

Über die Schlagfestigkeit des Betons für Rammpfähle

Von Jürgen Dahms, Düsseldorf

Übersicht

Bei der Beanspruchung des Betons durch Schlag wird eine bestimmte kinetische Energie in einer extrem kurzen Zeit übertragen. Unter der Schlagfestigkeit wird hier die größtmögliche Beanspruchung des Betons durch Schlag verstanden, und zwar entweder durch einen einzigen Schlag größtmöglicher Energie oder durch eine Vielzahl gleicher Schläge mit kleinerer Energie. Beim Rammen von Betonpfählen ist die Beanspruchung durch viele gleiche Schläge maßgebend.

Für die vorliegenden Untersuchungen über die Schlagfestigkeit des Betons für Rammpfähle [1] wurde das in DIN 52 107 genormte Fallwerk so umgebaut, daß man damit wiederholte Schläge eines 50-kg-Fallbären aus je gleichbleibender, vorgegebener Fallhöhe (10 bis 150 cm) auf einen Betonzylinder ($d = 15$ cm, $h = 30$ cm) aufbringen kann. Die elektronische Meßeinrichtung gestattet die Aufzeichnung und Registrierung der Schlagzahl, der eingeleiteten Kraft, der Verformung in Längs- und Querrichtung sowie des zeitlichen Ablaufs aller Vorgänge. Aufgrund verschiedener Vorversuche wurde bei diesen Versuchen die Schlagfestigkeit als Anzahl der Schläge des 50-kg-Bären aus 80 cm Fallhöhe festgelegt.

Die untersuchten Betone unterschieden sich hinsichtlich des Zementgehalts (230 bis 475 kg/m³), des Wasserzementwerts (0,40 bis 0,80), der Gesteinsart des Zuschlags über 3 mm (Basalt, Quarzit, Kalkstein, Hochofenschlacke, Rheinkies und Blähschiefer), des Größtkorns (7 bis 50 mm) und der Kornzusammensetzung. Je nach Zusammensetzung lag die 28-Tage-Zylinderdruckfestigkeit der Betone zwischen 300 und 600 kp/cm². Untersucht wurde auch der Einfluß des Alters und der Lagerung.

Die Versuche bestätigten die Erfahrungen der Praxis, daß eine hohe Zylinderdruckfestigkeit von wenigstens 450 kp/cm² (Druckfestigkeit des 20-cm-Würfels etwa 530 kp/cm²) und eine hohe Spaltzugfestigkeit von wenigstens 35 kp/cm² zwar Voraussetzungen für eine hohe Schlagfestigkeit, jedoch keine ausreichende Gewähr dafür sind. Zudem sind erforderlich eine gute Haftung zwischen Zementstein und Zuschlag und bei hoher Eigentfestigkeit ein möglichst gleichartiges Verformungsverhalten von Zementsteinschicht und Zuschlag, was durch doppelt gebrochene Zuschläge mit hoher Festigkeit, aber vergleichsweise niedrigem E-Modul und niedriger Querdehnung (Quarzit und Hochofenschlacke) zu erreichen ist. Günstig sind außerdem ein Größtkorn von höchstens 15 mm, ein Sandgehalt 0/7 mm von wenigstens 60 % und nach anfänglich 7tägiger Feuchtlagerung eine mehrwöchige Trockenlagerung.

1. Einleitung

Bauwerke und Bauteile aus Beton und Stahlbeton werden in den meisten Fällen durch vorwiegend ruhende Lasten, seltener dynamisch durch schwingende, sich häufig wiederholende Lasten beansprucht. Schlagartige, rasch ablaufende Beanspruchungen treten überwiegend nur beim Rammen von Pfählen auf; hier kommt zu der sehr schnell aufgebrachten Beanspruchung des Betons die häufige Wiederholung innerhalb kurzer Zeit hinzu. Wohl wurde das Verhalten metallischer Werkstoffe unter schwingender Beanspruchung schon im letzten Jahrhundert untersucht [2], aber für Beton liegen weniger Feststellungen unter sehr rasch verlaufender Belastung vor.

Das Verhalten des Betons unter Schlägen hat praktische Bedeutung vor allem für Betonrammpfähle, die immer dann erforderlich werden, wenn bei wenig tragfähigen Böden durch eine Pfahlgründung die Belastung aus dem Bauwerk in tiefere Bodenschichten abgeleitet werden muß. So wurde ein großer Teil unserer norddeutschen Küstenstädte auf Pfählen gegründet (früher Holzpfähle). Beim Bau des Volkswagenwerkes in Emden wurden innerhalb von 3 Monaten 20 000 Pfähle von im Mittel 16 m Länge [3] und für die Haringvlietschleuse im Rheindelta 20 000 Pfähle von 18 m Länge gerammt.

Beim Auftreffen des Rammbären wird der Beton am Pfahlkopf besonders hoch beansprucht. Es wirkt eine verhältnismäßig hohe Energie von mehreren Tausend mkp auf den Pfahl ein; beim Bau der Maracaibobrücke wurden 60 m lange Pfähle mit 20 t schweren Bären gerammt. Wird der Pfahlkopf bei der schnellen Beanspruchung zerstört, siehe Bild 1, und hat der Pfahl noch nicht die gewünschte Tiefe erreicht, so ist der Pfahl dann verloren und muß in den meisten Fällen ersetzt werden. Dies ist oft schwierig und verursacht Kosten, die wesentlich über denen eines gerammten Pfahles liegen.

Stoßartige Beanspruchungen ergeben sich auch z. B. bei Dalben und Eisenbahnschwellen. Dabei tritt meist eine erhebliche Biegebeanspruchung auf. Doch dürfte auch die Schlagfestigkeit des Betons sich dabei auf das Verhalten auswirken.

In der Praxis wurde beobachtet, daß aus der Druckfestigkeit des Betons nicht ausreichend auf die Widerstandsfähigkeit gegen Rammbeanspruchung geschlossen werden kann, weil sich auch Betone gleicher Druckfestigkeit, jedoch unterschiedlicher Zusammensetzung, unterschiedlich verhielten. Es ergab sich die Frage, wie hierzu durch Laboratoriumsversuche mehr Aufschluß erhalten werden könnte und wie die beim Rammen auftretenden Beanspruchungen nachzuahmen sind. Zugehörige Versuche wurden in den Jahren 1963 bis 1966 im Forschungsinstitut der Zementindustrie durchgeführt¹⁾. Dabei wurde unter Schlagfestigkeit die größtmögliche Beanspruchung des Betons durch eine Vielzahl gleicher Schläge mit vorgegebener Energie verstanden. Als

¹⁾ Die Mittel stellte z. T. der Bundesminister für Wirtschaft über die Arbeitsgemeinschaft Industrieller Forschungsvereinigungen e. V. bereit.



Bild 1 Durch Rammschläge zerstörter Pfahlkopf eines Betonrampfhahles

Schlagfestigkeit gilt demnach die Zahl der Schläge, die zum Bruch führt; in diese ist der letzte, vollständig zerstörende Schlag nicht einbezogen.

Durch die Untersuchungen waren folgende Fragen zu klären:

- a) Wie kann die Schlagfestigkeit des Betons zutreffend und möglichst einfach geprüft werden?
- b) Welche Spannungen und Verformungen ergeben sich im Beton unter Schlagbeanspruchung?
- c) Wie ist ein Beton hoher Schlagfestigkeit zusammzusetzen?
- d) Wie wird die Schlagfestigkeit durch Alter und Nachbehandlung verändert?
- e) Welcher Zusammenhang besteht zwischen der Schlagfestigkeit und den üblicherweise ermittelten Festigkeiten des Betons sowie dessen Verformungsverhalten?

2. Auswertung des Schrifttums

Bevor die hier vorliegenden Untersuchungen näher beschrieben werden, soll auf die wesentlichen, aus der Literatur bekannt gewordenen Untersuchungen im Laboratorium und auf der Baustelle kurz eingegangen werden.

2.1 Laboratoriumsuntersuchungen

Die Untersuchungen über die Schlagfestigkeit von Beton sind älter als das Problem der Schlagfestigkeit von seiner Anwendung her. Im Vergleich zu den Untersuchungen über die statische Beanspruchung ist ihre Zahl aber gering. A. Föppl [4] verwendete bereits zu Beginn dieses Jahrhunderts bei seinen Untersuchungen über die Schlagfestigkeit von natürlichen Steinen zum Vergleich Beton. Vor Föppl nennt F. Wenzel [5] Léon, Réaumur, Svenborg, Young, Vicat, Rühlmann, Kick und Martens, die Schlagversuche an verschiedenen Materialien durchgeführt haben.

Föppl unternahm seine Versuche mit einem Fallwerk, das dem heute für die Gesteinsprüfung üblichen und nach DIN 52 107 genormten sehr ähnlich ist (die amerikanische ASTM-Norm D 3-18: „Thoughtness of Rock“ sieht ein ähnliches Prüfverfahren vor).

Föppl nahm an, daß der Schlagwiderstand außer von der Druckfestigkeit auch von dem Vermögen, Formänderungen zu ertragen, abhängt (Zähigkeit).

Mit der Schlagfestigkeit von Beton und Zementstein befaßten sich weiter H. Passow [6] und F. Framm [7]. Sie verstanden unter Schlagfestigkeit die Höhe, aus der eine herabfallende Ramme Zement- oder Betonkörper von bestimmter Größe in einem Schlag zerstörte.

F. Wenzel [5] prüfte mit dem Föpplschen Fallwerk 10-cm-Betonwürfel. Er steigerte die Fallhöhe mit jedem Schlag um 10 cm. Die Schlagfestigkeit definierte er ähnlich wie Föppl als Bärgehwert mal Summe aller Fallhöhen, bezogen auf den cm^3 Beton. Wenzel erhielt bei Betonen mit steigendem Wasserzementwert geringere Schlagfestigkeiten. Die Abnahme war jedoch nicht so groß wie bei der Druckfestigkeit. Weiter fand Wenzel, daß Beton mit gebrochenen Zuschlägen eine etwas höhere Schlagfestigkeit aufweist als Kiessandbeton.

O. Graf [8] prüfte einige Betonwürfel von 7 cm Kantenlänge nach unterschiedlicher Lagerung und in verschiedenem Alter nach DIN 52 107. Eine dauernde Wasserlagerung wirkte sich sowohl auf die Druckfestigkeit als auch auf die Schlagfestigkeit ungünstig aus.

Aus den vorgenannten Untersuchungen geht hervor, daß von der Druckfestigkeit nur in der Tendenz auf die Schlagfestigkeit geschlossen werden kann; die Druckfestigkeit ist also kein ausreichendes Kriterium für die Schlagfestigkeit. Andere Autoren fanden, daß hierfür auch das Verformungsverhalten des Betons von Einfluß ist und daß die Druckfestigkeit sich mit der Belastungsgeschwindigkeit ändert.

W. H. Glanvill [9] prüfte einen Bereich unterschiedlicher Belastungsgeschwindigkeiten, indem er Proben innerhalb von 60 sec

bis 1 sec bis zum Bruch belastete. D. Watstein [10] verglich Belastungszeiten zwischen 30 min und 0,0003 sec. H. Rüsç [11] erfaßte einen Bereich von 700 Tagen und 2 min, und T. Horibe und R. Kobayashi [12] belasteten ihre Probekörper innerhalb von 1 sec bis zu 0,002 sec bis zum Bruch.

Bei diesen Untersuchungen ergab sich, daß mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit der Belastungsast des Spannungs-Dehnungs-Diagramms immer steiler verläuft, ohne dabei seine geringe hohle Krümmung zur Dehnungsachse ganz aufzugeben. Mit dem steileren Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Linie ergaben sich höhere Bruchlasten. Watstein erhielt bis zu 85 % höhere Bruchlasten bei schlagartiger Belastung gegenüber statischer Belastung. Bei Horibe und Kobayashi lagen die Bruchlasten um 50 % höher. Die E-Moduln — ermittelt als Sekantenmoduln — stiegen bei Watstein bei Schlagbelastung bis auf 147 % und bei Horibe und Kobayashi bis auf 175 % an gegenüber den Werten bei statischer Belastung.

2.2 Baustellenversuche

Infolge häufiger Zerstörung der Pfahlköpfe von Betonrammpfählen wurden Großversuche an Stahlbetonpfählen durchgeführt [13] (Ermittlung der Spannungen entlang des Pfahles, Einfluß der Haubenfütterung, des Bärgewichtes und der Fallhöhe).

Mit den Versuchen wurde nachgewiesen, daß die Wellentheorie der sich fortpflanzenden Spannung in elastischen Stäben angenähert auch für die Spannungen in Stahlbetonpfählen während des Rammens angenommen werden kann. Die Dauer der Lasteinwirkung am Pfahlkopf lag bei normaler Haubenfütterung etwa in der Größenordnung von 0,01 bis 0,001 sec. Am Fuß kann sie größer sein. Unter normalen Bedingungen waren die Spannungen am Kopf höher als an irgendeiner anderen Stelle des Pfahles. Es wurden Spannungen von bis zu 210 kp/cm² gemessen. Bei Pfählen von über 9 m (Regelfall) ist die Spannung am Pfahlkopf unabhängig von der Setzung des Pfahles und den Verhältnissen an der Pfahlspitze. Die Spannungen an der Pfahlspitze hängen stärker von der Gesamtsetzung des Pfahles ab.

In Deutschland wurden von H. Ebner [14] im Auftrage des Bundesministers für Wohnungswesen, Städtebau und Raumordnung Versuche über die Größe und Verteilung der Mantelreibung bei Betonpfählen sowie über den Anteil des Spitzenwiderstandes durchgeführt. Unter anderem wurden an 16 m langen Pfählen während des 4. und 175. Schlages in verschiedenen Höhen des Pfahles die Längsstauchungen gemessen. Die aus Verformung und E-Modul ($E = 3,75 \cdot 10^5$ kp/cm²) ermittelten Kräfte betragen sowohl für den 4. als auch für den 175. Schlag am Kopf rd. 200 Mp ($\sigma = 175$ kp/cm²) und an der Pfahlspitze 40 Mp. Die entsprechenden Setzungen des Pfahles betragen beim 4. Schlag 11,2 cm und beim 175. Schlag 3,9 cm. Aufgrund dieser Ergebnisse kommt Ebner, ähnlich wie Glanvill und Mitarbeiter, zu dem Schluß, daß die dynamische Beanspruchung der Pfähle unabhängig von der Rammtiefe und der Setzung je Schlag ist.

3. Die Prüfung des Betons auf Schlagfestigkeit

3.1 Aufbau und Arbeitsweise des Fallwerks

Zur Prüfung des Betons im Laboratorium wurde ein mechanisch betriebenes Fallwerk verwendet, mit dem Schläge auf einen Betonzylinder — ähnlich den Beanspruchungen bei Rammpfählen — aufgebracht werden können (siehe Bild 2).

Die Versuchsanordnung besteht aus dem Fallwerk mit Schabotte, die in einem 1 m dicken Stahlbetonfundament verankert ist, den Standsäulen zur Führung des Fallbären, dem Antrieb und dem getrennt aufgestellten Schaltkasten mit Zählwerk.

Der aus Höhen von 10 bis 150 cm herabfallende 50 kg schwere Bär schlägt auf die kalottenförmig abgerundete Rammhaube. Diese überträgt die eingeführte Kraft über eine Meßunterlagsscheibe und eine stählerne Platte in den Betonzylinder. Durch eine Vorspannkraft von 2 Mp in Vertikalrichtung werden Rammhaube, Meßunterlagsscheibe, Betonzylinder und Amboß unverrückbar verbunden.

Bild 3 zeigt die zunehmende Zerstörung eines Betonzylinders ($d = 15\text{ cm}$, $h = 30\text{ cm}$) unter einer Serie von Schlägen aus 80 cm

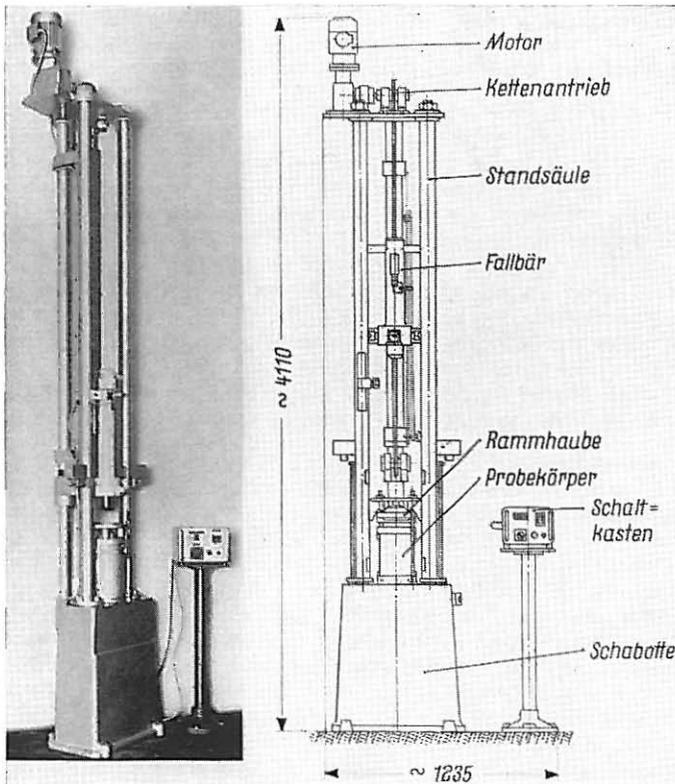


Bild 2 Fallwerk zur Prüfung der Schlagfestigkeit von Beton (Fa. Tonindustrie)

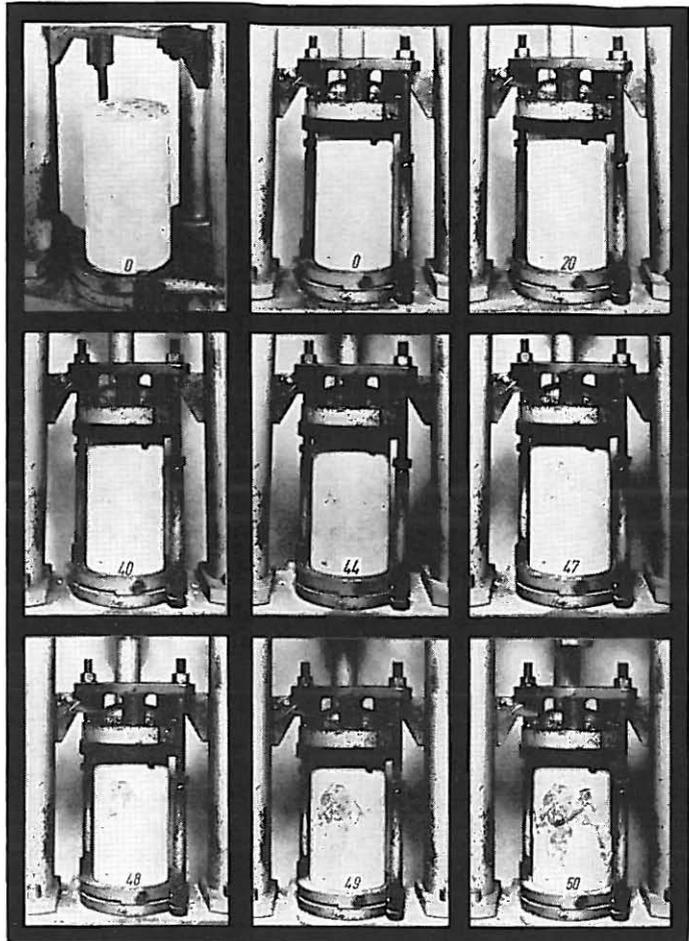


Bild 3 Zunehmende Zerstörung während einer Schlagfolge bis zum Bruch des Betonzylinders

Fallhöhe. Im Bild sind die Veränderungen während einer Schlagfolge aufgezeichnet. Mit dem 51. Schlag brach der Zylinder auseinander.

3.2 Festlegung der Fallhöhe

Je 11 Probezylinder wurden bei Fallhöhen von 40 cm, 60 cm, 80 cm, 110 cm und 150 cm bis zum Bruch geschlagen. Die Ergebnisse sind in Bild 4 (Wöhler-Kurve) dargestellt und im einzelnen auch noch in Tafel 1 wiedergegeben. Bei den ermittelten Druckfestigkeiten (siehe Tafel 1, Spalte 7) und auch bei folgenden Druckfestigkeitsangaben handelt es sich immer um Zylinderdruckfestigkeiten. Um die entsprechenden Würfel festigkeiten zu erhalten, sind die Werte im Mittel durch 0,85 zu dividieren.

Tafel 1 Zusammenhang zwischen Fallhöhe und Schlagzahl
(Betonzusammensetzung: 400 kg Zement/m³; W/Z = 0,42)

Probe Nr.	Anzahl der Schläge bei Fallhöhe					Druckfestigkeit β_C kp/cm ²
	150 cm	110 cm	80 cm	60 cm	40 cm	
1	21	61	304	1256	9947	526
2	10	60	334	2041	16850	510
3	16	63	605	1140	17781	525
4	15	111	220	738	10845	491
5	15	39	131	1614	6043	517
6	11	32	157	1054	19208	514
7	7	20	158	479	20595	499
8	6	23	173	479	13487	517
9	7	41	264	1915	6103	512
10	10	32	114	2900	18923	513
11	11	40	322	1412	26674	516
12	—	—	—	—	—	519
Mittelwert	12	47	252	1366	15132	513
Standardabweichung	5	26	141	728	6451	10
10% Fraktille	6/18	12/62	59/445	367/2365	6282/23982	370/656
Variationskoeffizient	42	55	56	53	43	2

Aus den in Bild 4 aufgetragenen Ergebnissen wird ersichtlich, daß mit der gewählten Prüfeinrichtung ein weiter Bereich erfaßt werden konnte. Es wurden sowohl Beanspruchungen erhalten, bei denen die Probe bereits nach wenigen Schlägen (im Mittel 12 bei 150 cm Fallhöhe) als auch erst nach einer großen Anzahl von Schlägen (im Mittel 15 000 bei 40 cm Fallhöhe) zerstört wurde, so daß man im letzten Fall schon von einer Art Dauerfestigkeit sprechen kann.

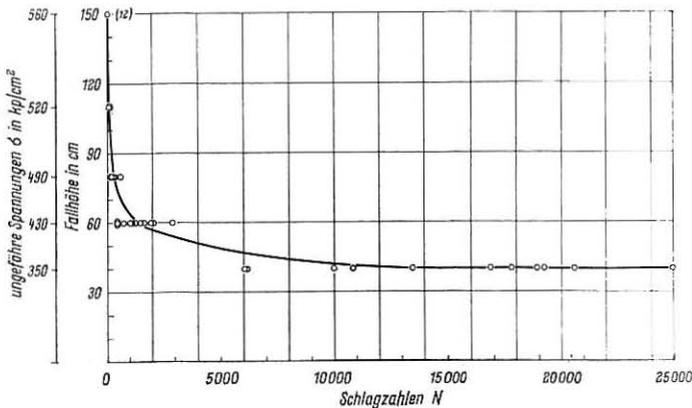


Bild 4 Einfluß der Fallhöhe auf die Schlagfestigkeit

Bei noch geringeren Fallhöhen wurden die Versuche aus versuchstechnischen Gründen bei Schlagzahlen von über 30 000 abgebrochen. Bereits bei der Fallhöhe von 40 cm mußte das Fallwerk mehrere Tage lang Tag und Nacht in Betrieb gehalten werden.

Die bei einer Fallhöhe von 80 cm erreichten Schlagzahlen von 100 bis 300 Schlägen wurden für eine Prüfung auf Schlagfestigkeit als angemessen angesehen, weil sie größenordnungsmäßig bei den heute bevorzugten schweren Bären den Schlagzahlen in der Praxis entsprechen. Dies gilt nicht für die Spannung. Die bei der Fallhöhe von 80 cm in der Betonprobe sich ergebende Druckspannung beträgt etwa 490 kp/cm² und ist damit mehr als doppelt so groß wie in der Praxis.

Schäden in der Praxis haben gezeigt, daß beim Rammen von Pfählen angenommen werden muß, daß die Fütterung der Rammhaube nicht immer ganz einwandfrei ist und daß ein großer Teil örtlich begrenzter Zerstörungen von Rammpfählen auf ungleiche Beanspruchungen und damit auftretende Spannungsspitzen infolge von schlechter Fütterung, mangelhaftem Sitz der Rammhaube sowie ungleichmäßiger und schlechter Lasteinleitung zurückzuführen sind. Aus diesen Gründen wurde bei der Prüfung der Schlagfestigkeit von höheren Spannungen ausgegangen, so daß angenommen werden kann, daß Betone, die sich bei den extrem hohen Beanspruchungen (Schlag-Druckspannung σ_s rd. 450 kp/cm²) günstig verhalten, sich auch in der Praxis bewähren. Die unter Schlag sich ergebende Spannung entspricht in dem vorliegenden Fall für den gewählten Beton etwa der statisch ermittelten Druckspannung. Unter einem Einzelschlag wird der Beton trotzdem nicht zerstört, weil die bei der schnellen Belastung auftretende Vorformung geringer ist (siehe Abschnitt 4).

3.3 Reproduzierbarkeit des Prüfverfahrens

Eine statistische Auswertung, die wegen der dafür geringen Probenzahl (siehe Tafel 1) nur einen Anhaltswert ergeben kann, zeigt erhebliche Streuungen mit Variationskoeffizienten zwischen 42 und 56 %. Wie aus den Abweichungen der Druckfestigkeit (Tafel 1, Spalte 7) zu ersehen ist, kann jedoch die Gleichmäßigkeit der Proben selbst als sehr gut bezeichnet werden [15]. Die Streuung dürfte also im wesentlichen auf das Prüfverfahren oder auf Strukturunterschiede im Beton, die sich auf die Druckfestigkeit des Betons nicht auswirken, zurückzuführen sein.

Um weiteren Aufschluß über die Prüfstreuungen zu erhalten, wurden an fünf Tagen jeweils 20 Zylinder gleicher Betonzusammensetzung hergestellt und im Alter von 28 Tagen auf Druck- und Schlagfestigkeit geprüft. Die Zylinderdruckfestigkeit β_c des Betons betrug im Mittel 437 kp/cm² (Mittel aus 15 Proben) und die Schlagfestigkeit 30 Schläge (Mittel aus 82 Proben) mit einem niedrigsten Wert von 14 und einem höchsten Wert von 55. Die Standardabweichung ergab 12 Schläge.

Um das Ergebnis der folgenden Untersuchungen ausreichend zu sichern, wurden für jede Schlagprüfung mindestens 10 Proben geprüft.

4. Verformungs- und Kraftmessung

Die Längsstauchung und die Querdehnung des Betonzylinders unter Schlag wurden mit 15 cm langen Dehnungsmeßstreifen aufgenommen. Bild 5 zeigt die zugehörige Meßeinrichtung. Sie besteht im wesentlichen aus dem Speisespannungsgerät, dem Probekörper mit den Meßstreifen in Längs- und Querrichtung, einer Abgleich- und Verstärkereinheit, einer Fotoauslösevorrichtung und dem Kathodenstrahloszillographen.

Die Signalspannungen aus den Dehnungsmeßstreifen wurden nach entsprechender Verstärkung zur Registrierung auf dem Bildschirm des Kathodenstrahloszillographen sichtbar gemacht und fotografiert.

Parallel zu den Verformungen wurde die Kraftänderung mit einem als Meßunterlagsscheibe ausgebildeten Quarzkristallkraftaufnehmer gemessen. In Bild 6 wird der Kraftaufnehmer gesondert dargestellt. Über die Quarzkristallscheibe wird die mechanische Meßgröße in eine elektrische Ladung umgewandelt. Der Quarzkristallkraftaufnehmer (Sonderanfertigung der Fa. Kistler, Winterthur, Schweiz) kann bis zu 250 Mp belastet werden.

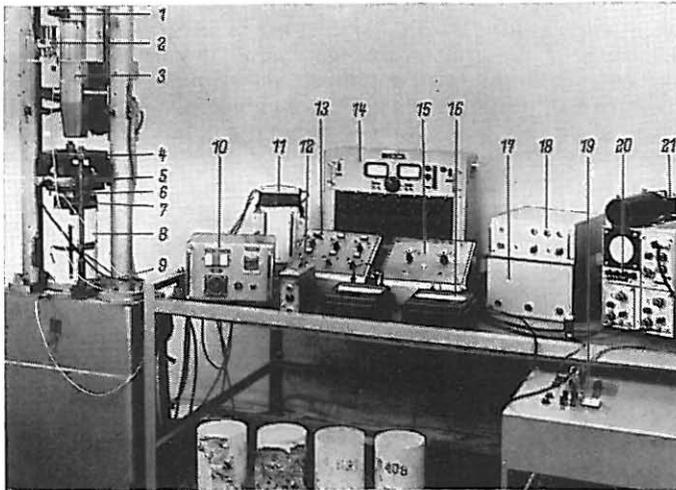


Bild 5 Elektronische Meßeinrichtung zur Ermittlung der Beanspruchung und Verformung von Betonzylindern unter Schlag

- | | |
|--------------------------------|--|
| 1 Fahne | 12 Ladungsverstärker |
| 2 Lichtschranke | 13 Abgleich- und Eichgerät |
| 3 Fallbär | 14 5 kHz-Trägerfrequenzmeßbrücke |
| 4 Einspannvorrichtung | 15 Meßstellenumschalter |
| 5 Rammhaube | 16 Zeigergerät |
| 6 Quarzkristall-Kraftaufnehmer | 17 Impulsformer und Triggereinrichtung |
| 7 Ausgleichplatte | 18 Fotoauslösegerät |
| 8 Probekörper | 19 Stabilisierte Gleichspannungsquelle |
| 9 Bodenplatte | 20 Kathodenstrahloszillograph |
| 10 Steuergerät für Fallhammer | 21 Fotoregistrierereinrichtung |
| 11 Kompensationskörper | |

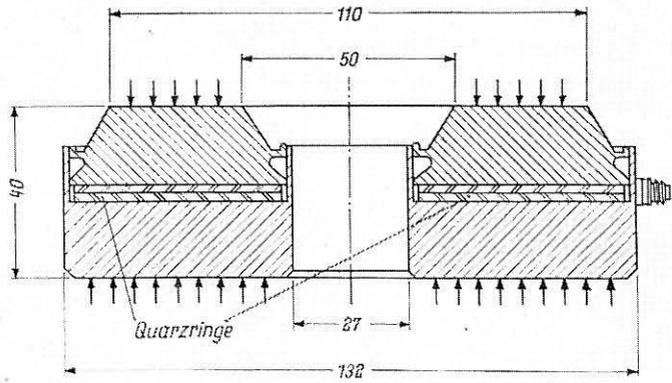
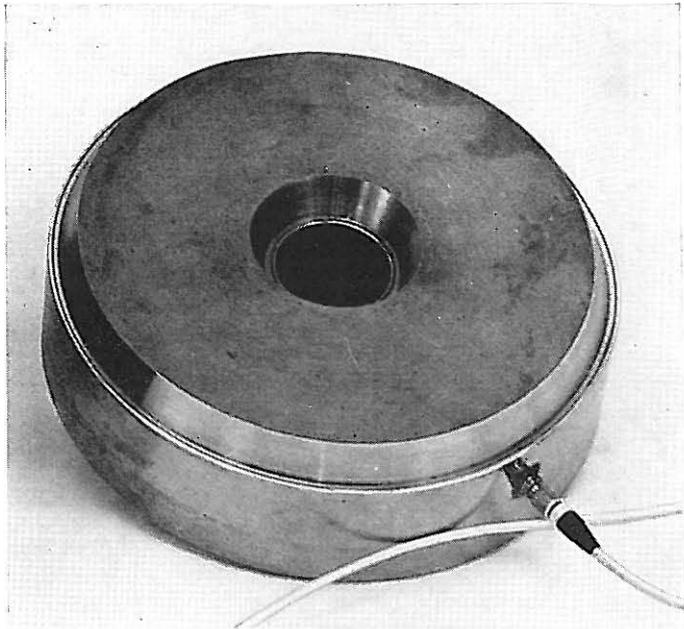


Bild 6 250-Mp-Quarzkristall-Kraftaufnehmer (Fa. Kistler), Maße in mm

Auch das Kraftsignal wird auf dem Bildschirm des Kathodenstrahloszillographen parallel zum Verformungssignal dargestellt. Bild 7 zeigt die Verformung des Betons in Abhängigkeit von der Zeit bei einem Schlag aus 80 cm Höhe. Aus den Kurven für den Kraftverlauf (obere Kurven) wird eine größte Beanspruchung von 89 Mp ($\sigma_s = 500 \text{ kp/cm}^2$) abgelesen. Die größte Querdehnung beträgt $\epsilon_{sq} = 400 \cdot 10^{-6}$, und die größte Längsstauchung beträgt $\epsilon_{sl} = 1340 \cdot 10^{-6}$. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt $1,5 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2 \text{ pro sec}$. Bei dieser Belastungsgeschwindigkeit ist der Körper nicht mehr in der Lage, diejenigen Formänderungen durch-

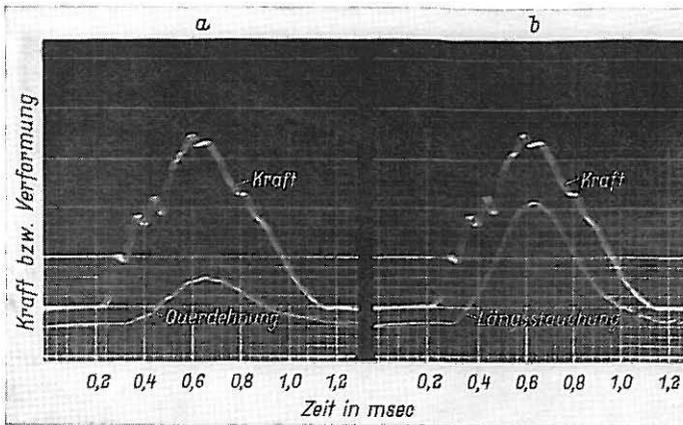


Bild 7 Kraft-Zeit-Verlauf, Querdehnung (a) und Längsstauchung (b) eines Betonzylinders bei zwei aufeinanderfolgenden Schlägen (a und b) aus 80 cm Fallhöhe

zuführen, die aufgrund der Spannungen und seines elastischen Verhaltens bei statischer Belastung zu erwarten wären, d. h. er liefert bei hoher Belastungsgeschwindigkeit geringere Verformungen als bei gleicher statischer Belastung.

5. Eigenschaften der untersuchten Betone

Für die in den Abschnitten 6 bis 8 näher beschriebenen Untersuchungen wurden in insgesamt sechs Versuchsreihen 19 verschiedene Betone hergestellt.

In der Versuchsreihe 1 wurde der Wasserzementwert von 0,40 bis 0,80 verändert. Für die Versuchsreihe 2 wurden bei gleicher Kornzusammensetzung und gleichem Wasserzementwert Zementgehalte von 325, 400 und 475 kg/m³ gewählt. In der Versuchsreihe 3 wurde bei gleichem Zementgehalt und gleichem Wasserzementwert die Kornzusammensetzung verändert. Die Zusammensetzungen variieren von einer sehr sandreichen Mischung mit 7 mm Größtkorn bis zu einer grobkörnigen Zusammensetzung mit 50 mm Größtkorn. Für die Versuchsreihe 4 wurden Betone gewählt, die bei gleichem Wasserzementwert, gleicher Kornzusammensetzung und gleichem Leimgehalt verschiedene Gesteinsarten aufwiesen. Die Betone der Versuchsreihen 5 und 6 (siehe Abschnitt 8) entsprechen denen des Betons 3.4 der Versuchsreihe 3.

5.1 Eigenschaften von Zement und Zuschlag

5.1.1 Zement

Für die Versuchsreihe 1 wurde ein PZ 475 verwendet; für alle übrigen Reihen ein Portlandzement mit einer mittleren Normdruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen von 450 kp/cm². Da sich die Versuche über mehrere Jahre erstreckten, war es nicht möglich, die gesamte Zementmenge bereitzustellen. Die Eigenschaften der verschiedenen Zementlieferungen sind in Tafel 2 zusammengestellt.

Tafel 2 Eigenschaften der Zemente

		PZ 475	PZ 275			
Lieferung vom		1 6.65	18 3.65	17 1.66	30 6.66	6 12.66
Klinker- phasen nach Bogue Gew.-%	C ₃ S	78	57	50	59	49
	C ₂ S	3	17	22	14	23
	C ₃ A	7	13	13	13	14
	C ₂ (A, F)	6	7	7	8	7
Rückstand Sieb 0,09 DIN 4188 in Gew.-%		0,8	9,5	5,3	4,9	3,5
Spez. Oberfläche (Blaine) cm ² /g		4430	2540	2370	2610	2770
Erstarren	Beginn	1h 45m	3h 10m	3h 35m	2h 15m	2h 55m
	Ende	3h 45m	5h 05m	4h 55m	3h 50m	4h 40m
Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen kp/cm ²	DIN 1164	586	420	424	467	512
	ISO- Verfahren	631	405	428	477	494
Biegezugfestigkeit im Alter von 28 Tagen kp/cm ²	DIN 1164	92	81	71	83	71
	ISO- Verfahren	93	77	74	81	69

5.1.2 Zuschlaggestein

Als Zuschlag für die Versuchsreihen 1 bis 3 sowie 5 und 6 wurde ein Rheinkie sand aus der Gegend von Düsseldorf verwendet; er bestand aus gerundeten, vorwiegend quarzitischen Gesteinskörnern. Die Reihe 4 enthält — außer Rheinsand 0 bis 3 mm — Basalt, Quarzit, Kalkstein, Hochofenschlacke 3 bis 30 mm und Blähschiefer 3 bis 15 mm. Die Eigenschaften der Gesteine sind in Tafel 3 wiedergegeben. Bei den gebrochenen Zuschlägen wie Basalt, Quarzit, Kalkstein und Hochofenschlacke handelt es sich um doppelt gebrochenen Zuschlag mit gedrungener Kornform. Neben der Rohdichte, der Wasseraufnahme und der Druckfestigkeit wurden die Verformungseigenschaften an einem aus gleichem Bruchgestein herausgebohrten Zylinder ($d = 5 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$) ermittelt. Der Basalt (Feldspatbasalt mit geringen Olivineinschlüssen) stammte aus der Gegend von Bonn, der Quarzit (96 % Quarz, Rest Glimmer, Alkalien und Eisen) aus dem Taunus, der Kalkstein aus der Gegend von Wülfrath (nahezu reines CaCO_3). Alle drei Zuschlaggesteine hatten eine raue Oberfläche; sie waren fest, dicht und hatten keine bevorzugte Spaltrichtung. Die Hochofenschlacke hatte eine dichte, verhältnismäßig glatte Oberfläche und enthielt z. T. Poren. Der Blähschiefer wurde nach dem Leca-Verfahren hergestellt, seine Form war kubisch bis rundlich und die Oberfläche überwiegend geschlossen. Er wies eine schiefrige Struktur auf.

Tafel 3 Eigenschaften der Zuschlagstoffe

Bezeichnung der Zuschläge	Rohdichte kg/dm ³	Wasser- aufnahme Gew.-%	Druck- festig- keit kp/cm ²	Verformung bei $\beta_{c/3}$				Quer- dehnungs- zahl $\mu = \frac{\epsilon_{qe1}}{\epsilon_{le1}}$	E-Modul ($\beta_{c/3}$) kp/cm ² 10 ⁵
				ϵ_{le1}	ϵ_{bl}	ϵ_{qe1}	ϵ_{qbl}		
				10 ⁶					
Basalt	3,05	0,11	3015	1081	4	305	0	0,28	9,60
Quarzit	2,63	0,31	2655	1508	78	179	26	0,12	5,99
Kalkstein	2,69	0,10	1634	634	2	190	30	0,31	8,16
Hochofen- schlacke	2,60	0,50	1646	2118	105	103	20	0,05	3,37
Rheinkies	2,63	ähnlich wie Quarzit, da überwiegend quarzitisch							
Blähschiefer	1,26 (3/7) 1,02 (7/15)								

5.1.3 Zuschlaggemische

Die Betone der Versuchsreihe 1 wurden auf gleiche Verarbeitbarkeit abgestimmt. Dabei erforderten die Betone mit höherem Wasserzementwert, um Entmischungen zu vermeiden, etwas sandreichere Zuschlaggemische und einen erhöhten Mehlgehalt. Dieser wurde durch Normensand I nach DIN 1164 ergänzt (siehe Tafel 4).

Tafel 4 Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe
(Versuchsreihe 1)

W/Z-Wert des Betons	Normen- sandanteil in Gew.-% d. Gesamt- zuschlags	Durchgang in Gew.-% durch das						Sieblinien- bereich nach DIN 1045
		Maschen- sieb 0,2 mm	Rundlochsieb					
			1 mm	3 mm	7 mm	15 mm	30 mm	
0,40,0,45 u. 0,55	2	3	20	40	55	80	100	besonders gut
0,60	6,5	7,5	20	40	55	80	100	besonders gut
0,65	14,5	15,5	30	55	70	90	100	brauchbar
0,70 u. 0,80	17,5	18	45	70	80	90	100	brauchbar

Die Kornzusammensetzungen der Versuchsreihen 2 und 4 entsprachen der des Betons 3.4 der Reihe 3 in Bild 8. Die Sieblinie dieses Zuschlaggemisches verlief etwa in der Mitte des besonders guten Bereiches zwischen den Regelsieblinien D/E nach DIN 1045. Für die Versuchsreihe 3 wurden 5 verschiedene Kornzusammensetzungen ausgewählt. Diese unterschieden sich besonders im Größtkorn, in der Kornabstufung und damit in der Gesamtoberfläche. Die Kornzusammensetzung der verschiedenen Betone der Reihe 3 geht aus den Sieblinien Bild 8 hervor.

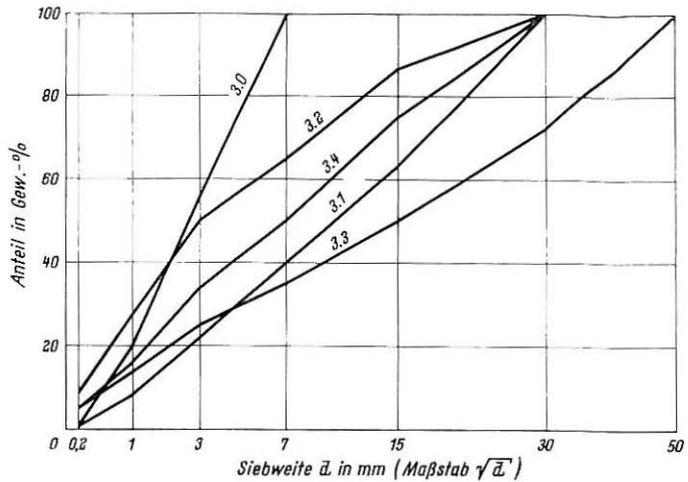


Bild 8 Kornzusammensetzungen der Versuchsreihe 3

5.2 Herstellen der Zylinder und Eigenschaften des Frischbetons

Zement, Zuschlag und Wasser wurden in Chargen von je 200 l für jeweils 18 Zylinder ($d = 15 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$) mit einem 250-l-Zwangsmischer, System Eirich, 2 min lang bei Raumtemperatur gemischt.

Die Verarbeitbarkeit des Frischbetons wurde gekennzeichnet durch das Ausbreitmaß nach DIN 1048, den Verformungswiderstand (gleiche Aufschläge nach Powers) sowie das Verdichtungsmaß. Die Frischbetoneigenschaften sind für die Versuchsreihe 1 in Tafel 5, für die Versuchsreihen 2 bis 4 in Tafel 6 zusammengestellt.

Tafel 5 Frischbeton (Versuchsreihe 1)

Eigenschaften	Beton						
	1.40	1.45	1.55	1.60	1.65	1.70	1.80
Wasserzementwert	0,40	0,45	0,55	0,60	0,65	0,70	0,80
Rohdichte kg/dm^3	2,42	2,41	2,43	2,42	2,37	2,37	2,31
Zementgehalt kg/m^3	400	355	280	260	260	260	230
Sieblinie	D/E	D/E	D/E	D/E	~E	~F	~F
Aufschläge nach Powers	12	12	10	10	10	10	9
Verdichtungsmaß nach Walz	1,47	1,36	1,25	1,25	1,29	1,29	1,29

8 Tafel 6 Frischbeton (Versuchsreihen 2 bis 4; Wasserzementwert 0,42)

Eigenschaften	Beton													
	2.2	2.3	2.4	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5
Rohdichte kg/dm ³	2,45	2,41	2,43	2,38	2,42	2,39	2,42	2,42	2,64	2,45	2,48	2,45	2,43	1,68
Zementgehalt kg/m ³	325	475	400	400					400					
Sieblinie	D 30/E 30			A 7	D 30	etwas oberhalb E 30	A 50	D 30/E 30	D 30/E 30					etwa A 15
Zuschlagart über 3 mm	Rheinkies			Rheinkies					Basall	Quarzit	Kalkstein	Hochofen- schlacke	Rheinkies- sand	Bläh- schiefer
Ausbreitmaß DIN 1048	zerf.	48	zerf.	zerf.	35	zerf.	34	zerf.	37	zerf.	36	zerf.	zerf.	zerf.
Aufschläge nach Powers	18	4	8	20	10	17	10	9	11	10	8	13	8	11
Verdichtungs- maß nach Walz	1,42	1,03	1,25	1,38	1,30	1,44	1,30	1,36	1,21	1,32	1,16	1,28	1,25	1,42

Nach dem Mischen wurde der Beton in 2 etwa 30 cm hohen Schichten unter gleichzeitigem Stochern in die Zylinderform und den 30 cm hohen Aufsatzkasten eingefüllt. Jede Schicht wurde unter einer Auflast von 7 kg (0,04 kg/cm²) auf einem Rütteltisch (Frequenz 3000/min, Schwingbreite rd. 1 mm) je nach Konsistenz des Betons 10 bis 30 sec lang verdichtet. Unmittelbar nach dem Verdichten wurden die Zylinder mit einem Stahllineal abgestrichen und gewogen. Die Zylinder lagerten 24 Stunden unter feuchten Tüchern bei Raumtemperatur und anschließend nach dem Entschalen 6 Tage unter Wasser von 20 °C. Danach wurden die Zylinder an beiden Stirnflächen auf einer Schleifmaschine planeben geschliffen (Unebenheiten $\leq 50 \mu\text{m}$, gemessen über den Durchmesser). Nach dem Schleifen lagerten die Probekörper an der Luft bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchtigkeit.

5.3 Festbetoneigenschaften

Die Rohdichte, die Druck- und die Spaltzugfestigkeit sowie die Schlagfestigkeit aller Betone wurden im Alter von 28 Tagen ermittelt. Die Ergebnisse der verschiedenen Betone aus Versuchsreihe 1 sind in Tafel 7, die der Versuchsreihen 2 bis 4 in Tafel 8 zusammengestellt. Die Festbetoneigenschaften der Versuchsreihen 5 und 6 wurden in verschiedenem Alter und nach unterschiedlicher Lagerung ermittelt; sie werden in Abschnitt 8 aufgeführt und diskutiert.

Tafel 7 Festbeton (Versuchsreihe 1)

Eigenschaften	Beton						
	1.40	1.45	1.55	1.60	1.65	1.70	1.80
Rohdichte kg/dm ³	2,41	2,40	2,41	2,41	2,34	2,33	2,31
Druckfestigkeit β_c kp/cm ²	570	506	457	454	449	398	314
Spaltzugfestigkeit β_g kp/cm ²	41	37	38	35	34	33	25
Anzahl der Schläge aus 80 cm Fallhöhe bis zum Bruch	688	331	155	81	62	78	12

Die Festbetoneigenschaften wurden stets an Zylindern von 15 cm Durchmesser und 30 cm Höhe ermittelt. Die Spaltzugfestigkeit wurde erhalten, indem der Betonzylinder liegend in eine Druckprüfmaschine eingesetzt und auf zwei sich genau gegenüberliegenden Mantellinien bis zum Bruch belastet wurde.

Für die Ermittlung der Schlagfestigkeit des Betons wurde, wie unter 3.2 beschrieben, eine Fallhöhe von 80 cm gewählt.

Bei der Ermittlung der Druckfestigkeit betrug die Belastungsgeschwindigkeit 2,5 kp/cm² je sec, bei der Spaltzugfestigkeits-



Tafel 8 Festbeton (Versuchsreihen 2 bis 4)

Eigenschaften	Beton													
	2.2	2.3	2.4	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5
Rohdichte kg/dm ³	2,42	2,39	2,41	2,37	2,41	2,38	2,40	2,40	2,64	2,44	2,48	2,46	2,41	1,66
Druckfestigkeit β_c kp/cm ²	482	471	474	487	440	487	400	483	532	502	523	523	474	350
Spaltzugfestigkeit β_s kp/cm ²	36	35	34	35	37	35	36	36	47	39	35	40	34	22
Anzahl der Schläge aus 80 cm Fallhöhe bis zum Bruch	88	44	86	243	37	80	9	69	105	153	104	134	86	17

prüfung $0,5 \text{ kp/cm}^2$ je sec und bei der Schlagprüfung rd. $1,5 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$ je sec (siehe auch Flankenanstieg der Kraft in Bild 7).

6. Einfluß der Betonzusammensetzung auf die Schlagfestigkeit

Mit steigendem Wasserzementwert nahm die Schlagfestigkeit, wie Bild 9 und Tafel 7 zeigen, sehr rasch ab. Bei einer Verdoppelung des Wasserzementwertes von 0,40 auf 0,80 sank die mittlere Anzahl der Schläge bis zum Bruch von 688 auf 12, oder — in Prozent ausgedrückt — sie nahm von 100 % (bei $w = 0,40$) auf rd. 2 %

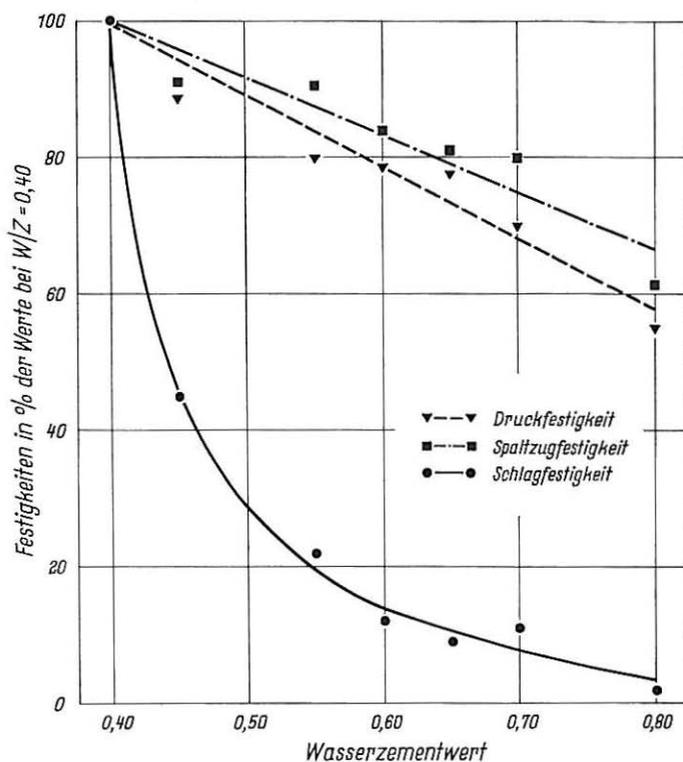


Bild 9 Veränderung der Druck-, Spaltzug- und Schlagfestigkeit mit dem Wasserzementwert

(bei $w = 0,80$) ab. Der Abfall war dabei im Bereich von $w = 0,40$ bis $0,50$ besonders groß und betrug rd. 70 %.

Bei Betonen mit gleicher Kornzusammensetzung und gleichem Wasserzementwert (siehe Tafel 6, Betone 2.2 bis 2.4) wies der Beton mit dem geringsten Zementgehalt ($Z = 325 \text{ kg/m}^3$) die höch-

ste Schlagfestigkeit auf (Tafel 8, Beton 2.2). Die Schlagfestigkeit des Betons 2.4 mit 400 kg/m^3 Zement ist nur sehr wenig kleiner festgestellt worden (86 Schläge bis zum Bruch an Stelle 88), während die Schlagfestigkeit des Betons 2.3 mit dem recht hohen Zementgehalt von 475 kg/m^3 nur etwa halb so groß war (44 Schläge bis zum Bruch).

Setzt man bei den Zuschlägen eine Kugelform voraus und errechnet man unter dieser Annahme die spezifische Oberfläche des Zuschlagsgemisches, dann läßt sich damit bei gegebenem konstanten Wasserzementwert auch die mittlere Zementsteinschichtdicke in Abhängigkeit vom Zementgehalt ausrechnen. Sie wurde für den Beton mit 475 kg/m^3 Zement zu $0,22 \text{ mm}$ und für Beton mit 400 kg/m^3 Zement zu $0,17 \text{ mm}$ erhalten.

Unterschiedliche mittlere Zementsteinschichtdicken lagen auch in der Versuchsreihe 3 vor (Betone 3.0 bis 3.4). Die Betone unterschieden sich bei gleichem Wasserzementwert und gleichem Zementgehalt im Größtkorn von 7, 30 und 50 mm (siehe Tafel 6 und Tafel 8). Während Betone mit Kornzusammensetzungen geringer Gesamtoberfläche (Betone 3.1 und 3.3) mit 37 und 9 Schlägen auch sehr niedrige Bruchschlagzahlen aufwiesen, ergab der sandreiche Beton 3.0 mit seiner großen Kornoberfläche (Größtkorn 7 mm) und der damit sehr geringen mittleren Zementsteinschichtdicke von etwa $0,11 \text{ mm}$ auch die höchste Bruchschlagzahl mit 343 Schlägen. Aus Bild 10 ist ersichtlich, wie die Schlagfestigkeit mit geringerer Zementsteinschichtdicke stark zunahm.

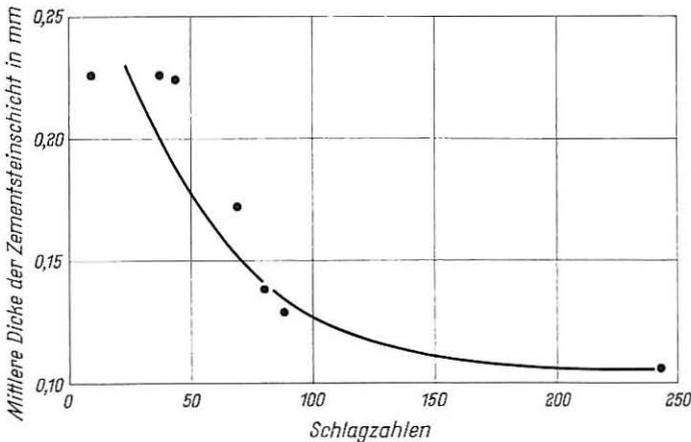


Bild 10 Veränderung der Schlagfestigkeit mit der Zementsteinschichtdicke

Die in der Versuchsreihe 4 verwendeten fünf verschiedenen Zuschlagstoffe unterschieden sich durch ihre Entstehung (natürlich, künstlich), ihre mineralogische Zusammensetzung, ihre Gesteinseigenschaften und ihre Oberfläche. Die Schlagfestigkeit der aus ihnen hergestellten Betone (Tafel 8, Betone 4.0 bis 4.5) deuten an, daß — mit Ausnahme des Betons 4.5, dessen Zuschlagstoff

(Blähschiefer) gegenüber den anderen Zuschlagstoffen eine sehr viel geringere Eigenfestigkeit hat — die Unterschiede infolge der verschiedenen Gesteinsarten von verhältnismäßig geringem Einfluß sind. Beton mit Quarzit oder Hochofenschlacke als Zuschlagstoff wies eine rd. 50 bzw. 30 % höhere Schlagfestigkeit auf als Basalt- bzw. Kalksteinbeton.

Da in der Praxis Basalt als Zuschlagstoff für Beton für Ramm-pfähle häufig verwendet wird, ist ein Vergleich mit Quarzit, der eine höhere Schlagfestigkeit liefert, aufschlußreich. Beide Zuschlagstoffe hatten eine raue Oberfläche und eine verhältnismäßig hohe Druckfestigkeit (siehe Tafel 3). Sie unterschieden sich jedoch in ihrem Verformungsverhalten. Der Quarzit hatte einen um rd. 40 % kleineren E-Modul und damit eine sehr viel höhere elastische Längsstauchung; auch war seine elastische Querdehnung um 40 % kleiner als die des Basalts. Daraus errechnete sich die Querdehnungszahl des Quarzits zu 0,12 gegenüber 0,28 für Basalt. Ähnlich verhielten sich Kalkstein und Hochofenschlacke zueinander, die mit 1634 und 1646 kp/cm² etwa gleiche Druckfestigkeiten aufwiesen. Die elastische Längsstauchung des Kalksteins betrug nur rd. 30 % der Längsstauchung der Hochofenschlacke, während die elastische Querdehnung um rd. 80 % über dem Wert der Hochofenschlacke lag. Demnach haben Betone mit Zuschlagstoffen, die ein großes Verformungsvermögen in Druckrichtung und ein geringes in Querrichtung aufweisen, eine besonders hohe Schlagfestigkeit.

Die niedere Schlagfestigkeit des Betons aus Rheinkies sand gegenüber der des Betons aus Quarzit dürfte auf die runde Kornform und die glatte Oberfläche zurückzuführen sein, da auch Rheinkies mineralogisch gesehen vorwiegend aus Quarz bzw. quarzitären Gesteinen besteht. Das wird auch durch Bild 11 bestätigt, in dem von vier aus unterschiedlichen Zuschlägen hergestellten Betonen die Bruchbilder (vorletzter Schlag) wiedergegeben sind. Die Zuschlagstoffe Basalt und Quarzit waren nur zu einem geringen Teil gebrochen, an allen freien Oberflächen hafteten jedoch — mehr oder weniger dick — Zementsteinreste. Der Bruch verlief also überwiegend durch die Mörtelzweischicht, die die groben Zuschläge miteinander verbunden hatte. Auch bei dem Beton aus Rheinkies sand waren keine Zuschläge gebrochen, die Oberfläche der größeren Körner lag aber frei, d. h. die Haftung zwischen den glatten groben Zuschlägen und dem Zementmörtel bzw. Zementstein war so gering, daß sie bei der Beanspruchung auf Schlag frühzeitig versagte und daher eine kleinere Schlagfestigkeit bewirkte.

Bei dem Beton mit Blähschiefer ging der Bruch durch die groben Zuschlagkörner hindurch. Hier führte offensichtlich die niedrige Eigenfestigkeit der Zuschläge zu einem vorzeitigen Versagen des auf Schlag beanspruchten Betons.

Voraussetzung für einen Beton mit hoher Schlagfestigkeit ist also sowohl eine hohe Eigenfestigkeit des Zuschlags als auch eine besonders gute Haftung zwischen Zementstein und Mörtel. Ferner war bereits zuvor gezeigt worden, daß für eine hohe Schlagfestigkeit eine möglichst dünne Zementsteinschicht sowie Zuschläge mit niedrigem E-Modul und kleiner Querdehnung erforder-

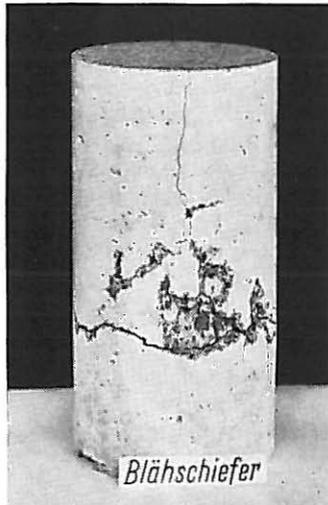


Bild 11 Durch Schlag zerstörte Betonzylinder mit verschiedenem Zuschlag

lich sind. Letzteres ist vermutlich darauf zurückzuführen, daß bei wiederholter Belastung, wie sie während einer Schlagfolge auftritt, die Haftfestigkeit weniger beansprucht wird, wenn die Verformungen des Zementsteins und des Zuschlagkorns nicht zu unterschiedlich sind. Ist darüber hinaus die als Kleber wirkende Zementsteinschicht sehr dünn, dann sind Unterschiede in den Formänderungen weniger wirksam, weil eine dünne Zementsteinschicht einer erzwungenen Formänderung mit weniger beeinträchtigenden Gefügestörungen folgen kann als eine dicke Zementsteinschicht.

Faßt man von der Zusammensetzung her die Einflußgrößen auf die Schlagfestigkeit zusammen und unterteilt sie in fördernd und mindernd, dann kann folgende Aufteilung vorgenommen werden:

fördernd	mindernd
große Zementsteinfestigkeit	hoher Wasserzementwert
dünne Zementsteinschichten	hoher Zementleimgehalt
hoher Sandanteil	großes Zuschlaggrößtkorn
Zuschläge über 3 mm gebrochen	runde Zuschläge mit glatter Oberfläche
Zuschläge mit niedrigem E-Modul und geringer Querdehnung	Zuschläge mit geringer Eigenfestigkeit

7. Beziehung der Schlagfestigkeit zur Druck- und Spaltzugfestigkeit sowie zu dem Verformungsverhalten des Betons

7.1 Druck- und Spaltzugfestigkeit

Die Druck- und Spaltzugfestigkeit der unterschiedlich zusammengesetzten Betone stehen in keiner erkennbaren Beziehung zur Schlagfestigkeit (siehe Bild 12). So wurden z. B. (siehe Tafel 8) bei einer Druckfestigkeit von rd. 480 kp/cm² Schlagbruchzahlen von 44, 69, 88 und 243 erhalten. Bei einer Spaltzugfestigkeit von 36 kp/cm² ergaben sich Schlagbruchzahlen von 9, 69 und 88. Einer Spaltzugfestigkeit von 35 kp/cm² steht hingegen in einem Fall eine Schlagbruchzahl von 243 gegenüber. Damit wurden die Erfahrungen der Praxis bestätigt, daß die gleiche Betondruckfestigkeit

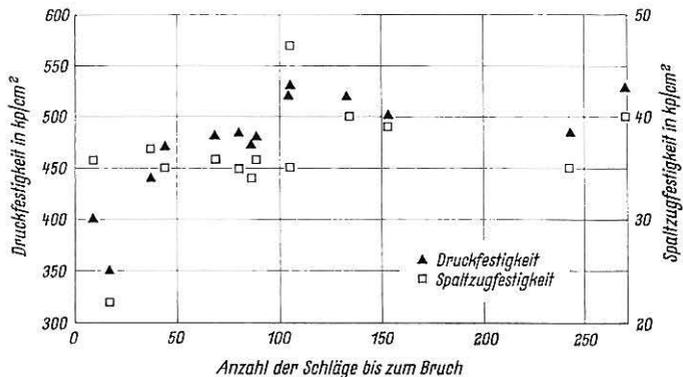


Bild 12 Beziehung der Druck- und Spaltzugfestigkeit von unterschiedlich zusammengesetzten Betonen ($w = 0,42$) zur Schlagfestigkeit

nicht unbedingt die gleiche Schlagfestigkeit ergibt. Das trifft auch für die Zugfestigkeit zu, die hier als Spaltzugfestigkeit ermittelt wurde.

Diese Ergebnisse schließen nicht aus, daß im allgemeinen Betone hoher Schlagfestigkeit auch eine hohe Druck- und Spaltzugfestigkeit aufweisen (Bild 9). Eine hohe Druck- und Spaltzugfestigkeit ist für Betone hoher Schlagfestigkeit eine notwendige, aber nicht hinreichende Bedingung. Insgesamt kann man aus allen Feststellungen folgern, daß Betone mit hoher Schlagfestigkeit mindestens eine Druckfestigkeit (ermittelt am Zylinder) von 450 kp/cm^2 und eine Spaltzugfestigkeit von 35 kp/cm^2 aufweisen sollten.

7.2 Formänderungen

Für die Versuchsreihen 2 bis 4 wurden die Formänderungen unter statischer Belastung an erstmalig belasteten Proben und an schlagartig vorbelasteten Proben ermittelt. Als schlagartige Vorbelastung wurde etwa die Hälfte der unmittelbar zuvor an einem Zylinder gleichen Betons festgestellten Schlagbruchzahl gewählt. Hierbei sollte festgestellt werden, ob und welche Veränderungen im Verformungsverhalten der Betone durch eine Schlagbelastung aufgetreten waren.

Aus Bild 13 wird ersichtlich, wie durch eine vorausgehende Beanspruchung durch 50 % der Bruchschlagzahl bei einer nachfolgenden Verformungsmessung die Längsstauchung zunimmt. Die Krümmungsumkehr der Spannungs-Dehnungs-Linie zur Spannungsachse haben in ähnlicher Form auch Probst [16] und Mehmel [17] nach Druck-Schwell-Belastung festgestellt. Sie deutet an, daß bereits Gefügelockerungen stattgefunden haben, die aber noch keine Festigkeitsminderung zur Folge hatten, da sich die Bruchfestigkeit nicht veränderte. Bei Belastung werden die Risse im Gefüge zunächst geschlossen, bevor wieder ein ausreichender Verformungswiderstand erhalten wird. Ermittelt man an einem vorbe-

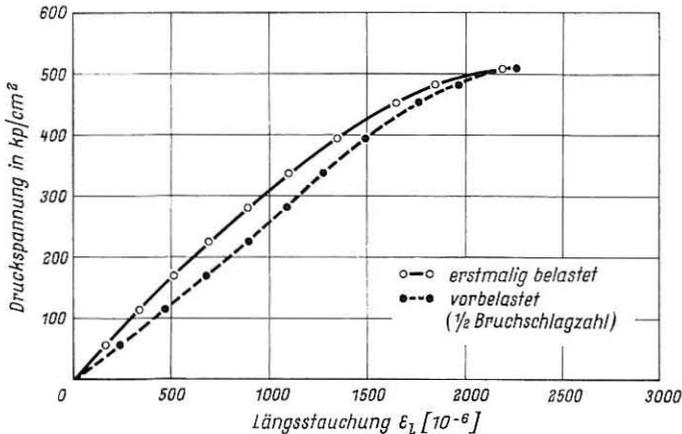


Bild 13 Einfluß einer schlagartigen Vorbelastung auf die Längsstauchung

Tafel 9 Verformungen (Versuchsreihen 2 bis 4)

Eigenschaften			Beton														
			2.2	2.3	2.4	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	
elastische Verformungen $\epsilon_{el} \cdot 10^{-6}$ nach 9maliger statischer Belastung	in Längsrichtung $\epsilon_{l,el}$	nicht vorbel.	β_C 1/3	486	453	502	487	546	518	448	500	348	487	390	407	502	602
			β_C 2/3	1050	980	1250	900	974	941	1046	1244	880	1101	917	926	1250	1278
	vorbel.	β_C 1/3	648	610	715	731	783	746	634	728	748	691	716	596	715	746	
		β_C 2/3	1260	1232	1265	1239	1318	1225	1266	1392	1031	1381	1067	1112	1265	1435	
in Querrichtung $\epsilon_{q,el}$	nicht vorbel.	β_C 1/3	75	78	89	78	90	86	70	82	73	76	89	88	89	118	
		β_C 2/3	225	213	273	173	175	174	251	290	233	224	217	226	273	275	
vorbel.	β_C 1/3	186	186	172	205	214	240	223	242	320	168	258	151	172	154		
	β_C 2/3	424	545	450	513	495	412	398	466	345	329	312	365	450	368		
Querdehnungszahl $\mu = \frac{\epsilon_{q,el}}{\epsilon_{l,el}}$	nicht vorbel.	β_C 1/3	0,15	0,17	0,18	0,16	0,16	0,17	0,16	0,16	0,21	0,16	0,23	0,22	0,18	0,20	
		β_C 2/3	0,21	0,22	0,22	0,19	0,18	0,18	0,24	0,23	0,26	0,20	0,24	0,24	0,22	0,22	
vorbel.	β_C 1/3	0,29	0,31	0,24	0,28	0,27	0,32	0,35	0,33	0,43	0,24	0,36	0,25	0,24	0,21		
	β_C 2/3	0,34	0,44	0,36	0,41	0,38	0,34	0,31	0,33	0,33	0,24	0,29	0,33	0,36	0,26		
E-Modul (Sekantenmodul) $kp/cm^2 \cdot 10^5$	nicht vorbel.	β_C 1/3	3,50	3,13	3,39	3,49	3,11	3,28	3,17	3,40	4,88	3,50	4,37	4,19	3,39	1,86	
		β_C 2/3	3,24	2,90	2,50	3,09	2,88	3,02	2,69	2,74	3,88	3,10	3,71	3,68	2,50	1,77	
	vorbel.	β_C 1/3	2,63	2,33	2,38	2,33	2,17	2,29	2,01	2,34	2,42	2,46	2,38	2,86	2,38	1,52	
	β_C 2/3	2,70	2,29	2,24	2,39	2,14	2,32	2,25	2,44	3,33	2,47	3,20	3,07	2,24	1,57		

steten Beton den E-Modul (Sekantenmodul), dann findet man — im Gegensatz zum üblichen Verhalten — bei höherer Spannung ($2/3 \beta_c$) einen höheren E-Modul als bei niedriger Spannung ($1/3 \beta_c$).

Die unter statischer Last erhaltenen elastischen Formänderungen ohne schlagartige Vorbelastung ergaben (siehe Tafel 9), daß Betone hoher Schlagfestigkeit eine verhältnismäßig große elastische Verformung aufweisen, sich dabei in Querrichtung aber nur sehr wenig verformen. Diese Betone haben entsprechend auch eine sehr geringe Querdehnungszahl von im Mittel 0,16 bei $1/3 \beta_c$ und 0,19 bei $2/3 \beta_c$.

Nach Vorbelastung werden die Formänderungen im allgemeinen größer, z. B. stieg die elastische Längsstauchung bei $1/3 \beta_c$ um rd. 80 % und bei $2/3 \beta_c$ um rd. 40 %/o. Die elastischen Querdehnungen stiegen nach Vorbelastung ebenfalls bis um 200 %/o bei $1/3 \beta_c$ und bis um 100 %/o bei $2/3 \beta_c$. Demnach wirkte sich eine schlagartige Vorbelastung auf die Querdehnung sehr viel stärker aus als auf die Längsstauchung.

Trägt man bei einem auf Druck beanspruchten Beton die Volumenverringering in Abhängigkeit von der Spannung auf, dann verläuft die Kurve zunächst hohl zur Verformungsachse (Abszisse) gekrümmt, um dann bei etwa 70 bis 80 % der Bruchspannung, nach einem Wendepunkt, in einer starken Krümmung zur Spannungsachse wieder zurückzulaufen, d. h. das gesamte Volumen des Körpers wird zunächst infolge Belastung verringert, nimmt dann jedoch wieder zu.

Solange sich das Volumen vermindert, verformt sich der Beton ohne wesentliche Gefügeänderungen, die anschließende Zunahme ist das äußere Kennzeichen innerer Gefügezerstörungen. In Bild 14 ist die Volumenverringering von zwei auf Druck beanspruchten

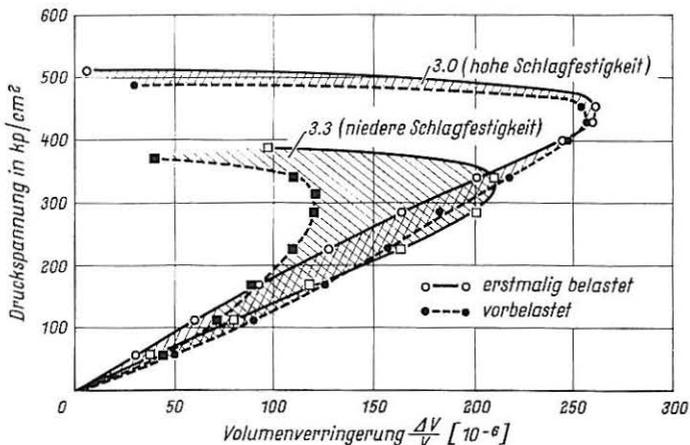


Bild 14 Volumenverringering in Abhängigkeit von der Spannung

Betonen in Abhängigkeit von der Spannung aufgetragen, und zwar sowohl für erstmalige Belastung als auch nach schlagartiger Vorbelastung. Der Beton mit der großen Volumenverringering ist der Beton 3.0 mit der sandreichen Kornzusammensetzung und der hohen Schlagfestigkeit von 243. Die geringste Volumenverringering zeigte der Beton 3.3 mit der groben Kornzusammensetzung bis 50 mm und der geringen Schlagfestigkeit von 9. Alle übrigen Betonzusammensetzungen wurden in gleicher Weise untersucht. Die Auswertung zeigte, daß diejenigen Betone eine hohe Schlagfestigkeit aufwiesen, deren Umkehrpunkt nach einer möglichst großen Volumenverringering bei größtmöglicher Spannung auftrat.

8. Schlagfestigkeit in Abhängigkeit vom Alter und von der Nachbehandlung

In zwei weiteren Versuchsreihen (5 und 6) wurde der Einfluß des Alters und der Nachbehandlung auf die Schlagfestigkeit untersucht. Für diese Untersuchungen wurde die Zusammensetzung des Betons 3.4 gewählt.

8.1 Einfluß des Alters

In Bild 15 sind die Veränderungen der Druck-, Spaltzug- und Schlagfestigkeit mit zunehmendem Alter aufgetragen. Wie aus dem Bild hervorgeht, nahmen die Druck- und die Spaltzugfestigkeit des hier untersuchten Betons etwa der Güte B 450 vom 7. bis zum 90. Tag nur noch um rd. 30 % zu, dagegen nahm die Schlagfestigkeit um rd. 90 % zu. Nach dem 90. Tag wurden bei dem hier untersuchten Beton keine höheren Festigkeiten mehr erhalten. Die Zunahme der Schlagfestigkeit kann weitgehend mit der Zunahme der Haftfestigkeit erklärt werden. Nach K. M. Alexander und Mitarbeiter [18] stieg die Haftfestigkeit eines Betons mit Basalt

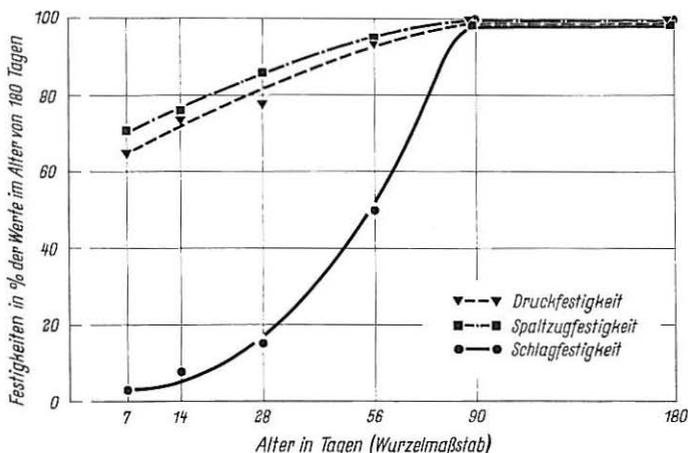


Bild 15 Veränderung der Druck-, Spaltzug- und Schlagfestigkeit mit dem Alter

als Zuschlagstoff und einem Zementleim mit einem Wasserzementwert von 0,35 nach dem 7. Tag bis zu etwa $\frac{1}{2}$ Jahr noch um rd. 150 % an. Die zugehörige Druckfestigkeit nahm nur bis zum 28. Tag auf rd. 120 % des 7-Tage-Wertes zu, nach dem 28. Tag erfolgte kein weiterer Festigkeitsanstieg. Demnach wird bei einer Druckfestigkeitsprüfung eine Veränderung der Haftfestigkeit zwischen Zuschlag und Zementstein nicht genügend erfaßt. Voraussetzung für einen Beton hoher Schlagfestigkeit ist aber — wie unter 6 ausgeführt — eine gute Haftung zwischen Zementstein und Mörtel.

8.2 Einfluß der Lagerung

Zur Untersuchung des Einflusses der Lagerung (Versuchsreihe 6) wurden Zylinder nach Wasserlagerung unterschiedlich lange vor der Prüfung trocken gelagert und anschließend auf Druck-, Spaltzug- und Schlagfestigkeit geprüft. Vor der Prüfung lagerten die Proben 2 Stunden, 7 Tage und 27 Tage an der Luft (20 °C und 65 % rel. Luftfeuchtigkeit).

Aus Tafel 10 geht hervor, daß Betone, die bis kurz vor der Schlagprüfung unter Wasser lagerten, die geringste Schlagfestigkeit aufwiesen, während der 6 Tage unter Wasser gelagerte und anschließend 21 Tage an der Luft gelagerte Beton die höchste Schlagfestigkeit ergab. Ein ständig an der Luft gelagerter Beton erreichte nur 53 % der Schlagfestigkeit des Betons, der 6 Tage unter Wasser und anschließend bis zur Prüfung an der Luft lagerte. Ein Beton, der nach 6 Tagen Wasserlagerung und 18 Tagen Luftlagerung vor der Prüfung noch einmal 3 Tage unter Wasser lagerte und damit bei der Prüfung wassergesättigt war, verlor rd. 35 % seiner Schlagfestigkeit.

Demnach verhalten sich die Betone gegenüber einer schlagartigen Beanspruchung besonders günstig, die nach ausreichender Hydratation des Zements im ausgetrockneten Zustande geschlagen werden, und es sollte in der Praxis dafür gesorgt werden, daß wenigstens die Pfahlköpfe vor Durchfeuchtung geschützt werden.

9. Spannungen und Verformungen unter Schlagbeanspruchung

Bei dem hier verwendeten Fallwerk mit einem 50 kg schweren Bären und zylindrischen Probekörpern ($d = 15$ cm) können für mittlere Betone ($E = 300\,000$ bis $E = 380\,000$ kp/cm²) die Druckspannungen etwa nach der Formel

$$\sigma = 15 \cdot 10^{-5} \cdot E \cdot \sqrt{h}$$

abgeschätzt werden [1]. Die Formel ist nicht ganz dimensions-echt; h muß in cm eingesetzt werden.

Bei einer Fallhöhe von 80 cm und einem angenommenen E-Modul eines Betons von 340 000 kp/cm² wurden demnach Druckspannungen von rd. 460 kp/cm² erhalten.

Bei einer Berechnung der Druckspannung im Pfahlkopf nach einer Formel von T. J. Hirsch [19] wurde für einen in der Praxis üblichen Rammvorgang eine Druckspannung von $\sigma = 205$ kp/cm²

Tafel 10 Einfluß der Lagerung auf die Druck-, Spaltzug- und Schlagfestigkeit

Nr.	Lagerung nach dem Entschalen im Alter von 24 h	Rohdichte vor der Prüfung kg/dm ³	Druckfestigkeit kp/cm ² (% bei Lagerung 2)	Spaltzugfestigkeit kp/cm ² (% bei Lagerung 2)	Schlagzahl bis zum Bruch aus 80 cm Fallhöhe Mittel aus 12 Werten (% bei Lagerung 2)
1	27 Tage an der Luft*)	2,39	412 (85)	32 (94)	25 (53)
2	6 Tage unter Wasser**) 21 Tage an der Luft	2,40	483 (100)	34 (100)	47 (100)
3	20 Tage unter Wasser 7 Tage an der Luft	2,41	451 (93)	33 (97)	24 (51)
4	27 Tage unter Wasser 2 h an der Luft	2,42	433 (90)	31 (91)	22 (47)
5	6 Tage unter Wasser 18 Tage an der Luft 3 Tage unter Wasser 2 h an der Luft	2,42	471 (97)	37 (109)	31 (66)

*) Lagerung an der Luft immer bei 20 °C und 65% relativer Luftfeuchtigkeit

**) Lagerung unter Wasser immer bei 20 °C

erhalten. Die von Glanvill [13] und Ebner [14] angegebenen Druckspannungen von rd. 200 kp/cm² werden hiernach bestätigt. Warum in der Praxis nur halb so große Druckspannungen erhalten werden wie bei den vorliegenden Laboratoriumsuntersuchungen, wurde bereits in Abschnitt 3.2 erörtert, ebenso die Frage, ob Feststellungen bei so hoher Druckspannung auf die in der Praxis üblichen niedrigen Spannungen übertragen werden dürfen.

Bei der Beurteilung der Beanspruchung des Betons ist zu beachten, daß die Größe der einwirkenden Kraft außer von der kinetischen Energie von der Verzögerung des Bären während des Aufschlagens abhängt, d. h. im wesentlichen von der Verformung des Betons. Bei gleicher Fallenergie ist also die maximale Beanspruchung eines nachgiebigen Betons kleiner als die eines Betons mit geringer Verformbarkeit (großer E-Modul). Dies geht auch aus Bild 16 hervor, in dem für Betone mit verschiedenen E-Moduln die Beanspruchungen über eine Schlagfolge aufgetragen sind. Die obere Begrenzungslinie gilt für Betone mit einem E-Modul von 450 000, die untere für einen E-Modul von 300 000 kp/cm². Der Unterschied in der Beanspruchung betrug rd. 20 %.

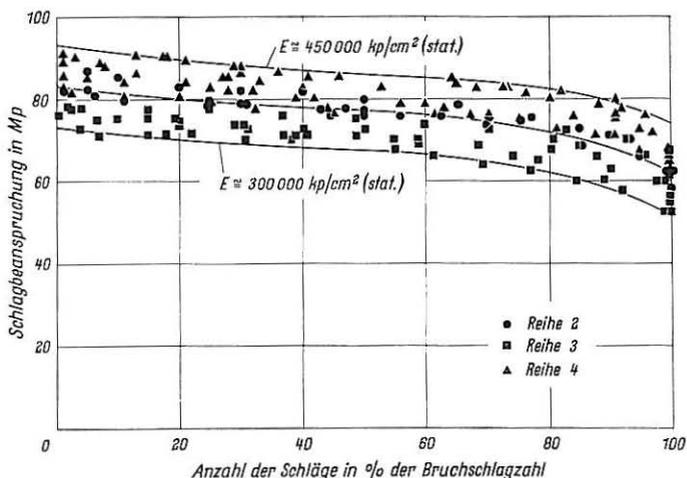


Bild 16 Veränderung der Schlagbeanspruchung mit der Schlagzahl bei Betonen mit unterschiedlichem E-Modul

An den Betonen der Versuchsreihen 2 bis 4 (Abschnitt 5) wurde u. a. auch das Verformungsverhalten unter schlagartiger Belastung untersucht. Wie aus Bild 17 hervorgeht, stieg die gesamte Längsstauchung mit zunehmender Schlagzahl etwa linear an. Die Längsstauchung während des 1. Schlages nahm bis kurz vor dem Bruch um im Mittel 25 % zu. Die Betone hoher Schlagfestigkeit (3.0 und 4.1) wiesen in ihren Anfangswerten mittlere Längsstauchungen ϵ_{1s} von rd. 1350 und 1450 $\cdot 10^{-6}$ auf. Bei 90 % der Bruchschlagzahl betrug die Längsstauchungen dann rd. 1750 bis 1850 $\cdot 10^{-6}$.

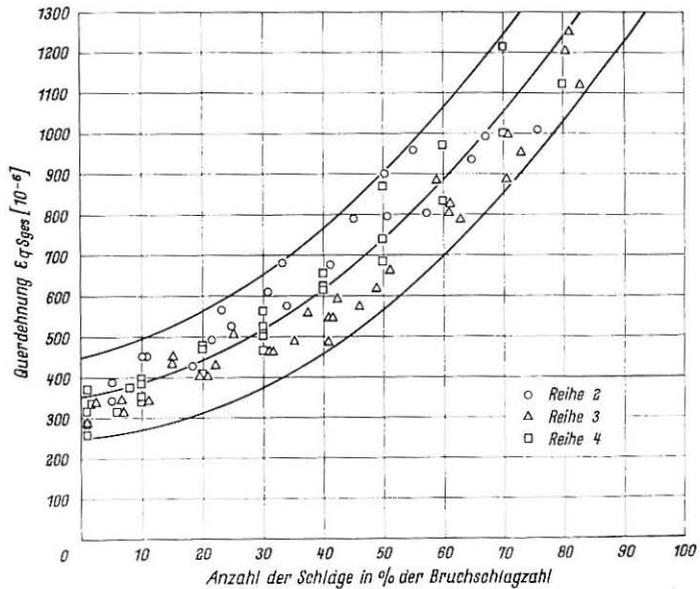
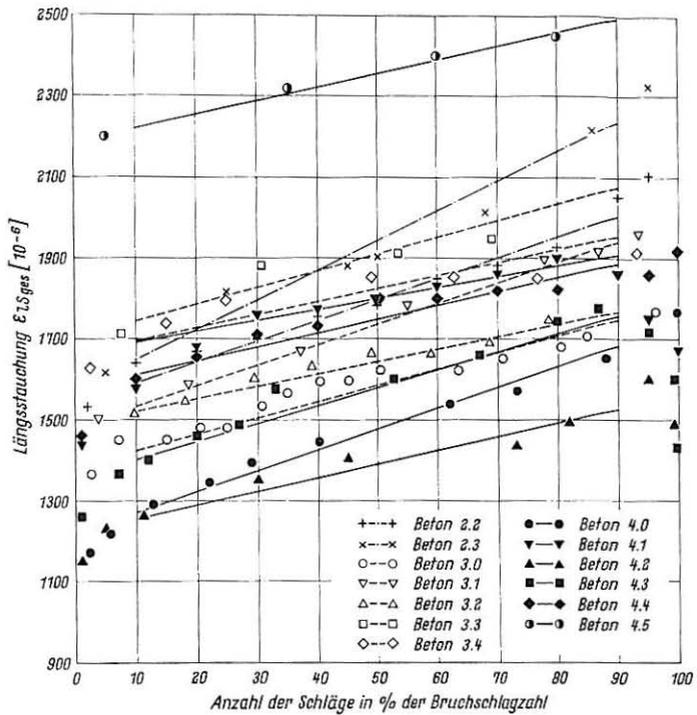


Bild 17 Veränderung der Längsstauchung ϵ_{Lsg} und der Querdehnung ϵ_{qsg} bei Schlagbelastung mit der Schlagzahl

Sämtliche Betone mit Anfangswerten $\epsilon_{ls} > 1600 \cdot 10^{-6}$ haben geringe Schlagfestigkeiten. Die Querdehnung ϵ_{qs} stieg für alle Betone mit zunehmender Schlagzahl etwa hyperbolisch an. Die Bruchquerdehnung betrug rd. $1700 \cdot 10^{-6}$.

10. Zusammenfassung und Folgerungen

Für den schlagartig beanspruchten Beton ergaben sich unter den hier geltenden Bedingungen nachstehende Folgerungen:

10.1 Die Schlagfestigkeit von Beton — ausgedrückt durch die Anzahl der Schläge eines 50 kg schweren Fallbären aus 80 cm Fallhöhe, die zum Bruch führen — kann mit dem hier beschriebenen Fallwerk bestimmt werden.

Betone mit einer Bruchschlagzahl von mehr als 100 können als besonders schlagfest gelten (Mittelwert aus etwa 10 Zylindern $d = 15$ cm, $h = 30$ cm).

10.2 Die unter Schlag sich ergebende Druckspannung kann bei dem beschriebenen Fallwerk für Betone mittlerer Güte ($E = 300\,000$ bis $E = 380\,000$ kp/cm²) nach der Gleichung $\sigma = 15 \cdot 10^{-5} \cdot E \cdot \sqrt{h}$ ermittelt werden. Bei einer Fallhöhe von 80 cm ergibt sich hiernach für einen Beton mit einem E-Modul von 340 000 kp/cm² eine Druckspannung von rd. 460 kp/cm². Demgegenüber betragen die Spannungen am Pfahlkopf in der Praxis bei einwandfreiem Sitz der Rammhaube und zentrischer Belastung rd. 200 kp/cm². Die im Labor getroffenen Feststellungen (bei hoher Druckspannung) gelten jedoch auch für das Verhalten des Betons in der Praxis.

10.3 Hohe Schlagfestigkeiten wurden erhalten, wenn Zementstein und Zuschlag hohe Festigkeiten aufwiesen, wenn die Haftung zwischen Zementstein und Zuschlagstoff besonders gut und wenn der Unterschied der Formänderungen von Zementstein und Zuschlag möglichst gering war.

10.4 Kennzeichnende Eigenschaften für einen Beton hoher Schlagfestigkeit sind ein E-Modul zwischen 300 000 und 350 000 kp/cm², eine niedrige Querdehnungszahl ($\mu \leq 0,18$) und eine möglichst große Volumenverringering ($\frac{\Delta V}{V}$) bei hoher Spannung.

Eine Zylinderdruckfestigkeit von 450 kp/cm² und eine Spaltzugfestigkeit von 35 kp/cm² sind notwendige, aber nicht hinreichende Voraussetzungen für eine hohe Schlagfestigkeit.

10.5 Rammpfähle sollten, nachdem sie zu Beginn mindestens 7 Tage feucht gelagert wurden, beim Rammen älter als 28 Tage und zumindest am Pfahlkopf weitgehend ausgetrocknet sein.

10.6 Bei der Zusammensetzung von Beton für besonders hohe Schlagbeanspruchungen sind die nachfolgenden Grenzwerte und Hinweise zu beachten:

Zementgehalt:	$\leq 400 \text{ kg/m}^3$
Wasserzementwert:	$\leq 0,45$
Zement:	Normendruckfestigkeit N_{28} mindestens 450 kp/cm^2
Zuschlag:	doppelt gebrochen mit rauher Oberfläche, geringem E-Modul und niedriger Querdehnungszahl
Kornzusammensetzung:	Größtkorn möglichst unter 30 mm, Sandgehalt 0/7 mm mindestens 60 %

SCHRIFTTUM

- [1] Dahms, J.: Die Schlagfestigkeit des Betons. Dissertation T. H. Braunschweig 1967. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 34, Beton-Verlag, Düsseldorf 1968 (in Vorbereitung).
- [2] Wöhler, A., in Zentralblatt der Bauverwaltung 16 (1866) S. 67.
- [3] Simons, H.: Tragfähigkeit von Pfählen. VDI-Zeitschrift 109 (1967) H. 8, S. 345.
- [4] Föppl, A.: Die Prüfung von Steinen auf Zähigkeit mit Hilfe von Schlagversuchen. Mitteilungen aus dem Mechanisch-Technischen Laboratorium der T. H. München (1906) H. 30.
- [5] Wenzel, F.: Beitrag zur Stoßfestigkeit von Beton. Dissertation T. H. Aachen 1934.
- [6] Passow, H.: Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Zerschmetterungsfestigkeit. Mitteilungen aus der Chemisch-Technischen Versuchsstation von Dr. Hermann Passow, II. Heft, Zementverlag, Charlottenburg 1918.
- [7] Framm, F.: Über Zerschmetterungsfestigkeiten und ihre Beziehung zur Druckfestigkeit. Protokoll des Vereins Deutscher Portland-Cementfabrikanten 1920, Zementverlag, Berlin 1920.
- [8] Graf, O.: Die Eigenschaften des Betons. Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1950.
- [9] Glanvill, W. H.: Creep or flow of concrete under load. Building Research Station, Technical Paper Nr. 12, Garston 1930.
- [10] Watstein, D.: Properties of concrete at high rates of loading. ASTM Special Technical Publ. Nr. 176, Philadelphia 1955.

- [11] Rüsçh, H.: Research towards a general flexural theory for structural concrete. Journ. Amer. Concr. Inst. 32 (1960) Nr. 1, S. 1/26.
- [12] Horibe, T., und R. Kobayashi: On mechanical behaviours of rocks under various loading-rates. Journ. of the Society of Materials Science (Japan) 14 (1965) H. 6, S. 62/70.
- [13] Glanvill, W. H., G. Grime und W. W. Davies: The behaviour of reinforced-concrete piles during driving. Journ. Institution of Civil Engineers 1 (1935/36) H. 2, S. 150/202.
- [14] Ebner, H.: Über die Tragfähigkeit von Stahlbetonpfählen. Forschungsauftrag A2 III BI — 4115, Nr. 36; nicht veröffentlicht.
- [15] Bonzel, J., und J. Dahms: Über die Bedeutung der statistischen Qualitätskontrolle bei Beton. beton 14 (1964) H. 10, S. 429/436; ebenso Beton-technische Berichte 1964, Beton-Verlag, Düsseldorf 1965, S. 187/205.
- [16] Probst, E.: Untersuchungen über den Einfluß wiederholter Belastungen auf Elastizität und Festigkeit von Beton und Eisenbeton. Der Bauingenieur 6 (1925) H. 33, S. 931/935.
- [17] Mehmel, A.: Untersuchungen über den Einfluß häufig wiederholter Druckbeanspruchungen auf Druckelastizität und Druckfestigkeit von Beton. Springer-Verlag, Berlin 1926.
- [18] Alexander, K. M., J. Wardlaw und D. J. Gilbert: Aggregate-cement bond, cement paste strength and the strength of concrete. International Conference on the Structure of Concrete 1965. Cement and Concrete Association, London 1965.
- [19] Hirsch, T. J.: Fundamental design and driving considerations for concrete piles. Highway Research Record, Nr. 147, Washington 1966, S. 24/34.