowohl mit progressiver als auch mit degressiver Festigkeitszunahme möglich sind, je nachdem, welche Materialeigenschaften vorliegen und in welchen Geschwindigkeitsbereichen geprüft wird.

Mit einer elektrohydraulisch geregelten Versuchsanlage wurden Versuche

- zum Festigkeits- und Verformungsverhalten von Betonstahl und Beton
- zum Verbundverhalten (Auszieh- und Biegehaftversuche)
- zum Tragverhalten biegebeanspruchter Balken mit und ohne Bewehrungsstoß in Feldmitte

in Abhängigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit durchgeführt. Der Geschwindigkeitsbereich umfaßte etwa 5 Zehnerpotenzen, wobei minimale Lastanstiegszeiten von 5 bis 10 Millisekunden bei 25 Mp Prüflast möglich waren. Die Untersuchungen haben im wesentlichen zu folgenden Ergebnissen geführt:

1. Die Druckfestigkeit von Beton nimmt mit steigender Dehngeschwindigkeit zu; die Bruchdehnung nimmt ab.
2. Die Streckgrenze und die Bruchspannung von Stahl nehmen mit steigender Dehngeschwindigkeit zu; die Bruchdehnung nimmt ab, und die Dehnung an der Streckgrenze bleibt nahezu konstant.
3. Die Verbundfestigkeit ist bei BSt 22/34 GU (glatter Rundstahl) praktisch unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit.
4. Bei Rippenstählen BSt 42/50 RK und RU nimmt die Verbundfestigkeit im Bereich bis zu etwa 100 kp/cm<sup>2</sup>s nur unwesentlich, darüber hinaus jedoch progressiv zu. Da die Verbundwirkung der Rippenstähle zum überwiegenden Teil auf dem Verformungswiderstand des Betons unter den Rippen beruht, kann die Zunahme der Verbundfestigkeit unmittelbar auf die Festigkeitszunahme des Betons mit wachsender Belastungsgeschwindigkeit zurückgeführt werden.
5. Der Zuwachs der Verbundfestigkeit entspricht nur dann einer gleich hohen Verbundtragfähigkeit, wenn die Einwirkungsdauer der Last in der Größenordnung der Lastanstiegszeit liegt ("Kurzzeitbeanspruchung"). Mit zunehmender Standzeit der Höchstlast verringert sich die Verbundtragfähigkeit. Bei Standzeiten von  $t_D \geq 60$  s kann auch bei sehr schneller Lastaufbringung mit keinem nennenswerten Traglastzuwachs mehr gerechnet werden.
6. Der bei Balken festgestellte Traglastzuwachs stimmt bei Versagen der Zugbewehrung mit der an Betonstahl festgestellten Streckgrenzenerhöhung überein. Auch bei Balken mit gestoßener Bewehrung zeigte sich eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Festigkeitsprüfungen und der Verbundversuche, so daß insgesamt eine Übertragbarkeit der Verhältnisse auf biegebeanspruchte Bauteile angenommen werden kann.

Die qualitativen Ergebnisse des Abschnitts 2 werden durch die Versuchsergebnisse bestätigt. Jedoch konnte mit keinem der rechnerischen Ansätze der in den Festigkeitsprüfungen mit konstanter Dehngeschwindigkeit festzustellende Abfall der Spannungs-Zeit-Linie nach Überschreiten der Maximalspannung erfaßt werden. Hierzu wäre in weiteren Untersuchungen zu klären, in welcher Weise sich die Größen  $E_0$  und  $\tau$ , die hier als Konstante angenommen wurden, in der Nähe der Bruchspannung - möglicherweise nach Auftreten der ersten Gefügerisse - verändern.

Wichtig für die praktische Ausnutzbarkeit der bei kurzzeitiger Lasteinwirkung festgestellten Festigkeitssteigerung erscheinen weitere gezielte Untersuchungen über den Einfluß der Standzeit einer schnell aufgebrachten Belastung. Die dazu im Abschnitt 2.3 angestellten Überlegungen finden durch die Verbundversuche mit unterschiedlicher Dauer der Höchstlast eine erste Bestätigung.

Bei der Ausnutzung der nach den derzeitigen Bestimmungen (/106/) erhöhten zulässigen Materialspannungen erscheint daher in allen Fällen, in denen eine längere Lasteinwirkungsdauer möglich ist, Vorsicht geboten.

Literatur - Übersicht

- / 1/ ALBRECHT, W.:  
Einfluß des Verhältnisses von Probendicke zu Größtkorn-  
durchmesser und Einfluß der Probengröße auf die Beton-  
druckfestigkeit - Literaturauswertung -  
beton 1967, Heft 5
- / 2/ ATCHLEY, B.L.; FURR, H.L.:  
Strength and Energy Absorption Capabilities of Plain  
Concrete under Dynamic and Static Loadings  
ACI-Journal, Nov. 1967, S. 745 - 756
- / 3/ Atomenergie-Kommission der USA (deutsche Bearbeitung:  
LEUTZ, H.):  
Die Wirkungen der Kernwaffen  
Carl Heymanns - Verlag 1960
- / 4/ BADAWY, Y.K.M.:  
Näherungsformeln für das Verhalten von Beton unter  
Wechselbelastung  
Dissertation Darmstadt 1965
- / 5/ BECKER, G.:  
Ein Beitrag zur Festigkeitslehre des Betons  
Mehmel - Festschrift, Beton-Verlag GmbH 1967
- / 6/ BERROD, J.; BUVAT, M.; LAJEAT, J.-P.; ORTH, J.:  
Contribution a l'étude du comportement et des caracté-  
ristiques élastiques des béton fortement sollicités  
Construction 15 (1960), Nr. 10, S. 376 - 379
- / 7/ BLAUDEL, H.J.G.; KALTHOFF, J.F.; SOMMER, E.:  
Die Bruchmechanik als Grundlage für das Verständnis  
des Festigkeitsverhaltens  
Materialprüfung 12 (1970), Nr. 3
- / 8/ BÖLCSKEI, E.:  
Über die grundlegenden rheologischen Eigenschaften  
der Festkörper  
Mitteilung des Lehrstuhls II für Brückenbau der Techni-  
schen Universität für Bauindustrie und Verkehr,  
Budapest 1961
- / 9/ CERNICA, J.N.; CHARIGNON, M.J.:  
Ultimate Static and Impulse Loading of Reinforced  
Concrete Beams  
ACI-Journal, Sept. 1963, S. 1219 - 1228
- /10/ CHANG, T.S.; KESLER, C.E.:  
Fatigue Behaviour of Reinforced Concrete Beams  
ACI-Journal, Aug. 1958, S. 245 - 254

- /11/ CLARK, D.S.; WOOD, D.S.:  
The time-delay for the initiation of plastic deformation at rapidly applied constant stress  
ASTM- Proceedings 1949, S. 717 - 735
- /12/ COLES, B.C.; HAMILTON, W.A.:  
Repetitive Dynamic Loading on Pretensioned Prestressed Beams  
ACI-Journal, Sept. 1969
- /13/ CURIONE, C.:  
Der dynamisch belastete Stahlbetonbalken mit eingespannten Enden  
Ziviler Luftschutz 1958, Heft 2/3, S.49 - 52
- /14/ CURIONE, C.:  
Der Einfluß dynamischer Belastung auf Baukonstruktionen  
Ziviler Luftschutz, 1958, Heft 2/3, S.58 -66
- /15/ DAHMS, J.:  
Die Schlagfestigkeit des Betons  
Dissertation Braunschweig 1967
- /16/ DIAZ DE COSSIO, R.; ROSENBLUETH, E.:  
Reinforced Concrete Failures During Earthquakes  
ACI-Journal, Nov. 1961, S. 571 - 590
- /17/ DIAZ, S.; HILSDORF, H.K.:  
Fracture Mechanisms of Concrete under Static, Sustained and Repeated Compressive Loads  
University of Illinois, Urbana/Ill., Civil Engineering Studies - Structural Research, Series No. 382, Aug.1971
- /18/ DUDIN, W.F.; NEWSKIJ, W.A.; PISKUNOW, J.A.:  
Einfluß der Anelastizität des Betons auf seine Widerstandsfähigkeit gegen schlagartige Belastung (orig.russ.)  
Beton i Schelesobeton (Beton u.Stahlbeton) 1969, Nr.8
- /19/ EHM, H.:  
Zu Fragen der Bemessung im baulichen Zivilschutz  
Beton- und Stahlbetonbau, 1967, Heft 6, S. 139 - 144
- /20/ ELIGHAUSEN, R.:  
Untersuchungen über das Verbundverhalten gerippter Betonstähle bei nicht ruhender Belastung  
Kurzbericht des Lehrstuhls für Baustoffkunde und Materialprüfungen des Bauwesens der Universität Stuttgart, 1974
- /21/ FELDMAN, A.; KEENAN, W.A.; SIESS, C.P.:  
Investigation of Resistance and Behaviour of Reinforced Concrete Members Subjected to Dynamic Loading - Part III  
Technical Report, University of Illinois, Urbana/Ill. 1962
- /22/ FINSTERWALDER, U.; KERN, G.:  
Sprengversuche an schutzbewehrten Stahlbetonplatten  
Zivilschutz, Heft 7/8, 1963

- /23/ FRANZ, G.:  
Ermüdungsfestigkeit von vorgespannten, auf Biegung  
beanspruchten Betonquerschnitten  
Bauingenieur 1959, Heft 5, S. 205-207
- /24/ FREUDENTHAL, A.M.; ROLL, F.:  
Creep and Creep Recovery of Concrete under High Compressive Stress  
ACI-Journal 1958, S. 1111 - 1142
- /25/ GEPPERT, R.:  
Untersuchungen an Betonplatten bei quasistatischer  
Belastung  
Wissenschaftlicher Bericht Nr.1/1966, Ernst-Mach-Institut,  
Freiburg
- /26/ GLANVILLE, W.H.:  
Studies in Reinforced Concrete - III. The Creep or Flow  
of Concrete under Load  
Building Research - Technical Paper No. 12, London, 1930
- /27/ GRAF, O.; BRENNER, E.:  
Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von  
Beton gegen oftmals wiederholte Druckbelastung  
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 76 (1934) und  
Heft 83 (1936)
- /28/ GRAF, O.; BRENNER, E.:  
Versuche zur Ermittlung des Gleitwiderstandes von Eisen-  
einlagen im Beton bei stetig steigender Belastung und  
bei oftmals wiederholter Belastung  
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 93, 1939
- /29/ GRAF, O.; WALZ, K.:  
Verhalten von Stahlbetonbalken mit Bewehrungen aus Rund-  
stahl und aus Drillwulststahl bei stufenweise gesteiger-  
ter Last und bei oftmals wiederholter Last  
Fortschritte und Forschungen im Bauwesen, Reihe A,  
Heft 10, 1943
- /30/ HAMMER, J.G.; DILL, A.F.:  
Festigkeit von Materialien unter dynamischen Belastungen  
Ziviler Luftschutz 1958, Heft 2/3, S. 67 ff
- /31/ HEIERLI, W.:  
Das Erschütterungsproblem von Schutzbauten  
Zivilschutz, Heft 4, 1965
- /32/ MCHENRY, D.:  
A new aspect of creep in concrete and its application  
to design  
ASTM - Proceedings 1943, S. 1069 - 1087
- /33/ MCHENRY, D.; SHIDELER, J.J.:  
Review of Data on Effect of Speed in Mechanical Testing  
of Concrete  
Development Department Bulletin, D 9, Portland Cement  
Assosiation, Chicago, Illinois, 1956

- /34/ HENZEL, J.; SPITZNER, J.; FREITAG, W.:  
Einflüsse auf die Ergebnisse bei Druckfestigkeitsprüfungen an Beton  
beton 1967, Heft 4
- /35/ HEUFERS, H.:  
Über langfristige Schwind- und Kriechuntersuchungen an Leichtbeton höherer Festigkeit und vergleichbarem Normalbeton  
Rüsch - Festschrift, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, 1969
- /36/ HORIBE, T.; KOBAYASHI, R.:  
On Mechanical Behaviours of Rocks under Various Loading-Rates  
Journal of the Society of Materials Science 14,6;  
Tokyo 1965, S. 62 - 70 (498 - 506)
- /37/ HORN, A.:  
Tragfähigkeit kleiner Fundamente unter statischer und dynamischer Belastung  
Bauingenieur 1963, Heft 10, S. 404/405
- /38/ HUGHES, B.P.; GREGORY, R.:  
Concrete subjected to high rates of loading in compression  
Magazine of Concrete Research, Vol.24, No.78, March 1972
- /39/ JONES, P.G.; RICHART, F.E.:  
The effect of testing speed on strength and elastic properties of concrete  
ASTM - Proceedings, Vol.36 (Part II), 1936, S. 380-393
- /40/ KAMKE, E.:  
Mathematik, Bd. 18/1, Differentialgleichungen  
Akademische Verlagsgesellschaft Geest & Portig KG, Leipzig, 1951
- /41/ KEIL, E.; MÜLLER, E.O.; BETTZIECHE, P.:  
Zeitabhängigkeit der Festigkeits- und Verformbarkeitswerte von warmfesten Stählen im Temperaturbereich unter 400°C  
Archiv für das Eisenhüttenwesen 43.Jg.(1972), Heft 10
- /42/ KERKHOF, F.; SOMMER, E.:  
Kriterien der Bruchentstehung aus der Sicht der Bruchmechanik  
Materialprüfung Bd. 14 (1972), Nr. 9, S. 289 - 293
- /43/ KERN, G.:  
Verhalten von Stahlbetonplatten bei Beanspruchung durch Luftstoßwellen  
Zivilschutz, Heft 7/8, 1963, S. 252 - 264
- /44/ KOMLOS, K.:  
Investigation of rheological properties of concrete in uniaxial tension  
Materialprüfung Bd. 12 (1970), Nr. 9, S. 300 - 304

- /45/ KRAUSE, K.:  
Über den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf den  
Elastizitätsmodul des Mörtels und Betons  
Dissertation Aachen 1973
- /46/ KRISCH, A.; LAKSHMANAN, R.:  
Der Einfluß von Geschwindigkeit und Prüfmaschine auf  
Streckgrenze und Zugfestigkeit von Stahl  
Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen,  
Nr. 2069, Westdeutscher Verlag Köln/Opladen
- /47/ KUNZE, W.E.; SBAROUNIS, J.A.; AHRHEIN, J.E.:  
The March 27 Alaskan Earthquake - Effects on Structures  
in Anchorage  
ACI-Journal, Juni 1965, S. 635 - 649
- /48/ KUPFER, H.:  
Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Beanspruchung  
unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen  
Beanspruchung  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 229, 1973
- /49/ LAMBERMONT, J.H.; BESSELING, J.F.:  
An Experimental and Theoretical Investigation of Creep  
under Uniaxial Stress of a Mg-Alloy  
Creep in Structures, Symposium Gothenburg 1970
- /50/ LEUTZ, H.:  
Baulicher Katastrophenschutz - Sicherheit der Gebäude  
gegen Explosionen, Sturm und Erdbeben  
Berichte aus der Bauforschung, Heft 93, 1974, S. 141-144
- /51/ LÜRTSCH, W.; RETTING, W.:  
Der Elastizitätsmodul von Kunststoffen bei Beanspru-  
chungszeiten zwischen  $10^{-3}$  und  $10^7$  Sekunden  
Materialprüfung Bd. 14 (1972), Nr. 9, S. 299 - 305
- /52/ LUDWIG, K.:  
Neue amerikanische Vorschriften für den Entwurf von  
Bauwerken im Erdbebengebiet  
Bauingenieur 1963, Heft 6, S. 245/246
- /53/ MAACK, P.:  
Der Einfluß der Zeit auf die Steifigkeit von Stahlbeton-  
querschnitten  
Dissertation Braunschweig 1968
- /54/ MAJER, J.:  
Wirkungen von Wind und Erdbeben auf hohe und schlanke  
Bauwerke  
Mitteilungen des Österreichischen Instituts für Baufor-  
schung, 1966, Heft 9, S. 11 - 19
- /55/ MANN, W.:  
Über den Einfluß der elastischen Eigenschaften von Ze-  
mentstein und Zuschlag auf die elastischen Eigenschaften  
von Mörtel und Beton  
Dissertation Aachen 1969

- /56/ MANN, W.:  
Der Elastizitätsmodul von Zementstein und Beton  
beton 9, 1970
- /57/ Manual-Corps of Engineers U.S.Army (Deutsche Bearbeitung  
Bundesministerium für Wohnungswesen, Städtebau und Raum-  
ordnung):  
Bemessung der Bauwerke gegen die Wirkungen der Kernwaffen  
Materialfestigkeiten und Konstruktionselemente  
EM 1110 - 345 - 414
- /58/ MARTIN, H.:  
Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund  
und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeit-  
beanspruchung  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 228, 1973
- /59/ MAVIS, F.T.; GREAVES, M.J.:  
Destructive Impulse Loading of Reinforced Concrete Beams  
ACI-Journal, Sept. 1957, S.233 - 252
- /60/ MAVIS, F.T.; RICHARDS, F.A.:  
Impulse Testing of Concrete Beams  
ACI-Journal, Sept. 1955, S. 93 - 102
- /61/ MAVIS, F.T.; STEWART, J.J.:  
Further Tests of Dynamically Loaded Beams  
ACI-Journal, 1959, S. 1215 - 1223
- /62/ MEHNEL, A.; KERN, E.:  
Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge  
Druckschwell- und Standbelastung  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 153, 1962
- /63/ NORDBY, G.M.:  
Fatigue of Concrete - A Review of Research  
ACI-Journal, August 1958, S. 191 - 219
- /64/ PASCHEN, H.; STEINERT, J.; HJORTH, O.:  
Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen  
bei Kurzzeitbeanspruchung  
Forschungsbericht des Lehrstuhls für Baukonstruktion  
und Vorfertigung, Braunschweig, 1974
- /65/ PENZIEN, J.:  
Damping Characteristics of Prestressed Concrete  
ACI-Journal, Sept. 1964, S. 1125 - 1148
- /66/ POPP, C.:  
Untersuchungen über den Stoßverlauf beim Aufprall von  
Kraftfahrzeugen auf Stützen und Rahmenstiele aus Stahl-  
beton  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 172, 1965
- /67/ RASCH, C.:  
Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsvertei-  
lung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwin-  
digkeit  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 154, 1962

- /68/ RAUSCH, E.:  
Zur Frage der Baustoffermüdung im Stahlbetonbau  
Bauingenieur 1964, Heft 4, S. 152/153
- /69/ REHM, G.:  
Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 138, 1961
- /70/ REHM, G.:  
Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit  
hochwertigem Verbund  
Rüsch - Festschrift, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1969
- /71/ REICHENBACH, H.:  
Ermittlung der Stoßbeaufschlagung von Bauwerken durch  
Versuche im Stoßwellenrohr  
Zivilschutz, Heft 2, 1962
- /72/ REICHENBACH, H.:  
Ergebnisse von Sprengversuchen an bewehrten Betonplatten  
Wissenschaftlicher Bericht Nr.13/1964, Ernst-Mach-Institut  
Freiburg
- /73/ RILEM/CEB/FIP-Commission:  
Essai portant sur l'adhérence des armatures du béton  
Materiaux et Constructions, Vol. 3 - No. 15, 1970
- /74/ ROSS, A.D.:  
Creep of concrete under variable stress  
ACI-Journal, März 1958, S. 740 - 758
- /75/ SCHÄFER, M.:  
Die Bedingungen beim Übergang einer Stoßfront vom Gas  
zum Festkörper  
Schutzkommission beim Bundesministerium des Innern -  
Kolloquium des Fachausschusses I, Weil/Rhein, Juni 1971
- /76/ SCHARDIN, H.:  
Überblick über die Problemstellung der dynamischen Be-  
lastung von Bauwerken  
Zivilschutz, Heft 3, 1962, S. 96 - 99
- /77/ SCHNIDTMANN, E.; MALL, H.P.:  
Anwendung der Bruchmechanik und des instrumentierten  
Kerbschlagbiegeversuchs zur Kennzeichnung der Spröd-  
bruchneigung von Stählen  
Materialprüfung Bd. 12 (1970), Nr. 7, S. 221 - 228
- /78/ SCHMIDTMANN, E.; RUSSELL, D.:  
Einfluß hoher Dehngeschwindigkeiten auf die Ausbildung  
der Streckgrenze ferritischer Stähle im Bereich tiefer  
Temperaturen  
Archiv für das Eisenhüttenwesen, 43.Jg. (1972), Heft 10

- /79/ SCHMIDTMANN, E.; SCHERBER, H.:  
Einfluß der Dehngeschwindigkeit auf die an Groß- und  
Kleinproben ermittelte Kenngröße der linear-elastischen  
Bruchmechanik  
Materialprüfung Bd. 15 (1973), Nr. 3
- /80/ SCHTSCHERBINA, W.I.:  
Festigkeit von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen  
bei schlagartiger Belastung (orig. russ.)  
Beton i Schelesobeton (Beton und Stahlbeton) 1968, Nr. 2  
S. 39 - 41
- /81/ Schutzbau-Handbuch US Air Force  
Grundlagen und Verfahren für die Konstruktion von  
Schutzbauten  
Technical Documentary Report No. AFSWC-TDR-62-138, 1962
- /82/ SELL, R.:  
Der E-Modul des Betons  
Dissertation München 1959
- /83/ SHAW, W.A.; ALLGOOD, J.R.:  
Blast Resistance of Reinforced Concrete Beams Influenced  
by Grade of Steel  
ACI-Journal, March 1959, S. 935 - 945
- /84/ SORETZ, S.:  
Versuche an Betonstahl mit Schlagzugbeanspruchung durch  
Explosion  
Tor-Isteg-Steel Corporation, Luxembourg, Selbstverlag 1961
- /85/ SORETZ, S.:  
Ermüdungseinfluß im Stahlbeton  
Zement und Beton, Wien 1965, Nr. 31, S. 1 - 19
- /86/ SPARKS, P.R.; MENZIES, J.B.:  
The effect of rate of loading upon the static and fatigue  
strengths of plain concrete in compression  
Magazine of Concrete Research, Vol. 25, No. 83, Juni 1973
- /87/ SPERR, W.:  
Eine Erweiterung der Manson-Coffin-Formel  
Materialprüfung 16 (1974), Nr. 2 und Nr. 4
- /88/ SPITZNER, J.:  
Zur Planung und Auswertung von Dauerschwingversuchen  
an Betonrippenstahl  
Materialprüfung Bd. 14 (1972), Nr. 7, S. 205 - 236
- /89/ STANGENBERG, F.:  
Berechnung von Stahlbetonbauteilen für dynamische Bean-  
spruchungen bis zur Tragfähigkeitsgrenze  
Konstruktiver Ingenieurbau - Berichte aus dem Institut  
für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität  
Bochum, 1973, Heft 16. Vulkan-Verlag Dr. W. Classen, Essen

- /90/ STELSON, T.E.; CERNICA, J.N.:  
Fatigue Properties of Concrete Beams  
ACI-Journal, Aug. 1958, S. 255 - 259
- /91/ SZABO, I.:  
Einführung in die Technische Mechanik, S. 366 ff  
Springer-Verlag 1966
- /92/ TALOBRE, J.:  
L'influence des ondes de choc sismiques sur les construc-  
tions  
Construction 14 (1959), Nr. 2, S. 39 - 43
- /93/ TROST, H.:  
Spannungs-Dehnungs-Gesetz eines viskoelastischen Fest-  
körpers wie Beton und Folgerungen für Stabtragwerke aus  
Stahlbeton und Spannbeton  
beton 16 (1966), Heft 6, Seite 233 - 248
- /94/ TROTT, J.J.; FGX, E.N.:  
Comparison of the behaviour of concrete beams under  
static and dynamic loading.  
Magazine of Concrete Research 11 (1959), Nr. 31
- /95/ VAESSEN, F.:  
Über die Bedeutung der beiden Hauptsätze der Thermo-  
dynamik für die Materialfestigkeit  
Rüsch - Festschrift, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1969
- /96/ VERNA, J. R.; STELSON, T.E.:  
Repeated Loading Effect on Ultimate Static Strength of  
Concrete Beams  
ACI-Journal, Juni 1963, S.743 - 750
- /97/ WAGNER, O.:  
Das Kriechen des unbewehrten Betons  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 131, 1958
- /98/ WASCHIEDT, H.:  
Zur Frage der Dauerschwingfestigkeit von Betonstählen  
im einbetonierten Zustand  
Dissertation Aachen 1965
- /99/ WATSTEIN, D.:  
Effect of Straining Rate on the compressive strengths  
and Elastic Properties of Concrete  
ACI-Journal 1953, S.729 - 744
- /100/ WEIGEL, G.; STOTS, S.:  
Sprengversuche an Schutzbauten der Regeltypen  $S_1$  und  
 $S_9$  auf dem Gelände der Erprobungsstelle Meppen  
Wissenschaftlicher Bericht, Nr. 4/63, Ernst-Mach-Institut  
Freiburg

- /101/ WESCHE, K.; KRAUSE, K.:  
Der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul von Beton  
Materialprüfung 14 (1972), Nr. 7, S. 212 - 218
- /102/ WINTER, G.:  
The Role of Microcracking in Inelasticity and Fracture of Concrete  
Rüsch - Festschrift, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1969
- /103/ WISCHERS, G.:  
Aufnahme von Druckkräften in Scherbeton und in Leichtbeton  
beton 5, 1967
- /104/ WISCHERS, G.; LUSCHE, M.:  
Einfluß der inneren Spannungsverteilung auf das Tragverhalten von druckbeanspruchtem Normal- und Leichtbeton  
Betontechnische Berichte - Forschungsinstitut der Zementindustrie - beton 8, 1972
- /105/ WITTMER, H.-J.:  
Die kritische Zuggeschwindigkeit und ihre Bedeutung zur Kennzeichnung des Werkstoffverhaltens bei stoßartiger Belastung  
Materialprüfung 15 (1973), Nr. 1
- /106/ Schriftenreihe Zivilschutz Band 23 - Bautechnische Grundsätze für Schutzraumbauten - Fassung April 1969  
Zivilschutz-Verlag Dr. Ebeling KG, Koblenz

Zusammenstellung der verwendeten Bezeichnungen

a	Abstand der Lasteintragungspunkte (Balkenversuch)
$a_w$	Ganghöhe der Umschnürung
b	Querschnittsbreite
c	Rippenabstand
d	Nenndurchmesser des Betonstahls
$d_H$	Außendurchmesser des Hüllrohres
$d_w$	Wendeldurchmesser
D	1. Druckkraft 2. Durchmesser eines Betonzylinders
E	Elastizitätsmodul
$E_o$	E-Modul bei unendlich schneller Belastung
$\left. \begin{matrix} E_H \\ E_K \\ E_M \end{matrix} \right\}$	E-Moduln rheologischer Modellelemente H = Hooke, K = Kelvin, M = Maxwell
f	Eigenfrequenz
$f_m$	Mittendurchbiegung
$f_R$	bezogene Rippenfläche ( $\approx F_R/\pi \cdot d \cdot c$ )
$F_e$	Querschnittsfläche der Zugbewehrung
$F_R$	Fläche des Rippenlängsschnitts
$F_t$	Verbundfläche eines Bewehrungsstabes ( $= \pi \cdot d \cdot l_v$ )
H	Höhe des Betonzylinders
i	laufender Index
$k_1$	Größenordnungsfaktor der zeitabhängigen Verformung
$k_2$	Korrekturfaktor
l	Balkenstützweite
$l_b$	Länge des belasteten Stabendes beim Ausziehversuch

$l_{ub}$	Länge des unbelasteten Stabendes
$l_o$	verbundfreie Vorlänge
$l_v$	Verbundlänge
$l_{ü}$	Übergreifungslänge eines Bewehrungsstoßes
$M$	Biegemoment
$M_U$	aufnehmbares Moment eines Stahlbeton-Querschnitts
$P$	Kraft, Last
$P_{ist}$	Ist-Kraft (gemessen)
$P_{soll}$	Soll-Kraft (Vorgabewert)
$P_v$	statische Vorlast
$P_{dyn}$	dynamische Zusatzlast
$P_{l_{ü}}$	Traglast eines Übergreifungsstoßes
$p_{max}^{stat}$	versuchsmäßig ermittelte, statische Traglast
$p_{max}^{dyn}$	" " , dynamische "
$P_U$	rechnerische Traglast
$s_b$	Verschiebung am belasteten Stabende
$s_u$	" " unbelasteten "
$t$	Zeit
$t_A$	Lastanstiegszeit
$t_{Bruch}$	Zeitpunkt des Bruches
$t_D$	Dauer einer konstanten Lasteinwirkung
$t_E$	Gesamtdauer einer Beanspruchungsfunktion
$\Delta t$	Zeitabschnitt $t_{i+1} - t_i$
$T$	Relaxationszeit $(= \frac{T}{1 + \Phi_{\infty}})$
$U_{red}$	wirksamer (reduzierter) Stabumfang
$v$	Geschwindigkeit

$v_{\text{ist}}$ $v_{\text{soll}}$	} Ist- bzw. Sollwert der Geschwindigkeit
$v_{\text{stat}}$	statische Beanspruchungsgeschwindigkeit
$v_{\text{P}}$	= $dP/dt$ , zeitlicher Anstieg der Last
$v_{\text{Z}}$	= $dZ/dt$ , " Zugkraftanstieg
$v_{\sigma}$	= $d\sigma/dt$ , " Spannungsanstieg
$v_{\tau}$	= $d\bar{\tau}/dt$ , " Verbundspannungsanstieg
$W/Z$	Wasser-Zement-Faktor des Betons
$x_{\text{R}}$	= $\sigma_{\text{R}}/\beta_{\text{w}}$ , bezogene Pressungen unter den Rippen
$x_{\text{s}}$	= $\bar{\tau}/\beta_{\text{w}}$ , bezogene, mittlere Verbundspannung
$x_{\text{smax}}$	bezogene, maximale Verbundtragfähigkeit
$x_{\text{skrit}}$	bezogene, "kritische" Verbundspannung
$x_{\text{s0,1}}$	bezogene Verbundspannung bei $\Delta = 0,1$ mm
$z$	Hebelarm der inneren Kräfte
$Z$	Zugkraft
$\beta$	allgemeine Bezeichnung eines Festigkeitswertes
$\beta_{\text{D}}$	Dauerstandsfestigkeit
$\beta_{\text{P}}$	Beton-Prismenfestigkeit
$\beta_{\text{w}}$	Beton-Würfelfestigkeit
$\beta_{\text{s}}$	Stahl-Streckgrenze
$\beta_{\text{U}}$	Bruchfestigkeit
$\beta_{\text{dyn}}$	dynamischer Festigkeitswert
$\beta_{\text{stat}}$	statischer Festigkeitswert
$\Delta$	Verschiebung des unbelasteten Stabendes (= $s_{\text{u}}$ )
$\varepsilon$	Dehnung
$\varepsilon_{\text{el}}$	elastische Dehnung
$\varepsilon_{\text{o}}$	Dehnung bei momentaner Beanspruchung (elastisch)

$\Delta \varepsilon_0$	momentan erzeugte, rein elastische Dehnungsrate
$\varepsilon_{elD}$	$= \beta_D / E_0$ , elastische Dehnung infolge einer Spannung in Höhe der Dauerfestigkeit
$\varepsilon(t)$	zeitlicher Dehnungsverlauf
$\varepsilon_{Bruch}(\dot{\varepsilon})$ $\varepsilon_{Bruch}(t)$	zeit- bzw. geschwindigkeitsabhängige Bruchdehnung
$\varepsilon_{oBruch}$	Bruchdehnung bei unendlich schneller Belastung
$\varepsilon'$	$= \varepsilon / \varepsilon_{oBruch}$ , bezogene Dehnung
$\varepsilon_{maxBruch}$	maximal mögliche Bruchdehnung bei $\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$
$\varepsilon_{Bruch}^{stat}$	Bruchdehnung bei statischer Beanspruchung (bei Norm-Prüfgeschwindigkeit)
$\varepsilon_{Bruch}^{dyn}$	Bruchdehnung bei dynamischer Beanspruchung
$\varepsilon_k$	Kriechdehnung
$\varepsilon_s$	Schwinddehnung
$\varepsilon_{ges}$	$= \varepsilon_{el} + \varepsilon_k + \varepsilon_s$ , Gesamtdehnung
$\varepsilon_{\beta_s}$	Dehnung an der Streckgrenze
$\dot{\varepsilon}$	$= d\varepsilon/dt$ , zeitlicher Dehnungsanstieg
$\dot{\varepsilon}_{stat}$	Dehngeschwindigkeit bei statischer Beanspruchung
$\eta, \eta(t)$	zeitabhängige Verformung
$\eta(\sigma)$	" " , als Funktion der Spannung
$\eta_{\infty}$	Endwert der zeitabhängigen Verformung
$\eta_{\infty}^*$	Endwert bei $\sigma = (1 - \frac{1}{e}) \cdot \sigma_{oBruch}$
$\eta'_{\infty}$	Endwert der bezogenen zeitabhängigen Verformung $= \eta_{\infty} / \varepsilon_{oBruch}$
$\mu$	$= F_e / F_b$ , Bewehrungsanteil
$\sigma$	Spannung
$\sigma_0$	momentan aufgebraachte Spannung
$\Delta \sigma_0$	" " Spannungsrate

$\sigma$	Dauerspannung
$\sigma_0$	momentan aufgebrachte, konstante Dauerspannung
$\sigma_{\text{Bruch}}$	Bruchspannung (Festigkeit)
$\sigma_{0\text{Bruch}}$	Bruchspannung bei unendlich schneller Beanspruchung = maximal mögliche Festigkeit
$\sigma'$	= $\sigma/\sigma_{0\text{Bruch}}$ , bezogene Spannung
$\sigma_{e \text{ max}}$	zum Verbundbruch führende Stahlspannung
$\sigma_s$	Streckspannung
$\sigma_U$	maximale Stahlspannung im $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramm
$\sigma_{t_1}$	Spannung zur Zeit $t = t_1$
$\sigma_i^o$	obere Spannungsspitze bei stufenweiser Beanspruchung
$\sigma_i^u$	Spannungstiefpunkt bei stufenweiser Beanspruchung
$\dot{\sigma}$	= $d\sigma/dt$ , zeitlicher Spannungsanstieg
$\tau$	1. Retardationszeit 2. Mittlere Verbundspannung (= $Z/\pi \cdot d \cdot l_v$ )
$\tau_{\text{max}}$	maximale Verbundspannung
$\tau_{\text{krit}}$	kritische Verbundspannung, hier bei 60s-Lasthaltung
$\tau_{0,1}$	Verbundspannung bei $\Delta = 0,1$ mm
$\varphi(t)$	= $\eta(t)/\epsilon_{e1}$ , Kriechmaß, hier "Kurzzeitkriechmaß"
$\varphi_{\infty}$	= $\eta_{\infty}/\epsilon_{e1}$ , Endwert des (Kurzzeit-)Kriechens
$\varphi_{\infty}(\sigma)$	Endkriechmaß als Funktion der Beanspruchungshöhe
$\Phi_{\text{dyn}}$	Erhöhungsfaktor der Festigkeit bei dynamischer Beanspruchung, bezogen auf die stat. (Norm-)Festigkeit
$\Psi_{\infty}$	= $\varphi_{\infty}/(1 + \varphi_{\infty})$ , Relaxationszahl

Weitere, gelegentlich benutzte Bezeichnungen sind im Text erläutert. Symbole für Belastungsfunktionen siehe Abschnitt 5.3, S. 85.



A N L A G E N

Nr. 1 - 56

Anlagen - Verzeichnis

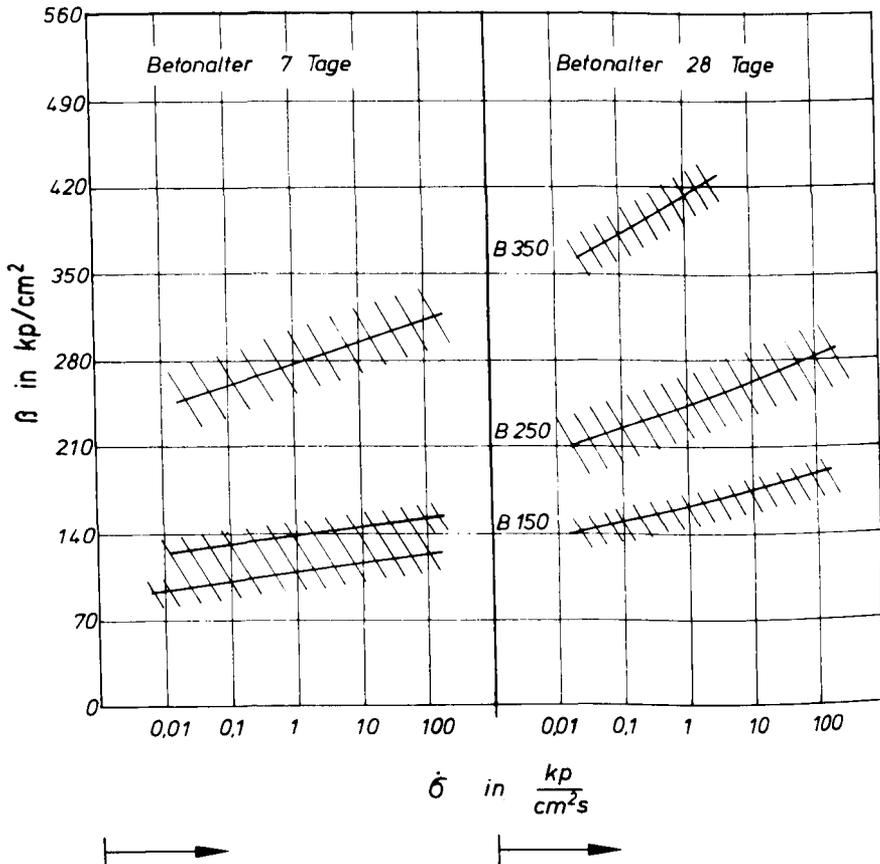
- 1 Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit nach JONES und RICHART /39/
- 2 Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf die Festigkeitswerte von a) Stahl und b) Beton
- 3 Versuche von ATCHLEY und FURR /2/ an Betonzylindern
- 4 Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit bei verschiedenen Betonzuschlägen
- 5 Versuchsergebnisse von RASCH /67/ an Betonprismen
- 6 Vergleich des Festigkeitszuwachses von Beton und Stahl bei zunehmender Dehngeschwindigkeit nach FELDMAN, KEENAN und SISS /21/
- 7 Kurzzeit-Kriechmaße in Abhängigkeit von Größe und Dauer der Lasteinwirkung (nach /97/)
- 8 Schrittweise Ermittlung von Spannungs-Zeit-Linien für verschiedene Dehngeschwindigkeiten
- 9 Einfluß der materialabhängigen Größen auf den Verlauf der nach Gl. 26 berechneten  $\sigma_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})$ -Kurven
- 10 Vergleich berechneter  $\sigma_{\text{Bruch}}(\dot{\epsilon})$ -Kurven nach Gl. 26 und Gl. 37
- 11 Vergleich iterativ berechneter Spannungs-Zeit-Linien
- 12 Fallhammeranlage für Schockprüfungen (schematische Darstellung)
- 13 Versuchsanlagen für Luftstoßbeanspruchung - a) Stoßwellenrohre, b) Druckstoßkammer
- 14 - 16 Stahlzugversuche an kurzen Proportionalstäben
- 17, 18 Stahlfestigkeitswerte in Abhängigkeit vom zeitlichen Spannungsanstieg  $\dot{\sigma}$
- 19 Bruchfigur der Betonwürfel
- 20 Druckfestigkeitsprüfungen an Betonwürfeln
- 21 Druckfestigkeitsprüfungen an Betonwürfeln unterschiedlichen Alters
- 22 Zunahme der Druckfestigkeit bei höheren Dehngeschwindigkeiten für verschiedene Betongüten
- 23 - 25 Spannungs-Dehnungs-Linien von Beton bei verschiedenen Lastanstiegszeiten  $t_A$
- 26, 27 Versuche zum Nachweis von Relaxationsvorgängen im Kurzzeitbereich
- 28 Betonfestigkeiten der Ausziehkörper

29	Zusammenstellung der Stahlprüfungen
30, 31	Versuchsprotokolle (Ausziehversuche)
32a, 32b	Versuchsbalken für Biegehaftversuche nach RILEM
33 a	Bewehrung der Versuchsbalken für Biegehaftversuche
33 b	Bewehrung der Versuchsbalken für Traglastversuche
34	Betonzusammensetzung und Festigkeitswerte der Versuchsbalken
35	Versuchsaufbau für Biegehaftversuche
36 - 38	Bezogene Kurzzeit-Verbundfestigkeit in Abhängigkeit vom zeitlichen Anstieg der Verbundspannung
39	Gegenüberstellung von $x_s$ und $x_R$
40 a - c	Versuche zur maximalen Verbundfestigkeit, ermittelt mit  - Belastungsfunktionen
41	Maximale, kurzzeitige Verbundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit der Verbundfläche
42	Auswertung der Biegehaftversuche - Berechnung der bezogenen, maximalen Verbundspannungen
43	Versuche zur "kritischen" Verbundfestigkeit unter  - Belastungsfunktionen
44	Bezogene, "kritische" Verbundspannungen bei einer Standzeit der Höchstlast von 60 s in Abhängigkeit von $v_T$
45	Versuche zur "kritischen" Verbundfestigkeit unter  - und  - Belastungsfunktionen
46	Ergebnisse von Ausziehversuchen mit glattem Rundstahl bei verschiedenen Belastungsfunktionen
47	Bezogene "kritische" Verbundspannungen bei Beanspruchungsfunktionen mit kurzzeitiger Einwirkung der Höchstlast
48	Einfluß der Betonfestigkeit auf die bezogenen Verbundspannungen $x_s = \tau / \beta_w$
49	Bezogene Verbundspannungen bei einem Schlupf von $\Delta = 0,1$ mm in Abhängigkeit von $v_T$
50, 51	$x_s - \Delta$ - Kurven aus Ausziehversuchen
52	$x_s - \Delta$ - Kurven aus Biegehaftversuchen
53	Stahldehnungsverlauf für verschiedene Belastungsfunktionen bei einer Verbundlänge von $l_v = 30 \cdot d$
54	Stahldehnungsverlauf bei unterschiedlichen Belastungsfunktionen
55, 56	Aufzeichnung der Stahldehnungen längs der Verbundstrecke bei Biegehaftversuchen



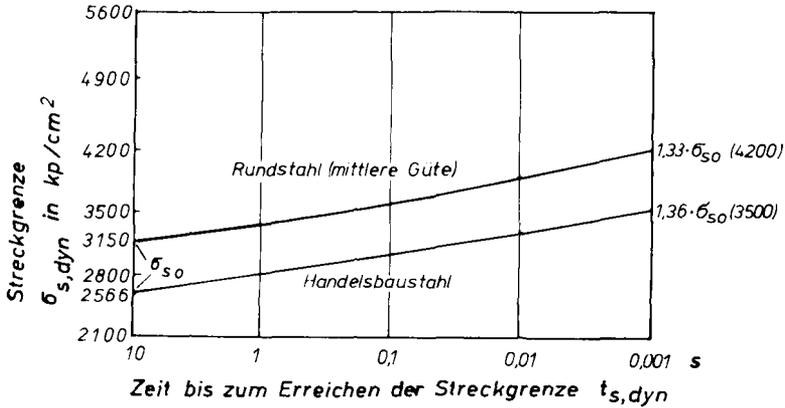
# Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit nach JONES und RICHART /39/

- Versuche an Betonzylindern -

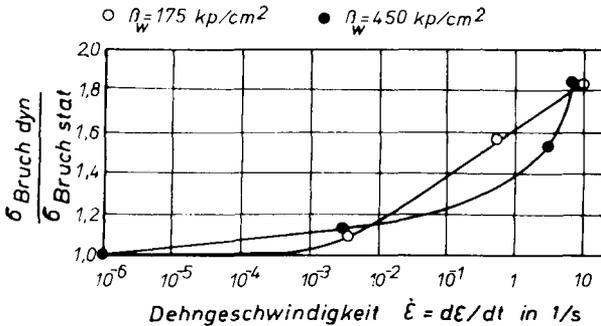
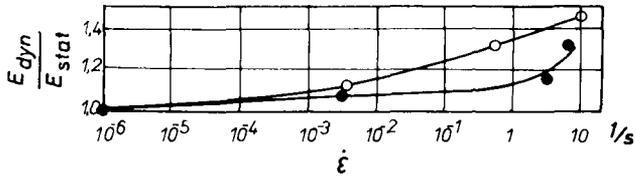


Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf die Festigkeitswerte (nach /14/ und /99/)

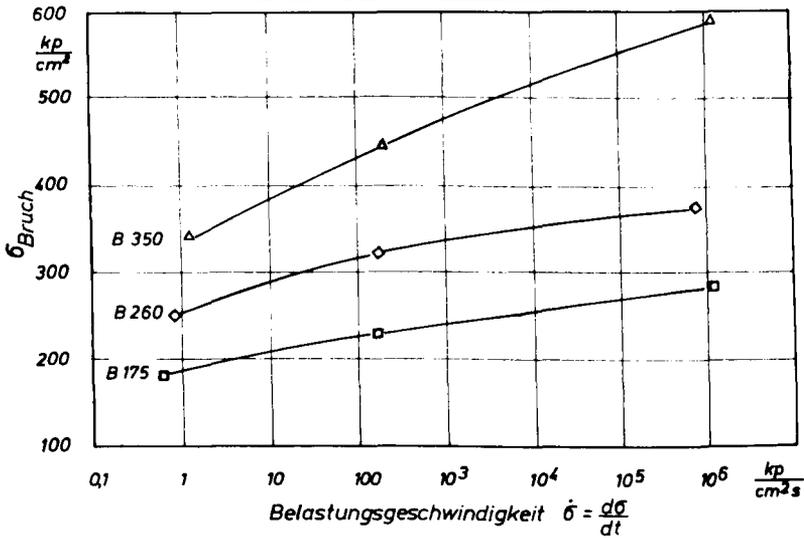
a) Stahl (vgl./14/)



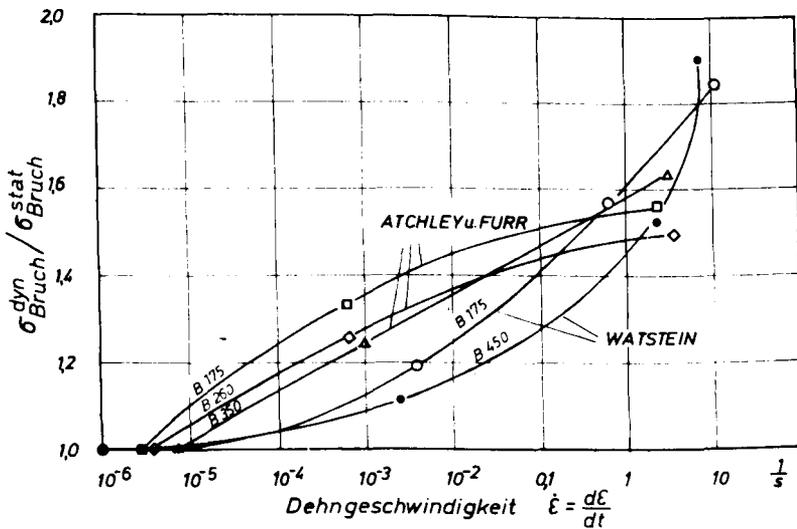
b) Beton (vgl. WATSTEIN /99/)



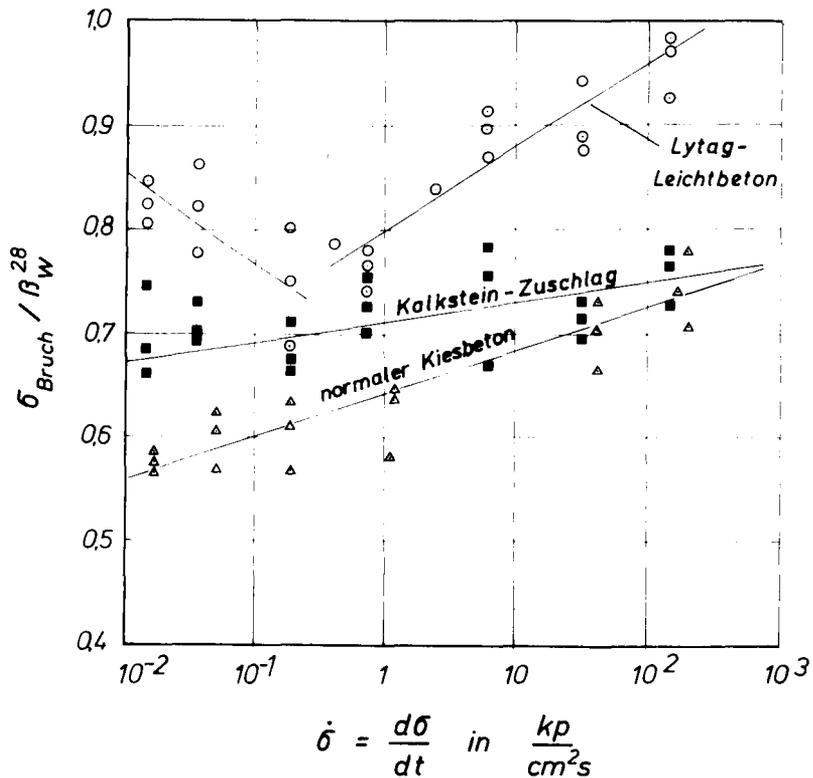
## Versuche von ATCHLEY und FURR / 2 / an Betonzylindern



Vergleich der Versuchsergebnisse von ATCHLEY u. FURR und WATSTEIN



Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit bei verschiedenen Betonzuschlügen



(entnommen aus / 86 / )

## Versuchsergebnisse von RASCH /67/ an Betonprismen

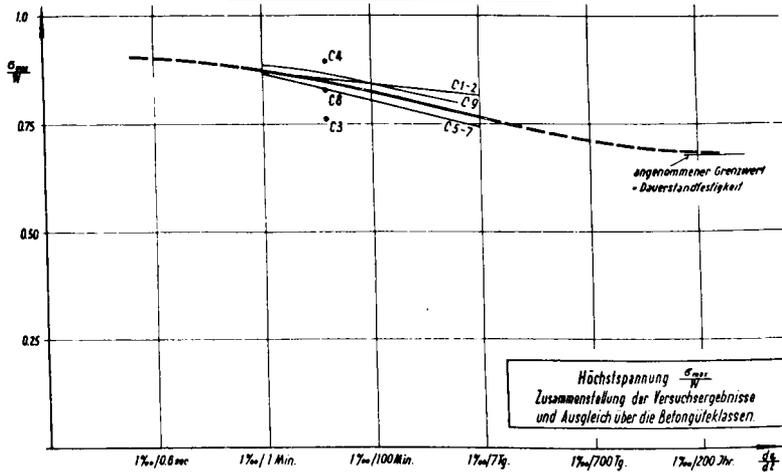


Bild 104

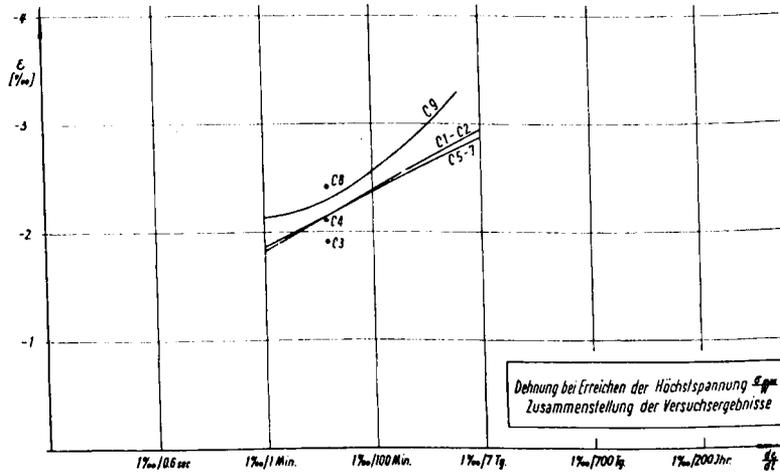
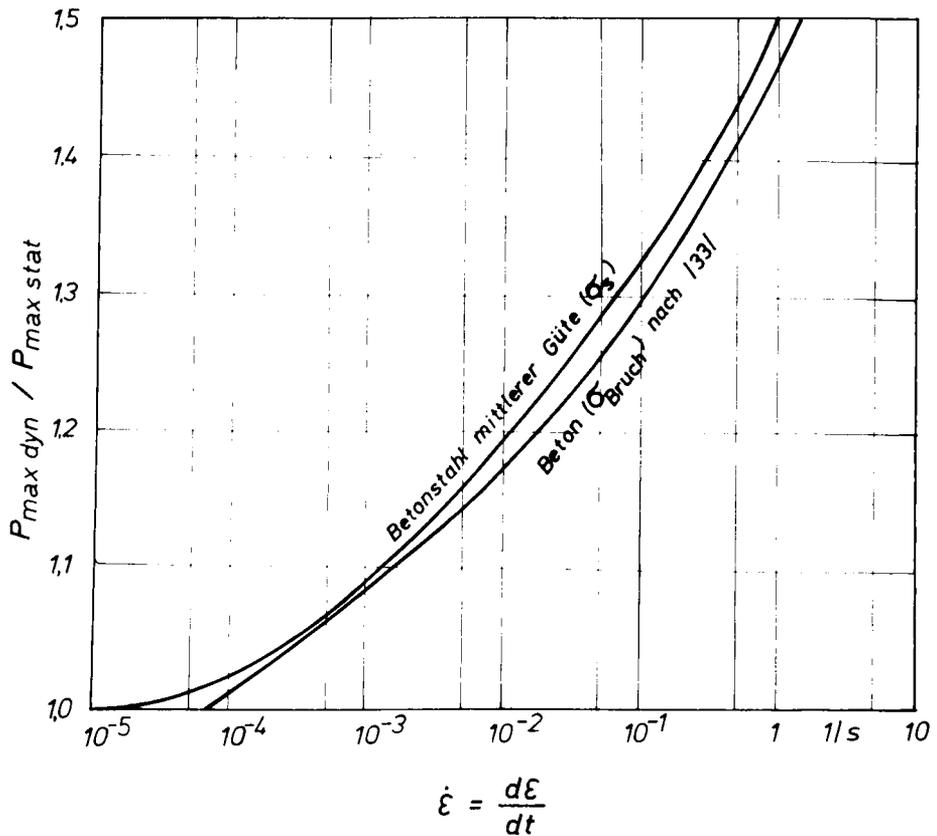


Bild 105

(entnommen aus /67/)

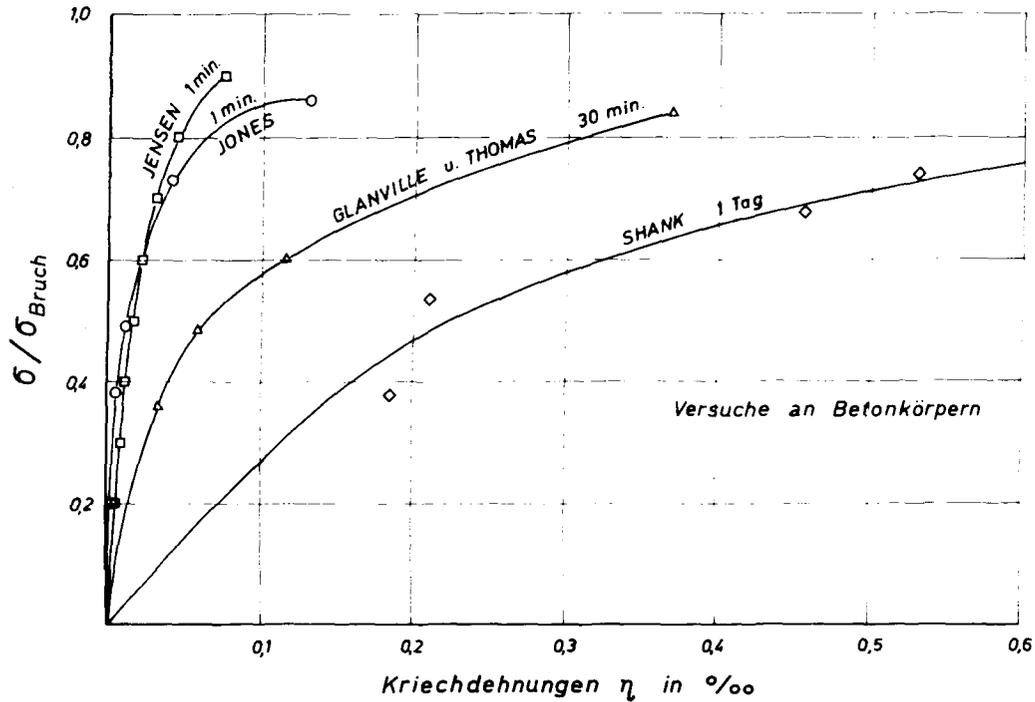
Vergleich des Festigkeitszuwachses von Beton  
und Stahl bei zunehmender Dehngeschwindigkeit  
nach FELDMAN, KEENAN und SIESS

(/21/)

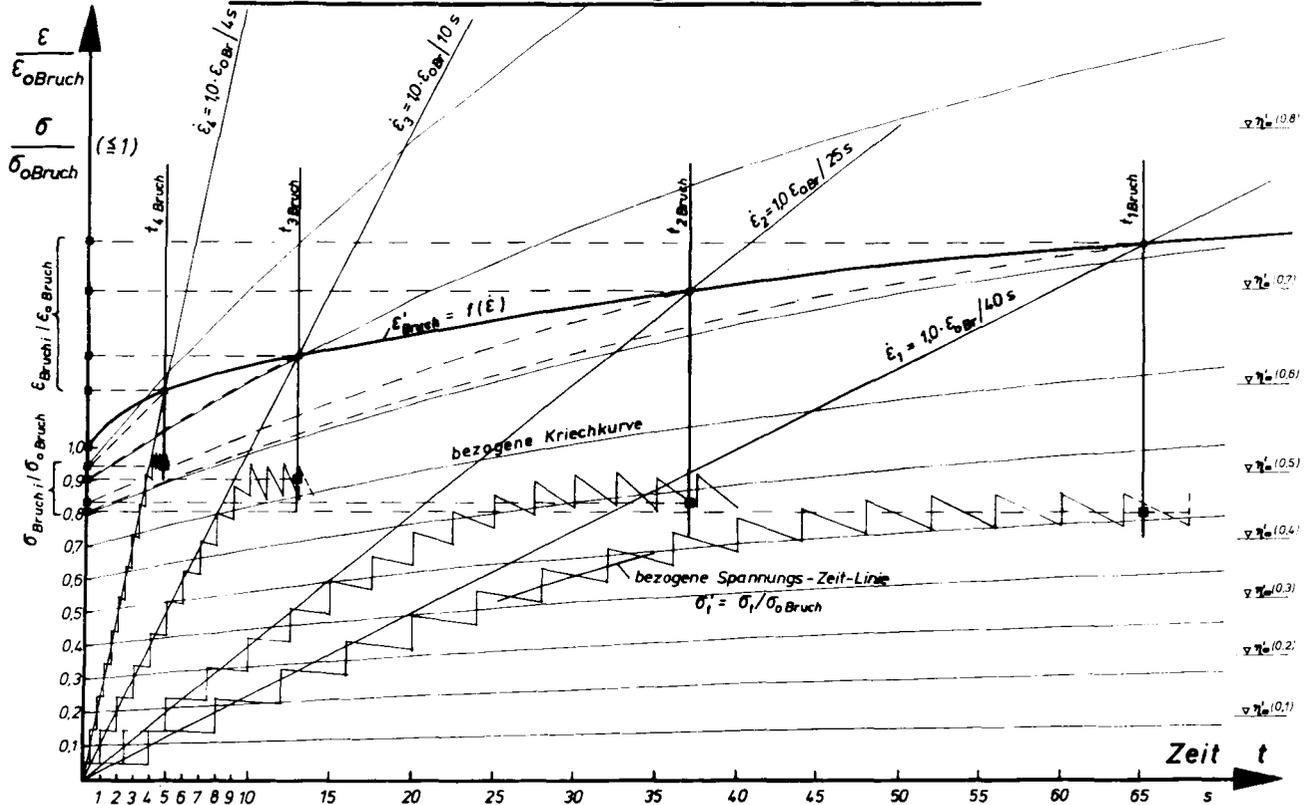


$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt}$$

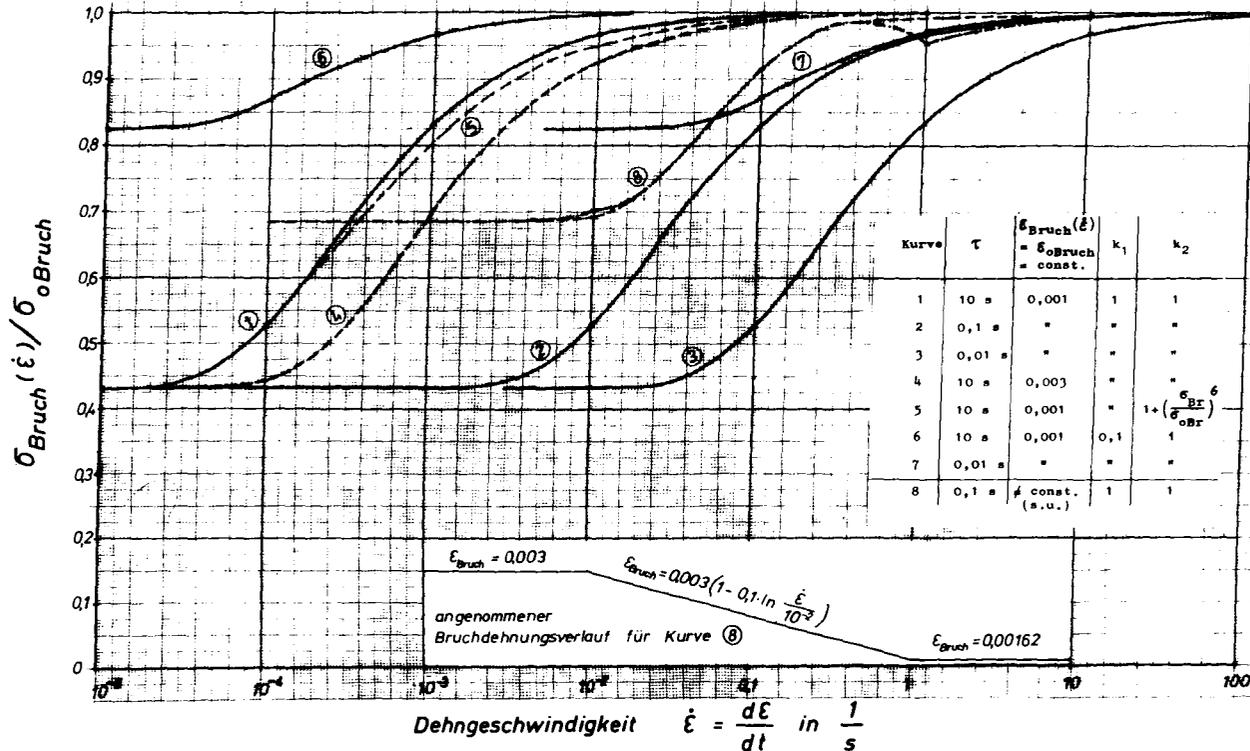
Kurzzeit-Kriechmaße in Abhängigkeit von Größe und Dauer der Lasteinwirkung (nach / 97 /)



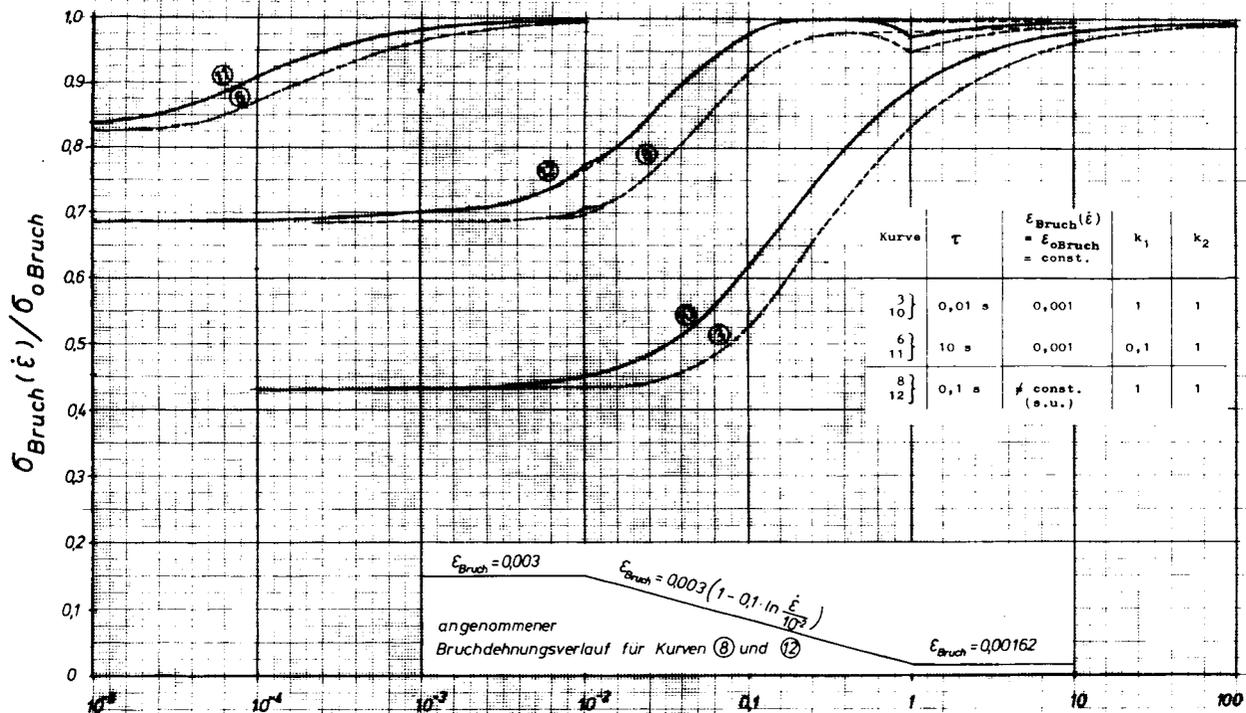
# Schrittweise Ermittlung von Spannungs - Zeit - Linien für verschiedene Dehngeschwindigkeiten



# Einfluß der materialabhängigen Größen auf den Verlauf der nach Gl. (26) berechneten $\sigma_{Bruch}(\dot{\epsilon})$ - Kurven

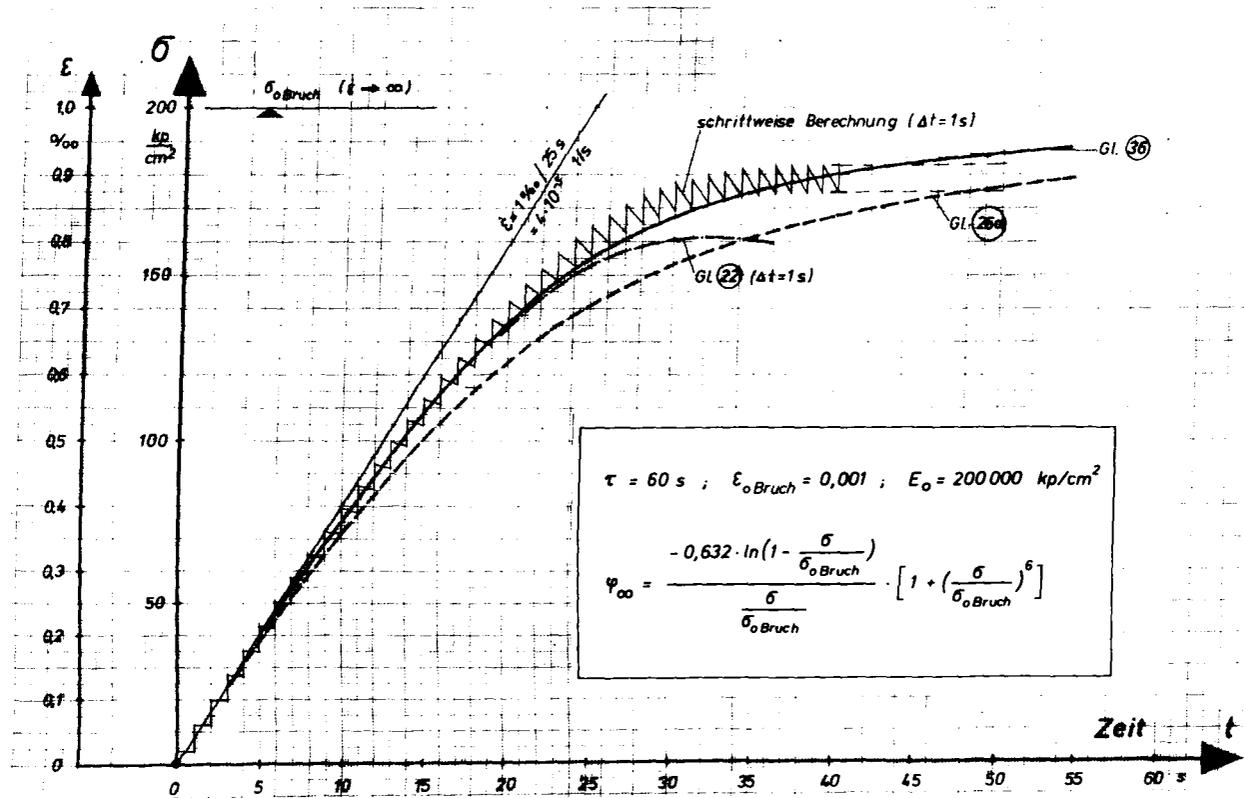


Vergleich berechneter  $\sigma_{Bruch}(\dot{\epsilon})$ -Kurven nach Gl. (26) (---) und Gl. (37) (—)

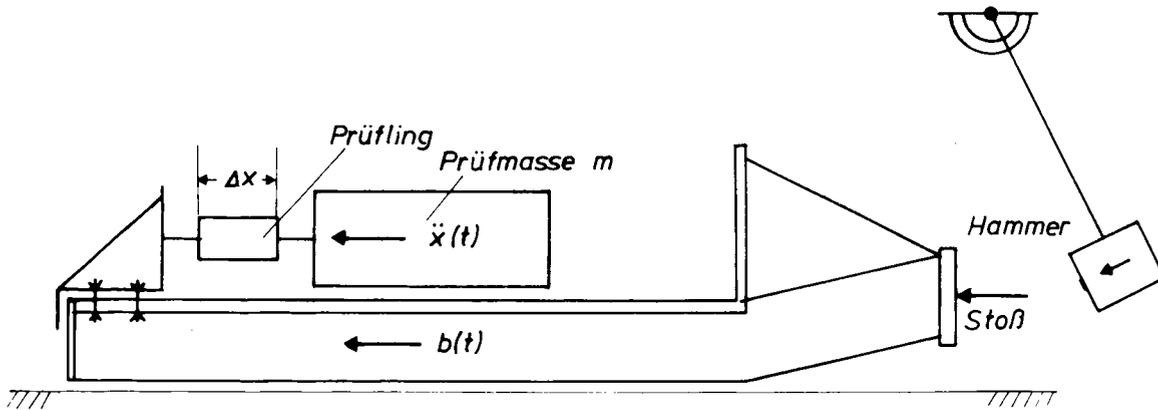


Dehngeschwindigkeit  $\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt}$  in  $\frac{1}{s}$

# Vergleich iterativ berechneter Spannungs - Zeit - Linien

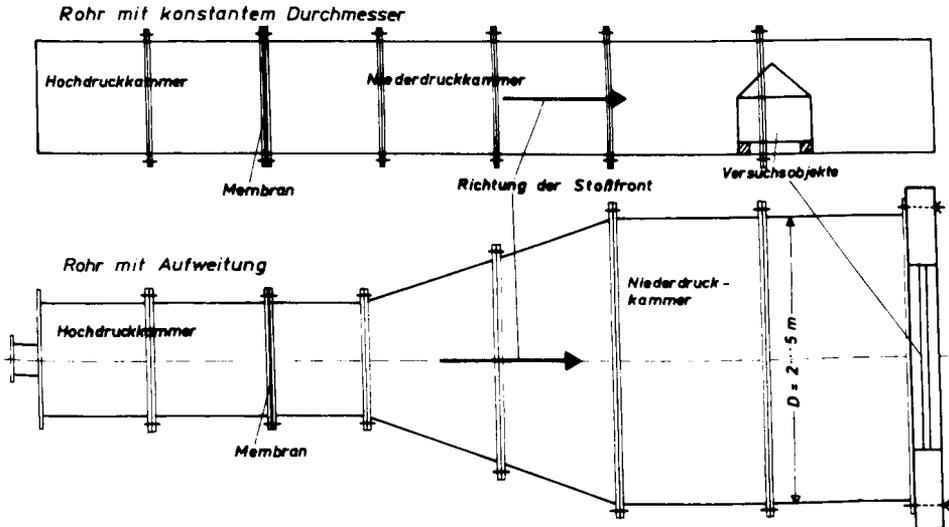


Fallhammeranlage für Schockprüfungen  
(schematische Darstellung)

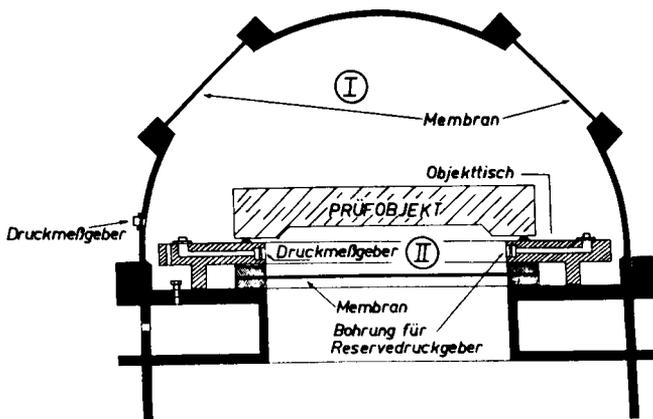


## Versuchsanlagen für Luftstoßbeanspruchung

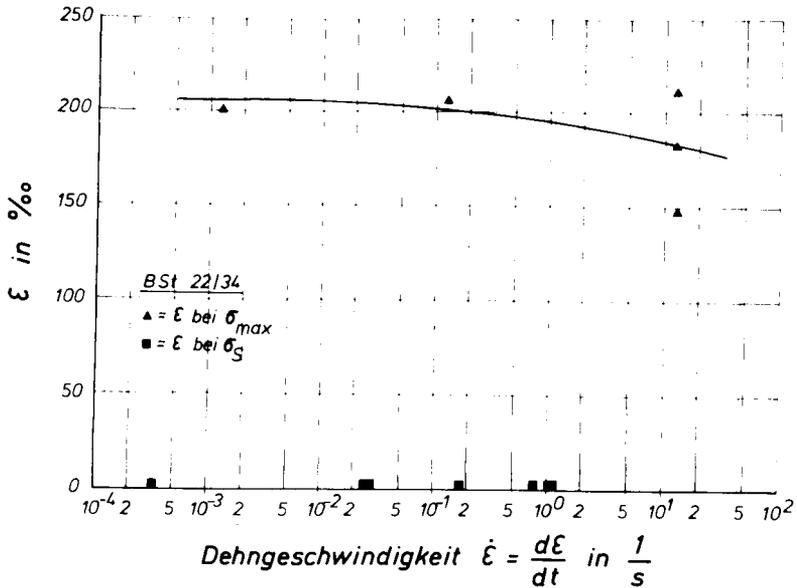
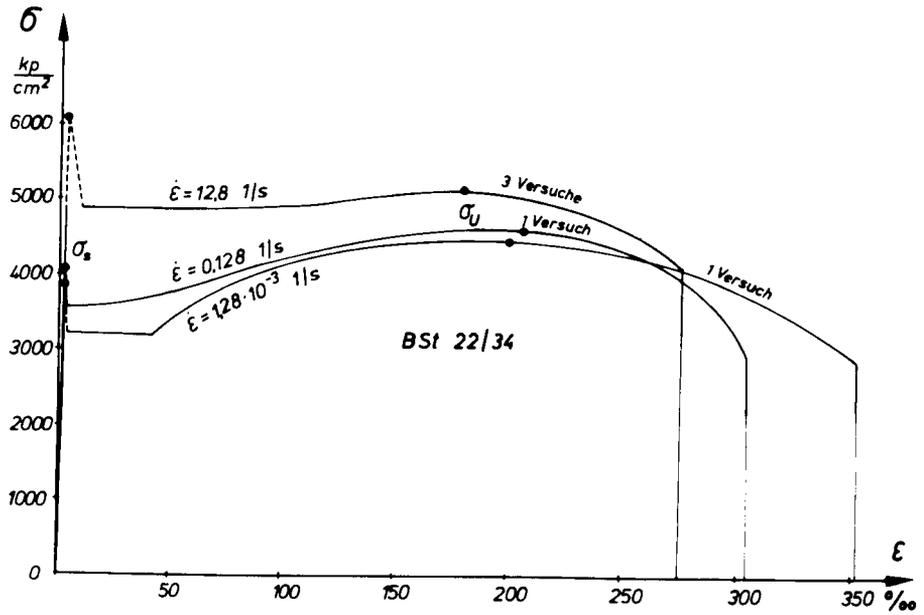
### a) Stoßwellenrohre (schematische Darstellung)



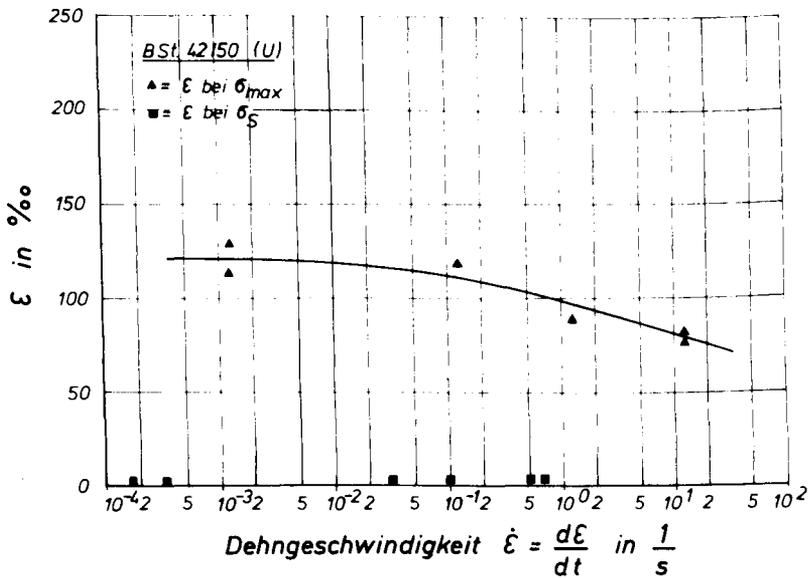
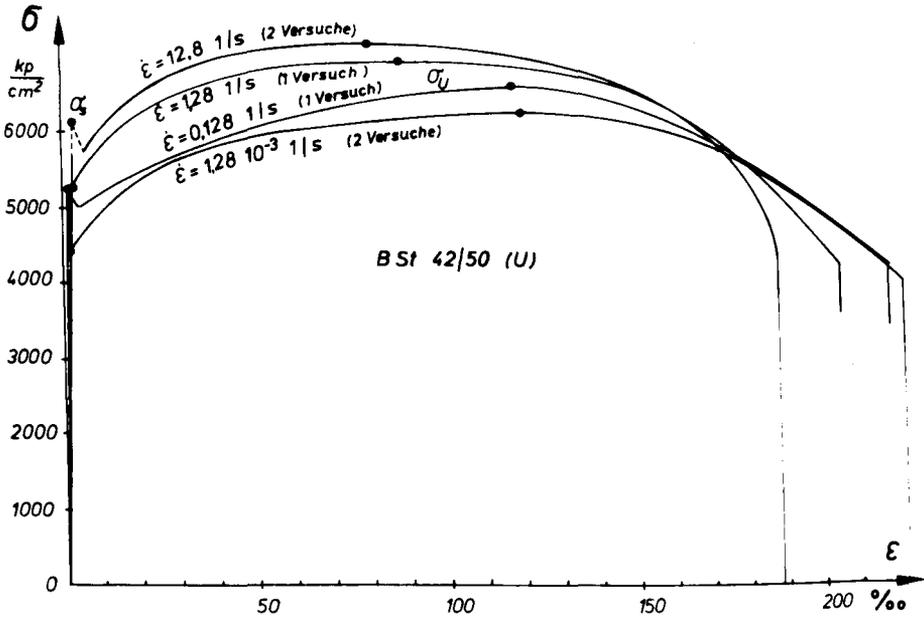
### b) Druckstoßkammer (entnommen aus /25/)



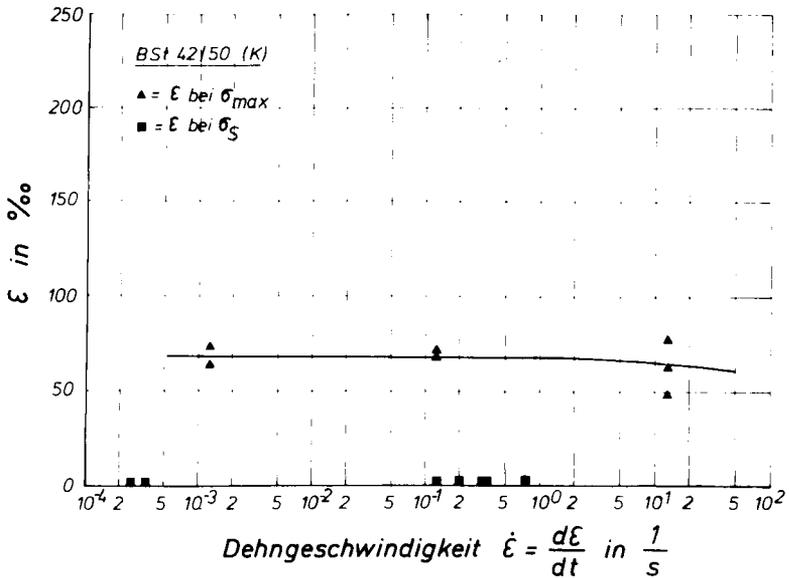
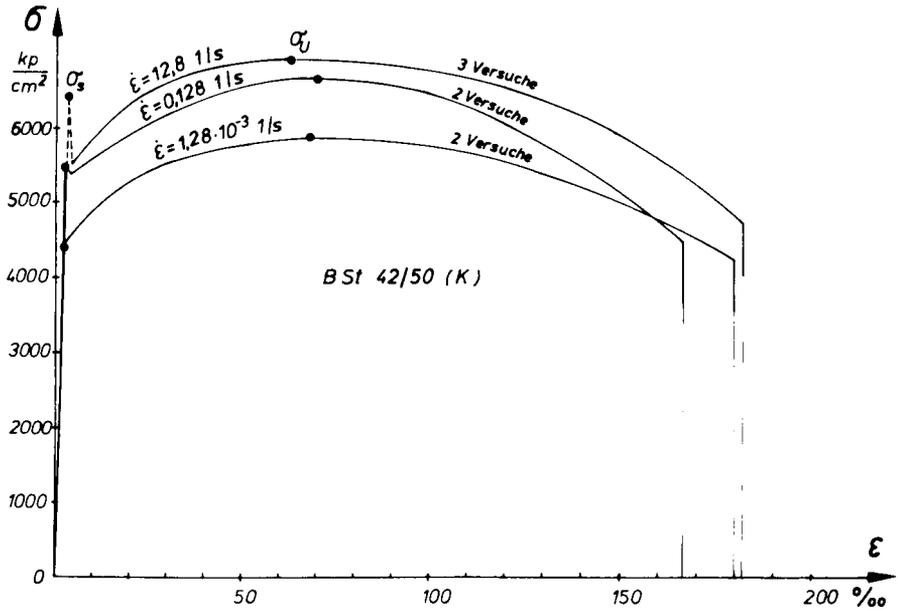
## Stahlzugversuche an kurzen Proportionalstäben



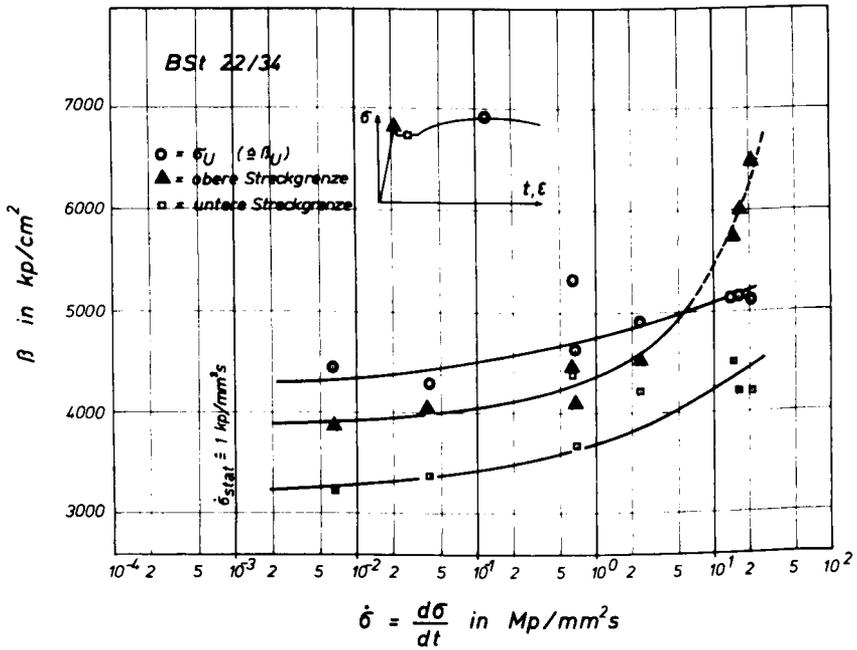
# Stahlzugversuche an kurzen Proportionalstäben



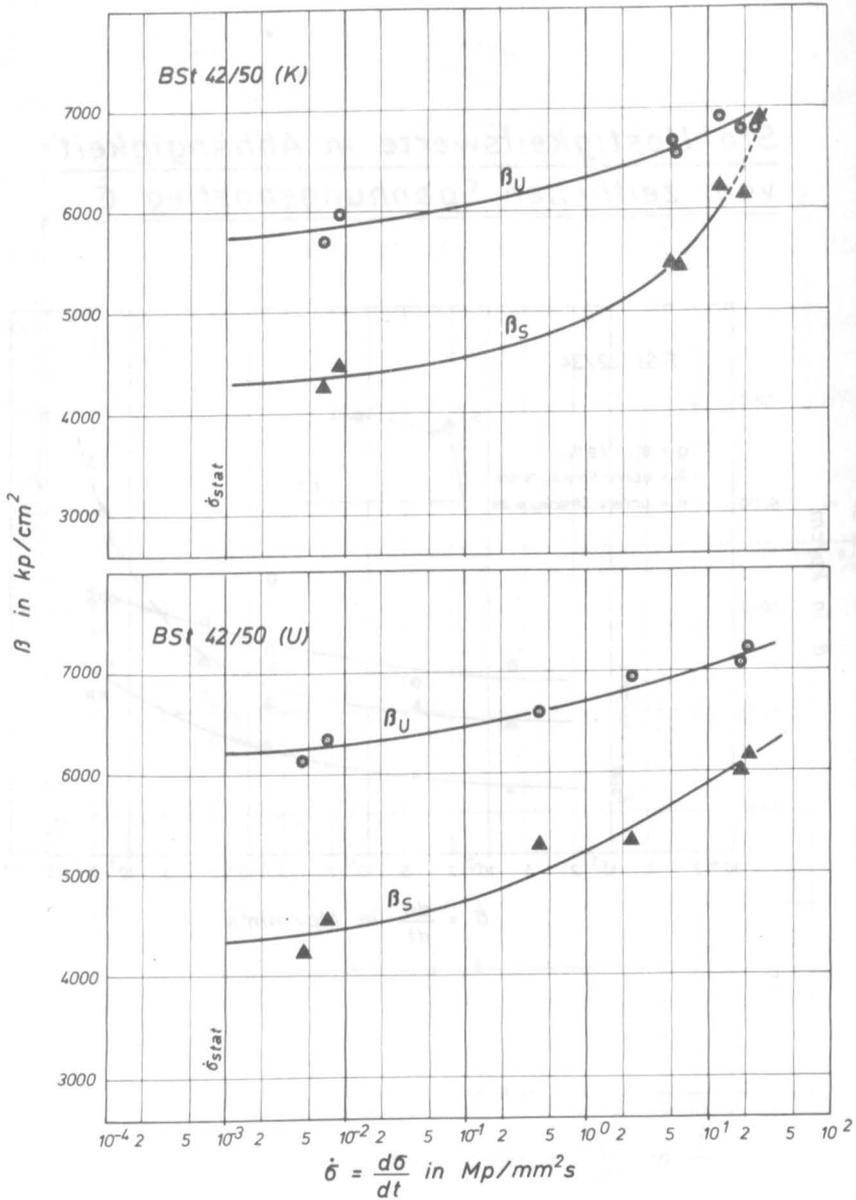
## Stahlzugversuche an kurzen Proportionalstäben



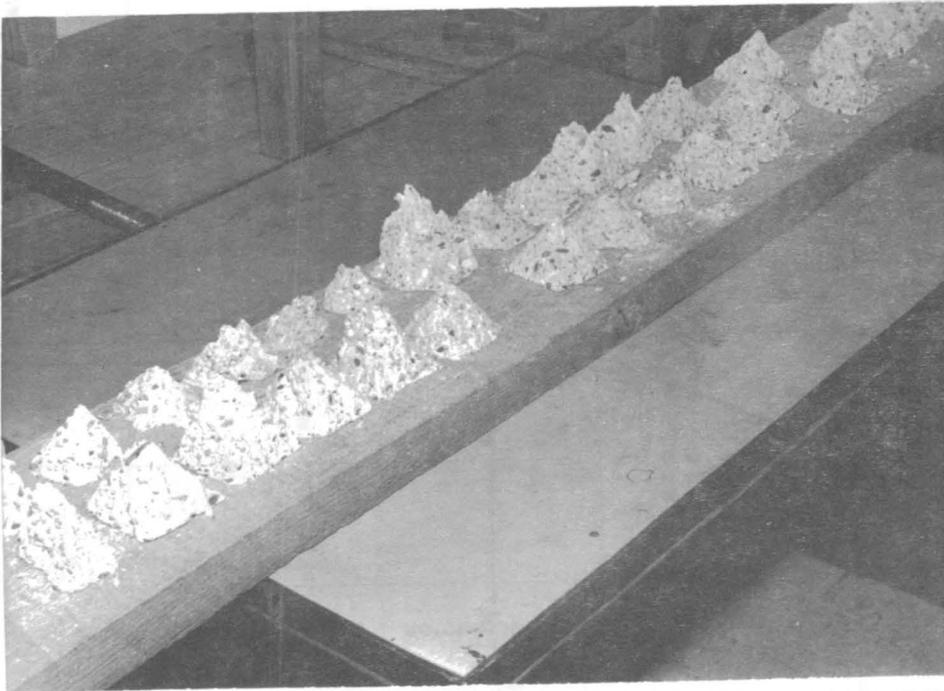
## Stahlfestigkeitswerte in Abhängigkeit vom zeitlichen Spannungsanstieg $\dot{\sigma}$



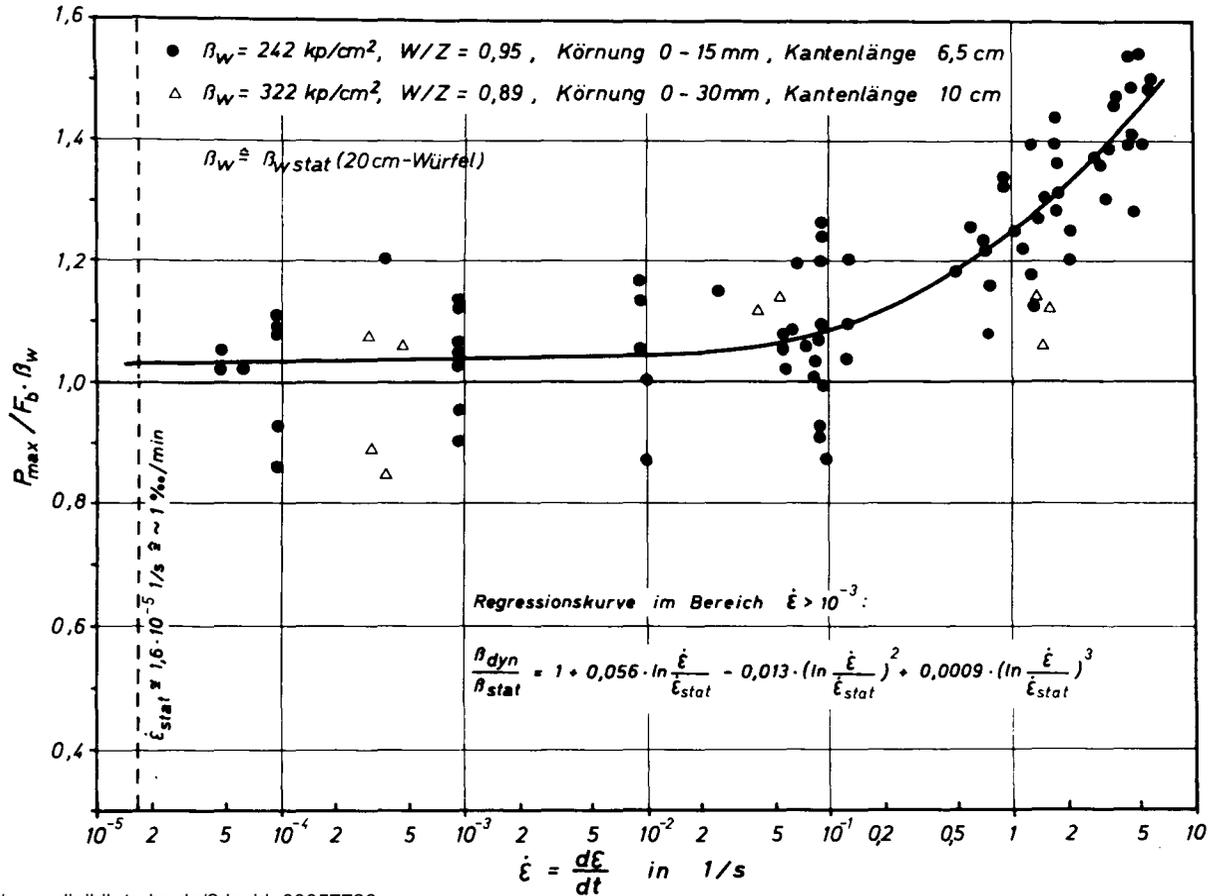
## Stahlfestigkeitswerte in Abhängigkeit vom zeitlichen Spannungsanstieg $\dot{\sigma}$



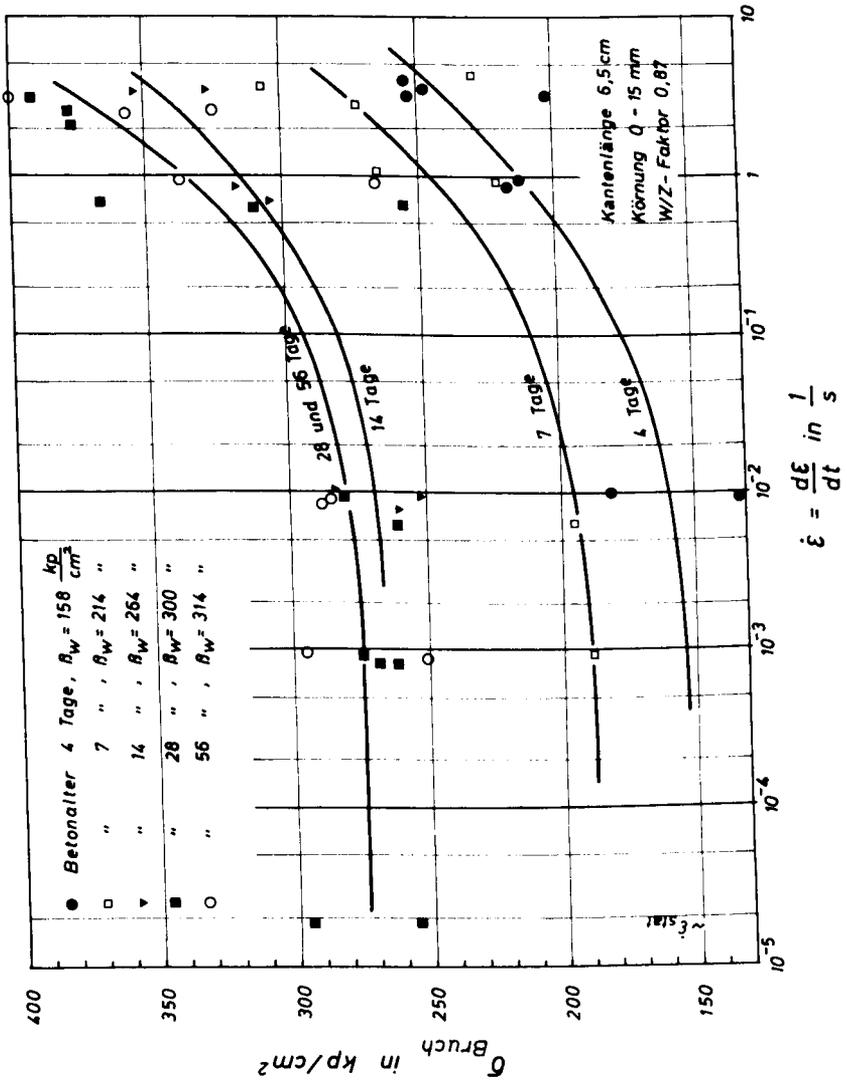
## Bruchfigur der Betonwürfel



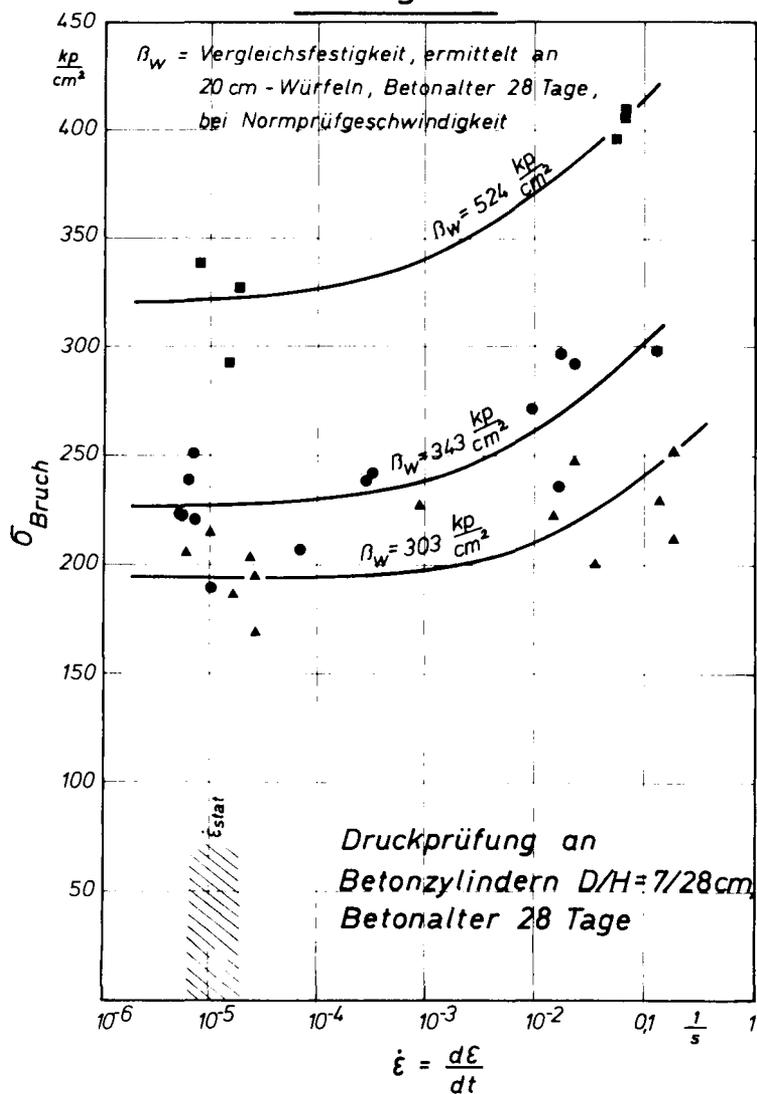
Druckfestigkeitsprüfungen an Betonwürfeln



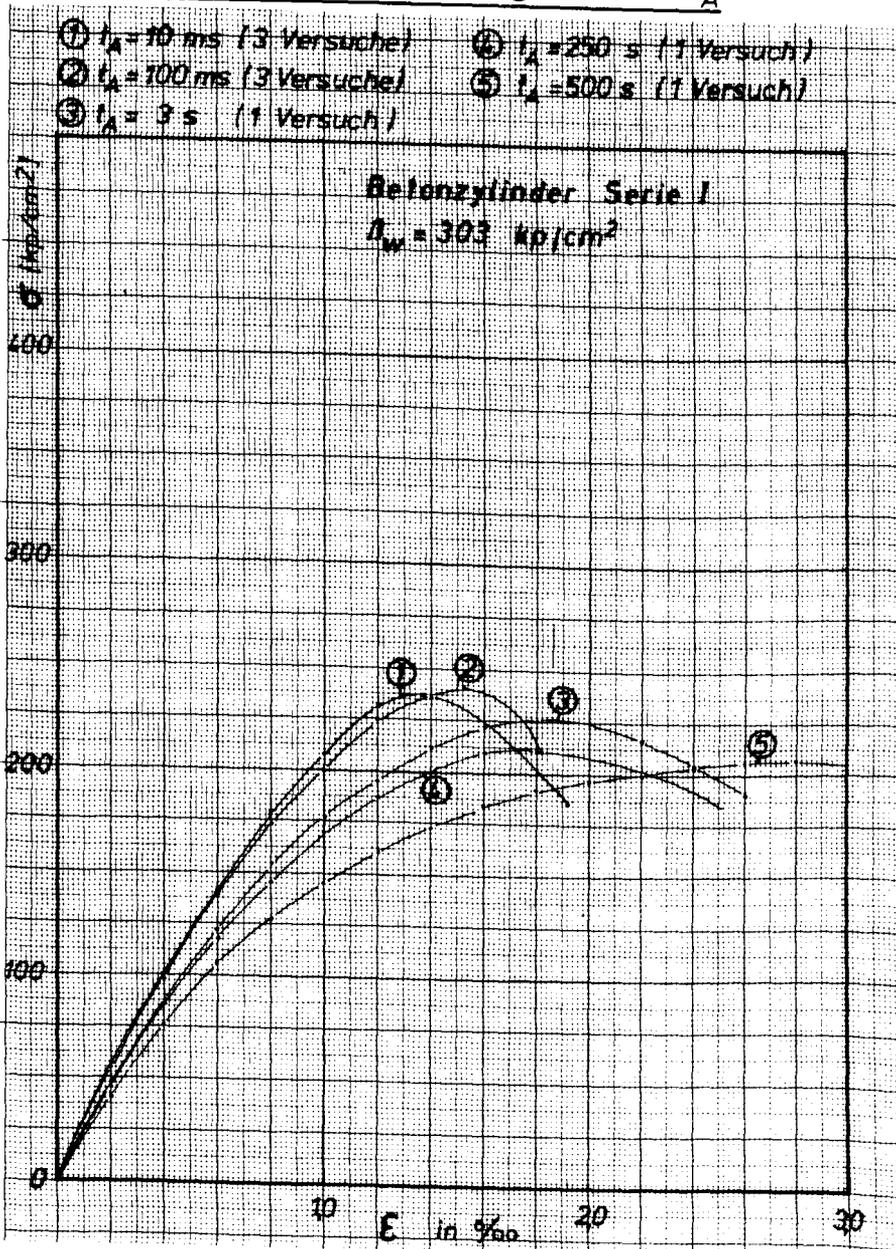
## Druckfestigkeitsprüfungen an Betonwürfeln unterschiedlichen Alters



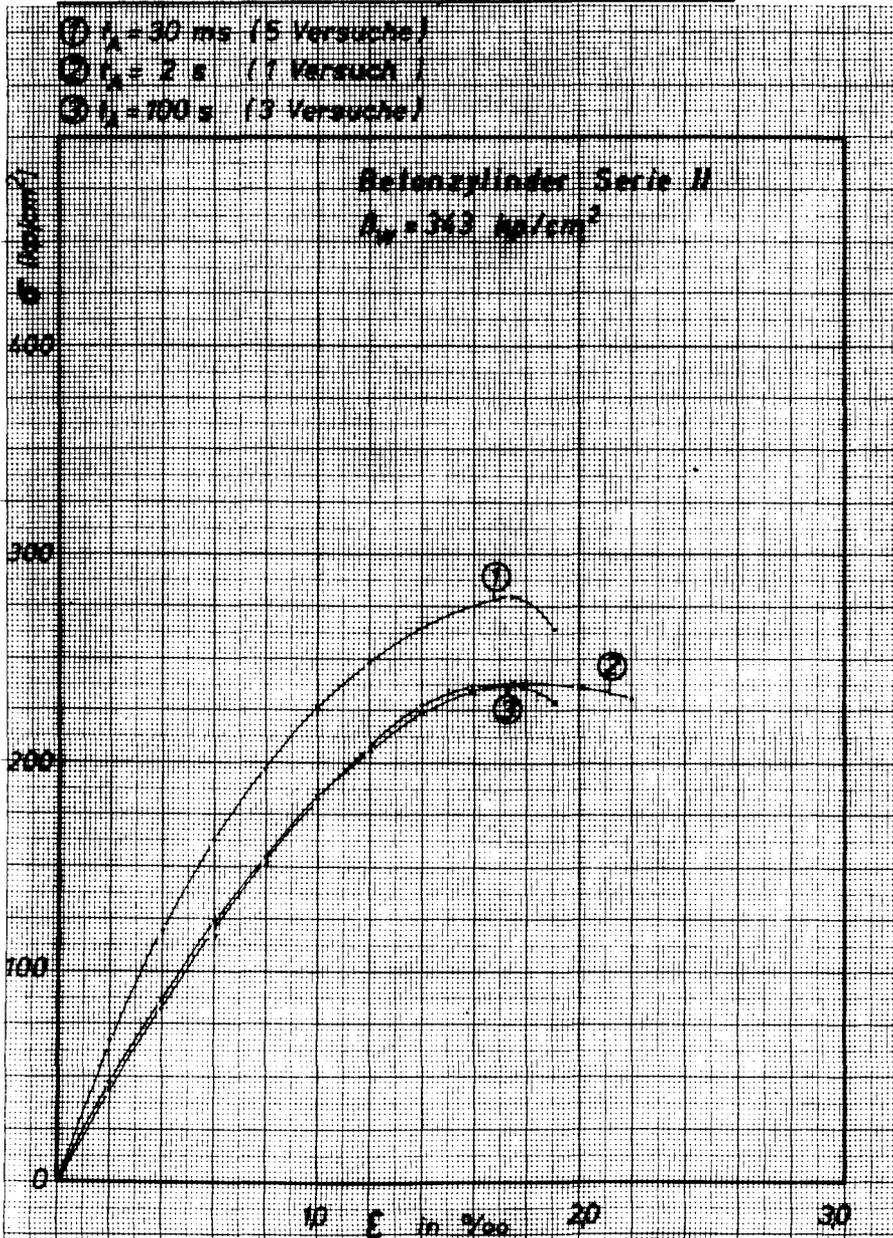
## Zunahme der Druckfestigkeit bei höheren Dehngeschwindigkeiten für verschiedene Betongüten



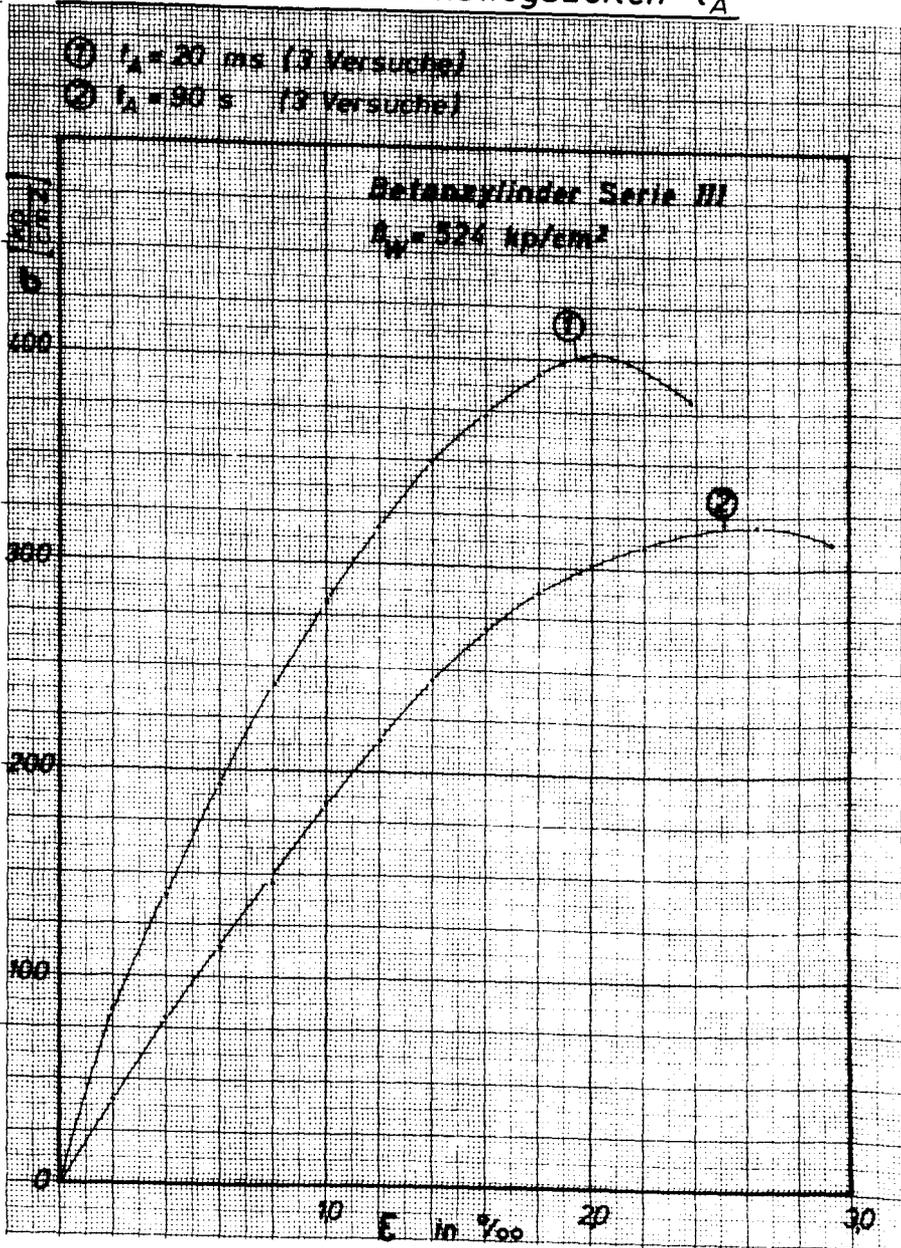
### Spannungs-Dehnungs-Linien von Beton bei verschiedenen Lastanstiegszeiten $t_A$



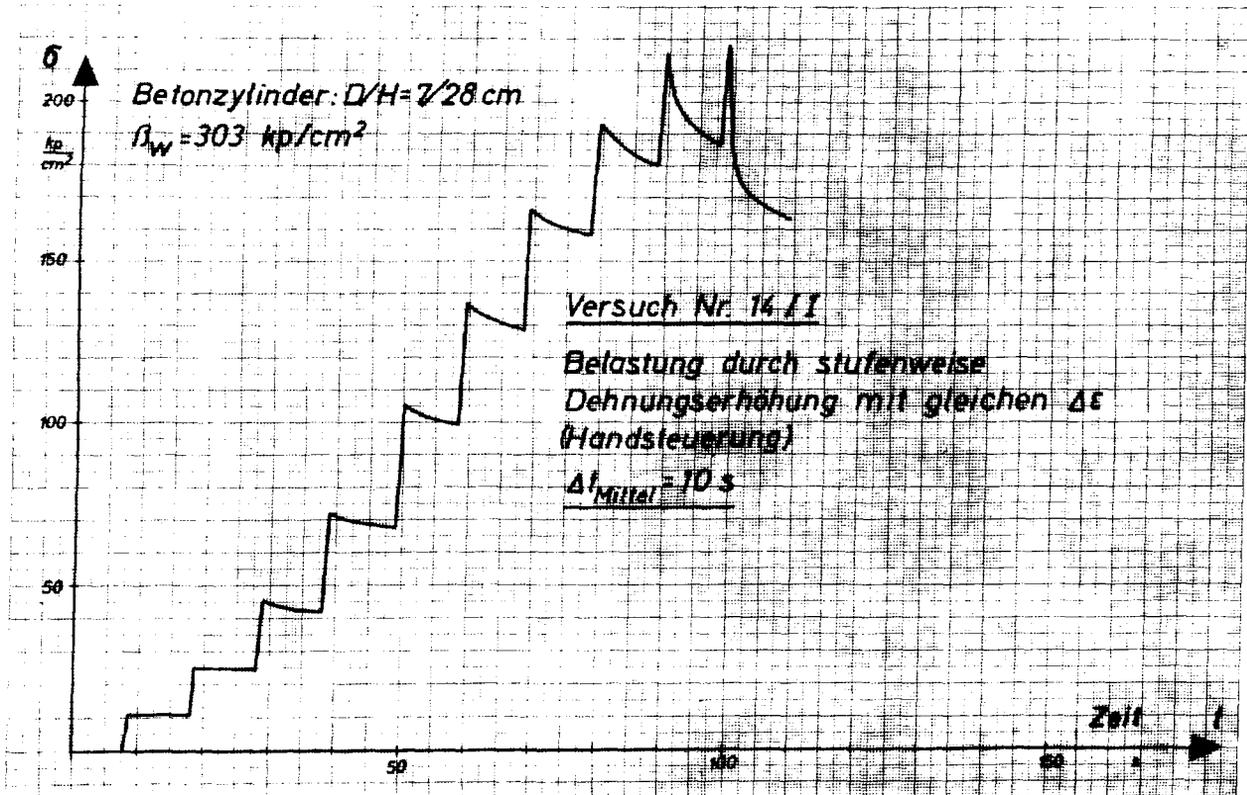
## Spannungs-Dehnungs-Linien von Beton bei verschiedenen Lastanstiegszeiten $t_A$



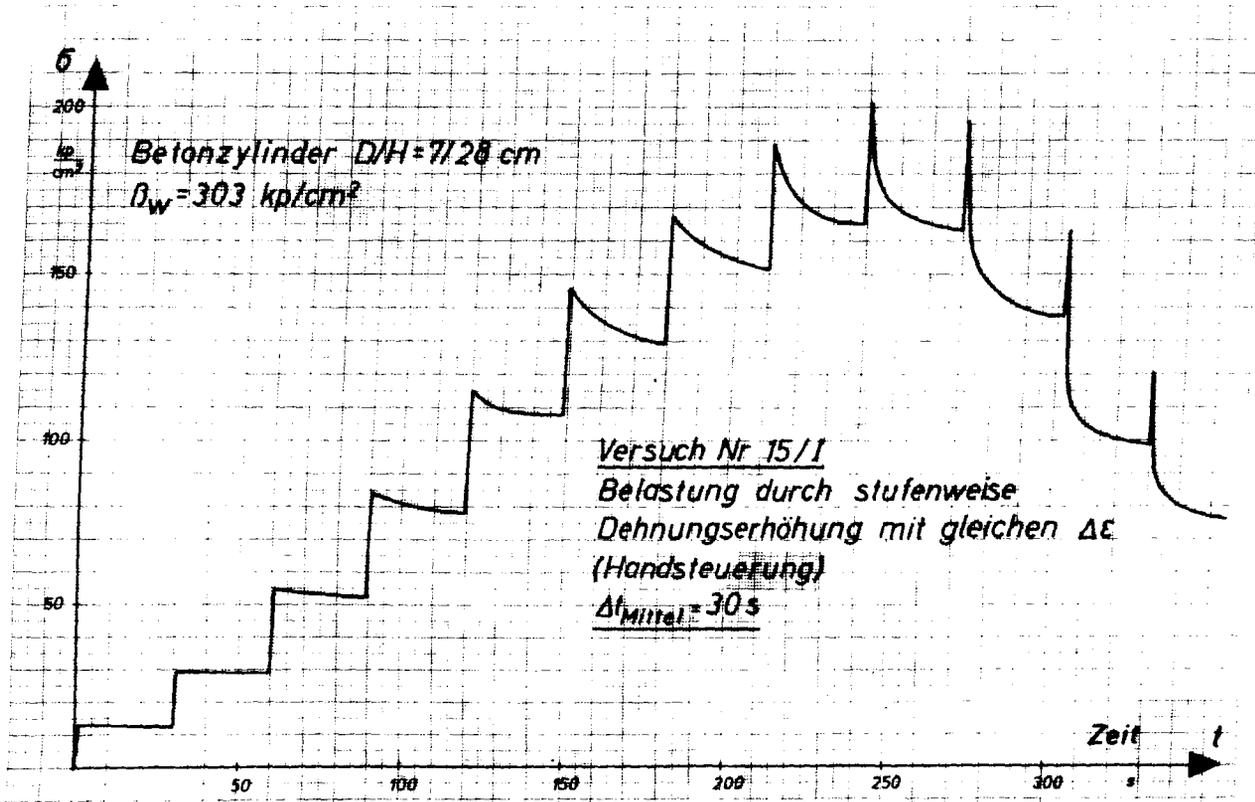
### Spannungs-Dehnungs-Linien von Beton bei verschiedenen Lastanstiegszeiten $t_A$



## Versuche zum Nachweis von Relaxationsvorgängen im Kurzzeitbereich



# Versuche zum Nachweis von Relaxationsvorgängen im Kurzzeitbereich



Betonfestigkeiten der Ausziehkörper

Versuchsreihe	Serien und Körper-Nr.	$\beta_{w}^{28}$ (gerüttelt)		W/Z - Faktor	Versuchsreihe	Serien und Körper-Nr.	$\beta_{w}^{28}$ (gerüttelt)		W/Z - Faktor
		kp cm <sup>2</sup>	kp cm <sup>2</sup>				kp cm <sup>2</sup>	kp cm <sup>2</sup>	
1	H1,1-6;	362	331	0,70	27	ZK,1-6;	325	253	0,70
2	H1,7-12;	378	287	0,70	28	ZK,7-12;	349	273	0,70
3	H2,1-6;H4,1-3;H7,1-3;	328	281	0,70	29	ZK,13-18;	348	271	0,70
4	H3,1-6;H4,7-9;H7,7-9;	338	286	0,70	30	ZK,19-24;	349	272	0,70
5	H2,7-12;H4,4-6;H7,4-6;	334	326	0,70	31	ZK,25-30;	364	284	0,70
6	H3,7-12;H4,10-12;H7,10-12;	307	217	0,70	32	ZK,31-36;	320	250	0,70
7	H5,1-3;H8,1-3;V2,1-12;	358	257	0,70	33	ZK,37-42;	356	278	0,70
8	H5,4-6;H8,4-6;V2,13-24;	322	261	0,70	34	ZK,43-48;	302	230	0,70
9	H5,7-9;H8,7-9;V2,25-36;	282	221	0,70	35	ZK,49-56;	296	261	0,70
10	H5,10-12;H8,10-12;V2,37-48;	333	267	0,70	36	ZK,57-62;	449	456	0,57
11	H6,1-3;H9,1-3;	329	226	0,70	37	ZK,63-68;	448	446	0,57
12	H6,4-6;H9,4-6;	340	262	0,70	38	ZK,69-74;	317	281	0,70
13	H6,7-9;H9,7-9;	331	284	0,70	39	ZK,75-80;	309	292	0,70
14	H6,10-12;H9,10-12;HZ,1-6;	328	226	0,70	40	ZK,81-86;	277	237	0,95
15	H10,1-3;H10,7-9;HZ,9;	261	195	0,70	41	ZK,87-92;	371	295	0,70
16	H10,4-6;H10,10-12;HZ,13-18;	322	236	0,71	42	ZK,93-95;DMS1-3	362	303	0,70
17	H11,1-3;H11,7-9;HZ,19-20;	267	200	0,70	43	DMS,4-6;	363	376	0,76
18	H11,4-6;H11,10-12;	327	266	0,70	44	X,1-6;	-	550	0,50
19	H12,1-3;H13,1-3;	346	281	0,70	45	Y,7-12;	254	247	0,95
20	H12,4-6;H13,4-6;	350	263	0,70	46	XU,13-18;	-	331	0,70
21	H12,7-9;H13,7-9;	295	261	0,70	47	XU,19-24;	-	241	0,70
22	H12,10-12;H13,10-12;	335	277	0,70	48	X,25-27;XU,28-30;	261	246	0,95
23	H14,1-6;	351	266	0,70	49	XU,31-36;	245	248	0,95
24	H14,7-12;	356	260	0,70	50	XU,37-42;	261	261	0,95
25	H15,1-6;	306	256	0,70	51	Zylinder 50cm. +WU	334	343	0,87
26	H15,7-12;	366	256	0,70	52	Nr1-10;XU1-3; Zylinder Serie1 DMS1-3/R0	316	5:185 13:225 33:303 170:377	0,80

Zusammenstellung der Stahlprüfungen

Proben - Nr. gemessene Werte (Maße in mm)	Probe 1 (Ausziehversuche)	Probe 2 (Ausziehversuche)	Probe 3 konstruktive (Baikensbeziehung)	Probe 4 (Ausziehversuche)	Probe 5 (beam tests)	Probe 6 (Traglast Balken)	Probe 7 (Ausziehversuche)	Probe 8 (Ausziehversuche)	Probe 9 (Ausziehversuche)
Winkel zwischen Querrippe und Stabachse	42	42	42	43	43	43	41	42	38
Durchmesser	8,0	8,0	8,0	16,0	16,0	16,0	26,0	26,0	16,0
Abstand der Querrippen	7,6	7,6	7,6	15,9	15,9	15,9	22,7	22,8	9,3
Höhe der Längsrippe	1,00	1,15	1,10	1,80	2,00	2,05	2,88	2,84	-
Schlaglänge	99	99	99	175	175	175	272	274	-
Anzahl der Querrippen	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Anzahl der Längsrippen	2	2	2	2	2	2	2	?	-
Längsrippen ; Fußbreite	1,40	1,35	1,35	3,10	3,45	3,52	5,42	3,95	-
Kopfbreite	0,80	0,76	0,85	2,25	2,15	2,20	3,38	2,88	-
Querrippen Fußbreite	2,32	2,25	2,30	4,00	3,10	3,30	4,40	3,05	3,80
Kopfbreite	0,90	0,91	0,89	1,50	1,35	1,35	3,10	2,84	2,10
Länge der Querrippen	20	20	20	44	43	43	67	67	-
Höhe der Querrippen									
1/2	0,51	0,61	0,62	1,22	1,16	1,10	2,05	1,58	1,20
1/4	0,45	0,48	0,45	0,84	0,94	0,83	0,93	1,48	1,01
1/4	0,36	0,36	0,48	0,85	0,93	0,91	1,87	1,12	1,00
Längsschnitt der Querrippe $F_R$ $cm^2$	7,10	7,30	8,27	33,73	35,12	32,92	95,43	75,71	24,15
bezogene Rippenfläche $f_p$	0,070	0,074	0,080	0,079	0,083	0,079	0,081	0,075	0,088
Zugkraft $D_s$ kp	2280	2320	2280	11050	9500	9500	-	-	9100
Streckgrenze $R_s$ kp/cm <sup>2</sup>	4476	4436	4476	5496	4725	4725	-	-	4526
Zugkraft $D_{Br}$ kp	2260	2675	2690	12050	11700	11600	-	-	13675
Bruchgrenze $\sigma_{Br}$ kp/cm <sup>2</sup>	5320	5350	5320	5993	5819	5769	-	-	6201

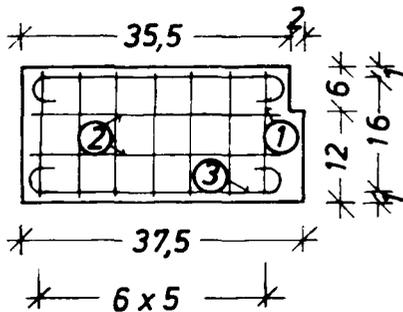
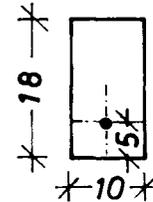
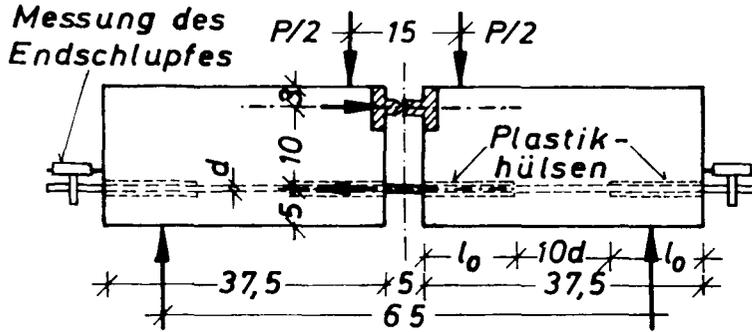
Versuchsprotokolle (Ausziehversuche)

Prüfkörper- Bezeichnung	Verbundfläche Betonzylinder D/H Zugrichtung/Setz- richtung Verbindlänge	Versuchsdatum Herstellungsdatum Betonalter Druckfestigkeit W/Z-Faktor	Anlage(Mp) Steuerung Lastfunktion Soll-Anstiegs- zeit	Statische Vorlast dyn. Sollkraft Sollgeschw. v <sub>psoll</sub> Kraftanstieg v <sub>psoll</sub>	Maximallast F <sub>max</sub> T = P/π · d · l <sub>v</sub> X <sub>S</sub> = T / F <sub>w</sub> X <sub>S01</sub> * T <sub>01</sub> / A <sub>w</sub>	Maßstäbe der Oszillogr. Aufzeichnung:	Zeile 1 : Zeit [sec bzw. msec]					Bemerkung	
							2 : B <sub>01</sub> [kp]	3 : P <sub>st</sub> [kp]	4 : s <sub>D</sub> [mm]	5 : s <sub>u</sub> [mm]	... unbel ...		
1	2	3	4	5	6	7	8					9	
H 15/1 Ø 16, St I l <sub>v</sub> = 160 mm	π · φ · l <sub>v</sub> = 80,4 cm <sup>2</sup> D/H = 17/16 cm gegen	6.6.72 29.6.71 342 Tg β <sub>28</sub> <sup>28</sup> = 252 kg/cm <sup>2</sup> W/Z = 0,70	25 Mp K √ 6 Hz 833 ms	250 kp 1500 kp 18 Mp/s	1500 + 250 = 1750 T <sub>krit</sub> = 21,8 kg/cm <sup>2</sup> X <sub>S</sub> = 0,086 X <sub>S01</sub> = 0,086	50 ms/cm 625 kg/cm 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	25 70 100 450 1260 1500 220 1150 1500 0,120 0,120 0,108 0,100						Werte konstant - bleibend bis zum Bruch nach 20 s
H 15/2 Ø 16, St I l <sub>v</sub> = 160 mm	π · φ · l <sub>v</sub> = 80,4 cm <sup>2</sup> D/H = 17/16 cm gegen	6.6.72 29.6.71 342 Tg β <sub>28</sub> <sup>28</sup> = 252 kg/cm <sup>2</sup> W/Z = 0,70	25 Mp K √ 6 Hz 833 ms	250 kp 2000 kp 24 Mp/s	3. Versuch 2000 + 250 = 2250 T <sub>krit</sub> = 28,0 kg/cm <sup>2</sup> X <sub>S</sub> = 0,111	50 ms/cm 625 kg/cm 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	50 83 500 1200 2000 2000 0 0,200 0,200 0,025 0,050						nicht ausge- zogen Körper bei der nächsten Bela- stung zerstört.
H 15/3 Ø 16, St I l <sub>v</sub> = 160 mm	π · φ · l <sub>v</sub> = 80,4 cm <sup>2</sup> D/H = 17/16 cm gegen	8.6.72 29.6.71 344 Tg β <sub>28</sub> <sup>28</sup> = 252 kg/cm <sup>2</sup> W/Z = 0,70	25 Mp K √ 60 Hz 8,3 ms	250 kp 1500 kp 180 Mp/s ~ 150 "	2. Versuch 1500 + 250 = 1750 T <sub>krit</sub> = 24,8 kg/cm <sup>2</sup> X <sub>S</sub> = 0,086	5 ms/cm 625 kg/cm 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	50 190 150 200 500 900 1500 1500 65 720 1250 1450 1500 0 0,200 0,200 0,200 0,25					nach 10 s ausgezogen	
H 15/4 Ø 16, St I l <sub>v</sub> = 160 mm	π · φ · l <sub>v</sub> = 80,4 cm <sup>2</sup> D/H = 17/16 cm gegen	8.6.72 29.6.71 344 Tg β <sub>28</sub> <sup>28</sup> = 252 kg/cm <sup>2</sup> W/Z = 0,70	25 Mp K √ 60 Hz 8,3 ms	250 kp 1000 kp 120 Mp/s ~ 100 "	1. Versuch 1000 + 250 = 1250 T <sub>krit</sub> = 15,5 kg/cm <sup>2</sup> X <sub>S</sub> = 0,062	5 ms/cm 625 kg/cm 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	6,0 8,5 13,5 20,0 30,0 720 1000 1000 0 250 750 1000 1000 0 0,120 0,160 0,200 0,25					nach 15 s ausgezogen	
H 15/5 Ø 16, St I l <sub>v</sub> = 160 mm	π · φ · l <sub>v</sub> = 80,4 cm <sup>2</sup> D/H = 17/16 cm gegen	8.6.72 29.6.71 344 Tg β <sub>28</sub> <sup>28</sup> = 252 kg/cm <sup>2</sup> W/Z = 0,70	25 Mp K √ 60 Hz 8,3 ms	250 kp 1500 kp 180 Mp/s ~ 160 "	2. Versuch 1500 + 250 = 1750 T <sub>krit</sub> = 21,8 kg/cm <sup>2</sup> X <sub>S</sub> = 0,086	5 ms/cm 625 kg/cm 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	5,0 8,5 13,5 17,5 30,0 900 1500 1500 160 625 1220 1500 1500 0 0,080 0,200 0,200 0,260 0,25					nach 8 s ausgezogen	
H 15/6 Ø 16, St I l <sub>v</sub> = 160 mm	π · φ · l <sub>v</sub> = 80,4 cm <sup>2</sup> D/H = 17/16 cm gegen	8.6.72 29.6.71 344 Tg β <sub>28</sub> <sup>28</sup> = 252 kg/cm <sup>2</sup> W/Z = 0,70	25 Mp K √ 60 Hz 8,3 ms	250 kp 1250 kp 150 Mp/s ~ 100 "	1. Versuch 1150 + 250 = 1400 T <sub>krit</sub> = 17,4 kg/cm <sup>2</sup> X <sub>S</sub> = 0,069	5 ms/cm 625 kg/cm 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	5,0 8,0 16,0 22,5 30,0 750 1200 1250 160 470 1150 1150 1150 0 0,082 0,100 0,200 0,400 0,25					nach 1 s ausgezogen	

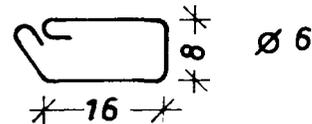


# Versuchsbalken für Biegehaftversuche nach RILEM

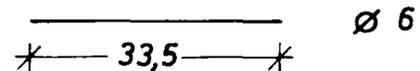
Typ A (für  $d \leq 16 \text{ mm}$ )



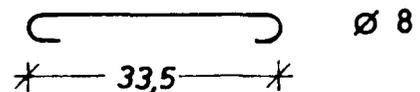
①



②

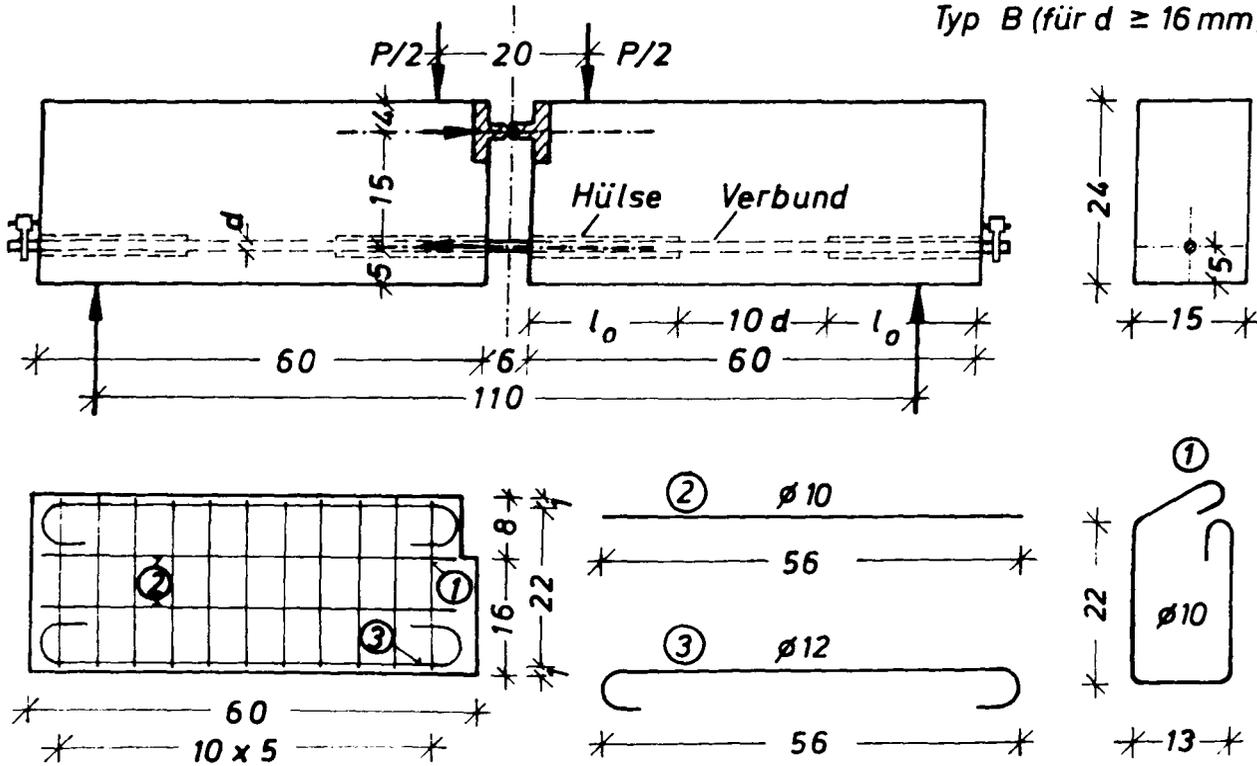


③

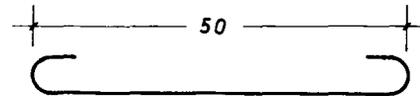
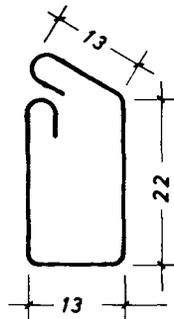
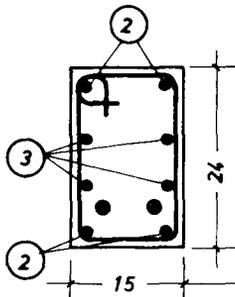
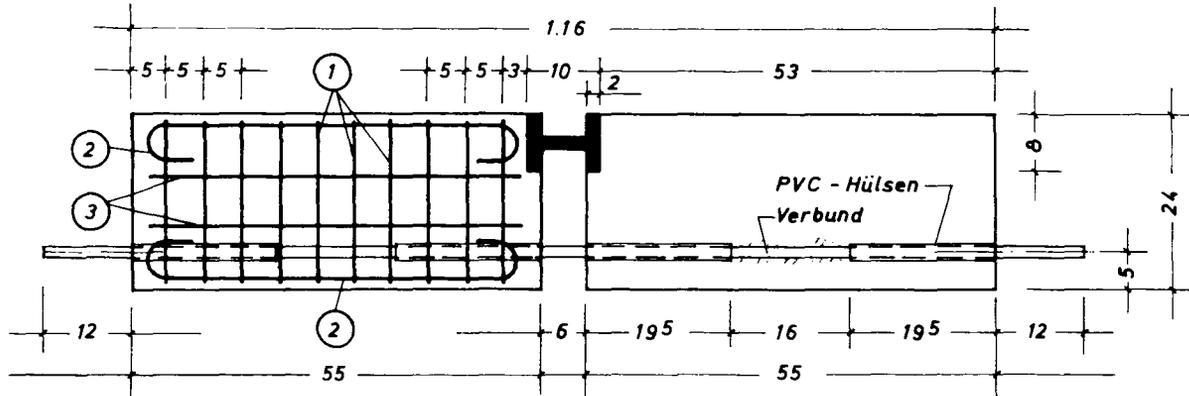


# Versuchsbalken für Biegehaftversuche nach RILEM

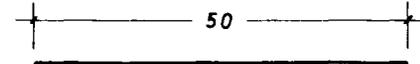
Typ B (für  $d \geq 16$  mm)



# Bewehrung der Versuchsbalken für Biegehaftversuche



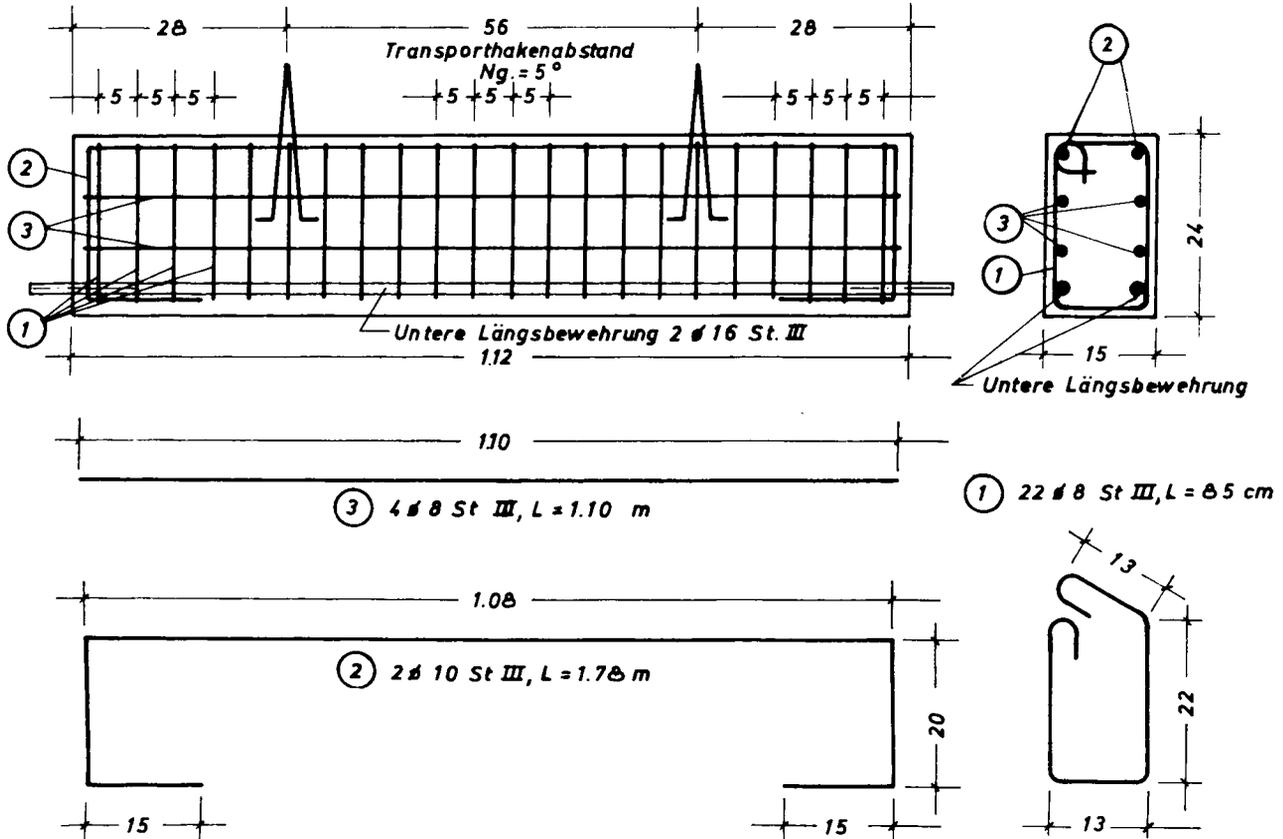
② 8 # 10 St III L = 65 cm



③ 8 # 8 St III L = 50 cm

① 20 # 8 St III L = 55 cm

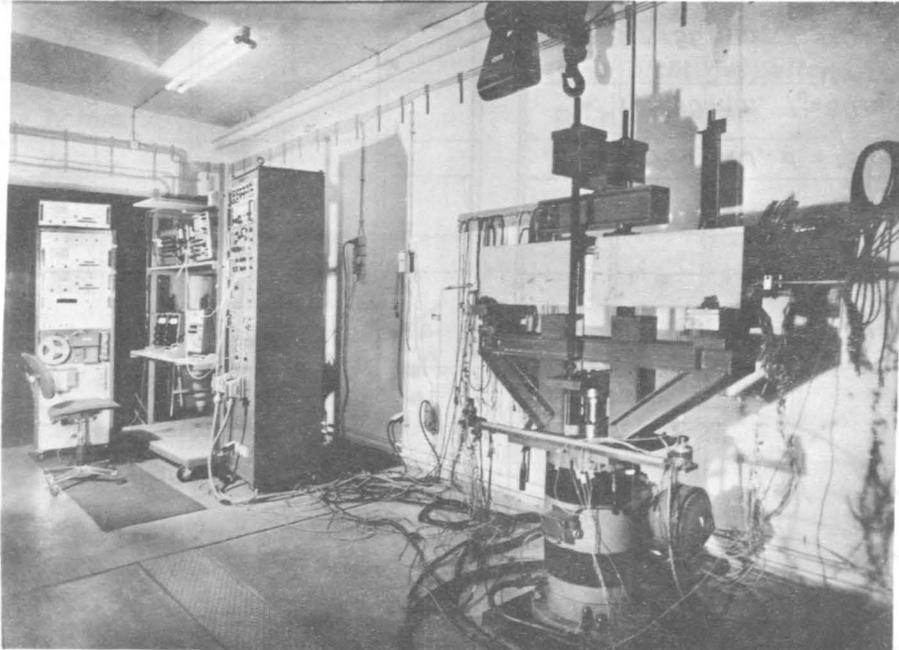
# Bewehrung der Versuchsbalken für Traglastversuche



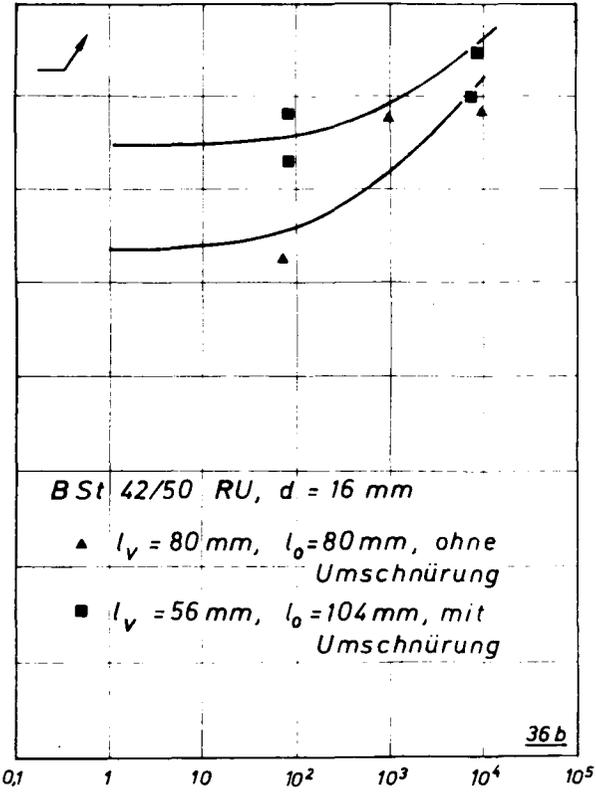
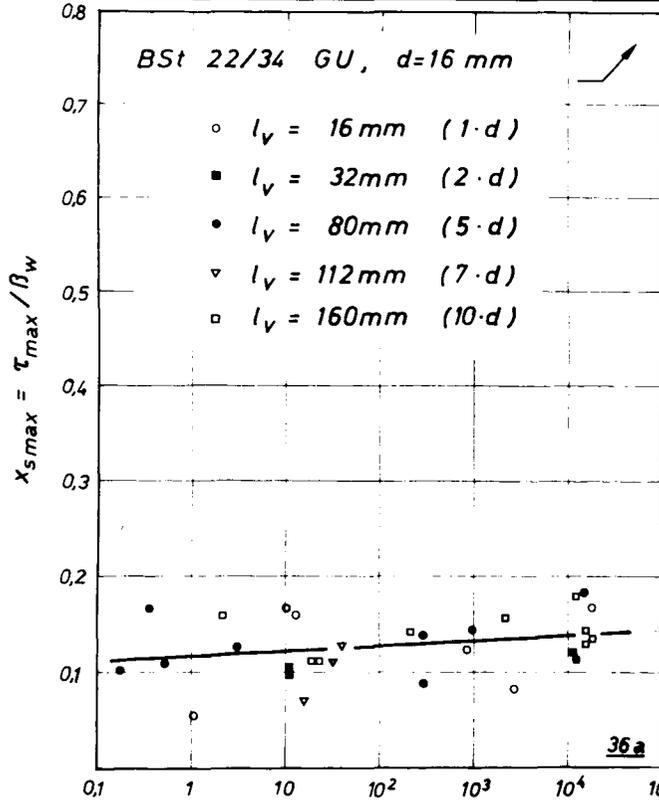
### Betonzusammensetzung und Festigkeitswerte der Versuchsbalken

Ifd. Nr.	Balken-Nr.	Kornanteile				Zement-gehalt	Wasser-zement-faktor W/Z	Würfeldruck-festigkeit Tage/ $B_W$	Prismendruck-festigkeit $B_p$	E-Modul
		0-3	3-7	7-15	15-30					
-	-	[%-Gewicht]				[ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	-	[ $\text{kg}/\text{cm}^2$ ]	[ $\text{kg}/\text{cm}^2$ ]	[ $\text{kg}/\text{cm}^2$ ]
1	B1-B3	52	23	15	10	260	0,89	7/147 28/212 55/238	191	$247 \cdot 10^3$
2	B4-B6	52	23	15	10	260	0,89	7/166 28/256 56/285	233	$279 \cdot 10^3$
3	B7-B9	52	28	20	-	260	0,86	7/178 28/234 56/263	221	$279 \cdot 10^3$
4	B10-B15	0-4	4-8	8-16	16-32	240	0,86	44/293	242	$300 \cdot 10^3$
		34	26	40	-					
5	B16-B18 B22-B24	34	26	40	-	240	0,86	21/297 28/303	243	$301 \cdot 10^3$
6	B19-B21 B25-B27	53	22	25		330	0,50	41/547 1M.536 71/524	-	-

## Versuchsaufbau für Biegehaftversuche

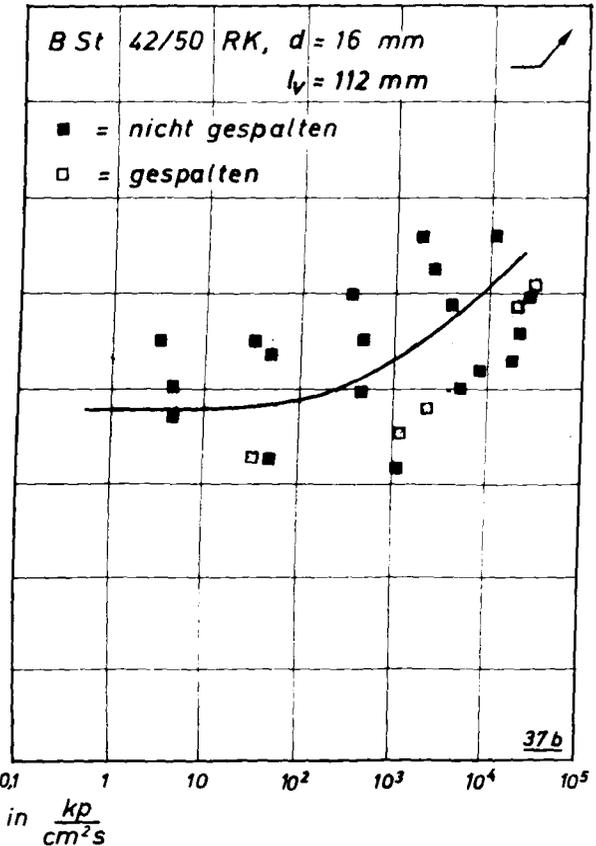
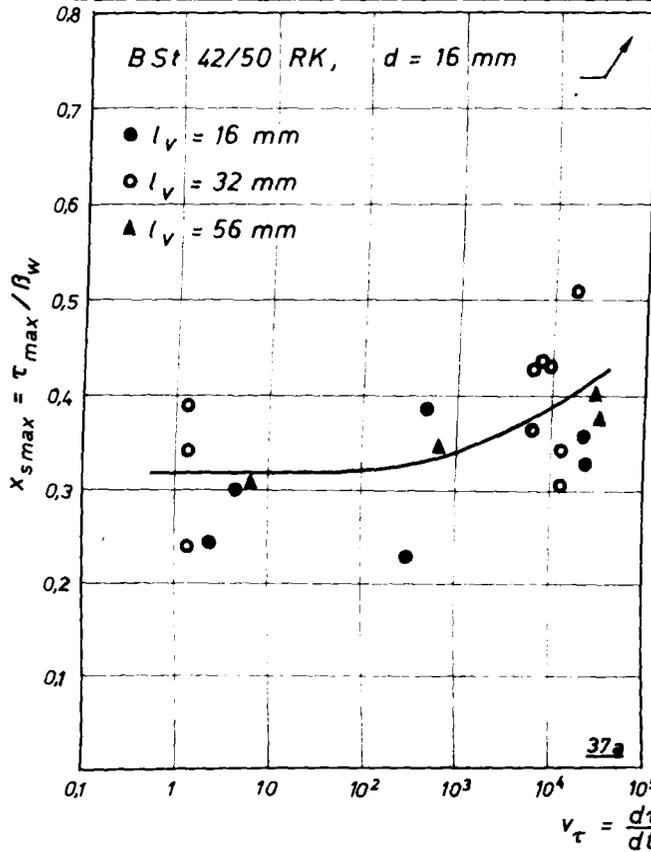


# Bezogene Kurzzeit-Verbundfestigkeit in Abhängigkeit vom zeitlichen Anstieg der Verbundspannung

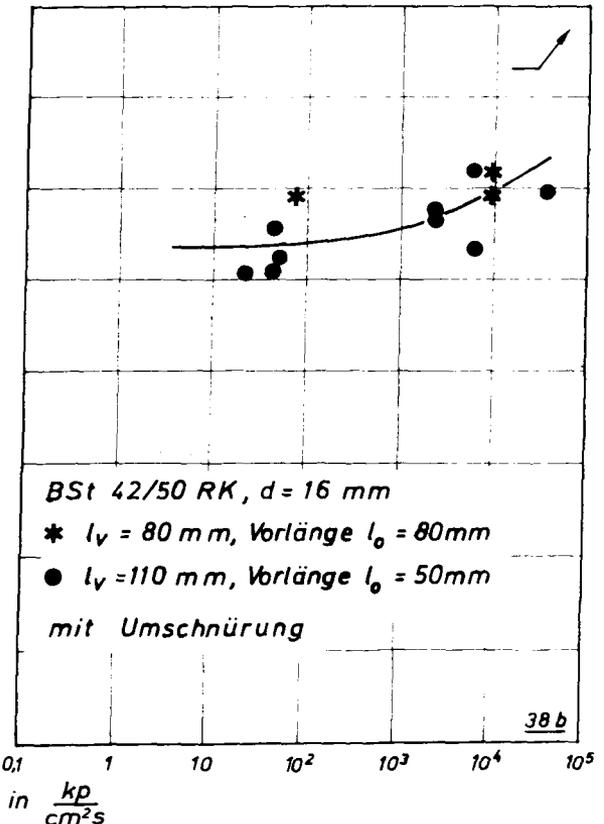
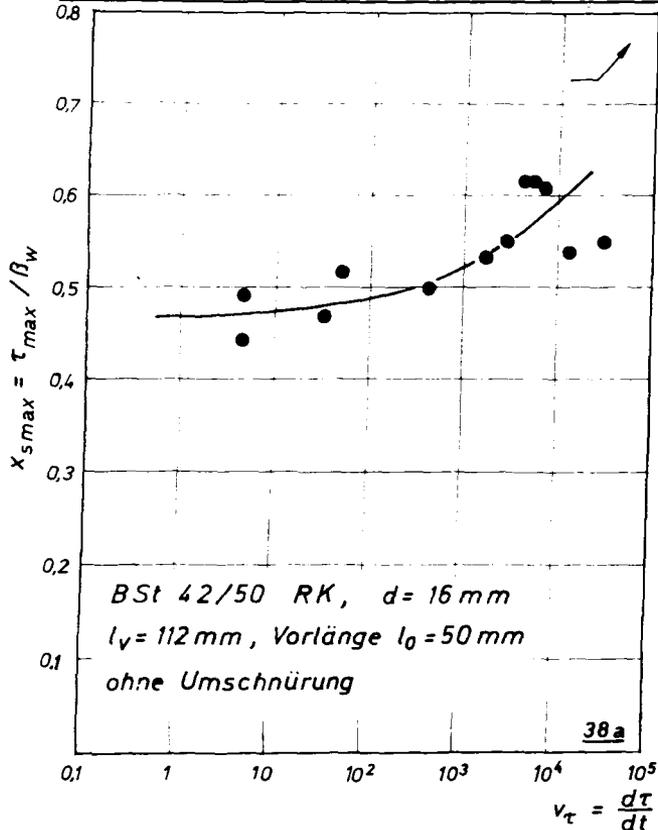


$$v_\tau = \frac{d\tau}{dt} \text{ in } \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2 \cdot \text{s}}$$

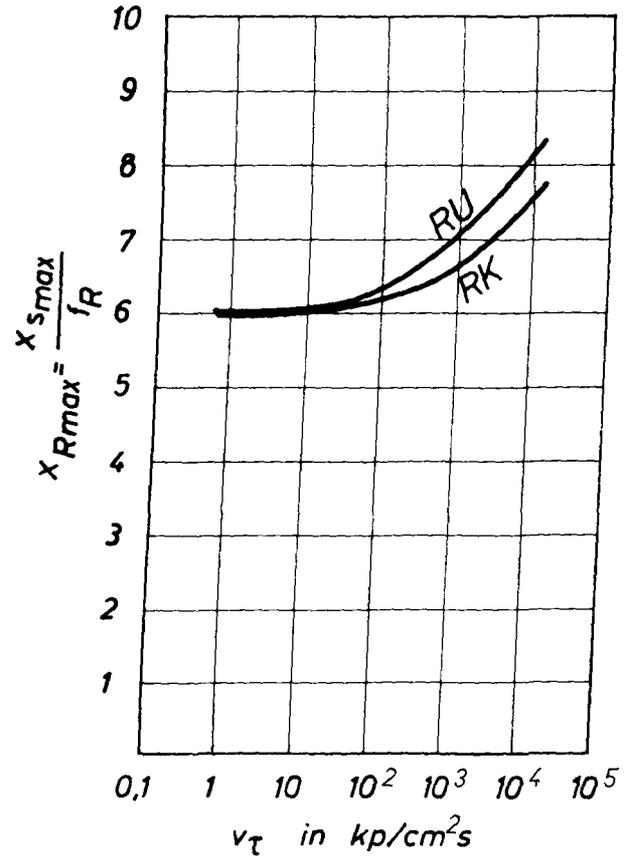
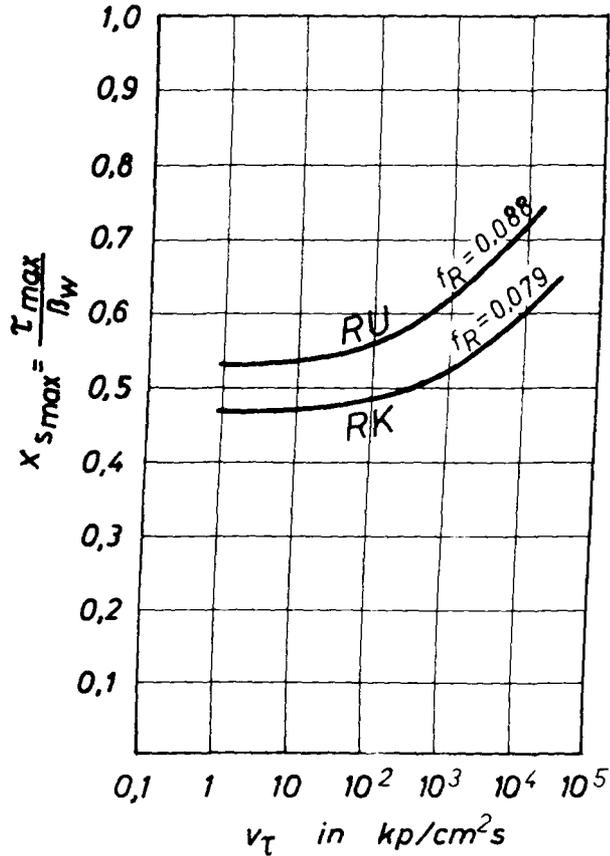
# Bezogene Kurzzeit - Verbundfestigkeit in Abhängigkeit vom zeitlichen Anstieg der Verbundspannung



# Bezogene Kurzzeit - Verbundfestigkeit in Abhängigkeit vom zeitlichen Anstieg der Verbundspannung



## Gegenüberstellung von $x_s$ und $x_R$



Versuche zur maximalen Verbundfestigkeit, ermittelt mit  $\sqrt{\quad}$ -Belastungsfunktionen

Versuch		Verbundlänge $l_v$	Verbundfläche $F_v$	Vorlänge $l_0$	Betonfestigkeit $f_{ct}$	Belastung			Verbundspannung $\sigma_{tr,max}$	$\chi_{s,max} = \frac{\tau_{max}}{f_{ct}}$	Verbundspannungsanstieg $\chi_p = \frac{\sigma_{tr}}{f_{ct}}$	fog $\chi_t$
Lfd. Nr.	Bezeichnung					Vorlast $P_V$	dyn. Last $P_{dyn}$	max. Last $P_{max}$				
-	-	mm	cm <sup>2</sup>	mm	$\frac{kp}{cm^2}$	kp	kp	kp	$\frac{kp}{cm^2}$	-	$\frac{kp}{cm^2}$	-
f	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
d=Rmm, BSt 22/34 CU, $l_v=16mm$												
1	H2 1	16	4,0	-	266	50	280	330	82,5	0,310	448	2,65
2	H2 2	16	4,0	-	"	"	310	360	90	0,388	448	2,65
3	H2 3	16	4,0	-	"	"	125	175	44	0,164	280	4,47
4	H2 6	16	4,0	-	"	"	200	250	62,5	0,237	74,6	1,87
5	H2 9	16	4,0	-	195	"	170	220	55	0,282	74,6	1,87
6	H2 13	16	4,0	-	236	"	240	290	72,5	0,307	211	4,33
7	H2 14	16	4,0	-	"	"	180	230	58	0,244	448	4,65
8	H2 18	16	4,0	-	"	"	160	210	53	0,222	448	2,65
9	H1/ 1	16	4,0	-	331	"	185	235	58,8	0,177	0,5	-0,30
10	H1/ 2	17	4,3	-	"	"	174	224	52	0,158	0,5	-0,30
11	H1/ 3	17	4,3	-	"	"	174	224	52	0,158	6270	3,80
12	H1/ 4	16,5	4,2	-	"	"	230	230	55,5	0,168	0,7	-0,14
13	H1/ 5	17	4,3	-	"	"	175	185	43	0,131	0,5	-0,33
14	H1/ 6	16,5	4,2	-	"	"	185	185	45	0,135	0,5	-0,32
15	H2/ 1	15	3,8	-	281	-	125	125	32,9	0,117	0,5	-0,28
16	H2/ 2	16	4,0	-	"	-	133	133	33,3	0,118	4000	3,60
17	H2/ 5	16	4,0	-	"	-	158	158	39,5	0,141	47,2	1,67
18	H3/ 3	16	4,0	-	286	-	275	265	66	0,232	696	3,94
19	H3/ 4	16,5	4,2	-	"	-	250	250	60	0,211	1240	4,09
20	H3/ 5	16	4,0	-	"	-	263	263	66	0,230	1240	4,09
d=Rmm, BSt 42/50 PK, $l_v=16mm$												
1	H1/ 7	16	4,0	-	287	-	368	368	92	0,321	80	1,90
2	H1/ 8	17	4,3	-	"	-	296	296	69	0,242	3,5	0,55
3	H1/ 9	16	4,0	-	"	-	384	384	96	0,334	184	2,26
4	H1/11	15	3,8	-	"	-	384	384	101	0,352	12200	4,09
5	H1/12	15	3,8	-	"	-	296	296	74	0,258	13,3	1,12
6	H3/ 7	15	3,8	-	217	-	210	210	55	0,255	1,6	0,03
7	H3/ 8	15	3,8	-	"	-	217	217	57	0,263	66	1,82
8	H3/ 9	15	3,8	-	"	-	263	263	69	0,318	11670	4,07
9	H3/10	15	3,8	-	"	-	342	342	90	0,415	10610	4,03
10	H2 19	16	4,0	-	200	50	320	370	93	0,463	448	2,65
11	H2 20	16	4,0	-	200	50	340	390	98	0,488	448	2,65
d=16mm, St 22/34 CU, $l_v=16+160mm$												
1	H12/1	80	40,2	-	281	200	1250	1450	36	0,128	2,88	0,46
2	H12/2	80	40,2	-	"	"	1875	2075	51,6	0,184	14900	4,17
3	H12/3	80	40,2	-	"	"	1375	1575	39	0,139	298	2,47
4	H12/4	80	40,2	-	263	"	750	950	24	0,080	288	2,47
5	H13/1	160	80,4	-	281	300	3750	4000	50	0,179	1240	4,09
6	H13/2	160	80,4	-	"	"	3300	3600	45	0,159	2,24	0,35
7	H13/3	160	80,4	-	"	"	2800	3180	40	0,141	224	2,35
8	H13/4	160	80,4	-	263	"	3000	3300	41	0,156	2240	3,35
9	H13/5	160	80,4	-	"	"	2300	2600	32	0,123	22,4	1,35
10	H13/6	160	80,4	-	"	"	2300	2600	32	0,123	22,4	1,35
11	H11/ 1	79	39,7	-	200	250	625	875	22	0,110	0,5	-0,30
12	H11/ 2	80	40,2	-	200	300	525	825	20,5	0,103	0,17	-0,76
13	H11/ 5	81	40,7	-	240	600	775	1375	33,8	0,169	0,37	-0,43
14	H11/ 6	81	40,7	-	240	600	840	1440	35	0,147	982	2,99
15	H 7/ 1	15	7,5	-	281	-	342	342	45,4	0,161	13,3	1,12
16	H 7/ 2	14,5	7,3	-	"	-	342	342	46,8	0,167	11	1,04
17	H 7/ 3	13	6,5	-	"	-	151	151	23,2	0,083	2750	3,44
18	H 7/ 4	18	9,0	-	261	-	132	146	14,6	0,058	1,1	0,04
19	H 7/ 5	17	8,5	-	261	-	275	276	32,6	0,124	824	2,92
20	H 7/ 6	18	9,0	-	261	-	394	394	43,5	0,167	1920	4,30
21	H14/ 1	160	80,4	-	266	300	2800	3100	38,6	0,145	15440	4,19
22	H14/ 2	160	80,4	-	"	"	2600	2950	35,7	0,138	17160	4,21
23	H14/ 3	160	80,4	-	"	"	2500	2800	34,8	0,131	15540	4,19
24	H14/ 4	112	56,3	-	"	"	1600	1950	34,6	0,130	450	2,60
25	H14/ 5	112	56,3	-	"	"	1375	1725	29,9	0,109	320	2,51
26	H14/ 6	112	56,3	-	"	"	720	1020	18,1	0,068	213	2,33
27	ZK25	32	16,1	-	284	275	200	475	29,5	0,104	11,2	1,05
28	ZK26	32	16,1	-	"	"	160	450	28,0	0,098	11,2	1,05
29	ZK28	32	16,1	-	"	"	275	550	34,2	0,120	11200	4,05
30	ZK29	32	16,1	-	"	"	275	550	34,2	0,120	11200	4,05

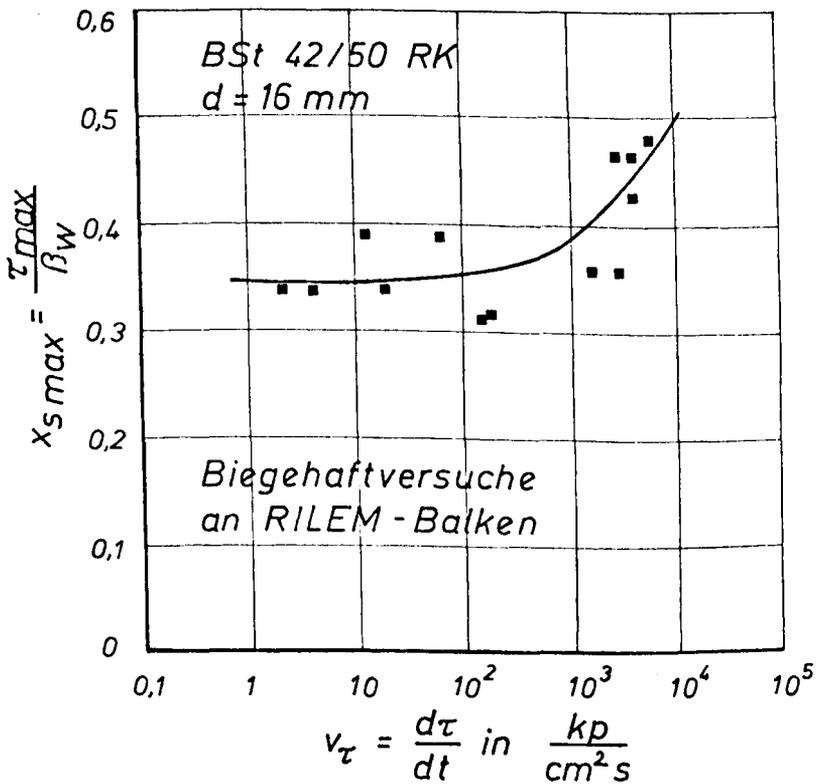
Versuche zur maximalen Verbundfestigkeit, ermittelt mit  $\sqrt{\quad}$ -Belastungsfunktionen

Versuch		Verbundlänge $l_v$ mm	Verbundfläche $F_F$ cm <sup>2</sup>	Vorlänge $l_0$ mm	Betonfestigkeit $f_{cm}$ kp/cm <sup>2</sup>	Belastung			Verbundspannung $T_{max}$ kp/cm <sup>2</sup>	$\frac{T_{max}}{X \cdot S_{max}} = \frac{T_{max}}{\beta \cdot W}$	Verbundspannungsanstieg $\frac{dT}{dt} = \frac{dT}{dt}$ kp/cm <sup>2</sup> /s	Log $\frac{1}{\epsilon}$
tfd. Nr.	Bezeichnung					Vorlast $P_V$ kp	dyn. Last $P_{dyn}$ kp	max. Last $P_{max}$ kp				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
d=16mm, BSt. #2/50 RK, $l_v=16mm$												
1	H 7/7	18	9,0	-	286	-	920	920	102	0,355	22100	4,34
2	H 7/8	17	8,5	-	-	-	590	590	69,4	0,243	2,34	0,37
3	H 7/9	17	8,5	-	-	-	560	560	66	0,230	2P1	2,45
4	H 8/10	16	8,0	-	267	200	440	640	90	0,300	4,48	0,65
5	H 8/11	16	8,0	-	-	-	625	825	103	0,386	448	2,65
6	H 8/12	16	8,0	-	-	-	500	700	87,5	0,328	24900	4,40
d=16mm, BSt. 42/50 RK, $l_v=32mm$ ( $P_{set} = P_{stat max}$ )												
1	ZK 1	32	16,1	-	253	250	1810	2060	128	0,507	17400	4,24
2	ZK 2	32	-	-	-	-	1500	1750	109	0,430	1700	3,79
3	ZK 3	32	-	-	-	-	1250	1500	93	0,368	7150	3,85
4	ZK 4	32	-	-	-	-	1500	1750	109	0,430	8400	3,92
5	ZK 5	32	-	-	-	-	1500	1750	109	0,430	8100	3,91
6	ZK 6	32	-	-	-	-	1000	1250	78	0,307	12400	4,10
7	ZK 7	32	-	-	272	-	1250	1500	93	0,343	12400	4,10
8	ZK12	32	-	-	272	-	800	1050	65	0,240	1,24	0,095
9	ZK13	32	-	-	271	-	1250	1500	93	0,344	1,74	0,095
10	ZK14	32	16,5	-	271	-	1470	1720	104	0,384	1,74	0,095
d=16mm, BSt. 42/50 RK, $l_v=56mm$												
1	H12/7	56	28,2	-	261	300	1050	2250	90	0,306	6,4	0,81
2	H12/8	56	-	-	-	-	2250	2550	90	0,344	519	2,81
3	H12/9	56	-	-	-	-	2630	2930	104	0,399	32000	4,50
4	H12/12	56	-	-	277	-	2630	2930	104	0,375	35500	4,55
d=16mm, BSt. 42/50 RK, $l_v=112mm$												
1	H13/7	112	56,3	-	261	250	7250	7500	133	0,510	29600	4,47
2	H13/11	112	-	-	277	-	5500	5750	99	0,353	1100	3,08
3	H13/12	112	-	-	277	-	8500	8750	155	0,481	1600	3,26
4	H14/9	112	-	-	260	300	6250	6500	117	0,450	3,2	0,51
5	H14/11	112	-	-	260	300	5750	6000	108	0,416	8000	3,90
6	H14/12	112	-	-	260	300	7000	7300	130	0,501	322	2,51
7	H15/7	112	-	-	256	-	6250	6500	115	0,451	32	1,51
8	H15/9	112	-	-	-	-	6250	7000	124	0,485	3900	3,58
9	H15/9	112	-	-	-	-	5250	5500	99	0,382	2300	3,36
10	H15/11	112	-	-	-	-	4500	4750	84	0,330	32	1,51
11	H15/12	112	-	-	-	-	6750	7000	124	0,486	20000	4,30
12	ZK44	112	-	-	230	-	5400	5650	100	0,436	48	1,68
13	ZK45	112	-	-	-	-	5000	5250	93,3	0,406	4,8	0,68
14	ZK46	112	-	-	-	-	5600	5850	104	0,452	480	2,68
15	ZK47	112	-	-	-	-	6500	6750	120	0,521	2400	3,03
16	ZK48	112	-	-	-	-	7000	7250	129	0,560	16600	4,38
17	ZK49	112	-	-	-	-	5250	5450	97	0,371	4,8	0,68
18	ZK50	112	-	-	261	200	4500	4800	95	0,327	48	1,68
19	ZK51	112	-	-	-	250	5000	5250	104	0,398	480	2,68
20	ZK52	112	-	-	-	-	5625	5875	104	0,460	4800	3,68
21	ZK53	112	-	-	-	-	6500	6750	120	0,460	21300	4,33
22	ZK54	112	-	-	-	-	7000	7250	129	0,493	26600	4,42
23	ZK69	112	-	-	281	275	4750	5025	89	0,318	1070	3,03
24	ZK78	112	-	-	292	275	6750	7025	125	0,427	17900	4,25

Versuche zur maximalen Verbundfestigkeit, ermittelt mit  $\sqrt{\quad}$ -Belastungsfunktionen

Versuch		Verbundlänge $l_v$	Verbundfläche $F_r$	Vorlänge $l_0$	Betonfestigkeit $f_{ct}$	Belastung			Verbundspannung $T_{max}$	$X_{Smax} = \frac{T_{max}}{\beta_w}$	Verbundspannungsanstieg $v_t = \frac{dT}{dt}$	log $v_t$
Hfd. Nr.	Bezeichnung					Vorlast $P_v$	dyn. Last $P_{dyn}$	max. Last $P_{max}$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
d=16mm, BSt.42/50 RK; $l_v=112mm$ , mit Vorlänge												
1	X 7	110	55,3	50	247	500	6560	7060	128	0,517	48	1,68
2	X 8	"	"	"	"	"	5560	6060	110	0,444	4,7	0,67
3	X 9	"	"	"	"	"	6250	6750	122	0,494	4,7	0,67
4	X10	"	"	"	"	"	7875	8375	151	0,513	5200	3,72
5	X11	"	"	"	"	"	7810	8310	150	0,608	6500	3,81
6	X12	"	"	"	"	"	6750	7250	131	0,531	1000	3,26
7	ZK84	120	60,3	40	237	250	8500	8750	145	0,612	4800	3,68
8	ZK87	112	56,3	48	295	"	7500	7750	138	0,467	40	1,68
9	ZK89	113	57,3	47	"	"	6000	6250	162	0,550	29500	4,47
10	ZK90	112	56,3	48	"	"	8750	9000	160	0,542	13300	4,14
11	ZK90	117	58,3	43	"	"	9250	9500	162	0,548	2840	3,45
12	ZK91	112	56,3	48	"	"	8600	8900	146	0,497	440	2,64
13	X2	110	55,3	50	550	275	9775	9775	177	0,321	48,8	1,69
d=16mm, BSt.42/50 RK; $l_v=80+112mm$ (umschürt)												
1	XU13	110	55,3	50	331	275	9375	9650	174	0,527	48,8	1,69
2	XU14	110	"	"	"	"	10625	10900	197	0,595	36100	4,56
3	XU17/2	110	"	"	"	"	9000	9275	162	0,507	21,7	1,34
4	XU19	110	"	"	241	500	6040	7440	135	0,553	48,3	1,68
5	XU20	110	"	"	"	"	6625	7125	129	0,535	6300	3,80
6	XU21	110	"	"	"	"	7750	8250	149	0,619	6000	3,78
7	XU22	110	"	"	"	"	7180	7680	139	0,576	2260	3,35
8	XU23	110	"	"	"	"	7000	7500	136	0,562	2260	3,35
9	XU24	110	"	"	"	"	6250	6750	122	0,506	48,3	1,68
10	XU28	80	40,2	80	246	"	5625	6125	152	0,618	9300	3,97
11	XU29	80	"	"	"	"	5275	5875	146	0,593	9300	3,97
12	XU30	80	"	"	"	"	5375	5875	146	0,593	65	1,81
d=16mm, BSt.42/50 RU; $l_v=80mm$												
1	X25	78	39,2	82	246	500	4560	5060	129	0,524	68,4	1,84
2	X26	80	40,2	80	246	"	6250	6750	168	0,682	9570	3,98
3	X27	78	39,2	82	246	"	6060	6560	167	0,679	995	3,00
d=16mm, BSt.42/50 RU; $l_v=56mm$ (umschnürt)												
1	XU37	56	28,1	104	261	500	5000	5500	195	0,747	8900	3,95
2	XU38	56	"	"	"	"	5750	6250	222	0,852	8900	3,95
3	XU39	56	"	"	"	"	4625	5125	182	0,739	8000	3,90
4	XU41	56	"	103	"	"	4500	5000	178	0,681	89	1,95
5	XU42	56	"	"	"	"	4125	4625	164	0,629	89	1,95
d=16mm, BSt.42/50 RK; $l_v=80mm$												
1	VR52/1	80	40,2	89	185	1000	3750	4750	118	0,639	4500	3,65
2	VR52/4	84	42,2	"	"	"	3250	4250	101	0,444	2,8	0,45
3	VR52/7	82	41,2	"	"	"	3250	4250	103	0,577	3760	3,56
4	VR52/10	82	41,2	"	"	"	3500	4500	109	0,590	290	2,46
1	VR52/2	83	41,7	89	225	1000	4060	5060	121	0,540	2,9	0,45
2	VR52/5	82	41,2	"	"	"	4375	5375	131	0,680	14500	4,16
3	VR52/9	81	40,7	"	"	"	4375	5375	132	0,537	250	2,40
1	VR52/3	80	40,2	"	377	1000	4025	5025	144	0,722	4200	3,62
2	VR52/6	80	40,2	"	"	"	3625	4625	115	0,305	3,0	0,47
d=16mm, BSt.42/50 RK; $l_v=80mm$ (umschnürt)												
1	VR52/U1	83	41,7	77	377	1000	5875	6875	165	0,417	360	2,66
2	VR52/U2	81	40,7	80	"	"	5700	6500	160	0,424	2500	3,41
3	VR52/U3	83	41,7	78	"	"	5125	6125	147	0,390	2,7	0,43

Maximale, kurzzeitige Verbundtragfähigkeit  
in Abhängigkeit von der Beanspruchungs-  
geschwindigkeit der Verbundfläche



## Auswertung der "Biegehaftversuche" - Berechnung der bezogenen, maximalen Verbundspannungen

Balken Nr.	$V_P$	$V_Z$	$V_T$	Vorlast $Z_V$	$p_{dyn}^{max}$	$Z_{dyn}^{max}$	$Z_{gesamt}$	$\tau_{max}$	$\beta_w$	$X_{Smax}$	Bemerkungen
-	Mp/s	Mp/s	$\frac{kp/cm^2}{s}$	kp	kp	kp	kp	kp/cm <sup>2</sup>	kp/cm <sup>2</sup>	-	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
B 3	385	454	5645	970	6970	8225	9195	114	238	0,479	Kraftfunktion / 20 Hz - ausgezogen - Nach Erreichen der Höchstlast Kraft- abfall nur bis 7825 kp (nicht ausgezogen)
B 4	278	328	4078	970	8225	9705	10675	133	285	0,467	
B 5	0,85	1,00	12,4	970	6750	7965	8935	111	285	0,389	Flötzlicher Bruch nach 5 s Last- haltung.
B 6	280	330	4103	970	7500	8850	9820	122	285	0,428	Doppelauslösung 12,5 Mp / 15 Hz (1. Impuls Pist = 7000 kp)
B 7	2,56	3,02	18,8	970	11250	13275	14245	89	263	0,338	B 7 - B 9 [Wegen Bildausfall $Z_{maxB} 8$ = 2 Stäbe [aus $e_e$ ermittelt. $\varnothing 16$ mm] Maximale Durchbiegung
B 8	25	29,5	183	970	-	12440	13410	83	263	0,316	
B 9	375	443	2754	970	11875	14015	14985	93	263	0,354	$f_m = 18$ mm
B 10	0,30	0,34	4,2	935	6250	7065	8000	99	293	0,338	$h' = 4,3$ cm + Z/P = 1,13
B 11	188	216	2685	950	8750	10065	11015	137	293	0,468	$h' = 4,5$ cm + Z/P = 1,15
B 12	4,17	4,80	60	950	7125	8195	9145	114	293	0,389	$h' = 4,6$ cm + Z/P = 1,15
B 13	0,27	0,32	2,0	965	13000	15210	16175	101	293	0,345	$h' = 4,8$ cm + Z/P = 1,17
B 14	225	263	1635	965	13875	16235	17120	106	293	0,362	$h' = 4,8$ cm + Z/P = 1,17
B 15	22	26	162	970	11875	14015	14985	93	293	0,317	$h' = 5,0$ cm + Z/P = 1,18

Versuche zur "kritischen" Verbundfestigkeit unter  $\sqrt{\quad}$ -Belastungsfunktionen

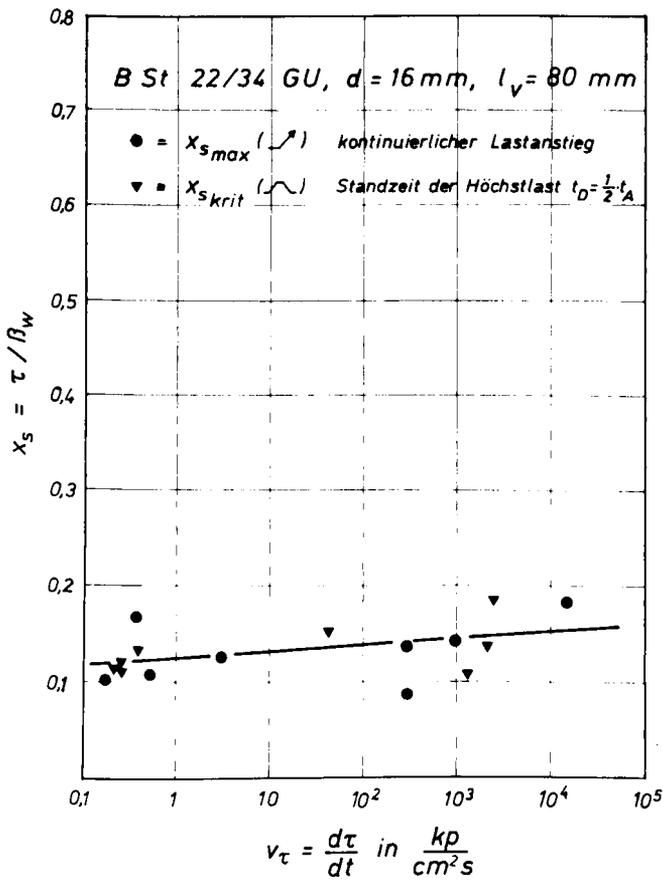
Versuch		Verbundlänge $l_v$ [mm]	Verbundfläche $F_t$ [cm <sup>2</sup> ]	Beton- festigkeit $R_{yk}$ [ $\frac{kp}{cm^2}$ ]	Anzahl der Belastungen (Halbezeit)	Belastung (Endstufe)			Verbundspannung $T_{krit.}$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	$X_{S, krit.} = T_{krit.} / R_{yk}$	Verbundspann- anstieg $V_t$ [ $\frac{kp}{cm^2 \cdot s}$ ]	$\log v_t$
1f. Nr.	Bez.					Vorlast $P_v$ [kp]	Dyn. Last $P_{dyn}$ [kp]	Krit. Last $P_{krit.}$ [kp]				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1) BSt.22/34 GU, d=16mm, $l_v=80+160$ mm												
1	H12/ 6	80	40,2	263	1(12sec)	250	500	750	18,7	0,071	0,15	-0,82
2	H15/ 1	160	80,4	252	1(20sec)	250	1500	1750	21,8	0,086	225	2,35
3	H15/ 2	"	"	"	2	250	2000	2250	20,0	0,111	300	2,48
4	H15/ 3	"	"	"	3	250	1500	1750	21,8	0,086	1800	3,27
5	H15/ 4	"	"	"	1(15sec)	250	1000	1250	15,5	0,062	1000	3,04
6	H15/ 5	"	"	"	2	250	1500	1750	21,8	0,086	1170	3,07
7	H15/ 6	"	"	"	1(1sec)	250	1150	1400	17,4	0,069	1240	3,09
2) BSt.42/50 RK, d=16mm, $l_v=32$ mm												
1	ZK 2	32	16,1	253	1	250	1500	1750	109,0	0,430	6200	3,79
2	ZK 3	32	16,1	"	2	250	1250	1500	93,0	0,359	11200	4,04
3	ZK 4	32	"	"	2	250	1750	2000	125,0	0,480	11200	4,05
4	ZK 5	32	"	"	1	250	1500	1750	109,0	0,430	8100	3,91
5	ZK 6	32	"	"	1	250	1000	1250	78,0	0,307	12400	4,10
6	ZK 7	32	"	272	1(1sec)	250	1250	1500	93,0	0,343	12400	4,10
7	ZK 8	32	"	"	4	250	1450	1700	106,0	0,398	6600	3,82
8	ZK 9	32	"	"	4	250	1200	1550	98,0	0,359	11700	4,07
9	ZK13	32	"	271	4	250	1250	1500	93,0	0,344	1,24	0,10
10	ZK14	32	16,6	271	1	250	1470	1720	104,0	0,384	1,24	0,10
3) BSt.42/50 RK, d=16mm, $l_v=112$ mm												
1	H12/9	112	56,3	261	2	250	6200	6250	111,0	0,425	12500	4,10
2	H13/10	112	56,3	277	1(15ms)	250	6250	6500	115,5	0,417	13300	4,12
3	H13/12	112	56,3	277	5	250	5750	6000	106,6	0,395	1200	3,11
4	ZK57	112	56,3	456	4/5	250	7200	7450	132,3	0,290	2000	3,30
5	ZK58	"	"	"	3/4	"	6750	7000	124,3	0,273	2000	3,30
6	ZK59	112	56,3	456	1(0,2s)	250	6500	6750	120,0	0,263	185	2,27
7	ZK60	"	"	"	4(25sec)	"	6450	6700	119,0	0,261	200	2,30
8	ZK61	"	"	"	4	"	6625	6875	122,1	0,268	21	1,32
4) BSt.22/34 GU, d=26mm, $l_v=26$ mm												
1	H 4/2	26	21,2	281	1	250	620	870	41	0,146	0,43	-0,37
2	H 4/3	26	"	281	1(<1sec)	"	700	950	44,8	0,159	5000	3,77
3	H 4/4	26	"	260	2(5sec)	"	600	850	40,0	0,154	3400	3,53
4	H 4/5	25,5	20,8	260	1(30sec)	"	500	750	36	0,138	4700	3,67
5	H 5/1	26	21,2	257	1(30sec)	"	450	700	33	0,129	2500	3,41
6	H 5/2	25,5	20,8	257	1(<1sec)	"	550	800	39,5	0,150	3100	3,49
7	H 5/4	26	21,2	261	1(5sec)	"	500	750	35	0,134	2800	3,45
8	H 5/6	25	20,4	261	1(1sec)	"	400	650	32	0,123	266	2,35
9	H 5/5	26	21,2	261	5 $\sqrt{\quad}$	"	850/525	1100/775	52/36,6	0,2/0,14	5650	3,75
5) BSt.42/50 RK, d=26mm, $l_v=26$ mm												
1	H 4/7	26	21,2	286	1	250	900	1150	54,3	0,190	0,47	-0,33
2	H 4/9	"	"	286	2	"	1525	1775	89,4	0,309	11300	4,05
3	H 6/7	"	"	234	1(3sec)	"	1100	1350	63,7	0,272	420	2,62
4	H 6/8	"	"	234	4	"	1500	1750	82,5	0,353	6500	3,81
5	H 5/10	"	"	266	2(10sec)	"	1015	1265	59,6	0,224	470	2,67
6	H 6/11	"	"	266	2(1sec)	"	1250	1500	70,8	0,266	5160	3,71
7	H 4/10	"	21,2	217	12 $\sqrt{\quad}$	"	1500/900	1750/1150	83/54	0,39/0,25	8400	3,93
8	H 5/10	"	"	267	4 $\sqrt{\quad}$	"	2375/1300	2625/1550	124/73	0,46/0,27	19600	4,29



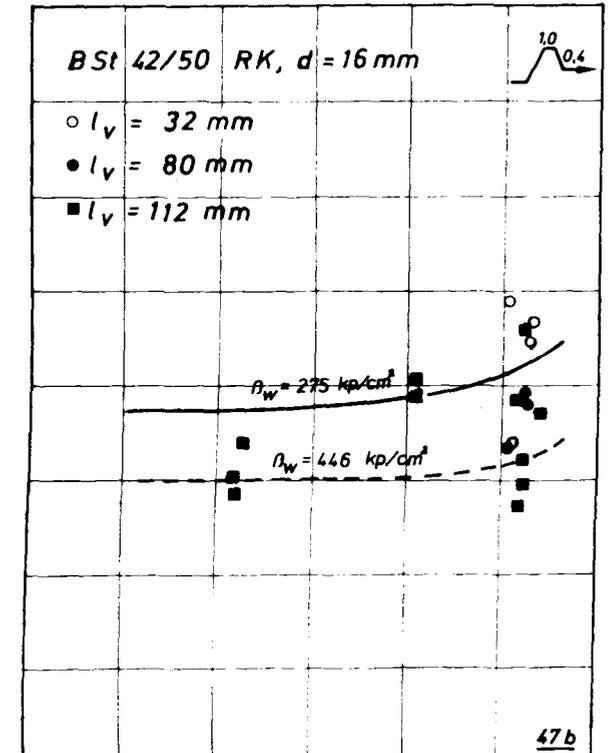
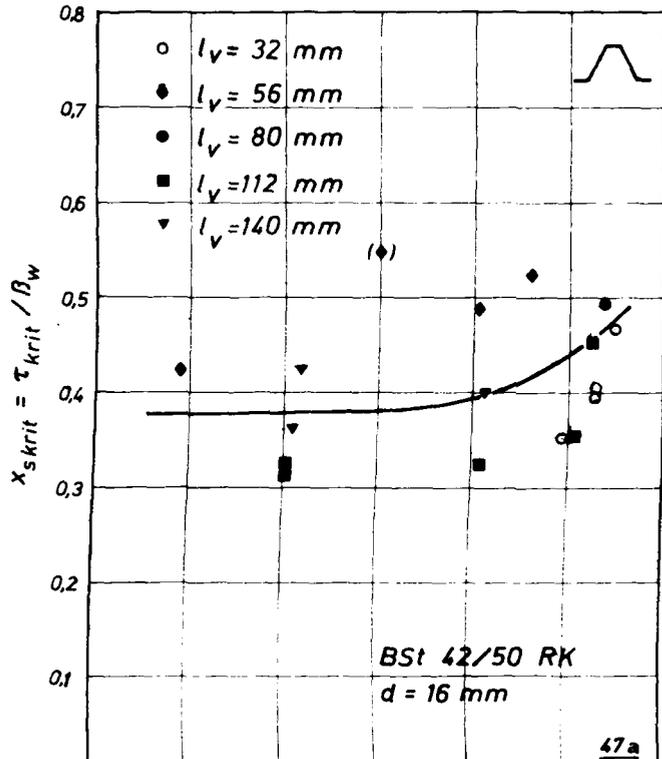
Versuche zur "kritischen" Verbundfestigkeit unter - und -Belastungsfunktionen

Versuch		Verbundlänge $l_v$ [mm]	Verbundfläche $F_v$ [cm <sup>2</sup> ]	Beton- festigkeit $f_{yk}$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	Anzahl der Belastungen (Haltezeit)	Belastung (Endstufe)			Verbundspannung $\sigma_{tkrit.}$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	$\chi_s, \text{krit.} \cdot \tau_{\text{krit.}} / \beta_H$	Verbundspann.- Anstieg $v_t$ [ $\frac{kp}{cm^2 \cdot s}$ ]	log $v_t$
lf. Nr.	Bez.					Vorlast $P_v$ [kp]	Dyn.-Last $P_{dyn}$ [kp]	Krit.-Last $P_{krit.}$ [kp]				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1) BSt.22/34 GU, $d=16mm$ , $l_v=R0mm$ (  - Funktion)												
1	H10/ 1	80	40,2	195	2	250	650	900	22,4	0,115	0,22	-0,650
2	H10/ 2	"	"	195	2	250	650	900	22,4	0,115	0,22	-0,650
3	H10/ 3	"	"	195	1	250	650	900	22,4	0,115	0,22	-0,650
4	H10/ 4	"	"	236	5	250	1000	1250	31,1	0,132	0,33	-0,484
5	H10/ 5	"	"	236	7	250	1200	1450	35,1	0,153	35,8	1,554
6	H10/ 6	"	"	236	14	250	1500	1750	43,5	0,184	2240	3,350
7	H11/ 3	"	"	260	3	300	575	875	21,8	0,169	1500	3,114
8	H11/ 6	"	"	266	1	600	840	1440	35,8	0,135	1860	3,271
2) BSt.42/50 RK, $d=16mm$ , $l_v=R0 : 140mm$ (  - Funktion)												
1	ZK10	32	16,1	273	6	250	1800	2050	127,0	0,467	30000	4,48
2	ZK11	"	"	"	3	"	1300	1550	96,0	0,353	2500	3,95
3	ZK12	"	"	"	3	"	1500	1750	109,0	0,398	1900	4,25
4	ZK13	"	"	271	3	"	1500	1750	109,0	0,402	1900	4,25
5	H10/12	56	26,1	236	2	1000	1900	2900	100,0	0,422	0,77	-0,11
6	H11/ 7	"	"	200	7	"	1930	2930	105,0	0,523	4100	3,61
7	H11/10	"	"	266	6	"	3070	4070	145,0	0,545	100	2,00
8	H11/12	"	"	266	6	"	2630	3630	129,0	0,497	1100	3,04
9	ZK37	80	40,2	278	7	250	5250	5500	136,8	0,492	22000	4,342
10	ZK75	112	56,3	292	2	275	5000	5275	93,7	0,321	10,5	1,021
11	ZK76	"	"	"	2	275	7500	7775	139,1	0,473	10,5	1,021
12	ZK77	"	"	"	7	275	7500	7775	139,1	0,473	1600	4,204
13	ZK79	"	"	"	3	275	5500	5775	102,6	0,351	1200	4,079
14	ZK80	"	"	"	2	275	5000	5275	93,7	0,321	1250	3,097
15	ZK93	140	70,4	303	7	275	8250	8525	121,2	0,400	1400	3,146
16	ZK94	"	"	"	8	275	8750	9025	128,2	0,423	15,4	1,188
17	ZK95	"	"	"	5	275	7500	7775	110,4	0,364	12,8	1,107
3) BSt.42/50RK, $d=16mm$ , $l_v=112mm$ (  - Funktion)												
1	ZK15	32	16,1	271	3	250	1700	1950	121,0	0,447	19000	4,29
2	ZK16	32	"	"	2	"	1220	1470	92,0	0,339	12900	4,11
3	ZK17	32	"	"	3	"	1780	2030	126,0	0,465	19400	4,29
4	ZK18	32	"	"	1/2	"	1980	2130	132,0	0,498	10400	4,02
5	ZK38	80	40,2	278	1/2	"	3500	3750	93,0	0,336	12400	4,10
6	ZK39	80	40,2	"	1/2	"	4000	4250	106,0	0,390	19000	4,25
7	ZK40	80	40,2	"	1/2	"	4100	4350	108,0	0,390	15000	4,19
8	ZK62	112	56,3	456	10	275	3250	3525	170,0	0,373	25000	4,40
9	ZK63	112	56,3	446	5	"	7750	8025	143,0	0,321	17000	4,23
10	ZK64	112	56,3	446	3	"	6625	6900	123,0	0,276	15000	4,18
11	ZK65	112	56,3	446	5	"	7125	7400	131,0	0,295	17000	4,23
12	ZK66	"	"	446	3	275	6875	7150	127,0	0,295	15	1,176
13	ZK67	"	"	"	6	275	8250	8525	151,4	0,340	19	1,279
14	ZK68	"	"	"	5	275	7450	7725	137,0	0,307	17	1,230
15	ZK70	"	"	281	3	275	6125	6400	115,6	0,408	1200	3,079
16	ZK71	"	"	"	3	275	5875	6150	109,3	0,389	1200	3,079
17	ZK72	"	"	"	6	275	7000	7275	129,2	0,460	17000	4,230
18	ZK73	"	"	"	4	275	5750	6025	107,0	0,301	15000	4,176
4) BSt.42/50 RK, $d=16mm$ , $l_v=110mm$ , $l_0=60mm$ (umschnürt), (  - Funktion)												
1	XU15	110	55,3	331	3	275	8425	8700	157,0	0,476	28000	4,447
2	XU17	"	"	"	1	275	8000	8275	149,6	0,452	21,5	1,332
3	XU18	"	"	"	3	275	9000	9275	167,7	0,507	32000	4,505

Ergebnisse von Ausziehversuchen mit glattem Rundstahl bei verschiedenen Belastungsfunktionen

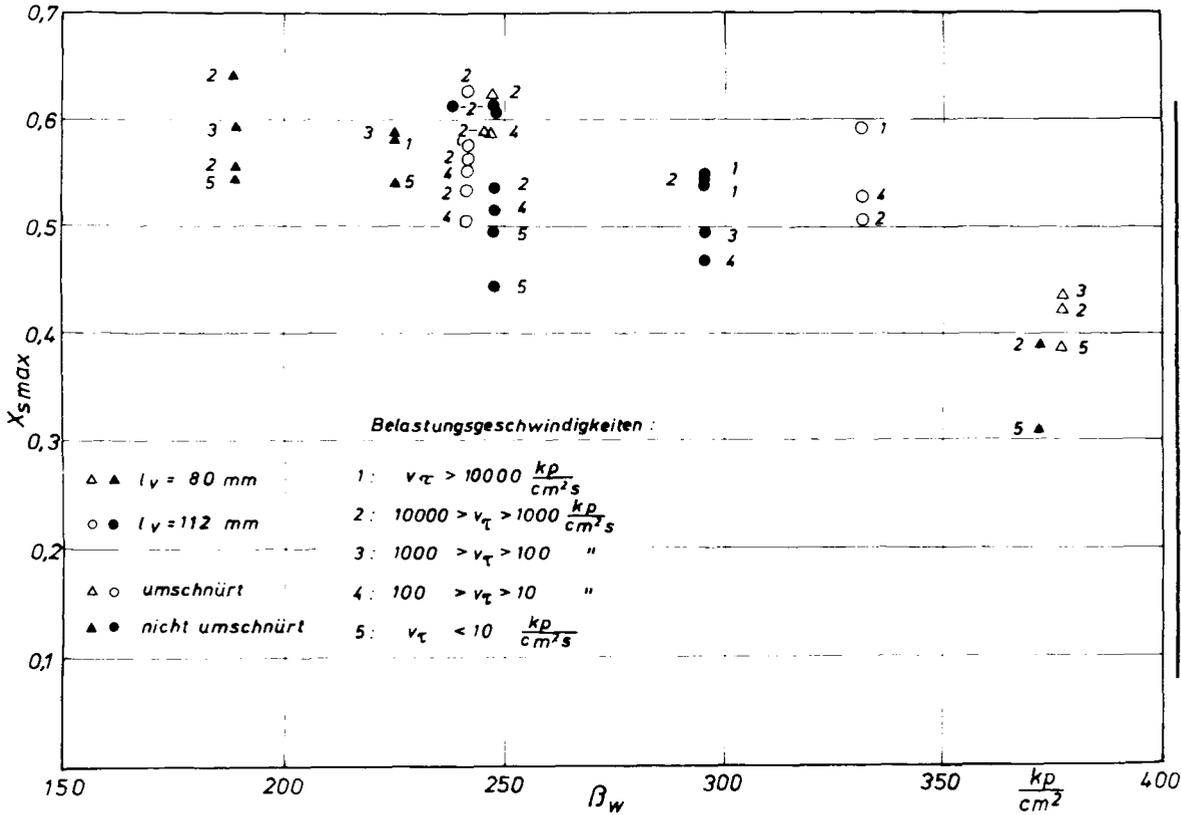


# Bezogene "kritische" Verbundspannungen bei Beanspruchungsfunktionen mit kurzzeitiger Einwirkung der Höchstlast

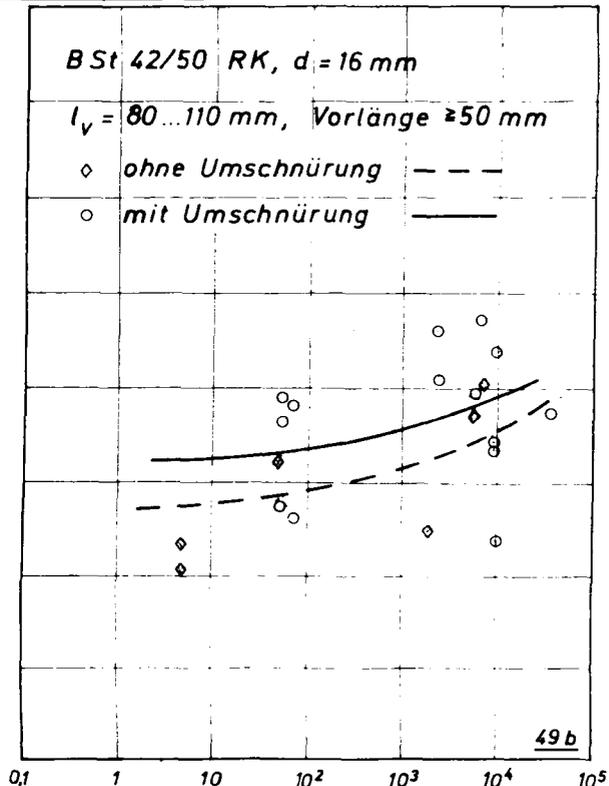
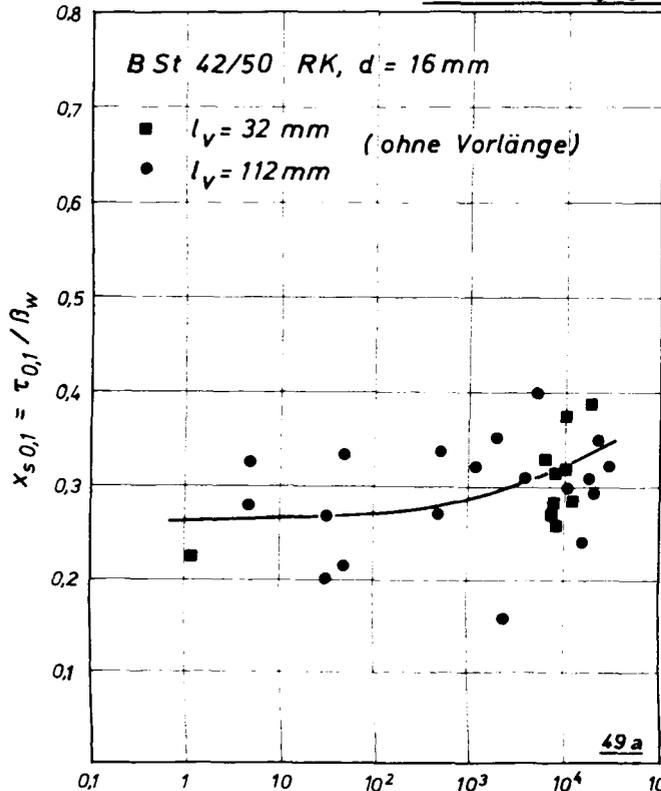


**Einfluß der Betonfestigkeit auf die bezogenen**

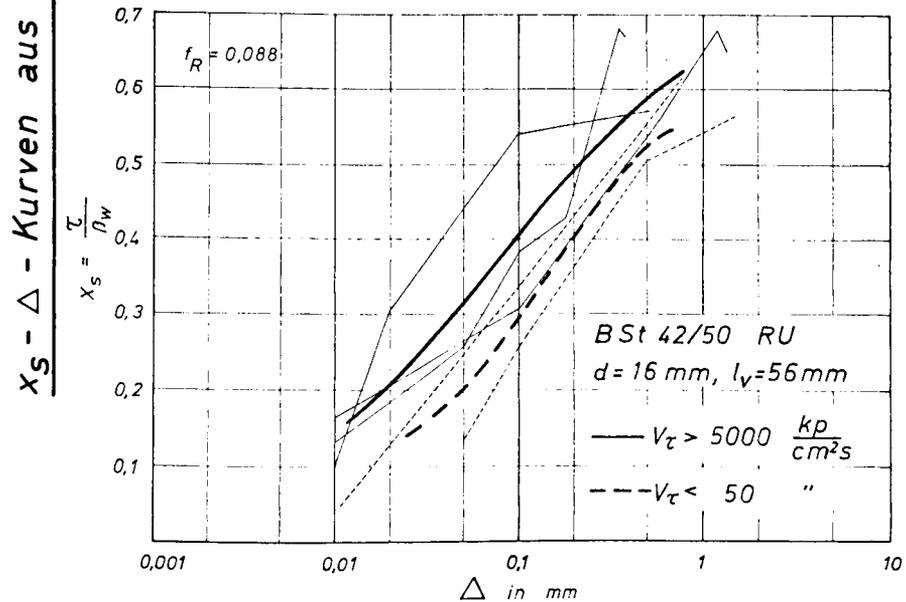
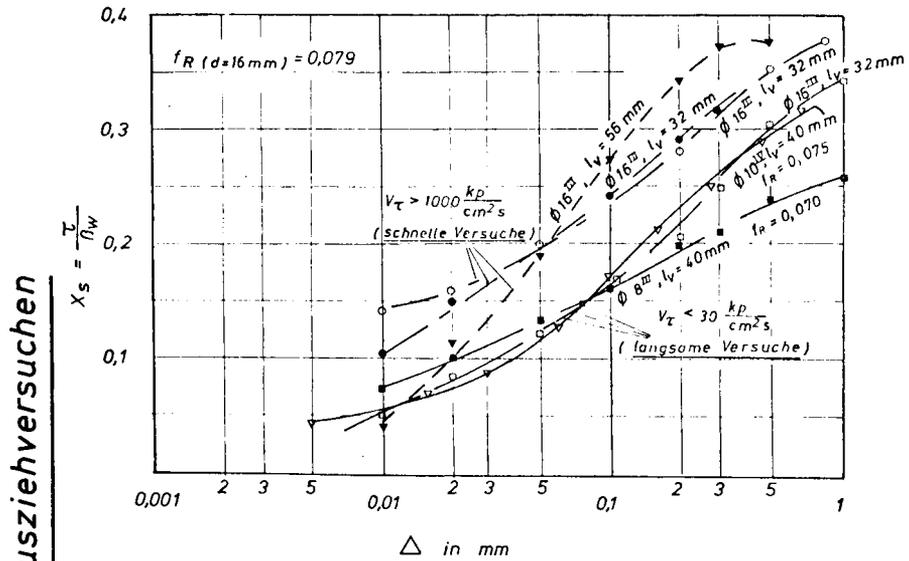
**Verbundspannungen  $X_S = \tau / \beta_w$**



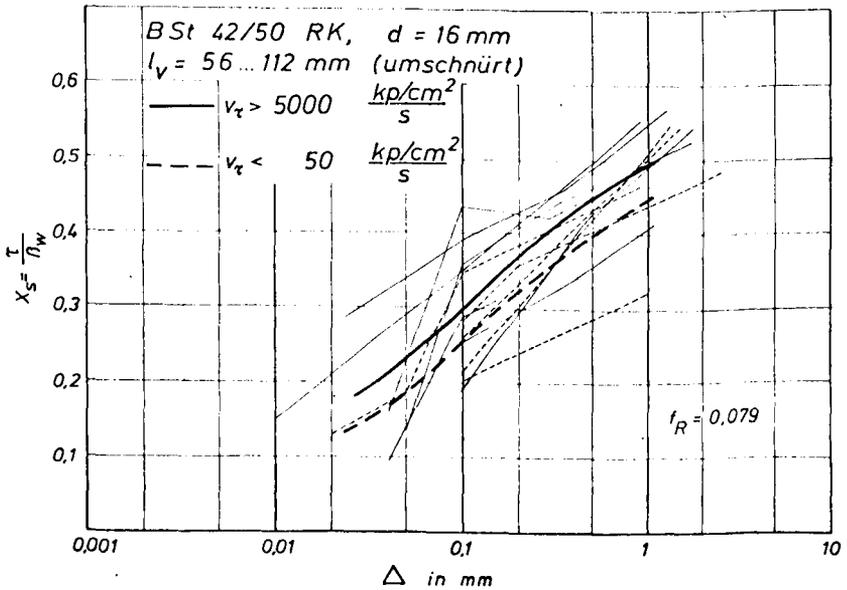
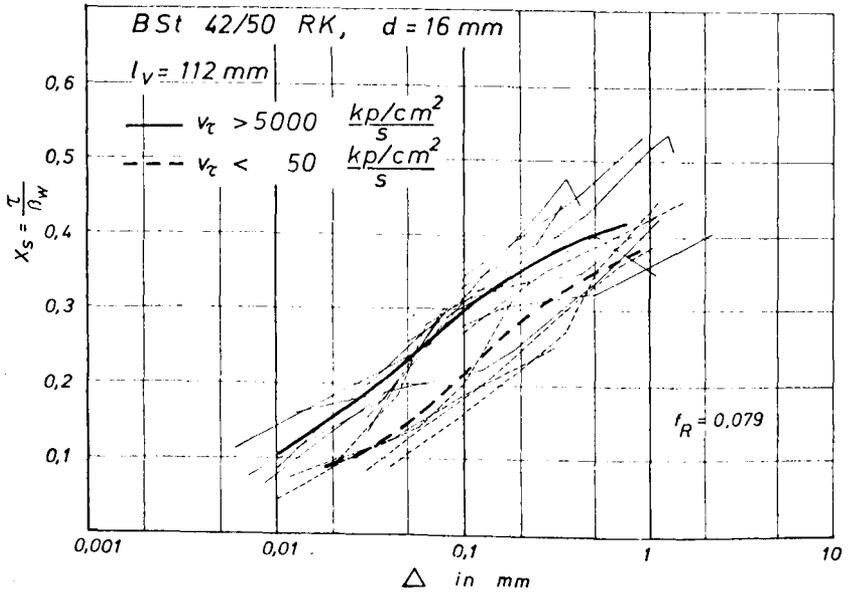
Bezogene Verbundspannungen bei einem Schlupf von  $\Delta = 0,1 \text{ mm}$   
in Abhängigkeit von  $v_{\tau}$



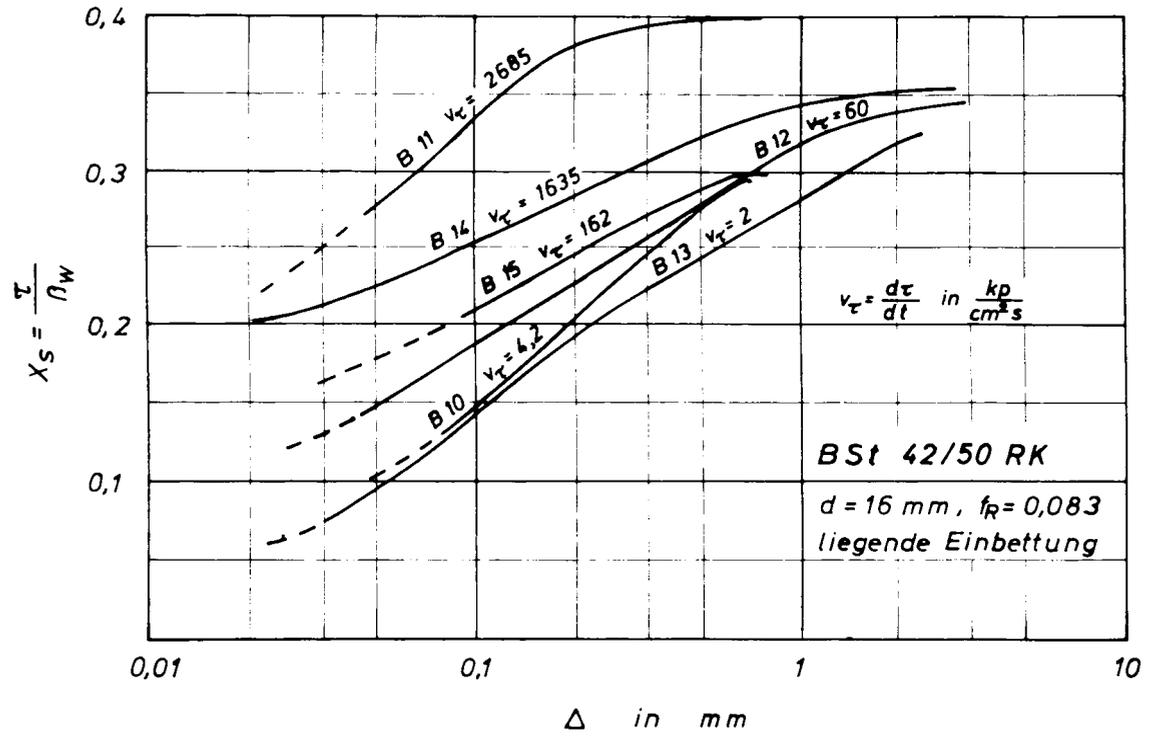
$$v_{\tau} = \frac{d\tau}{dt} \text{ in } \frac{kp}{cm^2 s}$$



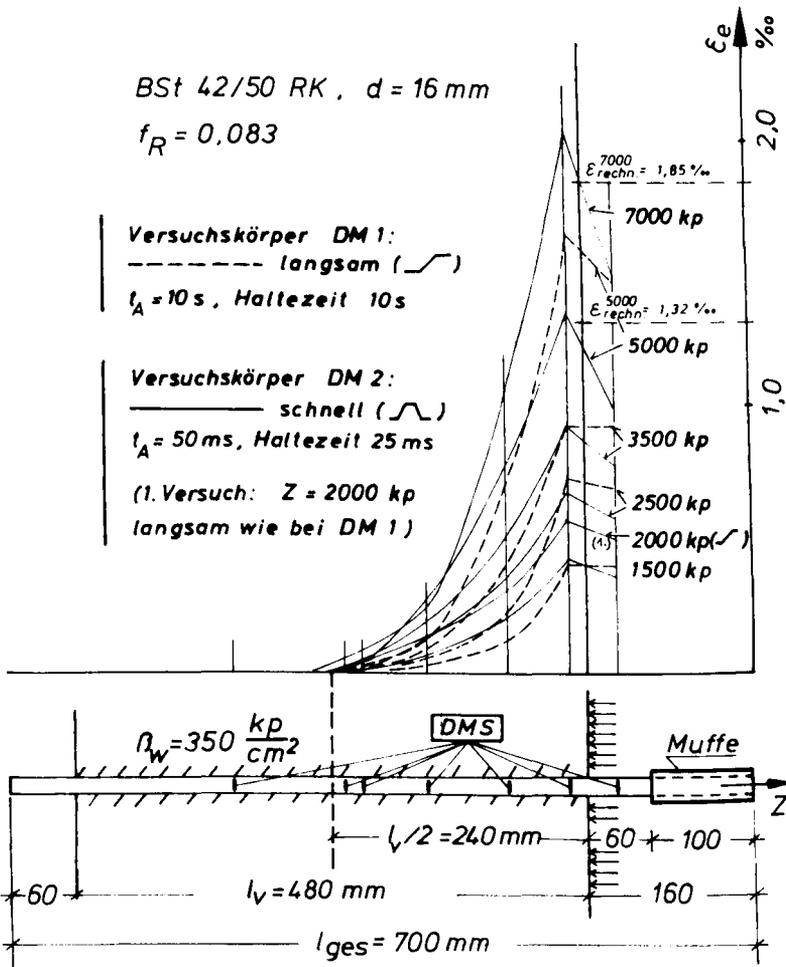
$x_s - \Delta$  - Kurven aus Ausziehversuchen



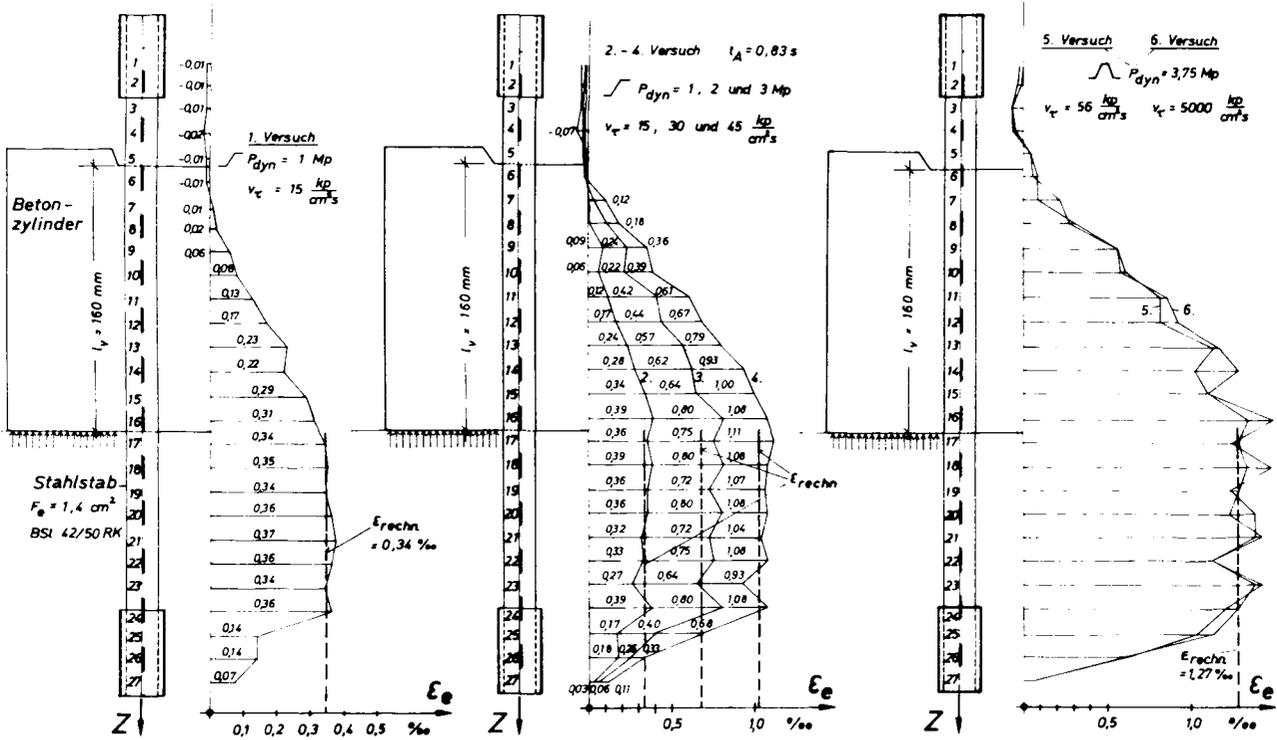
### $x_S - \Delta$ - Kurven aus Biegehaftversuchen



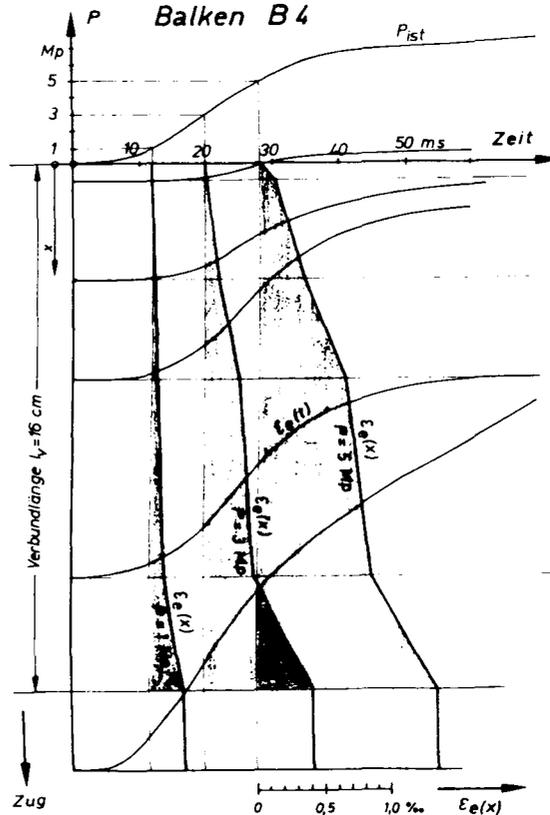
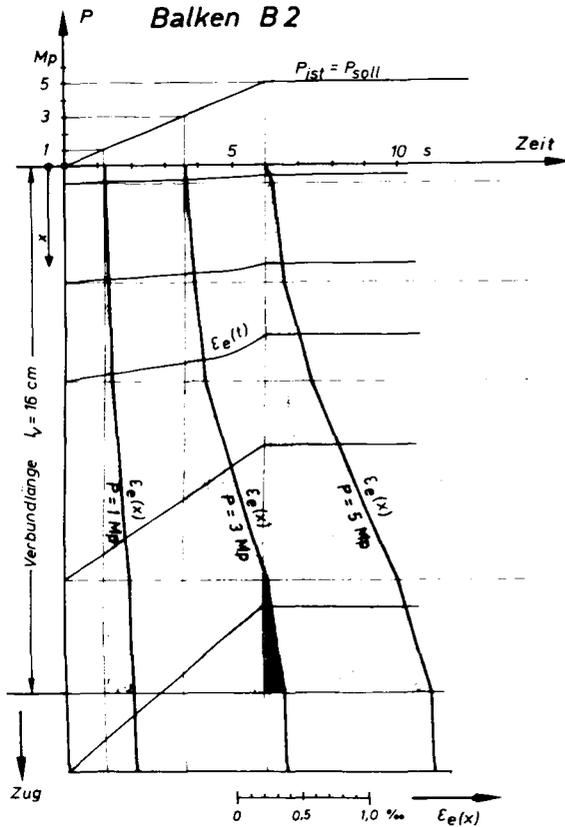
### Stahldehnungsverlauf für verschiedene Belastungsfunktionen bei einer Verbundlänge von $l_v = 30 \cdot d$



# Stahldehnungsverlauf bei unterschiedlichen Belastungsfunktionen

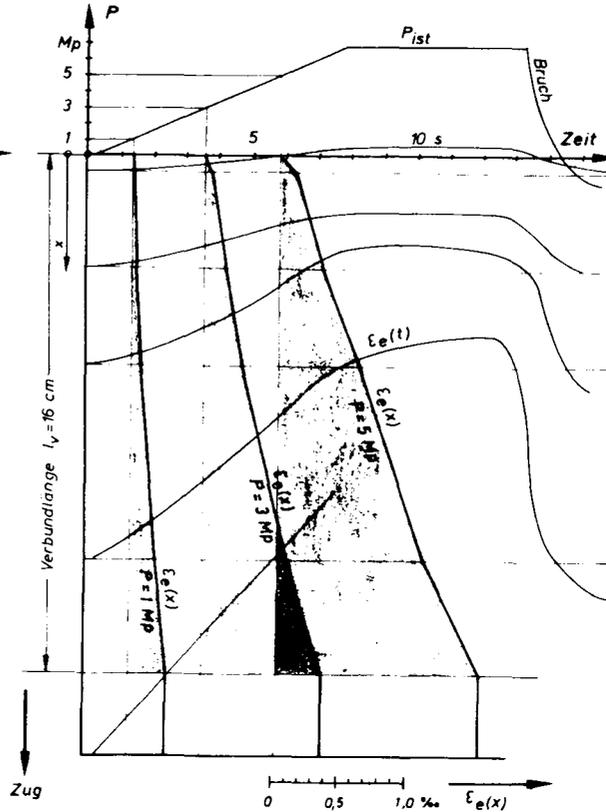


**Aufzeichnung der Stahldehnungen längs der Verbundstrecke bei Biegehaftversuchen**

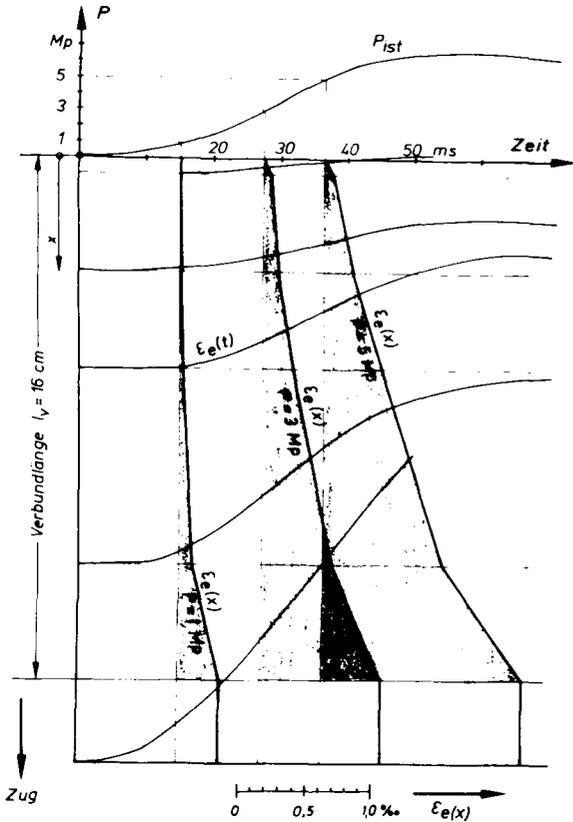


**Aufzeichnung der Stahldehnungen längs der Verbundstrecke bei Biegehaftversuchen**

Balken B 5 , zweiter Versuch



Balken B 5 , Erstversuch





In der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffkunde und  
Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig sind  
bisher erschienen:

- Heft 1 : Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis  
öliger Holzschutzmittel (1962)  
von Rolf Deters - vergriffen -
- Heft 2 : Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbeton-  
bauteilen unter Feuerangriff (1963)  
von Karl Kordina - vergriffen -
- Heft 3 : Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit  
biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen  
von Josef Eibl (1963) - vergriffen -
- Heft 4 : Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannver-  
lustes infolge Schlupf in der Verankerung -  
Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreis-  
zylindrischen Stahlbetonsilos (1964)  
von Karl Kordina und Josef Eibl
- Heft 5 : Über den Schalungsdruck von Frischbeton (1965)  
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6 : Transportphänomene in Betonporen (1966)  
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7 : Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von  
brandbeanspruchten, balkenartigen Stahlbeton-  
bauteilen (1967)  
von Herbert Ehm - vergriffen -
- Heft 8 : Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen  
Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe  
ihrer Eigenfrequenz (1967)  
von Joachim Steinert - vergriffen -
- Heft 9 : Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuer-  
schutzmitteln (1967)  
von Axel Lämmke - vergriffen -
- Heft 10 : Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehäng-  
ter Träger (1968)  
von Kamal Fouad Rafla † - vergriffen -

- Heft 11 : Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten - Brazier-Effekt - (1968) von György Iványi - vergriffen -
- Heft 12 : Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B, insbesondere aus Baustoffen der Klasse A 2 (1969) von Claus Meyer-Ottens - vergriffen -
- Heft 13 : Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes (1969) von Günter Fuchs
- Heft 14 : Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff (1970) von Claus Meyer-Ottens
- Heft 15 : Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütewürfeln und -bohrproben (1970) von Ralf Lewandowski - vergriffen -
- Heft 16 : Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten von Fritz-Joachim Neubauer (1970) -vergriffen -
- Heft 17 : Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton (1970) von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18 : Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge - (1971) von Wilfried Bödeker
- Heft 19 : Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken - (1971) von Claus Meyer-Ottens - vergriffen -
- Heft 20 : Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern (1972) von Kurt Liermann
- Heft 21 : Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerkrahmen aus Stahlbeton (1972) von Béla Jankó †

- Heft 22 : Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse (1972)  
von Ulf Nürnberger
- Heft 23 : Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung (1972)  
von Claus Meyer-Ottens
- Heft 24 : Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand (1973)  
von Hassan Taha El-Arousy
- Heft 25 : Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen (1973)  
von Günter Rieche
- Heft 26 : Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons von Eckhard Tennstedt (1974)
- Heft 27 : Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen (1973)  
von Ulrich Schneider
- Heft 28 : Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen (1974)  
von Jürgen Neisecke
- Heft 29 : Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern (1974)  
von Karl Kordina, Peter Maack und Olaf Hjorth
- Heft 30 : Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken (1974)  
von Josef Eibl und György Iványi
- Heft 31 : Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau (1974)  
von Karl Kordina und Béla Jankó †

Heft 32 : Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des  
Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen  
Beanspruchungsgeschwindigkeiten (1976)  
von Olaf Hjorth

Diese Schriftenreihe wird vom Institut für Baustoffkunde und  
Stahlbetonbau im Selbstverlag herausgegeben.

**2476** 722