

BRUCHMECHANIK VON STAUMAUERBETON
UNTER QUASI-STATISCHER UND
ERDBEBENDYNAMISCHER BELASTUNG

THESE No 739 (1988)

PRESENTEE AU DEPARTEMENT DES MATERIAUX

ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ES SCIENCES TECHNIQUES

PAR

EUGEN BRÜHWILER

Ingénieur civil diplômé EPFZ
originaire de Dussnang (TG)

acceptée sur proposition du jury :

Prof. F.H. Wittmann, rapporteur
Prof. Dr A. Rösli, corapporteur
Prof. R. Lafitte, corapporteur
Doz. Dr H.N. Linsbauer, corapporteur
Dr R. Biedermann, corapporteur

Lausanne, EPFL

1988

PROLOG

..... Das Entdecken von **Rissen in Bauwerken** erweckt in uns Ingenieuren immer wieder Gefühle der Unbehaglichkeit, denn oft sind wir nicht sicher, was wir von diesen Rissen zu erwarten haben. Können diese Risse zum Bauwerksversagen und damit zu einer Tragödie führen? Die Motivation zur Erforschung von Bruchphänomenen darf jedoch nicht einzig auf die Grundlage von "Sensationen" gestellt werden. Doch wenn wir von Unfällen hören, wird allen klar, dass **Massnahmen** getroffen werden müssen, um weitere Unfälle zu vermeiden. Aber welche Massnahmen?

Riss- und Bruchvorgänge sind Phänomene, die sich eigentlich nur auf der Schattenseite der "im Lichte stehenden" Materialfestigkeit befinden. Alle Werkstoffe des Bauwesens werden aus Rohstoffen hergestellt. Mit diesem "Veredelungsprozess" beginnt aber auch schon die **Materialzerstörung**, denn jeder Werkstoff wird irgendwann in die Natur zurückgeführt. Imperfektionen, die sich bei der Werkstoffherstellung "einschleichen", sind der Ursprung der Materialzerstörung infolge verschiedenster äusserer Einwirkungen. Das Auftreten von Rissen und Schädigungen in Bauwerken ist somit an sich **naturgegeben** und logisch; wir haben es hier nur mit der Schattenseite der atemberaubenden Leichtigkeit von Bauwerken wie Brücken oder Staumauern zu tun.

Ob wir Ingenieure nun von einer Brücke oder von einer Staumauer sprechen, die Hauptfragen lauten immer: Wie lange wird das Bauwerk in Betrieb bleiben können? Ist eine bedeutende Schädigung oder gar ein verheerender Bruch möglich? Wie kann das Bauwerk möglichst schlank und billig, aber dennoch **"sicher"** sein? Diese Fragen können nur mit soliden Kenntnissen über Schädigungs- und Bruchphänomene sachlich beantwortet werden. Hier liegt denn auch der wichtigste Beitrag von Forschungsarbeiten auf Gebieten wie der **Bruchmechanik**

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1 EINLEITUNG	1
1.1 Fragestellung	1
1.1.1 Risse in Staumauern	1
1.1.2 Staumauern und Erdbeben in der Schweiz	1
1.1.3 Die Rolle der Bruchmechanik	2
1.2 Zielsetzung	4
1.3 Gliederung der Dissertation	6
2 BRUCHMECHANISCHE MATERIALMODELLE FUER BETON	7
2.1 Einleitung	7
2.2 Modelle aus der Bruchmechanik für spröde Werkstoffe und Metalle	7
2.2.1 Linear-elastische Bruchmechanik	7
2.2.2 Nicht-lineare Bruchmechanik	10
2.2.3 Diskussion	11
2.3 Bruchvorgang im Beton	12
2.3.1 Bruchverhalten verschiedener Werkstoffe	12
2.3.2 Experimentelle Bestimmung der Rissprozesszone im Beton	14
2.3.2.1 Experimente von Cedolin et al.	14
2.3.2.2 Experimente am IMAC	14
2.3.3 Diskussion	18
2.4 Rissprozesszonenmodelle	19
2.4.1 Das fiktive Rissmodell	19
2.4.2 Das Rissband-Modell	22
2.4.3 Vergleich der beiden Rissprozesszonenmodelle	24
2.4.4 Materialwissenschaftliche Modelle	25
2.5 Bruchmechanische Berechnungen von Staumauern	27
2.6 Folgerungen	30
3 BRUCHMECHANISCHE VERSUCHE	31
3.1 Einleitung	31
3.2 Vier bruchmechanische Versuchsmethoden	32
3.2.1 Der einachsige Zugversuch	32
3.2.2 Der Drei-Punkt-Biegeversuch	34
3.2.3 Der Kompakt-Zugversuch (CT)	36
3.2.4 Der Keilspaltversuch	37
3.2.4.1 Versuchsbeschreibung	37
3.2.4.2 Probekörperformen	40
3.2.4.3 Bisherige Spaltversuche	40
3.3 Ermittlung der spezifischen Bruchenergie mit verschiedenen Versuchsmethoden und Probekörperformen	41
3.4 Bedeutung des Kontrollparameters bei der Durchführung stabiler Bruchversuche	44
3.4.1 Problemstellung	44
3.4.2 Wahl des richtigen Kontrollparameters	46
3.4.3 Bedingung für einen stabilen Bruchversuch	49
3.4.4 Anwendungsbeispiele	53
3.4.5 Diskussion	56

3.5	Stabile Bruchversuche bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten	57
3.5.1	Allgemeine Bemerkungen	57
3.5.2	Anforderungen an die Prüfmaschine	57
3.6	Vergleich der vier Versuchsmethoden	60
3.6.1	Probekörperformen	60
3.6.2	Ermittlung der spezifischen Bruchenergie	61
3.6.3	Durchführung stabiler Bruchversuche	61
3.6.4	Abschliessende Bewertung	62
3.7	Folgerungen	63
4	BRUCHMECHANISCHE KENNWERTE VON BETON UND STAUMAUERBETON BEI QUASI-STATISCHER BELASTUNGSGESCHWINDIGKEIT	65
4.1	Einleitung	65
4.2	Ermittlung der Entfestigungs-Funktion mit Hilfe des Programmes SOFTFIT	65
4.2.1	Grundlagen der numerischen Methode	65
4.2.2	Eigenschaften des bilinearen Entfestigungs-Diagrammes	67
4.2.3	Vorgehen bei der Ermittlung des Entfestigungs-Diagrammes	68
4.3	Einfluss der Betonart	69
4.3.1	Beschreibung der Versuchsserien und deren Ergebnisse	69
4.3.2	Diskussion der Versuchsergebnisse	74
4.3.2.1	Serie Normalbeton	74
4.3.2.2	Serie Staumauerbeton	76
4.3.2.3	Vergleich zwischen Normal- und Staumauerbeton	77
4.3.3	Diskussion der bilinearen Entfestigungs-Diagramme	79
4.4	Einfluss der Probekörperabmessungen	82
4.4.1	Beschreibung der Versuchsserien und deren Ergebnisse	82
4.4.2	Diskussion der Ergebnisse	85
4.5	Grösseneinfluss im Betonbau	86
4.5.1	Das "Size effect"-Gesetz	86
4.5.2	Auswertung der Kompakt-Zugversuche (CTV)	88
4.5.3	Uebertragung der Werte auf Staumauerbeton	90
4.5.3.1	Gültigkeitsbereiche	90
4.5.3.2	Grösstkorndurchmesser als Betonkennwert	90
4.5.3.3	Charakteristische Länge als Betonkennwert	92
4.5.3.4	Diskussion	93
4.6	Folgerungen	93
5	BRUCHMECHANISCHE KENNWERTE VON STAUMAUERBETON UNTER ERDBEBEN-DYNAMISCHEN BELASTUNGEN	95
5.1	Einleitung	95
5.1.1	Dynamische Belastungen wie Erdbeben	95
5.1.2	Literaturüberblick	96
5.1.3	Zielsetzung	97
5.2	Beschreibung der Versuchsreihen	98
5.2.1	Kennwerte des Staumauerbetons	98
5.2.2	Zugversuche	98
5.2.3	Keilspaltversuche	101
5.2.4	Normalisierung der Versuchswerte	103
5.3	Resultate und Diskussion der Zugversuche	104
5.3.1	Einfache Zugversuche	104

5.3.2	Zugversuche nach vorgängiger dynamischer Druckbelastung	105
5.3.2.1	Darstellung der Ergebnisse	105
5.3.2.2	Einfluss von Druckvorlasten auf die Zugfestigkeit	107
5.3.2.3	Einfluss von Druckvorlasten auf den Elastizitätsmodul	108
5.3.2.4	Einfluss von Druckvorlasten auf die Bruchdehnung	109
5.3.2.5	Vergleich mit Normalbeton	110
5.3.3	Bruchflächen	111
5.4	Resultate und Diskussion der Keilspaltversuche	113
5.4.1	Einfluss der Rissöffnungsgeschwindigkeit	113
5.4.2	Einfluss der Vorbelastungsgeschichte	116
5.5	Vereinfachte Beziehungen für den Einfluss von Erdbebeneinwirkungen	118
5.5.1	Allgemeine Bemerkungen	118
5.5.2	Hypothesen und Abgrenzungen	119
5.5.3	Quantifizierung der Materialschädigung	119
5.5.4	Normalisiertes Materialgesetz	119
5.5.5	Transformation in die absolute Darstellung	120
5.5.6	Erweiterungen	122
5.6	Folgerungen	124
6	SCHLUSSFOLGERUNGEN	125
7	ZUKUNFTIGE FORSCHUNGSAUFGABEN	129
	ZUSAMMENFASSUNG	131
	RESUME	133
	EXTENDED SUMMARY	135
	ABKÜRZUNGEN UND SYMBOLE	153
	TERMINOLOGIE	157
	LITERATURVERZEICHNIS	159
	DANK	167
	LEBENS LAUF	169

1 EINLEITUNG

1.1 FRAGESTELLUNG

1.1.1 Risse in Staumauern

Seit mehr als einem Jahrhundert werden Staumauern aus Beton gebaut. Diese grossen, unarmierten Betonbauwerke sind seit je mit Rissen behaftet, von denen die meisten die Tragsicherheit der Staumauer nicht beeinträchtigen. Mit dem Auftreten von Rissen können jedoch aufwendige Reparaturarbeiten notwendig werden, was in der Regel zu Betriebsausfällen mit entsprechenden wirtschaftlichen Einbussen führt [1.1].

Risse in Staumauern können eingeteilt werden in Risse, die schon während der Bauphase durch zeitabhängige Veränderungen des Werkstoffes verursacht werden, und in Risse, die während der Betriebsdauer auftreten. Risse während der Bauphase werden in erster Linie durch Schwinden und durch thermische Spannungen als Folge von Temperaturgradienten in der Betonmasse verursacht. Es können komplizierte Spannungszustände auftreten, wenn sich der Beton von seiner maximalen Hydratationstemperatur bis zu seiner stabilen Endtemperatur abkühlt. Risse, die durch thermische Einwirkungen verursacht werden, gefährden in der Regel die Tragsicherheit des Bauwerkes nicht, können aber den Betrieb beeinträchtigen.

Staumauern sind so bemessen, dass sie Belastungen wie Wasserdruck, Temperaturschwankungen an der Maueroberfläche und Erdbeben widerstehen können. Während der Betriebsdauer können Risse auftreten, wenn sich der Baugrund anders verhält als bei der Bemessung angenommen wurde. In Schwergewichtsmauern können bei gefülltem Stausee an der Grenzschicht zwischen dem Beton und dem Fels Zugspannungen auftreten, welche die Bildung von Rissen verursachen können.

In Staumauern treten unter Gebrauchslasten vor allem Druckkräfte auf. Infolge aussergewöhnlicher Einwirkungen wie Erdbeben erfahren jedoch die Staumauern alternierende Zug-Druck-Belastungen, die zum Weiterwachsen der bestehenden und zur Bildung von neuen Rissen führen können. Bisher kam es noch nie zum Bruch einer Staumauer als Folge eines Erdbebens. Es sind nur fünf Staumauern bekannt, bei welchen kleine bis mittlere Schäden entstanden [1.2]. Das bekannteste Beispiel einer erdbebenbelasteten Staumauer ist die Koyna-Mauer in Indien, die im Jahre 1967 starken Erdbebenlasten - jedoch unter Bildung von beträchtlichen Rissen - widerstand.

1.1.2 Staumauern und Erbeben in der Schweiz

Obwohl die Auftretenswahrscheinlichkeit eines starken Erdbebens in der Schweiz klein ist, kann man den Lastfall Erdbeben nicht ausschliessen. Die Staumauern sind Bauwerke, die im Falle eines Versagens verheerende Schäden verursachen würden. Sie stellen eine potentielle Gefahr dar und müssen folglich eine genügende Erdbebensicherheit aufweisen. Zudem treten Erdbeben überraschend auf und dauern nur Sekunden.

In der Schweiz stehen 189 Talsperren unter der Oberaufsicht des Bundes [1.3]. Dabei sind zwei Drittel Staumauern aus Beton; ein Drittel sind Staudämme. Die Staumauern aus Beton dominieren nicht nur wegen ihrer Anzahl, sondern auch wegen ihrer Bedeutung. Dies steht im Gegensatz zur weltweiten Situation mit einem Anteil der Staudämme von 83 %.

Seit den fünfziger Jahren werden die Staumauern auch für den Lastfall Erdbeben bemessen, obwohl die Schweiz sich nicht in einer Zone starker Erdbebenaktivität befindet. Früher gebaute Talsperren überprüfte man nachträglich. Mangels besserer Kenntnisse wurde diese Bemessung mit Hilfe des Ersatzlast-Verfahrens durchgeführt. Obwohl diese "pseudo-statische" Methode die wirklich auftretenden dynamischen Einwirkungen nur sehr grob annähert, hat sich die Methode bisher in der Praxis bewährt. Die schweizerischen Staumauern sind noch keinen starken Erdbeben ausgesetzt worden. Schäden als Folge von Erdbebenwirkungen sind deshalb ausgeblieben. Ab Mitte der siebziger Jahre kam es zur Weiterentwicklung der Dynamik von Staumauern [1.20] und zum Einsatz von wirklichkeitsnäheren Berechnungsmethoden.

In den letzten Jahren wurden bei der Erforschung des dynamischen Verhaltens von Bauwerken beträchtliche Fortschritte erzielt. Trotzdem bleibt der Kenntnisstand bei Staumauern ungenügend. Die Art und Weise, wie es im unarmierten Massenbeton der Staumauern zur Rissbildung und zum Rissfortschritt kommt, muss noch besser untersucht werden. Die Aufgabe der Forschung besteht darin, den Kenntnisstand auf dem Gebiet des dynamischen Verhaltens von Staumauern zu verbessern. Neue, wirklichkeitsnähere Berechnungsmodelle sollen erlauben, eine Staumauer unter Erdbebenbelastung zu simulieren. Zu diesem Zwecke sind an beiden Eidgenössischen Technischen Hochschulen Forschungsarbeiten im Gange, deren Ergebnisse zum Teil bereits veröffentlicht wurden [1.4, 1.5, 1.6, 1.7].

1.1.3 Die Rolle der Bruchmechanik

Die rechnerische Untersuchung von Rissen in Betonbauwerken wie Staumauern hat folgende Ziele:

- statische Nachrechnung mit Beurteilung der Tragsicherheit,
- Aufklärung der Ursachen der Rissbildung,
- Voraussage der Rissfortpflanzung und Rissstabilität unter Berücksichtigung jeglicher künftiger Lasteinwirkungen,
- Abschätzung möglicher Folgen einer weiteren Rissbildung,
- Ermittlung der Wirksamkeit von Reparaturmethoden,
- Erfassung zusätzlicher Einwirkungen wie Wasserdruck im Riss auf das Verhalten der angerissenen Staumauer.

Demnach besteht das eigentliche Ziel darin, eine zuverlässige Aussage darüber machen zu können, welche Risse stabil sind und welche Risse unter gegebenen Lastbedingungen weiter fortschreiten.

Bisher wurden die meisten Berechnungen auf der Grundlage eines Zugspannungskriteriums durchgeführt. Dabei werden die Zugspannungen mit Hilfe von linearen oder nicht-linearen Rechenmodellen berechnet und mit der Zugfestigkeit des Betons verglichen. Wird die Zugfestigkeit überschritten, kommt es zur Rissbildung. Im Falle von Bauwerken mit Rissen hat das Zugspannungskriterium jedoch folgende Mängel:

- Einzig die Rissentstehung wird erfasst. Die Rissfortpflanzung kann dagegen nicht oder nur unter stark vereinfachenden Annahmen verfolgt werden.
- Beton ist ein heterogener Werkstoff, der nach Ueberschreiten der Zugfestigkeit eine beträchtliche Energiemenge, die sogenannte Bruchenergie, zu absorbieren vermag. Die Bruchenergie wird in der Prozesszone vor dem eigentlichen, sichtbaren Riss verbraucht und ist vor allem bei Erdbeben und bei Belastungen, die durch aufgezogene Verformungen hervorgerufen werden, von Bedeutung. Dieses Materialverhalten wird mit dem Zugspannungskriterium nicht berücksichtigt.

- Gemäss linear-elastischer Kontinuumsmechanik besteht an der Risssspitze eine Spannungskonzentration, die nicht in Betracht gezogen wird. Bei Vernachlässigung bruchmechanischer Kriterien wird je nach Risskonfiguration die Traglast eines angerissenen Bauteils überschätzt (Bild 1.1).

Bemerkung:

Die Bedeutung der Bruchmechanik sei mit Hilfe der in Bild 1.1 dargestellten Analogie zwischen der Bruchmechanik und den - jedem Bauingenieur bekannten - Stabilitätskriterien (Knicken, Kippen, Beulen) aus der Baustatik aufgezeigt. Bei der Bemessung eines Druckstabes (Bild 1.1a) muss neben der Druckspannung im Stabquerschnitt auch die Stabilität (Knicken) nachgewiesen werden. Aus der Darstellung geht hervor, dass ab einer bestimmten Stablänge l_c das Stabilitätskriterium massgebend wird. Für den angerissenen Zugstab (Bild 1.1b) ist für kleine Risslängen das Zugspannungskriterium die ausschlaggebende Bedingung. Ab einer gewissen Rissgeometrie (Risslänge a_c) ist jedoch das Stabilitätskriterium aus der Bruchmechanik, repräsentiert durch die "Griffith-Bedingung" (siehe Kapitel 2.2), massgebend.

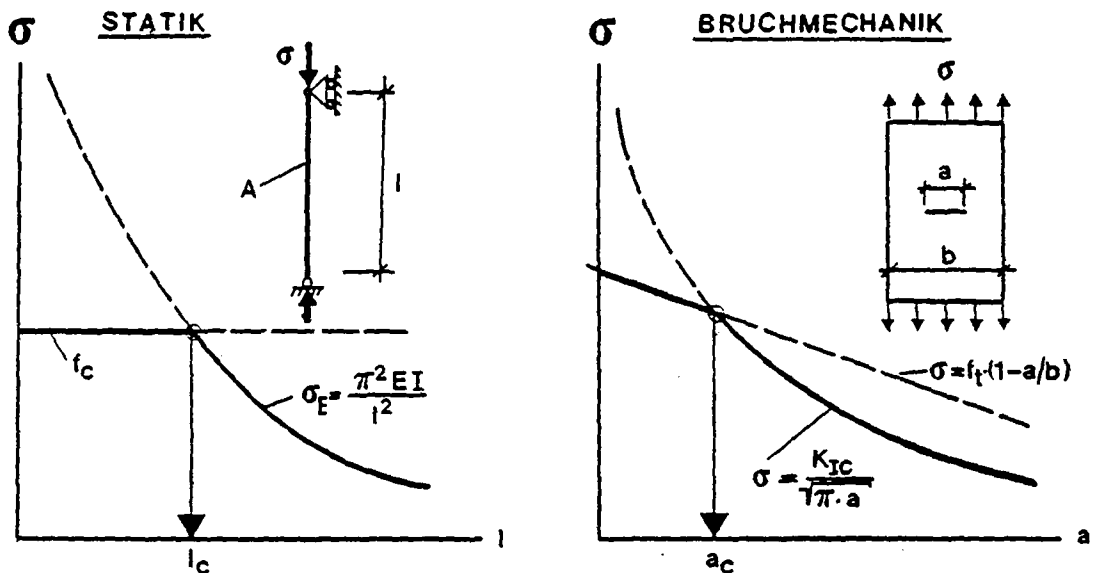


BILD 1.1: Analogie zwischen den Stabilitätskriterien aus der Baustatik und der Bruchmechanik.

Das Zugspannungskriterium muss folglich für die Berechnung von angerissenen Betonbauwerken zumindest in Frage gestellt werden. Als Alternative bieten sich bruchmechanische Berechnungsmodelle an. Immer wieder werden gerade die Staumauern, die wichtigsten Vertreter unarmerter Betonbauwerke, als ideale Objekte für die Anwendung der Bruchmechanik hervorgehoben. Trotzdem wurde die Bruchmechanik bisher überraschend wenig zur Berechnung von angerissenen Staumauern verwendet. Eine Uebersicht über bisher durchgeführte Untersuchungen an angerissenen Staumauern mit Hilfe der Bruchmechanik befindet sich in [1.8] und gekürzt in Kapitel 2.5. Als weitere Anwendungsobjekte für die Bruchmechanik im unarmierten Betonbau sind die Betonrohre zu nennen.

Die Bedeutung der Bruchmechanik im armierten Betonbau liegt in der Untersuchung von "spröden" Versagensarten wie Durchstanzen, Schub- oder Torsionsbrüchen sowie von Rissbildungen, welche die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes beeinträchtigen können. Doch auch im Stahlbetonbau hat sich bisher die Bruchmechanik noch nicht durchgesetzt, obwohl in den letzten Jahren zahlreiche Forschungsarbeiten durchgeführt wurden.

Die Bruchmechanik von Beton wurde zum ersten Mal im Jahre 1959 von Neville [1.9] und im Jahre 1961 von Kaplan [1.10] unter Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik studiert. Erst ab Mitte der siebziger Jahre setzte dann an mehreren Forschungsinstituten eine immer reger werdende Forschungstätigkeit ein. Ein Durchbruch hin zu einer realistischen Beschreibung des Werkstoffverhaltens ist erst mit der Entwicklung bruchmechanischer Modelle wie das Modell des fiktiven Risses gelungen. Die Bruchmechanik hat im Betonbau neue Wege zum Verständnis und zur Modellierung von Riss- und Bruchphänomenen geöffnet. Die jüngste Literatur widerspiegelt ein stetig zunehmendes internationales Interesse an der Bruchmechanik. Einige Werke, welche die Hauptteile dieser Entwicklung beinhalten, wurden von Wittmann (ed.) (1983 [1.11] und 1986 [1.12]), Bazant (ed.) (1985 [1.13]), Shah (ed.) (1985, [1.14]), Carpinteri & Ingraffea (ed.) (1985 [1.15]), Sih & Di Tommaso (ed.) (1985, [1.16]), Reinhardt (1986 [1.17]) und Carpinteri (1987 [1.18]) herausgegeben.

1.2 ZIELSETZUNG

Besonders für Beton, der zum Bau von Staumauern verwendet wird, sind die Kenntnisse auf dem Gebiet der Bruchmechanik gering. Der Staumauerbeton unterscheidet sich wie folgt vom Beton, der üblicherweise im Stahlbetonbau verwendet wird und im Rahmen dieser Arbeit "Normalbeton" genannt werden soll:

- Für den Bau von Staumauern werden Zuschlagsstoffe aus der unmittelbaren Umgebung der Staumauer verwendet. Diese - in der Regel - gebrochenen Zuschläge weisen oft vergleichsweise schlechtere Festigkeiten auf als die Zuschlagsstoffe im Normalbeton.
- Durch die grösseren Zuschlagsstoffe nimmt das Verhältnis von Kornoberfläche zu Kornvolumen ab, weshalb der Zementgehalt für Staumauerbeton kleiner gewählt werden kann als für Normalbeton. Wegen der Gefahr der Rissbildung bei der Abkühlung des jungen Betons wird der Zementgehalt und damit die Hydratationswärme möglichst klein gehalten.

Aus diesen Gründen sind die üblichen Festigkeiten (Zug, Druck) des Staumauerbetons [1.19] im allgemeinen kleiner als diejenigen des Normalbetons. Eine Extrapolation von Normal- auf Staumauerbeton scheint nicht ohne weiteres möglich zu sein. Staumauerbeton kann in einen Kern- und Vorsatzbeton eingeteilt werden. Der Kernbeton wird im Innern des Mauerkörpers von dicken Staumauern verwendet. Die Aussenhaut der Staumauer wird aus Vorsatzbeton hergestellt. Der Vorsatzbeton weist höhere Festigkeiten auf als der Kernbeton.

Die vorliegende Arbeit greift verschiedene Themen aus der Bruchmechanik im Betonbau auf, wobei ein besonderes Gewicht auf Staumauerbeton gelegt wird. Mit Hilfe von vorwiegend experimentellen, aber auch numerischen Untersuchungen wird versucht, zur Lösung von noch ungeklärten Fragen beizutragen. Dabei werden die Versuchsergebnisse so dargestellt, dass sie möglichst direkt zur Entwicklung von Materialmodellen für die numerische Berechnung verwendet werden können. Folgende Themenkreise werden behandelt:

1. Das Bruchverhalten von Beton ist nach wie vor Gegenstand laufender Forschungsarbeiten. Immerhin ist allgemein anerkannt, dass der Bruchmechanismus von Beton durch eine Materialentfestigung charakterisiert wird. Diese Entfestigung erfolgt in den hoch beanspruchten Bereichen und insbesondere in der Rissprozesszone, die sich im Bereich vor dem eigentlichen Riss befindet. Diese Rissprozesszone, deren Ausdehnung noch wenig bekannt ist, kann mit hochempfindlichen, optischen Versuchstechniken beobachtet werden.

Verschiedene bruchmechanische Modelle wurden bisher für Beton vorgeschlagen. Sie stammen einerseits aus der Bruchmechanik für spröde und metallische Werkstoffe; andererseits beruhen sie aber auf dem wirklichen Materialverhalten und berücksichtigen die Rissprozesszone. Für die Anwendung der Bruchmechanik bei der Berechnung von Staumauern mit Rissen gilt es, die Vor- und Nachteile dieser bruchmechanischen Modelle abzuwägen.

2. Die Durchführung bruchmechanischer Versuche ist schwierig, weil der Beton kleine Bruchverformungen aufweist und die Probekörper vergleichsweise grosse Abmessungen haben, was zu grossen Probekörpersteifigkeiten führt. Unterschiedlichste Versuchsmethoden wurden denn auch für verschiedenartige Studien verwendet. Bei einigen Versuchsarten gelang es nicht, stabile Bruchversuche durchzuführen. Dies hat wiederholt zu widersprüchlichen Resultaten geführt, was mit ein Grund ist für die nur zögernd einsetzende Anwendung der Bruchmechanik im Betonbau. Ausserdem erwies sich bisher keine Versuchsmethode als genügend einfach und objektiv.

Für Staumauerbeton mit relativ grossen Zuschlägen sind grosse Probekörperabmessungen erforderlich. Gleichzeitig sollten die Probekörper handlich sein. Es muss somit eine Prüfmethode gefunden werden, bei der die Probekörpermasse im Vergleich zur Bruchfläche gering ist.

3. Bruchmechanische Versuche liefern Materialkenngrössen wie die Bruchzähigkeit K_{Ic} oder die spezifische Bruchenergie G_f . Für Normalbeton existierten mittlerweile eine grosse Anzahl von Versuchswerten. Demgegenüber konnten in der Literatur keine bruchmechanischen Materialwerte für Staumauerbeton gefunden werden.

Die spezifische Bruchenergie G_f allein genügt nicht, das Bruchverhalten von Beton vollständig zu beschreiben. Die Materialentfestigung, ausgedrückt durch die Spannungs-Rissweite-Beziehung, muss zusätzlich bekannt sein. Diese Beziehung kann mit Hilfe numerischer Methoden indirekt aus Versuchsdaten ermittelt werden.

Bevor aber bruchmechanische Materialkennwerte angewendet werden können, müssen die Einflüsse von Parametern wie die Versuchsmethode, die Betonart oder die Probekörperabmessungen bekannt sein.

4. Ein weiterer Grund, weshalb die Bruchmechanik noch nicht in die Praxis eingeflossen ist, liegt in der noch unbeantworteten Frage, ob das einfachste Bruchmechanikkonzept, die linear-elastische Bruchmechanik, für die Untersuchung von Rissen in Staumauern angewendet werden kann. Einerseits ist dazu die Kenntnis der bruchmechanischen Materialkenngrössen noch ungenügend. Andererseits ist der Einfluss der Bauteilabmessung und der Belastungsart auf das Bruchverhalten von Bauwerken noch wenig bekannt. Es stellt sich die Frage, wie Versuchswerte, die mit relativ kleinen Probekörpern erhalten werden, auf grosse Bauwerke wie Staumauern übertragen werden können.

5. Der Einfluss erdbebedynamischer Belastungen auf das Verhalten des unarmierten Betons wurde bisher nur wenig untersucht. Bei Erdbeben treten alternierende Belastungen bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten auf. Für die Entwicklung möglichst wirklichkeitsnaher Materialmodelle bei der Berechnung von Bauwerken wie Staumauern unter Erdbeben muss das Materialverhalten bei seismischen Belastungsbedingungen bekannt sein. Es stellt sich die Frage, wie sich Druckvorbelastungen und hohe Belastungsgeschwindigkeiten auf die Festigkeit und das Verformungsvermögen von Beton unter Zug sowie auf die spezifische Bruchenergie und die Materialentfestigung auswirken.

1.3 GLIEDERUNG DER DISSERTATION

Die vorliegende Arbeit gliedert sich nach den im vorhergehenden Abschnitt geschilderten Themenbereichen:

- In Kapitel 2 wird das Bruchverhalten von Beton mit Hilfe einer optischen Methode beobachtet. Die wichtigsten bruchmechanischen Modelle werden kurz beschrieben und deren Anwendung bei der Untersuchung von Stau Mauern mit Rissen diskutiert.
- Vier verschiedene Versuchsmethoden zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie werden in Kapitel 3 verglichen, wobei ein besonderes Gewicht auf die Stabilität der Bruchversuche gelegt wird. Mit dem Keilspaltversuch wird eine Versuchsmethode vorgeschlagen, die aus bisherigen Spaltversuchen entwickelt wurde. Es wird eine Bedingung hergeleitet, mit der bei der Planung von bruchmechanischen Versuchen die Stabilität beurteilt werden kann. Damit wird ein Einblick in das Wechselspiel zwischen der Prüfmaschine, dem Probekörper, der Versuchsmethode, dem Kontrollparameter und dem Werkstoff gegeben.
- Kapitel 4 beinhaltet Ergebnisse von bruchmechanischen Versuchen bei quasi-statischer Prüfgeschwindigkeit. Die bruchmechanischen Materialkennwerte von verschiedenen Betonarten, inklusive Stau mauerbeton, werden diskutiert. Dabei wird dem Einfluss der Probekörperabmessungen (Grösseneinfluss) auf bruchmechanische Kennwerte eine besondere Beachtung geschenkt.
- Versuche, bei denen die Probekörper erdbebenähnlichen Belastungen ausgesetzt wurden, werden in Kapitel 5 erläutert und diskutiert. Die Versuchsergebnisse werden in einer Form dargestellt, die eine möglichst direkte Verwendung der Ergebnisse in Form von Materialgesetzen erlauben soll.
- In den beiden letzten Kapiteln werden die Schlussfolgerungen aus den einzelnen Kapiteln gezogen und zukünftige Forschungsarbeiten vorgeschlagen.
- Im Anschluss an das "Extended Summary" befindet sich eine Liste mit den wichtigsten Fachausdrücken in den drei Sprachen Deutsch, Englisch und Französisch.

2 BRUCHMECHANISCHE MATERIALMODELLE FUER BETON

2.1 EINLEITUNG

In diesem Kapitel werden diejenigen Aspekte der Bruchmechanik beleuchtet, die für die rechnerische Untersuchung der Rissbildung und der Rissstabilität in Betonbauwerken wichtig sind. Die in der Literatur für Beton verwendete Bruchmechanik kann in Modelle, die aus der Bruchmechanik für spröde Werkstoffe und Metalle stammen, und in Modelle, welche die Rissprozesszone im Beton berücksichtigen, unterteilt werden. Die Grundlagen einiger dieser Bruchmechanikmodelle werden kurz beschrieben und mit dem wirklichen Bruchverhalten verglichen. Dabei wird besonders auf die Anwendung dieser bruchmechanischen Modelle hingewiesen. Die bisherigen bruchmechanischen Untersuchungen von Stau Mauern werden zusammengefasst und gewertet. Aus den Folgerungen wird die theoretische Basis und damit die "Philosophie" für die folgenden Kapitel aufgebaut.

Ueblicherweise unterscheidet man in der Bruchmechanik drei Grundbeanspruchungsarten (Bild 2.1): Normal- (Modus I), Längsschub- (Modus II) und Querschubbeanspruchung (Modus III). Die technisch weitaus bedeutendste Beanspruchungsart ist der Modus I, der auch am intensivsten untersucht wurde. Die folgenden Betrachtungen beschränken sich somit auf den Modus I (Normalbeanspruchung).

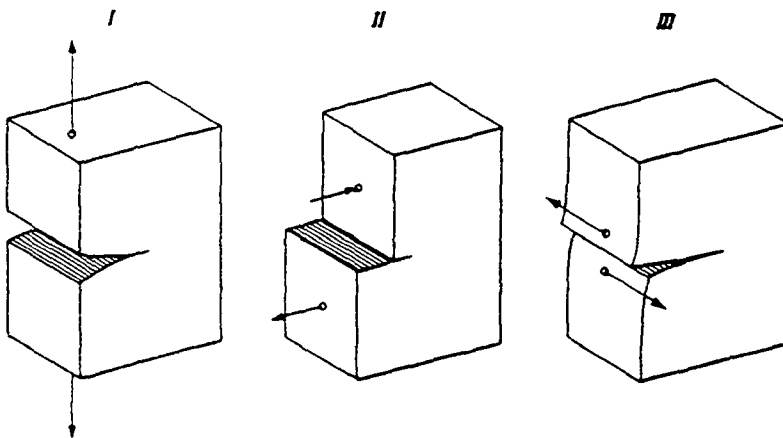


BILD 2.1: Grundbeanspruchungsarten in der Bruchmechanik. (I: Normal-, II: Längsschub-, III: Querschubbeanspruchung)

2.2 MODELLE AUS DER BRUCHMECHANIK FUER SPROEDE WERKSTOFFE UND METALLE

2.2.1 Linear-elastische Bruchmechanik

Die Grundlage der Bruchmechanik wurde in den frühen 30-er Jahren für "spröde" Werkstoffe wie Glas gelegt. Die Anwendung der Bruchmechanik und die Forschungstätigkeit erfolgte dann aber hauptsächlich auf dem Gebiete der metallischen Werkstoffe. Im Betonbau wurde anfänglich viel von den Erfahrungen und den Forschungsergebnissen der Bruchmechanik für Metalle entlehnt. In diesem Abschnitt werden Modelle erwähnt, die vorwiegend aus der Bruchmechanik für spröde Werkstoffe und Metalle stammen und für den Beton verwendet wurden. Eine detaillierte Beschreibung dieser Modelle kann beispielsweise in [2.8, 2.9] gefunden werden.

Die linear-elastische Bruchmechanik (LEBM) gilt für ideal spröde Werkstoffe, die sich elastisch verhalten und nahe der Rissspitze eine vernachlässigbar kleine Zone mit irreversiblen Verformungen aufweisen. Beim Spröbruchkriterium von Griffith wird die beim Risswachstum freiwerdende elastische Energie im angerissenen Körper mit der Oberflächenenergie γ des Werkstoffes verglichen. Für den ebenen Spannungszustand lauten die verschiedenen Formulierungen dieses Stabilitätskriteriums:

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{2 \cdot E \cdot \gamma}{a \cdot Y}} = \sqrt{\frac{E \cdot G_{Ic}}{a \cdot Y}} = \frac{K_{Ic}}{\sqrt{a \cdot Y}} \quad (2.1)$$

mit a: Risslänge
Y: Rissformfaktor
E: Elastizitätsmodul

Die Formulierung über den Begriff der Energiefreisetzungsrates G_I (oder Risserweiterungskraft) geht auf Irwin zurück und ermöglichte eine bessere Anpassung an die Bruchvorgänge in spröden, hochfesten Stählen: Energieanteile, die vor allem für plastische Deformationsprozesse in der unmittelbaren Nähe der Rissspitze benötigt werden, sind berücksichtigt. Die kritische Energiefreisetzungsrates G_{Ic} ist ein Materialkennwert, der die Energiefreisetzung pro Einheit erzeugte Bruchoberfläche bei Rissfortschritt beschreibt.

Für die Rissausbreitung ist der Spannungszustand im Bereich der Rissspitze von Bedeutung. Die Spannungsintensität K_I beschreibt das elastische Spannungsfeld in der Umgebung der Rissspitze (Bild 2.2). (Der Index I gibt an, dass die Spannungsintensität zum Rissöffnungsmodus I gehört.) Falls in einem Bauteil die Spannungsintensität den kritischen Wert K_{Ic} und damit den Materialwiderstand erreicht, breitet sich der Riss aus. K_{Ic} wird als Bruchzähigkeitswert bezeichnet und ist für die technische Anwendung von grösserer Bedeutung als G_{Ic} .

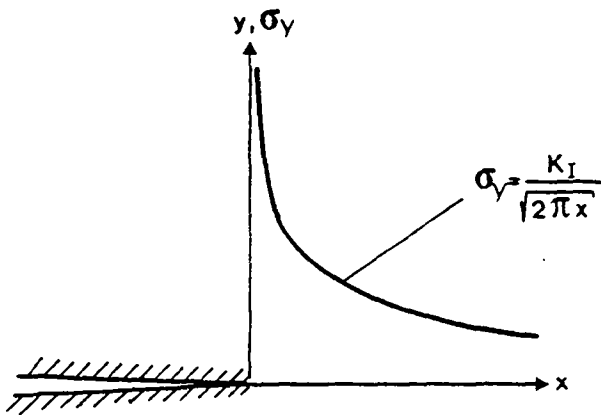


BILD 2.2: Spannungskonzentration an der Rissspitze in einem linear-elastischen Werkstoff

Bei der Anwendung der LEBM wird davon ausgegangen, dass K_{Ic} und G_{Ic} Materialkenngrößen sind und folglich nicht von Riss- oder Bauteilgrößen abhängen. Diese Materialwerte müssen korrekt und zuverlässig bestimmt werden können. Für die Bestimmung von K_{Ic} und G_{Ic} wurden verschiedene Versuchsmethoden vorgeschlagen (Bild 2.3). Die gebräuchlichsten Probekörper sind der Drei-Punkt-Biegeversuch, der Vier-Punkt-Biegeversuch, der Kompakt-Zugversuch sowie der Doppelkragarm-Balkenversuch (double cantilever beam test) (Bild

2.3a), In der Literatur findet man für Beton K_{IC} -Werte zwischen 5 und 70 $N/mm^{3/2}$ und G_{IC} -Werte zwischen 5 und 36 N/m [2.10].

In verschiedenen Arbeiten wird berichtet, dass K_{IC} und G_{IC} von der Probekörpergröße abhängen. Auch für relativ grosse Probekörper mit Ligamentlängen (Abmessung der Bruchfläche in Rissfortschrittsrichtung) von bis zu 1 m (Bild 2.3b-e) nahm die Bruchzähigkeit K_{IC} mit zunehmendem Rissfortschritt zu [2.19]. Erst für sehr grosse Probekörperabmessungen sollen die K_{IC} -Werte konstant werden [2.11]; für Biegeversuche müsste die Balkenhöhe grösser als 2-3 m sein. Bei Versuchen mit sehr grossen Doppelkragarm-Probekörpern mit einer Länge von 3.5 m (Bild 2.3a) [2.12] konnte ein K_{IC} -Wert ermittelt werden, der unabhängig von der Risslänge war. Dieser Wert variierte zwischen 63 und 73 $N/mm^{3/2}$.

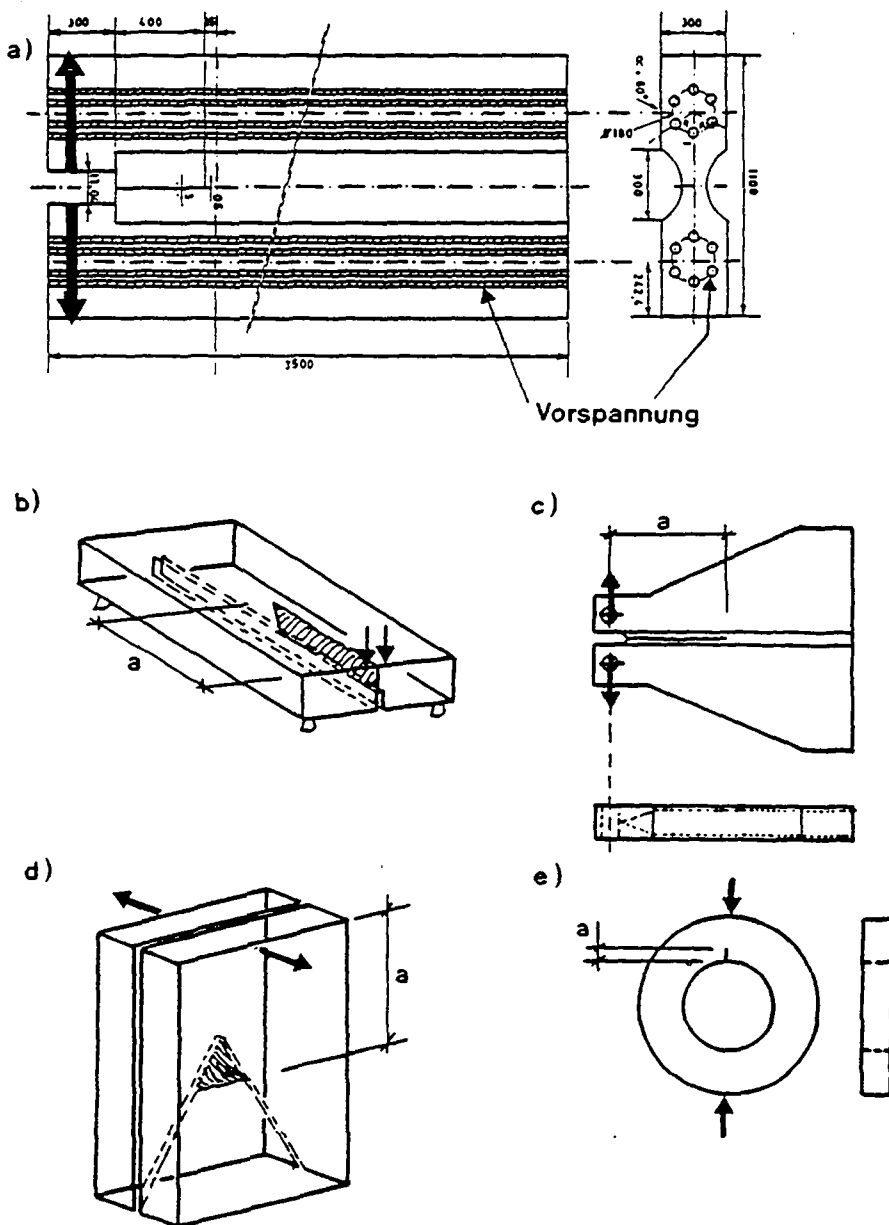


BILD 2.3: Probekörper zur Bestimmung von K_{IC} und G_{IC} von Beton. (a) aus [2.12], b)-e) aus [2.19]

2.2.2 Nicht-lineare Bruchmechanik

Für Werkstoffe mit einer grossen Zone irreversibler Verformungen ist die linear-elastische Bruchmechanik streng genommen nicht mehr gültig. Deshalb wurden neue Bruchmodelle entwickelt, welche die plastische Zone in der Umgebung der Risspitze in Metallen mitberücksichtigen. Bei Versuchen mit Probekörpern aus Beton konnte ein stabiles Risswachstum vor dem eigentlichen Moment der "Instabilität" beobachtet werden. Dieses Verhalten wurde durch die Existenz einer "plastischen" Zone im Beton erklärt.

Das stabile Risswachstum vor Erreichen der "Instabilität" kann beispielsweise mit der Komplianz-Methode, die in [2.13] für Beton angewendet wurde, erfasst werden. Trotz Korrekturen für das stabile Risswachstum wurde dennoch eine Abhängigkeit des K_{IC} -Wertes von der Probekörpergrösse und der Risslänge festgestellt.

Verschiedentlich wurde auch die "Rissöffnungsverschiebung" (crack opening displacement COD) als Bruchkriterium verwendet (Bild 2.4). Da darunter im allgemeinen die Aufweitung der Risszone verstanden wird, nennt man sie auch "Risspitzen-Oeffnung" (crack-tip opening displacement CTOD). Ein kritischer $CTOD_c$ -Wert wird als Materialkennwert und damit als Kriterium für den weiteren Rissfortschritt betrachtet. Es ist jedoch schwierig, den CTOD-Wert experimentell eindeutig zu bestimmen. Deshalb wird oft die "Rissmund-Oeffnung" (crack mouth opening displacement CMOD), die einfach gemessen werden kann, verwendet.

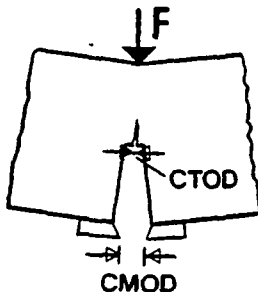


BILD 2.4: Rissöffnungsverschiebung als Bruchkriterium.

Für Werkstoffe wie Stahl wurde festgestellt, dass der K_{IC} -Wert mit zunehmendem Risswachstum anwächst. Dies hat zur Einführung eines K_R -Faktors geführt, der vom Rissfortschritt abhängt. Kurven, die diese Beziehung aufzeigen, werden K_R - oder R-Kurven genannt (Bild 2.5). Diese Methode basiert jedoch auf der Beobachtung des Risswachstums und setzt eine genau definierte Risspitze voraus.

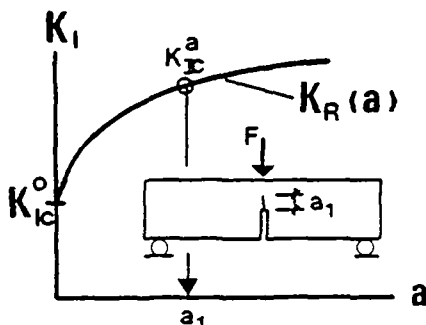


BILD 2.5: Schematische Darstellung der K_R -Kurve.

Das Zwei-Parameter-Modell von Jenq & Shah [2.14] berücksichtigt das Risswachstum, das vor Erreichen der Maximallast auftritt. Das Modell verwendet die kritische Rissspitzenöffnung (crack tip opening displacement) $CTOD_c$ zusammen mit der kritischen Spannungsintensität K_{Ic} als Materialkenngrößen. Der Rissfortschritt erfolgt, wenn die Spannungsintensität und die Rissöffnung an der anfänglichen Rissspitze ihre kritischen Werte erreichen. Die Maximallast wird iterativ berechnet, indem der Rissfortschritt so zu bestimmen ist, dass die beiden oben genannten Bedingungen erfüllt werden. Das Zwei-Parameter-Modell wurde durch Versuche überprüft. Dabei konnte festgestellt werden, dass das vorgeschlagene Bruchkriterium unabhängig von der Probekörpergrösse war.

2.2.3 Diskussion

Das Ziel der Bruchmechanik besteht darin, Bedingungen für das Fortschreiten eines Risses aufzustellen. Dies wird bei bruchmechanischen Modellen für spröde Werkstoffe und Metalle mit Bruchkriterien erreicht, die sich im wesentlichen auf der genauen Kenntnis des Ortes der Rissspitze im Material abstützen. Im Beton kann aber die Rissspitze - wie im nächsten Abschnitt noch gezeigt werden wird - nicht genau lokalisiert werden.

Folglich kann die Bruchmechanik für spröde Werkstoffe und Metalle, die auf dem Studium der Stabilität an der Rissspitze basiert, nie streng auf Beton angewendet werden. Dennoch können aber diese Modelle unter Umständen als vernünftige Näherungen gebraucht werden. Diese Näherungen sind umso besser, je kleiner die Bruchzone im Verhältnis zur Bauteilabmessung ist. Sie scheinen aber nur im Fall von grossen Bauwerken wie Staumauern sinnvoll zu sein. In Kapitel 4.5 wird auf die Frage der Anwendbarkeit der linear-elastischen Bruchmechanik bei der Berechnung von Staumauern eingegangen.

In der Anfangszeit der Betonbruchmechanik wurden die Modelle aus der damals schon relativ weit fortgeschrittenen Bruchmechanik für spröde Werkstoffe und Metalle übernommen. Die Anwendung dieser Modelle führte jedoch zu teilweise unbefriedigenden Ergebnissen. Es konnte festgestellt werden, dass sich Beton nicht - wie ursprünglich angenommen - "spröde" verhält. Der Schlüssel zu wirklichkeitsnäheren bruchmechanischen Modellen musste somit in der Untersuchung des Bruchverhaltens von Beton liegen. Im nächsten Abschnitt wird der Bruchvorgang im Beton beschrieben und mit demjenigen anderer Werkstoffe verglichen.

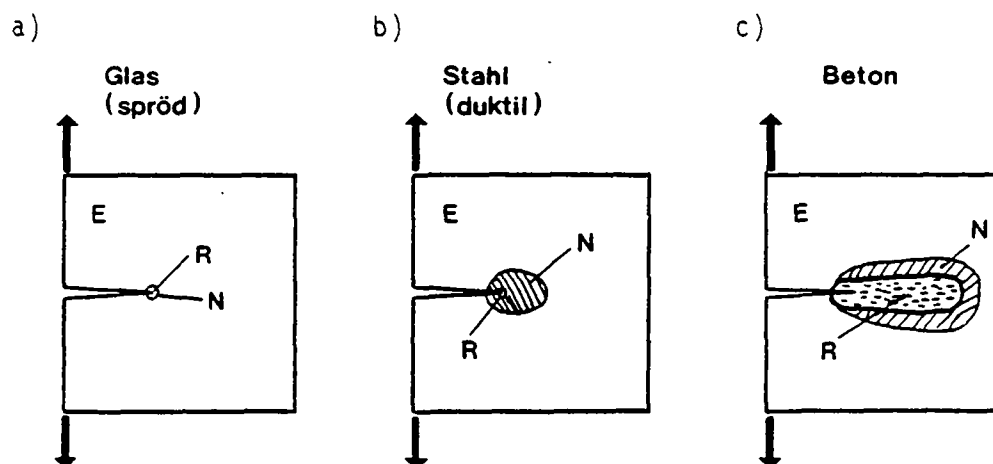
Bemerkung:

Der Einfluss der Dickenabmessung auf bruchmechanische Materialkennwerte ist gering [2.7, 4.17, 4.20], weil die Rissbildung im Beton - im Gegensatz zum Fließen in Metallen - nur zu einer kleinen Querkontraktion des Materials führt. Ausserdem hat Beton eine relativ kleine Querdehnzahl. Der Einfluss des mehrachsigen Spannungszustandes im Bereich der Rissspitze ist gering, weil die zweiachsige Zugfestigkeit gleich gross ist wie die einachsige Zugfestigkeit [2.37]. Damit kann davon ausgegangen werden, dass für Beton kein wesentlicher Unterschied zwischen dem ebenen Dehnungs- und dem ebenen Spannungszustand besteht. Rissprobleme können in der Regel in zwei Dimensionen betrachtet werden.

2.3 BRUCHVORGANG IM BETON

2.3.1 Bruchverhalten verschiedener Werkstoffe

Die Umgebung eines Risses in einem Werkstoff kann allgemein in einen linear-elastischen Bereich (E), in eine nicht-lineare Zone (N) und in eine Rissprozesszone (R) eingeteilt werden (Bild 2.6). Die Abmessungen dieser Zonen sind von Werkstoff zu Werkstoff verschieden. Bei einem Werkstoff wie Glas sind die Rissprozesszone und die nicht-lineare Zone klein. Das Material verhält sich bis zum Versagen weitgehend elastisch. Beim Bruch von Stahl dagegen spielt das plastische Fließen des Werkstoffes, das dem eigentlichen Bruch vorangeht, eine bedeutende Rolle. Bevor es lokal zum weiteren Rissfortschritt kommt, bleiben die Spannungen an der Risspitze konstant oder nehmen mit zunehmender Verformung (Materialverfestigung) zu. Das "Fließen" des Stahls ist aus dem einfachen Zugversuch ersichtlich: Nach Ueberschreiten der Elastizitätsgrenze tritt zunächst ein "Fließplateau" auf; grosse Verformungen bei gleichzeitig zunehmenden Spannungen ermöglichen dann eine hohe Energieabsorption (Bild 2.7a). Metalle weisen in der Regel in der Umgebung der Risspitze grosse plastische Verformungen und damit eine grosse nicht-lineare Zone auf.



E : linear-elastisches Verhalten N : nicht-lineares Verhalten
R : Rissprozesszone

BILD 2.6: Schematische Beschreibung des Materialverhaltens in der Umgebung der Risspitze von drei verschiedenen Werkstoffen, nach [2.1].

Dass sich der Bruchvorgang im Beton stark von demjenigen der Metalle unterscheiden muss, geht allein schon aus dem vollständigen Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Beton hervor, das im dehnungsgesteuerten Zugversuch aufgenommen wird (Bild 2.7b). Im Gegensatz zu den Metallen ist der Bereich des nicht-linearen Verhaltens vor Erreichen der Maximalspannung relativ klein. Hingegen ist der Bereich des abfallenden Astes, wo mit zunehmender Verformung die Spannungen abnehmen, sehr ausgeprägt. Je nach Spannungsfeld kann jedoch sowohl die nicht-lineare Zone als auch die Rissprozesszone gross sein im Vergleich zu den Probekörperabmessungen (Bild 2.6c).

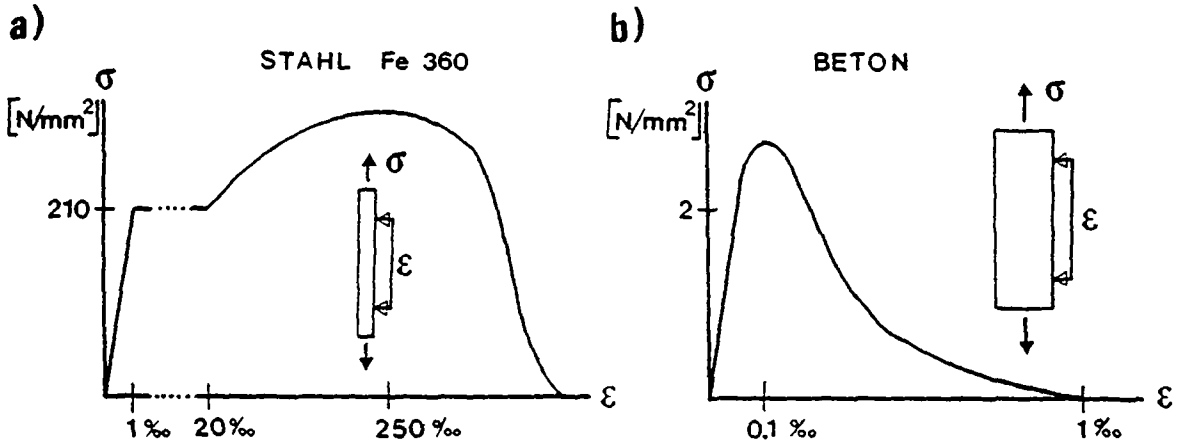


BILD 2.7: Vollständige Spannungs-Dehnungs-Diagramme im dehnungsgesteuerten, einachsigen Zugversuch (schematisch) für a) Stahl und b) Beton.

Die Spannungsabnahme bei zunehmender Verformung wird als Materialentfestigung bezeichnet. Sie wird durch die Bildung von Mikrorissen verursacht. Diese Mikrorisse vereinen sich in einer engen Zone, der Rissprozesszone, die bis zu einer bestimmten Aufweitung noch Last übertragen kann. Das Ende der Spannungsübertragung ist gleichbedeutend mit dem Auftreten eines diskreten Risses. Das Zusammenwachsen von Mikrorissen bis zur Bildung des diskreten Risses erfordert Energie, die sogenannte Bruchenergie. Dabei ist der Anteil derjenigen Energie, die bei der diffusen Mikrorissbildung an der Rissfront dissipiert, klein verglichen zur Energie, die zur Bildung des diskreten Risses verbraucht wird [2.2].

Gemäss linear-elastischer Bruchmechanik existiert an der Risspitze eine hohe Spannungskonzentration (Bild 2.2). In einem Material mit einer Rissprozesszone werden jedoch diese Spannungen zur Spitze des diskreten Risses hin abgebaut. Das Spannungsmaximum (Zugfestigkeit) befindet sich vor der eigentlichen Risspitze. Folglich gibt es keine klar definierte Risspitze, sondern eine Zone, innerhalb welcher die Spannungen mit zunehmender Verformung abnehmen. Dies ist schematisch in Bild 2.8 dargestellt.

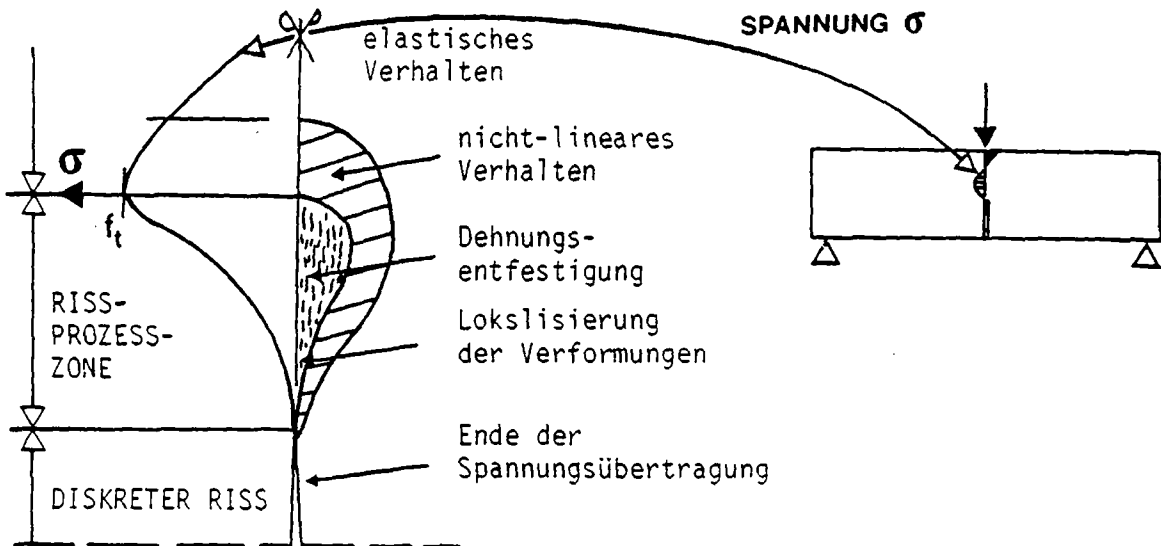


BILD 2.8 Schematische Darstellung der Umgebung an der Risspitze in einem Körper aus Beton.

2.3.2 Experimentelle Bestimmung der Rissprozesszone im Beton

Die Bildung und die Ausbreitung eines Risses erfolgt innerhalb eines engen Bandes in der Rissprozesszone. Die Ausdehnung dieser Rissprozesszone kann ausgemessen werden. Jedoch stellt dies eine schwierige experimentelle Aufgabe dar, weil die Verformungen lokalisiert sind. Folglich können Dehnmessstreifen nicht verwendet werden, denn sie liefern nur einen Durchschnittswert der Verformungen über ihre Basislänge. Andere Methoden, wie die übliche Spannungsoptik, sind nicht genügend empfindlich.

2.3.2.1 Experimente von Cedolin et al.

Cedolin et al. [2.2] entwickelten einen experimentellen Aufbau, bei dem die Moiré-Interferometrie mit Laserlicht eingesetzt wurde, um das Verformungsfeld an der Aussenfläche eines Probekörpers unter Zugbelastung zu bestimmen. Es wurden sowohl ungekerbte als auch gekerbte Zugprobekörper (Bild 2.9a) untersucht.

Das Dehnungsfeld bei Erreichen der maximalen Zugkraft (Bild 2.9b) zeigt ein stabiles Risswachstum, das sich bis in die Probekörpermitte hinein ausgedehnt hat. Die lokale Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist nicht-linear. Als maximale Dehnung im horizontalen Schnitt wurde ein Wert von 0.7 ‰ gefunden. Nach Ueberschreiten dieses Wertes sind die Verformungen so stark lokalisiert, dass sie nicht mehr von einem scharfen Riss unterschieden werden konnten. Dies wurde als Beginn der Materialentfestigung interpretiert. Die Dehnungsverteilungen in den horizontalen Schnitten B-B und C-C (Bild 2.9c) deuten auf eine Entlastung des Materials ausserhalb der schmalen Rissprozesszone hin. Im Schnitt C-C ist die Dehnung unmittelbar ausserhalb der Rissprozesszone Null. Dies bedeutet, dass keine Normalkraft mehr zwischen den beiden Risseiten übertragen wird.

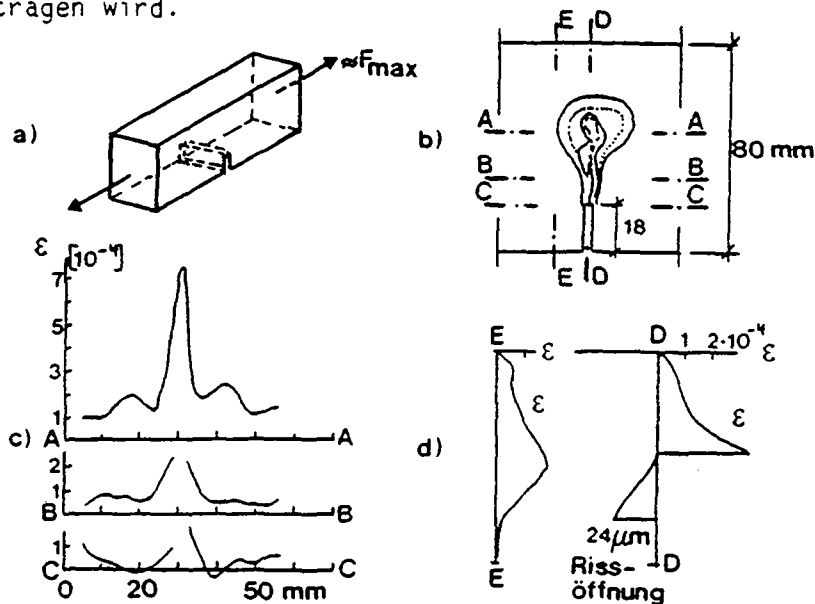


BILD 2.9: Ausgewertete Moiré-Interferometrie-Aufnahme einer Rissprozesszone, aus [2.2]. (a: gekerbter Probekörper, b: Linien gleicher Dehnungen, c: Dehnungsverteilung in horizontalen Schnitten, d: Dehnungsverteilung in Querrichtung)

2.3.2.2 Experimente am IMAC

Das 'Laboratoire de mesure et d'analyse des contraintes et déformations (IMAC)' an der ETH Lausanne hat verschiedene optische Methoden zur

Beobachtung von Rissvorgängen entwickelt [2.3]. Diese Methoden beruhen im wesentlichen auf dem Moiré-Effekt, d.h. das Bild eines Lichtrasters wird mit einem Referenzraster superponiert, was zu Interferenzerscheinungen (Moiré-Fransen) führt. Die experimentelle Bestimmung der Rissprozesszone im Beton ist Gegenstand laufender Forschungsarbeiten im Rahmen einer gemeinsamen Forschungsarbeit am IMAC und am LMC. Dabei wird die Ausdehnung der Rissprozesszone in Keilspaltprobekörpern (siehe Kap. 3) aus Mörtel und Beton ermittelt. Im Gegensatz zu Cedolin et al., die Probekörper im einfachen Zug untersuchten, wird hier ein Probekörper unter Biegung betrachtet. Erste Ergebnisse dieser Forschungsarbeit sind in [2.4] beschrieben.

Die optische Methode verwendet die Moiré-Interferometrie und die holografische Interferometrie, die sich gut für die Aufnahme von grossen Flächen eignen. Im Vergleich zur Methode von Cedolin et al. liefert die vorliegende Methode ähnliche Informationen, erreicht jedoch eine höhere Empfindlichkeit.

Die scheibenförmigen Keilspaltprobekörper (20x20x4 cm) aus Mörtel mit einem Grösstkorn von 3 mm weisen eine geschliffene Oberfläche auf, die einen Querschnitt im Innern eines Betonprobekörpers repräsentiert. Bild 2.10a zeigt die fotografische Aufnahme des Moiré-Bildes (Hologramm) auf dem Probekörper kurz vor Erreichen der maximalen Spaltkraft. Darauf ersichtlich sind die Moiré-Fransen gleicher Verschiebungen, die in der Probekörperebene in horizontaler Richtung (x-Richtung) durch den Belastungszustand verursacht werden. Die Differenz der Verschiebung Δs zwischen zwei Fransen entspricht ungefähr der halben Wellenlänge der verwendeten Laser-Lichtquelle, d.h. 0.36 μm (Bild 2.10b). Ausgehend von der Gesamtheit der Fransen werden die Dehnungswerte ϵ in x-Richtung durch die Ableitung ($\epsilon = \Delta s / \Delta x$) ermittelt. Dies führt zu Kurven gleicher Dehnungen (Iso-Dehnungen) (Bild 2.11a). Mit dieser Information ist man in der Lage, die Dehnungsverteilung parallel oder senkrecht zur Fortschrittsrichtung der Rissprozesszone aufzuzeichnen (Bild 2.11b).

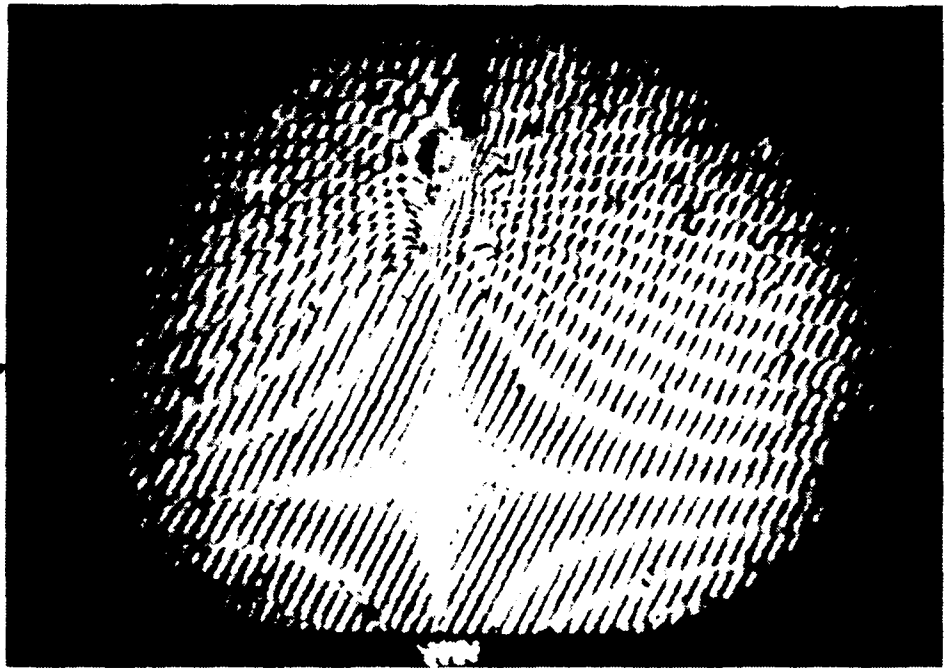
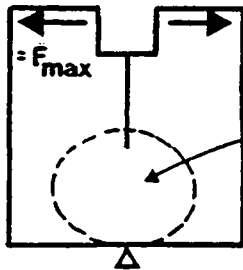
Das ausgewertete Moiré-Bild (Bild 2.11a) kann wie folgt interpretiert werden: Der spätere Bruchquerschnitt mit einer Ligamentlänge von 85 mm ist im wesentlichen durch ein Biegemoment beansprucht. Die Neutralachse befindet sich etwa 55 mm unterhalb der Kerbspitze. Oberhalb der Neutralachse verhält sich der Werkstoff zunächst linear-elastisch. Weiter gegen die Kerbe zu verringern sich die Abstände zwischen den Iso-Dehnungslinien kontinuierlich, was auf Dehnungskonzentrationen hindeutet. In einer in x-Richtung ausgedehnten, elliptischen Zone nehmen die Dehnungen bis zu einem Dehnungswert zu, bei dem die Zugfestigkeit erreicht wird. (Dieser Dehnungswert konnte nicht mehr ermittelt werden. Er dürfte aber in der Grössenordnung von 0.1 % liegen, was gut mit Dehnungswerten übereinstimmt, die im einfachen Zugversuch bei Erreichen der Maximalspannung gemessen werden.)

Nach Ueberschreiten der Maximaldehnung beginnt der Bereich der sich entfestigenden Materialzone, die als Rissprozesszone bezeichnet wird. Die Rissprozesszone kann in eine elliptische Zone und in ein schmales Band unterteilt werden.

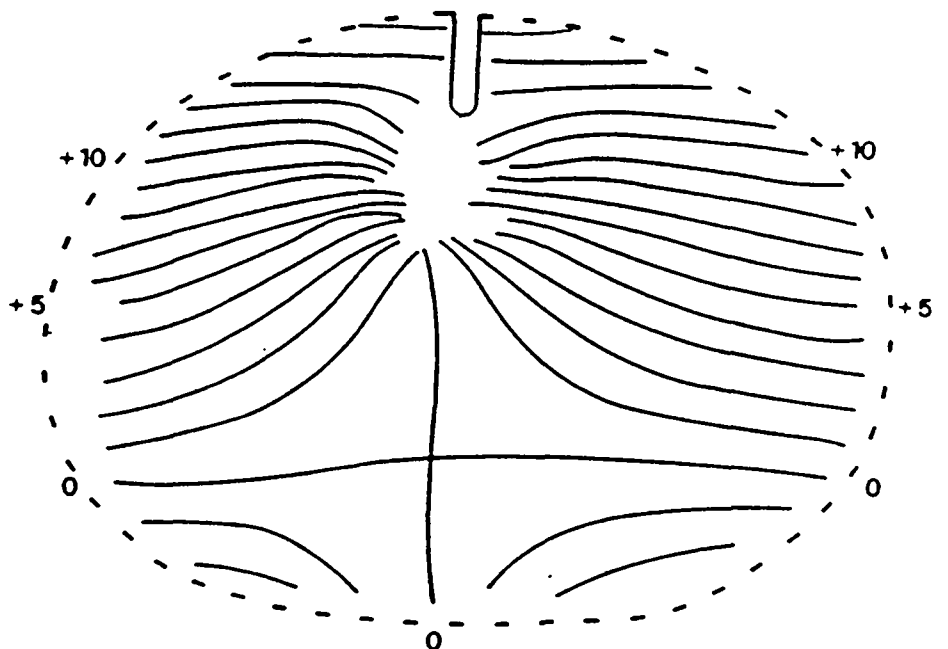
In der elliptischen Zone verhält sich das Material als Kontinuum: Die Rissaufweitung ist klein und relativ hohe Dehnungswerte ausserhalb dieser Zone deuten auf hohe Spannungen hin.

Im schmalen, in die Kerbe ausmündenden Band sind die Fransen so dicht, dass sie nicht mehr unterschieden und damit auch nicht mehr ausgewertet werden können (Bild 2.10a). Die Verformungen (Rissaufweitung) sind sehr gross. Drei Mikrorisse können entlang des schmalen Bandes entdeckt werden. Als Folge dieser Mikrorisse entlastet sich das Material ausserhalb des Bandes. An der Aussenseite der leicht schiefen Rissprozesszone treten lokal relativ hohe Stauchungswerte auf. Diese Stauchungswerte werden möglicherweise durch Schubkräfte entlang der Rissprozesszone infolge Ineinandergreifen der Zuschlags-

a)



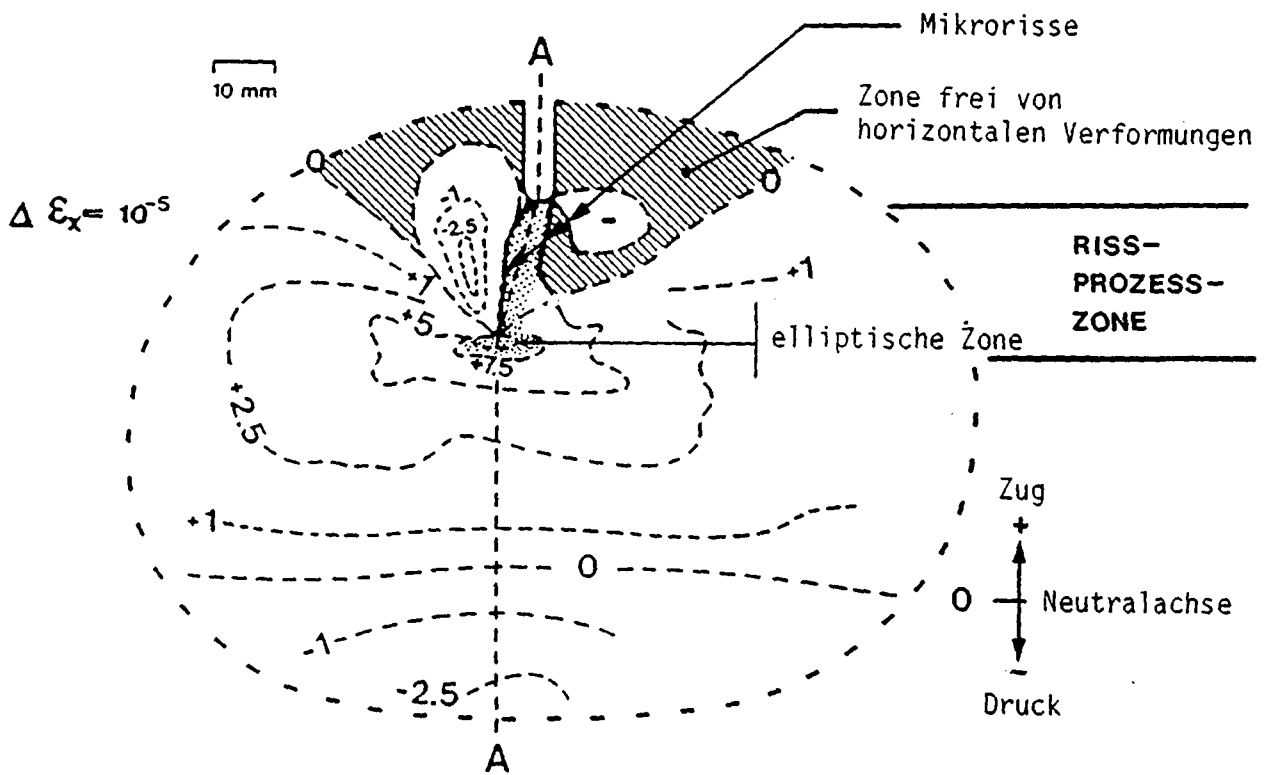
b)



Aequidistanz: $\Delta s = 0.36 \mu\text{m}$

BILD 2.10: a) Fotografische Aufnahme des Moiré-Bildes kurz vor Erreichen der Maximallast. Darauf ersichtlich sind die Fransen gleicher Verschiebungen in horizontaler Richtung.
b) Niveaulinien (Iso-Verschiebungen) der Horizontalkomponente s der Verschiebungen in der Ebene.

a)



b)

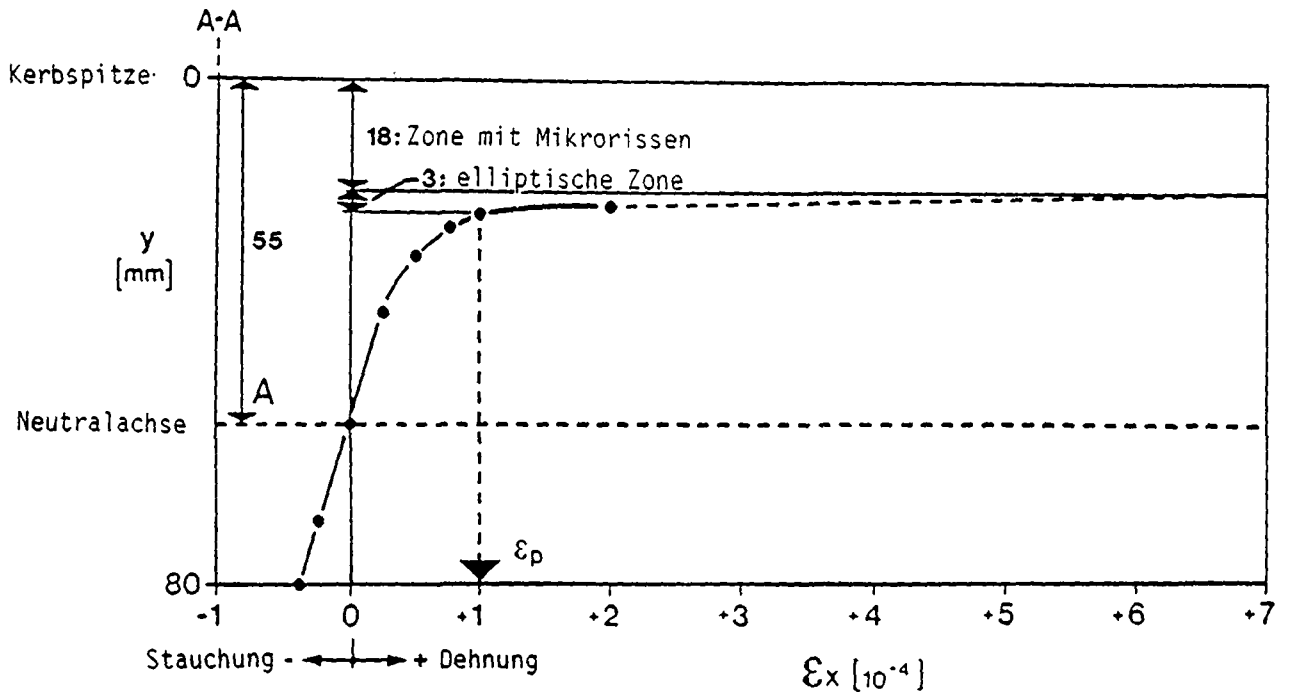


BILD 2.11: a) Iso-Dehnungslinien ϵ_x in X-Richtung.
 b) Dehnungsverteilungen ϵ_x in vertikaler Richtung.

körner verursacht. Trotz der Präsenz von Mikrorissen werden also entlang des schmalen Bandes Spannungen übertragen. Mit zunehmender Rissaufweitung nehmen aber diese Spannungen ab.

Ob sich an der Risspitze bereits ein diskreter Riss gebildet hat oder nicht, kann jedoch nicht eindeutig beantwortet werden. Ein Argument gegen die Existenz eines diskreten Risses besteht in der Tatsache, dass die Maximallast noch nicht überschritten wurde. Es stellt sich jedoch die Frage, ob der an der Oberfläche beobachtete Bruchvorgang auch im Probekörperinnern auftritt. Es ist nämlich denkbar, dass die Front der Rissprozesszone in der Dickenrichtung des Probekörpers nicht gerade verläuft und das Material an der Oberfläche bereits ein Stadium nach Ueberschreiten der Maximallast - also mit diskretem Riss - erreicht hat, während im Innern die Front der Rissprozesszone noch nahe bei der Kerbe liegt.

2.3.3 Diskussion

Bereits aus dem vollständigen Spannungs-Dehnungs-Diagramm im dehnungs-gesteuerten, einachsigen Zugversuch ist ersichtlich, dass sich das Bruchverhalten von Beton deutlich von demjenigen der Metalle unterscheidet. Optische Experimente erlauben, die Rissprozesszone zu bestimmen und so zum Verständnis des Bruchvorganges im Beton beizutragen. Wesentlich ist dabei die Feststellung, dass sich an der Kerbspitze keine Spannungskonzentration im Sinne der linear-elastischen Bruchmechanik aufbaut. Bereits vor Erreichen der Maximalkraft bildet sich eine Rissprozesszone aus. Die maximale Spannung (Zugfestigkeit) befindet sich im Beispiel des in Bild 2.11a ausgewerteten Keilspaltversuches etwa 20 mm vor der Kerbspitze. Beton weist eine im Vergleich zur Ligamentlänge lange Rissprozesszone auf. Bei der Verwendung der Bruchmechanik für spröde Werkstoffe und Metalle, bei denen die Risspitze genau bekannt sein muss, ergibt sich die Schwierigkeit, diese Risspitze zu definieren. Sollte der Anfang der Rissprozesszone, die Spitze des diskreten Risses (oder der Kerbe) oder ein Ort irgendwo dazwischen als Risspitze betrachtet werden ?

Die Ausdehnung der Rissprozesszone ist im Vergleich zur Probekörpergrösse bedeutend. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, neue bruchmechanische Modelle zu entwickeln, die dem Vorhandensein der Rissprozesszone Rechnung tragen. Solche Rissprozesszonenmodelle werden im nächsten Abschnitt diskutiert. Bei der Anwendung der Rissprozesszonenmodelle stellt sich die Frage, ob die Ausdehnung der Rissprozesszone auch bei grossen Bauteilabmessungen noch berücksichtigt werden muss. Bei der Beantwortung dieser Frage müssen zwei Aspekte beachtet werden:

- Die Ausdehnung der Rissprozesszone ist wahrscheinlich von der "Körnigkeit" des Betons im Vergleich zur Probekörperabmessung abhängig: Das Entfestigungsverhalten eines grobkörnigen Betons ist ausgeprägter als dasjenige eines feinkörnigen Betons. Mit zunehmender Bauteilabmessung nimmt jedoch das Verhältnis zwischen dem Grösstkorndurchmesser und der Bauteilabmessung ab.
- Die Dehnungsverteilung im Ligament und damit die Ausdehnung der Rissprozesszone hängt von der Beanspruchungsart und von der Probekörpergrösse ab. Bei Biegung ist die Dehnungsverteilung im linear-elastischen Fall dreiecksförmig. Diese Dehnungsverteilung ist unabhängig von der absoluten Grösse des Ligamentes; d.h. je grösser die Ligamentlänge, umso grösser müsste auch die Abmessung der Rissprozesszone sein. Dies wird durch Versuche an biegebeanspruchten Betonplatten mit Abmessungen von 3 x 3.5 x 0.12 m bestätigt, bei denen eine Rissprozesszone einer Länge von 10 cm gemessen wurde [2.20].

2.4 RISSPROZESSZONENMODELLE

2.4.1 Das fiktive Rissmodell

Um das Bruchverhalten von Beton wirklichkeitsnäher zu beschreiben, wurden neue Bruchmodelle entwickelt. Sie basieren nicht auf einem globalen Bruchkriterium, sondern sie sind fähig, den Rissfortschritt und die damit einhergehende Materialentfestigung zu modellieren. Mit den Rissprozesszonensmodellen kann ein stetiger Uebergang vom Kontinuum zu einem diskontinuierlichen, total gebrochenen Medium erfasst werden.

Das fiktive Rissmodell wurde von Hillerborg und seinen Mitarbeitern [2.15, 2.16] entwickelt. Die Ideen dieses Modelles können am besten anhand eines dehnungsgesteuerten Zugversuches gezeigt werden, bei dem die vollständige Spannungs-Dehnungs-Kurve einen abfallenden Ast bis hinunter auf Null aufweist (Bild 2.12).

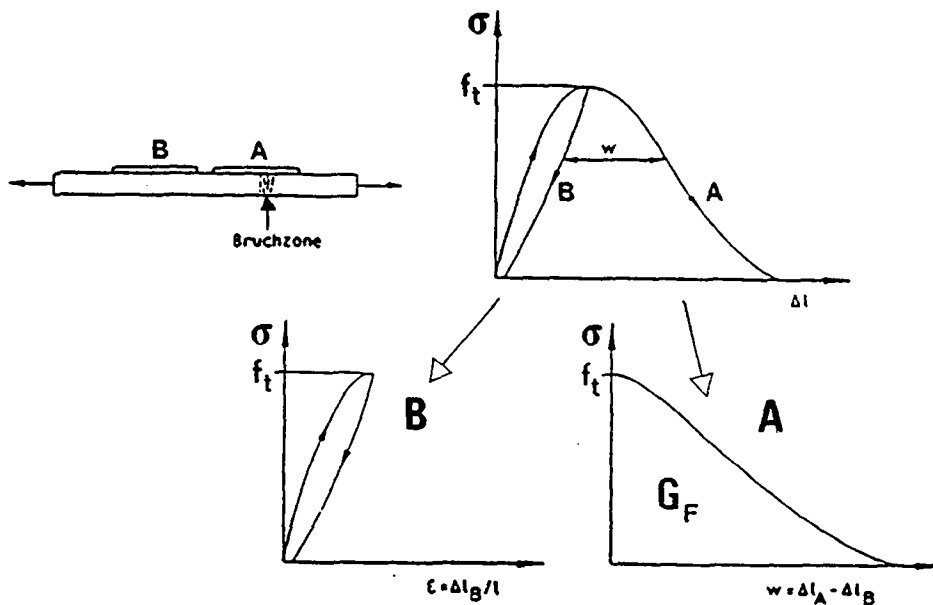


BILD 2.12: Vollständiges Spannungs-Dehnungs-Diagramm im dehnungsgesteuerten Zugversuch, aus [2.15].

Die Verformung des Probekörpers wird an zwei Orten gemessen, entlang der Geberlängen A und B mit den entsprechenden Resultaten wie sie in Bild 2.12 dargestellt sind. Unter Annahme eines homogenen Probekörpers mit konstanter Querschnittsfläche stimmen die Kurven A und B überein, bis die Maximallast erreicht wird. Bei weiterer Verformungszunahme bildet sich irgendwo im Probekörper eine Bruchzone, die eine begrenzte Breite in Spannungsrichtung hat. Mit zunehmender Aufweitung dieser Bruchzone nehmen die Spannungen bei entsprechender Entfestigung des Materials ab (Kurve A). Die Verformung lokalisiert sich in der Bruchzone. Die abnehmende Spannung führt zu einer Abnahme der Verformungen ausserhalb der Bruchzone gemäss der Entlastungskurve im Spannungs-Dehnungs-Diagramm (Kurve B). Es kann sich keine zusätzliche Bruchzone mehr bilden.

In Bild 2.12 wird angenommen, dass sich die ganze Bruchzone innerhalb der Geberlänge A befindet. Die Verformungen innerhalb der Geberlänge B können durch eine Spannungs-Dehnungs-Kurve inklusive Entlastungsast beschrieben werden. Die Verformung innerhalb der Geberlänge A enthält auch die Aufweitung der Bruchzone. Diese Aufweitung der Bruchzone ist die Differenz zwischen den abfallenden Aesten A und B.

Die Verformungen des Probekörpers können so mit Hilfe von zwei Diagrammen beschrieben werden, nämlich :

- mit einem Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Bereiche ausserhalb der Bruchzone, und
- mit einem Spannungs-Rissweite-Diagramm für die Bruchzone.

Die Breite der Bruchzone ist in dieser Betrachtung nicht enthalten. Es kann die Annahme getroffen werden, dass die Bruchverformungen lokalisiert sind und die Breite der Bruchzone gleich der Rissaufweitung ist. Die Bruchzone kann dann als "verbindender" Riss der Weite w gedeutet werden, d.h. der Riss kann - gemäss σ - w -Kurve - immer noch Spannungen übertragen. Der "verbindende" Riss, der als vereinfachte Beschreibung eingeführt wurde, ist kein wirklicher Riss. Er wird deshalb fiktiver Riss genannt und stellt die Hauptidee des fiktiven Rissmodelles dar.

Gemäss fiktivem Rissmodell wird während des Zugversuches innerhalb und ausserhalb der Bruchzone Energie zur vollständigen Teilung des Probekörpers verbraucht: Die Energieabsorption ausserhalb des fiktiven Risses wird als Produkt aus Probekörpervolumen mal Fläche unter der σ - ϵ -Kurve bestimmt. (Für ein linear-elastisches Material ist diese Energieabsorption gleich Null.) Die im fiktiven Riss absorbierte Energie wird durch die Fläche unter der σ - w -Kurve beschrieben. Diese Energie, dividiert durch die projizierte Querschnittsfläche wird spezifische Bruchenergie G_f genannt. G_f ist die Energiemenge (pro Einheit Bruchfläche), welche für die vollständige Teilung der Rissoberflächen aufgewendet wurde. Die spezifische Bruchenergie G_f und die Form des Spannungs-Rissweite-Diagrammes sind Materialkennwerte.

Mit dem σ - ϵ - und dem σ - w -Diagramm sind alle Materialkenngrössen zur Beschreibung des Versagens von Beton definiert: die Zugfestigkeit f_t , der Elastizitätsmodul E und die spezifische Bruchenergie G_f . Diese Werte können nun zur sogenannten charakteristischen Länge kombiniert werden [2.15, 2.16]:

$$l_{ch} = E \cdot G_f / f_t^2 \quad (2.2)$$

Die charakteristische Länge ist eine Materialkenngrösse, die keine direkte physikalische Bedeutung hat. Sie erlaubt aber, verschiedene Betonarten zu vergleichen. Je grösser die charakteristische Länge, umso ausgeprägter ist die Materialentfestigung des Werkstoffes.

Die Herleitung der charakteristischen Länge geht auf das Stabilitätskriterium der linear-elastischen Bruchmechanik zurück. Gleichung 2.1 wird nach der Rissgrösse aufgelöst:

$$a \cdot Y = \frac{E \cdot G_{IC}}{\sigma_c^2} \quad (2.3)$$

Wird in (2.3) die kritische Energiefreisetzungsrates G_{IC} durch G_f und die kritische Zugspannung σ_c durch f_t ersetzt, so erhält man den Ausdruck für die charakteristische Länge (Gleichung 2.2).

Bemerkung:

An dieser Stelle sei auf den Unterschied zwischen G_{IC} und G_f hingewiesen: Die kritische Energiefreisetzungsrates G_{IC} aus der LEBM bezeichnet den Energieverbrauch pro Einheit Rissfläche, wenn der Riss an der Risspitze fortschreitet. Es ist die Energiemenge, die zur Bildung einer Einheitsrissfläche notwendig ist. G_{IC} ist folglich streng genommen nur für linear-elastische Werkstoffe definiert. Für andere Werkstoffe ist G_{IC} immer eine Näherung. Die spezifische Bruchenergie G_f ist im Prinzip für alle

Werkstoffe definiert. Der G_f -Wert enthält auch einen Energieanteil, der nicht zur Erzeugung der eigentlichen Bruchfläche verbraucht wird, sondern in den anliegenden Bereichen dissipiert; G_f ist somit immer grösser als G_{IC} und erst bei linear-elastischen Werkstoffen entspricht G_{IC} dem G_f -Wert. Das Verhältnis G_{IC}/G_f gibt somit einen Hinweis, wie gut der Bruch eines Probekörpers durch die linear-elastische Bruchmechanik beschrieben wird. Je mehr sich G_{IC}/G_f dem Wert 1 nähert, desto besser ist das Modell der LEBM.

Das Verhältnis G_{IC}/G_f nimmt mit abnehmendem Grösstkorndurchmesser zu. Bei Versuchen mit Drei-Punkt-Biegebalken einer Höhe von 100 mm wurden folgende G_{IC}/G_f -Werte gefunden: 0.20 für einen Beton mit einem 16mm-Grösstkorn, 0.28 für einen Beton mit einem 8mm-Grösstkorn [4.11] und 0.35 für Mörtel [4.13]. Mit zunehmender Probekörperabmessung steigen die G_{IC}/G_f -Werte an. Für Drei-Punkt-Betonbiegebalken (16mm-Grösstkorn) einer Höhe von 800 mm betrug das Verhältnis 0.48 [4.13].

Das fiktive Rissmodell kann nicht nur zur Beschreibung des Zugversuches, sondern auch bei komplizierteren Spannungszuständen verwendet werden. Von erstem Interesse ist dabei die Anwendung bei der Untersuchung der Rissbildung und der Rissstabilität. Bild 2.13 zeigt schematisch die Spannungsverteilung vor einer Kerbe (oder einem Riss) in einem Biegebalken unter zunehmender Verformung (Durchbiegung). Eine Bruchzone hat sich entwickelt, die durch den fiktiven Riss beschrieben wird.

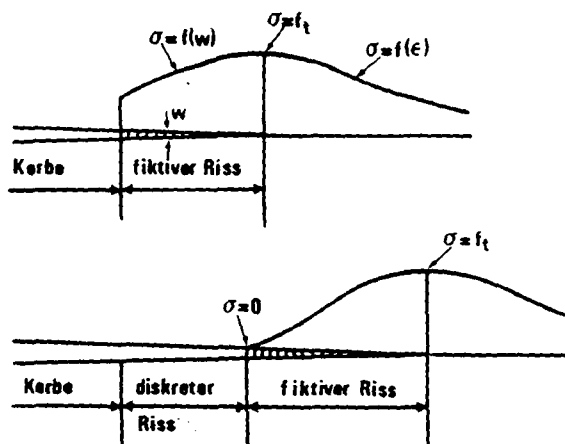


BILD 2.13: Spannungen in der Umgebung des Risses vor und nach dem Risswachstum, nach [2.15].

Im Bereich des fiktiven Risses gilt die Beziehung zwischen Spannung und Rissweite gemäss der Spannungs-Rissweite-Kurve. Ueberall ausserhalb des fiktiven Risses ist die σ - ϵ -Beziehung gültig. Mit zunehmender Verformung nehmen die Spannungen vor dem fiktiven Riss zu. Es wird angenommen, dass keine Spannung grösser als die Zugfestigkeit sein kann. Sobald die Spannung die Zugfestigkeit erreicht, bewirkt jede Verformungszunahme ein Weiterwachsen des fiktiven Risses. Die Spannung an der Spitze des fiktiven Risses ist somit gleich der Zugfestigkeit, solange der fiktive Riss noch weiterwachsen kann.

Das fiktive Rissmodell liefert keine analytischen Lösungen für Rissprobleme. Es wird zusammen mit numerischen Methoden angewendet. Bisher wurden alle Berechnungen mit Hilfe der finiten Element Methode (FEM) ausgeführt. Mit dieser Methode ist es einfach, dem Wachstum des fiktiven und wirklichen Risses den Elementseiten entlang zu folgen (Bild 2.14). Die Elemente werden getrennt, und in den Knoten werden Kräfte in Funktion des Abstandes zwischen zwei Knoten gemäss der σ - w -Beziehung eingeführt.

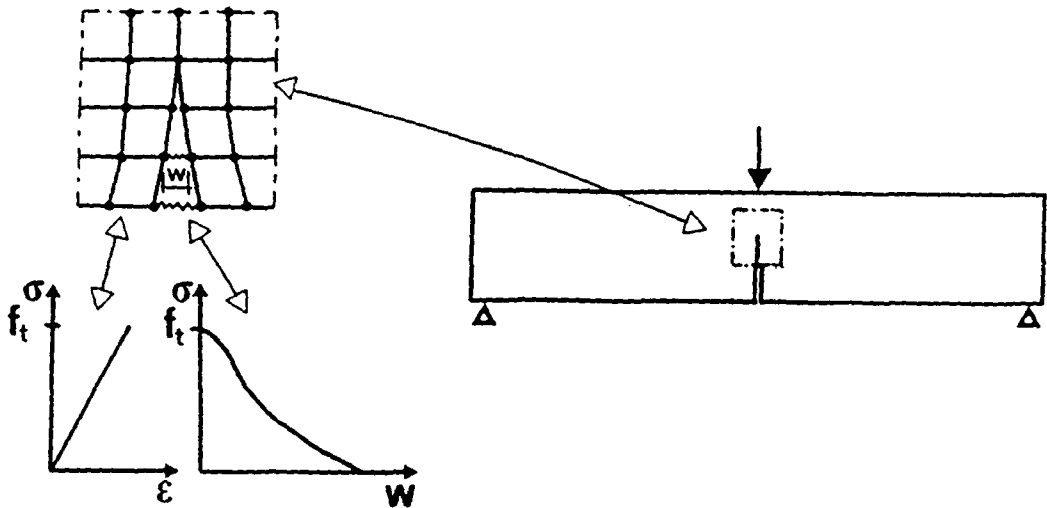


BILD 2.14: Numerische Modellierung des fiktiven Risses mit Hilfe der finiten Element Methode

Als Grenzen und Problempunkte des fiktiven Rissmodelles müssen erwähnt werden:

- Die experimentelle Bestimmung der wirklichen Spannungs-Rissweite-Kurve mit Hilfe des dehnungsgesteuerten, einfachen Zugversuches stellt hohe Anforderungen an die Versuchsdurchführung.
- Das fiktive Rissmodell ist gut geeignet, einen einzelnen, diskreten Riss zu behandeln. Diskrete Risse treten in unarmierten Betonbauwerken auf. Im armierten Beton bilden sich viele, fein verteilte Risse. Die numerische Behandlung einer diffusen Rissbildung wäre sehr aufwendig.

2.4.2 Das Rissband-Modell

Das "Rissband"-Modell (blunt crack model) wurde ursprünglich von Bazant und seinen Mitarbeitern für Beton erarbeitet [2.1, 2.17]. Das Rissband-Modell beruht auf der Annahme, dass der Bruch in einem heterogenen Material als Band von parallelen, dicht verteilten Mikrorissen mit einer "stumpfen" (blunt) Front modelliert werden kann. Die Breite dieser Bruchzone hat einen bestimmten Wert. Diese Modellierung wird wie folgt begründet [2.1]:

- Die Verteilung der Spannungen und Dehnungen über Distanzen kleiner als mehrere Grösstkorndurchmesser hat keine physikalische Bedeutung. (In der Bauwerksanalyse, also auf dem Makroniveau, hat es keinen Sinn, finite Elemente kleiner als mehrere Grösstkorndurchmesser zu gebrauchen.) Unter Annahme eines homogenen Kontinuums ist es sinnlos, Spannungskonzentrationen innerhalb eines repräsentativen Volumens kleiner als mehrere Grösstkorn-durchmesser zu betrachten.
- Der Rissweg im Beton ist nicht glatt, sondern gewunden. Der Riss wandert um die harten Zuschlagsstoffe und weicht seitlich vom geraden Weg um Distanzen gleich dem Grösstkorndurchmesser ab (Bild 2.15).

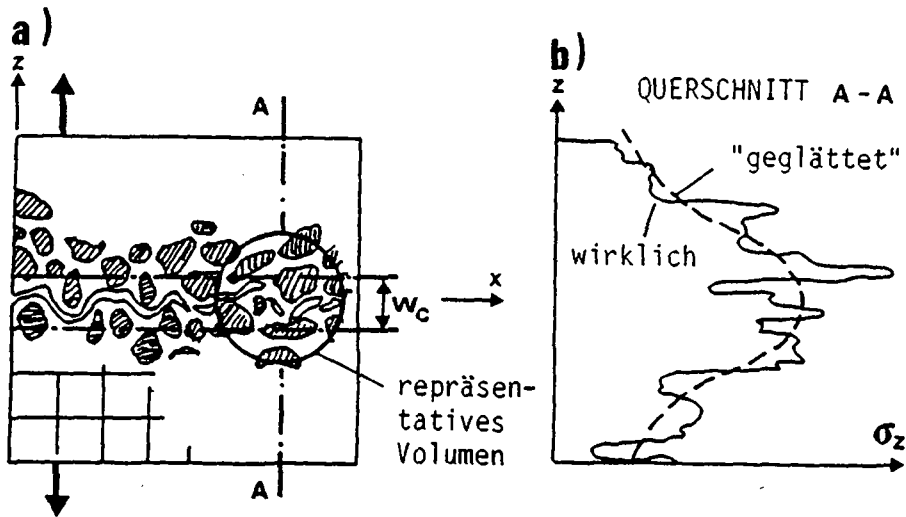


BILD 2.15: Der Riss "bewegt" sich innerhalb eines Bandes.
a) wirkliches Rissbild, b) wirkliche und "ausgeglättete" Spannungen, nach [2.1].

- Für ein elastisches Material, in welchem die Spannung an der Rissfront plötzlich auf Null abfällt, wurde gefunden, dass das singuläre finite Element und das Rissband-Modell im wesentlichen die gleichen Resultate für die Energiefreisetzungsrate ergaben und sehr gut mit der exakten Elastizitätslösung übereinstimmten. Dieses Ergebnis wurde wie folgt interpretiert: Das Risswachstum hängt hauptsächlich vom Energiefluss in der Bruchzone an der Rissfront ab. Dieser Energiefluss ist jedoch eine globale Eigenschaft der ganzen Struktur und wird nur wenig von der Spannungs- und Dehnungsverteilung nahe der Rissfront beeinflusst.

Gleich wie das fiktive Rissmodell kann das Rissband-Modell nur mit Hilfe von numerischen Methoden angewendet werden. Dabei werden die Verformungen infolge Rissbildung über die ganze Breite des finiten Elementes verteilt (Bild 2.16). Die Steifigkeitsmatrix dieses anfänglich isotropen Elementes wird durch eine Steifigkeitsmatrix ersetzt, welche ein anisotropes Element beschreibt, bei dem die Steifigkeit in der Richtung senkrecht zum Riss reduziert wird. Mit zunehmender Aufweitung der Bruchzone nimmt die Steifigkeit einer Reihe finiter Elemente entlang des Rissweges ab. Ein Modus I-Riss mit gekrümmtem Verlauf kann leicht als Zick-Zack Rissband modelliert werden (Bild 2.16b).

Bei der Anwendung des Rissband-Modelles müssen folgende Problempunkte beachtet werden:

- Es gibt keine experimentelle Untersuchung, wonach ein Entfestigungsband einer konstanten Breite und mit einer über die Breite gleichförmigen Dehnung auftritt.
- Numerische Studien zeigten, dass in den Risselementen eine "unechte" Steifigkeit auftrat, was zu verzerrten Rissbildern geführt hat. In der Folge wurde ein "shear retention"-Faktor eingeführt, welcher der Reduktion der Schubsteifigkeit von Betonelementen infolge Rissbildung Rechnung trägt.
- Im Gegensatz zum fiktiven Rissmodell erlaubt das Rissband-Modell keine lokale Rissbildung. Es führt eine Risszone ein, die über eine endliche Distanz ausgedehnt ist.

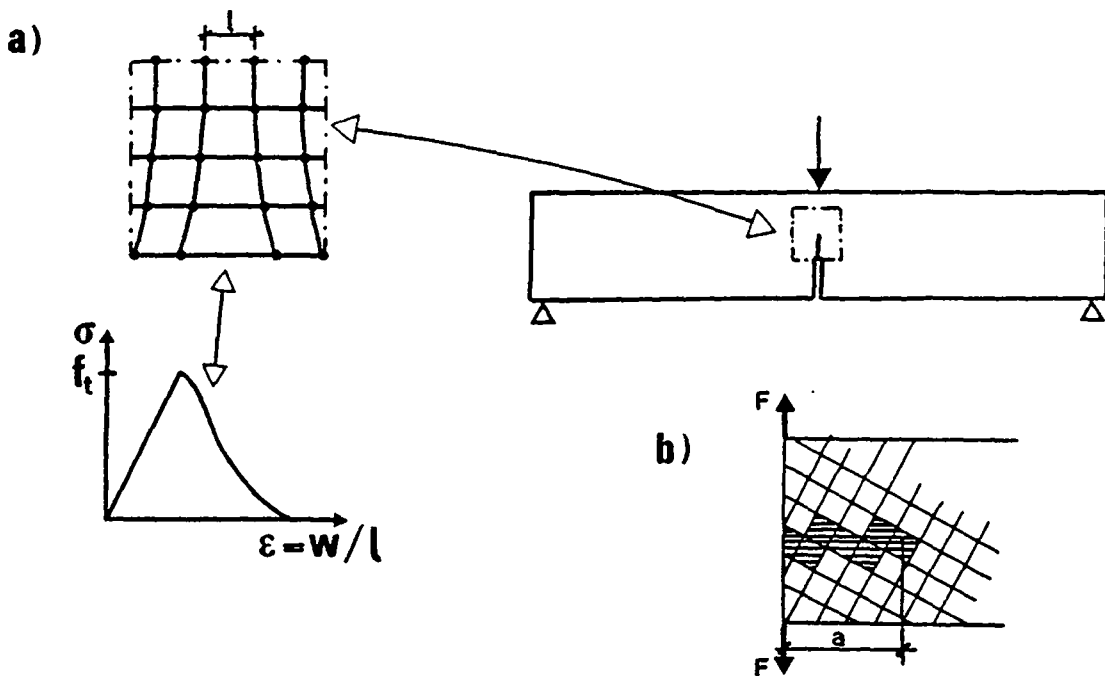


BILD 2.16: a) Numerische Modellierung eines Rissbandes mit Hilfe finiter Elemente
 b) Zick-Zack-Rissband, nach [2.1].

2.4.3 Vergleich der beiden Rissprozesszonenmodelle

Die beiden Rissprozesszonenmodelle beschreiben die Bruchzone unterschiedlich. Das fiktive Rissmodell modelliert einen diskreten Riss (discrete crack), während beim Rissband-Modell der Riss über die Bandbreite "verschmiert" wird (smeared crack). Der wesentlichste Unterschied zwischen dem fiktiven Rissmodell und dem Rissband-Modell besteht jedoch in der numerischen Modellierung. Der Aufwand einer finiten Element-Rechnung hängt wesentlich davon ab, ob der Rissweg im voraus angenommen wird oder nicht. Ist der Rissweg bekannt, wird die Elementmasche so angeordnet, dass der Riss entlang der Elementgrenzen verläuft. In diesem Fall wird eher das fiktive Rissmodell verwendet. Ist der Rissweg unbekannt, so wird mit dem Rissband-Modell die Bruchzone als Steifigkeitsänderung einer Reihe von finiten Elementen simuliert. Die Bildung einer neuen Elementmasche, wie sie bei einem diskreten Riss nach jedem Rissfortschritt notwendig ist, wird dabei vermieden. Die Wahl zwischen den beiden Modellen wird somit vor allem im Hinblick auf die Effizienz der Computerberechnung getroffen. Falls systematische Berechnungen an Probekörpern, bei denen der Rissweg bekannt ist, durchgeführt werden sollen, wird das fiktive Rissmodell verwendet. Bei der Analyse von Bauwerken ist der Rissweg im allgemeinen nicht bekannt, und es muss in der Regel nur eine Berechnung durchgeführt werden. Für diesen Fall ist das Rissband-Modell vorteilhaft.

Bei beiden Rissprozesszonenmodellen wird angenommen, dass ausserhalb des fiktiven Risses oder des Rissbandes keine Energie dissipiert. Diese Annahme ist eine Näherung an die Wirklichkeit und wurde wahrscheinlich deshalb eingeführt, um die numerische Behandlung zu vereinfachen. Trotzdem sollten

aber Modelle entwickelt werden, welche die Energiedissipation in hochbeanspruchten Zonen ausserhalb der Rissprozesszone berücksichtigen. Denn diese Modelle könnten möglicherweise die Abhängigkeit der spezifischen Bruchenergie von der Probekörpergeometrie erklären (siehe Kap. 4.4). Ein numerisches Modell, das zwischen der Bruchenergie für die eigentliche Rissbildung und der dissipierten Schädigungsenergie unterscheidet, wurde von Roelfstra & Wittmann [2.18] entwickelt. Es erlaubte, den Einfluss von Spannungszuständen und lokalen Schwankungen der Materialeigenschaften auf die spezifische Bruchenergie bei unterschiedlicher Probekörpergrösse zu erklären.

Bemerkung:

Finite Elemente approximieren das physikalische Modell zu einem gewissen Grad und können somit die Kenntnis über das mechanische Materialverhalten von Beton nicht verbessern. Dank dem Einbau dieser numerischen Modelle in Computer-Programme können aber quantitative Resultate erhalten werden. Die Zuverlässigkeit dieser Resultate (und somit der Programme) sollte immer überprüft werden, beispielsweise im Hinblick auf die Elementmaschenobjektivität. Eine systematische Untersuchung von Bazant & Cedolin [2.1, 2.17] zeigte beispielsweise, dass das Rissband-Modell in bezug auf die Elementmasche nicht objektiv war und dass ein Energieerhaltungs-Kriterium anstelle eines Risskriteriums eingeführt werden sollte.

2.4.4 Materialwissenschaftliche Modelle

Das fiktive Rissmodell und das Rissband-Modell werden für die Berechnung von Betonbauteilen eingesetzt. Es handelt sich also um anwendungsorientierte Modelle im Ingenieurwesen. Daneben gibt es aber Modelle, mit denen die Bruchvorgänge im Werkstoff unter verschiedenen Belastungsbedingungen simuliert werden. Mit diesen materialwissenschaftlichen Modellen sollen die Bruchvorgänge im Beton nicht nur phänomenologisch erklärt, sondern auch numerisch nachvollzogen werden können. Nachfolgend werden vier Modelle vorgestellt.

Das vielleicht erste Materialmodell zur numerischen Simulation des Rissfortschrittes im Beton geht auf Zaitsev & Wittmann [2.21] zurück. Mit diesem Modell wird die Rissbildung im Innern eines schlanken, zwei-dimensionalen Betonkörpers unter Druckbelastung simuliert. In der Zementmatrix werden statistisch verteilte Poren mit Mikrorissen eingeführt. An der Grenzschicht zwischen den Zuschlagskörnern und der Matrix existieren bereits Mikrorisse. Die Stabilität dieser Mikrorisse wird mit Hilfe der linear-elastischen Bruchmechanik beurteilt. Der Rissfortschritt wird so modelliert, dass ein Riss sich je nach Betonart durch die Zugschläge hindurch oder entlang der Grenzfläche zwischen Korn und Matrix ausbreiten kann. Das Modell kann dazu benutzt werden, um den Einfluss von Einschlüssen, der Porosität und von Mikrorissen auf das mechanische Verhalten zu studieren.

Beim zwei-dimensionalen Modell von Hu et al. [2.22] wird ein Beton mit 4-, 5- oder 6-eckigen Zuschlägen, die in einer Mörtelmatrix eingebettet sind, modelliert. Bild 2.17 zeigt die Rissbildung im Modell-Beton unter Zugbelastung. Es wird angenommen, dass an der Grenzschicht zwischen dem Mörtel und den Zuschlagskörnern Mikrorisse vorkommen. Die Mikrorisse wachsen, falls die berechnete Spannungsintensität grösser ist als die Bruchzähigkeit an der Grenzschicht oder im Mörtel. Die Risse verlaufen also entweder entlang der Mörtel/Zuschlagskorn-Grenzschicht oder im Mörtel senkrecht zur Hauptspannung.

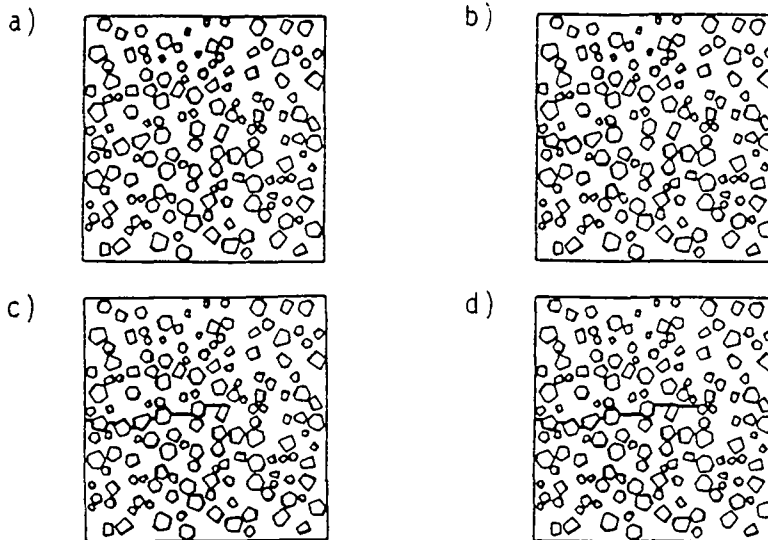


BILD 2.17: Rissbildung im Modellbeton unter Zugbelastung:
a: Anfangsstadium (mit Mikrorissen an der Grenzschicht zwischen Korn und Matrix), b: bei Erreichen der Maximallast, c: Dehnungs-entfestigung, d: kurz vor einem durchgehenden Riss, aus Hu et al. [2.22].

Das Beton-Modell von Schorn [2.23] ist ein dreidimensionales Fachwerk (Bild 2.18). Das Werkstoffverhalten wird durch die in den Fachwerkstäben wirkenden Kräfte simuliert. Bei der Rissbildung degeneriert das räumliche Fachwerk, indem die Diagonalstäbe brechen. Das Modell wurde bisher vor allem verwendet, um das nicht-lineare Materialverhalten unter einachsiger oder mehrachsiger Last zu untersuchen.

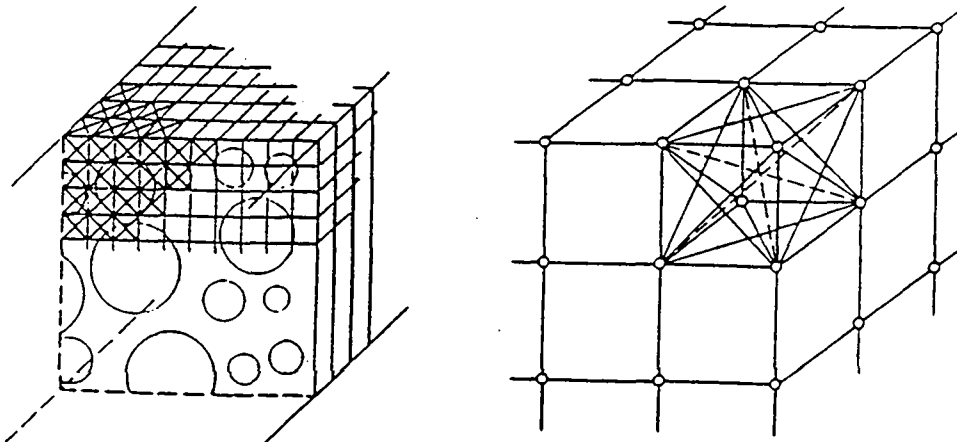


BILD 2.18: Dreidimensionales Beton-Fachwerkmodell von Schorn [2.23]

Beton kann als Verbundwerkstoff modelliert werden, bei dem die Zuschlagskörner mit Zementstein umgeben sind. Beim "numerischen Beton" von Roelfstra, Sadouki & Wittmann [2.24, 2.25, 2.26] wird von dieser Vorstellung ausgegangen. Dabei wird zunächst im Computer eine Verbundstruktur erzeugt, aus der dann eine vorerst grobe und in einem weiteren Schritt schliesslich eine feine Elementmasche generiert wird (Bild 2.19). Für die Zuschläge wird

ein linear-elastisches Verhalten angenommen. Die Grenzschicht zwischen Korn und Matrix, wo die Rissbildung erfolgt, wird durch spezielle Elemente modelliert. Die Bedingung für das Risswachstum beruht auf einem Zugfestigkeitskriterium kombiniert mit einem Kriterium, das der Oberflächenrauigkeit der Zuschläge Rechnung trägt. Nach Ueberschreiten der Zugfestigkeit kommt es zur Materialentfestigung gemäss fiktivem Rissmodell.

Mit dem "numerischen Beton" konnten verschiedene Eigenschaften der Verbundstruktur wie der Elastizitätsmodul, das Schwinden, das Kriechen oder der Diffusionskoeffizient vorausgesagt werden. Zudem wurde die Rissbildung infolge mechanischer Belastungen oder Temperatureinwirkungen simuliert. Ausserdem konnte das Verhalten des Betons in der äusseren Schale, die für die Dauerhaftigkeit des Betons wichtig ist, unter verschiedenen Einwirkungen simuliert werden.

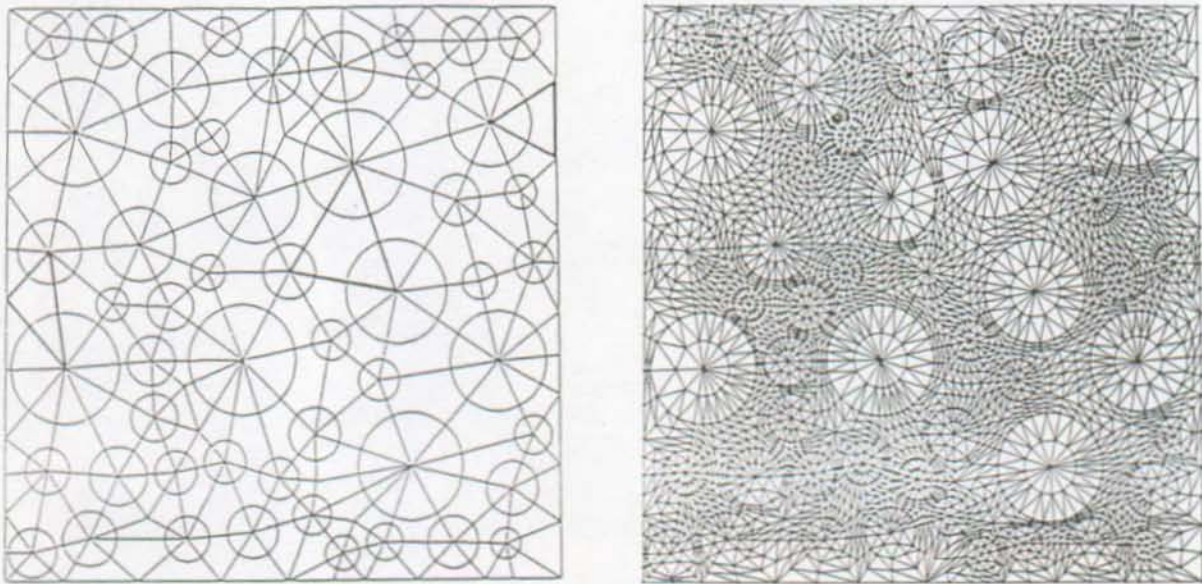


BILD 2.19: "Numerischer Beton": Generieren einer zunächst groben, dann feinen Elementmasche, aus Roelfstra et al. [2.24].

2.5 BRUCHMECHANISCHE BERECHNUNGEN VON STAUMAUERN

Obschon die Bruchmechanik im Betonbau noch relativ jung ist, wurde sie bisher noch wenig bei der Berechnung von Staumauern mit Rissen eingesetzt. Dies erstaunt, weil gerade die Staumauern als wichtigste Vertreter der unarmierten Betonbauwerke immer wieder als ideale Objekte für die Anwendung der Bruchmechanik im Betonbau betrachtet werden. Nachfolgend werden die wichtigsten Arbeiten erwähnt.

Die wahrscheinlich erste bruchmechanische Berechnung einer Staumauer wurde von Chappell & Ingraffea [2.27] im Jahre 1981 veröffentlicht. Für die zweidimensionale finite Element (FE)-Rechnung wurde das Rechenprogramm von Saouma [2.28, 2.29] verwendet, mit dem das Wachstum von diskreten Rissen in Betonbauwerken mit Hilfe der linear-elastischen Bruchmechanik simuliert werden kann. Das Computer-Programm ist durch den interaktiven Programmablauf charakterisiert, bei dem die mit fortschreitendem Riss notwendige Neugenerierung der Elementmasche automatisch erfolgt. Das Ziel der Untersuchung bestand darin, die Rissbildung und den Rissfortschritt vorauszusagen sowie die Stabilität des beobachteten Risses zu beurteilen. Bild 2.20 zeigt die Elementmaschen am Anfang und am Ende der Berechnung und vergleicht die in Wirklichkeit beobachtete Rissbildung mit dem berechneten Rissweg.

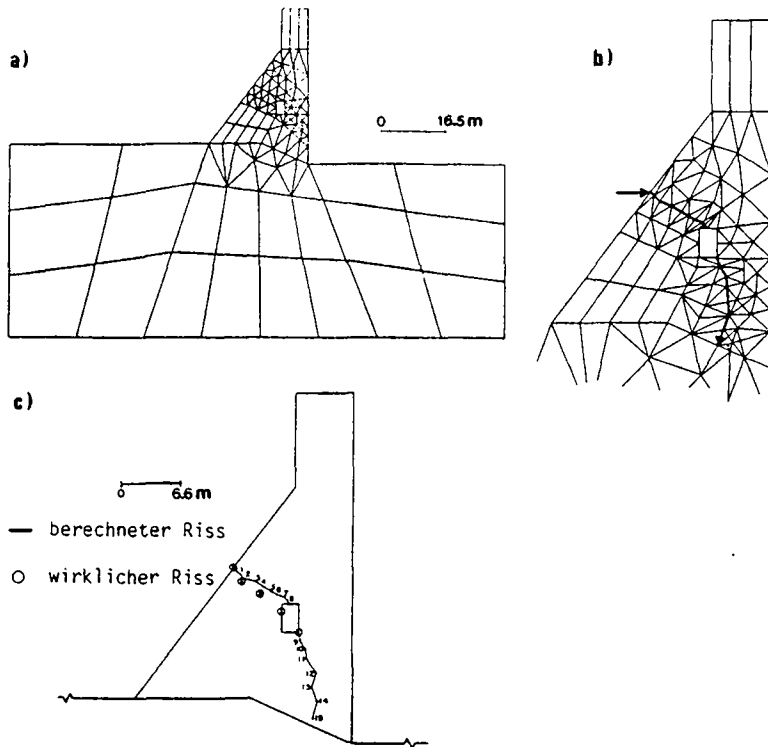


BILD 2.20: Elementmaschen am a) Anfang und b) am Ende der Berechnung eines diskreten Risses in einer Schwergewichtsstaumauer, c) Vergleich zwischen dem beobachteten und dem berechneten Rissweg, aus Chappell & Ingraffea [2.27].

Mit dem gleichen Computer-Programm haben Linsbauer, Ingraffea & Rossmannith [2.30, 2.31] die Rissbildung in einer Bogenstaumauer simuliert. Auf Bild 2.21a ist schematisch der Ursprung und die Ausdehnung der wasser- und luftseitigen Risse nahe der Staumauerbasis dargestellt. Die Elementmasche zeigt den mit der Berechnung vorausgesagten, luftseitigen Riss. Die Rechnung wurde - mangels fehlender dreidimensionaler Bruchmechanikmodelle - ohne Berücksichtigung der bei Bogenstaumauern wichtigen räumlichen Kraftumlagerung im Gesamttragwerk bei Rissbildung durchgeführt.

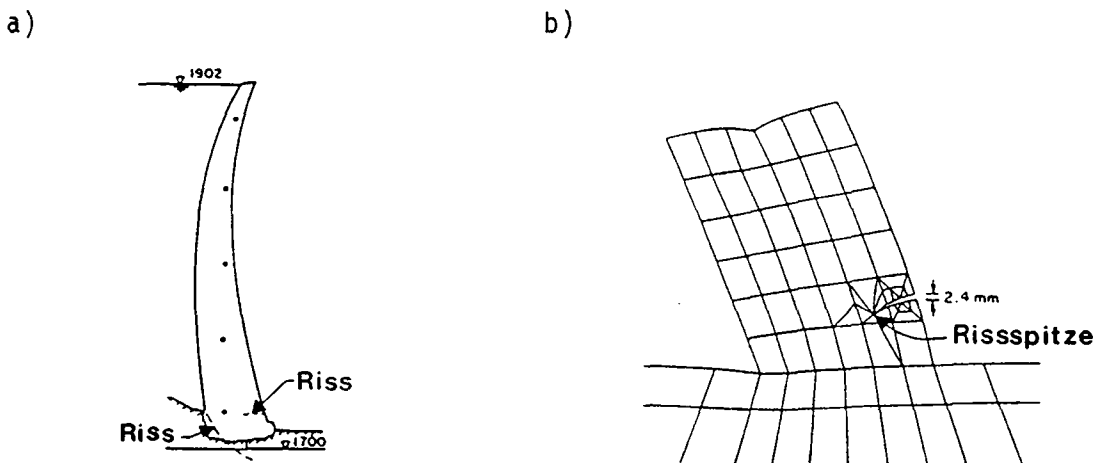


BILD 2.21: a) Rissbildung in einer Bogenstaumauer, und b) berechneter, luftseitiger Riss, aus Linsbauer [2.30].

Eine Studie über die Anwendbarkeit der Bruchmechanik bei der Berechnung einer Schwergewichtsmauer wurde von Saouma, Ayari & Boggs [2.32] durchgeführt. Als spezielle Lastfälle wurden dabei thermische Einwirkungen sowie Auftriebskräfte im Riss berücksichtigt. Beim Bau der untersuchten Staumauer wurde der Beton mit Walzen kompaktiert (roller compacted concrete dam); somit musste der Einfluss der Beton-Anisotropie auf die Rissbildung in der Staumauer studiert werden. Aus den Berechnungen ging hervor, dass die Rissbildung nur wenig von der jeweils angenommenen Bruchzähigkeit K_{IC} beeinflusst war.

Linsbauer [2.33] entwickelte ein Verfahren, um die Spannungsintensität an der Spitze wasserseitiger Risse in Schwergewichtsmauern in Funktion des Wasserdruckes im Riss zu erhalten. Mit dieser Methode können kritische Risslängen in Abhängigkeit des Rissniveaus und der Bruchzähigkeit für eine Vielzahl von Lastbedingungen bestimmt werden. Die Ergebnisse zeigen eine Zunahme des K_I -Wertes mit zunehmender Neigung der luftseitigen Oberfläche der Schwergewichtsmauer. Ausserdem ist die Spannungsintensität stark von der Druckverteilung im Riss beeinflusst.

Temperatureinwirkungen führten zu Rissen in einer Pfeilerkopfmauer in China. Die Stabilität dieser Risse wurde von Yu Yaozhong & Zhang Yanqiu [2.34] sowie Tu Chualin [2.35] unter Verwendung der linear-elastischen Bruchmechanik beurteilt. Basierend auf Versuchswerten wurde dabei eine empirische Formel für die Berechnung von Rissen unter gemischter Beanspruchung (Modus I und II) hergeleitet.

Die starke Rissbildung in der Koyna-Schwergewichtsmauer infolge eines Erdbebens hat das Interesse auch auf das dynamische Verhalten von Staumauern gezogen. Skrikerud [1.4] entwickelte ein FE-Programm für die Simulation von diskreten Rissen und deren Einfluss auf das dynamische Verhalten der Staumauer. Allerdings wurde dabei noch kein bruchmechanisches Modell, sondern das Zugspannungskriterium bei der Modellierung der Rissbildung verwendet. Das Programm wurde von Chappuis [1.6] mit einem verfeinerten Materialmodell erweitert, welches Einflüsse wie die Dehngeschwindigkeit und die Belastungsgeschichte enthält. Das Modell enthält für das Materialverhalten nach Ueberschreiten der Zugfestigkeit die Materialentfestigung, die auf dem fiktiven Rissmodell basiert.

Chapuis, Rebora & Zimmermann [2.36] simulierten den Rissfortschritt in einer Schwergewichtsmauer während eines Erdbebens. Das FE-Programm basiert auf der linear-elastischen Bruchmechanik kombiniert mit einem diskreten Rissmodell. Das Rechenprogramm wurde kürzlich von Droz [1.7] weiterentwickelt. Dabei wird für den Rissfortschritt ein Kriterium verwendet, das weiterhin auf der linear-elastischen Bruchmechanik basiert, jedoch mit der Modellierung eines "verschmierten" Risses kombiniert ist, um die Neugenerierung der Elementmasche zu vermeiden.

Diese Arbeiten zeigen, dass die Bruchmechanik erfolgreich bei der Untersuchung von Staumauern mit Rissen eingesetzt werden kann. Allerdings geht aus diesen Berechnungsbeispielen nicht immer eindeutig hervor, welches der Vorteil des jeweils gewählten bruchmechanischen Modelles gegenüber herkömmlichen Berechnungsmodellen ist. Auch besteht die Gefahr, dass die wirklichkeitsnäheren, bruchmechanischen Materialmodelle an zu stark abstrahierten Bauwerksmodellen eingesetzt werden. Damit ist die Bedeutung einer gesamtheitlichen Betrachtungsweise, bei der die bruchmechanischen Materialmodelle und die Bauwerksmodelle miteinbezogen werden, aufgezeigt.

Bei beinahe allen Beispielen diente die linear-elastische Bruchmechanik als Grundlage, denn es wurde davon ausgegangen, dass bei langen Rissen, wie sie in Staumauern vorkommen, die

Einflüsse der Rissprozesszone vernachlässigbar sind und die Ausdehnung der Rissprozesszone im Vergleich zu den Abmessungen einer Stauwand klein ist. Jedoch hat - wie in Kapitel 4 noch gezeigt werden wird - der Stauwandbeton eine sehr viel höhere spezifische Bruchenergie G_f als der im Stahlbetonbau verwendete Beton. Dies bedeutet, dass Stauwandbeton eine vergleichsweise grosse Rissprozesszone aufweisen könnte. Die Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik bei Bogenstauwänden und im Kronenbereich von Schwergewichtswänden muss folglich in Frage gestellt werden. Der Gültigkeitsbereich der linear-elastischen Bruchmechanik in bezug auf die Abmessungen von Stauwänden wird in Kapitel 4.5 diskutiert.

2.6 FOLGERUNGEN

In diesem Kapitel wurde der Bruchvorgang im Beton beschrieben und mit den Annahmen verschiedener, bruchmechanischer Materialmodelle verglichen. Die Folgerungen aus der Diskussion über die Bruchmechanik im Betonbau lauten:

1. Experimentelle Untersuchungen mit Hilfe der holografischen Interferometrie haben gezeigt, dass der Bruchvorgang im Beton durch eine Rissprozesszone, in der sich das Material entfestigt, charakterisiert ist. Die Länge dieser Rissprozesszone ist im Vergleich zu den üblichen Probekörperabmessungen gross. Es existiert keine genau definierte Risspitze; im Beton kommen keine Spannungskonzentrationen im Sinne der linear-elastischen Bruchmechanik vor.
2. Alle Modelle, die auf der genauen Kenntnis der Risspitze beruhen, können nur als Näherungen betrachtet werden. Diese Näherungen sind jedoch umso besser, je kleiner die Rissprozesszone im Verhältnis zur Bauteilabmessung ist. Die Bruchmechanik für spröde Werkstoffe und Metalle darf nicht ohne weiteres auf Beton übertragen werden.
3. Das fiktive Rissmodell und das Rissband-Modell berücksichtigen die Rissprozesszone im Beton und sind fähig, den Rissfortschritt sowie die Materialentfestigung zu simulieren. Die Rissprozesszonenmodelle werden zusammen mit einer numerischen Methode, meistens der finiten Element Methode, verwendet. Sie können für beliebige Rissprobleme angewendet werden. Die praktischen Grenzen liegen in der Computerarbeit.
4. Bei der Anwendung der Rissprozesszonenmodelle müssen als Materialkenngrößen neben der Zugfestigkeit und dem Elastizitätsmodul auch die spezifische Bruchenergie G_f und die Form der Entfestigungs-Kurve bekannt sein.
5. Die Bruchmechanik wurde bisher eher zögernd bei der Berechnung von Stauwänden mit Rissen eingesetzt. Es wurde vorwiegend die linear-elastische Bruchmechanik verwendet. Die Bedeutung des bruchmechanischen Materialmodelles darf nicht losgelöst von der Tragwerksmodellierung betrachtet werden.

3 BRUCHMECHANISCHE VERSUCHE

3.1 EINLEITUNG

Bruchmechanische Versuche dienen dazu, physikalische Phänomene und mechanische Kennwerte eines brechenden Werkstoffes unter genau definierten Belastungsbedingungen zu bestimmen. Die Schwierigkeiten bei der Durchführung bruchmechanischer Versuche mit Beton stehen im Zusammenhang mit zwei Eigenschaften des Werkstoffes:

- Die Probekörperabmessungen sollten ein Vielfaches des Grösstkorndurchmessers betragen. Dies führt zu relativ grossen Probekörpern mit entsprechend grossen Steifigkeiten.
- Die Bruchverformungen des Betons sind verhältnismässig klein. Die Dehnung ϵ_u bei Erreichen der maximalen Spannung im einachsigen Zug liegt bei 0.1 %, was bei einer Messgeberlänge von 100 mm einer Längenzunahme von 0.01 mm entspricht.

Bei der Planung eines Versuches und der Wahl der Versuchsmethode müssen diese werkstoffspezifischen Eigenschaften beachtet werden.

Bei bruchmechanischen Versuchen bestehen enge Wechselbeziehungen zwischen den Werkstoffeigenschaften, der Versuchsmethode und der Prüfmaschine (Bild 3.1). Die Versuchsmethode ist durch das statische System des Versuchsaufbaus, durch die Probekörperform und somit durch die Probekörpersteifigkeit charakterisiert. Bei der Steuerung eines Versuches wird immer entweder eine Kraft-, Verformungs- oder Verschiebungsgrösse kontrolliert. Die richtige Wahl dieses Kontrollparameters ist für das Erzielen stabiler Bruchversuche von entscheidender Bedeutung. Die Forderung nach einer möglichst grossen Steifigkeit ist nicht die einzige Bedingung an die Prüfmaschine. Bei servo-hydraulischen Prüfmaschinen ebenso wichtig ist das Leistungsvermögen des Kolbens. Darunter versteht man die Kolbengeschwindigkeit sowie die Regelung der Steuerung. Ueber den Werkstoff kann generell gesagt werden; je weniger Energie zu dessen Bruch - bei gleicher Zugfestigkeit - aufgewendet werden muss, umso schwieriger ist die Durchführung stabiler Bruchversuche.

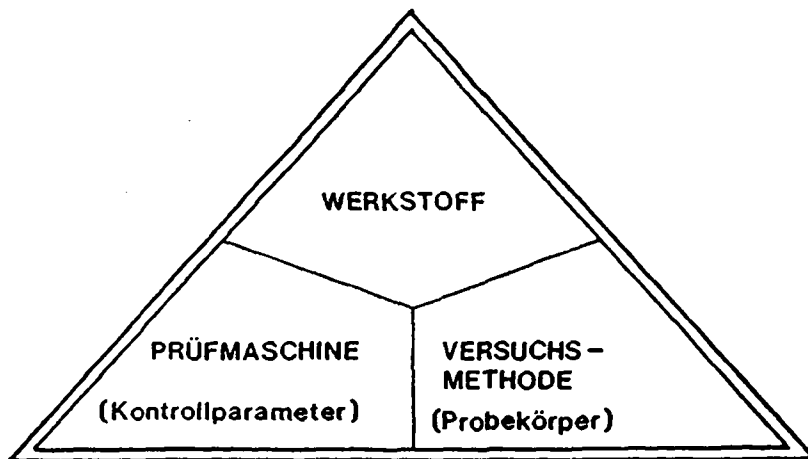


BILD 3.1: Wechselbeziehungen bei bruchmechanischen Versuchen

Das Ziel dieses Kapitels ist, die Beziehungen zwischen dem Werkstoff, der Versuchsmethode und der Prüfmaschine anhand von vier verschiedenen Versuchsarten aufzuzeigen. Zunächst werden der einachsige Zugversuch, der Drei-Punkt-Biegeversuch, der Kompakt-Zugversuch und der Keilspaltversuch beschrieben und mit Hilfe von Versuchsergebnissen miteinander verglichen. Danach wird eine einfache Bedingung für das Erzielen stabiler Bruchversuche hergeleitet. Schliesslich wird die Eignung der einzelnen Versuchsmethoden im Hinblick auf hohe Belastungsgeschwindigkeiten diskutiert.

3.2 VIER BRUCHMECHANISCHE VERSUCHSMETHODEN

3.2.1 Der einachsige Zugversuch

Der einachsige Zugversuch liefert alle relevanten Materialkennwerte, die zur numerischen Analyse mit Hilfe eines Rissprozesszonenmodelles notwendig sind. Diese Materialkenngrössen sind die Zugfestigkeit, der Elastizitätsmodul, die spezifische Bruchenergie und das Entfestigungs-Diagramm. Die Bruchenergie und die Entfestigungs-Funktion können jedoch nur dann gemessen werden, falls der Versuch stabil ist und das vollständige Spannungs-Dehnungs-Diagramm aufgenommen werden kann. Einen stabilen Zugversuch kann man - wie in Abschnitt 3.4 noch gezeigt werden wird - nur auf einer servo-hydraulischen Prüfmaschine durchführen. Dabei werden die Probekörperlängsdehnungen als Steuergrösse verwendet (Bild 3.2).

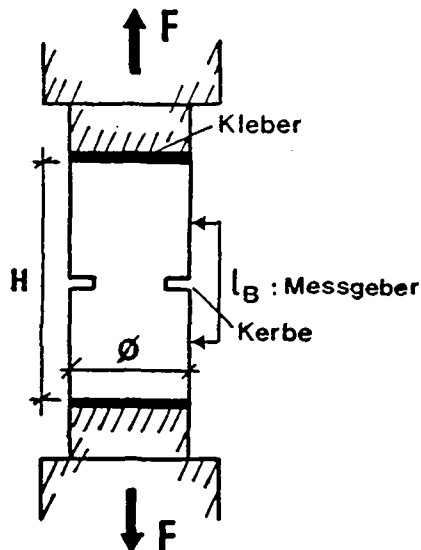


BILD 3.2: Schematische Darstellung des einachsigen, dehnungsgesteuerten Zugversuches

Neben der Schwierigkeit, stabile Versuche durchzuführen, erweist sich die Probekörperhalterung und mit ihr die Probekörperform als weiterer Problem- punkt. Würde man nämlich einen Probekörper, der eine über seine Länge konstante Querschnittsfläche aufweist, in die Klemmbacken der Prüfmaschine einspannen, so würde dies wegen der Behinderung der Querverformung zu häufigen Brüchen im Einspannbereich führen. Um diese unerwünschten Brüche zu vermeiden, wurden verschiedene Probekörperhalterungen und -formen verwendet. Ein Ueberblick über Halterungen wird in [3.1, 3.2] gegeben. Bei der heute üblichsten Halterung wird auf beiden Stirnflächen des Probekörpers eine Stahlplatte aufgeklebt, die ihrerseits mit den Prüfmaschinenbacken verbunden sind (Bild 3.2). Die Probekörper müssen dabei eine Querschnittsverjüngung

aufweisen. Diese Soll-Bruchstelle wird hergestellt, indem eine Kerbe eingesägt wird. Dabei sollte das Verhältnis der Netto- zur Bruttoquerschnittsfläche nicht grösser als 0.85 sein [3.1, 3.3, 3.4, 3.5, 3.7].

Auf Bild 3.3a ist die Probekörperhalterung [3.2] dargestellt, die für Zugversuche an ungekerbten Staumauerbetonzylindern (siehe Kap. 5) eines Durchmessers von 200 mm und einer Höhe von 600 mm entwickelt wurde. Diese schweren Probekörper (50 kg) erforderten eine schnell ein- und ausbaubare Halterung, die zudem nicht nur Zug- und Druckkräfte, sondern auch den Uebergang Druck-Zug aufzunehmen hatte. Der Querschnitt wurde nicht durch eine Kerbe verjüngt, weil der Zylinderdurchmesser für diese Betonart (Grösstkorn-durchmesser 80 mm) bereits als klein angesehen werden musste. Die aus dieser Aufgabenstellung hervorgegangene Halterung beruht auf dem Prinzip "Kleben ohne zu verkleben". Die Halterungsteile werden nämlich vorgängig mit einem Trennmittel bestrichen, sodass kein Verbund zwischen dem Stahl und dem Kleber besteht. Bei Zugbelastung wird die Kraft einzig über die durch den Kleber gebildeten Zähne entlang der Mantelfläche in den Betonzylinder eingeleitet. Damit werden komplizierte Spannungszustände infolge Einspannung weitgehend vermieden. Die bei Zugkraft auftretenden Querverformungen werden nur durch Reibungskräfte entlang der Kontaktflächen in der Verzahnung behindert. Die günstige Krafteinleitung wurde durch die über die Probekörperhöhe gleichmässig verteilten Bruchstellen bestätigt [3.6].

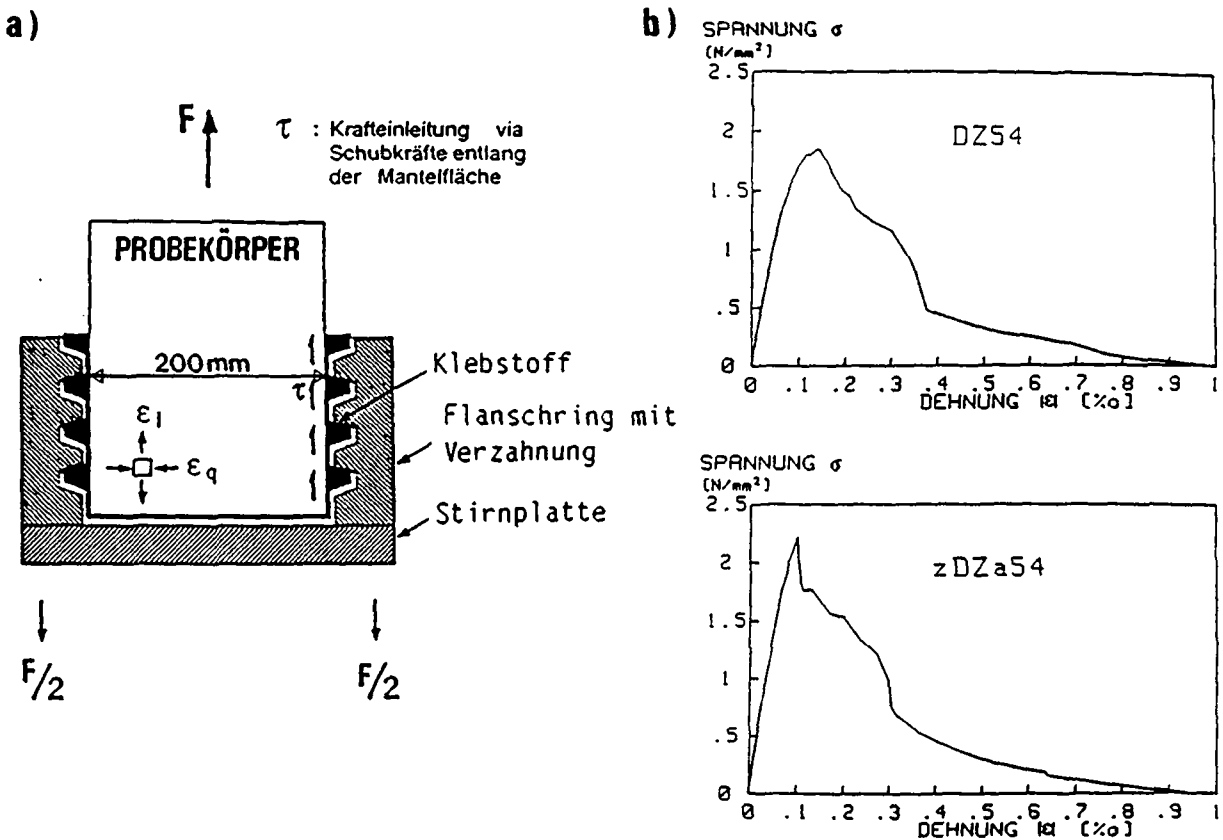


BILD 3.3: Einachsige Zugversuche an Staumauerbetonzylindern:
 a) Probekörperhalterung nach dem Prinzip "Kleben ohne zu verkleben" [3.2], (Krafteinleitung (schematisch) bei Zugbelastung)
 b) Vollständige Spannungs-Dehnungs-Diagramme im einachsigen Zugversuch [3.6].

Zwei vollständige Spannungs-Dehnungs-Diagramme im einachsigen Zugversuch bei quasi-statischer Prüfgeschwindigkeit sind auf Bild 3.3b dargestellt. Der

abfallende Ast weist bei stetig zunehmender Dehnung unterschiedlich steile Spannungsabfälle auf. Diese ungleichförmige Kurve kann wie folgt erklärt werden: Wegen der Heterogenität des Betons kommt es zu ungleichmässigen Rissöffnungen in der Bruchzone [3.1]. Die Rissflächen verdrehen sich. Diese Erscheinung kann so stark ausgeprägt sein, dass - selbst wenn der Probekörper an seinen Enden rotationssteif gehalten wird - eine Seite der Bruchzone schliesst und gar Druckkräfte überträgt [3.7]. Die Rotation der Rissoberflächen kann verkleinert werden, indem der Probekörper verkürzt und somit steifer wird (Bild 3.4). Aus diesen Versuchsergebnissen muss gefolgert werden, dass die Entfestigungs-Kurve, die im einfachen Zugversuch aufgenommen wird, nicht ohne weiteres als Materialgrösse betrachtet werden kann.

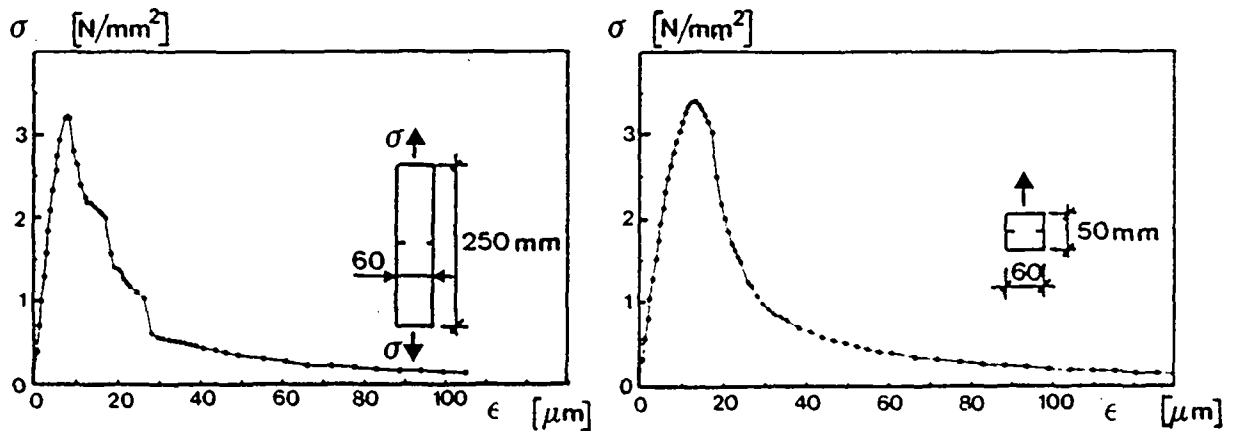


BILD 3.4: Spannungs-Dehnungs-Diagramme aus einfachen Zugversuchen an unterschiedlich langen, an den Enden rotationssteif gehaltenen Probekörpern, aus [3.7].

Die spezifische Bruchenergie G_f ist als Fläche unter dem Entfestigungs-Diagramm (Spannungs-Rissweite-Kurve) definiert. Dabei wird die Spannungs-Rissweite-Beziehung gemäss Bild 2.12 ermittelt; d.h. diejenige Energie, die vor Erreichen der Maximallast ausserhalb der Bruchzone dissipiert, wird von der total aufgewendeten Energie (Fläche unter dem vollständigen Spannungs-Dehnungs-Diagramm) subtrahiert.

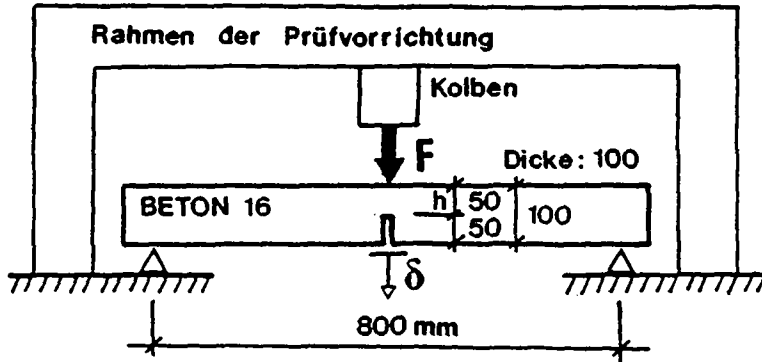
3.2.2 Der Drei-Punkt-Biegeversuch

Das Prinzip des Drei-Punkt-Biegeversuches (Bild 3.5a) beruht darauf, einen einfachen, gekerbten Biegebalken zentrisch zu belasten. Der Versuch ist bei stetig zunehmender Kolbenverschiebung (Balkendurchbiegung) stabil; es wird ein Kraft-Durchbiegungs-Diagramm mit einem abfallenden Ast nach Ueberschreiten der Maximalkraft aufgenommen (Bild 3.5b). Mit diesem Versuch wird diejenige Energiemenge gemessen, die zum kontrollierten Bruch des Balkens benötigt wird. Diese Energie berechnet sich als Fläche unter dem Kraft-Durchbiegungs-Diagramm, wobei der Beitrag des Balkeneigengewichtes mitberücksichtigt werden muss. Dieser Energiewert wird dann durch die Bruchfläche, die der Netto-Querschnittsfläche A_{lig} im gekerbten Querschnitt entspricht, dividiert. Den resultierenden Wert bezeichnet man als spezifische Bruchenergie G_f . Der Drei-Punkt-Biegeversuch wurde von einer technischen Kommission der RILEM (50-FMC) als Empfehlung zur experimentellen Bestimmung der Bruchenergie erarbeitet und veröffentlicht [3.8]. In der Empfehlung wird eine Formel angegeben, die den Beitrag des Balkeneigengewichtes zur spezifischen Bruchenergie wie folgt berücksichtigt:

$$G_F = (W_0 + m \cdot g \cdot \delta_m) / A_{lig} \quad (3.1)$$

Darin bedeuten W_0 die Bruchenergie als Fläche unter dem Kraft-Durchbiegungs-Diagramm, m die Masse des Balkens zwischen den Auflagern und allenfalls aufliegender Teile der Messeinrichtung sowie δ_m die maximale Durchbiegung des Balkens.

a)



b)

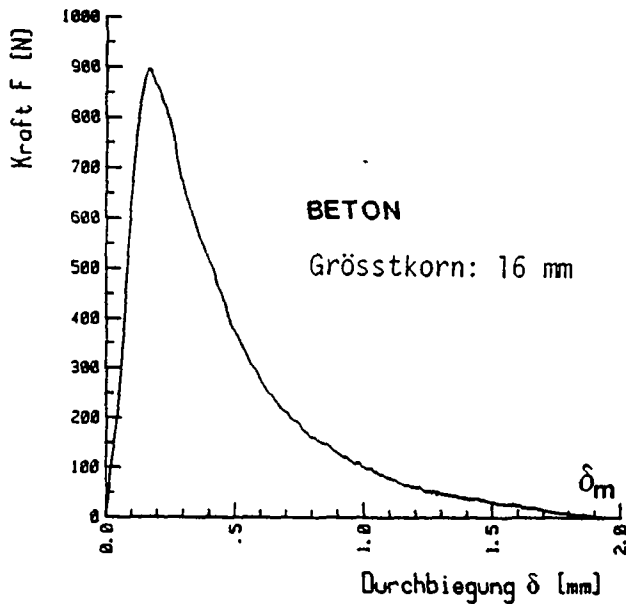


BILD 3.5: Drei-Punkt-Biegeversuch:

- a) Versuchsmethode mit Balkenabmessungen (Ligamentlänge $h = 50$ mm) für einen Beton mit einem Grösstkorn von 16 mm, gemäss RILEM-Empfehlung [3.8].
- b) Kraft-Durchbiegungs-Diagramm, aus [3.9].

Das Erzielen stabiler Versuche und die Zuverlässigkeit der Versuchsergebnisse hängt von der Geometrie des Biegebalkens, aber auch von der Versuchsdurchführung ab. Deshalb wurde im Rahmen der Arbeit der RILEM TC50-FMC an mehreren Instituten eine grosse Anzahl von Versuchen durchgeführt [3.10, 3.9].

Die Abmessungen der Balken wurden in Funktion des Grösstkorndurchmessers festgelegt. Dabei ist die Ligamentlänge mindestens drei Mal so gross wie der Grösstkorndurchmesser des geprüften Betons. Die in Bild 3.5 angegebenen Abmessungen gelten für einen Beton mit einem Grösst Korn von 16 mm. Das Gewicht dieses Balkens beträgt etwa 20 kg. Dieses Gewicht muss bereits als obere Grenze angesehen werden, weil ein gewisses Risiko besteht, den schlanken Balken während dem Einbau zu brechen.

Der Biegebalken wurde so dimensioniert, dass er auch in herkömmlichen Prüfmaschinen unter stetig zunehmender Kolbenwegverschiebung stabil bricht. Dabei muss jedoch die Prüfmaschine eine gewisse Steifigkeit aufweisen. Die RILEM-Empfehlung [3.8] gibt einen minimalen Wert von 10 kN/mm für die Maschinensteifigkeit an. Der Drei-Punkt-Biegeversuch kann damit in den meisten Prüflabors durchgeführt werden, weshalb er auch als Standardversuch empfohlen wurde.

Als unbefriedigend muss der an sich nicht messbare Energieanteil aus dem Balkeneigengewicht betrachtet werden, denn dieser Anteil beträgt 40 - 60 % der gesamten Bruchenergie. Zudem ist die maximale Balkendurchbiegung oft nicht eindeutig bestimmbar, weil das lange Ende des abfallenden Astes in der Regel einen "schleifenden" Schnittpunkt mit der Kraft-Null-Achse bildet (Bild 3.5b).

Mit dem Drei-Punkt-Biegeversuch kann nur ein Materialkennwert, nämlich die spezifische Bruchenergie G_f , bestimmt werden. Es wurde aber verschiedentlich gezeigt, dass dieser Wert allein nicht ausreicht, das Bruchverhalten von Beton vollständig zu beschreiben [3.11, 3.12]. Dazu müssen noch die Entfestigungs-Funktion, die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul bekannt sein. Die Entfestigungs-Funktion kann aus dem gemessenen Kraft-Durchbiegungs-Diagramm mit Hilfe eines FE-Programmes [3.11], das auf dem fiktiven Rissmodell basiert, ermittelt werden (siehe Kap. 4.2).

3.2.3 Der Kompakt-Zugversuch (CT)

Die spezifische Bruchenergie G_f kann auch mit Hilfe des Kompakt-Zugversuches (Compact Tension) ermittelt werden [3.13]. Dieser Versuch, der für metallische Werkstoffe standardisiert ist [3.14], wurde für Beton sinngemäss übernommen (Bild 3.6). Damit ein abfallender Ast im Kraft-Verformungs-Diagramm aufgenommen werden kann, muss der Versuch über die Rissöffnungsverschiebung v gesteuert werden. Dies erfordert einen servo-hydraulischen Prüfkolben.

Die Rissöffnung wird auf der Höhe der Kraftlinie gemessen. Die Fläche unter dem Kraft-Rissöffnungsverschiebungs-Diagramm, dividiert durch die Netto-Querschnittsfläche, ergibt die spezifische Bruchenergie G_f . Die Masse des Probekörpers liefert dabei einen vernachlässigbar kleinen Energiebeitrag. Mit dieser Versuchsmethode können Probekörper mit einer verhältnismässig langen Ligamentlänge h bei einem noch relativ bescheidenen Aufwand geprüft werden. Dies ist als der wichtigste Vorteil des Kompakt-Zugversuches zu werten.

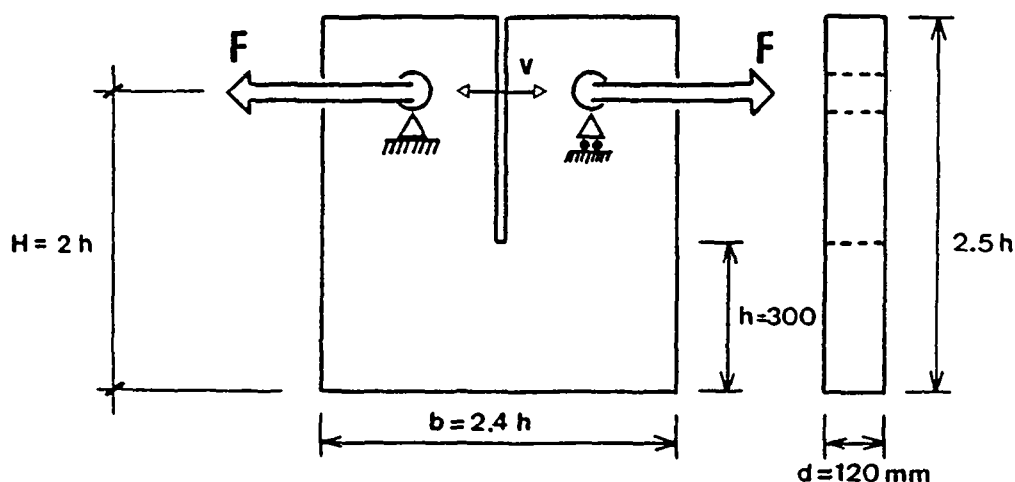


BILD 3.6: Kompakt-Zugversuch: Versuchsmethode mit Probekörperabmessungen, nach [3.13].

3.2.4 Der Keilspaltversuch

3.2.4.1 Versuchsbeschreibung

Der Keilspaltversuch ist eine Versuchsmethode, die dazu dient, die spezifische Bruchenergie G_f von Beton und betonähnlichen Werkstoffen zu bestimmen. Der Aufbau des Keilspaltversuches ist auf Bild 3.7 schematisch dargestellt. Zunächst wird ein (kubischer) Probekörper mit einer rechteckigen Rinne und einer Kerbe (Bild 3.7a) vorbereitet. Die Rinne und die Kerbe können durch eine Einlage in die Schalung oder durch Einsägen hergestellt werden. Der Probekörper wird auf einem Stab, der auf der unteren Platte der Prüfmaschine befestigt ist, aufgelagert. Zwei massive Lasteinleitungsvorrichtungen, die beide mit Kugellagern an jeder Seitenfläche versehen sind, werden nun auf den Probekörper gelegt (Bild 3.7b). Die beiden Stahlteile sind so konstruiert, dass sie in die Rinne des Probekörpers eingreifen. Ein steifes Stahlprofil, an dem zwei Keile befestigt sind, ist über ein Linienlager an der oberen Platte der Prüfmaschine fixiert. Der Kolben wird nun bewegt; die beiden Keile fahren auf jeder Seite zwischen die beiden Kugellager der Lasteinleitungsvorrichtungen ein (Bild 3.7c). Der Versuch kann nun durchgeführt werden. Der Probekörper wird in zwei Hälften gespalten.

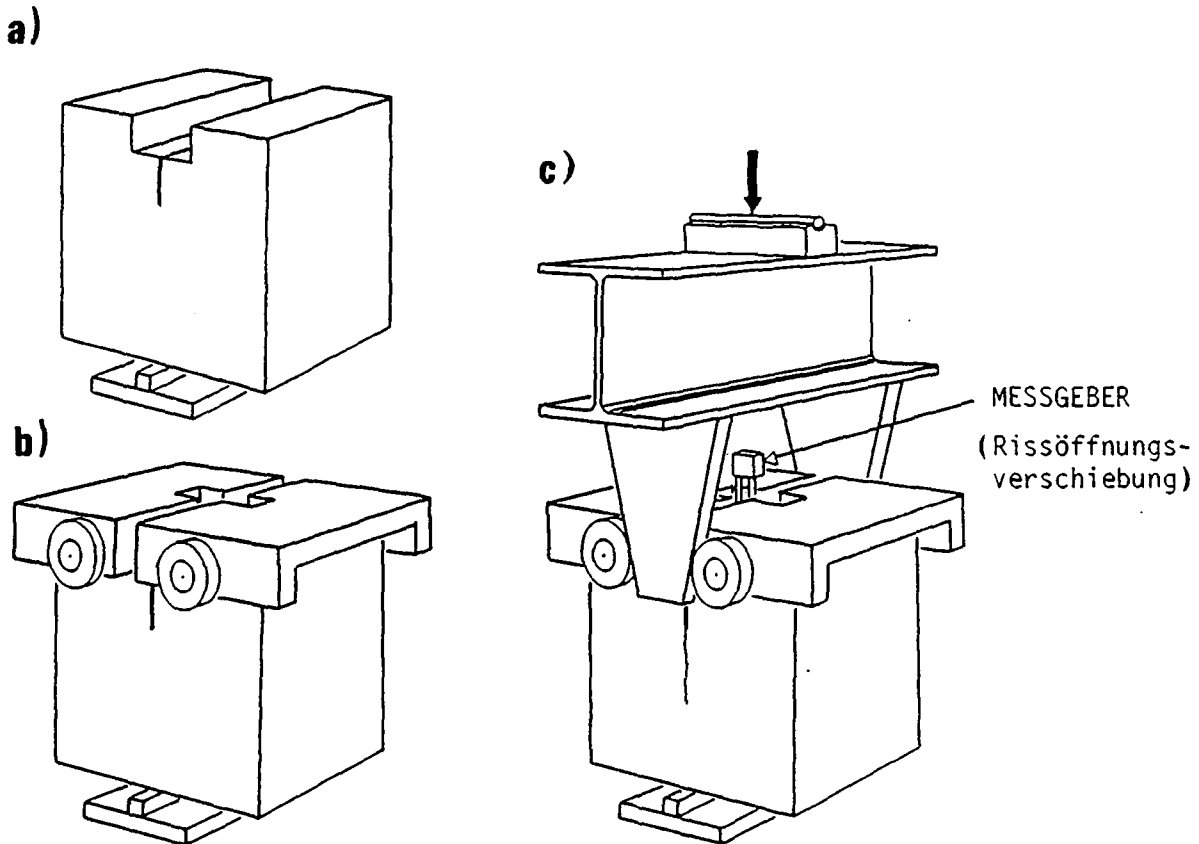


BILD 3.7: Aufbau des Keilspaltversuches:
a) Probekörper auf dem Linienlager
b) Auflegen der Lasteinleitungsvorrichtungen
c) Einfahren der Keile und Durchführung des Versuches.

In einer servo-hydraulischen Prüfmaschine wird der Versuch über die Rissöffnungsverschiebung kontrolliert. Dabei wird die Rissöffnungsverschiebung mit einem Wegaufnehmer oder einem induktiven Geber gemessen. Dieser

Wegaufnehmer sollte in der Rinne auf gleicher Höhe wie die wirkende Kraft, d.h. auf der Höhe der Kugellagerachsen, fixiert sein. Der Keilspaltversuch kann unter gewissen Bedingungen auch in einer herkömmlichen Prüfmaschine mit konstanter Traversen- oder Kolbenwegverschiebung stabil durchgeführt werden (Abschnitt 3.4).

Während des Versuches wird die Last (vertikale Kraftkomponente) sowie die Rissöffnungsverschiebung gemessen. Der Bruchquerschnitt ist - ähnlich wie bei der Kompakt-Zugprobe - durch ein Biegemoment und eine Zugkraft beansprucht. Unter Annahme der linear-elastischen Biegetheorie kann bei Vernachlässigung des Momentenanteiles infolge der vertikalen Kraftkomponente die Zugspannung σ_t im Kerbgrund mit den Bezeichnungen in Bild 3.8 abgeschätzt werden mit:

$$\sigma_t = \frac{F_S \cdot y}{W} + \frac{F_S}{A_{lig}} \quad (3.2)$$

mit W: Widerstandsmoment

Die Spaltkraft F_S ist dabei die horizontale Komponente der auf die Kugellager wirkenden Kraft und wird aus der vertikalen Kraftkomponente F_V berechnet:

$$F_S = F_V / 2 \cdot \tan \alpha \quad (3.3)$$

mit α : Keilwinkel gemäss Bild 3.8a

Die Reibungskraft im Kugellager wird somit vernachlässigt. (Die Rollreibung der verwendeten Kugellager ist gemäss Angaben des Herstellers kleiner als 1% der auf die Kugellager wirkenden Kraft.)

Bemerkung:

1) Als Keilwinkel wurde in der Regel ein Winkel von 15° verwendet. (Bei einem zu kleinen Keilwinkel ($\alpha < 5^\circ$) klemmen sich die Keile zwischen den Kugellagern ein.)

2) Die vertikale Kraftkomponente erzeugt im Probekörper Druckspannungen, die an sich unerwünscht sind, weil sie unter Umständen zu Schädigungen im Werkstoff führen können. Die grössten örtlichen Druckspannungen treten im Bereich des Auflagers auf. Ein Spaltwürfel aus Beton mit einer Kantenlänge von 20 cm und einer Ligamentlänge von 13 cm erreicht eine maximale Spaltkraft von höchstens 15 kN. Dies ergibt örtliche Druckspannungen von maximal 4 N/mm^2 bei einem Keilwinkel von 15° und einer Auflagerbreite von 10 mm. Diese Druckspannungen sind klein im Vergleich zur Druckfestigkeit und werden somit bei der Interpretation der Versuchsergebnisse nicht beachtet.

Das System des Versuchsaufbaus ist statisch bestimmt: Das Stahlprofil arbeitet als einfacher Balken. Die Last wird zu gleichen Teilen an die Keile übertragen, welche ihrerseits jedes Kugellager gleich belasten (Bild 3.8). Falls bei einer ausgesägten Rinne die Rinnenseitenflächen nicht exakt parallel zueinander stehen sollten, vermag das System dies durch ein leichtes Drehen der Traverse auszugleichen. Dabei ändert die Krafteinleitung nicht. Ausserdem kann wegen der kreuzweisen Anordnung des oberen und unteren Linienlagers die Versuchseinrichtung nicht kippen (Bild 3.8). Der Versuchsaufbau ist somit mechanisch stabil.

Die Belastungsvorrichtung und die Traverse mit den Keilen sind ausserdem derart konstruiert worden, dass Anpassungen für Probekörper verschiedener Dicken ($d=5, 10, 20$ oder 30 cm) leicht möglich sind.

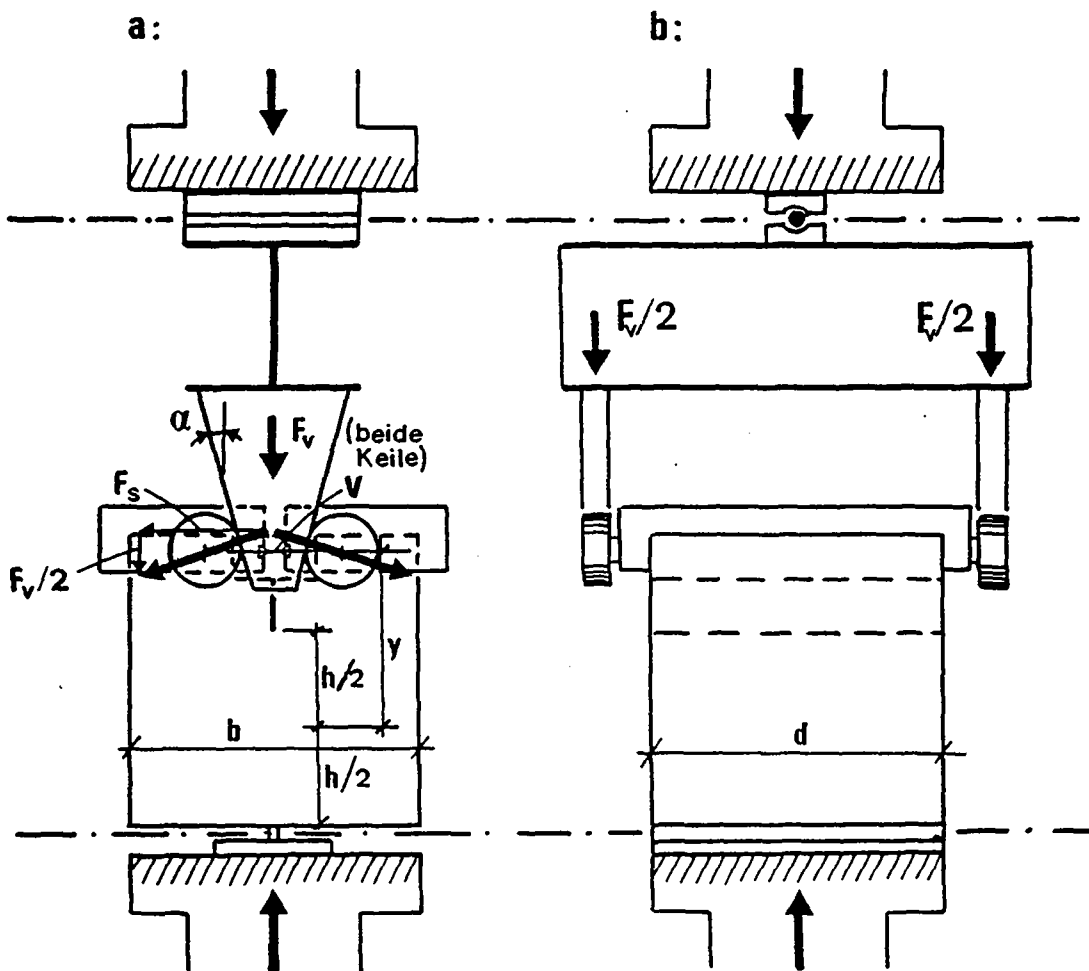


BILD 3.8: Kräfteverlauf in der Versuchsvorrichtung
 a) frontale Ansicht
 b) Seitenansicht

Das Ziel der Versuchsmethode ist, diejenige Energie zu messen, die bei der kontrollierten Spaltung des Probekörpers verbraucht wird. Die Bruchenergie wird als Fläche unter der Spaltkraft F_s - Rissöffnungsverschiebungs v - Kurve erhalten. Dieser Wert, dividiert durch die auf die Ebene projizierte Bruchfläche A_{ijg} (Ligamentlänge h mal Probekörperdicke d), wird als spezifische Bruchenergie G_f betrachtet. Das Entfestigungs-Diagramm muss wiederum mit Hilfe einer entsprechenden FE-Rechnung aus der gemessenen F_s - v -Kurve ermittelt werden (Kap. 4.2).

Bemerkung:

Die Bruchenergie könnte auch als Fläche unter dem Vertikalkraft F_v - (vertikale) Kolbenverschiebung u - Diagramm erhalten werden. Die so ermittelte Bruchenergie ist jedoch grösser als jene aus der F_s - v -Kurve. Dieser Unterschied kann wie folgt erklärt werden: Die Kolbenverschiebung u enthält neben der Probekörperverformung auch die "bleibenden" Verschiebungen der Stahlteile des Versuchsaufbaus; d.h. die Lasteinleitungsvorrichtungen werden während der Belastung in die kräftemässig günstigste Lage verschoben. Daraus lässt sich feststellen, dass zur Ermittlung der Bruchenergie von Beton grundsätzlich immer eine Verformungsgrösse verwendet werden sollte, die auf dem Probekörper gemessen wird.

3.2.4.2 Probekörperformen

Die Form der Spaltprobekörper ist durch die Rinne und die Kerbe gekennzeichnet. Beide Einkerbungen können entweder mit einer entsprechenden Schalung ausgespart oder aber ausgesägt werden. Im Rahmen der Versuche, die in dieser Arbeit diskutiert werden, wurden vier verschiedene Probekörperformen mit unterschiedlichen Abmessungen hergestellt und geprüft.

Der Spaltwürfel (Form A, Bild 3.9) eignet sich als Probekörperform für frisch gegossenen Beton und kann in üblichen Schalungen hergestellt werden. Für Bohrkerne, wie sie beispielsweise den Staumauern entnommen werden, sind die Probekörperformen B und C vorgesehen. Bei der Probekörperform C muss entweder eine äussere Bewehrung (Bild 5.6) angebracht oder dann aber eine relativ lange Kerbe eingesägt werden, damit es zu keinem Schubbruch der Probekörperkragarme kommt. Dies ist der wichtigste Nachteil dieser Probekörperform. Bei der Probekörperform D handelt es sich um einen vorgängig in Längsrichtung geprüften Zylinderteil (einachsiger Zugversuch), an dem nachträglich noch die Bruchenergie bestimmt wurde (siehe Kap. 5.2.5). An sich sind Probekörperformen denkbar, die aus beliebigen Beton- oder Felsblöcken hergestellt werden können. Dazu müssten einzig zwei planparallele Flächen geschliffen und die Rinne mit der Kerbe eingesägt werden.

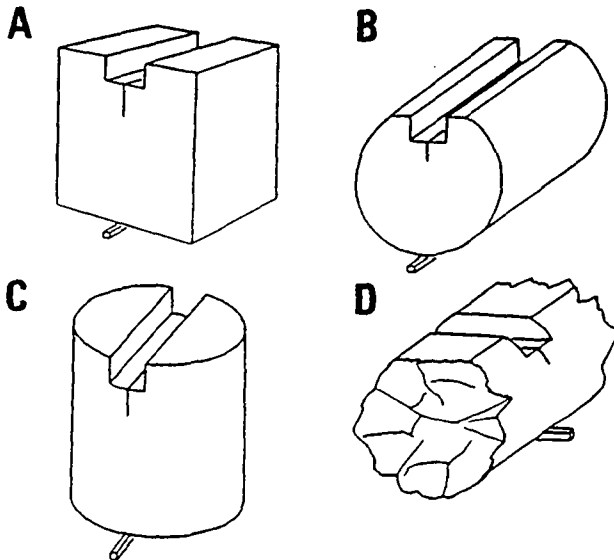


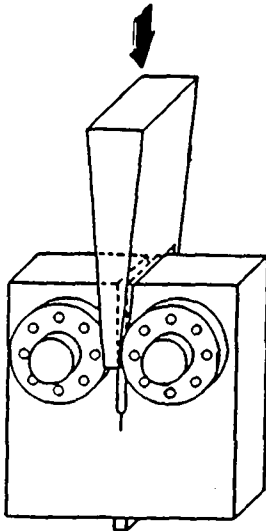
BILD 3.9: Probekörperformen für den Keilspaltversuch (Formen A-C: nach [3.17]).

3.2.4.3 Bisherige Spaltversuche

Spaltversuche für Betonprobekörper wurden in der Literatur bereits verschiedentlich veröffentlicht. Pak & Trapeznikov [3.15] berichten über Versuche an zylindrischen Spaltprobekörpern, ohne jedoch die Versuchsmethode zu beschreiben. Hillemeier & Hilsdorf [3.16] führten Spaltversuche an keilbelasteten Kompakt-Zugproben durch, um Bruchzähigkeitswerte zu bestimmen (Bild 3.10a). Sie stellten fest, dass der Gebrauch von Kugellagern die Genauigkeit und Reproduzierbarkeit der erhaltenen Versuchsergebnisse deutlich verbesserten. Der Keilspaltversuch von Linsbauer & Tschegg [3.17, 3.18] zur Bestimmung der Bruchenergie verwendet einen massiven Keil als Lasteinleitungs-vorrichtung (Bild 3.10b). Ein grosser Nachteil dieses Spaltversuches dürften die Reibungskräfte zwischen dem Keil und den in die Rinne gelegten Stahlteilen sein.

Der in diesem Kapitel vorgeschlagene Keilspaltversuch geht auf den von Linsbauer & Tschegg entwickelten Versuch zurück, indem die Probekörperform und das Versuchsprinzip verwendet wird. Der Probekörper wird jedoch mit einer neuentwickelten Lasteinleitungsvorrichtung, die auf dem von Hillemeier & Hilsdorf verwendeten Prinzip mit Keil und Kugellager beruht, gespalten.

a) Hillemeier & Hilsdorf [3.16]



b) Linsbauer & Tschegg [3.17]

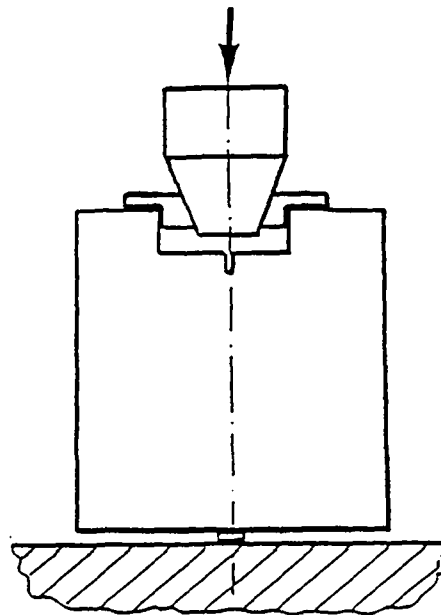


BILD 3.10: Bisherige Spaltversuche

3.3 ERMITTLUNG DER SPEZIFISCHEN BRUCHENERGIE MIT VERSCHIEDENEN VERSUCHSMETHODEN UND PROBEKÖRPERFORMEN

Im vorhergehenden Abschnitt wurden vier Versuchsmethoden zur Ermittlung der spezifischen Bruchenergie beschrieben. Es lässt sich nun fragen, ob die Versuchsmethoden gleiche Resultate liefern. Diese Frage wird anhand von vier Versuchsserien beantwortet, bei denen neben den Versuchsmethoden auch unterschiedliche Probekörperformen verglichen wurden. Die Probekörperabmessungen und die Eigenschaften des jeweils verwendeten Betons sind aus den Tabellen 3.1 und 3.2 ersichtlich. Folgende Versuchsserien wurden durchgeführt:

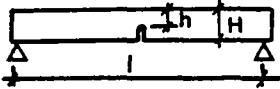
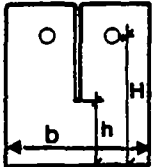
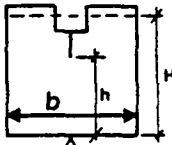
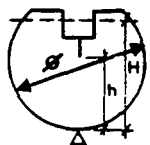
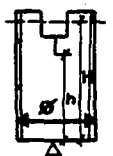
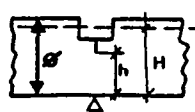
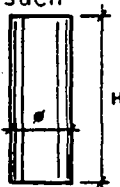
Serie 1: In einer Semesterarbeit [3.19] wurde die Aufgabe gestellt, den Drei-Punkt-Biegeversuch mit dem Keilspaltversuch zu vergleichen. Dazu wurden sechs Biegebalken und fünf Spaltwürfel in einer Betonierserie hergestellt.

Serie 2: In dieser Serie wurden Drei-Punkt-Biegeversuche, Kompakt-Zugversuche sowie Keilspaltversuche durchgeführt, wobei eine geringfügig andere Betonmischung als in Serie 1 verwendet wurde.

Serie 3: Im Rahmen einer Arbeit für die RILEM-Kommission TC-89 wurden zwei unterschiedliche Spaltprobekörperformen, nämlich der Würfel (Form A, Bild 3.9) und der liegende Zylinder (Form B), geprüft.

Serie 4: Die G_f -Werte, welche mit drei unterschiedlichen Spaltprobekörpern erhalten wurden, werden mit dem G_f -Wert aus dem einachsigen Zugversuch verglichen. Der untersuchte Beton ist ein Staumauerbeton.

TABELLE 3.1: Abmessungen der Probekörper in mm

PROBEKÖRPER	SERIE 1	SERIE 2	SERIE 3	SERIE 4
<p>Drei-Punkt-Biegeversuch</p>  <p>Dicke: d</p>	<p>$l = 800$ $h = 50$ $H = 100$ $d = 100$</p>	<p>$l = 800/1130$ $h = 50/100$ $H = 100/200$ $d = 100/100$</p>		
<p>Kompakt-Zugversuch</p>  <p>Dicke: d</p>		<p>$H = 600/300$ $h = 300/150$ $b = 720/360$ $d = 120/120$</p>		
<p>Keilspaltversuch</p> <p>A:</p>  <p>Dicke: d</p> <p>B:</p>  <p>C:</p>  <p>D:</p> 	<p>$H = 188$ $h = 130$ $b = 200$ $d = 200$</p>	<p>$H = 188$ $h = 130$ $b = 200$ $d = 200$</p>	<p>$H = 188$ $h = 130$ $b = 200$ $d = 200$</p>	<p>$\emptyset = 160$ $h = 65$ $H = 109$ $d = 200$</p>
<p>Einachsiger Zugversuch (ohne Kerbe)</p> 				<p>$H = 600$ $\emptyset = 200$</p>

Bei allen vier Versuchsserien wurde die spezifische Bruchenergie G_f gemäss den im Abschnitt 3.2 beschriebenen Verfahren ermittelt. Die Durchschnittswerte aus mindestens vier Versuchen sind in Tabelle 3.3 aufgeführt.

TABELLE 3.2: Eigenschaften der verwendeten Betonarten

	SERIE 1	SERIE 2	SERIE 3	SERIE 4
Zement [kg/m ³]	325	350	400	250
W/Z-Wert	0.5	0.43	0.48	0.5
Zuschlagstoffe:				
Herkunft	Rhoneta1	Rhoneta1	Seine (F)	Solis
Granulometrie	0/16	0/16	0/12	0/80
Grösstkorn [mm]	16	16	12	80
Zugfestigkeit [N/mm ²]	-	-	4.4 ¹⁾	2.4 ²⁾
E-Modul [N/mm ²]	26'350	32'400	36'000	36'400
Druckfestigkeit fcc [N/mm ²]	31	45	55	39

1) Querzug-Versuch, 2) einachsiger Zugversuch.

TABELLE 3.3: Gemessene spezifische Bruchenergie-Werte G_f [N/m]

	SERIE 1	SERIE 2	SERIE 3	SERIE 4
Drei-Punkt-Biegeversuch	100	111/116		
Kompakt-Zugversuch		125/162		
Keilspaltversuch:				
A: Würfel	112	125	76	
B: "liegender" Zylinder			68	174
C: "stehender" Zylinder				269
Form D				165
Einfacher Zug				160

Aus Tabelle 3.3 geht hervor, dass die Werte für die spezifische Bruchenergie je nach Versuchsmethode und Probekörperform variieren. Werden jedoch die G_f -Werte in Funktion zur Ligamentlänge aufgetragen, so können folgende Feststellungen gemacht werden (Bild 3.11):

- Mit zunehmender Ligamentlänge nehmen die G_f -Werte zu.
- Die G_f -Werte hängen von der Betonart ab.
- Die Feststellungen gelten unabhängig davon, welche der Versuchsmethoden und Probekörperformen miteinander verglichen werden.
- In Serie 4 sind die G_f -Werte der Probekörper mit kurzer Ligamentlänge nur wenig grösser als der G_f -Wert aus dem einfachen Zug.

Für den Moment kann folgender Schluss gezogen werden: Bei gleicher Betonart und Ligamentlänge liefern alle Versuchsmethoden und Probekörperformen gleiche G_f -Werte. Die eigentlichen Einflussgrössen auf die spezifische Bruchenergie sind die Betonart und die Ligamentlänge.

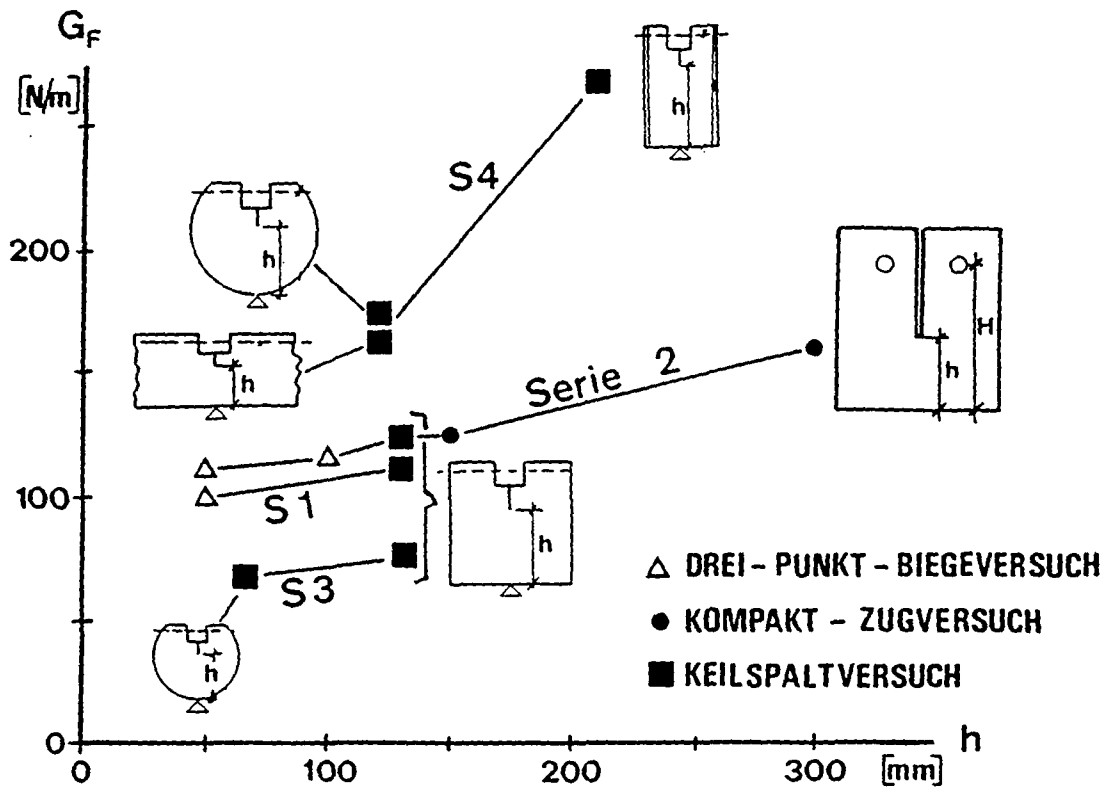


BILD 3.11: Spezifische Bruchenergie G_F in Abhängigkeit der Ligamentlänge h der verschiedenen Probekörperformen und Versuchsmethoden.

3.4 BEDEUTUNG DES KONTROLLPARAMETERS BEI DER DURCHFÜHRUNG STABILER BRUCHVERSUCHE

3.4.1 Problemstellung

Bei der Durchführung eines Versuches wird entweder eine Verschiebung (Traversen- oder Kolbenweg), eine Kraft im Probekörper oder eine Probekörperverformung in Funktion der Zeit verändert. Ein Versuch wird also unter genau bekannten Bedingungen gesteuert. Die Wahl einer dieser drei Kontrollgrößen (Weg, Kraft, Verformung) hängt fürs erste von den technischen Möglichkeiten der Prüfmaschine ab. Grundsätzlich können zwei Arten von Prüfmaschinen unterschieden werden:

- die "herkömmliche" hydraulische oder elektrische Prüfmaschine mit manuell und/oder automatisch steuerbarer Kolben- oder Traversenverschiebung (Bild 3.12), sowie
- die "moderne" Generation der servo-hydraulischen Prüfmaschinen mit den drei Möglichkeiten der Weg-, Kraft- oder Verformungssteuerung. Bei servo-hydraulischen Prüfmaschinen wird die gemessene Steuergröße (Ist-Wert) mit dem beispielsweise von einem Funktionsgenerator vorgegebenen Wert (Soll-Wert) verglichen und die Kolbenposition entsprechend der Differenz zwischen dem Ist- und dem Soll-Wert korrigiert (Bild 3.13).



BILD 3.12: Elektrische Prüfmaschine mit der Traversenverschiebung als Kontrollparameter. (Abgebildet ist ein Keilspaltversuch mit einem Probekörper aus Gasbeton.)

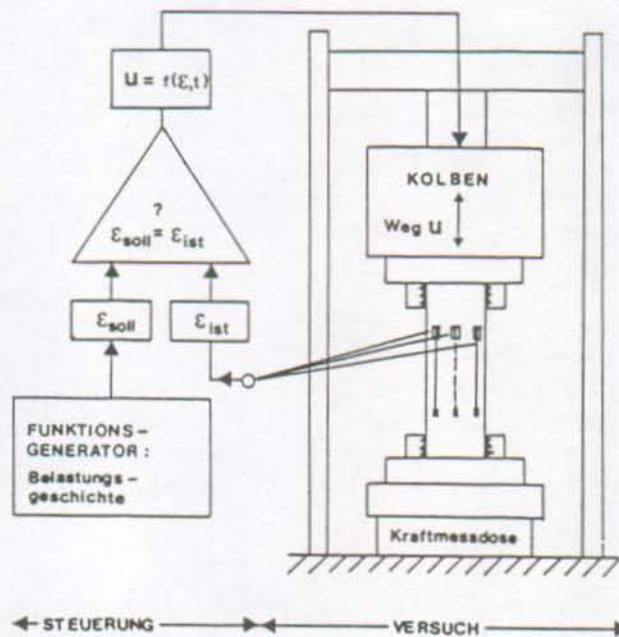


BILD 3.13: Schematische Darstellung der Arbeitsweise einer servo-hydraulischen Prüfmaschine mit der Probekörperlängsdehnung als Kontrollgröße.

Die Durchführung stabiler Bruchversuche hängt von der Wahl des richtigen Kontrollparameters ab. Wird der "falsche" Kontrollparameter gewählt, so kann es je nach Versuchsmethode und Werkstoff zu einem instabilen Versuch kommen, der sich durch einen spontanen Probekörperbruch nach Ueberschreiten der Maximal-

kraft äussert. Aufgrund eines instabilen Versuches darf nicht auf ein "sprödes" Materialverhalten geschlossen werden. Vielmehr müssen bei der Versuchsinterpretation die Wechselbeziehungen zwischen dem zu prüfenden Werkstoff, der Versuchsmethode, dem Kontrollparameter und der Prüfmaschine beachtet werden.

Erstaunlicherweise wird in der Literatur nur wenig über dieses Thema berichtet. Petersson [3.20] untersuchte die Stabilität des weggesteuerten Drei-Punkt-Biegeversuches. Er geht von der Ueberlegung aus, dass der Rissbereich die elastische Energiemenge, die vom Biegebalken und von der Prüfmaschine nach Ueberschreiten der Maximalkraft freigegeben wird, aufzunehmen hat. Dies führt zur Bedingung, wonach die Steifigkeit der Versuchsmaschine grösser sein muss als die steilste Steigung des abfallenden Astes im Kraft-Durchbiegungs-Diagramm.

Rokugo et al. [3.21] diskutieren instabile Brüche und deren Zusammenhang mit der Kontrollmethode. Sie schlagen ein neues System vor, bei dem das Differentialsignal zwischen dem Kraft- und dem Wegsignal als Kontrollgrösse verwendet wird. Mit diesem Signal gelang es, Versuche, die einen abfallenden Ast mit positiver Steigung aufweisen, zu kontrollieren und die vollständige Kraft-Verformungs-Kurve aufzunehmen.

Notter [3.1] stellte bei einachsigen, dehnungsgesteuerten Zugversuchen fest, dass bei Erreichen der Maximallast in der Prüfmaschine bis zu zehn Mal mehr Verformungsenergie gespeichert war als im Probekörper selbst. Dies führte zum Spontanbruch dieser Probekörper unmittelbar nach Erreichen der Maximallast.

3.4.2 Wahl des richtigen Kontrollparameters

Die Bedeutung des richtigen Kontrollparameters kann durch die folgenden zwei Keilspaltversuchsserien dargestellt werden:

Beide Versuchsserien wurden mit Spaltwürfeln einer Kantenlänge von 20 cm durchgeführt. Jedoch waren die Ligamentlängen verschieden: Die Probekörper der Serie T130 wiesen eine Ligamentlänge von 130 mm auf, während die Ligamentlänge der Würfel der Serie T70 70 mm betrug. Alle Probekörper wurden aus gleichem Beton hergestellt und in der gleichen servo-hydraulischen Prüfmaschine mit der Rissöffnungsverschiebung als Kontrollparameter stabil gebrochen. Während der Versuche wurden nicht nur die zur Ermittlung der spezifischen Bruchenergie nötigen Kraft- und Rissöffnungswerte, sondern auch der Kolbenweg aufgenommen. Daraus resultierten zwei Kurven, nämlich:

- eine Spaltkraft F_S - Rissöffnungsverschiebungs v - Kurve, sowie
- eine Vertikalkraft F_V - Kolbenweg u - Kurve.

Diese Kurven, als Mittelkurven aus je fünf Versuchen ermittelt, sind in Bild 3.14 dargestellt. Während die F_S - v -Kurven (Bild 3.14a) qualitativ gleiche Formen aufweisen, fällt auf, dass die F_V - u -Kurven (Bild 3.14b) abfallende Aeste mit unterschiedlichen Steigungen haben: Die Mittelkurve der Serie T130 besitzt nach der Maximalkraft eine positive Steigung.

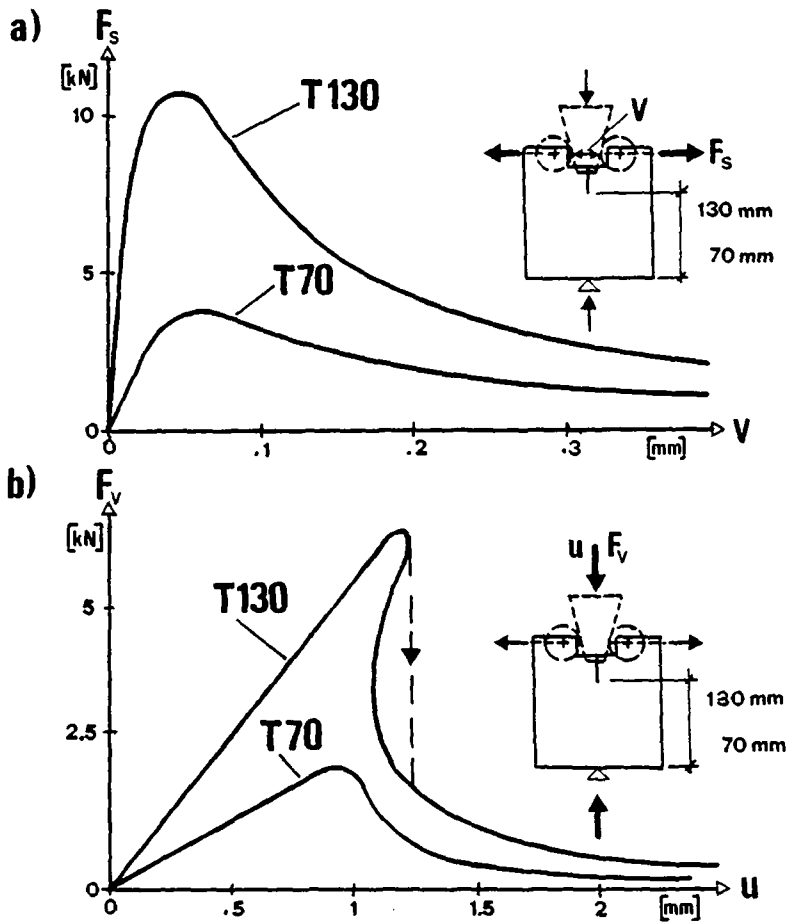


BILD 3.14: Keilspaltversuche an Spaltwürfeln unterschiedlicher Ligamentlängen:
 a) Spaltkraft-Rissöffnungsverschiebungs-Kurven
 b) Vertikalkraft-Kolbenweg-Kurven

Dieser Unterschied kann wie folgt erklärt werden: Bei den Versuchen mit den "weichen" Probekörpern T70 wird verhältnismässig wenig elastische Energie in der Versuchsvorrichtung, im Rahmen der Prüfmaschine sowie im Probekörper gespeichert. Diese gespeicherte, elastische Energie wird bei Erreichen der Maximalkraft frei und wird zur Erzeugung von Bruchfläche im Probekörper verbraucht. Bei Erreichen der Maximalkraft ist die reversible Energie kleiner als die Bruchenergie ($W_f = G_f \cdot A_{lig}$), welche notwendig ist, um den Probekörper zu brechen. Damit es zu einem Rissfortschritt kommt, muss dem Probekörper nach Ueberschreiten der Maximalkraft zusätzliche Energie zugeführt werden; der Kolben wird weiter in gleicher Richtung fortbewegt. Jedoch ist nun die Kolbenverschiebungsrates kleiner als beim ansteigenden Ast, d.h. nur noch wenig Energie muss dem System zugeführt werden, weil die bereits gespeicherte, elastische Energie jetzt frei wird und beim Risswachstum verbraucht wird.

Bei den Versuchen T130 ist bei Erreichen der maximalen Spaltkraft die in der Versuchseinrichtung, in der Prüfmaschine und im Probekörper gespeicherte, elastische Energie grösser als bei den Versuchen T70; sie ist bei diesem Punkt gar grösser als die Bruchenergie. (Das Widerstandsmoment des Bruchquerschnittes nimmt im Quadrat des Verhältnisses der beiden Ligamentlängen zu, während die Bruchfläche nur linear anwächst.) Damit nun ein kontrollierter Spaltvorgang stattfinden kann, muss ein Teil der gespeicherten, elastischen Energie anders als über die Erzeugung der Bruchfläche abgebaut werden. Der Kolben bewegt sich

rückwärts und nimmt so Energie aus dem System. Diese Rückwärtsbewegung des Kolbens ist möglich, weil der Versuch über die Rissöffnung verformungsgesteuert ist; die Maschine muss also die "gewünschte" Verformung (Rissöffnung) des Probekörpers durch entsprechende Kolbenbewegungen (Bild 3.13) realisieren. Nach einem bestimmten Rissfortschritt ist die im Versuchssystem noch gespeicherte, elastische Energie kleiner als die Energie, die zur Erzeugung der noch verbleibenden, ungebrochenen Bruchfläche aufgewendet werden muss; der Kolben ändert deshalb wieder seine Bewegungsrichtung und führt - wie bei der Serie T70 - dem System wieder Energie zu.

Aus Bild 3.14b geht hervor, dass die Versuche der Serie T130 bei Wegsteuerung (stetig zunehmender Weg) spontan gebrochen wären; d.h. nach Erreichen der Maximalkraft hätte es einen "instabilen Fall" auf den unteren Ast der F_V - u -Kurve (gestrichelte Linie) gegeben. Dank der richtigen Wahl, den Versuch über die Rissöffnung zu kontrollieren, konnten die Versuche T130 stabil durchgeführt werden.

Bemerkung:

Der Einfluss der Materialkenngrößen und der Probekörpergeometrie auf das Kraft-Durchbiegungs-Diagramm im Drei-Punkt-Biegeversuch wurde von Carpinteri [3.22] numerisch untersucht. Dabei konnte er für "extrem spröde" Werkstoffe (hohe Zugfestigkeit bei kleiner Bruchenergie) und Probekörper mit grossen Ligamentlängen einen abfallenden Ast mit positiver Steigung berechnen. Diese Ergebnisse stimmen mit den experimentellen Beobachtungen überein.

Zur Rekapitulation der soeben diskutierten Serien T70 und T130 wird das folgende Gedankenexperiment durchgeführt:

Mit einer herkömmlichen Prüfmaschine (Bild 3.12) werden bei konstanter Traversengeschwindigkeit Keilspaltversuche durchgeführt (Bild 3.15). Dabei wird die vertikale Kraft F_V wie in Bild 3.14b in Funktion des Traversenweges u aufgezeichnet. Für einen ersten Probekörper mit einer kleinen Ligamentlänge h verläuft der Bruchversuch stabil; d.h. nach Ueberschreiten der maximalen Spaltkraft kann ein relativ flacher abfallender Ast (mit einer stark negativen Steigung) aufgenommen werden (Kurve 1).

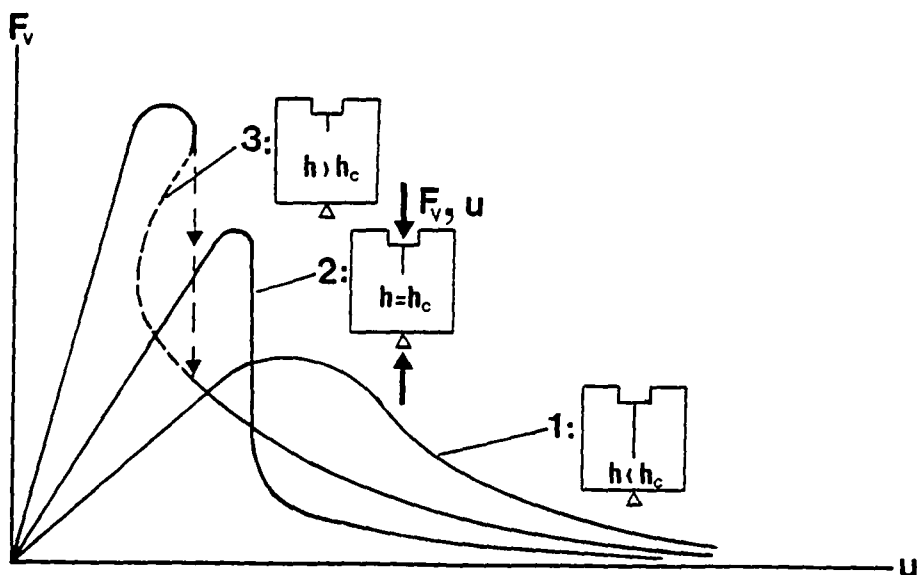


BILD 3.15: Gedankenexperiment: Einfluss der Ligamentlänge auf die Kraft-Weg-Kurve und die Stabilität von Keilspaltversuchen.

Die nachfolgenden Probekörper sollen ständig grössere Ligamentlängen aufweisen, wobei alle anderen Probekörperabmessungen gleich bleiben. Die aufgezeichneten Kurven zeigen, dass mit anwachsender Ligamentlänge die maximale Spaltkraft zunimmt und die abfallenden Aeste immer steiler abfallen. Alle Versuche sind stabil; jedoch erfolgt mit zunehmender Ligamentlänge der Spaltvorgang (respektive die Rissöffnung) immer schneller. Bei einer bestimmten Ligamentlänge h_c fällt der abfallende Ast vertikal ab. Der Bruchversuch läuft "labil" ab (Kurve 2).

Für Ligamentlängen grösser als h_c erfolgen nur noch instabile Brüche; d.h. nach Ueberschreiten der Maximalkraft bricht der Probekörper plötzlich (Kurve 3). Ein Teil des abfallenden Astes kann nicht aufgezeichnet werden; er hätte eine positive Steigung. Je grösser die Ligamentlänge im Vergleich zu h_c ist, desto brücker ("spröder") erfolgt der Spontanbruch.

3.4.3 Bedingung für einen stabilen Bruchversuch

In diesem Abschnitt werden Bedingungen für stabile Bruchversuche hergeleitet, die auf einer vereinfachten Energiegleichgewichts-Betrachtung beruhen. Mit diesen Stabilitätsbedingungen sollen die Grössenordnungen erfasst und die Wechselwirkungen zwischen dem zu prüfenden Werkstoff, der Prüfmaschine und der Versuchsmethode anschaulich aufgezeigt werden. Ausserdem sollen diese Stabilitätsbedingungen bei der Planung von stabilen Bruchversuchen als Beurteilungsgrundlagen dienen können.

Bei der Durchführung eines Bruchversuches wird - wie vorhin geschildert - nicht nur der Probekörper, sondern auch die Versuchsvorrichtung und die Prüfmaschine verformt (Bild 3.16). Die Prüfmaschine, die für die weiteren Betrachtungen in diesem Abschnitt auch die Versuchsvorrichtung miteinbeziehen soll, und der Probekörper bilden ein geschlossenes System. Mit zunehmender "Belastung", also vor Erreichen der Maximallast (Traglast) des Probekörpers, wird elastische, reversible Energie sowohl im Probekörper als auch in der Prüfmaschine gespeichert. Diese Energiemenge hängt von der Probekörper- sowie von der Maschinensteifigkeit ab. Nach Erreichen der Traglast des Probekörpers wird diese elastische Energie zur Erzeugung von Bruchfläche frei. Je nachdem wie der Versuch kontrolliert wird, kann die freiwerdende elastische Energie - wie im vorhergehenden Abschnitt gezeigt - zu einem Spontanbruch des Probekörpers führen. Instabile Brüche sind aber zu vermeiden, weil nur ein unvollständiger,

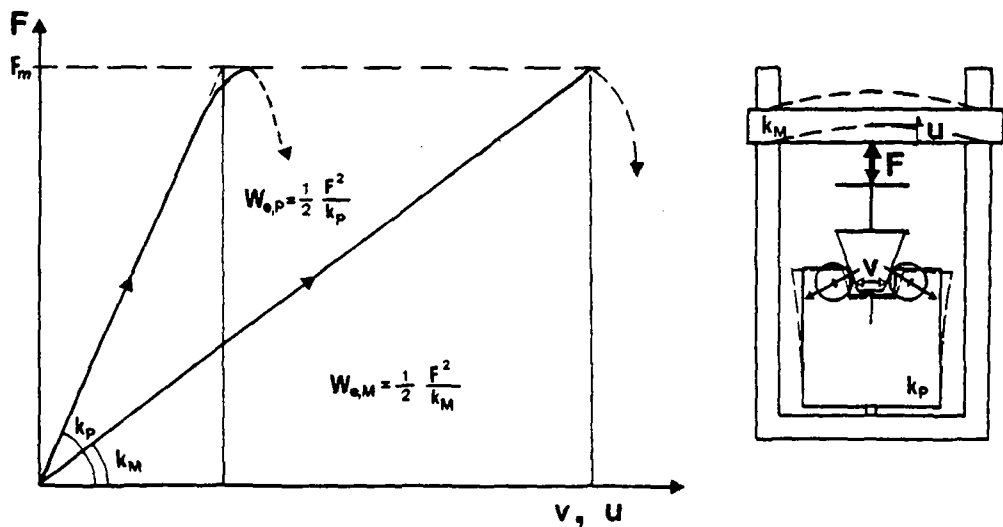


BILD 3.16: Probekörper und Prüfmaschine (inklusive Versuchsvorrichtung) werden verformt.

abfallender Ast im Kraft-Verformungs-Diagramm aufgenommen werden kann und folglich die spezifische Bruchenergie und das Entfestigungs-Diagramm nicht ermittelt werden können.

Die Durchführung eines stabilen Bruchversuches hängt von der Probekörpergeometrie bzw. -steifigkeit, der Prüfmaschinensteifigkeit, den Eigenschaften des zu prüfenden Werkstoffes sowie vom Kontrollparameter ab. Dabei ist der Kontrollparameter die wichtigste Einflussgrösse:

- Ein kraftgesteuerter Versuch kann nur bis zur Traglast des Probekörpers kontrolliert werden. Danach kann keine weitere Last mehr aufgebracht werden. Der Versuch kann nicht mehr kontrolliert werden; der Probekörper bricht instabil.
- Im weggesteuerten Versuch wird die Bewegung des Kolbens (oder der Traverse) kontrolliert. Der Probekörper wird in Funktion dieser Verschiebung verformt. Probekörper und Prüfmaschine stehen in Wechselbeziehung und bilden das Versuchssystem. Erreicht nun der Probekörper die Traglast, wird die im Versuchssystem gespeicherte Energie frei (Pfeilbogenprinzip). Ist diese reversible Energie grösser als die Bruchenergie W_f , kommt es zum instabilen Rissfortschritt. Der Bruchversuch ist stabil, falls die reversible Energie kleiner ist als die Bruchenergie. In diesem Fall muss dem Probekörper durch eine weiter zunehmende Kolbenbewegung zusätzliche Energie zugeführt werden.
- Im verformungsgesteuerten Versuch besteht das Versuchssystem nur aus dem Probekörper. Die servo-hydraulische Prüfmaschine "muss" durch entsprechende Kolbenbewegungen (Bild 3.13) den Probekörper gemäss dem "gewünschten" Verformungs-Zeit-Verlauf verformen; sie regelt dabei die in ihr gespeicherte, elastische Energie, ohne dass dabei der Probekörper betroffen wird. Damit ein stabiler Bruchvorgang stattfinden kann, muss somit bei Maximalkraft die Bruchenergie grösser sein als die im Versuchssystem (Probekörper) gespeicherte, elastische Energiemenge.

Die Kraftsteuerung führt folglich immer zu instabilen Probekörperbrüchen und wird deshalb für weitere Ueberlegungen ausser Betracht gelassen. Der Kolbenweg und die Probekörperverformung als Kontrollparameter ermöglichen hingegen stabile Bruchversuche. Die Bedingung für einen stabilen Versuch kann aufgrund der vorhergehenden Ausführungen wie folgt formuliert werden:

"Ein Bruchversuch ist stabil, wenn bei Erreichen der Traglast des Probekörpers die reversible Energie im Versuchssystem kleiner ist als die Bruchenergie."

Bemerkung:

Der Anschaulichkeit wegen wird hier das Energiegleichgewicht bewusst nur in einem Punkt - nämlich bei Maximallast (Traglast) - betrachtet. Es wird also angenommen, dass die Instabilität nur bei Erreichen der Maximallast auftreten kann und das Energiegleichgewicht bei den verschiedenen Stadien des abfallenden Astes nicht betrachtet werden muss.

Die Stabilitätsbedingung, die für jeden beliebigen Moment des Bruchversuches gültig ist, beruht darauf, dass der totale Energiekonsum im Versuchssystem und im Probekörper für eine kleine Verformungszunahme immer grösser als Null sein muss; d.h. die Ableitung des mathematischen Ausdruckes für die im Versuchssystem und im Probekörper vorhandene, bzw. konsumierte Energie nach der beim Versuch kontrollierten Grösse (Weg oder Verformung) muss immer positiv sein. Diese Stabilitätsbedingung wird für den Drei-Punkt-Biegeversuch von Petersson in [3.20] hergeleitet.

Für die Planung und Beurteilung von Bruchversuchen kann die oben formulierte Bedingung quantitativ folgendermassen ausgedrückt werden:
Die in der Prüfmaschine gespeicherte elastische Energie $W_{e,M}$ beträgt bei Erreichen der Maximalkraft F_m (Bild 3.16):

$$W_{e,M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_m^2}{k_M} \quad (3.4)$$

mit k_M : Maschinensteifigkeit

Für die elastische Energie $W_{e,P}$ im Probekörper erhält man bei Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens:

$$W_{e,P} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_m^2}{k_P} \quad (3.5)$$

mit k_P : Probekörpersteifigkeit

Im weggesteuerten Versuch besteht das Versuchssystem aus der Prüfmaschine und dem Probekörper. Die reversible Energie W_e im Versuchssystem beträgt somit:

$$W_e = W_{e,M} + W_{e,P} = \frac{1}{2} F_m^2 \cdot \left(\frac{1}{k_M} + \frac{1}{k_P} \right) = \frac{1}{2} F_m^2 \cdot \frac{1}{k_P} \cdot \left(\frac{k_P}{k_M} + 1 \right) \quad (3.6)$$

Wird der Versuch über eine Verformung des Probekörpers kontrolliert, so lautet die im Versuchssystem vorhandene, reversible Energie bei Erreichen der Traglast des Probekörpers:

$$W_e = W_{e,P} = \frac{1}{2} F_m^2 \cdot \frac{1}{k_P} \quad (3.7)$$

Die Bruchenergie W_f - also diejenige Energiemenge, die zum Bruch des Probekörpers aufgewendet werden muss - beträgt:

$$W_f = G_f \cdot A_{1ig} \quad (3.8)$$

Damit der Bruchversuch stabil ist, muss bei Erreichen der Maximalkraft folgende Bedingung erfüllt sein:

$$W_f > W_e \quad (3.9)$$

Unter Annahme der elastischen Biegetheorie gilt:

$$F_m = M_1 \cdot f_t \quad (3.10)$$

$$k_P = M_2 \cdot E \quad (3.11)$$

wobei M_1 und M_2 konstante Grössen sind, die einzig vom statischen System des Versuches und von der Probekörperform abhängen. Die Gleichungen (3.7) resp. (3.6) sowie (3.8) werden nun in (3.9) eingesetzt. Mit den Beziehungen (3.10) und (3.11) folgt:

$$l_{ch} > l_V(\text{Versuchsmethode}) \quad (3.12)$$

mit $l_{ch} = E \cdot G_f / f_t^2$ als charakteristische Länge des Werkstoffes und l_y als "charakteristische Grösse (Länge) des Versuches". Das Kriterium für den stabilen Bruchversuch kann somit auch wie folgt formuliert werden:

Ein Bruchversuch ist stabil, wenn die charakteristische Länge des Werkstoffes grösser ist als die charakteristische Länge der Versuches."

Die allgemein formulierten Gleichungen (3.4 - 3.12) können nun zur Untersuchung der Stabilität der in Kap. 3.2 beschriebenen Versuchsmethoden verwendet werden. Die Stabilitätsbedingungen sind in Tabelle 3.4 dargestellt und wurden unter der Annahme der elastischen Biegetheorie erhalten. Somit beträgt die Maximalkraft beim Drei-Punkt-Biegeversuch:

$$F_m = f_{bz} \cdot \frac{4 \cdot W}{l} \quad (3.13)$$

mit W : Widerstandsmoment des Bruchquerschnittes
 $f_{bz} (\sim 2 \cdot f_t)$: Biegezugfestigkeit;

und beim Kompakt-Zug- und Keilspaltversuch unter Vernachlässigung der relativ kleinen Spannungen aus reinem Zug:

$$F_m = f_{bz} \cdot \frac{W}{y} \quad (3.14)$$

$y = H - h/2$: Hebelarm

Bei der Ermittlung der Steifigkeit wurden sowohl der Kompakt-Zug- als auch der Keilspaltprobekörper als Doppelkragarm-Körper modelliert.

TABELLE 3.4: Stabilitätsbedingungen für die vier Versuchsmethoden

Versuchsmethode	Probekörpersteifigkeit	STABILITÄTSDINGUNG	
		Wegsteuerung	Verformungssteuerung
Einfacher Zug	$k_p = \frac{E \cdot A_{ig}}{H}$	$l_{ch} > \frac{1}{2} \cdot H \cdot \left(\frac{k_p}{k_M} + 1 \right)$	$l_{ch} > \frac{1}{2} \cdot l_B$
Drei-Punkt-Biegeversuch	$k_p = \frac{48 \cdot EI}{l^3}$	$l_{ch} > \frac{2}{9} \cdot l \cdot \left(\frac{k_p}{k_M} + 1 \right)$	$l_{ch} > \frac{2}{9} \cdot l$
Kompaktzug und Keilspaltversuch	$k_p = \frac{E}{64} \cdot d \cdot \left(\frac{b}{y} \right)^3$	$l_{ch} > \frac{32}{9} \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^3 \cdot y \cdot \left(\frac{k_p}{k_M} + 1 \right)$	$l_{ch} > \frac{32}{9} \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^3 \cdot y$

Bemerkungen:

1) Im einfachen Zugversuch wird bei Wegsteuerung die im ganzen Probekörper gespeicherte, elastische Energie nach Ueberschreiten der Maximallast frei. Bei Verformungssteuerung hingegen wird nur diejenige Energie als Bruchenergie frei, die im Probekörpervolumen innerhalb der Messgeberlänge l_B gespeichert ist.

2) Beim Keilspaltversuch ist die maximale Spaltkraft nicht diejenige Kraft, die den Rahmen der Prüfmaschine verformt. Die Maschine wird durch die Vertikal-komponente F_V verformt. In der Stabilitätsbedingung muss dies entsprechend berücksichtigt werden, indem für die wirkliche Maschinensteifigkeit k_M eine Ersatz-Steifigkeit k_M^* eingeführt wird, wobei:

$$k_M = k_M^* / (2 \cdot \operatorname{tg} \alpha) \quad (3.15)$$

mit α : Keilwinkel (gemäss Bild 3.8)

Beim Keilspaltversuch kann folglich die Steifigkeit der Prüfmaschine durch die Wahl eines kleinen Keilwinkels "künstlich" erhöht werden.

Aus Tabelle 3.4 gehen folgende allgemeine Formulierungen für die charakteristische Länge l_V des Versuches hervor:

- bei Wegsteuerung: $l_V = K \cdot L \cdot \left(\frac{k_P}{k_M} + 1 \right)$ (3.16)

- bei Verformungssteuerung: $l_V = K \cdot L$ (3.17)

Die Grösse K ist dabei eine von der Probekörpergeometrie abhängige Zahl. Im einfachen Zugversuch steht L für die Probekörperlänge H (Wegsteuerung) oder für die Basislänge des Messgebers (Verformungssteuerung). Bei biegebeanspruchten Probekörpern ist L der Hebelarm y (Kompakt-Zug-, Keilspaltversuch) oder die Spannweite l (Drei-Punkt-Biegeversuch).

Die Stabilitätsbedingungen erlauben, Bruchversuche zu planen und die Probekörperabmessungen zu dimensionieren. Dies wird im nächsten Abschnitt anhand von Beispielen gezeigt.

3.4.4 Anwendungsbeispiele

Beispiel 1: Einachsiger Zugversuch

Im ersten Beispiel werden die einachsigen, verformungsgesteuerten Zugversuche mit Staumauerbetonzylindern [3.6] untersucht (Bild 3.2 und 3.3). Diese Probekörper weisen einen Durchmesser von 200 mm, eine freie Länge H von 440 mm und eine Basislänge l_B der Messgeber von 300 mm auf. Der Elastizitätsmodul des Betons beträgt 36'400 N/mm² (Tab. 3.1). Aus den Versuchsergebnissen geht ein G_f -Wert von 160 N/m (Tab. 3.3) und eine Zugfestigkeit f_t von 2.4 N/mm² hervor. Die charakteristische Länge l_{ch} beträgt damit 1010 mm. Die Steifigkeit der Prüfmaschine inklusive Halterung liegt bei 500 kN/mm.

Mit diesen Angaben erhält man für die Probekörpersteifigkeit bei Wegsteuerung einen Wert $k_P = E \cdot A / H = 2600$ kN/mm. (Der Probekörper ist somit rund fünf Mal steifer als die Prüfmaschine inklusive Halterung!) Die charakteristische Länge l_V des weggesteuerten Versuches beträgt gemäss Tab. 3.4 1360 mm und ist grösser als die charakteristische Länge des geprüften Betons; die Stabilitätsbedingung für den weggesteuerten Zugversuch ist nicht erfüllt.

Obwohl die charakteristische Länge des Staumauerbetons vergleichsweise gross und die Prüfmaschine (Kapazität: 1600 kN) sehr steif ist, sind keine weggesteuerten Zugversuche möglich. Allerdings muss darauf hingewiesen werden, dass die geklebte Halterung relativ "weich" ist, was die wirkliche Maschinensteifigkeit stark heruntersetzt.

Bei Verformungssteuerung ist die charakteristische Länge l_v des Versuches gleich der halben Messgeberlänge (=150 mm) (Tab. 3.4). Der dehnungsgesteuerte Zugversuch erfüllt die Stabilitätsbedingung, weil l_{ch} des Werkstoffes grösser ist als die charakteristische Länge des Versuches. Dieses Ergebnis wird durch die Versuche bestätigt. Aus der Stabilitätsbedingung bei Verformungssteuerung kann geschlossen werden, dass zur Erzielung stabiler, dehnungsgesteuerter Zugversuche mit einer möglichst kurzen Messgeberlänge gearbeitet werden sollte. Je kürzer die Messgeberlänge, desto kleiner ist die im Versuchssystem (Probekörpervolumen über die Messgeberlänge) gespeicherte, reversible Energie.

Die Zugprobekörper können jedoch leicht um ein Mehrfaches steifer sein als die Prüfmaschine. (Bei Verformungssteuerung des in diesem Beispiel betrachteten Zugversuches beträgt die Probekörpersteifigkeit 3'800 kN/mm !) Bei der Wahl der Probekörperabmessungen und der Prüfmaschine muss dies beachtet werden. Gemäss Erfahrungen von Notter [3.1] sollte dabei das Verhältnis zwischen den Steifigkeiten des Probekörpers und der Prüfmaschine (inklusive Lasteinleitungsvorrichtung) kleiner als 10 sein.

Beispiel 2: 3-Punkt-Biegeversuch

Für die in Bild 3.5a angegebenen Abmessungen eines 3-Punkt-Biegebalkens berechnet man bei einem E-Modul von 39'000 N/mm² [3.9] eine Probekörpersteifigkeit von 3.8 kN/mm. Bei Verwendung einer Prüfmaschine mit einer kleinen Steifigkeit von 10 kN/mm lautet die Stabilitätsbedingung bei Wegsteuerung:

$$l_{ch} > l_v = \frac{2}{9} \cdot 800 \cdot \left(\frac{3.8}{10} + 1 \right) = 245 \text{ mm}$$

Für einen Beton mit einer charakteristischen Länge grösser als 245 mm ist damit der weggesteuerte 3-Punkt-Biegeversuch stabil.

Aus der Stabilitätsbedingung geht hervor, dass bei Verwendung einer sehr steifen Prüfmaschine die charakteristische Länge l_v des Versuches nur geringfügig bis auf 178 mm reduziert werden kann.

Im Vergleich zum einfachen Zugversuch (Beispiel 1) fällt auf, dass der Drei-Punkt-Biegebalken in der Grössenordnung von 100 bis 1'000 Mal weicher ist als ein Zugprobekörper.

Bemerkung:

Aus diesem Beispiel ist ersichtlich, dass die Stabilitätsbedingungen konservativ sind. Denn Drei-Punkt-Biegeversuche mit Balken aus Mörtel, der eine charakteristische Länge kleiner als 245 mm aufweist, sind stabil. (Die RILEM Empfehlung [3.8] gilt auch für Mörtel !) Hingegen sind - wie eigene Erfahrungen zeigten - weggesteuerte Drei-Punkt-Biegeversuche mit Biegebalken aus Zementstein nicht mehr stabil.

Beispiel 3: Keilspaltversuch

In diesem Beispiel werden die in Abschnitt 3.4.2 diskutierten Keilspaltversuche mit Spaltwürfeln unterschiedlicher Ligamentlänge betrachtet. Bei Annahme eines E-Moduls von $30'000 \text{ N/mm}^2$ erhält man gemäss Tab. 3.4 für den Probekörper T70 eine berechnete Steifigkeit von 200 kN/mm und für T130 eine solche von 385 kN/mm . Für die Maschinensteifigkeit (inklusive Prüfvorrichtung) wurde ein Wert von 70 kN/mm gemessen. Dies ergibt bei einem Keilwinkel von 15° eine Ersatzsteifigkeit k_M^* von 130 kN/mm . Die charakteristische Länge des geprüften Betons beträgt 600 mm . Die Stabilitätsbedingung bei Wegsteuerung lautet damit:

$$\text{- für T70 : } l_{ch} > l_v = 24 \cdot \left(\frac{200}{130} + 1 \right) = 60 \text{ mm}$$

$$\text{- für T130: } l_{ch} > l_v = 122 \cdot \left(\frac{385}{130} + 1 \right) = 483 \text{ mm}$$

Entgegen den Ausführungen in Abschnitt 3.4.2 wäre somit der Versuch T130 auch bei Wegsteuerung stabil. Jedoch muss beachtet werden, dass die Annahme eines Doppelkragarm-Probekörpers bei der Berechnung der Steifigkeit von Spaltwürfeln vor allem für Probekörper mit grosser Ligamentlänge eine starke Vereinfachung ist. Tatsächlich beträgt die experimentell bestimmte Probekörpersteifigkeit (Anfangssteigung der F_S -v-Kurve in Bild 3.14a) für den Würfel T130 700 kN/mm und für T70 rund 120 kN/mm . Setzt man diese gemessenen Steifigkeitswerte in die Stabilitätsbedingung ein, so beträgt die charakteristische Länge l_v des Versuches T130 780 mm . Dieser Wert ist grösser als die charakteristische Länge des Werkstoffes; die Instabilität nach Ueberschreiten der Maximalkraft wird damit bestätigt.

Bei Verformungssteuerung wird die Stabilitätsbedingung mühelos erfüllt. Die charakteristischen Längen des verformungsgesteuerten Versuches betragen bei T70 24 mm und bei T130 122 mm .

Wie beim Zugversuch kann wiederum festgestellt werden, dass die Steifigkeit der Spaltwürfel ein Mehrfaches der Maschinensteifigkeit betragen kann.

Beispiel 4: Bruchversuche mit Gasbeton

Gasbeton ist ein Werkstoff, der allgemein als "spröde" betrachtet wird. Trotzdem sind aber stabile Bruchversuche möglich, wie mit diesem Beispiel gezeigt werden soll.

Dabei wird das Vorgehen bei der Planung von stabilen, weggesteuerten Keilspaltversuchen beschrieben: Für die Versuche steht eine Prüfmaschine mit einer Steifigkeit von 15 kN/mm zur Verfügung. Bei einem Keilwinkel von 15° beträgt die Ersatz-Steifigkeit der Maschine 28 kN/mm .

Für Gasbeton können folgende Materialkennwerte eingesetzt werden: $E = 1'500 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 0.40 \text{ N/mm}^2$. Für die spezifische Bruchenergie G_f wird ein Wert von 5 N/m angenommen; die charakteristische Länge von Gasbeton beträgt somit 47 mm .

Die Frage lautet nun, wie die Abmessungen des Probekörpers gewählt werden müssen, damit der Bruchversuch stabil abläuft. Als Probekörper werden beispielsweise quadratische Scheiben einer Seitenlänge von 200 mm gewählt. Dabei soll die Scheibendicke fürs erste 100 mm betragen. Es gilt nun, die richtige Ligamentlänge h zu finden.

Unter Annahme einer Ligamentlänge von 100 mm erhält man für die berechnete Probekörpersteifigkeit einen Wert von 6.8 kN/mm. Die charakteristische Länge l_y des weggesteuerten Versuches beträgt nach Tab. 3.4 77 mm und ist somit grösser als die charakteristische Länge des Werkstoffes; die Stabilitätsbedingung ist nicht erfüllt.

Bei einer Ligamentlänge von 80 mm weist die Probekörpersteifigkeit einen Wert von 5.6 kN/mm auf und die charakteristische Länge beträgt 41 mm. Der Versuch kann weggesteuert durchgeführt werden.

Die Versuche mit Probekörpern einer Ligamentlänge von 80 mm waren stabil. Auf Bild 3.12 ist ein weggesteuerter Keilspaltversuch an einem Gasbeton-Probekörper mit den erwähnten Abmessungen abgebildet. Es wurde eine spezifische Bruchenergie G_f von 6 N/m gemessen.

3.4.5 Diskussion

Die Herleitung der Stabilitätsbedingungen in Tabelle 3.4 basiert auf verschiedenen vereinfachenden Annahmen. So wird beispielsweise linear-elastisches Materialverhalten vorausgesetzt. Die Annahme einer linear-elastischen Spannungsverteilung im Biegequerschnitt von Betonprobekörpern stimmt jedoch mit der Wirklichkeit nur schlecht überein. Trotz der Vereinfachungen erlauben die Stabilitätsbedingungen aber dennoch, die Grössenordnungen zu erfassen und die Einflussgrössen aufzuzeigen. Der eigentliche Sinn der Stabilitätsbedingungen besteht darin, eine Beurteilungsgrundlage bei der Planung stabiler Bruchversuche zu haben. Denn da stellt sich die Frage, welche Prüfmaschine, welcher Kontrollparameter und welche Versuchsmethode bei der Prüfung eines bestimmten Werkstoffes eingesetzt werden sollen.

Die Wechselwirkungen zwischen dem Kontrollparameter, der Maschinensteifigkeit, den Probekörperabmessungen sowie dem zu prüfenden Werkstoff werden durch die Stabilitätsbedingungen anschaulich aufgezeigt. Aus den Ungleichungen (3.12), (3.16) und (3.17) sowie den vorhin geschilderten Anwendungsbeispielen können folgende Feststellungen gemacht werden:

- Stabile Bruchversuche können mit jedem nicht ideal-elastischen Werkstoff durchgeführt werden.
- Die Verformungssteuerung ist der theoretische Grenzfall einer unendlich steifen Prüfmaschine. Eine "sehr steife" Prüfmaschine ist damit keine hinreichende Voraussetzung für das Erzielen eines stabilen Bruchversuches.
- Auch bei Verformungssteuerung sind instabile Bruchversuche möglich. Dies ist dann der Fall, wenn die reversible Energie im Probekörpervolumen, das durch die Verformung "kontrolliert" wird, grösser ist als die Bruchenergie.
- Betonprobekörper, insbesondere Zugprobekörper, können um ein Mehrfaches steifer sein als übliche Prüfmaschinen. Die charakteristische Länge l_y des weggesteuerten Versuches ist damit in der Regel viel grösser als die charakteristische Länge l_{ch} des Betons. Einfache Zugversuche mit Betonprobekörpern können folglich nur bei Verformungssteuerung stabil sein.

3.5 STABILE BRUCHVERSUCHE BEI HOHEN BELASTUNGSGESCHWINDIGKEITEN

3.5.1 Allgemeine Bemerkungen

Unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten werden hier Beanspruchungen infolge Erdbebenlasten verstanden. Bei seismischen Belastungen treten Dehngeschwindigkeiten im Bereich von $\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ bis 10^{-1} s^{-1} auf. Sie sind damit deutlich langsamer als Belastungsgeschwindigkeiten, die beispielsweise bei Stossbelastungen vorkommen.

Bei Versuchen unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten müssen Einflüsse wie Trägheitskräfte, reflektierende Spannungswellen oder lokale Schädigungen bei der Interpretation der Versuchsergebnisse beachtet werden. Lokale Schädigungen erfolgen vor allem bei Stossversuchen beim Aufschlagen einer Masse auf den Probekörper. Nicht vernachlässigbare Spannungswellen treten ebenfalls erst bei Stossbelastungen auf.

Die Trägheitskräfte hingegen machen sich unter Umständen bereits bei seismischen Belastungsgeschwindigkeiten bemerkbar. Jedoch sind bei den hier durchgeführten, raschen Bruchversuchen die Trägheitskräfte auch bei den höchsten Prüfgeschwindigkeiten noch klein und werden bei der Interpretation der "erdbebedynamischen" Versuche (Kap. 5) nicht berücksichtigt. Bei konstanter Verformungsgeschwindigkeit treten ausserdem keine Trägheitskräfte auf, weil die Beschleunigung Null ist. (Bei stossartigen Belastungen müssen die Trägheitskräfte berücksichtigt werden. Die Trägheitskräfte, die beim Drei-Punkt-Biegeversuch unter Stosslasten auftreten, werden beispielsweise in [3.23] hergeleitet.)

Bemerkung:

Mit dem nachfolgenden Beispiel soll die Grössenordnung der Trägheitskräfte, die bei raschen "erdbebedynamischen" Versuchen auftreten, abgeschätzt werden: Ein zylindrischer Betonprobekörper ($\varnothing=200 \text{ mm}$, $H=600 \text{ mm}$) einer Masse $m=50 \text{ kg}$ wird rasch gezogen. Dabei wird die Maximalspannung nach etwa 1 ms erreicht, was einer Belastungsgeschwindigkeit im Bereich von $\dot{\epsilon} = 10^{-1} \text{ s}^{-1}$ entspricht. Die Dehnung bei Maximalspannung beträgt etwa 0.1% ; der Probekörper erfährt somit eine Längenzunahme von $u=60 \text{ }\mu\text{m}$. Erfolgt der Zugvorgang bei konstanter Beschleunigung \ddot{u} , so beträgt $\dot{u}=2 \cdot u/t=120 \text{ m/s}^2$. Die Verschiebungsverteilung über die Probekörperhöhe ist jedoch nicht konstant, sondern linear, weil ein Probekörperende "festgehalten" ist. Die mittlere Beschleunigung \bar{u} beträgt somit nur: $\bar{u}=0.5 \cdot \dot{u}=60 \text{ m/s}^2$. Die Trägheitskraft F_i , die in gleicher Richtung wie die Zugkraft wirkt, beträgt: $F_i=m \cdot \bar{u}=3'000 \text{ N}$. Für die Spannung infolge Trägheitseinfluss erhält man schliesslich: $\sigma_i=F_i/A_{1ig}=0.09 \text{ N/mm}^2$; im Vergleich zu einer Zugfestigkeit von 2.5 N/mm^2 sind dies 3.8% .

Die Ausführungen in Abschnitt 3.4 über die Stabilität von Bruchversuchen und die Wahl des Kontrollparameters gelten grundsätzlich auch bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten. Allerdings müssen zusätzlich spezielle Anforderungen an die Prüfmaschine gestellt werden.

3.5.2 Anforderungen an die Prüfmaschine

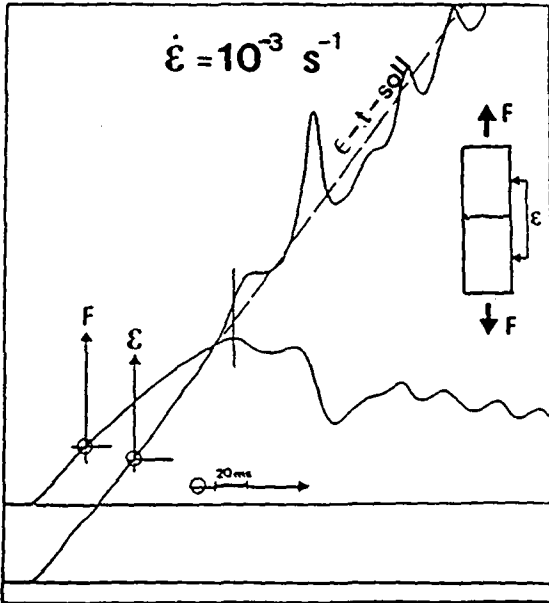
Die wichtigste Voraussetzung bei der Durchführung stabiler Bruchversuche bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten ist eine genügende Leistungsfähigkeit der Prüfmaschine. Die Prüfmaschine muss mit einem (servo-hydraulischen) Kolben

einer möglichst grossen Kolbengeschwindigkeit ausgerüstet sein. Da die Bruchverformungen des Betons relativ klein sind, interessiert die Frage, wieviel Weg der Kolben zurücklegen muss, um die volle Geschwindigkeit zu erreichen. Im einfachen Zugversuch, bei dem sich der Probekörper in Bewegungsrichtung des Kolbens verformt, ist diese Frage von grösserer Bedeutung als beim Drei-Punkt-Biegeversuch oder beim Keilspaltversuch, bei denen die Bruchverformung (Rissöffnung) senkrecht zur Kolbenbewegungsrichtung erfolgt. Der Keilspaltversuch hat ausserdem den Vorteil, dass durch die Wahl eines kleinen Keilwinkels α der Kolbenweg vergrössert werden kann.

Eine hohe Kolbengeschwindigkeit und damit ein grosses Reaktionsvermögen ist vor allem im Bereich der Maximalkraft notwendig. Kurz vor der Maximalkraft beginnt die Reduktion der Probekörpersteifigkeit, was durch eine abnehmende Belastungsrate dF/dt charakterisiert wird. Im Bereich der Maximalkraft nimmt die Belastungsrate schnell ab, erreicht bei der Maximalkraft den Wert Null und wird mit Beginn des abfallenden Astes stark negativ. Diese starke Änderung der Belastungsrate läuft bei hoher Geschwindigkeit sehr schnell ab. Die Prüfmaschine muss ihr durch entsprechende Kolbenbewegungen folgen können, falls kein Spontanbruch des Probekörpers erfolgen soll.

Das Prinzip servo-hydraulischer Prüfmaschinen (Bild 3.13) besteht darin, Ist- und Soll-Wert miteinander zu vergleichen und die Kolbenposition u entsprechend der Differenz der beiden Werte zu korrigieren. Ein Ueber- und Unterschwingen des Soll-Signales durch das Ist-Signal zeigt an, dass der Kolben wegen seiner an die Grenze gelangenden Leistungsfähigkeit nur sehr ungenau der gewünschten Verformungsgeschichte (Soll-Werte) zu folgen vermag. Ein Beispiel dazu ist in Bild 3.17a dargestellt, wo der Kraft- resp. Verformungs-Zeit-Verlauf eines dehnungsgesteuerten Zugversuches bei einer Dehngeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 10^{-3} \text{ s}^{-1}$ aufgezeichnet ist.

a)



b)

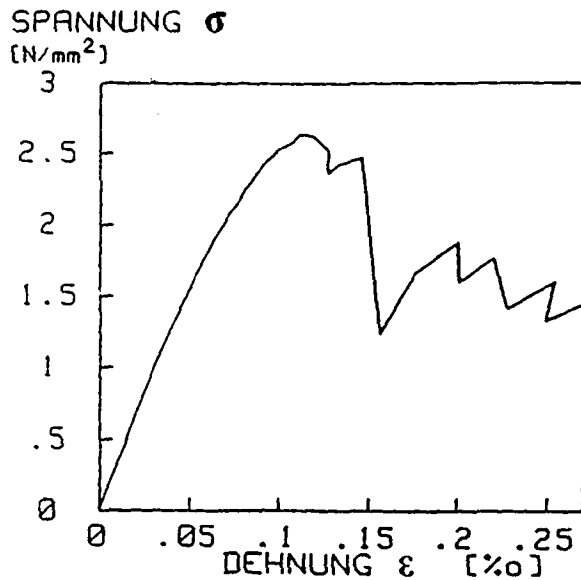


BILD 3.17: Verformungsgesteuerter, stabiler Zugversuch bei hoher Dehngeschwindigkeit, aus [3.6]:

- a) Unter- und Ueberschwingen des Soll-Wertes
- b) aus a) ausgewertete Spannungs-Dehnungs-Kurve mit Entlastungs-/Wiederbelastungszyklen

Die Prüfmaschine vermochte auf die starke Änderung der Belastungsrate im Bereich der Maximalkraft - verursacht durch die zeitliche Änderung (Reduktion) der Probekörpersteifigkeit - nur ungenügend schnell zu folgen, was ein deutliches Ueber- und Unterschwingen des Soll-Signales (Bild 3.17a) zur Folge hat. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm ist durch Entlastungs-/Wiederbelastungszyklen (Bild 3.17b) gekennzeichnet. Die Aufzeichnungen zeigen ferner, dass die Differenz zwischen dem Ist- und dem Soll-Wert mit zunehmender Versuchsdauer kleiner wird. Dies kann dadurch erklärt werden, dass die zeitliche Änderung der Probekörpersteifigkeit mit zunehmender Dauer kleiner wird und sich der Ist-Wert auf die Soll-Wert-Gerade "einpendeln" kann. Das Ueber- und Unterschwingen führt jedoch in der Regel zum Verlust der Kontrolle über den Versuch und damit zum instabilen Bruch des Probekörpers (Bild 3.18).

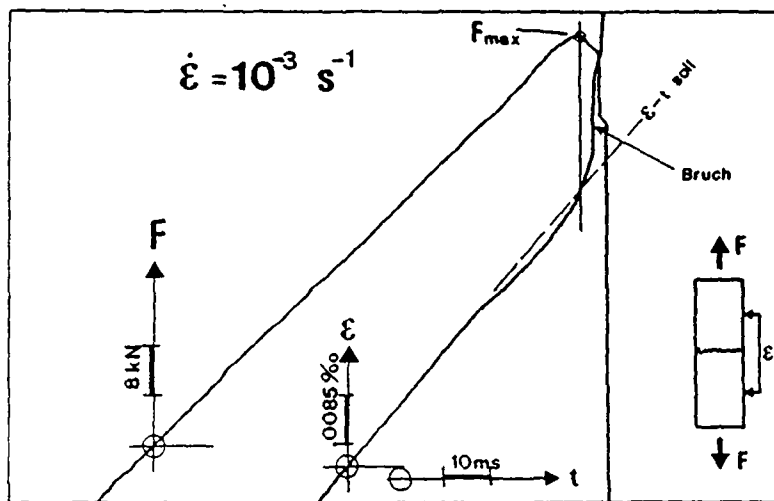


BILD 3.18: Verformungsgesteuerter, instabiler Zugversuch bei hoher Dehngeschwindigkeit [3.6].

Nicht nur eine möglichst hohe Kolbengeschwindigkeit, sondern auch eine optimale Steuerung des Servoventils des Kolbens ist für das Gelingen stabiler Bruchversuche bei hohen Geschwindigkeiten erforderlich. Die Regelung der Steuerung muss auf die jeweilige Steifigkeit des Probekörpers abgestimmt werden. Da sich aber während eines Bruchversuches die Probekörpersteifigkeit ändert, müsste die Regelung der Steuerung selbst fortlaufend korrigiert werden. Dieser Schwierigkeit kann entgegengetreten werden, indem die Steuerung nicht zu "steif" eingestellt wird. Allerdings hat dies ein Ueber- und Unterschwingen des Ist-Signales gegenüber dem Soll-Signal in einer bestimmten Bandbreite zur Folge. Die Maschine folgt nicht mehr genau der eigentlich gewünschten Verformungsgeschichte; der Versuch ist aber noch stabil. Dies wird durch Aufzeichnungen von schnellen Keilspaltversuchen bei 1'000-facher und 10'000-facher quasi-statischer Rissöffnungsgeschwindigkeit verdeutlicht (Bild 3.19).

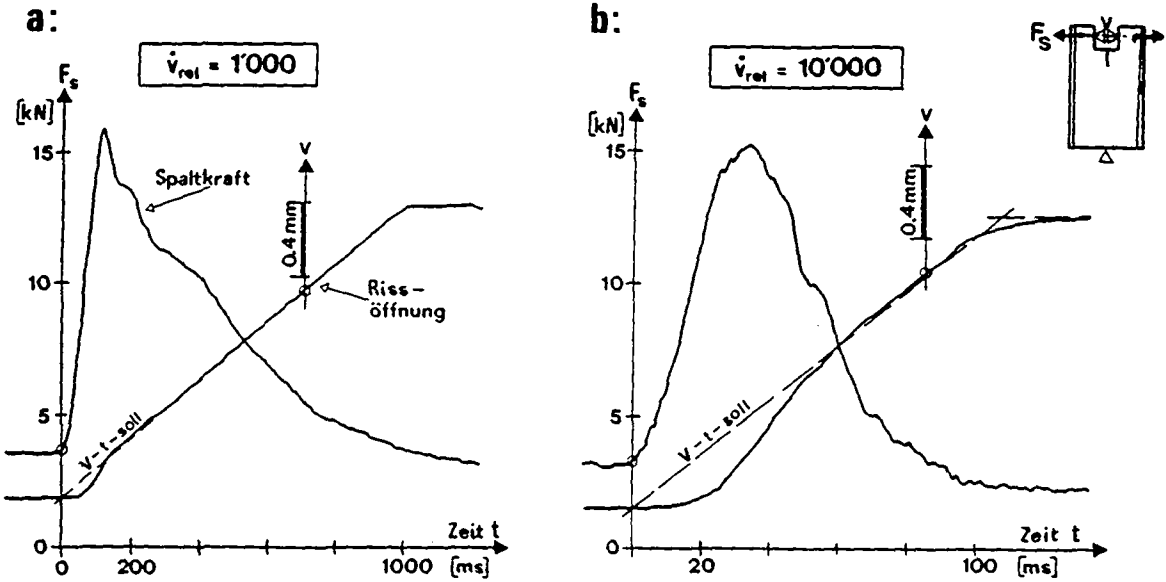


BILD 3.19: Ueber die Rissöffnungsverschiebung gesteuerte, stabile Keilspaltversuche:

- a) bei 1'000-facher quasi-statischer Geschwindigkeit.
- b) bei 10'000-facher quasi-statischer Geschwindigkeit.

Bemerkung:

Bei allen biegebeanspruchten Bruchquerschnitten muss beachtet werden, dass bei konstanter Rissöffnungsgeschwindigkeit die Dehngeschwindigkeit in der Rissprozesszone mit zunehmendem Rissfortschritt abnimmt. Im einfachen Zugversuch hingegen erfährt die gesamte Bruchfläche die gleiche Dehngeschwindigkeit.

3.6 VERGLEICH DER VIER VERSUCHSMETHODEN

3.6.1 Probekörperformen

Beim Keilspaltversuch und beim einachsigen Zugversuch können die Probekörper prismatische, zylindrische und kubische Formen aufweisen. Diese einfachen Probekörperformen werden in Schalungen hergestellt, die zur Herstellung von Probekörpern zur Ermittlung üblicher Festigkeitswerte dienen. Bohrkerne aus bestehenden Bauwerken können bei beiden Versuchsarten als Probekörper verwendet werden. Die Keilspalt- und Zugprobekörper sind handlich und es besteht keine Gefahr, sie beim Transport oder beim Versuchseinbau zu brechen. Die Herstellung der Drei-Punkt-Biegebalken und der Kompakt-Zugprobekörper erfordert dagegen eine spezielle Schalung. Auch besteht vor allem beim Drei-Punkt-Biegebalken ein gewisses Risiko, ihn bei der Handhabung zu brechen. Bohrkerne können geprüft werden, indem sie durch Anbetonieren zum vollständigen Probekörper ergänzt werden (Bild 3.20). Die so hergestellten Probekörper sind jedoch vergleichsweise aufwendig.

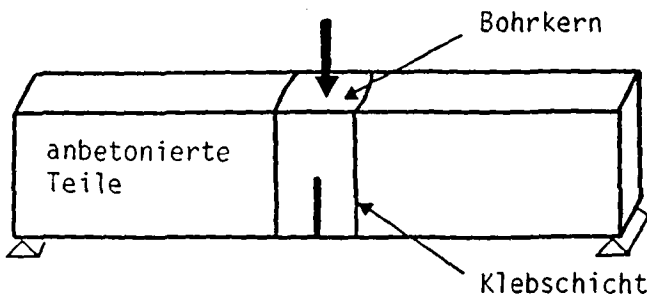


BILD 3.20: Drei-Punkt-Biegebalken zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie an Bohrkerne, aus [3.24].

Eine wichtige Kennzahl bei der Beurteilung der Probekörperformen ist das Verhältnis zwischen dem Probekörpergewicht und der Bruchfläche, denn die Abmessungen der Bruchfläche sollten im Vergleich zum Grösstkorn des zu prüfenden Betons möglichst gross sein. In Tabelle 3.5 ist das Verhältnis zwischen dem Gewicht und der Bruchfläche der drei gekerbten Probekörper bei gleicher Ligamentlänge aufgeführt. Dabei ist die Verhältniszahl jedes Probekörpers auf das entsprechende Verhältnis des Keilspaltwürfels bezogen. Aus diesem Vergleich geht hervor, dass der Drei-Punkt-Biegebalken bei gleicher Ligamentlänge 15 mal schwerer ist als der Keilspaltwürfel. Der Keilspaltversuch kann somit wegen seines günstigen Gewicht/Bruchflächen-Verhältnisses als Versuchsmethode bei grosskörnigem Beton wie Staumauerbeton und bei sehr grossen Probekörperabmessungen empfohlen werden.

TABELLE 3.5: Vergleich des Verhältnisses Gewicht zu Bruchfläche der drei gekerbten Probekörper bei gleicher Ligamentlänge.

PROBEKOERPER	Gewicht/ A_{1ig} des Probekörpers
	Gewicht/ A_{1ig} des Keilspaltwürfels
Drei-Punkt-Biegebalken (gemäss Bild 3.5)	15.2
Kompakt-Zugprobekörper (gemäss Bild 3.6)	2.5
Keilspaltwürfel ($h = 0.65 \cdot$ Seitenlänge)	1.0

3.6.2 Ermittlung der spezifischen Bruchenergie

Bei allen vier Versuchsmethoden wird die spezifische Bruchenergie als Fläche unter der Kraft-Verformungs-Kurve, dividiert durch die Nettoquerschnittsfläche, ermittelt. Beim Drei-Punkt-Biegeversuch muss der relativ grosse Beitrag des Eigengewichtes zur gesamten Bruchenergie als Nachteil angesehen werden. Bei den drei anderen Versuchsmethoden sind die Bruchenergieanteile infolge Eigengewicht vernachlässigbar klein.

Die Dehnungsentfestigungs-Funktion muss bei den drei "Biegeversuchen" durch eine finite Element Rechnung aus der gemessenen Kraft-Verformungs-Kurve ermittelt werden. Im einfachen Zugversuch wird die Dehnungsentfestigung direkt gemessen. Allerdings kann der abfallende Ast nicht ohne Vorbehalt als Dehnungsentfestigungs-Kurve angesehen werden. Als einziger Versuch liefert aber der einachsige Zugversuch neben dem G_f -Wert auch die Zugfestigkeit und den Elastizitätsmodul direkt als zusätzliche Materialkenngrössen.

Die Frage, ob alle Versuchsmethoden gleiche G_f -Werte liefern, kann positiv beantwortet werden. Resultate aus vier vergleichenden Versuchsserien zeigen, dass unabhängig von der Versuchsmethode und der Probekörperform die spezifische Bruchenergie bei gleicher Ligamentlänge und Betonart gleich ist (Bild 3.11).

3.6.3 Durchführung stabiler Bruchversuche

Die geringsten Anforderungen an die Versuchsstabilität stellt der Drei-Punkt-Biegeversuch. Der Biegebalken wurde nämlich so dimensioniert, dass die Probekörpersteifigkeit genügend klein ist, damit der Versuch auf einer

herkömmlichen Prüfmaschine bei konstanter Kolben- oder Traversengeschwindigkeit stabil durchgeführt werden kann. Der einachsige Zugversuch dagegen kann nur bei Verformungssteuerung stabil gefahren werden. Der Kompakt-Zugversuch und der Keilspaltversuch werden nach Möglichkeit ebenfalls verformungsgesteuert. Jedoch können diese Versuche bei entsprechender Wahl der Probekörpergeometrie und je nach geprüftem Werkstoff auch weggesteuert stabil sein. Der Keilspaltversuch hat ausserdem den Vorteil, dass durch einen kleinen Keilwinkel die Steifigkeit der Maschine "künstlich" erhöht werden kann.

Jedes Prüflabor dürfte in der Lage sein, weggesteuerte Versuche auszuführen. Die Durchführung verformungsgesteuerter Versuche hingegen ist von der Bedienung her anspruchsvoller. Verformungsgesteuerte Versuche werden auf servo-hydraulischen Prüfmaschinen durchgeführt, die noch nicht in allen Prüflabors vorhanden sind.

Die Durchführung stabiler Bruchversuche bei hohen Geschwindigkeiten ist im einfachen Zugversuch am schwierigsten, da sich der Kolben in die gleiche Richtung verschiebt wie die relativ kleinen Probekörperverformungen erfolgen. Demgegenüber sind die "Bruchverformungen" (Rissöffnungsverschiebung, Balkendurchbiegung) der "Biegeversuche" bedeutend grösser. Beim Keilspaltversuch steht die Rissöffnungsverschiebung senkrecht zur Kolbenbewegungsrichtung, und der Kolbenweg kann gegenüber den Bruchverformungen vergrössert werden, indem der Keilwinkel verkleinert wird. Der Keilspaltversuch konnte denn auch im Bereich von seismischen Belastungsgeschwindigkeiten stabil gefahren werden (Kap. 5).

3.6.4 Abschliessende Bewertung

Im Hinblick auf die Eignung als Standardversuch zur Ermittlung der spezifischen Bruchenergie G_f kann von den vier Versuchsmethoden der Keilspaltversuch als der geeignetste betrachtet werden. Der Keilspaltversuch erfüllt folgende Anforderungen:

- Eine Vielfalt von Probekörperformen, insbesondere Standardprobekörperformen wie Würfel oder Zylinder können verwendet werden.
- Bohrkern aus bestehenden Bauwerken eignen sich gut als Probekörper.
- Die Probekörper sind handlich und weisen eine im Vergleich zum Probekörpergewicht grosse Bruchfläche auf.
- Der Versuch kann auch weggesteuert stabil durchgeführt werden.
- Das Eigengewicht hat einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Ermittlung der spezifischen Bruchenergie.
- Die Versuchsmethode eignet sich zur Durchführung stabiler Bruchversuche bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten.

Der Keilspaltversuch ist denn auch Gegenstand laufender Arbeiten in zwei technischen RILEM-Kommissionen. In der Kommission TC 89-FMT (Fracture Mechanics Testing of Concrete) wird der Keilspaltversuch möglicherweise als Versuchsmethode zur Ermittlung bruchmechanischer Materialkennwerte empfohlen. In der Kommission TC 51-ALC (Model Code for Aerated Concrete) soll der Keilspaltversuch zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie von Gasbeton vorgeschlagen werden.

3.7 FOLGERUNGEN

In diesem Kapitel wurden die versuchstechnischen Aspekte von vier bruchmechanischen Versuchsmethoden diskutiert und miteinander verglichen. Bei den Versuchsmethoden handelte es sich um den einachsigen Zugversuch, den Drei-Punkt-Biegeversuch, den Kompakt-Zugversuch sowie den Keilspaltversuch. Es können folgende Schlüsse gezogen werden:

1. Bei bruchmechanischen Versuchen bestehen enge Wechselbeziehungen zwischen den Eigenschaften des zu prüfenden Werkstoffes, der Versuchsmethode, der Probekörperform, des Kontrollparameters sowie der Prüfmaschine.
2. Ein Bruchversuch kann durch eine einfache Bedingung auf seine Stabilität hin überprüft werden. Diese Stabilitätsbedingung beruht auf der Annahme, dass bei Erreichen der Traglast des Probekörpers die im Versuchssystem gespeicherte, reversible Energie kleiner sein muss als die Bruchenergie. Dieses Kriterium wurde erfolgreich bei der Planung von Bruchversuchen eingesetzt.
3. Die vier untersuchten Versuchsmethoden liefern bei unterschiedlichen Probekörperformen und -abmessungen gleiche Werte für die spezifische Bruchenergie falls die Ligamentlänge und die Betonart gleich sind.
4. Die Durchführung stabiler Bruchversuche bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten setzt vor allem eine Prüfmaschine mit einem hohen Leistungsvermögen (Kolbengeschwindigkeit) voraus.
5. Von den vier untersuchten Versuchsmethoden eignet sich der in diesem Kapitel vorgeschlagene Keilspaltversuch am besten als Standardversuchsmethode zur Ermittlung bruchmechanischer Materialkennwerte.

4 BRUCHMECHANISCHE KENNWERTE VON BETON UND STAUMAUERBETON BEI QUASI-STATISCHER BELASTUNGSGESCHWINDIGKEIT

4.1 EINLEITUNG

Bevor das Konzept der Bruchenergie zur Berechnung von Rissen in Bauwerken angewendet werden kann, müssen die Einflüsse auf die bruchmechanischen Kennwerte bekannt sein. Im vorhergehenden Kapitel wurde gezeigt, dass sowohl die Versuchsmethode als auch die Probekörperform die spezifische Bruchenergie G_f nicht beeinflussten. Jedoch wurde festgestellt, dass die Betonart und die Ligamentlänge des Probekörpers die eigentlichen Einflussgrößen sind.

Die Art und die Qualität eines Betons ist von verschiedenen Parametern wie Granulometrie, Grösstkorn der Zuschlagsstoffe, Zementmenge oder Wasser abhängig. Staumauerbeton wird mit grosskörnigen, meist gebrochenen Zuschlägen aus der Umgebung der Baustelle hergestellt. Diese Zuschläge weisen in der Regel tiefere Festigkeitswerte auf als der Rundkies im Normalbeton. Dies geht beispielsweise aus den Zug- und Druckfestigkeiten hervor, die im allgemeinen für Vorsatzbeton nur wenig und für Kernbeton deutlich kleiner sind als für Normalbeton [4.1]. Unter dem Begriff "Beton" muss eine weite Spanne von Werkstoffen mit einer ebenso weiten Spanne von Materialkennwerten verstanden werden. Es kann somit erwartet werden, dass auch die bruchmechanischen Materialwerte von der Betonart abhängen.

Es ist eine allgemein bekannte Tatsache, dass die "Bruchspannung" von geometrisch ähnlichen, "spröde" versagenden Bauwerken oder Probekörpern nicht gleich ist, sondern mit zunehmender Abmessung abnimmt. Die experimentell bestimmten bruchmechanischen Materialkennwerte hängen folglich von den Abmessungen des Probekörpers ab. Dabei muss nicht nur die Probekörpergrösse, sondern auch die Ligamentlänge sowie das Verhältnis zwischen der Ligamentlänge und der Probekörpergrösse beachtet werden. Dem Einfluss der Probekörpergeometrie muss eine besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, damit die experimentell bestimmten Kennwerte auf Bauwerksabmessungen "extrapoliert" werden können.

Das Ziel dieses Kapitels ist, mit Hilfe von Versuchsergebnissen die Einflüsse der Betonart und der Probekörpergrösse auf die spezifische Bruchenergie und die Materialentfestigung aufzuzeigen. Dabei wird die Entfestigungs-Funktion mit einer numerischen Methode bestimmt. Mit Hilfe des "Size effect"-Gesetzes wird der Gültigkeitsbereich der linear-elastischen Bruchmechanik für Staumauern und die Bruchzähigkeit eines Staumauerbetons abgeschätzt.

4.2 ERMITTLUNG DER ENTFESTIGUNGS-FUNKTION MIT HILFE DES PROGRAMMES SOFTFIT

4.2.1 Grundlagen der numerischen Methode

Die Entfestigungs-Kurve (Spannungs-Rissweite-Beziehung) (Bild 2.12) kann - unter Vorbehalt der Ausführungen in Kapitel 3.2 - einzig im einfachen Zugversuch direkt gemessen werden. Bei bruchmechanischen "Biegeversuchen" wie dem Drei-Punkt-Biegeversuch, dem Kompakt-Zugversuch und dem Keilspaltversuch misst man das Kraft-Verformungs-Diagramm, aus dem nur die spezifische Bruchenergie G_f direkt ermittelt werden kann. Die Entfestigungs-Funktion wird nicht direkt erhalten. Numerische Methoden können jedoch zu deren Ermittlung herangezogen werden.

Das Prinzip der hier verwendeten Methode zur Ermittlung des Entfestigungs-Diagrammes besteht darin, den Bruchversuch unter Annahme einer bestimmten Spannungs-Rissweite-Beziehung für die Rissebene numerisch zu simulieren. Die berechnete Kraft-Verformungs-Kurve wird dabei zunächst mit der experimentellen Kurve verglichen, und die Parameter der angenommenen Entfestigungs-Beziehung werden danach entsprechend korrigiert. Die neu berechnete Kurve wird wiederum mit der experimentellen Kurve verglichen. Die Iteration läuft ab, bis eine gute Übereinstimmung zwischen der berechneten und der experimentellen Kurve besteht; d.h. die Summe der Quadrate der Differenzen zwischen der gemessenen und berechneten Kurve ist minimal. Die Entfestigungs-Beziehung, die zur befriedigenden Korrelation geführt hat, wird schliesslich als Entfestigungs-Diagramm des untersuchten Betons betrachtet (Bild 4.4).

Das Programm SOFTFIT [4.2, 4.3] erlaubt, das Entfestigungs-Diagramm aus der gemessenen Kraft-Verformungs-Kurve gemäss dem vorher beschriebenen Verfahren zu ermitteln. SOFTFIT ist ein finite Element Programm und beruht auf dem Modell des fiktiven Risses [4.4] (Bild 2.12). Da bei den zu untersuchenden Probekörpern der Rissweg im voraus bekannt ist, wird die Elementmasche derart angeordnet, dass der Riss entlang der Symmetrieachse verläuft. Es wird ein diskreter Riss modelliert (Bild 4.1). Nach Ueberschreiten der Zugfestigkeit werden die Elementknoten entlang des Rissweges geöffnet. Der fiktive Riss wird modelliert, indem in den getrennten Knoten "Schliesskräfte" eingeführt werden, die entsprechend der Rissweite w und den dazugehörigen Spannungen gemäss dem Entfestigungs-Diagramm berechnet werden. Die Elemente ausserhalb der Risszone verhalten sich linear-elastisch. Die numerische Simulation erfolgt "verformungsgesteuert", d.h. die Rissöffnungsverschiebung wird inkrementell vergrössert und die Spaltkraft in Funktion der Probekörperverformung berechnet.

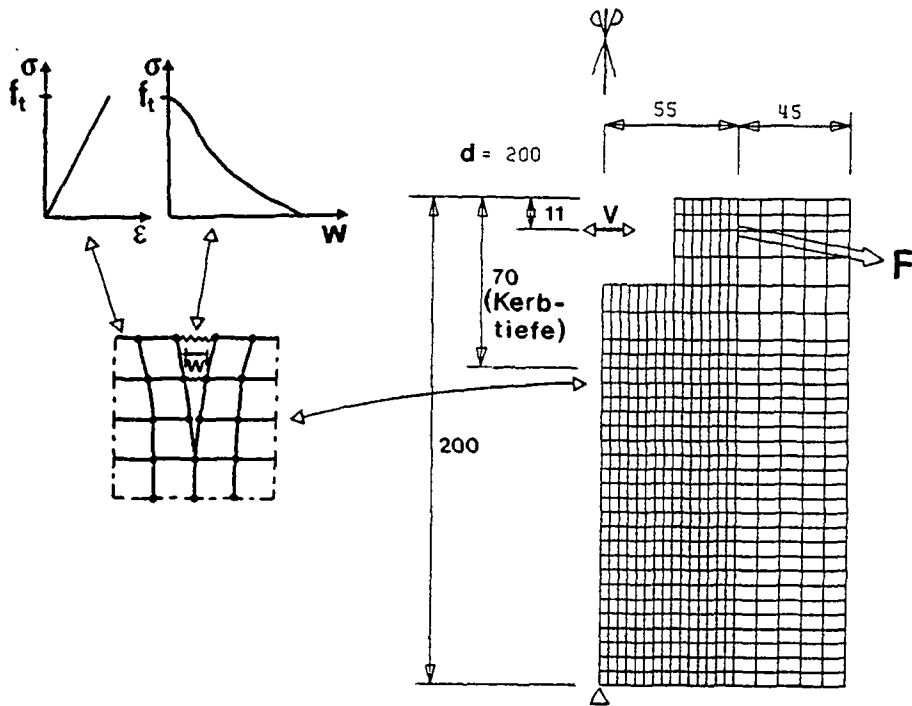


BILD 4.1: Numerische Modellbildung des fiktiven Risses und der Elementmasche des Keilspaltwürfels.

Die Annahme einer möglichst wirklichkeitsnahen Entfestigungs-Funktion hätte einen grossen numerischen Aufwand zur Folge. Deshalb wird versucht, mit möglichst einfachen Entfestigungs-Beziehungen zu arbeiten. Die wirkliche

Entfestigungs-Funktion kann am einfachsten durch eine Gerade oder eine bilineare Beziehung angenähert werden (Bild 4.2). Im Rahmen dieser Arbeit wird das bilineare Entfestigungs-Diagramm, das durch die vier Parameter f_t , s_1 , w_1 und w_2 definiert ist, verwendet.

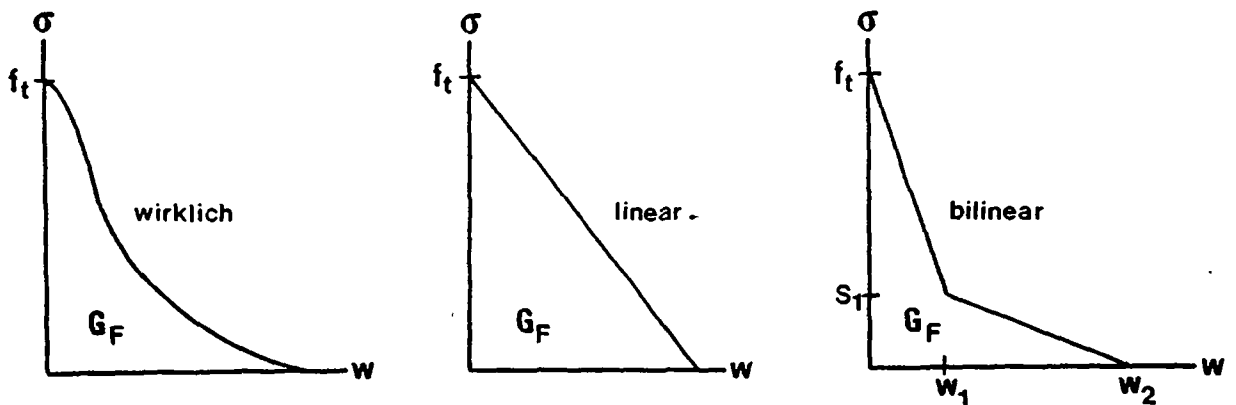


BILD 4.2: Annäherungen an die wirkliche Entfestigungs-Funktion

4.2.2 Eigenschaften des bilinearen Entfestigungs-Diagrammes

Aus verschiedenen Untersuchungen ging hervor, dass das bilineare Modell eine befriedigende Näherung darstellt, denn die so berechneten Kraft-Verformungs-Kurven stimmten gut mit den experimentell bestimmten Kurven überein [4.5, 4.6, 4.7]. Jedoch hat die Position des Knickpunktes einen entscheidenden Einfluss auf die berechnete Kurve [4.3]. Zudem stellt sich die Frage, ob die numerischen Methoden zu eindeutigen Lösungen führen. Anhand einer Parameterstudie konnte gezeigt werden, dass verschiedene Parameter im bilinearen Diagramm fixiert werden müssen, damit ein eindeutiges Resultat gefunden werden kann [4.7].

Die spezifische Bruchenergie G_F -Wert hängt - wie in diesem Kapitel noch gezeigt werden wird - von der Betonart und von den Probekörperabmessungen ab. Damit nun die Formen der ermittelten, bilinearen Entfestigungs-Diagramme für verschiedene Versuchsbedingungen miteinander verglichen werden können, scheint es zweckmässig zu sein, diese Einflüsse fürs erste zu eliminieren. Dies erreicht man durch eine Transformation der bilinearen Diagramme in eine Darstellung, in der sie nicht mehr direkt von den absoluten Kenngrössen f_t , G_F und w beschrieben werden. Es wird ein normalisiertes Spannungs-Rissweite-Diagramm eingeführt (Bild 4.3), bei dem die Spannungen auf die Zugfestigkeit bezogen werden, und die Rissweite w durch eine dimensionslose Grösse C repräsentiert wird, die wie folgt definiert ist:

$$C = w \cdot \frac{f_t}{G_F} \quad (4.1)$$

Die Fläche A_n unter dem normalisierten bilinearen Diagramm muss gleich 1 sein:

$$A_n = 1 = \left(C_1 + \frac{C_2}{f_t/s_1} \right) \cdot 0.5 \quad (4.2)$$

Mit der Einführung der normalisierten, bilinearen Entfestigungs-Diagramme kann erwartet werden, dass in bezug auf den jeweils untersuchten Versuchsparameter

eher Gesetzmässigkeiten auftreten als in der absoluten Darstellung. Solche Gesetzmässigkeiten würden dann erlauben, die Entfestigungs-Funktion für verschiedene Betonarten ohne FE-Rechnung zu finden. Einzig die Zugfestigkeit und die spezifische Bruchenergie eines bestimmten Betons müssten für die Rücktransformation ins absolute Diagramm bekannt sein.

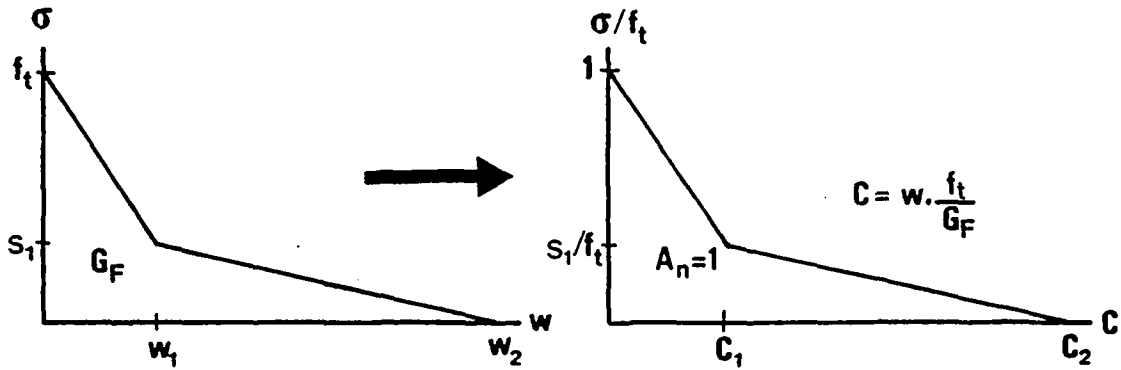


BILD 4.3: Transformation des bilinearen Entfestigungs-Diagrammes in eine normalisierte Darstellung

4.2.3 Vorgehen bei der Ermittlung des Entfestigungs-Diagrammes

Im Rahmen dieser Arbeit wurden bilineare Entfestigungs-Diagramme ermittelt. Mit Hilfe einer modifizierten Version [4.7] des SOFTFIT-Programmes, die erlaubt, gewisse Grössen im bilinearen Diagramm zu fixieren, konnten eindeutige Lösungen erhalten werden. Folgendes Vorgehen wurde gewählt (Bild 4.4):

- Zunächst wurde die Zugfestigkeit fixiert. Die Zugfestigkeit wurde entweder direkt gemessen oder abgeschätzt.
- Danach wurde das Verhältnis $s_1/f_t = 1/3$ gewählt.
- Mit dem modifizierten SOFTFIT-Programm wurden nun iterativ die Rissweiten w_1 und w_2 ermittelt.
- Um eine bestmögliche Korrelation zwischen der berechneten und der experimentellen Kurve zu erzielen, wurde s_1/f_t eventuell neu gewählt und die Rechnung wiederholt.
- Schliesslich wurde das resultierende, bilineare Diagramm in die normalisierte Darstellung transformiert.

Bemerkung:

Die zylindrischen Keilspaltprobekörper wurden als prismatische Probekörper modelliert. Damit konnte eine Elementmasche analog zum Keilspaltwürfel verwendet werden.

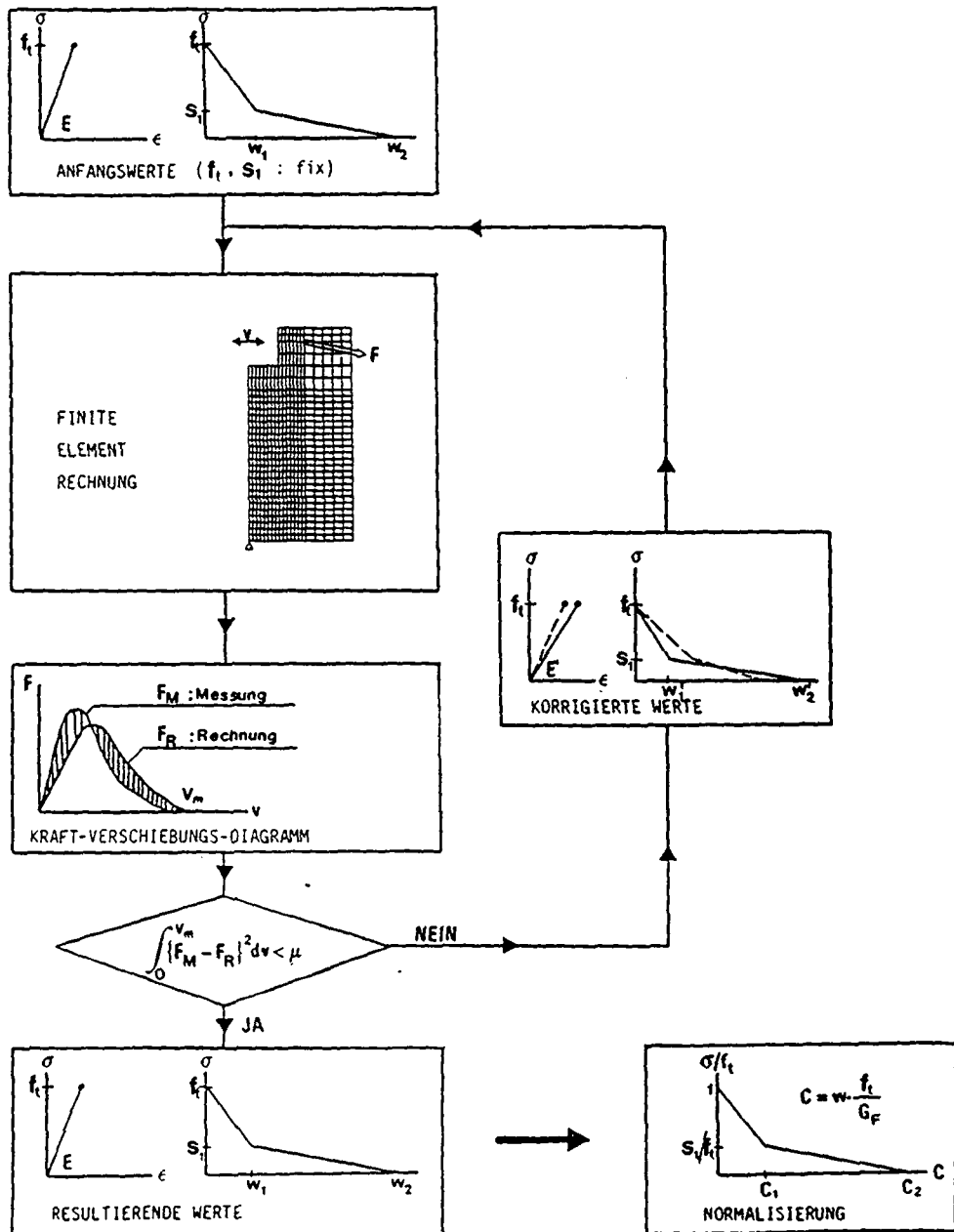


BILD 4.4: Organigramm des verwendeten SOFTFIT-Programmes.

4.3 EINFLUSS DER BETONART

4.3.1 Beschreibung der Versuchsserien und deren Ergebnisse

Der Einfluss der Betonart auf die bruchmechanischen Materialkennwerte wurde mit zwei Versuchsreihen untersucht:

- Serie Normalbeton:

Fünf im Stahlbetonbau übliche Betonarten wurden mit dem Keilspaltversuch geprüft. Dabei waren das Grösstkorn, die Gesteinsqualität, die Zementmenge, der Wasser/Zement-Wert sowie das Prüfalter der untersuchten Betonarten verschieden. Die Betonzusammensetzungen sind in Tabelle 4.1 aufgeführt. Als Probekörper

wurde der Spaltwürfel (Form A, Bild 3.9) einer Seitenlänge von 200 mm und einer Ligamentlänge von 130 mm gewählt. Die Probekörper lagerten bis zur Versuchsdurchführung in Wasser.

- Serie Staumauerbeton:

Bei der zweiten Versuchsreihe handelte es sich um Keilspaltversuche an Bohrzylindern aus drei verschiedenen Bogenstaumauern. Die Zusammensetzungen dieser Staumauerbetonarten, die als Vorsatzbeton bezeichnet werden können, sind ebenfalls in Tabelle 4.1 angegeben. Der "liegende" Zylinder (Form B, Bild 3.9) wurde als Probekörper verwendet. Die Bohrzylinder aus der Staumauer Mauvoisin (Bild 4.5) wiesen einen Durchmesser von 300 mm auf, während die Zylinder aus den Talsperren Solis und Zervreila einen Durchmesser von 200 mm hatten. Die Ligamentlängen betragen 210 respektive 120 mm. Die Dicke d aller Probekörper betrug 300 mm.

TABELLE 4.1: Zusammensetzung der untersuchten Betonarten

	Grösstkorn d_m [mm]	Zementgehalt [kg/m ³]	W/Z-Wert [-]	Prüfalter [Tage]	Anzahl Versuche
Normalbeton:				[Tage]	
B 12	12	400	0.48	150	4
B 16-1	16	350	0.43	28	10
B 16-2	16	325	0.50	28	5
B 32-1	32	300	0.50	28	6
B 32-2	32	300	0.50	14	5
Staumauerbeton:				[Jahre]	
Solis	80	250	0.50	2	4
Zervreila	120	200	0.69	30	4
Mauvoisin	120	250	0.47	30	4

Die Ergebnisse der beiden Versuchsserien sind in Tabelle 4.2 aufgeführt. Diese Tabelle enthält neben den bruchmechanischen Kenngrössen auch Werte für die Zug- und die Druckfestigkeit, sowie für den Elastizitätsmodul in Druck. Die charakteristische Länge wurde unter der Annahme berechnet, dass der Elastizitätsmodul in Zug und Druck gleich ist. In Bild 4.6 sind die Spaltkraft-Rissöffnungs-Kurven dargestellt. Für den Normalbeton werden nur drei Mittelkurven angegeben. Bei der Serie "Staumauerbeton" muss beachtet werden, dass die Kraft- und Verformungswerte des Mauvoisin-Betons wegen der grösseren Probekörperabmessungen entsprechend grösser sind als bei den beiden anderen Serien.

Bemerkungen:

1. Die Mittelkurve aus den einzelnen Spaltkraft-Rissöffnungs-Kurven wurde gemäss folgender Methode gefunden: Zunächst wurden alle Einzelkurven in ein dimensionsloses Diagramm transformiert, indem die Kraftwerte auf die maximale Spaltkraft und die Rissöffnungswerte auf die Rissöffnung bei Maximalkraft bezogen wurden. Danach mittelte man bei mehreren normalisierten Kraftwerten die normalisierten Rissöffnungswerte der Einzelkurven. Daraus resultierte die normalisierte Mittelkurve. Die wirkliche Mittelkurve wurde schliesslich durch

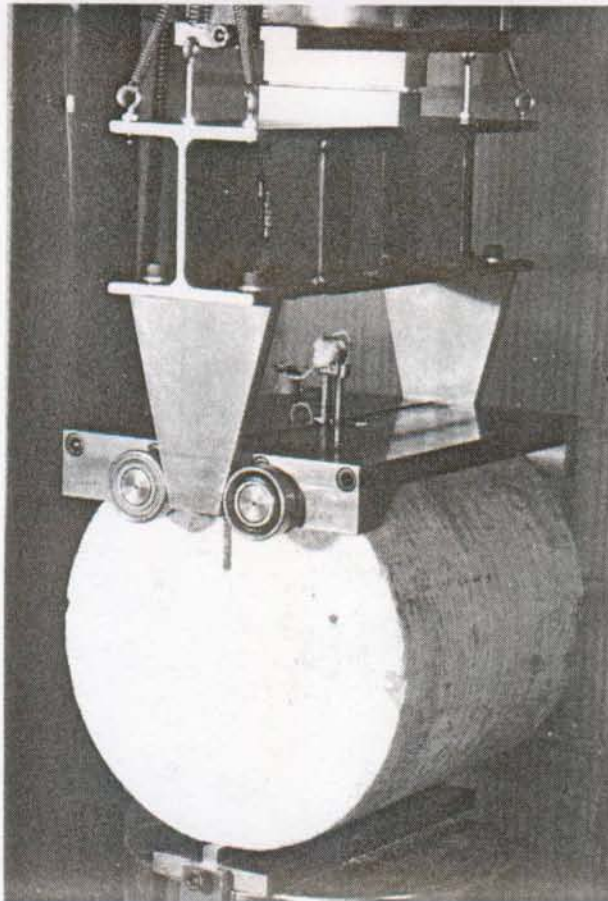


BILD 4.5: Keilspaltversuch mit einem Bohrzylindern ($\varnothing = 300 \text{ mm}$, $d = 300 \text{ mm}$) aus der Staumauer Mauvoisin.

TABELLE 4.2: Ergebnisse der Keilspaltversuche und Festigkeitswerte der geprüften Betonarten

	$F_{S,m}$ [kN]	GF [N/m]	l_{ch} [mm]	f_t^* [N/mm ²]	E [N/mm ²]	f_{cc} [N/mm ²]
Normalbeton:						
B 12	15.1	76	141	4.40	36'000	55
B 16-1	14.4	125	623	2.55	32'400	45
B 16-2	11.3	112	669	2.10	26'350	31
B 32-1	12.5	146	782	2.40	30'860	36
B 32-2	10.7	111	-	2.25	-	-
Staumauerbeton:						
Solis	23.6	174	1100	2.40	36'400	39
Zervreila	20.1	257	1312	2.30	27'000	46
Mauvoisin	29.7	235	1700	2.00	28'930	54**

* Serie B 12: Querkzug-Versuch, Serien B 16-1 bis B 32-2: mit SOFTFIT ermittelt, Staumauerbeton: direkter Zugversuch

** Zylinder: Höhe=Durchmesser=300 mm

eine Rücktransformation mit dem Mittelwert aus den einzelnen, maximalen Spaltpkraft- und Rissöffnungswerten erhalten. Diese Methode bewährte sich, denn der Mittelwert der Flächen unter den Einzelkurven entsprach in der Regel bis auf 1 % genau der Fläche unter der Mittelkurve.

2. Bei der Serie B 16-1 wurden 10 Einzelversuche durchgeführt. Somit kann eine Aussage über die Streuung der Versuchswerte gemacht werden. Die Standardabweichung betrug für den G_f -Wert ± 7.7 N/m und für $F_{S,m}$ ± 0.86 kN bei Mittelwerten von 125 N/m und 14.4 kN. Der Variationskoeffizient von 6.2 % resp. 6.0 % kann als klein betrachtet werden. Die kleine Streuung ist wahrscheinlich auf die relativ grosse Bruchfläche im Vergleich zum Grösstkorn-durchmesser zurückzuführen. (An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die Bruchfläche der Keilspaltwürfel rund 5 Mal so gross ist wie diejenige des Drei-Punkt-Biegebalkens gemäss Bild 3.5 für Beton mit einem 16 mm-Grösstkorn.

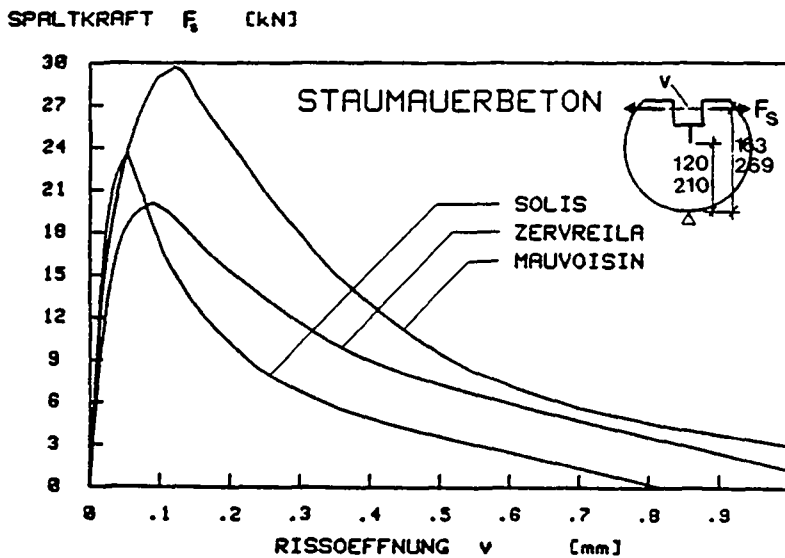
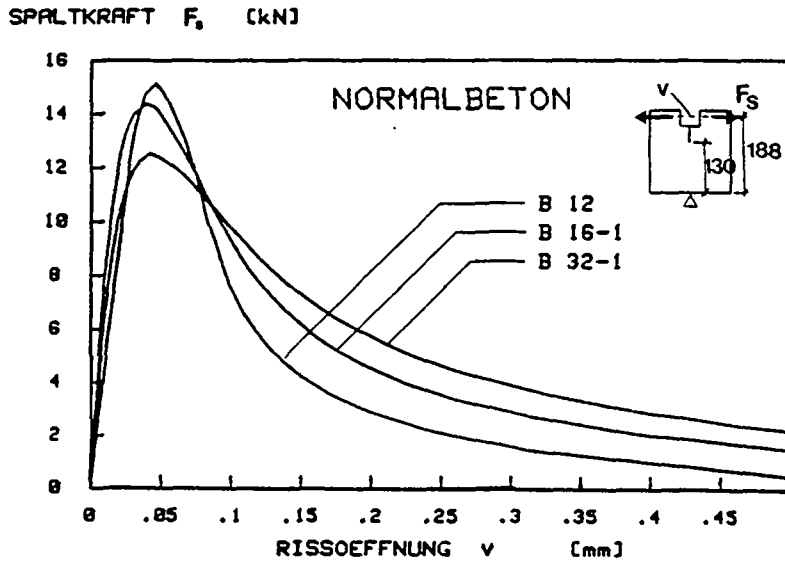


BILD 4.6: Spaltpkraft-Rissöffnungs-Mittelkurven von Normal- und Stau-mauerbeton.

Die Parameter der bilinearen Entfestigungs-Funktionen aller Versuche sind in Tabelle 4.3 aufgeführt. Die Diagramme sind sowohl in der absoluten als auch in der normalisierten Darstellung in Bild 4.7 aufgetragen.

TABELLE 4.3: Parameter der bilinearen Dehnungsentfestigungs-Diagramme

	f_t [N/mm ²]	s_1 [N/mm ²]	s_1/f_t	w_1 [mm]	C_1	w_2 [mm]	C_2	$G_{F,R}$ [N/m]
Normalbeton:								
B 12	4.40	1.10	1/4	0.016	0.98	0.067	4.09	73
B 16-1	2.55	0.85	1/3	0.029	0.70	0.159	3.87	105
B 16-2	2.10	0.70	1/3	0.037	0.80	0.167	3.61	97
B 32-1	2.40	0.80	1/3	0.031	0.55	0.230	4.09	129
B 32-2	2.25	0.75	1/3	0.030	0.67	0.182	4.05	102
Staumauerbeton:								
Solis	2.40	0.80	1/3	0.052	0.72	0.251	3.46	163
Zervreila	2.30	0.92	1/2.5	0.103	0.92	0.296	2.65	255
Mauvoisin	2.00	0.80	1/2.5	0.089	0.76	0.366	3.11	235

$G_{F,R}$: berechnet als Fläche unter dem bilinearen Entfestigungs-Diagramm

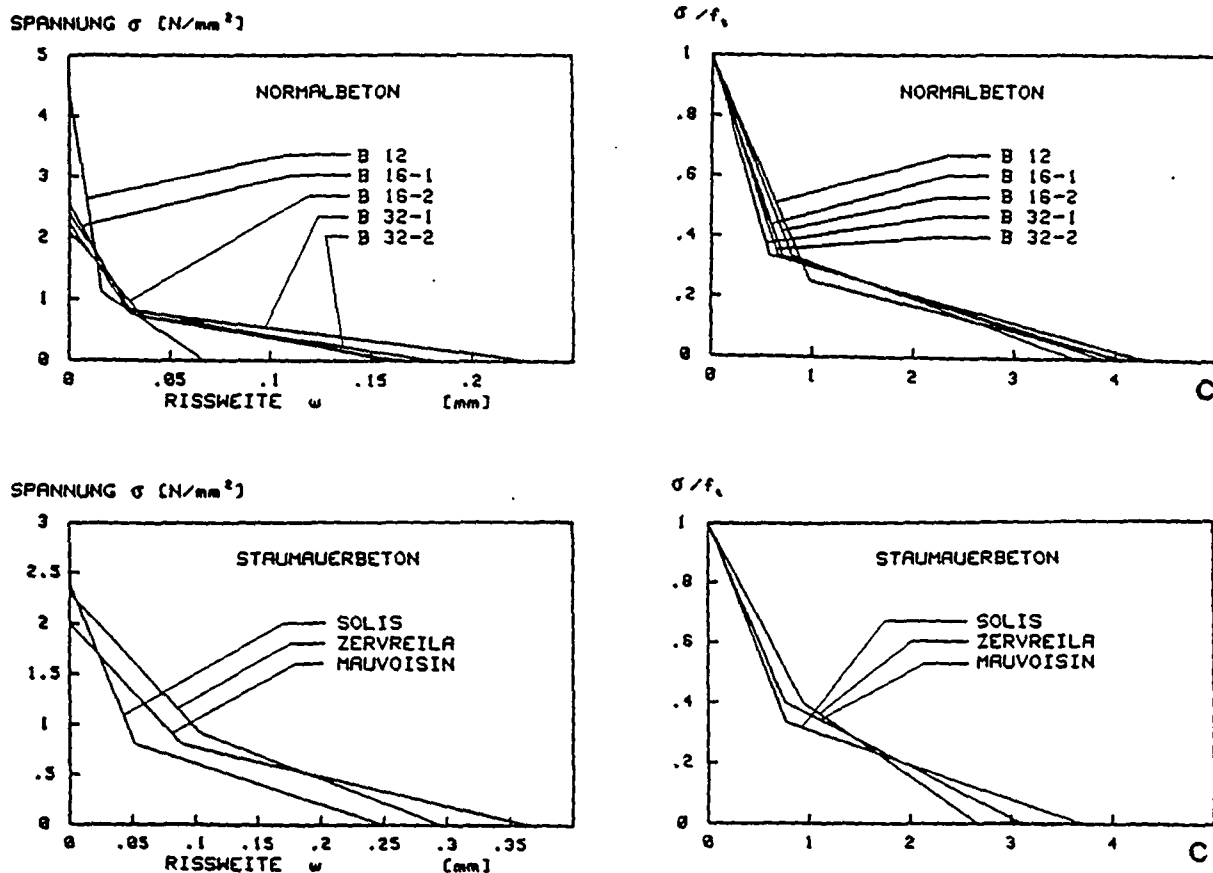


BILD 4.7: Bilineare Entfestigungs-Diagramme in der absoluten und normalisierten Darstellung.

4.3.2 Diskussion der Versuchsergebnisse

4.3.2.1 Serie Normalbeton

Obwohl die Probekörper gleiche Formen aufwiesen und alle Versuche mit der gleichen Prüfmaschine durchgeführt wurden, liefern die geprüften Betonarten unterschiedliche bruchmechanische Materialkennwerte. Wie bei den üblichen Festigkeitswerten beeinflusst die Betonart also auch die bruchmechanischen Kennwerte.

Es ist eine Tendenz erkennbar, dass die spezifische Bruchenergie mit zunehmendem Grösstkorn anwächst. Bei den bilinearen Entfestigungs-Diagrammen fällt auf, dass die Gerade nach dem Knickpunkt mit zunehmendem Grösstkorn flacher wird und die Werte für die maximale Rissweite w_2 anwachsen. Der Einfluss des Grösstkorndurchmessers und des Wasser/Zement-Wertes auf die spezifische Bruchenergie und das Entfestigungs-Diagramm wurde denn auch mit Hilfe von Kompakt-Zugversuchen (Bild 3.6) systematisch untersucht. Die Ergebnisse dieser Versuche wurden in [4.8] veröffentlicht und zeigen, dass der G_f -Wert mit zunehmendem Grösstkorn anwächst. Bei gleichem W/Z-Wert nahm die spezifische Bruchenergie des Betons mit einem Grösstkorn von 32 mm gegenüber dem Beton mit einem 8 mm-Grösstkorn um ungefähr 40 % zu. Ausserdem wuchs der G_f -Wert mit abnehmendem W/Z-Wert nur geringfügig an. Die normalisierten, bilinearen Entfestigungs-Diagramme waren für unterschiedliche W/Z-Faktoren gleich. Hingegen nahm die Neigung der zweiten, flachen Gerade mit zunehmendem Grösstkorn ab.

Die spezifische Bruchenergie des Betons B32-1 mit einem Grösstkorn von 32 mm ist beinahe doppelt so gross wie diejenige des Betons B12 mit einem 12 mm-Grösstkorn. Dieser sehr deutliche Unterschied kann nicht allein auf das unterschiedliche Grösstkorn zurückgeführt werden, denn auch die Differenz zwischen den G_f -Werten der Serien B12 und B16-1 ist gross, obwohl das Grösstkorn nur wenig verschieden ist. Aus den Bruchoberflächen ging aber hervor, dass sich der Riss bei den Betonarten B32-1 und B16-1, die mit Rundkies (Granite, Gneise und metamorphe Kalksteine) aus dem Rhonetal hergestellt wurden, vermehrt um die Zuschläge herum fortpflanzte. Im Gegensatz dazu wies die Bruchfläche der Serie B12, hergestellt aus teilweise gebrochenen Zuschlägen (Silikate und Karbonate) aus der Seine bei Paris, vorwiegend Kornbrüche auf. Zudem ist aus Bild 4.6 ersichtlich, dass B12 die grösste maximale Spaltkraft und den steilsten abfallenden Ast im Spaltkraft-Rissöffnungs-Diagramm aufweist. Der Beton B12 hat wohl eine hohe Zugfestigkeit; er zeichnet sich aber durch ein wenig "duktiler" Bruchverhalten aus. Daraus ist ersichtlich, dass nicht nur der Grösstkorndurchmesser, sondern vor allem auch die Art der Zuschlagsstoffe die bruchmechanischen Kennwerte stark beeinflussen kann.

Die hohe Zugfestigkeit des Betons B12 deutet auf einen sehr guten Verbund zwischen der Zementmatrix und den Zuschlägen hin. Dieser Verbund ist gar stärker als die Festigkeit der Zuschlagskörner. Der Riss pflanzt sich entlang eines direkten Weges durch die Zuschläge hindurch fort (Bild 4.8). Zum Bruch dieser Zuschläge ist offenbar wenig Energie erforderlich. Die insgesamt aufgewendete Bruchenergie ist deshalb relativ klein. Im Gegensatz dazu ist bei den Betonarten B16 und B32 der Verbund schlechter als die Festigkeit des Zuschlagskorns, was zu der im Vergleich zu B12 tieferen Zugfestigkeit bzw. maximalen Spaltkraft $F_{s,m}$ führte. Die Bedeutung der Verbundlösungen liegt im komplexen Rissweg, indem der Riss eine grosse Oberfläche erzeugt. Dies führt zu einer hohen Bruchenergie. Mit zunehmendem Grösstkorn werden die Risswege komplexer und die Rissoberflächen grösser, womit die Zunahme der spezifischen Bruchenergie mit anwachsendem Grösstkorn erklärt werden kann.

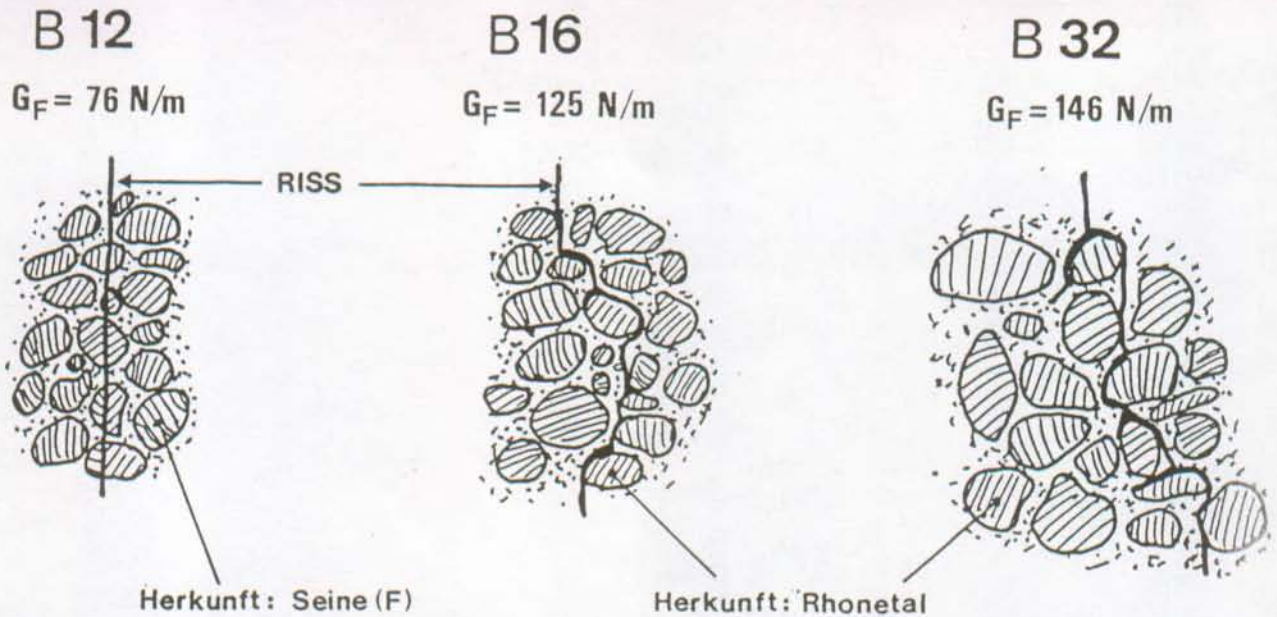


BILD 4.8: Schematische Darstellung des Rissfortschrittes in Betonen mit Zuschlagsstoffen unterschiedlicher Art und Grösstkorndurchmesser.

Aus der Literatur sind mehrere Untersuchungen über den Einfluss des Grösstkorn-durchmessers und der Zuschlagsart auf bruchmechanische Kennwerte bekannt:

Aus den Ergebnissen von etwa 700 Drei-Punkt-Biegeversuchen zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie von Beton folgerte Hillerborg [4.21], dass die spezifische Bruchenergie mit zunehmendem Grösstkorn zwischen 8 und 20 mm zunimmt. Die gleiche Tendenz wurde von Nallathambi et al. [4.22] sowie Kleinschrodt et al. [4.11] festgestellt. Die Versuche von Petersson [4.14] zeigten nur eine leichte Zunahme des G_F -wertes mit zunehmendem Grösstkorn. Demgegenüber folgerten Wolinski et al. [4.23] aus ihren Versuchen, dass die spezifische Bruchenergie nicht vom Grösstkorn abhängig ist. Diese Diskrepanz ist möglicherweise durch die unterschiedliche Versuchsmethode erklärbar. Wolinski et al. führten einfache Zugversuche durch, während alle Ergebnisse, die einen Grösstkorneinfluss nachweisen, mit Hilfe von Drei-Punkt-Biegeversuchen erhalten wurden. Im Biegeversuch kommt es beim "Öffnen" des Probekörpers zu einem Ineinandergreifen der Zuschlagskörner (aggregate interlock) und damit zur Bildung eines "Gelenkes mit Reibung". Dies führt zu einem zusätzlichen Energieverbrauch. Dieses Ineinandergreifen wird mit zunehmendem Grösstkorn ausgeprägter. Beim direkten Zugversuch hingegen werden die Bruchflächen - sieht man von der Rotation der Rissoberflächen ab (Kap. 3.2.1) - parallel zueinander getrennt; es findet ein nur schwaches Ineinandergreifen der Zuschläge statt.

Verschiedentlich wurden auch Versuche über den Einfluss der Art und Festigkeit der Zuschläge auf die Bruchenergie durchgeführt. Petersson [4.14] folgerte aus seinen Versuchen, dass "starke" Zuschläge wie gebrochene Quarzite deutlich höhere G_F -werte liefern als "weiche" Zuschläge wie gebrochener Sandstein. Cornelissen et al. [4.24] stellten anhand von einfachen Zugversuchen einen bedeutenden Einfluss der Zuschlagsart (Flusskies oder Leichtzuschläge (LECA)) auf die Form des Entfestigungs-Diagrammes von Beton fest. Carpinteri et al. [4.12] fanden für Beton mit gebrochenen Zuschlägen kleinere G_F -werte als für Beton mit Rundkies.

4.3.2.2 Serie Staumauerbeton

Auch beim Staumauerbeton tendiert die spezifische Bruchenergie mit zunehmendem Grösstkorn zu grösseren Werten, die gar 200 N/m übersteigen. Aus den normalisierten Entfestigungs-Diagrammen (Bild 4.7) gehen keine Gesetzmässigkeiten hervor. Die Bruchfläche des Solis-Betons wies vorwiegend Verbundlösungen auf, während beim Beton aus Zervreila und Mauvoisin viele Kornbrüche zu erkennen waren, und der Rissweg direkt war (Bild 4.9).

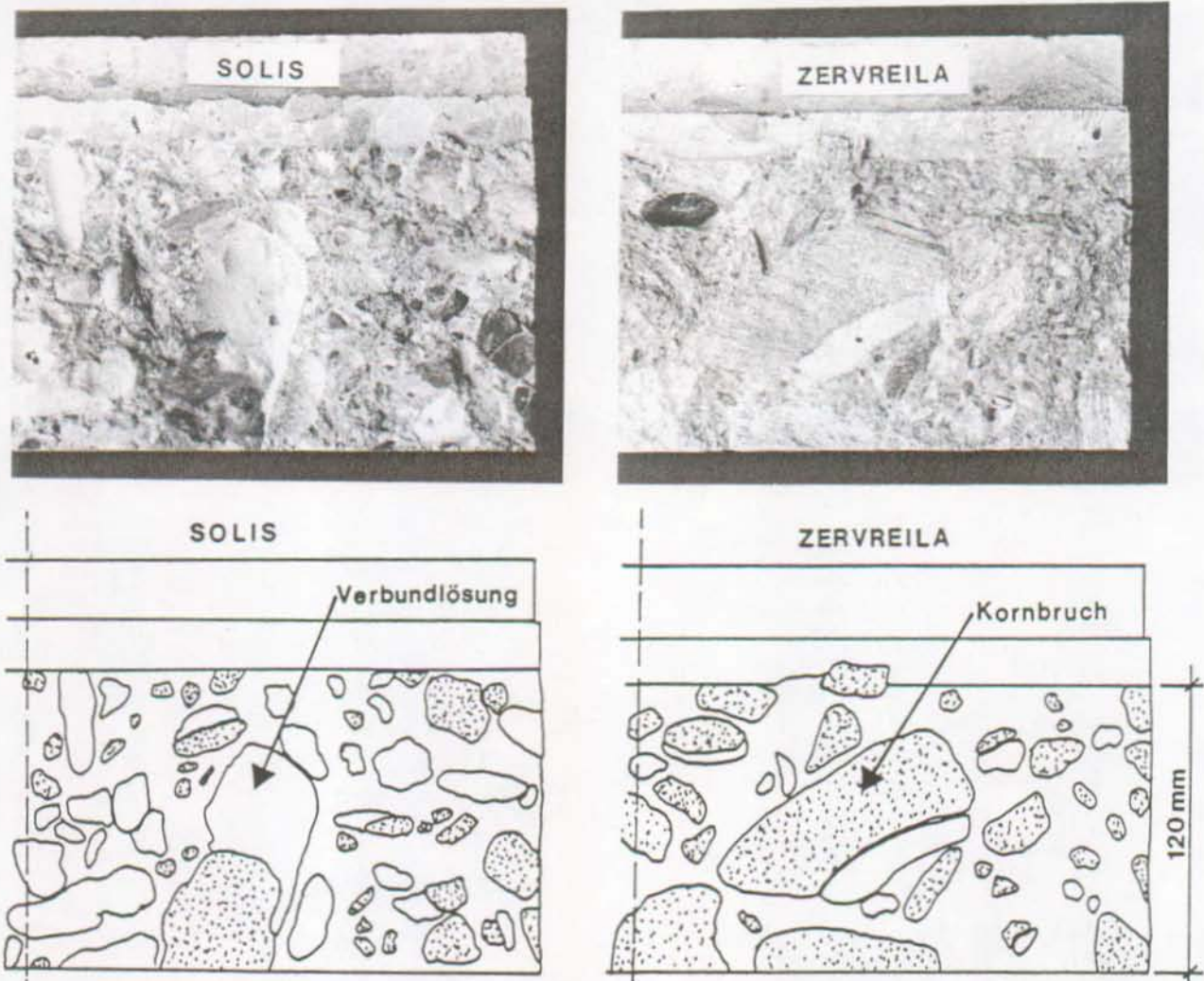


BILD 4.9: Bruchflächen von Staumauerbeton.

Gleich wie bei den Normalbetonarten B16 und B32 kann beim Solis-Beton, der aus Kalksteinen und metamorphen Gesteinen hergestellt wurde (Kap. 5.2.1), der hohe Wert für die spezifische Bruchenergie durch den komplexen Rissweg erklärt werden. Der Solis-Beton setzt die Tendenz fort, dass mit zunehmendem Grösstkorn der Rissweg komplexer und damit G_f grösser wird. Demgegenüber wurden für den Bau der Zervreila- und Mauvoisin-Staumauer metamorphe Gesteine (vorwiegend Gneise) verwendet. Wegen ihrer blättrigen Struktur brechen die Gneise nicht "spröde"; der Bruchvorgang ist wegen der Bildung von "Scharnieren" zäh. Eine entsprechend grosse Energie ist zum Aufbrechen dieser Zuschläge notwendig, was die grosse spezifische Bruchenergie erklärt. Es kann damit festgestellt werden, dass nicht nur das Grösstkorn, sondern vor allem auch die Petrografie und die Textur der Zuschläge eine Zunahme des G_f -wertes bewirken können.

Werte für die spezifische Bruchenergie von Staumauerbeton konnten in der Literatur nicht gefunden werden. Einzig am LMC wurden mit Bohrkernproben aus der Zervreila-Staumauer vier "zusammengesetzte" Biegebalken (Bild 3.20) unter Drei-Punkt-Biegung geprüft [4.25]. Aus den Versuchen resultierte ein G_f -Wert von 233 N/m. Für das bilineare Entfestigungs-Diagramm wurden folgende Werte ermittelt: $f_t = 2.5 \text{ N/mm}^2$, $s_1 = 0.83 \text{ N/mm}^2$, $w_1 = 0.08 \text{ mm}$ und $w_2 = 0.32 \text{ mm}$. Diese Werte stimmen gut mit den Ergebnissen der Keilspaltversuche mit gleichem Beton (Tab. 4.3) überein.

Die Abmessungen der Probekörper aus Staumauerbeton mit einem Grösstkorn von 80 respektive 120 mm erfüllen die bei Versuchen mit Beton übliche Bedingung eines dreifachen Grösstkorndurchmessers nicht. Obwohl es sich bei den Probekörpern um Bohrkernproben handelt und damit kein "Wandeffekt" vorliegt, stellt sich die Frage, ob die ermittelten Materialkennwerte objektiv sind. Diese Frage kann an sich nur mit Hilfe von Versuchen beantwortet werden. Dazu wären jedoch ausserordentlich grosse Probekörper erforderlich. Solche Versuche wären entsprechend aufwendig.

Wie jedoch die Versuche gezeigt haben, war die Bruchfläche von zwei Staumauerbetonarten durch viele Kornbrüche charakterisiert. Somit kann die Bedingung des dreifachen Grösstkorndurchmessers als minimale Probekörperabmessung grundsätzlich in Frage gestellt werden, weil der Riss ja nicht um die Zuschläge herumwandert. In Bild 4.10 sind die Spaltkraft-Rissöffnungs-Einzelkurven der Versuche mit Zervreila-Beton dargestellt; die G_f -Einzelwerte betragen: 231, 252, 270 und 273 N/m. Es fällt auf, dass die Einzelkurven in einem relativ schmalen Band liegen. Ausserdem muss bemerkt werden, dass ein Bohrkerndurchmesser von 30 cm vom technischen und finanziellen Aufwand her als gross angesehen werden muss. Probekörper aus Staumauerbeton werden folglich immer relativ klein sein, falls es - was beim Keilspaltversuch ja die Absicht ist - darum geht, einen Standardversuch mit Probekörpern aus Bohrkernen durchzuführen. Immerhin wiesen die Probekörper der vorliegenden Versuche eine vergleichsweise grosse Bruchfläche (z.B. Mauvoisin: 21 cm x 30 cm) auf.

SPALTKRAFT F_s [kN]

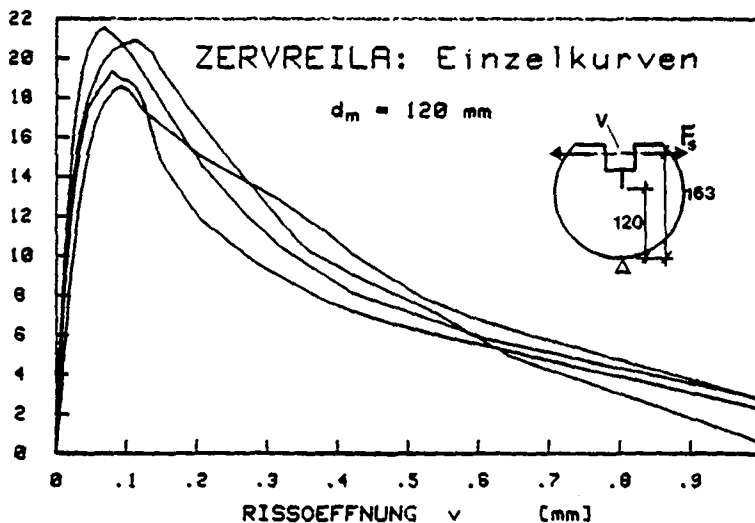


BILD 4.10: Einzelkurven der Keilspaltversuche mit Zervreila-Staumauerbeton

4.3.2.3 Vergleich zwischen Normal- und Staumauerbeton

Zur Interpretation der Versuchsergebnisse sind auf Bild 4.11 die experimentell bestimmten G_f -Werte der Normal- und Staumauerbetonarten in Abhängigkeit des Grösstkorndurchmessers dargestellt. Ausser bei der Serie "Mauvoisin" wiesen die

Probekörper sowohl der Normal- als auch der Staumauerbetonarten mit 130 resp. 120 mm beinahe gleiche Ligamentlängen auf. Damit können die Ergebnisse der Normal- und Staumauerbetonarten miteinander verglichen werden.

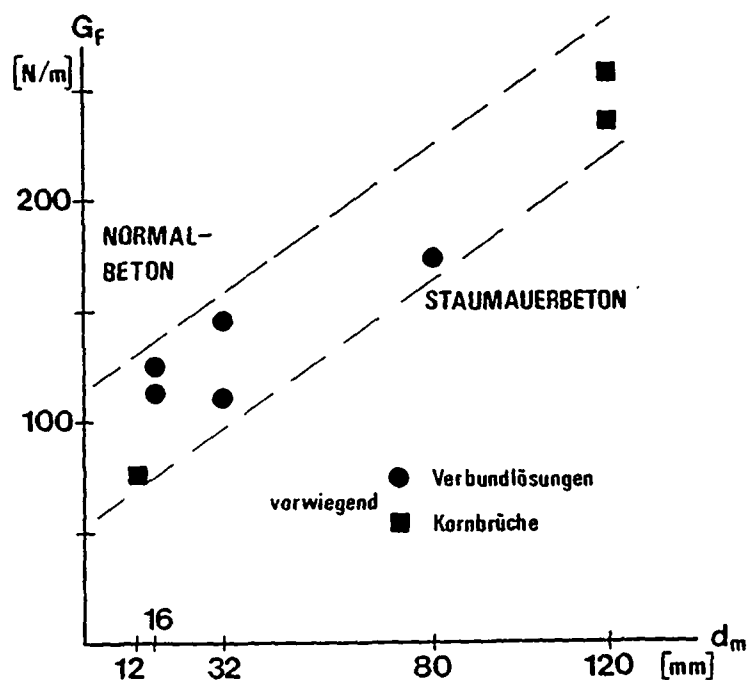


BILD 4.11: Einfluss des Grösstkorndurchmessers auf die spezifische Bruchenergie

Aus Tabelle 4.2 und Bild 4.11 geht hervor, dass die spezifische Bruchenergie G_f der geprüften Staumauerbetonarten im Vergleich zu den Normalbetonarten um 1.2 - 3.4 mal grösser ist. Da die Staumauerbetone zudem kleinere Zugfestigkeiten und Elastizitätsmoduli aufweisen, sind die Werte der charakteristischen Länge 1.4 - 12 mal grösser als beim Normalbeton. Diese Vergleichszahlen zeigen, dass beim Staumauerbeton sowohl die Verformung als auch die Energie bis zum Bruch deutlich grösser ist als beim Normalbeton.

Die Tendenz zu grösseren G_f -Werten mit zunehmendem Grösstkorndurchmesser wird auch von den geprüften Staumauerbetonarten bestätigt (Bild 4.11). Die Zunahme des G_f -wertes ist einerseits durch den mit zunehmendem Grösstkorn komplexeren Rissweg bei Bruchflächen mit vorwiegend Verbundlösungen zu erklären. Andererseits ist aber der G_f -wert deutlich von der Gesteinsart - und dies möglicherweise unabhängig von der Korngrösse - beeinflusst. Dies zeigen die G_f -Werte der Betonarten mit Bruchflächen, die vorwiegend Kornbrüche aufweisen.

Die bilinearen Entfestigungs-Diagramme streichen ebenfalls einen sehr deutlichen Unterschied zwischen Normal- und Staumauerbeton heraus. Zum Vergleich sind die bilinearen Diagramme der Betonarten B12, B32-1 und Mauvoisin in der absoluten Darstellung in Bild 4.12 aufgetragen. Es fällt auf, dass sich die bilinearen Diagramme zum Staumauerbeton hin deutlich abflachen: die Spannungswerte nehmen ab, während die Werte für die Rissweite stark zunehmen. Die maximale Rissweite des Mauvoisin-Betons ist 5.5 mal grösser als diejenige des Normalbetons B12.

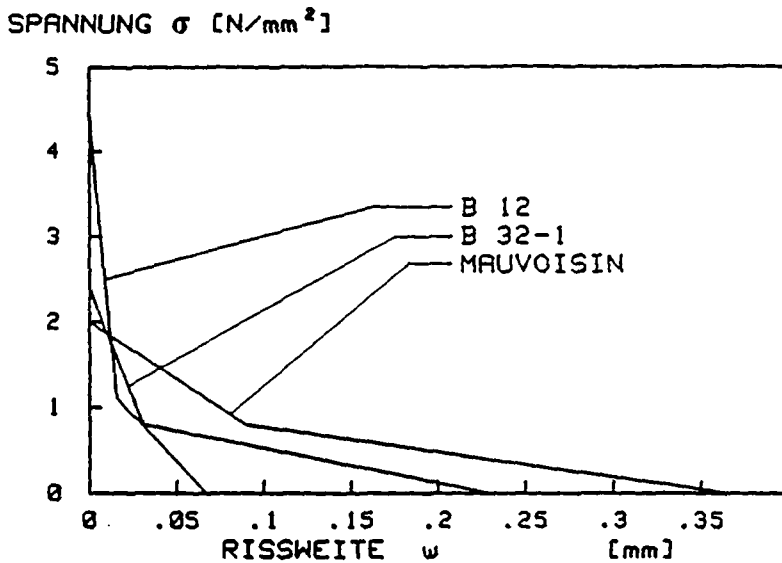


BILD 4.12: Vergleich der bilinearen Entfestigungs-Diagramme von Normal- und Staumauerbeton.

4.3.3 Diskussion der bilinearen Entfestigungs-Diagramme

Bei der Bewertung der mit SOFTFIT gefundenen Entfestigungs-Diagramme stellt sich die Frage, ob der Ansatz einer bilinearen Funktion für die Beschreibung des Entfestigungs-Verhaltens eine annehmbare Vereinfachung ist. Eine Antwort darauf können vollständige Spannungs-Dehnungs-Kurven von einachsigen Zugversuchen mit Solis-Beton [4.9] geben. Aus diesen Kurven wurden die Spannungs-Rissweite-Kurven gemäss Bild 2.12 ermittelt und in Bild 4.13 zusammen mit dem bilinearen Entfestigungs-Diagramm aus den Spaltversuchen mit Solis-Beton dargestellt. Daraus geht hervor, dass die bilineare Funktion den wirklichen Entfestigungs-Kurven recht gut folgt. Allerdings muss auf den unregelmässigen Verlauf der einzelnen, abfallenden Aeste hingewiesen werden. Dies ist möglicherweise darauf zurückzuführen, dass sich der Probekörper in seiner freien Länge zwischen den beiden Halterungen verdrehte; mit

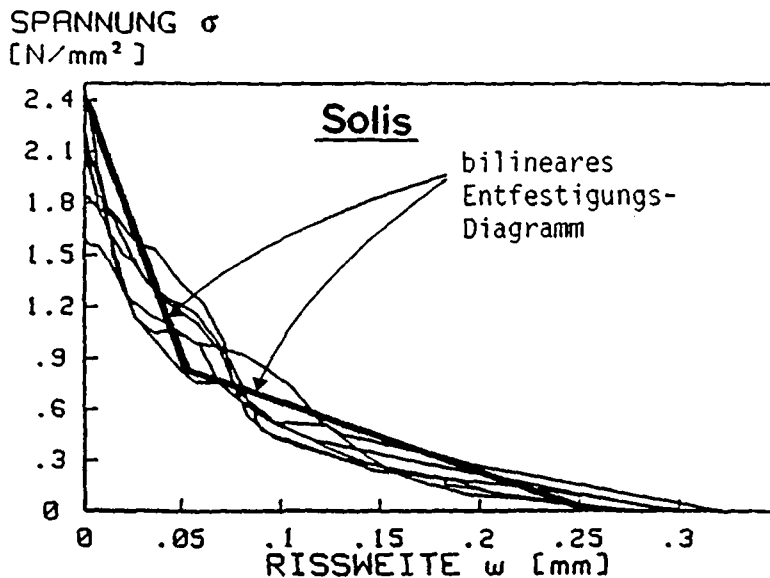


BILD 4.13: Vergleich von wirklichen Entfestigungs-Kurven mit dem numerisch ermittelten, bilinearen Diagramm.

fortschreitender Aufweitung der Bruchzone öffneten sich die beiden Rissoberflächen ungleichmässig [4.10]. Dieser Vorgang dürfte beim Staumauerbeton mit grossen Zuschlagskörnern besonders ausgeprägt sein.

Wie gut sich der Ansatz einer bilinearen Entfestigungs-Funktion zur Simulation bruchmechanischer Versuche eignet, sei an zwei repräsentativen Beispielen aufgezeigt, bei denen die berechneten Spaltkraft-Rissöffnungs-Kurven zusammen mit den experimentell bestimmten Mittelkurven aus zwei Keilspaltversuchsserien aufgezeichnet sind (Bild 4.14). Bei beiden Beispielen kann eine gute Übereinstimmung zwischen den berechneten und den gemessenen Kurven festgestellt werden.

Das bilineare Entfestigungs-Diagramm muss als erste Näherung betrachtet werden. Immerhin führt dieser Ansatz bereits zu befriedigenden Resultaten. Für die Anwendung in der numerischen Bauwerksanalyse, bei der in der Regel wegen der Komplexität der Aufgabe möglichst einfache Materialmodelle verwendet werden müssen, dürfte dies genügen. Ein verfeinertes Entfestigungs-Diagramm, etwa in der Form eines multilinearen Ansatzes, wäre nur für wissenschaftliche Untersuchungen sinnvoll.

Nicht immer wird eine gute Übereinstimmung zwischen dem berechneten $G_{f,R}$ -Wert als Fläche unter dem numerisch ermittelten bilinearen Diagramm und der experimentell bestimmten spezifischen Bruchenergie erreicht. Die berechneten, spezifischen Bruchenergie-Werte sind in der Regel kleiner als die Versuchswerte. Die Abweichungen betragen maximal 20 % (Tabelle 4.3).

Die im einachsigen Zugversuch ermittelte Zugfestigkeit der Staumauerbetonarten wurde für die numerische Berechnung direkt verwendet. Diese experimentellen Werte führten zu befriedigenden Ergebnissen. Die Zugfestigkeit f_t im bilinearen Entfestigungs-Diagramm kann folglich im einachsigen Zugversuch bestimmt werden.

Die Wahl des Verhältnisses s_1/f_t wurde im Hinblick auf eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen der berechneten und der experimentellen Kurve getroffen. Aufgrund der vorliegenden Resultate scheint es, dass bei einem Beton mit hoher Zugfestigkeit und kleiner Bruchenergie das Verhältnis s_1/f_t klein ($=1/4$) ist, während für den Staumauerbeton mit kleiner Zugfestigkeit und ausgeprägter Entfestigung der Quotient s_1/f_t gross ($=1/2.5$) ist.

Die Werte für die dimensionslose Grösse C_1 liegen in einem Bereich zwischen 0.6 und 1.0 und scheinen weder vom jeweils gewählten s_1/f_t -Verhältnis noch von der Betonart beeinflusst zu sein (Tab. 4.3). Der C_2 -Wert folgt damit aus der Gleichung 4.2: $C_2=(2-C_1) \cdot (f_t/s_1)$. Für einen "mittleren" C_1 -Wert von 0.8 erhält man bei einem Verhältnis $f_t/s_1=3$ einen C_2 -Wert von 3.6. Dieses mit diesen Parametern beschriebene, bilineare Entfestigungs-Diagramm ist mit demjenigen bilinearen Diagramm identisch, das von Hillerborg [4.30] und Petersson [2.11] als vernünftige Näherung an die wirkliche Entfestigungsfunktion von Normalbeton angegeben und bei der FE-Rechnung verwendet wurde.

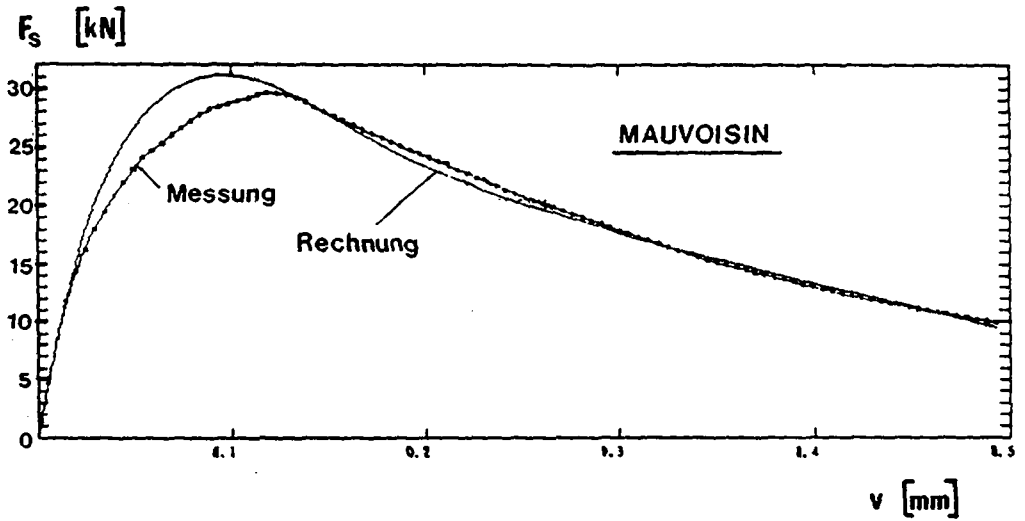
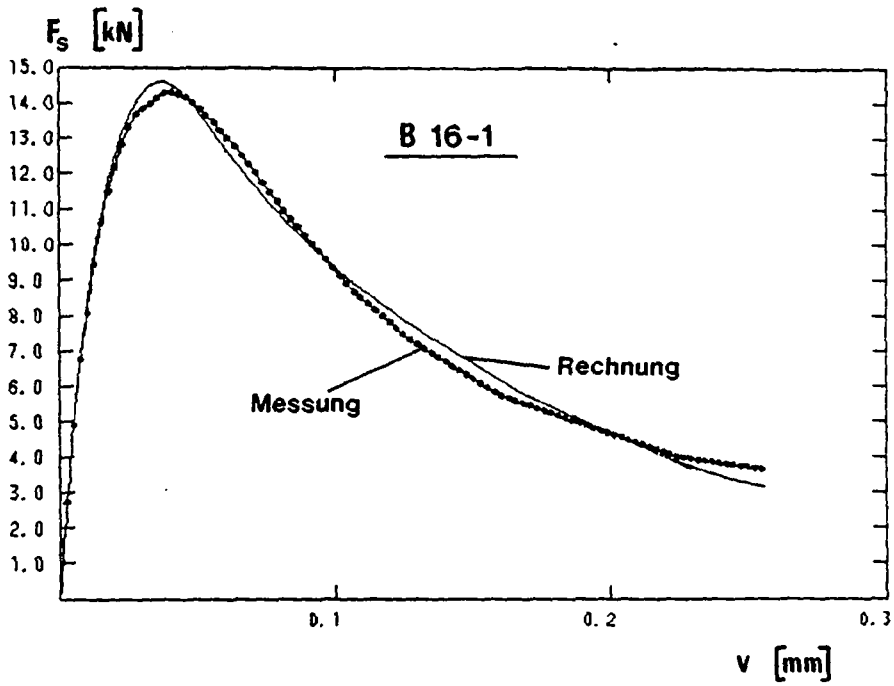


BILD 4.14: Vergleich zwischen berechneten und gemessenen Spaltkraft-Rissöffnung-Kurven mit a) guter und b) annehmbarer Übereinstimmung.

4.4 EINFLUSS DER PROBEKÖRPERABMESSUNGEN

4.4.1 Beschreibung der Versuchsserien und deren Ergebnisse

Der Einfluss der Probekörperabmessungen auf bruchmechanische Kennwerte wird in zwei Dimensionen untersucht; die Probekörperdicke wird konstant gelassen. Es wurden drei Versuchsserien ausgeführt, wobei bei jeder Serie einer der drei folgenden geometrischen Größen als Versuchsparameter konstant gehalten wurde:

- die Probekörpergröße H
- die Ligamentlänge h , und
- das Verhältnis h/H zwischen der Ligamentlänge und der Probekörpergröße.

Nachfolgend werden die Versuchsserien beschrieben; die Probekörperabmessungen sind in Tabelle 4.4 angegeben.

1. Serie CTV mit h/H =konstant:

Diese Serie [4.8] bestand aus Kompakt-Zugversuchen mit Probekörpern gleicher Dicke und geometrisch ähnlichen Abmessungen. Das Verhältnis der Ligamentlänge h zur Probekörpergröße H war konstant. Der geprüfte Beton ist mit dem in 4.3.1 beschriebenen Beton B 16-1 identisch.

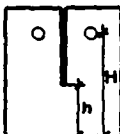
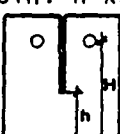
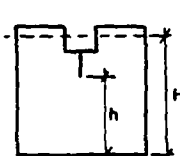
2. Serie CTh mit h =konstant:

Wiederum wurden Kompaktzug-Versuche durchgeführt. Die Probekörper wiesen unterschiedliche Abmessungen H , jedoch konstante Ligamentlängen h auf. Die Betonzusammensetzung entsprach derjenigen der Serie CTV, wobei das Prüfalter nur 14 Tage betrug.

3. Serie SVH mit H =konstant:

Mit Hilfe des Keilspaltversuches wurden Spaltwürfel (Seitenlänge von 200 mm) geprüft. Dabei wurde die Ligamentlänge h variiert und die Probekörperhöhe H konstant belassen. Der Beton entsprach demjenigen der Serie B 32-2 in 4.3.1.

TABELLE 4.4: Versuchsserien mit Probekörperabmessungen (n : Anzahl Versuche)

	SERIE	H [mm]	h [mm]	h/H [-]	n
1. CTV: h/H =konstant  $d=120$ mm	CTV1 CTV2 CTV3	300 600 1200	150 300 600	0.5 0.5 0.5	6 6 6
2. CTh: h =konstant  $d=120$ mm	CTh1 CTh2 CTh3	300 600 900	300 300 300	1.0 0.5 1/3	3 3 3
3. SVH: H =konstant  $d=200$ mm	SVH1 SVH2 SVH3 SVH4	188 188 188 188	70 100 130 150	0.37 0.53 0.69 0.80	5 5 5 3

Insgesamt vier bruchmechanische Materialkennwerte wurden aus den Versuchsdaten ermittelt. Die spezifische Bruchenergie G_F resultierte aus der Fläche unter den gemessenen Kraft-Verformungs-Kurven, dividiert durch die Bruchfläche A_{1ig} ($=h \cdot d$). Ausgehend von der Maximalkraft und der Kerbtiefe als Risslänge wurde ein Bruchzähigkeitswert K_{Ic} gemäss der ASTM 377-Formel [3.14] für Kompaktzugproben berechnet. Die Bruchzähigkeit der Spaltwürfel ermittelte man ebenfalls mit der Formel für die Kompakt-Zugproben. Die nominelle Grenzfestigkeit σ_N im Nettoquerschnitt (Biegezugfestigkeit) wurde nach der Elastizitätstheorie berechnet. Die Resultate sind in Tabelle 4.5 und graphisch in Bild 4.15 festgehalten. Die Entfestigungs-Funktionen wurden gemäss Abschnitt 4.2.3 bestimmt. Die bilinearen Diagramme sind in Bild 4.16 dargestellt.

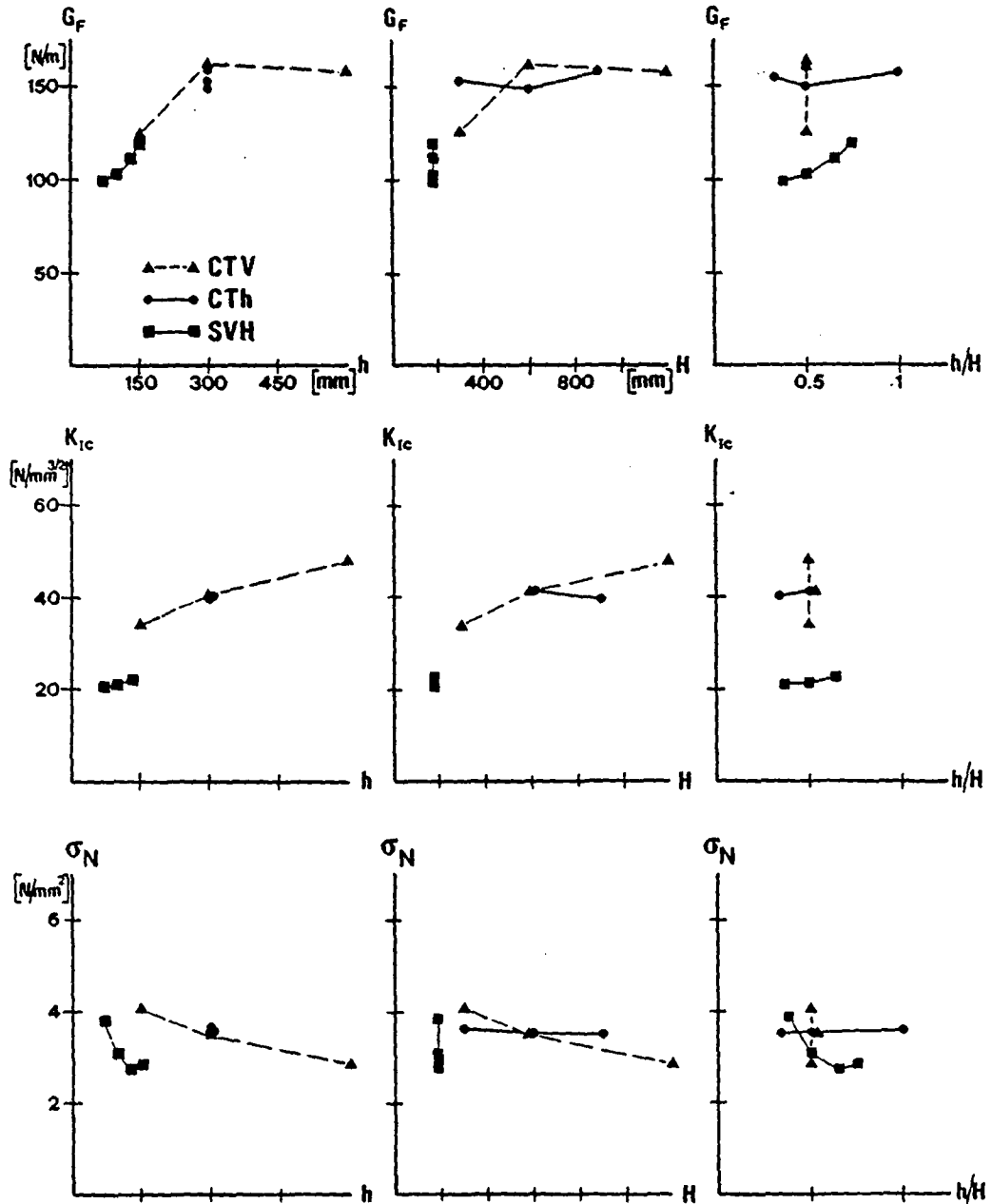


BILD 4.15: Darstellung der Versuchsergebnisse in Funktion der Ligamentlänge h , der Probekörpergrösse H und des Verhältnisses h/H .

TABELLE 4.5: Versuchsergebnisse

SERIE	$F_m, F_{S,m}$ [kN]	G_f [N/m]	K_{Ic} [N/mm ^{3/2}]	σ_N [N/mm ²]
CTV1	7.3	124	33.7	4.06
CTV2	12.6	162	41.2	3.50
CTV3	20.7	158	47.8	2.88
CTh1	33.0	152	--	3.67
CTh2	12.7	149	41.7	3.54
CTh3	8.0	159	39.2	3.56
SVH1	3.8	98	20.8	3.82
SVH2	6.7	104	21.2	3.11
SVH3	10.7	111	22.9	2.73
SVH4	15.6	119	--	2.86

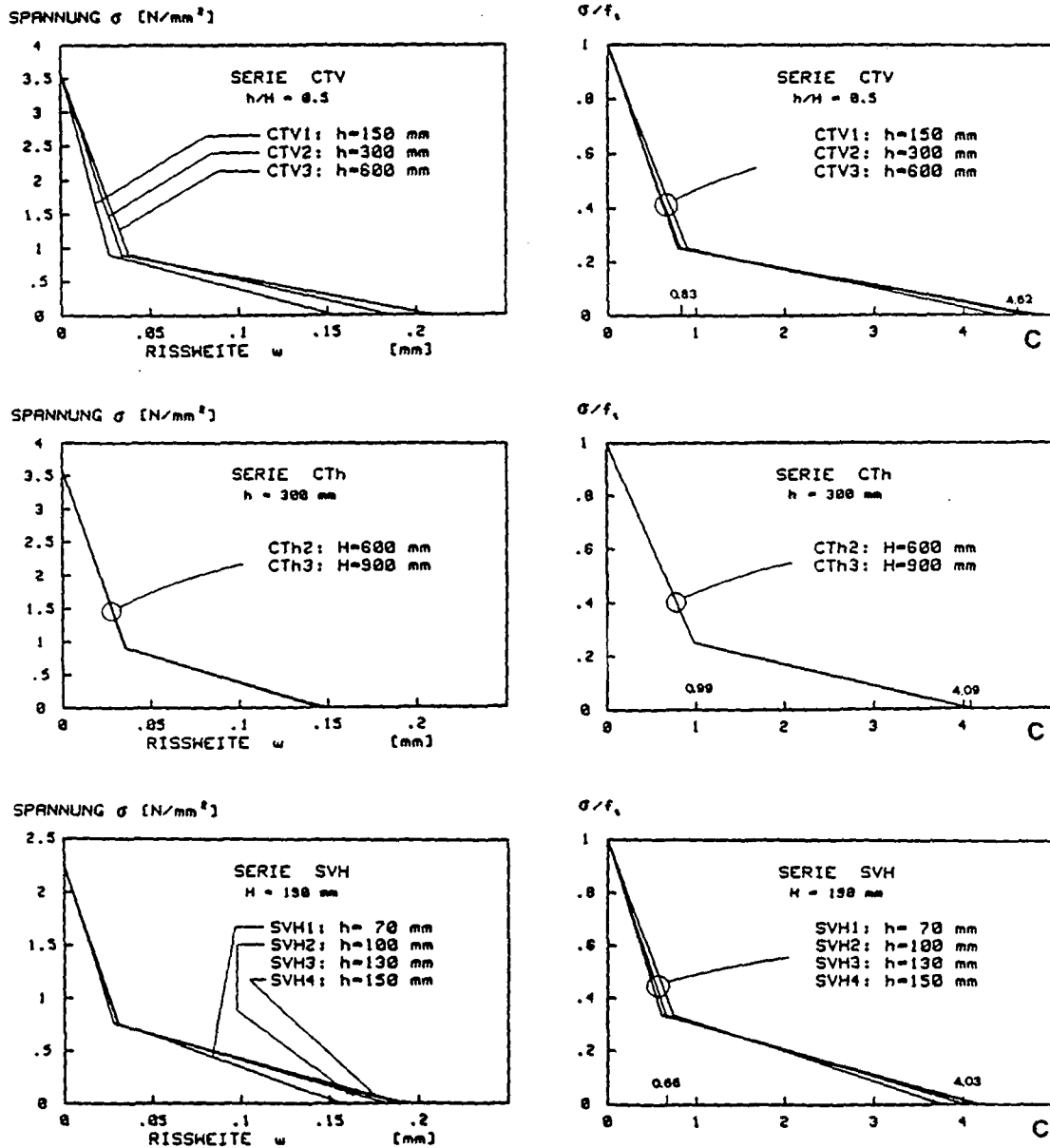


BILD 4.16: Präsentation der bilinearen Entfestigungs-Diagramme.

4.4.2 Diskussion der Ergebnisse

Aus Tabelle 4.5 und Bild 4.14 gehen folgende Gesetzmässigkeiten hervor: Bei der Serie CTV, bei der h/H konstant gehalten wurde, wachsen sowohl die spezifische Bruchenergie G_f als auch die Bruchzähigkeit K_{Ic} mit zunehmender Probekörpergrösse an, während die nominelle Grenzfestigkeit σ_N mit grösser werdendem Ligament abnimmt. Die spezifische Bruchenergie wächst nur bis zu einem Grenzwert von h an, der im vorliegenden Fall etwa 300 mm beträgt. Für Probekörper mit grösserer Ligamentlänge tendiert G_f zu konstanten Werten. Aus der Serie CTh mit konstanten Ligamentlängen h resultieren unabhängig von der jeweiligen Probekörpergrösse H nur wenig unterschiedliche G_f -, K_{Ic} - und σ_N -Werte. Bei der Serie SVH mit konstanter Probekörpergrösse H bleibt der K_{Ic} -Wert ebenfalls in etwa gleich gross, während mit grösserer Ligamentlänge der G_f -Wert zu- und der σ_N -Wert abnimmt.

Demnach kann der Einfluss der Probekörpergeometrie auf die bruchmechanischen Kennwerte wie folgt formuliert werden:

- G_f -Wert:

Die spezifische Bruchenergie hängt einzig von der Ligamentlänge ab. Mit zunehmender Ligamentlänge nehmen die Werte bis zu einem Grenzwert zu. Die Zunahme beträgt etwa 20 N/m pro 100 mm Ligamentlänge.

- K_{Ic} -Wert:

Die Bruchzähigkeit wird nur dann von den Probekörperabmessungen beeinflusst, wenn die Ligamentlänge und die Probekörpergrösse ändern. Sobald entweder die Ligamentlänge oder die Probekörpergrösse konstant gehalten werden, ändert die Bruchzähigkeit nicht.

- σ_N -Wert:

Die nominelle Grenzfestigkeit im Nettoquerschnitt ist allein von der Ligamentlänge abhängig. Mit zunehmender Ligamentlänge wird die nominelle Grenzfestigkeit kleiner.

Aus der Literatur sind verschiedene Untersuchungen über den Einfluss der Probekörperabmessungen auf bruchmechanische Kennwerte bekannt. Relativ viele Versuchsergebnisse existieren von Probekörpern, deren Abmessungen bei konstantem Verhältnis der Ligamentlänge zur Probekörpergrösse variiert wurden. Sie bestätigen die vorliegenden Resultate:

Die spezifische Bruchenergie nimmt mit zunehmender Ligamentlänge zu [4.11, 4.12, 4.13, 4.14, 4.15, 4.21]. Die Bruchzähigkeit, ermittelt gemäss linear-elastischer Bruchmechanik, wächst mit zunehmender Ligamentlänge an [4.11, 4.12, 4.13, 4.16, 4.17, 4.18]. Und mit anwachsender Ligamentlänge nehmen die Werte der nominellen Grenzfestigkeit ab [4.13, 4.16].

Spärlicher hingegen sind Untersuchungen, bei denen das Verhältnis h/H bei gleichbleibender Probekörpergrösse variiert wurde. Bei diesen Versuchen wurden konstante Bruchzähigkeits-Werte ermittelt [4.17, 4.19, 4.22]. Ausserdem konnte experimentell festgestellt werden, dass die Probekörperdicke keinen Einfluss auf die Bruchzähigkeit ausübt [4.17, 4.20].

Aus den bilinearen Entfestigungs-Diagrammen in Bild 4.16 geht hervor, dass die Werte für die maximale Rissweite w_2 mit grösserer Ligamentlänge anwachsen. Wie ausserdem festgestellt werden kann, sind die normalisierten Entfestigungs-Diagramme der einzelnen Versuchsserien beinahe identisch: d.h. die normalisierten, bilinearen Diagramme sind von den Probekörperabmessungen nicht beeinflusst. Dieses Ergebnis kann nun benutzt werden, um das wirkliche Entfestigungs-Diagramm für Bauteile beliebiger Abmessungen zu bestimmen. Dazu muss die spezifische Bruchenergie, die Zugfestigkeit, das bilineare

Entfestigungs-Diagramm sowie die Beziehung zwischen der spezifischen Bruchenergie und der Ligamentlänge (Bild 4.15) bekannt sein. Das wirkliche Entfestigungs-Diagramm für beliebige Ligamentlängen wird dann durch eine Rücktransformation aus dem normalisierten Entfestigungs-Diagramm gefunden.

In der Literatur wird allgemein anerkannt, dass die Bruchzähigkeit von Beton nicht mit Hilfe der "Spannungsintensitäts-Formel" der linear-elastischen Bruchmechanik aus Versuchen mit Probekörpern üblicher Abmessungen ermittelt werden kann, weil eine Rissprozesszone am Kerbgrundes existiert. Diese Zone ist im Vergleich zu den Abmessungen des Probekörpers gross (siehe Abschnitt 2.3.2), weshalb die linear-elastische Bruchmechanik nicht gültig ist. Die in diesem Abschnitt ermittelten K_{Ic} -Werte dürfen folglich nicht als Materialkennwerte verwendet werden.

Die Bruchzähigkeit K_{Ic} von Beton kann mit Modellen bestimmt werden, welche die Rissprozesszone berücksichtigen (siehe Abschnitt 2.2.2). Eine andere Möglichkeit besteht darin, mit Hilfe des "Size effect"-Gesetzes die Versuchswerte auf Dimensionen zu "extrapolieren", für welche die linear-elastische Bruchmechanik gültig ist. Diese Extrapolation wird im nächsten Abschnitt durchgeführt.

4.5 GROSSENEINFLUSS IM BETONBAU

4.5.1 Das "Size effect"-Gesetz

Stahlbetonbauwerke werden derart bemessen, dass sie im Falle eines Versagens duktil brechen. Bei duktilen Brüchen ist die maximale Spannung im Bruchquerschnitt von geometrisch ähnlichen Bauteilen unterschiedlicher Grösse gleich. Im verformungsgesteuerten Versuch bleibt die Last nach Ueberschreiten der Traglast bei zunehmender Verformung konstant, weil der Armierungsstahl fließt.

Beim Schubbruch, Durchstanzen von Decken oder Torsionsbruch sind - falls keine spezielle Armierung vorhanden ist - die Brüche "spröde", d.h. sie treten plötzlich auf. Bei diesen Versagensarten hängt die Traglast von der Betonzugfestigkeit ab. Bei nicht-armierten, biegebeanspruchten Betonbauwerken bestimmt ebenfalls die Betonzugfestigkeit die Traglast. Bei "spröden" Brüchen nimmt die Last nach Erreichen des Grenzzustandes mit zunehmender Verformung ab. Die "Bruchspannung" (nominelle Grenzfestigkeit σ_N) hängt von der Grösse des Bauteils ab. (Dieses Ergebnis geht auch aus den soeben diskutierten Versuchen in Abschnitt 4.4 hervor.) Die Grössenabhängigkeit wird im Stahlbetonbau beispielsweise bei Entwurfsregeln für die Schubfestigkeit berücksichtigt.

Die Bruchmechanik erlaubt, den Grösseneinfluss auf die Traglast von Betonbauwerken zu erklären. Die linear-elastische Bruchmechanik liefert jedoch zu hohe Werte für die Traglast von Bauteilen üblicher Abmessungen. Die Beziehung zwischen der Bauteilabmessung und der Bruchspannung bei "Sprödbbruch" befindet sich also zwischen der nominellen Grenzfestigkeit des Festigkeitskriteriums, für das kein Grösseneinfluss existiert, und der linear-elastischen Bruchmechanik (Bild 4.17). Sie muss durch eine Funktion beschrieben werden können, die den Uebergang von einem Extrem ins andere erfasst.

Mit der Einführung der Rissprozesszonenmodelle konnte der Grösseneinfluss sowohl für gekerbte als auch ungekerbte Bauteile erklärt und analysiert werden [4.4, 4.26, 4.27]. Das "Size effect"-Gesetz von Bazant [4.28] ist eine Näherung, die den Grösseneinfluss anschaulich ausdrückt. Dieses Gesetz eignet

sich, um Versuchsergebnisse von relativ kleinen Probekörpern auf Bauteilabmessungen zu extrapolieren. Es beruht auf der Annahme, dass die Energiefreisetzung bei Bruch von der Länge und Fläche des "Rissbandes" (siehe Abschnitt 2.4.2) abhängt. Das "Size effect"-Gesetz ist als einfache Gleichung formuliert:

$$\sigma_N = \frac{B \cdot f_t}{\sqrt{1+H/H_0}} \quad (4.3)$$

mit $H_0 = \lambda_0 \cdot d_m$

Darin bedeuten f_t die Zugfestigkeit und d_m der Grösstkorndurchmesser des Betons. B und λ_0 sind empirische Konstanten, die einzig von der Bauteilform abhängen. H ist die Bauwerksabmessung, und σ_N ist die nominelle Spannung bei Erreichen der Traglast. Bei konstanten B - und λ_0 -Werten ist das "Size effect"-Gesetz nur für geometrisch ähnliche Bauteile anwendbar. Jedoch ist eine Verallgemeinerung auf verschiedene geometrische Formen möglich, falls der Einfluss der Bauteilgeometrie auf die Grössen B und λ_0 bekannt ist.

Für sehr kleine Bauteilgrössen H verschwindet in Gleichung (4.3) der Ausdruck H/H_0 im Vergleich zu 1. σ_N ist proportional zur reinen Zugfestigkeit, d.h. das Festigkeitskriterium ist gültig:

- für $H \rightarrow 0$: $\sigma_N = B \cdot f_t \quad (4.4)$

Bei sehr grossen Bauteilen ist 1 vernachlässigbar im Vergleich zu H/H_0 und damit ist σ_N umgekehrt proportional zu \sqrt{H} . Die nominelle Bruchspannung wird durch die linear-elastische Bruchmechanik beschrieben:

- für $H \rightarrow \infty$: $\sigma_N = B f_t / \sqrt{H/H_0} \quad (4.5)$

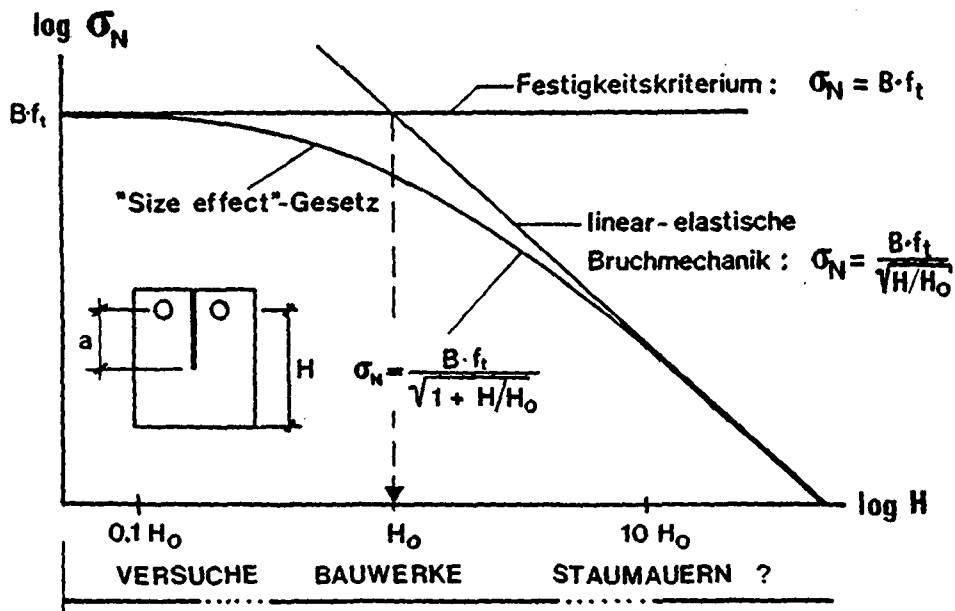


BILD 4.17: "Size effect"-Gesetz von Bazant [4.28].

Dank ihrer einfachen Form kann die Gleichung (4.3) algebraisch in eine lineare Beziehung umgeformt werden. Die unbekannt Parameter des "Size effect"-Gesetzes können dann durch eine lineare Regression gefunden werden [4.28]:

$$Y = A + B \cdot X \quad (4.6)$$

$$\begin{aligned} \text{mit } X &= H \\ Y &= 1/\sigma_N^2 \\ A &= 1/(B \cdot f_t)^2 \\ B &= A/H_0 \end{aligned}$$

Die überwiegende Anzahl der Bruchversuche im armierten und nicht-armierten Betonbau wurde mit relativ kleinen Probekörpern durchgeführt; sie liegen nahe im Bereich des Festigkeitskriteriums (Bild 4.17). Uebliche Betonbauwerke befinden sich in der Uebergangszone zwischen dem Festigkeitskriterium und der linear-elastischen Bruchmechanik. Und für sehr grosse Betonbauwerke wie Staumauern stellt sich die Frage, ob die linear-elastische Bruchmechanik anwendbar ist.

Nachfolgend wird versucht, mit Hilfe des "Size effect"-Gesetzes eine Antwort auf diese Frage zu geben. Dazu werden zunächst die Kompakt-Zugversuche der Serie CTV untersucht. Deren Ergebnisse werden anschliessend auf Staumauerbeton übertragen, indem die Materialeigenschaften des Staumauerbetons auf zwei verschiedene Arten, nämlich zuerst mit dem Grösstkorn d_m und dann durch die charakteristische Länge l_{ch} , beschrieben werden.

4.5.2 Auswertung der Kompakt-Zugversuche (CTV)

Die Serie CTV mit geometrisch ähnlichen Probekörpern ist deshalb interessant, weil die Abmessungen der grössten Probekörper ($H=1200$ mm) über den üblichen Probekörperabmessungen liegen. Die Parameter des "Size effect"-Gesetzes für die Kompakt-Zugprobekörper und den verwendeten Beton wurden aus den Maximalkräften pro Einzelversuch bestimmt. Dabei wurde die nominelle Grenzfestigkeit σ_N nach der elastischen Biegetheorie (unter Berücksichtigung des Anteiles aus reinem Zug) berechnet:

$$\sigma_N = 20 \cdot F_m / H \cdot d \quad (4.7)$$

Die lineare Regression gemäss Gleichung (4.6) lieferte folgende Werte (Bild 4.18a):

$$\begin{aligned} B \cdot f_t &= 4.88 \text{ N/mm}^2 \\ H_0 &= 631 \text{ mm} \end{aligned}$$

Der Korrelationskoeffizient betrug 0.954. Mit $f_t=3.6$ N/mm² (Bild 4.16) und $d_m=16$ mm betragen die einzig von der Probekörperform abhängigen Grössen B und λ_0 1.36 respektive 39.4. Das ermittelte "Size effect"-Gesetz ist in Bild 4.18b eingetragen. Aus dieser Darstellung geht zunächst hervor, dass sich die geprüften Probekörper in einem Bereich befinden, in dem weder das Festigkeitskriterium noch die linear-elastische Bruchmechanik gültig ist. Mit zunehmender Probekörpergrösse H wird das Bruchverhalten des Probekörpers immer besser durch die linear-elastische Bruchmechanik beschrieben. Das Verhältnis zwischen σ_{LEBM} aus der linear-elastischen Bruchmechanik und σ_N des "Size effect"-Gesetzes drückt dies quantitativ aus. Aus (4.3) und (4.5) folgt:

$$\frac{\sigma_{LEBM}}{\sigma_N} = \sqrt{1 + \frac{H_0}{H}} \quad (4.8)$$

Demnach überschätzt die linear-elastische Bruchmechanik die Traglast bei einer Probekörpergrösse von beispielsweise $H=10 \cdot H_0=6310$ mm noch um 4.9 %.

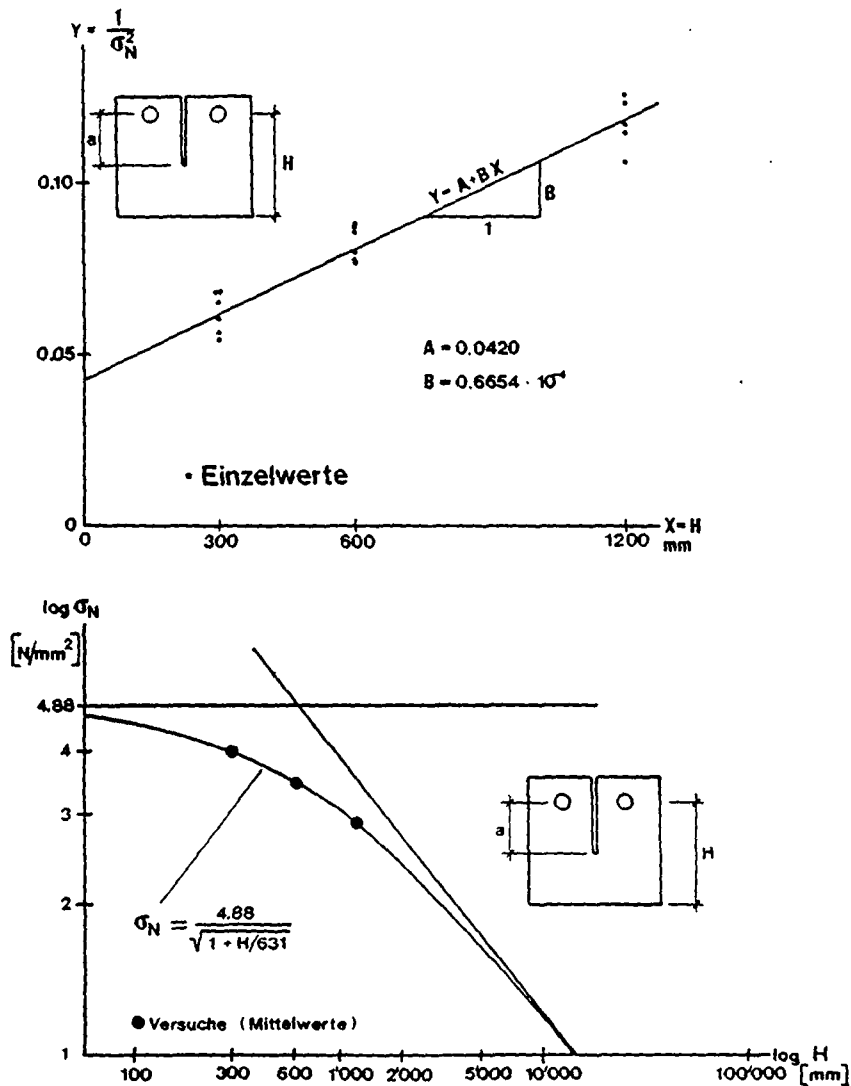


BILD 4.18: "Size effect"-Gesetz für die Kompakt-Zugversuche CTV.
 a) lineare Regression
 b) "Size effect"-Gesetz

Die Bruchzähigkeit K_{Ic} wurde im Abschnitt 4.4 gemäss linear-elastischer Bruchmechanik mit der Maximalkraft F_m und der Kerblänge als Risslänge a berechnet:

$$K_{Ic} = \frac{F_m}{d \cdot H} \cdot Y \cdot \sqrt{a} \quad (4.9)$$

Gemäss dem "Size effect"-Gesetz lagen alle Probekörpergrössen im Uebergangsbereich, wo die linear-elastische Bruchmechanik nicht gültig ist. (Deshalb waren die in 4.4 ermittelten K_{Ic} -Werte von den Probekörperabmessungen abhängig !) Mit dem "Size effect"-Gesetz können nun die Versuchswerte auf Dimensionen extrapoliert werden, die im Gültigkeitsbereich der linear-elastischen Bruchmechanik liegen. Mit $a=H/2$ und $Y(a/H=0.5)=13.58$ nach ASTM E 399 [3.14] folgt für Kompakt-Zugprobekörper aus den Gleichungen (4.7) und (4.9):

$$K_{IC} = 0.48 \cdot \sigma_N \cdot \sqrt{H} \quad (4.10)$$

Und mit (4.3) wird schliesslich:

$$K_{IC} = 0.48 \cdot B \cdot f_t \cdot \sqrt{H / (1 + H/H_0)} \quad (4.11)$$

Die Bruchzähigkeit K_{IC} des Kompakt-Zugprobekörpers strebt mit zunehmender Probekörpergrösse H einem Grenzwert entgegen:

$$\lim_{H \rightarrow \infty} K_{IC} = 0.48 \cdot B \cdot f_t \cdot \sqrt{H_0} \quad (4.12)$$

Dieser Grenzwert kann als Bruchzähigkeit K_{IC} und somit als Materialkenngrösse des untersuchten Betons betrachtet werden. Man beachte, dass K_{IC} proportional ist zur Wurzel aus der Grösse H_0 , die nachfolgend charakteristische Probekörpergrösse genannt werden soll. Die Bruchzähigkeit K_{IC} des in Serie CTV geprüften Betons beträgt nach Gleichung (4.12) $58.8 \text{ N/mm}^{3/2}$.

4.5.3 Uebertragung der Werte auf Staumauerbeton

4.5.3.1 Gültigkeitsbereiche

Das "Size effect"-Gesetz beschreibt den Uebergang vom Festigkeitskriterium zur linear-elastischen Bruchmechanik. Zur Charakterisierung dieses Ueberganges führt Bazant [5.29] eine dimensionslose Grösse, die "Sprödigkeitszahl" β (brittleness number), ein:

$$\beta = H/H_0 = H / (\lambda_0 \cdot d_a) \quad (4.13)$$

Die Zahl β ist eine Kenngrösse für die Bruchart. Der Wert $\beta=1$ gibt den Ort an, wo die horizontale Asymptote des Festigkeitskriteriums sich mit der geeigneten Gerade aus der LEBM schneidet (Bild 4.17 und 4.18). Die Traglast wird für $\beta < 1$ eher durch das Festigkeitskriterium, für $\beta > 1$ eher durch die linear-elastische Bruchmechanik beschrieben. Die Gültigkeitsbereiche können wie folgt eingeteilt werden [4.29]: Für $\beta < 0.1$ wird das Festigkeitskriterium als Näherung gebraucht, während für $\beta > 10$ die LEBM gültig ist. (Für $\beta=0.1$ bzw. $\beta=10$ überschätzt das Festigkeitskriterium bzw. die LEBM die Traglast je um knapp 5 % (Gleichung 4.8).) Im Bereich zwischen $0.1 < \beta < 10$ muss die nicht-lineare Bruchmechanik angewendet werden. Mit Hilfe der "Sprödigkeitszahl" β kann so der Gültigkeitsbereich der LEBM in Funktion der Form und Abmessungen des Probekörpers (oder des Bauteils) sowie der Betonart angegeben werden.

4.5.3.2 Grösstkorndurchmesser als Betonkennwert

Mit Hilfe des β -Wertes kann nun aufgrund der Ergebnisse der Serie CTV der Gültigkeitsbereich der LEBM und die Bruchzähigkeit für Staumauerbeton abgeschätzt werden. Es wird dabei angenommen, man würde Kompakt-Zugversuche mit Staumauerbeton durchführen. Die Probekörper hätten das gleiche Verhältnis h/H wie bei der Serie CTV. Die für CTV ermittelten Werte B und λ_0 sind nur von der Probekörperform abhängig und können folglich direkt auf den Staumauerbeton übertragen werden. Hingegen ist der Grösstkorndurchmesser beispielsweise des Mauvoisin-Staumauerbetons mit 120 mm knapp 8 mal grösser als derjenige des Betons der Serie CTV. Die charakteristische Probekörpergrösse H_0 des Staumauerbetons ist linear von d_m abhängig und beträgt damit $(120/16) \cdot 631 = 4730 \text{ mm}$. Gemäss obigen Ausführungen ist die linear-elastische Bruchmechanik

erst für Werte $\beta > 10$ gültig. Die Abmessung H des Kompakt-Zugprobekörpers aus Staumauerbeton müsste also mindestens 47 m betragen, damit sich der Probekörper gemäss linear-elastischer Bruchmechanik verhalten würde und damit ein gültiger Bruchzähigkeitswert ermittelt werden könnte (Bild 4.19).

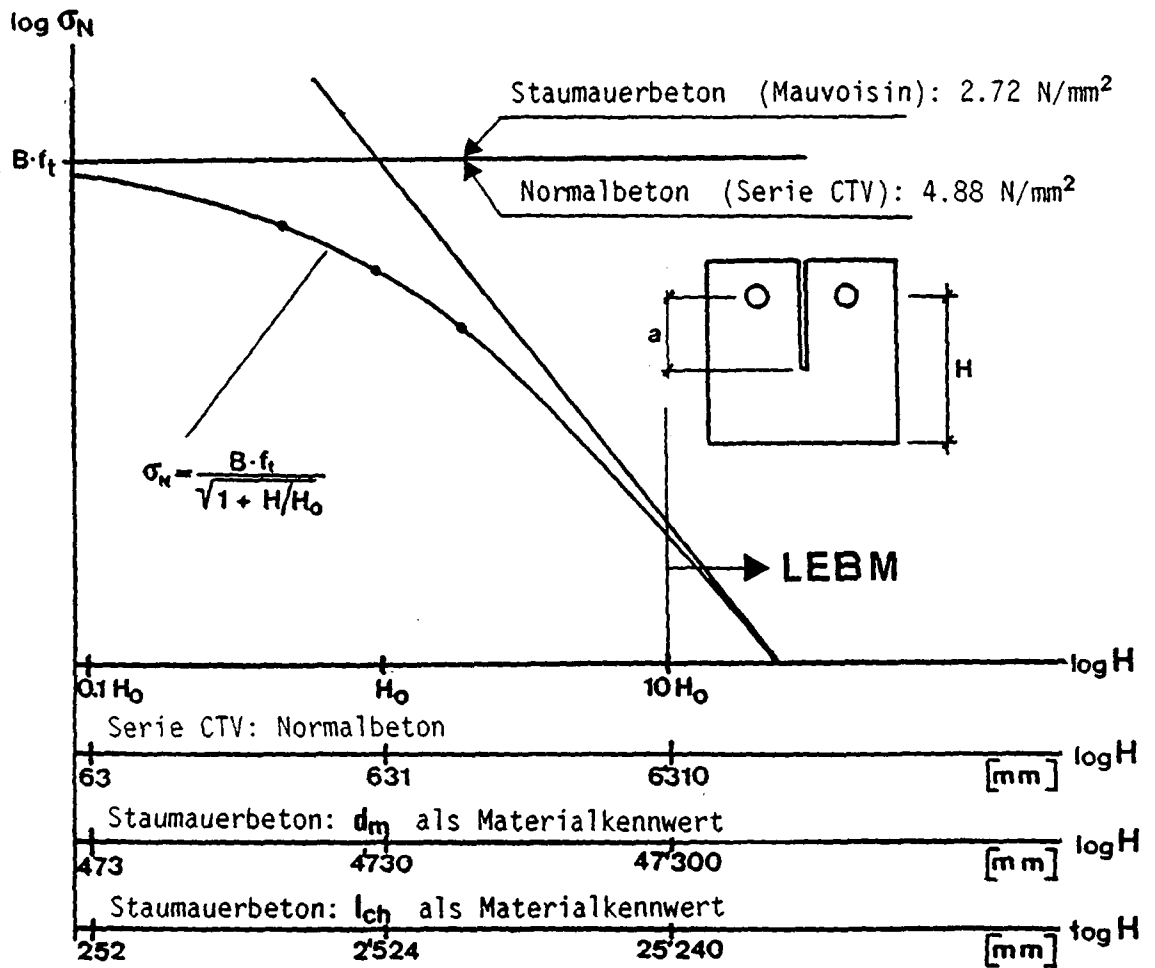


Bild 4.19: Uebertragung des "Size effect"-Gesetzes auf Staumauerbeton.

Zur Abschätzung der Bruchzähigkeit K_{IC} wird die Gleichung (4.12) benutzt. Gemäss dieser Gleichung hängt K_{IC} von der Grösse B , der Zugfestigkeit und von der charakteristischen Probekörpergrösse H_0 ab. Die Zugfestigkeit des Mauvoisin-Betons beträgt 2.0 N/mm^2 (Tab. 4.3) gegenüber 3.6 N/mm^2 des Betons der Serie CTV. Andererseits ist aber H_0 des Probekörpers aus Staumauerbeton gegenüber dem entsprechenden Wert der Serie CTV wegen des Grösstkorndurchmessers beinahe 8 Mal grösser. Die Grösse B ist für beide Betonarten gleich. Die Bruchzähigkeit des Mauvoisin-Betons beträgt aufgrund dieser Angaben:

$$K_{IC}(\text{Mauvoisin}) = \frac{2.0}{3.6} \cdot \sqrt{\frac{120}{16}} \cdot K_{IC}(\text{CTV-Beton}) = 1.52 K_{IC}(\text{CTV-Beton})$$

Demnach ist die Bruchzähigkeit des Mauvoisin-Betons etwa um 50 % grösser als diejenige des Normalbetons der Serie CTV. Dieser K_{IC} -Wert hätte allerdings nur für Bauwerksabmessungen, die grösser als 47 m sind, Gültigkeit. Diese Abmessungen treten nur im unteren Bereich von grossen Schwergewichtsmauern mit einer Höhe von mindestens 100 m auf.

Gemäss "Size effect"-Gesetz geht der Einfluss der Betonart einzig in Form des Grösstkorndurchmessers in die soeben durchgeführte Abschätzung ein: Die charakteristische Probekörpergrösse H_0 hängt linear vom Grösstkorndurchmesser ab. Diese Beziehung beruht auf der Hypothese, wonach die Breite der Risszone etwa dem dreifachen Grösstkorndurchmesser entspricht, weil der Riss um die "harten" Zuschlagsstoffe wandert, und dadurch der Rissweg gewunden ist [4.28] (Bild 2.15). Diese Hypothese trifft für Staumauerbeton nur bedingt zu, denn die Versuche (Abschnitt 4.3.2.2) zeigten, dass sich der Riss sehr häufig durch die relativ "weichen" Zuschlagskörner hindurch fortpflanzte. Der Grösstkorndurchmesser dürfte folglich nicht die ausschlaggebende Materialeigenschaft für den Staumauerbeton sein. Im nächsten Abschnitt wird deshalb die charakteristische Länge l_{ch} als Betonkennwert ins "Size effect"-Gesetz eingeführt.

4.5.3.3 Charakteristische Länge als Betonkennwert

Die Versuchswerte der Serie CTV können wie folgt mit Hilfe der charakteristischen Länge l_{ch} auf Staumauerbeton übertragen werden: Der Wert $\beta=1$ beschreibt den Schnittpunkt zwischen der horizontalen Asymptote des Festigkeitskriteriums und der geneigten Asymptote der LEBM (Bild 4.19): Die Spannungen σ_N bei Maximallast der beiden Kriterien sind gleich; die Probekörpergrösse beträgt H_0 . Für den Kompakt-Zugprobekörper mit $a=H_0/2$ lautet diese Gleichheit mit Hilfe von (4.4), (4.7) und (4.9):

$$\frac{B \cdot f_t}{20} = \frac{K_{Ic}}{9.6 \cdot \sqrt{H_0}}$$

oder umgeformt:

$$\frac{\sqrt{H_0} \cdot f_t}{K_{Ic}} = \frac{20}{9.6 \cdot B} = M' \quad (4.14)$$

Die Grösse M' ist einzig von der Probekörperform abhängig. Da die Gültigkeit der linear-elastischen Bruchmechanik vorausgesetzt wird, beträgt $G_{Ic}=G_F$ und mit $K_{Ic}^2=G_F \cdot E$ aus Gleichung 2.1 folgt für (4.14):

$$H_0/l_{ch} = M \quad (4.15)$$

$$\text{wobei } l_{ch} = E \cdot G_F / f_t^2$$

Das Verhältnis zwischen der charakteristischen Probekörpergrösse H_0 und der charakteristischen Länge l_{ch} des Betons ist somit gleich einer Konstanten, die einzig von der Probekörperform abhängig ist. H_0/l_{ch} ist identisch mit der "Sprödigkeitszahl" von Hillerborg [4.30].

Die Extrapolation von Normal- auf Staumauerbeton erfolgt nun mit Hilfe der Gleichung (4.15). Für den Mauvoisin-Staumauerbeton wurde eine charakteristische Länge von 1700 mm ermittelt, während der CTV-Normalbeton eine rund vier Mal kleinere charakteristische Länge aufwies. Bei gleicher Probekörperform ist folglich gemäss Gleichung 4.15 die charakteristische Probekörpergrösse H_0 des Staumauerbetons vier Mal grösser als diejenige des Normalbetons. Die Mindestabmessung des Kompakt-Zugprobekörpers, bei dem die linear-elastische Bruchmechanik gültig ist, beträgt somit 25 m (Bild 4.19).

Die Bruchzähigkeit K_{Ic} des Mauvoisin-Betons kann wiederum mit Hilfe der Gleichung (4.12) oder (4.14) abgeschätzt werden:

$$K_{Ic}(\text{Mauvoisin}) = \frac{2.0}{3.6} \sqrt{\frac{2493}{631}} \cdot K_{Ic}(\text{CTV-Beton}) = 1.11 \cdot K_{Ic}(\text{CTV-Beton})$$

Die Bruchzähigkeit des Staumauerbetons ist um 11 % grösser als diejenige des Normalbetons. Die linear-elastische Bruchmechanik ist für Stau Mauern gültig, deren Abmessungen einen Wert von 25 m übersteigen. Dies bedeutet, dass die meisten Bogenstau Mauern mit Hilfe von Berechnungsmodellen aus der nicht-linearen Bruchmechanik untersucht werden müssen. Aber auch für den bei Erdbeben rissegefährdeten Kronenbereich von Schwergewichtsmauern muss die nicht-lineare Bruchmechanik angewendet werden.

4.5.3.4 Diskussion

Mit Hilfe der Ergebnisse der Versuchsserie CTV, die mit dem "Size effect"-Gesetz ausgewertet wurden, konnte der Gültigkeitsbereich der linear-elastischen Bruchmechanik für Stau Mauern und die Bruchzähigkeit eines Staumauerbetons abgeschätzt werden. Dabei wurde der Staumauerbeton sowohl mit dem Grösstkorndurchmesser d_m als auch mit der charakteristischen Länge l_{ch} beschrieben. Die Beschreibung der Betoneigenschaften mit Hilfe des Grösstkorndurchmessers beruht auf der Annahme, dass der Riss vorwiegend um die Zuschlagskörner wandert. Dies trifft jedoch für Staumauerbeton nicht zu. Die charakteristische Länge l_{ch} ist ein Kennwert, der die Betonart umfassender beschreibt. Die Verwendung von l_{ch} als Betonkennwert bei der Uebertragung der Versuche CTV auf Staumauerbeton führt deshalb zu wirklichkeitsnäheren Ergebnissen.

Obwohl diese Abschätzungen auf vereinfachenden Annahmen beruhen, erlauben sie dennoch, die Grössenordnungen zu erfassen. Es können zwei wichtige Feststellungen gemacht werden:

- Bei bruchmechanischen Berechnungen von Stau Mauern ist die linear-elastische Bruchmechanik erst ab Bauwerksabmessungen grösser als mindestens 20 m gültig. Für die meisten Bogenstau Mauern, für Pfeilerkopfmauern und auch für den Kronenbereich von Schwergewichtsmauern müssen folglich nicht-lineare Berechnungsmodelle verwendet werden.
- Die Bruchzähigkeit K_{Ic} des Staumauerbetons ist grösser als diejenige des Normalbetons.

4.6 FOLGERUNGEN

Der Einfluss der Betonart und der Probekörperabmessungen auf die bruchmechanischen Materialkennwerte bei quasi-statischer Belastungsgeschwindigkeit wurde experimentell untersucht. Dabei wurde das Entfestigungs-Diagramm mit einer numerischen Methode ermittelt. Mit Hilfe des "Size effect"-Gesetzes wurde der Gültigkeitsbereich der linear-elastischen Bruchmechanik für Stau Mauern abgeschätzt. Aus den Ergebnissen können folgende Schlüsse gezogen werden:

1. Mit dem Programm SOFTFIT können bruchmechanische Versuche numerisch simuliert und die Entfestigungs-Funktion bestimmt werden. Damit ist die Bedeutung numerischer Methoden als Hilfsmittel für die Materialwissenschaften aufgezeigt.

2. Der Ansatz einer bilinearen Entfestigungs-Funktion stellt eine einfache Näherung an das wirkliche Entfestigungsverhalten dar. Sie führt aber bereits zu befriedigenden Resultaten, d.h. es kann eine gute Uebereinstimmung zwischen der berechneten und der experimentellen Kraft-Rissöffnungs-Kurve erzielt werden. Zudem stimmen die mit SOFTFIT berechneten bilinearen Funktionen gut mit wirklichen Entfestigungskurven (abfallende Aeste im einachsigen Zug) überein.
3. Die bruchmechanischen Materialkennwerte sind von der Betonzusammensetzung abhängig. Die Art und die Festigkeitseigenschaften der Zuschlagsstoffe sowie der Grösstkorndurchmesser sind dabei die wichtigsten Einflussgrössen.
4. Der wichtigste Unterschied zwischen den geprüften Normal- und Staumauerbetonarten besteht in der spezifischen Bruchenergie, die für Staumauerbeton um 1.2 - 3.4 mal grösser ist. Dieses Ergebnis ist auf die Gesteinsqualität und auf den Grösstkorndurchmesser zurückzuführen. Die Zuschläge des Staumauerbetons (Granit, Gneis) weisen tiefere Festigkeiten, jedoch ein möglicherweise "zäheres" Bruchverhalten auf als der Rundkies des Normalbetons. Die bruchmechanischen Kennwerte der einzelnen Gesteinsarten müssen folglich besser untersucht werden.
5. Die bruchmechanischen Kennwerte sind wie folgt von den Probekörperabmessungen beeinflusst:
 - Die spezifische Bruchenergie hängt einzig von der Ligamentlänge ab. Mit zunehmender Ligamentlänge steigen die G_f -Werte bis zu einem Grenzwert an.
 - Die auf der Basis der linear-elastischen Bruchmechanik berechnete Bruchzähigkeit wird nur dann von den Probekörperabmessungen beeinflusst, wenn die Ligamentlänge und die Probekörpergrösse ändern.
 - Die nominelle Grenzfestigkeit im Nettoquerschnitt ist allein von der Ligamentlänge abhängig. Mit anwachsender Ligamentlänge nehmen die Werte ab.
 - Die normalisierten bilinearen Entfestigungs-Diagramme sind unabhängig von den Probekörperabmessungen.
6. Die Probekörperabhängigkeit der Bruchzähigkeit und der nominellen Grenzfestigkeit kann mit dem "Size effect"-Gesetz erklärt werden. Die Abmessungen üblicher Betonprobekörper liegen in einem Bereich, wo weder das Festigkeitskriterium noch die linear-elastische Bruchmechanik gültig ist.
7. Bei bruchmechanischen Berechnungen von Staumauern ist die linear-elastische Bruchmechanik erst ab Bauwerksabmessungen von mindestens 20 m gültig. Die Bruchzähigkeit von Staumauerbeton ist grösser als diejenige des Normalbetons.

5 BRUCHMECHANISCHE KENNWERTE VON STAUMAUERBETON UNTER ERDBEBENDYNAMISCHEN BELASTUNGEN

5.1 EINLEITUNG

5.1.1 Dynamische Belastungen wie Erdbeben

Das Erdbebenverhalten von Staumauern kann mit Berechnungsmodellen, welche die Rissbildung erfassen, simuliert werden. Die Erarbeitung eines solchen Modelles stellt eine sehr komplexe Aufgabe dar, denn sie muss zusammen mit dem Bauwerk und den dynamischen Werkstoffeigenschaften auch die unmittelbare Umgebung (Stausee und Baugrund) miteinbeziehen. Die Modellbildung beinhaltet Themenkreise wie:

- nichtlineares Tragwerksverhalten infolge Rissbildung in der Staumauer,
- Festigkeitseigenschaften des Staumauerbetons unter erdbebendynamischen Belastungen,
- Festlegung der seismischen Belastung,
- Interaktion zwischen dem Baugrund und der Staumauer,
- Interaktion zwischen dem Bauwerk und dem Stausee,
- Einfluss von Konstruktions- und Blockfugen auf das Tragverhalten,
- dreidimensionales Verhalten der Staumauer, des Baugrundes und des Stausees.

Erdbebeneinwirkungen auf ein Bauwerk treten in Form von Schwingungen in vorwiegend horizontaler, aber auch vertikaler Richtung auf. Der Frequenzbereich dieser Schwingungen liegt etwa zwischen 1 und 15 Hz. Die Dauer der starken Schwingungen, welche Maximalbeschleunigungen von 0.2 - 0.5 g erreichen, liegt in der Größenordnung von 5 bis 20 Sekunden. Das Bauwerk und mit ihm das Material ist alternierenden Einwirkungen unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten ausgesetzt, wobei diese Belastungen einen sehr unregelmässigen zeitlichen Verlauf aufweisen. Verschiedene Bereiche der Staumauer, die im Gebrauchszustand unter Druckspannungen stehen, können durch Erdbeben Zugbelastungen erfahren. Auch kann der Werkstoff alternierenden Drucklasten ausgesetzt sein, bevor Zugkräfte auftreten. Da der Staumauerbeton eine relativ kleine Zugfestigkeit aufweist, muss mit dem Ueberschreiten der Zugfestigkeit und folglich mit der Bildung von Rissen gerechnet werden. Auch wenn es nicht zur Rissbildung kommt, so interessiert dennoch der Einfluss von seismischen Belastungen auf die Materialfestigkeiten, damit Aussagen über etwaige Materialschädigungen gemacht werden können. In bezug auf das Werkstoffverhalten unter Erdbebenlasten stellen sich folgende Fragen:

- Wie wirken sich hohe Belastungsgeschwindigkeiten auf die Festigkeits- und Verformungswerte des Staumauerbetons unter Zugbelastung aus ?
- Wie beeinflussen vorgängig erfolgte, alternierende Drucklasten die Werkstoffeigenschaften in Zug ?
- Wie und bis wohin pflanzen sich Risse unter seismischen Beanspruchungen fort ?

Mit Hilfe von dynamischen Materialversuchen können Antworten auf diese Fragen gegeben werden. Es werden Versuchparameter wie die Belastungsgeschwindigkeit oder Vorbelastungsgeschichten studiert. Die Belastungsgeschwindigkeit kann durch die Dehngeschwindigkeit ausgedrückt werden. In Bild 5.1 sind verschiedene Beispiele schneller Belastungen einander gegenübergestellt. Es handelt sich dabei um geschätzte Werte aus der Literatur. Es fällt auf, dass die Dehngeschwindigkeiten bei Erdbeben in einem Zwischenbereich liegen und deutlich langsamer sind als Dehngeschwindigkeiten, die bei Stossbelastungen auftreten.

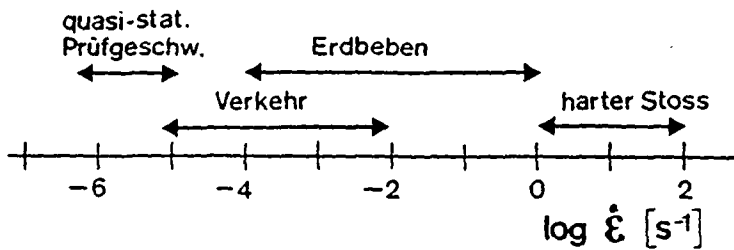


BILD 5.1: Dehngeschwindigkeiten für Bauwerke bei schneller Belastung.

Im Gegensatz zu den Belastungsgeschwindigkeiten ist es bedeutend schwieriger, die komplizierten Schwingungsverläufe durch eine einfache und dennoch repräsentative Belastungsgeschichte zu erfassen. Mit Hilfe numerischer Parameterstudien können Art und Grösse von Erdbebenlasten auf Bauwerke untersucht werden. Solche Untersuchungen erlauben, repräsentative Belastungsgeschichten und damit die Parameter für dynamische Versuche auszuarbeiten. Dieses Vorgehen wurde bei der Wahl der Belastungsgeschichten für die Versuche gewählt, die in diesem Kapitel diskutiert werden.

Beton unter Zugbelastung wird üblicherweise durch die drei Materialkenngrössen Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul und Querdehnzahl beschrieben. Sobald aber die Zugfestigkeit überschritten wird, kommt es zur Materialentfestigung und schliesslich zur Rissbildung. Dieses Materialverhalten wird mit Hilfe von bruchmechanischen Modellen beschrieben, die lokale Spannungszustände an der Risspitze berücksichtigen und den Rissfortschritt simulieren können.

Die Modellbildung des Verhaltens von Beton unter Zugbelastung wird damit zweckmässigerweise unterteilt:

- in einen Bereich bis und mit Erreichen der Zugfestigkeit, und
- in einen Bereich nach Ueberschreiten der Zugfestigkeit mit nachfolgender Materialentfestigung und Rissbildung.

5.1.2 Literaturüberblick

In den letzten Jahren wurde dem Festigkeitsverhalten von Beton bei rascher Beanspruchung vermehrt Aufmerksamkeit geschenkt [5.1]. Eine Uebersicht über die Festigkeitswerte von Beton in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit wird beispielsweise durch Suaris & Shah [5.2], Ammann [5.3] sowie Chappuis [5.4] gegeben. Aus Bild 5.2 ist ersichtlich, dass die Zugfestigkeit mit wachsender Dehngeschwindigkeit stärker zunimmt als die Druck- oder die Biegezugfestigkeit. Ausserdem zeigten verschiedene Versuchsserien [5.5, 5.6], dass die hohe Belastungsgeschwindigkeit die Steifigkeit des Probekörpers erhöhte und der Beton mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit höhere Bruchdehnungswerte aufweist als bei quasi-statischer Belastungsgeschwindigkeit.

Ueber den Einfluss von Belastungsgeschwindigkeiten auf bruchmechanische Kennwerte wie die spezifische Bruchenergie G_f und das Entfestigungs-Diagramm von Beton sind nur wenige Untersuchungen bekannt. Mit Hilfe einachsiger Zugversuche stellte Körmeling [5.7] bei zunehmender Dehngeschwindigkeit grössere G_f -Werte sowohl bei Raumtemperatur als auch bei einer tiefen Temperatur von -170°C fest.

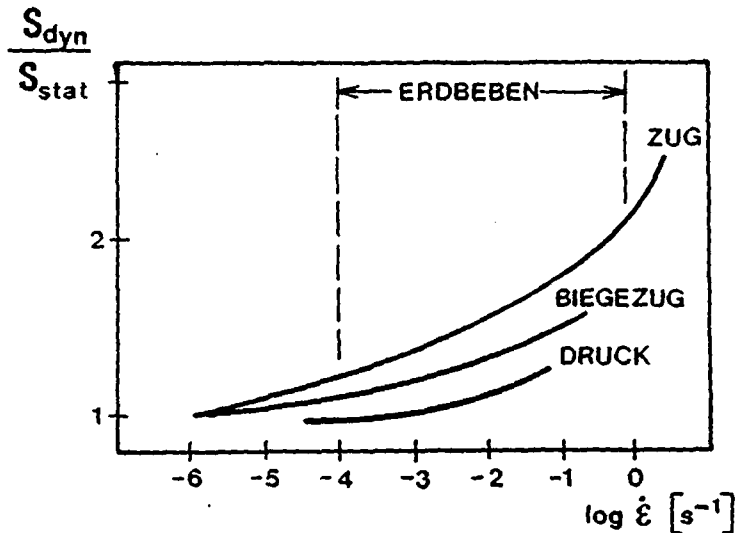


BILD 5.2: Vergleich der Zug-, Biegezug- und Druckfestigkeit von Beton in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit, aus [5.2].

Im Gegensatz zu reinen Zug-, Biegezug- und Druckversuchen unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten wurden nur wenige Versuche über das Materialverhalten in Zug von vorbelastetem Beton durchgeführt. Einzig Arbeiten von Cornelissen & Reinhardt [5.8], Cook & Chindaprasit [5.9, 5.10] sowie Ravindrarajah [5.11] über den Einfluss von Vorbelastungen auf die Festigkeit des unbewehrten Betons bei quasi-statischer Belastungsgeschwindigkeit konnten in der Literatur gefunden werden. Die Ergebnisse dieser Arbeiten können wie folgt zusammengefasst werden:

Einerseits wurde in [5.10, 5.11] festgestellt, dass die quasi-statische Zugfestigkeit und die Steifigkeit durch eine vorgängig aufgebrachte, über eine gewisse Zeit anhaltende Zuglast oder Ermüdungszugbelastung abnehmen. Cornelissen & Reinhardt [5.8] fanden dagegen, dass sowohl statische als auch Ermüdungszugbelastungen kleiner als die 0.8-fache Zugfestigkeit einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Festigkeit und Steifigkeit in Zug oder Druck haben. Jedoch war infolge statischer Druckvorbelastung oder Ermüdungsdruckvorlasten die Zugfestigkeit und besonders deutlich die Steifigkeit stark reduziert.

Alle vorhin diskutierten Versuche wurden mit Probekörpern aus Normalbeton durchgeführt. Ueber das Verhalten von Staumauerbeton unter dynamischen Belastungen konnten keine Untersuchungen gefunden werden.

5.1.3 Zielsetzung

In diesem Kapitel wird das Verhalten von Staumauerbeton unter Erdbebenlasten mit Hilfe von dynamischen Versuchen diskutiert. Es wird versucht, die Versuchsergebnisse so aufzuarbeiten und darzustellen, dass sie als Grundlage zur Entwicklung von Materialmodellen dienen und damit für eine erdbebendynamische Berechnung einer Staumauer verwendet werden können. Ein solches Materialmodell, das sowohl den Einfluss der Dehngeschwindigkeit als auch der Belastungsgeschichte enthält, wurde von Chappuis entwickelt [5.4] und könnte aufgrund der neu vorliegenden Ergebnisse aktualisiert werden.

Die Unterteilung des Materialverhaltens in einen Bereich vor und nach Uberschreiten der Zugfestigkeit hat zu zwei Versuchsreihen geführt:

1. Zugversuche zur Ermittlung des Einflusses von hohen Dehngeschwindigkeiten und dynamischen Druckvorbelastungen auf die einachsige Zugfestigkeit, den Elastizitätsmodul und das Spannungs-Dehnungs-Diagramm.
2. Keilspaltversuche zur Bestimmung des Einflusses der Verformungsgeschwindigkeit und von Druckvorbelastungen auf die spezifische Bruchenergie und das Entfestigungs-Diagramm.

Bemerkung:

Die Zugversuche sind Teil eines Forschungsprojektes über das Verhalten von Staumauern bei Erdbeben. Die erste Phase beinhaltete Versuche über den Einfluss von hohen Dehngeschwindigkeiten und Vorbelastungsgeschichten auf die Festigkeit und das Verformungsverhalten von 28 Tage altem Normalbeton (Zementgehalt 300 kg/m^3 , $W/Z=0.5$, Zuschlagsstoffe (Rundmaterial) mit einem Grösstkorndurchmesser von 32 mm). Die Ergebnisse dieser ersten Phase sind im Versuchsbericht [5.12] sowie in [5.6] beschrieben und werden hier nur für Vergleiche herangezogen. Die zweite Phase stellt eine Erweiterung auf Staumauerbeton dar. Die Versuche und deren Ergebnisse sind im Bericht [5.13] detailliert und zusammengefasst in [5.14] dargestellt.

5.2 BESCHREIBUNG DER VERSUCHSREIHEN

5.2.1 Kennwerte des Staumauerbetons

Für beide Versuchsreihen wurde der gleiche Staumauerbeton verwendet. Er wurde auf der Baustelle der Staumauer Solis (GR) hergestellt, wo zwei Blöcke gegossen wurden, aus denen nach 6 Monaten insgesamt 96 Zylinder eines Durchmessers von 200 mm und einer Länge von 600 mm gebohrt wurden. Die Probekörper wurden bis zum Versuch im Labor gelagert.

Der Solis-Beton setzt sich aus gebrochenem Zuschlagsmaterial mit einem Grösstkorn von 80 mm zusammen. Diese Zuschläge setzen sich aus metamorphen Gesteinen (Glimmerschiefer, Gneise, Quarzite) und Kalksteinen zusammen. Der Zement wurde auf 250 kg/m^3 dosiert und der W/Z -Faktor betrug 0.5 .

Die Druckfestigkeit des Solis-Betons wurde an Zylindern eines Durchmessers von 200 mm und einer Länge von 600 mm bestimmt. Im Alter von 410 Tagen erreichte der Beton eine Druckfestigkeit von 35 N/mm^2 , einen E -Modul von $35'900 \text{ N/mm}^2$ sowie eine Stauchung ϵ_{CC} bei Maximalspannung von 1.55% . Diese Werte nahmen mit der Zeit leicht zu; im Alter von 740 Tagen konnte eine Zylinderdruckfestigkeit von 39 N/mm^2 und ein Elastizitätsmodul von $36'400 \text{ N/mm}^2$ gemessen werden.

5.2.2 Zugversuche

Die erste Versuchsgruppe beinhaltete einachsige Zugversuche, wobei die Druckvorlasten als auch die Dehngeschwindigkeit variiert wurden. Die Parameter der Belastungsgeschichten [5.15] wurden aufgrund von numerischen Untersuchungen [5.16] über Spannungsänderungen und Belastungsgeschwindigkeiten in einer Staumauer infolge Erdbeben gewählt.

Die Versuche wurden auf einer servo-hydraulischen Prüfmaschine (Bild 5.3a) durchgeführt. Die Steuerung erfolgte über die Probekörperlängsverformung mit dem gemittelten Messsignal der drei induktiven Geber (Bild 5.3b). Von jedem Versuch wurde mit einem Digital-Speicher-Oszilloskop das Messsignal für den Kraft- bzw. Dehnungswert in Funktion der Zeit aufgenommen (Bild 5.4).

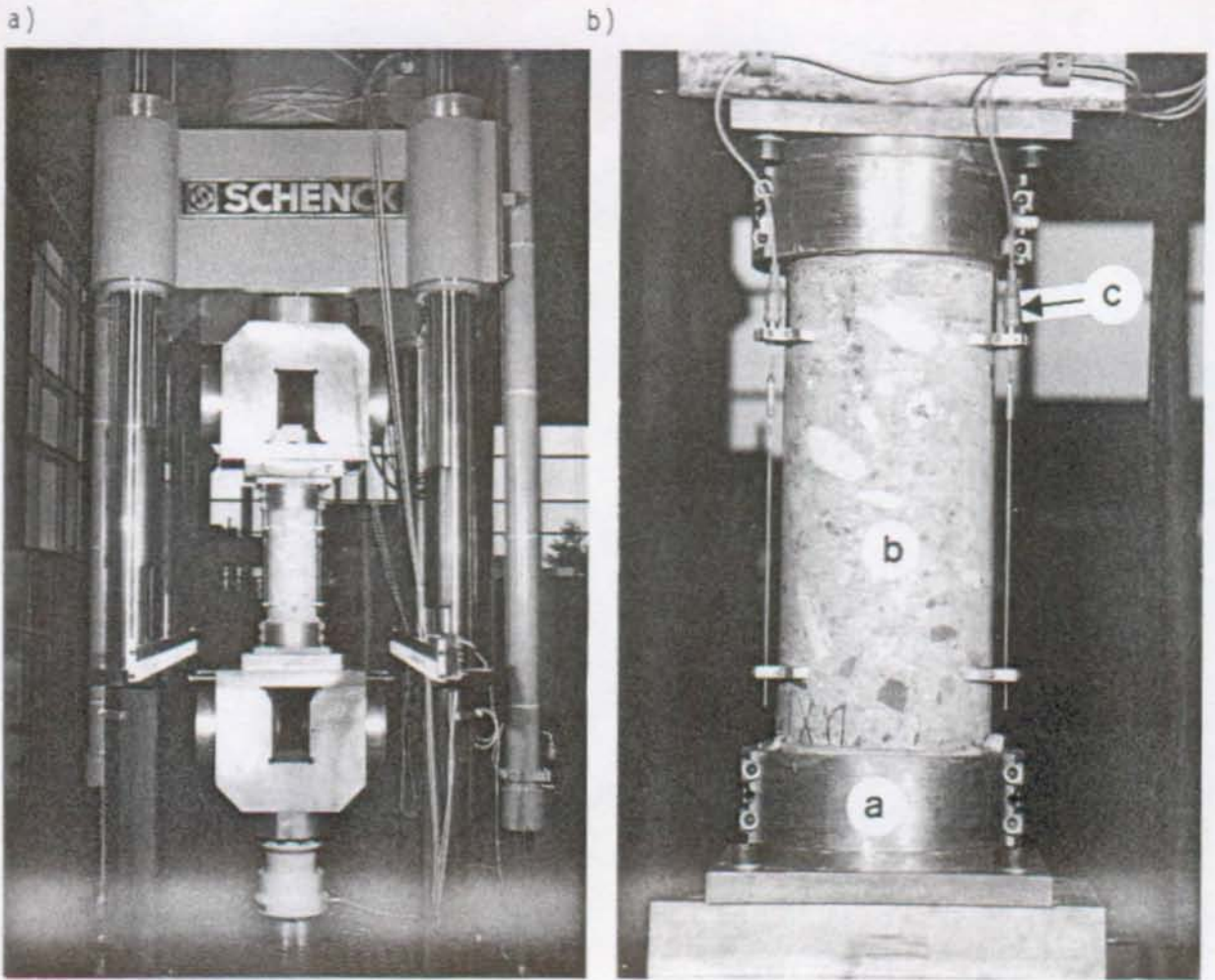


BILD 5.3: Einachsige Zugversuche:
a) Probekörper in der Prüfmaschine
b) Ansicht eines eingebauten Probekörpers (a: Halterung, b: Probekörper ($\varnothing=200$ mm), c: induktiver Geber (Basislänge=300mm)).

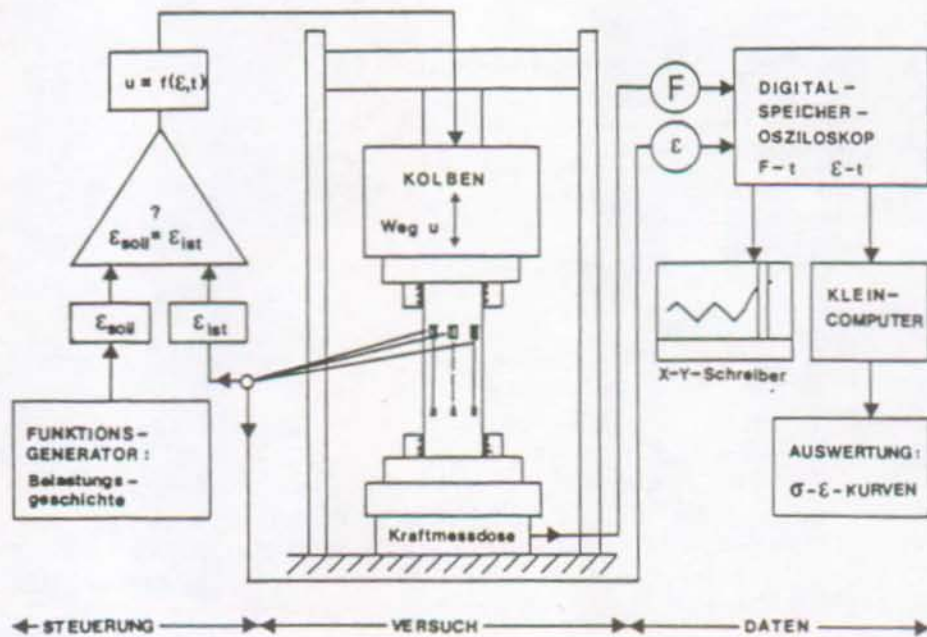


BILD 5.4: Gesamtansicht der Versuchsanordnung (schematisch)

Das gesamte Versuchsprogramm bestand aus fünf verschiedenen Belastungsgeschichten. Als Dehngeschwindigkeiten bis zum Bruch wurden jeweils eine quasi-statische ($\dot{\epsilon}=10^{-5} \text{ s}^{-1}$) und zwei rasche Dehngeschwindigkeiten ($\dot{\epsilon}=10^{-3}$ bzw. 10^{-2} s^{-1}) gewählt. Die fünf Belastungsgeschichten können in drei Gruppen aufgeteilt werden (Bild 5.5):

Serie A: Einfacher Zug:

Zugbelastung bis zum Bruch bei verschiedenen Dehngeschwindigkeiten.

Serie B: Zug nach einfachem Druck:

Vorgängige Druckbelastung bis auf ein bestimmtes Stauchungsniveau und darauffolgende Zugbelastung bis zum Bruch bei verschiedenen Dehngeschwindigkeiten.

Serie C: Zug nach Druckzyklen:

Vorgängige zyklische Druckbelastung konstanter Amplitude bei unterschiedlichen Stauchungsniveaus und darauffolgende Zugbelastung bis zum Bruch bei verschiedenen Dehngeschwindigkeiten.

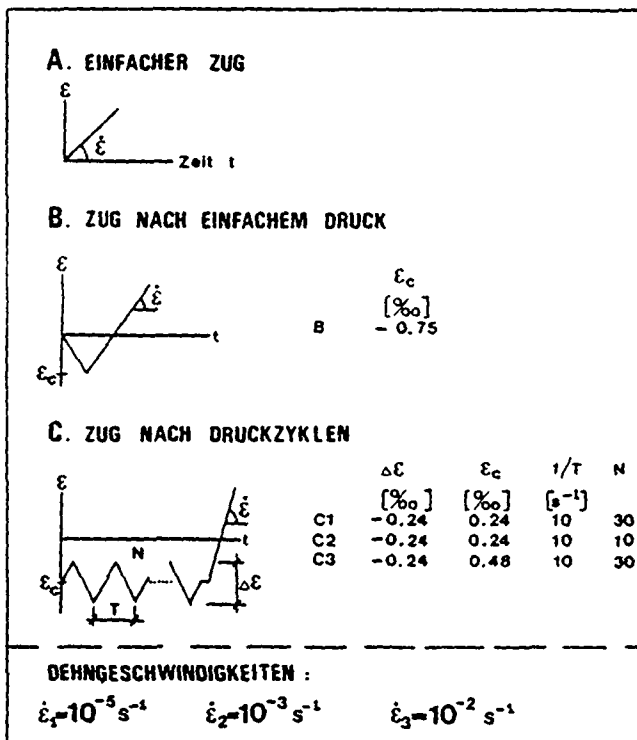


BILD 5.5: Darstellung der Belastungsgeschichten.

Pro Belastungsgeschichte und Dehngeschwindigkeit bis zum Bruch wurden vier Betonzylinder geprüft. Aus den Kraftwerten, dividiert durch die Zylinderquerschnittsfläche, erhielt man die Spannungswerte. Der Elastizitätsmodul wurde als Spannungswert bei $0.3 \sigma_u$, dividiert durch die dazugehörige Dehnung, berechnet. Aus den vier Zugspannungs-Dehnungs-Kurven pro Versuchsparameter bestimmte man eine Mittelkurve: Der Mittelwert der Maximalspannungen und der Bruchdehnungen der Einzelkurven ist dabei gleich der Maximalspannung bzw. Bruchdehnung der Mittelkurve. Die Fläche unter der Mittelkurve entspricht bis auf 1 % genau dem gemittelten Wert der Flächen unter den Einzelkurven.

Zur Beschreibung der Beziehung zwischen den Festigkeitswerten und der Dehngeschwindigkeit wird eine Potenzfunktion eingeführt:

$$S = S_0 \cdot (\dot{\epsilon}_r)^p \quad (5.1)$$

In (5.1) wird die relative Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_r$ als das Verhältnis zwischen der wirklichen und der quasi-statischen Dehngeschwindigkeit eingeführt. Der Wert $\dot{\epsilon}_r=1$ repräsentiert somit die quasi-statische Dehngeschwindigkeit. S_0 ist der Festigkeitswert bei quasi-statischer Dehngeschwindigkeit. Aus den Versuchswerten bestimmte man jeweils den Exponenten p nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Die Gleichung 5.1 stützt sich auf der Potenzfunktion ab, die von Mihashi & Wittmann [5.17, 5.18] mit Hilfe eines stochastischen Modelles für die Beschreibung der Beziehung zwischen der Festigkeit und der Dehngeschwindigkeit hergeleitet werden konnte. Mit dem gleichen Modell konnte gezeigt werden, dass der Variationskoeffizient der Versuchsergebnisse bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten gleich ist wie bei der quasi-statischen Geschwindigkeit. Folglich sind die Mittelwerte der Versuchswerte bei hohen Dehngeschwindigkeiten gleich aussagekräftig wie bei der quasi-statischen Dehngeschwindigkeit.

Im dehnungsgesteuerten Zugversuch kann prinzipiell ein Kraft-Verformungs-Diagramm sowohl mit ansteigendem als auch abfallendem Ast aufgenommen werden. Die Aufnahme eines solchen vollständigen Diagrammes setzt jedoch zunächst die Bildung der Bruchzone innerhalb der Geberlänge voraus. Daneben spielt bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten - wie im Abschnitt 3.5 bereits diskutiert - auch die Leistungsfähigkeit der Prüfmaschine (Servoventil, Kolbengeschwindigkeit) eine entscheidende Rolle. Bei den Versuchen unter quasi-statischer Dehngeschwindigkeit konnte das vollständige Kraft-Verformungs-Diagramm aufgenommen werden (Bild 4.13). Hingegen konnte bei hohen Dehngeschwindigkeiten der Versuch nach Erreichen der maximalen Zugkraft nicht mehr kontrolliert werden. Nach Erreichen der Maximalspannung kam es zum spontanen und damit unkontrollierten Bruch des Probekörpers.

5.2.3 Keilspaltversuche

Die Keilspaltversuche mit zylindrischen Probekörpern aus Solis-Beton können in zwei Versuchsserien aufgeteilt werden:

In einer ersten Versuchsserie wurde der Einfluss des Verformungsgeschwindigkeit auf die spezifische Bruchenergie G_f und das Dehnungsentfestigungs-Diagramm untersucht. Dazu wurde der "stehende" Zylinder (Form C, Bild 3.9) mit einer Höhe von 300 mm und einer Ligamentlänge von 210 mm als Probekörper gewählt (Bild 5.6). Um den Schubbruch der Kragarme zu vermeiden, war eine "Armierung" notwendig. Diese Schubarmierung wurde mit Zugstäben bewerkstelligt, die leicht vorgespannt wurden, damit die Armierung vor der Rissbildung in den Kragarmen wirken konnte. (Die Vorspannkraft von 25 kN pro Stab, bezogen auf eine Fläche von $(200 \times 50 =) 10'000 \text{ mm}^2$, ergab eine Druckspannung von 5 N/mm^2 in Kragarm-längsrichtung.)

Die Versuche wurden mit dem Signal der Rissöffnungsverschiebung gesteuert. Als Verformungsgeschwindigkeit und damit als Versuchsparameter wurde die Rissöffnungs-geschwindigkeit \dot{v} verwendet. Die Kraft- resp. Rissöffnungs-Werte in Funktion der Zeit wurden mit einem Speicher-Oszilloskop erfasst. Je eine Aufzeichnung für einen Versuch bei 1'000- resp. 10'000-facher quasi-statischer Rissöffnungs-geschwindigkeit ist in Bild 3.19 dargestellt. Pro Geschwindigkeit wurden vier Versuche durchgeführt. Die Auswertung der Versuche und die Bildung der Mittelkurve erfolgte gleich wie bei den in Kapitel 4 beschriebenen Versuchen.

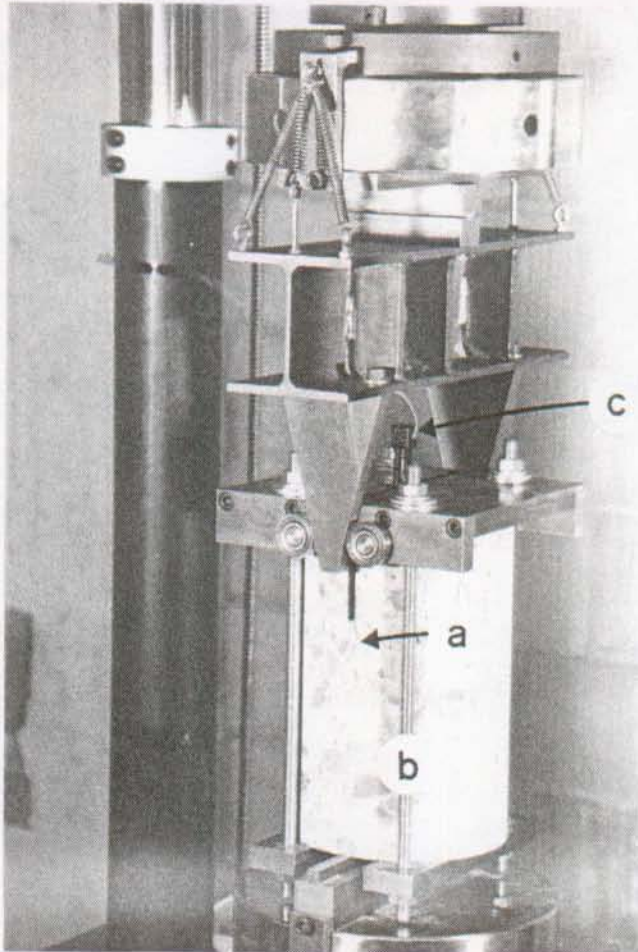


BILD 5.6: Keilspaltversuche zur Ermittlung der spezifischen Bruchenergie bei hohen Rissöffnungsgeschwindigkeiten (a: Riss, b: "Schubarmierung", c: Wegaufnehmer).

Als quasi-statische Rissöffnungsgeschwindigkeit wählte man einen Wert von 0.0016 mm/s . Bei dieser Geschwindigkeit wurde die Maximalkraft nach etwa 100 Sekunden erreicht; der gesamte Versuch dauerte ungefähr 20 Minuten. Ausgehend von der quasi-statischen Geschwindigkeit erhöhte man die Rissöffnungsgeschwindigkeit jeweils um einen Faktor von 10 bis auf die 10'000-fache quasi-statische Geschwindigkeit.

Basierend auf der elastischen Biegetheorie konnte zusammen mit der aus den Aufzeichnungen bestimmten Belastungsrate dF/dt eine Dehngeschwindigkeit an der Kerbspitze abgeschätzt werden. Bei der quasi-statischen Geschwindigkeit wurde ein Wert von $\dot{\epsilon} = 5 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ erhalten. Die höchste Rissöffnungsgeschwindigkeit von 16 mm/s entspricht damit einer Dehngeschwindigkeit an der Kerbspitze von $\dot{\epsilon} = 5 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$. Es muss jedoch beachtet werden, dass diese Dehngeschwindigkeit mit fortschreitender Rissprozesszone abnimmt.

Die Beziehung zwischen der spezifischen Bruchenergie und der Rissöffnungsgeschwindigkeit wird ebenfalls mit einer Potenzfunktion (Gleichung 5.1) beschrieben. Wiederum wird eine relative Geschwindigkeit v_r eingeführt, die auf die quasi-statische Geschwindigkeit bezogen ist.

Die zweite Versuchsserie diente dazu, den Einfluss von Druckvorlasten auf die spezifische Bruchenergie G_f und das Entfestigungs-Diagramm zu ermitteln. Die Keilspaltversuche wurden mit zylindrischen Probekörpern der Form D (Bild 3.9)

durchgeführt. Bei diesen Probekörpern handelte es sich um Bruchstücke von Zylindern, die zunächst im einachsigen Zug geprüft und vorbelastet wurden (Bild 5.7). Die Rinne und die Kerbe wurden derart in diese Zylinderteile eingesägt, so dass sich die Bruchfläche - gleich wie im einachsigen Zug - senkrecht zur Zylinderachse bildete. So konnte man den Einfluss der Druckvorlasten auf die spezifische Bruchenergie erfassen. Die untersuchten Zylinderstücke stammten aus den Versuchsserien A, B, C1 und C3 (siehe Bild 5.5). Alle Probekörper wurden bei quasi-statischer Geschwindigkeit geprüft. Pro Versuchsparameter wurden vier Versuche durchgeführt.

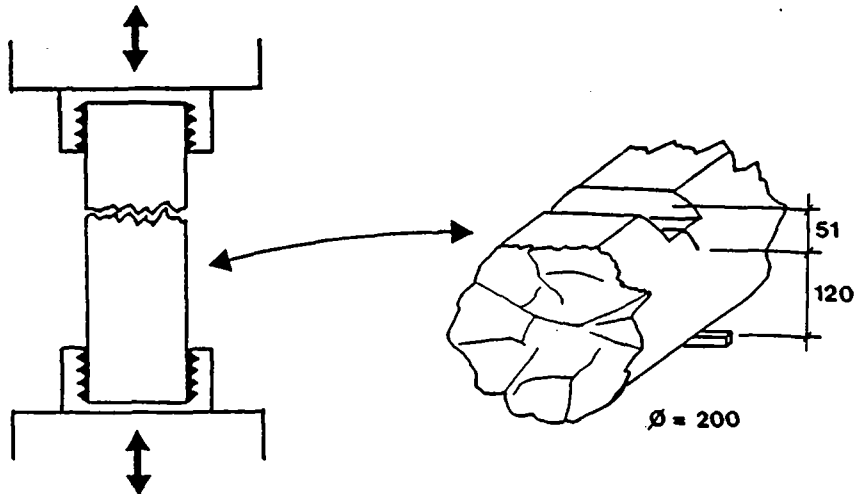


BILD 5.7: Spalt-Probekörper zur Ermittlung des Einflusses von Druckvorlasten auf die spezifische Bruchenergie.

5.2.4 Normalisierung der Versuchswerte

Die Festigkeitswerte von Beton hängen - wie in Kap. 4 gezeigt - von verschiedenen Faktoren wie Art der Zuschlagsstoffe, Kornzusammensetzung, Zementmenge oder Alter ab. Wohl waren alle Probekörper aus gleichem Beton hergestellt worden. Jedoch erstreckte sich die Zeitspanne, in der die Versuche durchgeführt wurden, auf über mehr als 15 Monate. Somit musste ein Einfluss des unterschiedlichen Prüfalters auf die Festigkeitswerte erwartet werden. Tatsächlich konnte in diesem Zeitraum eine Erhöhung der Zugfestigkeit von 1.83 N/mm^2 auf 2.41 N/mm^2 verzeichnet werden [5.13]. Die absoluten Versuchswerte sollten folglich nicht ohne weiteres als Grundlage zur Darstellung und Diskussion der Versuchswerte verwendet werden. Deshalb werden die Versuchsergebnisse nachfolgend auf einen bestimmten Wert, die Basisgröße, normalisiert. Die Normalisierung der Versuchswerte rechtfertigt sich auch aus folgenden Überlegungen:

- Das erste Ziel der gesamten Versuchsreihe ist das Erfassen von Veränderungen der Festigkeiten infolge dynamischer Druckvorlasten und Belastungsgeschwindigkeiten. Die absoluten Werte spielen dabei eine untergeordnete Rolle.
- Mit der Normalisierung wird eine allgemeingültige Formulierung erzielt, die erlaubt, die Versuchsergebnisse auch auf einen anderen Staumauerbeton zu übertragen. Aus den normalisierten Werten erhält man dann über die Basisgröße leicht die absoluten Werte, die für die eigentliche Berechnung benötigt werden. Der Basiswert sollte demnach eine allgemein bekannte Größe sein, die für den jeweils betrachteten Beton möglichst mit Standardversuchen bestimmt werden kann. Dazu bieten sich die quasi-statischen Materialkennwerte an.

5.3 RESULTATE UND DISKUSSION DER ZUGVERSUCHE

5.3.1 Einfache Zugversuche

Die Spannungs-Dehnungs-Mittelkurven des untersuchten Staumauerbetons sind in Bild 5.8a dargestellt. Daraus geht hervor, dass mit zunehmender Dehngeschwindigkeit sowohl die Zugfestigkeit als auch der Elastizitätsmodul anwächst. Bei einer relativen Dehngeschwindigkeit von 1'000 beträgt die Zunahme der Zugfestigkeit 70 % und die des Elastizitätsmoduls 16 % (Bild 5.8b). Die Zugfestigkeit wird von der Dehngeschwindigkeit stärker beeinflusst als der Elastizitätsmodul. Die Bruchdehnung ϵ_u , also die Dehnung bei der maximalen Spannung, scheint hingegen nicht von der Dehngeschwindigkeit beeinflusst zu sein (Bild 5.8a). Dieses Ergebnis steht im Gegensatz zum allgemein akzeptierten Kenntnisstand, dass die Bruchdehnung mit zunehmender Dehngeschwindigkeit zunimmt [5.1].

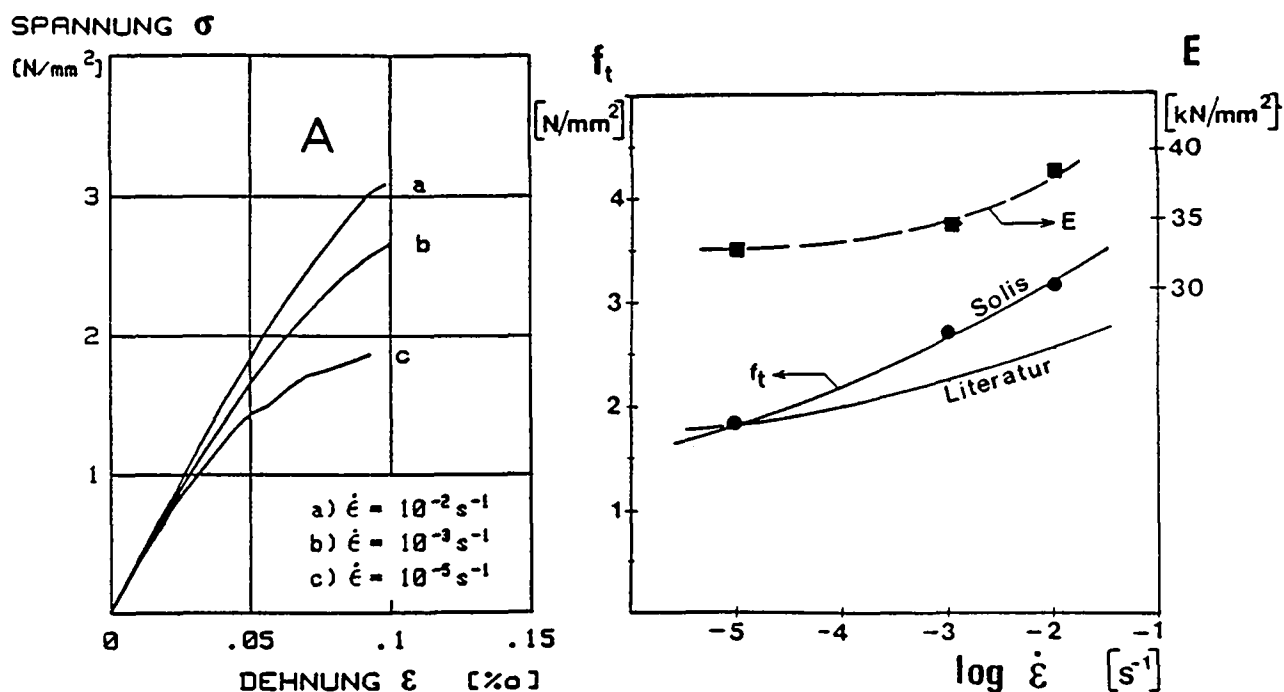


BILD 5.8: Ergebnisse der einfachen Zugversuche (Serie A):

- Spannungs-Dehnungs-Mittelkurven
- Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf die Zugfestigkeit und den Elastizitätsmodul.

Die Potenzfunktionen zur Beschreibung der Abhängigkeit der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls von der Dehngeschwindigkeit lauten:

$$- f_t = f_{t0} \cdot (\dot{\epsilon}_r)^{0.081} \quad \text{mit } f_{t0} = 1.83 \text{ N/mm}^2 \quad (5.2)$$

$$- E = E_0 \cdot (\dot{\epsilon}_r)^{0.020} \quad \text{mit } E_0 = 32'450 \text{ N/mm}^2 \quad (5.3)$$

Beide Funktionen sind in Bild 5.8b eingetragen. Im gleichen Diagramm ist auch die Kurve für die Geschwindigkeitsabhängigkeit der Zugfestigkeit gemäss Literatur (Bild 5.2) angegeben, wobei bei der quasi-statischen Geschwindigkeit vom gleichen Wert ausgegangen wurde. Der Vergleich zeigt, dass der untersuchte Staumauerbeton "geschwindigkeitsempfindlicher" ist als der Normalbeton. Die Geschwindigkeitsempfindlichkeit des Betons mit kleinerer Festigkeit (Solis-Beton) ist grösser als jene des Normalbetons mit höherer Festigkeit. Die gleiche Feststellung wurde auch in [5.2, 5.17, 5.29] gemacht. Der Exponent p ist somit eine Grösse, die von der Betonqualität abhängt.

Bemerkung:

Der Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf die Zugfestigkeit wurde mit verschiedenen Modellen, die auf der Thermodynamik oder auf der Bruchmechanik basieren, theoretisch hergeleitet. Eine Uebersicht über diese Modelle wird von Reinhardt in [5.29] gegeben.

5.3.2 Zugversuche nach vorgängiger dynamischer Druckbelastung

5.3.2.1 Darstellung der Ergebnisse

Die Spannungs-Dehnungs-Mittelkurven der Versuche mit Druckvorbelastungen sind in Bild 5.9 dargestellt. Beton weist ein nichtlineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten auf, d.h. Verformung und Kraft sind zeitabhängige Grössen. Folglich wird nach einer Druckvorbelastung beim Uebergang von den Druck- zu den Zugspannungen eine zurückbleibende Stauchung gemessen. Bei den in Bild 5.9 dargestellten Kurven handelt es sich um Zugäste, die in den Koordinatenursprung verschoben wurden. In Bild 5.9 fällt auf, dass die Spannungswerte der Serie C3 grösser sind als bei den anderen Versuchsserien. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Serie C3 ein Jahr nach den anderen Serien durchgeführt wurde. Nachversuche ergaben denn auch eine quasi-statische, einfache Zugfestigkeit von 2.41 N/mm² im Vergleich zu 1.83 N/mm² bei Beginn der Versuchsreihe.

Für den Exponenten p der Potenzfunktion zur Beschreibung der Beziehung zwischen der Zugfestigkeit und der Dehngeschwindigkeit (Gleichung 5.1) wurden folgende Werte gefunden (Tabelle 5.1):

TABELLE 5.1: Parameter der Potenzfunktion

$f_t = f_{t0} \cdot (\dot{\epsilon}_r)^p$		
SERIE	f_{t0} (N/mm ²)	p
A	1.85	0.081
B	1.81	0.073
C1	1.85	0.069
C2	1.81	0.069
C3	2.43	0.031

Damit die Druckvorbelastungen quantitativ erfasst und miteinander verglichen werden konnten, ermittelte man die Energiemenge, die während der Vorbelastungsgeschichte pro Probekörpervolumen dissipierte, als Fläche unter dem

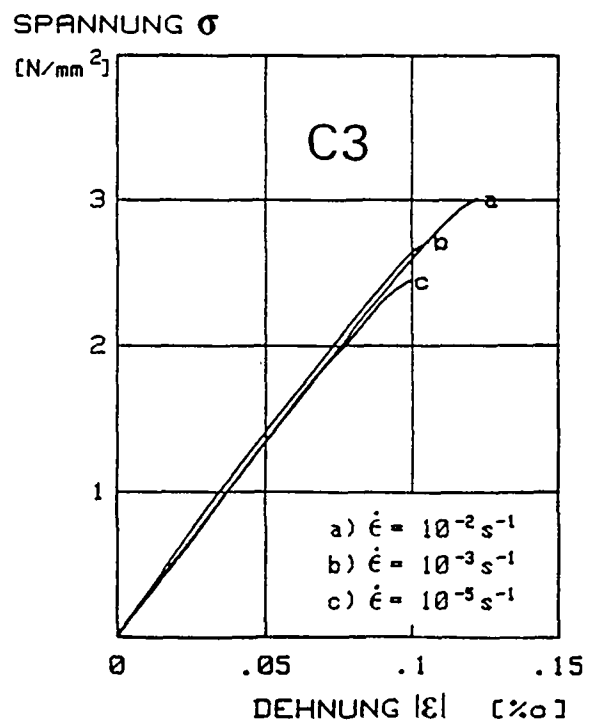
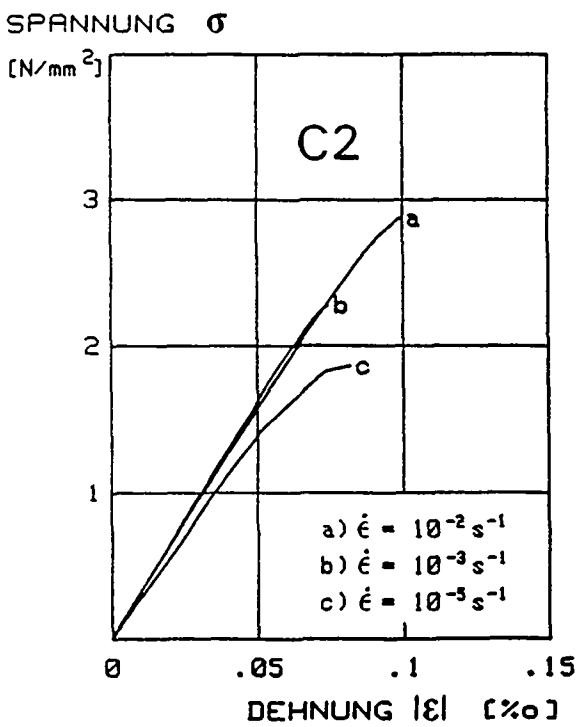
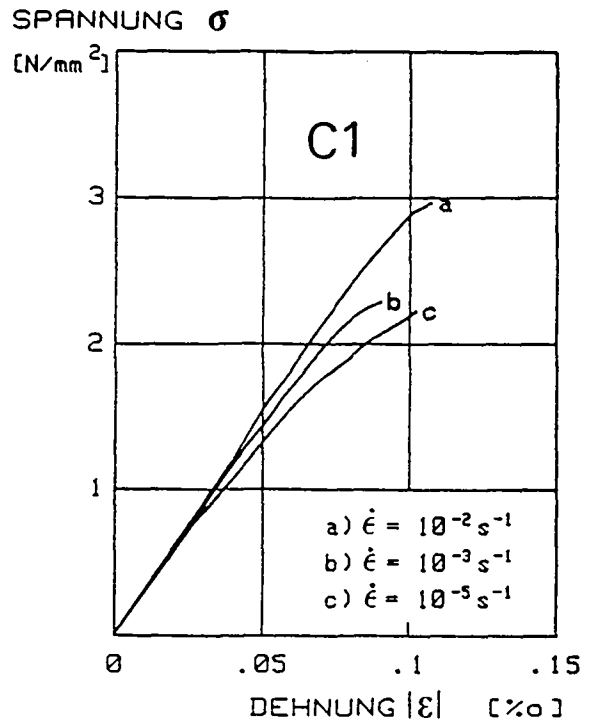
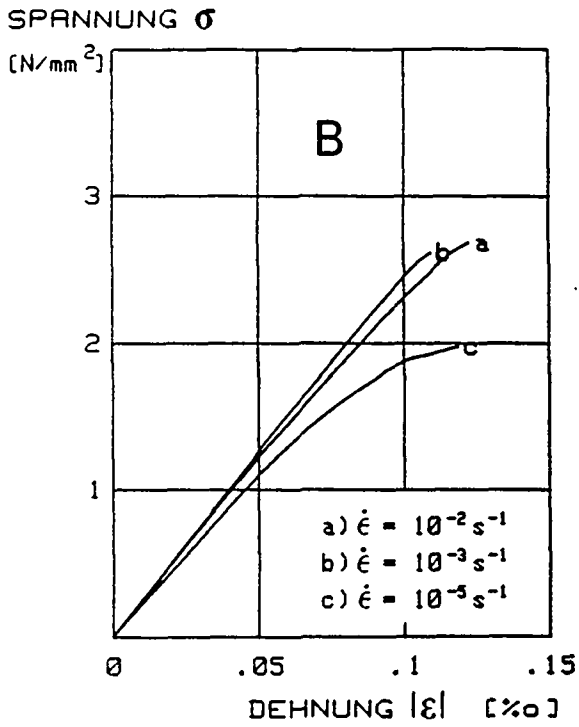


BILD 5.9: Spannungs-Dehnungs-Mittelkurven der Zugversuche nach vorgängiger Druckbelastung

Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm. Dabei wurde bei den Versuchsserien mit zyklischen Lasten die pro Zyklus dissipierte Energie ("Hysteresisschleife") miteinbezogen. Die gesamte, dissipierte Energie wurde anschliessend mit der im einfachen, quasi-statischen Druckversuch total verbrauchten Energie (Fläche unter dem Spannungs-Stauchungs-Diagramm bis zur maximalen Druckspannung) normalisiert. Der resultierende Wert wird als die normalisierte Dissipationsenergie W_D bezeichnet (Tab. 5.2).

Eine weitere Möglichkeit, die Druckvorlasten quantitativ zu erfassen, besteht darin, das Druckspannungs- resp. Stauchungsniveau auf die quasi-statischen Werte der Druckfestigkeit und der Bruchstauchung zu beziehen. Die Verhältniszahlen in Tabelle 5.2 wurden für eine Zylinderdruckfestigkeit f_{cc} von 34.9 N/mm² und eine Bruchstauchung ϵ_{cc} von 1.55 % erhalten [5.13].

TABELLE 5.2: Quantifizierung der Druckvorbelastungsgeschichte

SERIE	W_D [%]	σ_{min}/f_{cc}	$\epsilon_{c,min}/\epsilon_{cc}$
B	6.3	0.72	0.49
C1	4.7	0.37	0.23
C2	2.0	0.38	0.23
C3	23.0	0.57	0.38

5.3.2.2 Einfluss von Druckvorlasten auf die Zugfestigkeit

In Bild 5.10a ist die Beziehung zwischen der normalisierten Zugfestigkeit und der Dehngeschwindigkeit - ausgedrückt durch Gleichung 5.1 mit den Exponenten gemäss Tab. 5.2 - dargestellt. Dabei wurden die quasi-statischen Werte der Serien B, C1 und C2 auf 1.85 N/mm² bezogen, während bei der Serie C3 auf 2.41 N/mm² normalisiert wurde. Aus diesem Diagramm geht hervor, dass unabhängig von der Vorbelastungsgeschichte die Zugfestigkeit bei quasi-statischer Geschwindigkeit nicht reduziert wird.

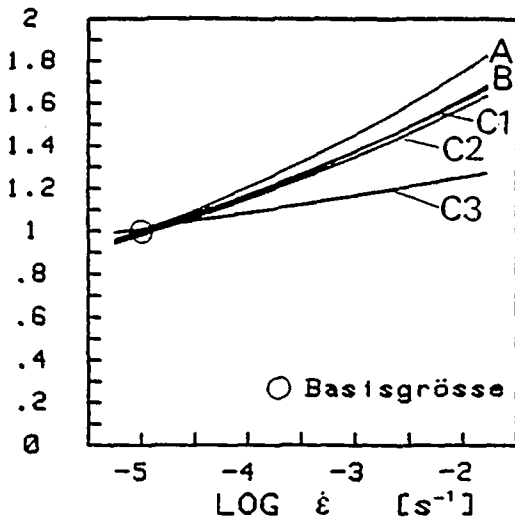
Die Zugfestigkeit nimmt unabhängig von der Vorbelastung mit grösser werdender Dehngeschwindigkeit zu (Bild 5.9). Die Geschwindigkeitsempfindlichkeit, ausgedrückt durch den Exponenten p der Exponentialfunktion, nimmt jedoch mit zunehmender "Intensität" der Vorbelastungsgeschichte ab. Dieses Ergebnis ist auf Bild 5.10b dargestellt, auf dem der Exponent p in Funktion der normalisierten Dissipationsenergie W_D dargestellt ist.

Der Einfluss der Druckvorlasten auf die Zugfestigkeit war bei den Serien B, C1 und C2 gering. Eine einmalige Druckvorlast (Serie B) auf ein sehr hohes Stauchungsniveau führte zu einer gleichen Reduktion der Zugfestigkeitswerte wie zyklische Drucklasten (C1 und C2) auf einem Stauchungsniveau, bei dem in einer Staumauer die maximalen Druckspannungen im Gebrauchszustand auftreten. Eine Variation der Anzahl der Druckzyklen - (Im Falle von C1 waren es 30 Zyklen; bei C2 nur 10.) - führte nicht zu unterschiedlichen Zugfestigkeitswerten. Bereits wenige Druckzyklen verursachen also die Reduktion der Geschwindigkeitsempfindlichkeit der Zugfestigkeit.

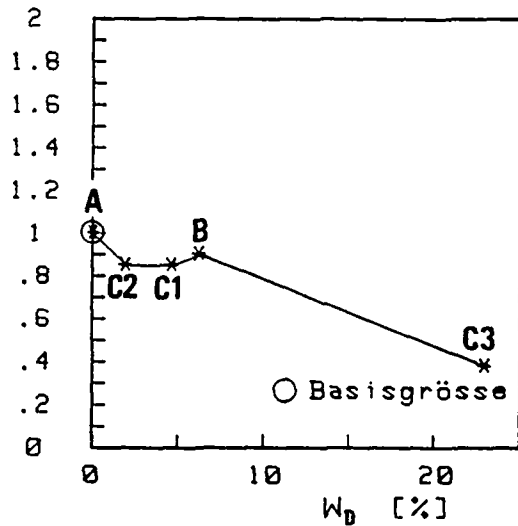
Zyklische Drucklasten auf einem hohen Stauchungsniveau (Serie C3) bewirken demgegenüber eine deutliche Abnahme der Geschwindigkeitsempfindlichkeit. Es kann somit festgestellt werden, dass nicht das Stauchungsniveau, sondern vor allem zyklische Lasten zu einer Reduktion der Festigkeitszunahme bei hohen

Dehngeschwindigkeiten führen. Dies wird in einem Diagramm verdeutlicht, wo die Zugfestigkeit in Funktion der normalisierten Dissipationsenergie W_D dargestellt ist (Bild 5.10c).

a) $f_t / f_{t0}(A)$



b) $p/p_0(A)$



c) $f_t / f_{t0}(A)$

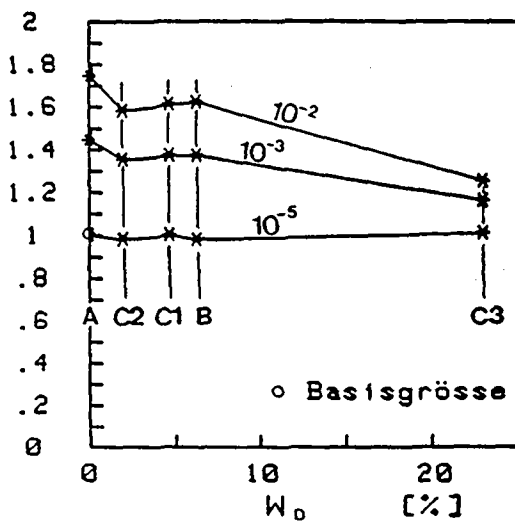


BILD 5.10: a) Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf die Zugfestigkeit
 b) Einfluss der Druckvorbelastung auf den Exponenten p
 c) Einfluss der Druckvorbelastung auf die Zugfestigkeit

5.3.2.3 Einfluss von Druckvorlasten auf den Elastizitätsmodul

Im Gegensatz zur Serie A (einfacher Zug), bei der mit zunehmender Dehngeschwindigkeit höhere E-Modul-Werte registriert wurden, kann für die vorbelasteten Probekörper kein Geschwindigkeitseinfluss festgestellt werden (Bild 5.9, 5.11a). Hingegen bewirkten die Druckvorlasten eine deutliche Abnahme des Elastizitätsmoduls. In Bild 5.11b ist der E-Modul in Funktion des Spannungsniveaus der Druckvorbelastung aufgetragen (Bild 5.11b). Aus dieser Darstellung ist ersichtlich, dass die Werte mit zunehmender maximaler Stauchung der Vorbelastung abnehmen. Bei einer Vorlast auf ein Stauchungsniveau, das 49 % der Bruchstauchung beträgt (Serie C3), nimmt der Elastizitätsmodul gegenüber dem E-Modul aus dem einfachen Zugversuch um 25 % ab.

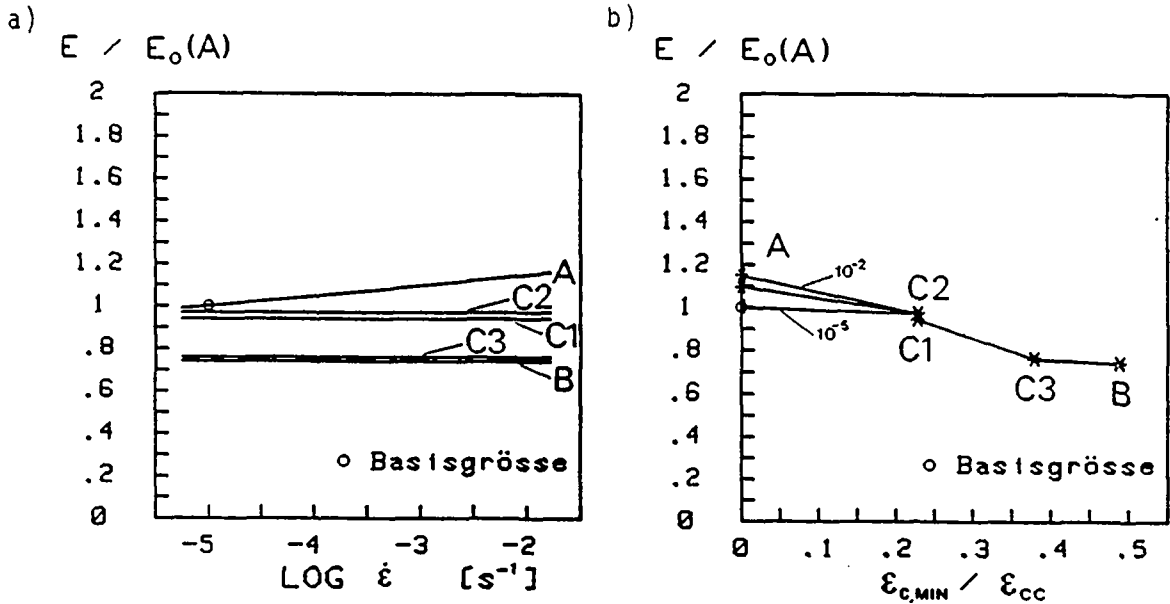


BILD 5.11: Beziehung zwischen dem Elastizitätsmodul und a) der Dehngeschwindigkeit sowie b) der Vorbelastung.

5.3.2.4 Einfluss von Druckvorlasten auf die Bruchdehnung

Wie beim einfachen Zug geht wiederum keine Tendenz hervor, dass die Bruchdehnungen mit zunehmender Dehngeschwindigkeit anwachsen. Die Bruchdehnungen tendieren jedoch mit abnehmendem Elastizitätsmodul zu grösseren Werten (Bild 5.9). In Bild 5.12 ist die Energie W_m , ausgedrückt als Fläche unter dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm bis zur Maximalspannung dividiert durch die Querschnittsfläche, in Funktion der Vorbelastung (Verhältnis zwischen der maximalen Stauchung und der Bruchstauchung) dargestellt. Diese Energiewerte variieren relativ stark. Immerhin kann aber festgestellt werden, dass die W_m -Werte mit zunehmender Intensität der Druckvorbelastung nicht abnehmen. Bei Erreichen der Zugfestigkeit ist somit die gespeicherte oder bereits dissipierte Energie im Werkstoff unabhängig von der Druckvorbelastung gleich.

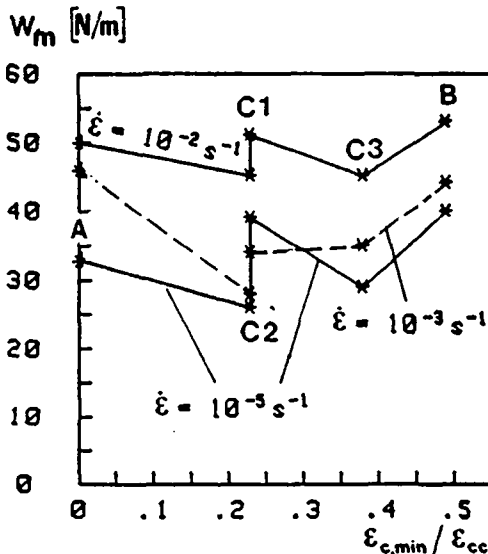


BILD 5.12: Einfluss der Vorbelastung auf die Energie bei Erreichen der Maximalspannung.

Damit die Form der Spannungs-Dehnungs-Diagramme beurteilt werden kann, wurden die Spannungs-Dehnungs-Kurven in eine normalisierte Darstellung transformiert (Bild 5.13). Die Spannungswerte sind auf die Zugfestigkeit und die Dehnungswerte auf die Bruchdehnung bezogen. Stellvertretend für die Serien mit Druckvorbelastung wurde die Serie C1 gewählt. Aus den normalisierten Spannungs-Dehnungs-Diagrammen gehen zwei wesentliche Merkmale hervor:

Unabhängig von der Vorbelastung wird die Krümmung der Kurven mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit kleiner; d.h. mit zunehmender Dehngeschwindigkeit wird die Nichtlinearität immer weniger ausgeprägt. Dies deutet darauf hin, dass das Ausmass des langsamen Risswachstums vor Erreichen der Maximalspannung mit zunehmender Dehngeschwindigkeit abnimmt. Gleiches wurde in [5.28] für Beton im 3-Punkt-Biegeversuch festgestellt.

Aus dem Vergleich der beiden Kurventripel in Bild 5.13 ist ersichtlich, dass die normalisierten Kurven durch die Vorbelastung gestreckt werden. Die Vorbelastung führt zu einer Reduktion der Nichtlinearität im Spannungs-Dehnungs-Diagramm.

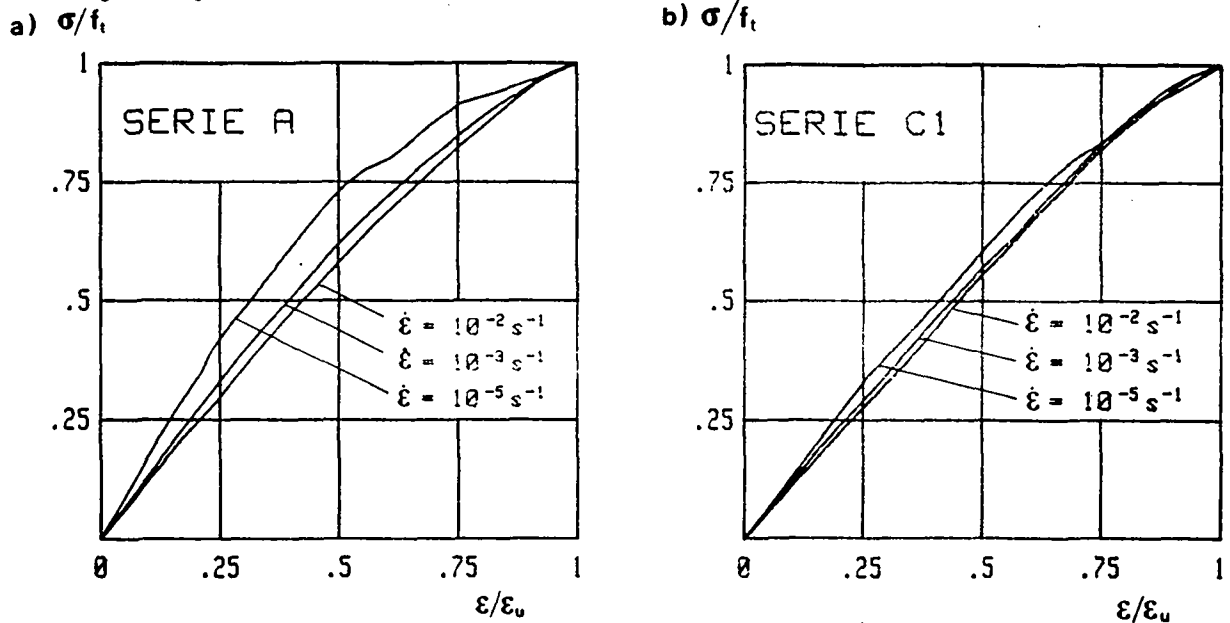


BILD 5.13: Normalisierte Spannungs-Dehnungs-Diagramme a) für die einfachen Zugversuche und b) für eine Serie mit Druckvorbelastung.

5.3.2.5 Vergleich mit Normalbeton

Der bedeutendste Unterschied zwischen Normalbeton [5.12] und dem Solis-Beton zeigte sich darin, dass die Festigkeitswerte des Normalbetons durch die dynamischen Druckvorlasten stärker beeinflusst waren. (Bild 5.14a). Bei quasi-statischer Dehngeschwindigkeit nimmt die Zugfestigkeit des vorbelasteten Normalbetons gegenüber dem einfachen Zug (Serie A) ab. Infolge zyklischer Druckvorlasten reduzierte sich beim Normalbeton der Geschwindigkeitseinfluss stärker als beim Solis-Beton. Wie beim Solis-Beton nahmen beim Normalbeton die E-Modul-Werte nach Druckvorlasten ab, wobei diese Reduktion wiederum stärker war im Vergleich zum Solis-Beton (Bild 5.14b).

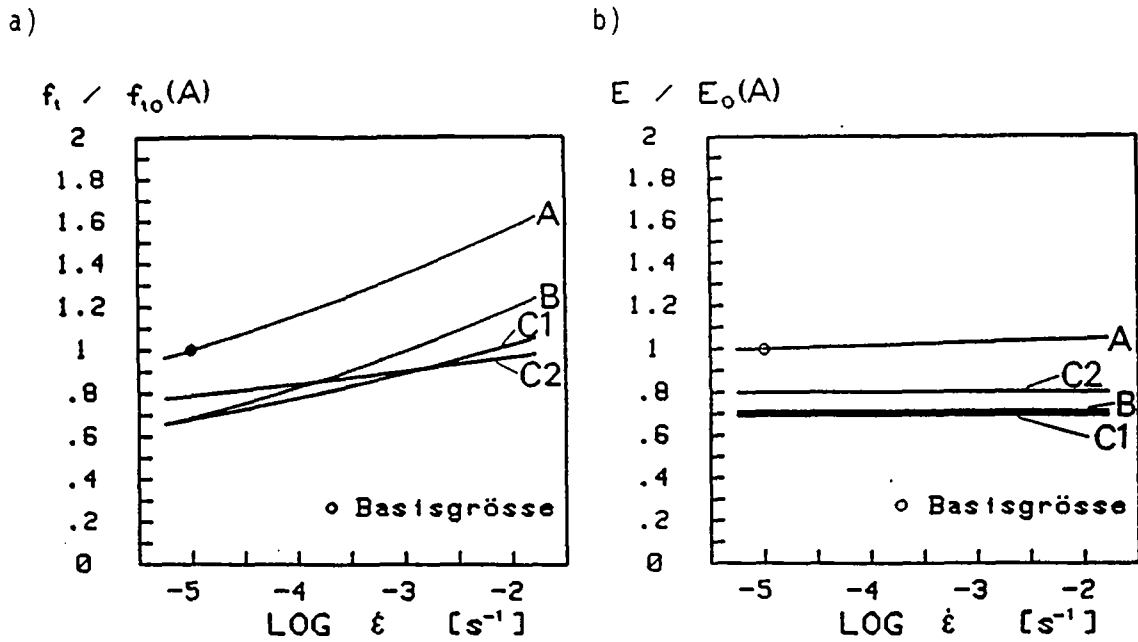


BILD 5.14: Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf a) die Zugfestigkeit und b) den Elastizitätsmodul von Normalbeton [5.12].

5.3.3 Bruchflächen

Im einfachen Zug konnten bei hohen Dehngeschwindigkeiten vermehrt Kornbrüche beobachtet werden. Demgegenüber war diese Tendenz beim vorbelasteten Beton nicht erkennbar. Die Bruchflächen der vorbelasteten Probekörper wiesen auch bei hohen Dehngeschwindigkeiten überwiegend Verbundlösungen auf. Es wurde in der Folge versucht, diese Beobachtungen durch Ausmessen der Bruchflächen zu bestätigen. Dazu fotografierte man zunächst die Bruchflächen. Anschliessend wurden die Flächen der gebrochenen Steine sowie der Verbundlösungen ausgemessen und miteinander verglichen. Allerdings konnten mit dieser Methode nur Zuschlagskörner ab einer Grösse von etwa 15 mm erfasst werden. Deshalb geben die in Bild 5.15 aufgetragenen Resultate nur eine Tendenz wieder. Die Ergebnisse bestätigen jedoch die Beobachtungen: Im einfachen Zug erfolgten mit zunehmender Dehngeschwindigkeit mehr Kornbrüche, während beim vorbelasteten Beton das Verhältnis der gebrochenen Steine zu den Verbundlösungen unabhängig von der Dehngeschwindigkeit blieb.

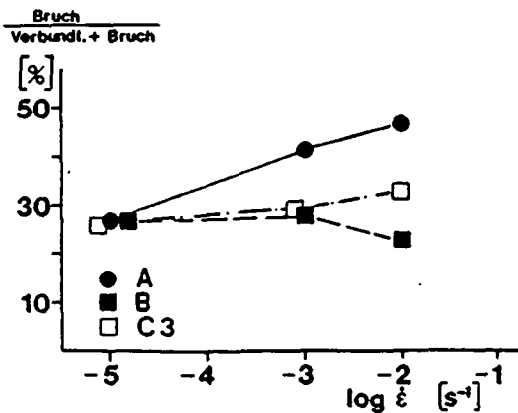


BILD 5.15: Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf die Fläche der gebrochenen Zuschlagskörner.

Die Bruchflächen geben einen Hinweis auf Bruchmechanismen, die nachfolgend auf der Meso-Stufe, bei der das Verbundsystem Korn-Matrix betrachtet wird, diskutiert werden:

Bei langsamer Dehngeschwindigkeit ist genügend Zeit für das Risswachstum vorhanden. Die Risse bilden sich in schwachen Zonen des Verbundsystems aus, d.h. entlang der Grenzschicht zwischen dem Korn und der Matrix. Bei hohen Dehngeschwindigkeiten müssen sich die Risse jedoch schnell ausbreiten. Sie pflanzen sich entlang kürzerem Wege durch die Zuschläge (mit hohen Widerständen) hindurch fort (Bild 5.16). So kommt es zu vermehrten Kornbrüchen.

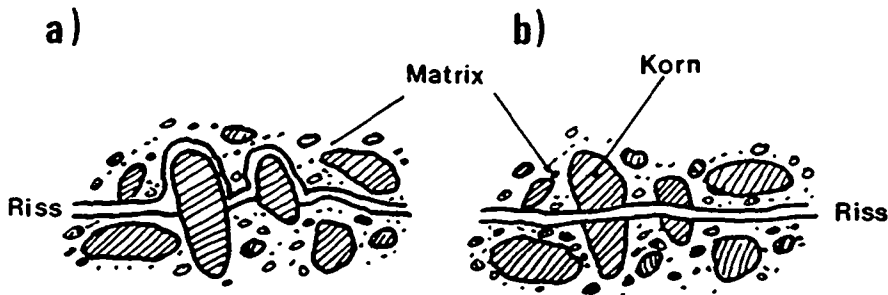


BILD 5.16: Schematische Darstellung des Bruchmechanismus im einfachen Zug:
a) vorwiegend Verbundlösungen bei langsamer Dehngeschwindigkeit,
b) zahlreiche Kornbrüche bei schneller Dehngeschwindigkeit.

Bei Druckbelastung bewirken Schädigungsvorgänge an der Grenzschicht zwischen dem Korn und der Matrix, dass die Anzahl der Kornbrüche im Verhältnis zu den Verbundlösungen unabhängig von der Dehngeschwindigkeit gleich bleibt. Eine Drucklast führt an den Seitenflächen der Zuschlagskörner zu Zugkräften (Bild 5.17). Diese Zugkräfte verursachen Verbundrisse entlang der Grenzfläche zwischen Korn und Matrix. Bei der nachfolgenden Zugbelastung wird die Verbundstruktur entlang der Grenzschicht Korn-Matrix getrennt. Der Rissweg ist durch die geschwächte Grenzfläche eindeutig vorgegeben. So kommt es auch bei hohen Dehngeschwindigkeiten mehrheitlich zu Verbundlösungen.

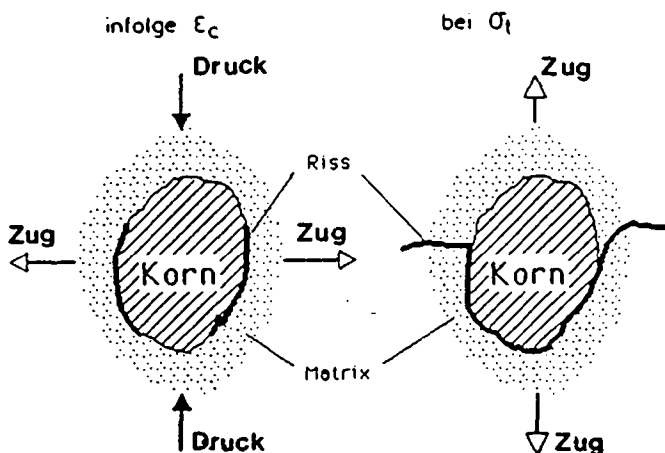


BILD 5.17: Schematische Darstellung der Schwächung des Verbundes zwischen Korn und Matrix durch Drucklasten.

5.4 RESULTATE UND DISKUSSION DER KEILSPALTVERSUCHE

5.4.1 Einfluss der Rissöffnungsgeschwindigkeit

Die Versuchsergebnisse werden wie folgt präsentiert: Die Spaltkraft-Rissöffnungs-Mittelkurven bei vier verschiedenen relativen Geschwindigkeiten sind in Bild 5.18a dargestellt. In Bild 5.18b ist die spezifische Bruchenergie und die maximale Spaltkraft in Funktion der relativen Geschwindigkeit aufgetragen. Diese Beziehungen werden durch die nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate bestimmte Potenzfunktion gemäss Gleichung 5.1 analytisch beschrieben:

$$- G_F = G_{F0} \cdot (\dot{v}_r)^{0.048} \quad \text{mit } G_{F0} = 270 \text{ N/m} \quad (5.4)$$

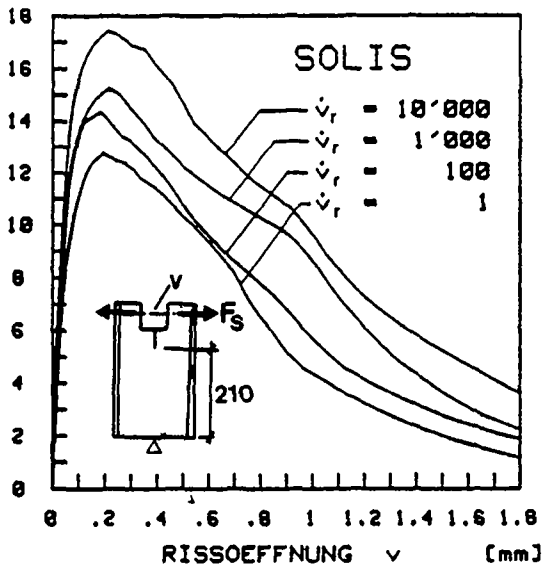
$$- F_{S,m} = F_{S0,m} \cdot (\dot{v}_r)^{0.037} \quad \text{mit } F_{S0,m} = 13.1 \text{ kN} \quad (5.5)$$

Das bilineare Entfestigungs-Diagramm wurde gemäss dem im Kapitel 4.2.3 beschriebenen Vorgehen mit dem Programm SOFTFIT ermittelt. Der zylindrische Probekörper wurde dabei durch ein Prisma angenähert, so dass eine 2-dimensionale FE-Rechnung durchgeführt werden konnte. Die resultierenden bilinearen Diagramme sind sowohl in der absoluten als auch in der normalisierten Form in Bild 5.19 dargestellt.

a)

b)

SPALTKRAFT F_S [kN]



G_F [N/m]

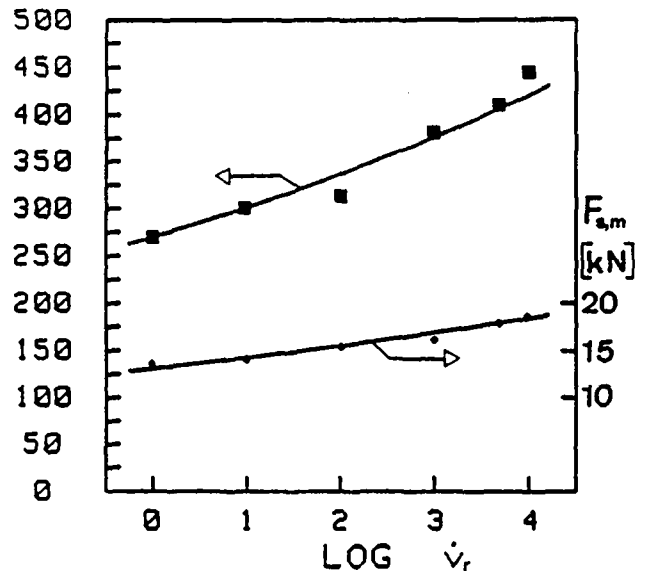


BILD 5.18: a) Spaltkraft-Rissöffnungs-Mittelkurven bei vier relativen Geschwindigkeiten
 b) Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die spezifische Bruchenergie G_F und die maximale Spaltkraft $F_{S,m}$

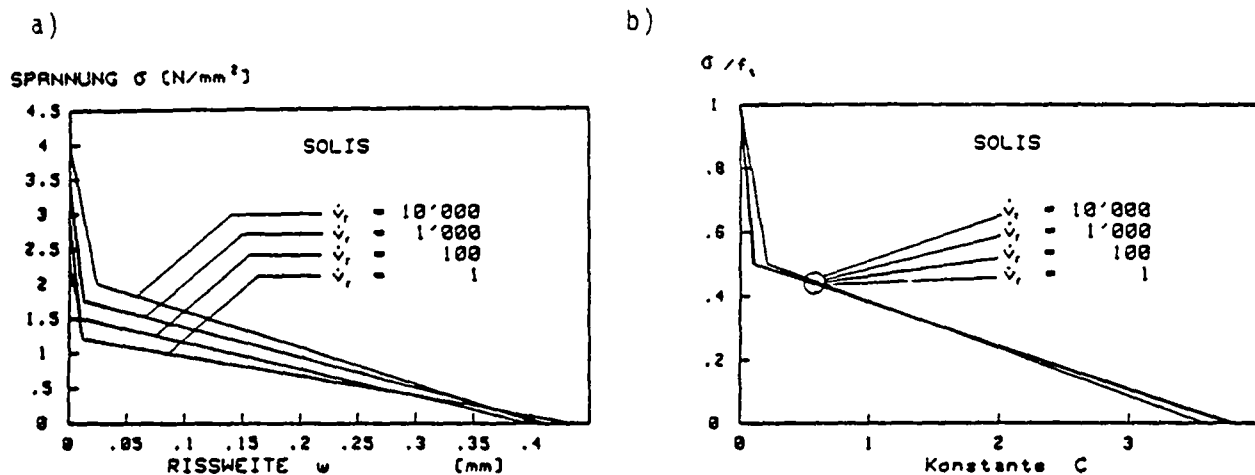


BILD 5.19: Bilineare Entfestigungs-Diagramme in a) absoluter und b) normalisierter Darstellung.

Folgende Ergebnisse gehen aus diesen Versuchen hervor:

- Die Spaltkraft-Rissöffnungs-Kurven bei unterschiedlichen Rissöffnungs-geschwindigkeiten weisen ähnliche Formen auf. Die Werte für die spezifische Bruchenergie G_f wachsen mit zunehmender Rissöffnungs-geschwindigkeit an. Bei der relativen Prüfgeschwindigkeit von 10'000 ist der G_f -Wert rund 80 % grösser als der quasi-statische Wert. Diese Ergebnisse stehen im Gegensatz zur Vermutung, der Beton könnte sich bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten "spröder" verhalten.

- Die spezifische Bruchenergie des Solis-Betons ist weniger geschwindigkeits-empfindlich als die Zugfestigkeit; für G_f beträgt der Exponent $p=0.048$, während für die Zugfestigkeit ein Exponent $p=0.081$ gefunden wurde. Die charakteristische Länge l_{ch} ist unter Beachtung der Geschwindigkeitsabhängigkeit von G_f , f_t und E wie folgt von der Verformungsgeschwindigkeit beeinflusst:

$$l_{ch} = l_{ch,0} \cdot (\dot{\varphi}_r)^{-0.094} \quad (5.6)$$

Die charakteristische Länge nimmt mit zunehmender Verformungsgeschwindigkeit stark ab.

- Die maximale Spaltkraft wächst mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit an, wobei die Geschwindigkeitsempfindlichkeit ($p=0.037$) kleiner ist als für den G_f -Wert.

- Der mit dem "stehenden" Zylinder bestimmte G_f -Wert bei quasi-statischer Prüfgeschwindigkeit beträgt 270 N/m und ist um 55 % höher als der G_f -Wert, der mit dem "liegenden" Zylinder (Abschnitt 4.3) gefunden wurde. Dieser Unterschied erklärt sich einerseits durch die unterschiedliche Ligamentlänge der beiden Probekörper. (Der "liegende" Zylinder wies mit 120 mm eine um 90 mm kürzere Ligamentlänge auf.) Ein anderer Grund liegt möglicherweise in der leicht vorgespannten Schubarmierung: Der Riss wird gezwungen, sich in einer bestimmten Ebene entlang eines Weges fortzupflanzen, der nicht unbedingt dem Weg des "geringsten Widerstandes" entspricht. Sok et al. [2.12] stellten bei Versuchen mit Doppelkragarmbalken (Bild 2.3), die in Rissfortschrittsrichtung längs vorgespannt wurden, bei höherer Vorspannung grössere Bruchzähigkeits-werte fest.

- Die absoluten, bilinearen Entfestigungs-Diagramme sind dadurch gekennzeichnet, dass die maximale Rissweite w_2 nicht von der Belastungsgeschwindigkeit beeinflusst wird. Die Geschwindigkeitsabhängigkeit des absoluten, bilinearen Diagrammes und damit des G_f -wertes ist vorwiegend auf die Zugfestigkeit zurückzuführen, die mit zunehmender Dehngeschwindigkeit ansteigt.
- Die normalisierten Entfestigungs-Diagramme liegen in einem schmalen Band. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass die normalisierten, bilinearen Diagramme unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit sind. Die Materialentfestigung im untersuchten Geschwindigkeitsbereich kann durch ein normalisiertes Entfestigungs-Diagramm charakterisiert werden.

Bemerkung:

Der Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit auf die spezifische Bruchenergie und die Materialentfestigung von Normalbeton mit einem Grösstkorn von 16 mm wurde mit Hilfe von drei verschiedenen Versuchsmethoden untersucht und in [5.19] veröffentlicht. Mit dem Drei-Punkt-Biegeversuch und dem Kompakt-Zugversuch konnten stabile Versuche in einem Bereich der relativen Geschwindigkeiten von 0.01 bis 100 gefahren werden. Bei den Keilspaltversuchen wurde eine maximale relative Geschwindigkeit von 5'000 erreicht. Die Beziehung zwischen G_f und der Geschwindigkeit ist in Bild 5.20 dargestellt. Dabei wurden die Ergebnisse aller drei Versuchsserien durch eine lineare Interpolation auf eine Ligamentlänge von 50 mm korrigiert, um den Einfluss der Ligamentlänge auf G_f (siehe Kap. 4.4) zu eliminieren.

Aus diesen Versuchsergebnissen gehen grössere G_f -Werte mit zunehmender Verformungsgeschwindigkeit hervor. Bei Geschwindigkeiten kleiner als die quasi-statische bleibt G_f gleich oder tendiert gar zu einer geringfügigen Zunahme. Die spezifische Bruchenergie durchwandert also im Bereich der quasi-statischen Prüfgeschwindigkeit einen minimalen Wert. Die normalisierten bilinearen Entfestigungs-Diagramme lagen - gleich wie beim Solis-Beton - in einem schmalen Band. Daraus wurde gefolgert, dass das normalisierte, bilineare Diagramm unabhängig von der Verformungsgeschwindigkeit ist.

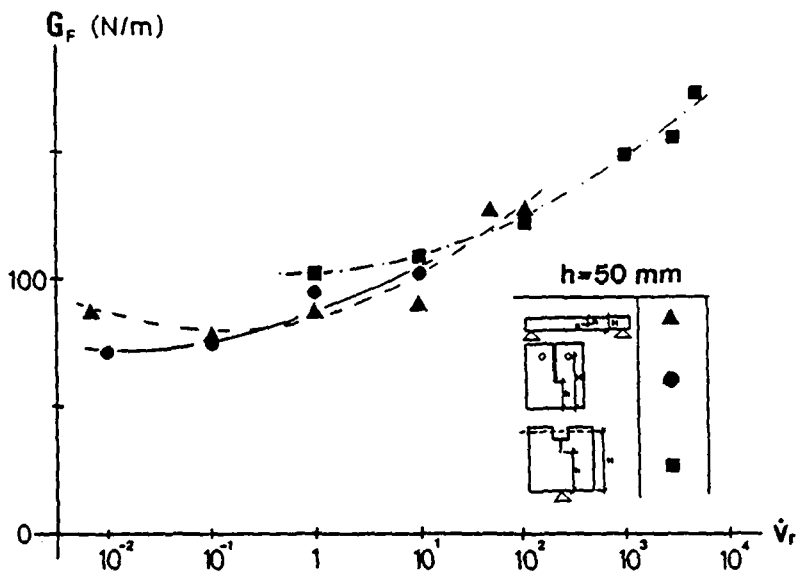


BILD 5.20: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die spezifische Bruchenergie von Normalbeton.

5.4.2 Einfluss der Vorbelastungsgeschichte

Die Spaltkraft-Rissöffnungs-Mittelkurven der Versuche, bei denen der Einfluss von Druckvorlasten auf den G_f -Wert untersucht wurde, sind in Bild 5.21a dargestellt. Bild 5.21b zeigt die spezifische Bruchenergie sowie die maximale Spaltkraft in Funktion der Vorbelastung, ausgedrückt als normalisierte Dissipationsenergie W_D . Die bilinearen Entfestigungs-Diagramme, die mit SOFTFIT erhalten wurden, sind in Bild 5.22 aufgetragen.

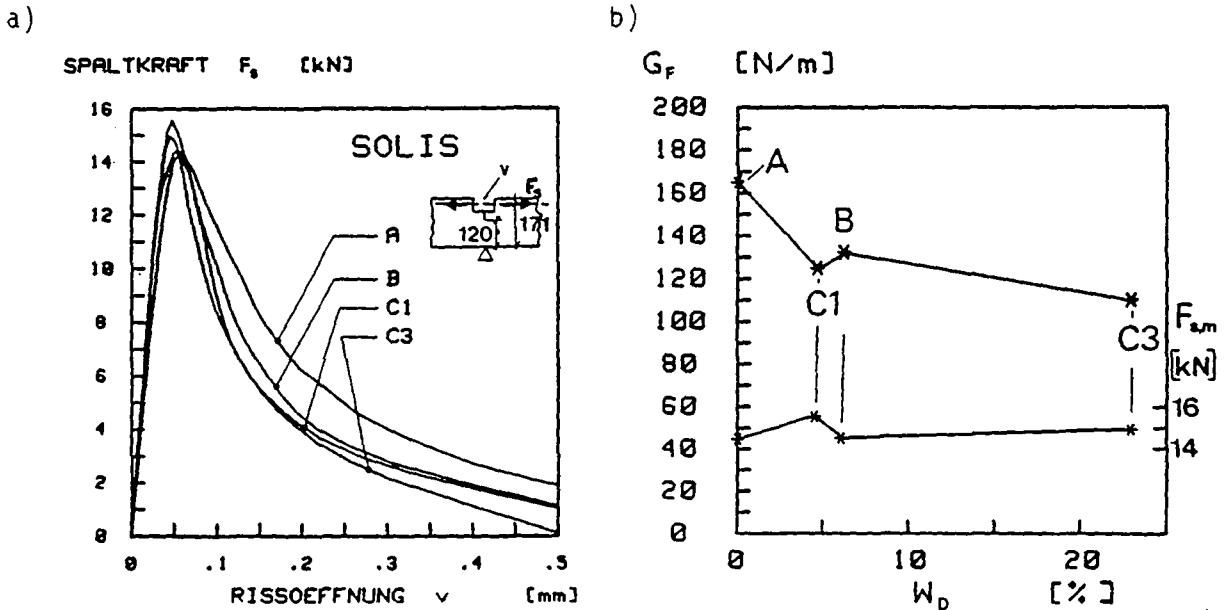


BILD 5.21: Einfluss von Druckvorlasten auf die spezifische Bruchenergie und die maximale Spaltkraft bei quasi-statischer Prüfgeschwindigkeit.

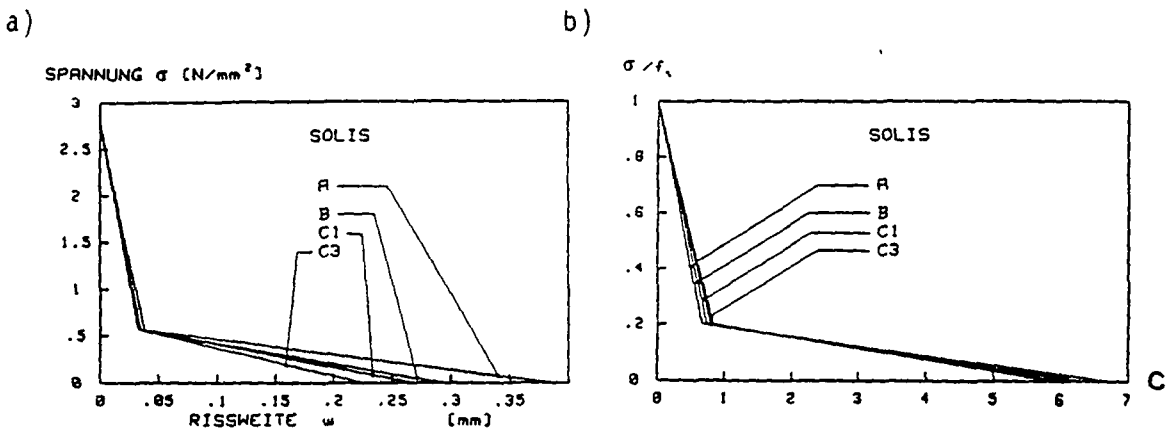


BILD 5.22: Einfluss von Druckvorlasten auf das bilineare Entfestigungs-Diagramm in a) absoluter und b) normalisierter Darstellung.

- Bild 5.21 zeigt, dass die spezifische Bruchenergie deutlich von vorgängig aufgetragenen Drucklasten beeinflusst wird. Die G_f -Werte nehmen mit zunehmender "Intensität" der Druckvorlasten ab. Die Druckbelastung, welche bei der Serie C3 angewendet wurde, führte zu einer 33%-en Reduktion des G_f -wertes gegenüber den nicht-vorbelasteten Proben.

- Die maximale Spaltkraft wird von Druckvorlasten nicht beeinflusst. Dieses Ergebnis steht in Einklang mit den quasi-statischen Zugfestigkeiten (Bild 5.10). (Alle Versuche wurden in einem relativ kurzen Zeitraum durchgeführt. Daraus kann gefolgert werden, dass der festgestellte Unterschied zwischen der Zugfestigkeit am Anfang und am Ende der Zugversuchsserie (Kap. 5.2.4) tatsächlich auf das unterschiedliche Prüfalter zurückzuführen ist.)
- Die absoluten, bilinearen Entfestigungs-Diagramme weisen mit zunehmender "Intensität" der Druckvorlasten kleinere maximale Rissweiten w_2 auf (Bild 5.22a). Die Steigung der ersten, steil abfallenden Gerade scheint hingegen von der Druckvorbelastung nicht beeinflusst zu sein. In der normalisierten Darstellung liegen die bilinearen Entfestigungs-Diagramme in einem schmalen Band (Bild 5.22b).
- Die abnehmende Bruchenergie als Folge einer vorgängig aufgetragenen Druckbelastung kann dadurch erklärt werden, dass als Folge der Druckkräfte der Verbund zwischen den Zuschlägen und der Matrix geschwächt wird. Zur nachfolgenden Trennung des Verbundes muss somit weniger Energie aufgewendet werden.
- Bei der quasi-statischen Geschwindigkeit nehmen sowohl der Elastizitätsmodul als auch die spezifische Bruchenergie infolge Druckvorlasten ab; die Zugfestigkeit hingegen bleibt gleich. Die charakteristische Länge l_{ch} bei quasi-statischer Rissöffnungsgeschwindigkeit nimmt damit infolge Druckvorlasten stark ab. (Bei der Serie C3 mit $E=0.75 \cdot E_0$ (Bild 5.11a) und $G_f=0.7 \cdot G_{f0}$ (Bild 5.21) erhält man: $l_{ch}=0.525 l_{ch,0}$.)

Bemerkung:

Die Abmessungen und die Bruchfläche der Probekörper der in diesem Abschnitt diskutierten Versuche waren im Vergleich zum Grösstkorn des Staumauerbetons klein. Es mussten also grosse Streuungen der Versuchswerte erwartet werden. Wie aber am Beispiel der Einzelkurven der Serie C3 gezeigt werden kann, liegen die Einzelkurven in einem schmalen Band (Bild 5.23). Die G_f -Einzelwerte dieser Serien betragen: 119, 104, 114 und 104 N/m.

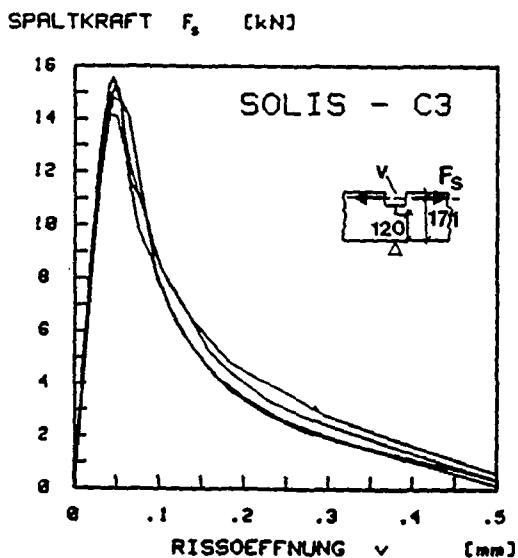


BILD 5.23: Einzelkurven der Versuchsserie C3

5.5 Vereinfachte Beziehungen für den Einfluss von Erdbebeneinwirkungen

5.5.1 Allgemeine Bemerkungen

Eine zusammenfassende, qualitative Beurteilung des bisher diskutierten Einflusses der Verformungsgeschwindigkeit und von Druckvorlasten auf einachsige, bruchmechanische Kennwerte ist in Tab. 5.3 aufgeführt. Diese Zusammenstellung erlaubt, folgende allgemeine Aussagen über das Materialverhalten von Beton unter Erdbebeneinwirkungen zu machen:

TABELLE 5.3: Einfluss von Erdbebeneinwirkungen auf bruchmechanische Kennwerte.

Einwirkung:	Solis - Staumauerbeton		
	nicht-vorbelastet	vorbelastet	
Kennwert:	Geschwindigkeit $\dot{\epsilon}$	Schädigung (bei $\dot{\epsilon}_r=1$)	Geschwindigk. $\dot{\epsilon}$
Zugfestigkeit f_t	++	0	+ (p: -)
Elastizitätsmodul E	+	--	0
Bruchdehnung ϵ_u	0	+	0
Energie W_m	+	0	+
spez. Bruchenergie G_f	++	--	?
max. Rissweite w_2	0	--	?
max. Spaltkraft $F_{s,m}$	+	0	?
charakt. Länge l_{ch}	--	--	?

++ starke Zunahme, + geringe Zunahme, 0 gleichbleibend, - geringe Abnahme, -- starke Abnahme, ? keine Versuchswerte.

- Kein wichtiger bruchmechanischer Kennwert verringert sich mit zunehmender Verformungsgeschwindigkeit. Für die Anwendung ist dies eine sehr positive Eigenschaft. Bei verschiedenen Festigkeitswerten ist jedoch diese Zunahme gering und kann der Einfachheit halber vernachlässigt werden.
- Dynamische Druckbelastungen führen zu Schädigungen im Beton. Dies hat in der Regel eine Reduktion der Festigkeitswerte zur Folge. Mit zunehmender "Intensität" der Druckvorlasten verringern sich die Festigkeitswerte stärker.
- Die Beziehung zwischen der Festigkeit und der Verformungsgeschwindigkeit kann oft durch eine Potenzfunktion beschrieben werden, d.h. im doppelt-logarithmischen Massstab nehmen die Festigkeitswerte mit der Geschwindigkeit linear zu. Die Belastungsgeschwindigkeit muss folglich nicht übertrieben genau bekannt sein.

Nachfolgend werden die in diesem Kapitel diskutierten Versuchsergebnisse mit Hilfe von Angaben aus der Literatur zu vereinfachten Beziehungen aufgearbeitet. Die so hergeleiteten Materialgesetze sollen als Grundlage zur Entwicklung von Materialmodellen dienen können.

5.5.2 Hypothesen und Abgrenzungen

1. Die Materialgesetze gelten für Beton (Normal- und Stauwandbeton) unter einachsiger Zugbelastung. Der Beton wird als homogener, isotroper Werkstoff betrachtet.
2. Das Materialverhalten wird in eine Phase vor Erreichen der Zugfestigkeit und in eine Phase nach Ueberschreiten der Zugfestigkeit (Materialentfestigung) unterteilt.
3. Die quasi-statischen Festigkeitswerte des nicht-vorbelasteten Betons sind die Basiswerte der Materialgesetze, die in der normalisierten Form angegeben werden. (Diese Basiswerte werden mit dem Index 0 bezeichnet.)
4. Die Dehngeschwindigkeiten, die mit den Versuchen abgedeckt werden konnten befinden sich im Bereich zwischen $\dot{\epsilon}=10^{-6} \text{ s}^{-1}$ und 10^{-2} s^{-1} . Der Gültigkeitsbereich wird auf eine Dehngeschwindigkeit von $\dot{\epsilon}=1 \text{ s}^{-1}$ ausgedehnt und deckt damit die maximalen, bei Erdbeben auftretenden Dehngeschwindigkeiten ab.
5. Die Materialgesetze gelten für konstante Belastungsgeschwindigkeiten. Mit Hilfe des Hooke'schen Gesetzes kann aus der Dehngeschwindigkeit näherungsweise die Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ erhalten werden: $\dot{\sigma} = E(\dot{\epsilon}) \cdot \dot{\epsilon}$.

5.5.3 Quantifizierung der Materialschädigung

Die Schädigung im Beton unter dynamischen Drucklasten kann als irreversible Schwächung des Verbundes infolge Mikrorissbildung gedeutet werden. Ausgehend von dieser Deutung wurden in den letzten Jahren verschiedene Schädigungsmodelle entwickelt, um beispielsweise die Ermüdung, die Materialentfestigung oder das dynamische Verhalten zu modellieren [5.21, 5.22, 5.23]. Eine Uebersicht über die Modelle der noch jungen "Schädigungsmechanik" befindet sich in [5.4, 5.23].

Zur Beschreibung des Schädigungseinflusses wird in den nachfolgenden Beziehungen - gleich wie beim skalaren Schädigungsmodell von Mazars [5.20] - eine skalare Grösse D für den akkumulierten Schaden eingeführt:

$$S = S_0 \cdot (1 - D_S) \quad (5.7)$$

Darin bedeutet S die von der Schädigung beeinflusste Festigkeit. S_0 ist der Festigkeitswert des nicht-vorbelasteten Betons, und D_S ist die zum jeweiligen Festigkeitswert gehörige Schädigungsvariable. Die Schädigungsvariable D variiert zwischen den Werten 0 (nicht-vorbelasteter Beton) und 1, was gleichbedeutend ist mit dem Versagen des Werkstoffes. Der Vorteil einer skalaren Formulierung des Schädigungseinflusses liegt in der Einfachheit. Jedoch ist diese Formulierung nur in einer Richtung gültig. Werte für die Schädigungsvariablen der untersuchten Festigkeitswerte lassen sich aus den Bildern 5.10b, 5.11b und 5.21b ableiten, auf denen der Einfluss der Druckvorbelastung auf den Exponenten p, den Elastizitätsmodul und die spezifische Bruchenergie dargestellt ist.

5.5.4 Normalisiertes Materialgesetz

Die Grundlage der vereinfachten Materialbeziehungen bildet das normalisierte Materialgesetz, das in Bild 5.24 dargestellt ist. Die Aufteilung des Materialverhaltens in eine Phase vor Erreichen der Zugfestigkeit und in eine

Entfestigungs-Phase führte zu zwei normalisierten Spannungs-Verformungs-Beziehungen. Dabei werden sowohl der ansteigende Ast (Phase I) als auch der abfallende Ast (Phase II) durch eine bilineare Beziehung beschrieben.

Um der Nichtlinearität im Spannungs-Dehnungs-Diagramm Rechnung zu tragen, wird vereinfacht eine bilineare Beziehung eingeführt. Bis zu einem Wert $m=0.5-0.8$ verhält sich das Material linear-elastisch; dann erfolgt eine Steifigkeitsreduktion. Eine andere Möglichkeit besteht darin, nach Ueberschreiten eines anfänglich linear-elastischen Bereiches die Nichtlinearität durch eine nicht-lineare Funktion anzunähern [5.4].

Für die Materialentfestigung wird das normalisierte, bilineare Diagramm, das in Abschnitt 4.2 eingeführt wurde, übernommen. Aus den Versuchs- und Rechen-ergebnissen ging hervor, dass das normalisierte Entfestigungs-Diagramm weder von der Belastungsgeschwindigkeit (Bild 5.19) noch von der Druckvorbelastung (Bild 5.22) beeinflusst wird. Es ist folglich für alle hier betrachteten erdbebendynamischen Einwirkungen gültig.

Für die Parameter s_1/f_t , C_1 und C_2 können aufgrund der in Kap. 4.3 diskutierten Ergebnisse folgende Werte empfohlen werden: Die dimensionslose Grösse C_1 ist weder von der Betonart noch vom Verhältnis s_1/f_t abhängig und liegt zwischen 0.6 und 1.0; es kann ein Wert von $C_1=0.8$ angenommen werden. Für Stauwandbeton sollte ein Verhältnis $s_1/f_t=1/2.5$ gewählt werden; nach Gleichung 4.2 erhält man für die dimensionslose Grösse $C_2=3.0$. (Der s_1/f_t -Wert von Normalbeton beträgt $1/3$ oder $1/4$, was C_2 -Werte von 3.6 bzw. 4.8 ergibt.)

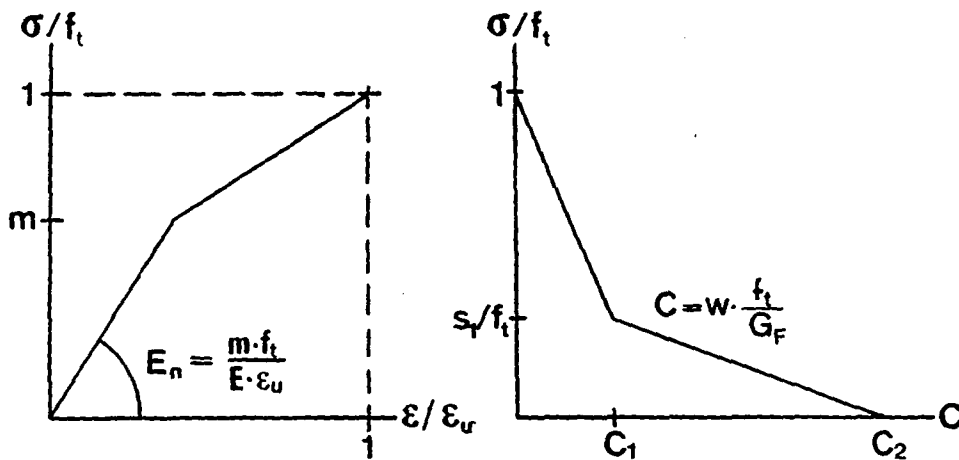


BILD 5.24: Schematische Darstellung des normalisierten Materialgesetzes von Beton in Zug.

5.5.5 Transformation in die absolute Darstellung

Für die eigentliche Anwendung der normalisierten Materialgesetze müssen zunächst die quasi-statischen Kennwerte f_{t0} , E_0 , ϵ_{u0} und G_{F0} sowie das bilineare Entfestigungs-Diagramm des zu untersuchenden, nicht-vorbelasteten Betons bekannt sein. Das absolute Materialgesetz, das bei der eigentlichen Berechnung verwendet wird, erhält man durch eine Transformation von der normalisierten in die absolute Darstellung mit Hilfe folgender Materialkennwerte:

- Zugfestigkeit f_t ,
- Elastizitätsmodul E ,
- Bruchdehnung ϵ_U ,
- spezifische Bruchenergie G_f .

Diese vier Grössen sind von der momentanen Dehngeschwindigkeit und von der Vorbelastungsgeschichte abhängig. Ausgehend von den quasi-statischen Kennwerten des nicht-vorbelasteten Betons wird dieser Einfluss auf die aktuellen Materialkennwerte durch die folgenden, vereinfachten Beziehungen beschrieben:

- Zugfestigkeit

Mit zunehmender Dehngeschwindigkeit steigen die Zugfestigkeitswerte an. Die Beziehung zwischen der Zugfestigkeit und der Dehngeschwindigkeit kann durch eine Potenzfunktion ausgedrückt werden:

$$f_t = f_{t0} \cdot (\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_0)^p = f_{t0} \cdot (\dot{\epsilon}_r)^p \quad (5.8)$$

Der Exponent p gilt für nicht-vorbelasteten Beton. Er ist von der Betonart abhängig: für Staumauerbeton ist p grösser als für Normalbeton. In der Literatur findet man p -Werte für Normalbeton zwischen 0.040 und 0.070 [5.1].

Bemerkung:

Für sehr hohe Belastungsgeschwindigkeiten im Bereich von Stossbelastungen ($\dot{\epsilon} > 20 \text{ s}^{-1}$) wird der Geschwindigkeitseinfluss noch markanter. Der Exponent p liegt dann in der Grössenordnung von 0.33 [5.24].

Dynamische Druckvorlasten führen zu einer Abnahme der Zugfestigkeit bei hohen Dehngeschwindigkeiten. Bei quasi-statischer Dehngeschwindigkeit bleiben jedoch die Werte unverändert. Der Exponent in Gleichung (5.8) ist folglich eine Grösse, die von der Druckvorbelastung abhängt. Die Beziehung für die Zugfestigkeit infolge hoher Dehngeschwindigkeiten und dynamischer Druckvorbelastungen lautet schliesslich:

$$f_t = f_{t0} \cdot (\dot{\epsilon}_r)^p \cdot (1 - D_f) \quad (5.9)$$

- Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul des nicht-vorbelasteten Betons ist im Vergleich zur Zugfestigkeit nur sehr wenig geschwindigkeitsempfindlich. In der Literatur [5.1] sind p -Werte in der Grössenordnung von 0.015 angegeben. Durch dynamische Druckvorbelastungen verschwindet einerseits der Geschwindigkeitseinfluss und andererseits nimmt der Elastizitätsmodul ab. Die vereinfachte Beziehung vernachlässigt somit den Geschwindigkeitseinfluss, berücksichtigt hingegen die Reduktion des E -Moduls durch Druckvorlasten:

$$E = E_0 \cdot (1 - D_E) \quad (5.10)$$

- Bruchdehnung

In der Literatur wird heute allgemein akzeptiert, dass die Bruchdehnung mit zunehmender Dehngeschwindigkeit anwächst. Dieser Geschwindigkeitseinfluss ist jedoch ähnlich klein wie beim Elastizitätsmodul und kann der Einfachheit halber vernachlässigt werden.

Aufgrund der Versuchsergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass unabhängig von der "Intensität" der dynamischen Druckvorbelastung die Fläche unter dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm (ansteigender Ast) gleich bleibt (Bild 5.12). Dies liefert die Bedingung, mit der ϵ_u in Funktion der Belastungsgeschichte gefunden werden kann.

- spezifische Bruchenergie

Die spezifische Bruchenergie wächst mit zunehmender Dehngeschwindigkeit an:

$$G_f = G_{f0} \cdot (\dot{\epsilon}_r)^p \quad (5.11)$$

Im absoluten Entfestigungs-Diagramm bleibt die maximale Rissweite von der Belastungsgeschwindigkeit unbeeinflusst (Bild 5.19). Da die Geschwindigkeitsempfindlichkeit des G_f -Wertes auf die Zugfestigkeit zurückzuführen ist, können die Exponenten p in (5.8) und (5.11) gleichgesetzt werden.

Mit zunehmender Intensität der Druckvorbelastungen nimmt die spezifische Bruchenergie bei quasi-statischer Belastungsgeschwindigkeit ab (Bild 5.21). Dies kann wiederum durch eine Schädigungsvariable beschrieben werden:

$$G_f = G_{f0} \cdot (1-D_G) \quad (5.12)$$

Ueber den Einfluss von dynamischen Druckvorbelastungen auf den Exponenten p liegen keine Untersuchungen vor. Es kann jedoch angenommen werden, dass sich die Geschwindigkeitsempfindlichkeit von G_f gleich wie bei der Zugfestigkeit ändert; d.h. der Exponent p hängt von der Druckvorbelastung ab. Die vollständige Beziehung zur Beschreibung des Einflusses von hohen Dehngeschwindigkeiten und von dynamischen Druckvorlasten lautet schliesslich:

$$G_f = G_{f0} \cdot (1-D_G) \cdot (\dot{\epsilon}_r)^p \cdot (1-D_f) \quad (5.13)$$

5.5.6 Erweiterungen

Die vereinfachten Beziehungen für den Einfluss von Erdbebenbelastungen gelten für den sehr speziellen Fall der einachsigen Belastung mit konstanter Dehngeschwindigkeit. Im Hinblick auf eine allgemeine Anwendbarkeit müssen folgende Aspekte beleuchtet werden:

- Mehrachsiger Belastungszustand

Eine Uebersicht über die Festigkeit von Beton unter mehrachsiger, dynamischer Belastung befindet sich in [5.4]. Daraus geht hervor, dass bisher die meisten Versuche unter mehrachsiger Druckbelastung durchgeführt wurden. Es gibt nur wenige experimentelle Untersuchungen über das Materialverhalten bei raschen, mehrachsigen Zugbelastungen. Rasche, biaxiale Druck-Zug-Versuche von Zielinski [5.25] deuten darauf hin, dass die im einachsigen Versuch ermittelten Geschwindigkeitseinflüsse sinngemäss auch auf die Festigkeit unter mehrachsigem Belastungszustand übertragen werden können. Die Bruchspannungsumhüllende kann in der gleichen Art ausgedehnt werden wie die einachsige Festigkeit infolge hoher Belastungsgeschwindigkeiten zunimmt. Zur vollständigen Abklärung dieser Frage sind jedoch noch weitere experimentelle Arbeiten notwendig.

Die Querdehnzahl ist ebenfalls geschwindigkeitsabhängig [5.26, 5.13]. Mit zunehmender Stauchungsgeschwindigkeit nimmt sie unter Druckbelastung ab; bei einer 1000-fachen quasi-statischen Geschwindigkeit beträgt die Abnahme 30 %. Im raschen Zug nimmt die Querdehnzahl zu.

- Variation der Belastungsgeschwindigkeit

Bei der Entwicklung von Materialmodellen muss die Variation der Belastungsgeschwindigkeit formuliert werden. Eine entsprechende Formulierung ist Bestandteil des Materialmodelles von Chappuis [5.4].

Folgende Fälle müssen unterschieden werden:

- Die Dehngeschwindigkeit nimmt gegenüber der vorhandenen Geschwindigkeit zu. Der Zugfestigkeitswert bei erhöhter Geschwindigkeit ist grösser.
- Die Dehngeschwindigkeit nimmt ab. Die vorhandene Zugspannung kann dabei grösser sein als die Zugfestigkeit bei reduzierter Dehngeschwindigkeit.
- Die Dehngeschwindigkeit fällt auf Null ab; die vorhandene Dehnung bleibt konstant. Je nach Höhe der vorhandenen Zugspannungen wird die Zugfestigkeit nach einer gewissen Zeit erreicht ("statische Ermüdung").

- Entlastung/Wiederbelastung

Bild 5.25 zeigt einen einachsigen Zugversuch und einen Keilspaltversuch, bei denen - verformungsgesteuert - Entlastungs-/Wiederbelastungszyklen gefahren wurden. Aus diesen Versuchen können folgende Feststellungen gemacht werden:

- Auf dem ansteigenden Ast (Phase I) ist die Entlastung/Wiederbelastung linear-elastisch. Der Elastizitätsmodul behält seinen ursprünglichen Wert während der Entlastung/Wiederbelastung bei.
- Bei Dehnungsentfestigung (Phase II) müssen zwei Eigenschaften beachtet werden: Mit fortschreitender Dehnungsentfestigung verkleinert sich die Steifigkeit, und bei Entlastung bleibt eine irreversible Rissöffnung zurück.

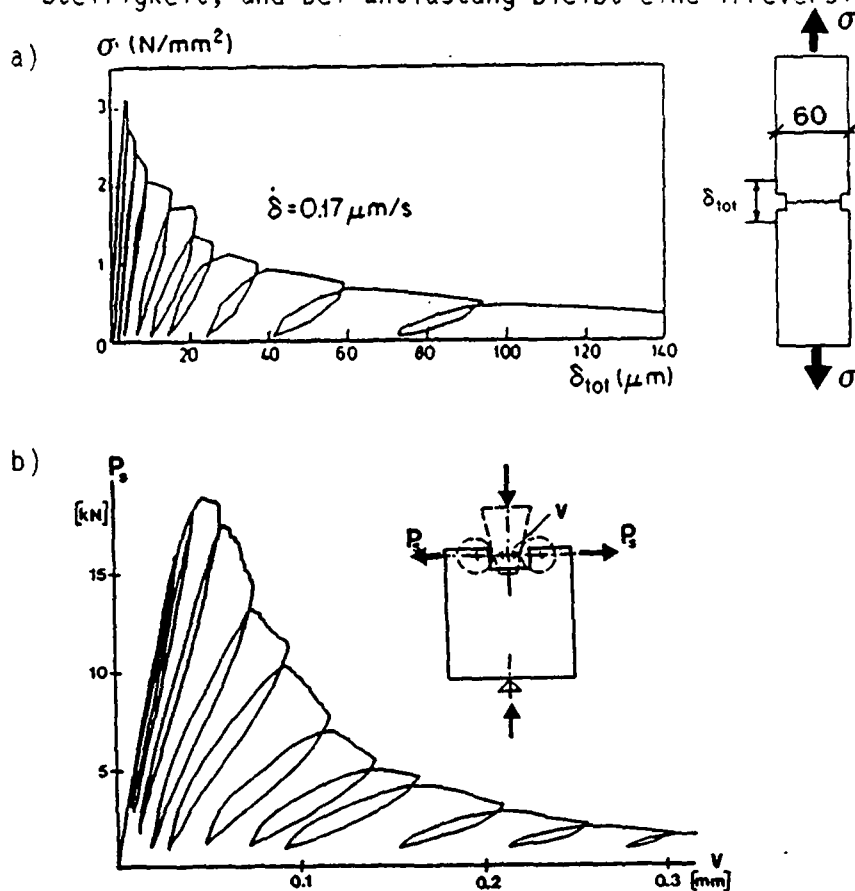


BILD 5.25: Entlastungs-/Wiederbelastungszyklen bei quasi-statischer Belastungsgeschwindigkeit im a) einachsigen Zugversuch (aus [5.27]) und b) im Keilspaltversuch.

5.6 FOLGERUNGEN

In diesem Kapitel wurde das Bruchverhalten eines Staumauerbetons unter erdbebenähnlichen Belastungen beschrieben. Dabei wurden zwei Arten von dynamischen Versuchen durchgeführt. Anhand von einfachen Zugversuchen an zylindrischen Probekörpern wurde der Einfluss von hohen Dehngeschwindigkeiten und von vorgängig aufgebrachten, dynamischen Druckbelastungen auf das Spannungs-Dehnungs-Diagramm in Zug (ansteigender Ast) untersucht. Die zweite Versuchsgruppe bestand aus Keilspaltversuchen. Mit diesen Versuchen wurde die Wirkung von hohen Rissöffnungsgeschwindigkeiten und von Druckvorlasten auf die spezifische Bruchenergie G_f und das Entfestigungs-Diagramm ermittelt. Aus den Versuchsergebnissen wurden vereinfachte Beziehungen für den Einfluss von Erdbebeneinwirkungen auf die bruchmechanischen Festigkeitswerte von Beton hergeleitet. Folgende Schlüsse können aus den Untersuchungen gezogen werden:

1. Kein wichtiger bruchmechanischer Kennwert verringert sich mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit. Der Beton verhält sich bei raschen Belastungen nicht "spröder" als bei quasi-statischer Geschwindigkeit.
2. Dynamische Druckbelastungen führen zu Schädigungen im Beton. Dies hat in der Regel eine Reduktion der Festigkeitswerte zur Folge.
3. Die Zugfestigkeit von Staumauerbeton wächst mit zunehmender Dehngeschwindigkeit deutlich an und dies unabhängig von der Druckvorbelastung. Der Geschwindigkeitseinfluss wird jedoch mit zunehmender Intensität der Druckvorbelastung stärker reduziert. Bei quasi-statischer Dehngeschwindigkeit sind die Zugfestigkeitswerte von der Druckvorbelastung unbeeinflusst.
4. Der Elastizitätsmodul in Zug ist nur wenig und nach einer vorgängigen Druckbelastung nicht mehr geschwindigkeitsempfindlich. Er nimmt in Funktion des zunehmenden Stauchungsniveaus der Druckvorlast ab.
5. Die spezifische Bruchenergie G_f nimmt mit ansteigender Rissöffnungsgeschwindigkeit zu. Im Entfestigungs-Diagramm sind die Werte für die maximale Rissweite w_2 unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit gleich. Der Geschwindigkeitseinfluss auf den G_f -Wert erklärt sich durch die Geschwindigkeitsempfindlichkeit der Zugfestigkeit.
6. Vorbelasteter Beton weist eine tiefere spezifische Bruchenergie G_f auf als nicht-vorbelasteter Beton.
7. Durch die Normalisierung der Versuchswerte werden die Einflüsse von Versuchsparametern auf die Materialkennwerte anschaulich dargestellt. Die normalisierte Darstellung kann als Grundlage zur Herleitung von allgemeingültigen Materialgesetzen verwendet werden.

6 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die rechnerische Untersuchung von Rissen in Stau Mauern hat zum Ziel, die Stabilität von Rissen unter gegebenen Belastungsbedingungen zu beurteilen. Stau Mauern bieten sich als ideale Objekte für die Anwendung bruchmechanischer Berechnungsmodelle an. Die Bruchmechanik im Betonbau ist ein noch junger Wissenschaftszweig; in den letzten Jahren konnte aber eine stark zunehmende, internationale Forschungstätigkeit auf diesem Gebiet beobachtet werden. Besonders für Beton, der zum Bau von Stau Mauern verwendet wird, ist allerdings die Kenntnis der bruchmechanischen Materialkennwerte, die für die Entwicklung möglichst wirklichkeitsnaher Materialmodelle benötigt werden, noch sehr gering.

Das Ziel dieser Arbeit bestand darin, bruchmechanische Kennwerte von Stau Mauerbeton sowohl unter quasi-statischen als auch unter erdbebendynamischen Belastungen zu bestimmen. Dabei mussten verschiedene, noch ungeklärte Aspekte der Bruchmechanik im Betonbau untersucht werden. Die Materialkennwerte wurden mit Hilfe von experimentellen und numerischen Untersuchungen ermittelt und so aufgearbeitet, dass sie zur Entwicklung von Materialmodellen für die numerische Berechnung von Betonbauwerken wie Stau Mauern verwendet werden können.

Um die gesteckten Ziele zu erreichen, wurde folgendes Vorgehen gewählt:

- Wertung der bruchmechanischen Berechnungsmodelle (Kapitel 2):

Der Bruchvorgang im Beton wurde mit Hilfe der holografischen Interferometrie beobachtet. Diese Aufnahmen sowie eine Literaturübersicht erlaubten, die bisher vorgeschlagenen bruchmechanischen Berechnungsmodelle zu werten und deren Anwendung zur Berechnung von Stau Mauern zu diskutieren.

- Bruchmechanische Versuche (Kapitel 3):

Zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie G_f von Stau Mauerbeton musste eine Probekörperform gefunden werden, die ein möglichst günstiges Verhältnis zwischen der Probekörpermasse und der Bruchfläche aufwies. Der aus dieser Aufgabenstellung hervorgegangene Keilspaltversuch erwies sich als einfache und universelle Prüfmethode, die ausserdem Vorteile bei der Durchführung stabiler Bruchversuche bei hohen Verformungsgeschwindigkeiten zeigte. Die Durchführung verschiedenster Bruchversuche zeigte die Wechselwirkungen zwischen der Prüfmaschine, dem Probekörper, der Prüfmethode, dem Kontrollparameter und dem Werkstoff auf.

- Bruchmechanische Versuche bei quasi-statischer Prüfgeschwindigkeit (Kapitel 4):

Diese Versuchsergebnisse tragen zur Beantwortung noch ungeklärter Fragen der Bruchmechanik im Betonbau bei. Die Versuche konzentrierten sich auf Parameter wie die Probekörpergeometrie, die Probekörperabmessungen (Grösseneinfluss) und die Betonart (Stau Mauerbeton).

- Bruchmechanische Versuche bei erdbebendynamischen Belastungen (Kapitel 5):

Mit dynamischen Versuchen wurde das Verhalten eines Stau Mauerbetons unter erdbebenähnlichen Belastungen untersucht. Mit diesen, im unarmierten Betonbau neuartigen Versuchen konnte der Einfluss dynamischer Druckvorlasten auf die bruchmechanischen Kenngrössen bei hohen Verformungsgeschwindigkeiten erfasst werden.

Die Arbeit bestand also im wesentlichen in der experimentellen Bestimmung bruchmechanischer Kennwerte, die eine möglichst direkte Anwendung bei der Entwicklung von Materialmodellen in der numerischen Untersuchung der Rissbildung in Staumauern ermöglichen sollen. Ausserdem können die Erfahrungen, die bei der Entwicklung und Durchführung der Versuche gesammelt wurden, als Grundlage für zukünftige experimentelle Arbeiten dienen. Die wichtigsten Folgerungen aus dieser Arbeit lauten:

Bruchmechanische Materialmodelle für Beton

1. Beton weist eine ausgeprägte Rissprozesszone auf, in der sich das Material entfestigt. Die Länge der Rissprozesszone beträgt etwa 40 % der Zugzone in einem vorwiegend biegebeanspruchten Probekörperquerschnitt. Es existiert keine genau definierte Risspitze. Bruchmechanische Berechnungsmodelle, die auf der genauen Kenntnis des Ortes der Risspitze beruhen, können nur als Näherungen betrachtet werden.
2. Das fiktive Rissmodell und das Rissband-Modell berücksichtigen die Rissprozesszone im Beton und sind fähig, den Rissfortschritt sowie die Materialentfestigung zu simulieren.

Bruchmechanische Versuche

3. Bei der Entwicklung, Durchführung und Interpretation bruchmechanischer Versuche müssen die Wechselbeziehungen zwischen den Eigenschaften des zu prüfenden Werkstoffes, der Versuchsmethode, der Probekörperform, des Kontrollparameters sowie der Prüfmaschine beachtet werden.
4. Der Keilspaltversuch ist eine vielversprechende Versuchsmethode für die Ermittlung der spezifischen Bruchenergie G_f . Es werden handliche, einfache Probekörper (Würfel, Zylinder) geprüft, die im Vergleich zum Probekörpergewicht eine grosse Bruchfläche aufweisen. Der Versuch ist sowohl verformungs- als auch unter gewissen Bedingungen weggesteuert stabil. Er erlaubt, stabile Bruchversuche bei hohen Verformungsgeschwindigkeiten durchzuführen.
5. Die vier diskutierten Versuchsmethoden (einfacher Zugversuch, Drei-Punkt-Biegeversuch, Kompakt-Zugversuch, Keilspaltversuch) liefern bei unterschiedlichen Probekörperformen gleiche Werte für die spezifische Bruchenergie G_f , falls die Ligamentlänge und die Betonart gleich sind.

Bruchmechanische Kenngrössen bei quasi-statischer Prüfgeschwindigkeit

6. Der wichtigste Unterschied zwischen den bruchmechanischen Kenngrössen von Normal- und Staumauerbeton besteht in der spezifischen Bruchenergie, die für Staumauerbeton um ein Mehrfaches grösser ist. Die beträchtlich höheren G_f -Werte von Staumauerbeton sind auf den grösseren Grösstkorndurchmesser und auf die Eigenschaften der Zuschläge zurückzuführen.
7. Der Ansatz einer bilinearen Funktion für die Materialentfestigungs-Funktion stellt eine einfache Näherung an das wirkliche Entfestigungsverhalten dar. Sie führt aber bereits zu befriedigenden Resultaten bei der numerischen Simulation von Bruchversuchen; die numerisch ermittelten bilinearen Entfestigungs-Diagramme stimmen gut mit wirklichen Entfestigungs-Kurven überein.

8. Bruchmechanische Kennwerte hängen von den Probekörperabmessungen ab. Die spezifische Bruchenergie G_f wird einzig von der Ligamentlänge beeinflusst. Mit zunehmender Ligamentlänge steigen die G_f -Werte bis zu einem Grenzwert an.
9. Der Gültigkeitsbereich der linear-elastischen Bruchmechanik kann mit dem "Size effect"-Gesetz abgeschätzt werden. Bei bruchmechanischen Berechnungen von Staumauern ist die linear-elastische Bruchmechanik erst ab Bauwerksabmessungen von mindestens 20 m gültig. Die Bruchzähigkeit von Staumauerbeton ist grösser als diejenige des Normalbetons.

Bruchmechanische Kennwerte bei erdbebendynamischen Belastungen

10. Kein wichtiger bruchmechanischer Kennwert verringert sich mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit. Die Zugfestigkeit und die spezifische Bruchenergie weisen mit zunehmender Verformungsgeschwindigkeit die stärksten Zuwachsraten auf. Der Geschwindigkeitseinfluss auf den G_f -Wert ist auf die Geschwindigkeitsempfindlichkeit der Zugfestigkeit zurückzuführen.
11. Vorgängig erfolgte, dynamische Druckbelastungen führen in der Regel zu einer Reduktion der bruchmechanischen Kennwerte. Insbesondere die spezifische Bruchenergie des vorbelasteten Staumauerbetons ist deutlich tiefer als diejenige des nicht-vorbelasteten Betons.
12. Durch die Normalisierung der Versuchswerte werden die Einflüsse von Versuchsparametern wie die Dehngeschwindigkeit oder Druckvorlasten auf die Materialkennwerte in Zug anschaulich dargestellt. Die normalisierte Darstellung kann als Grundlage für die Herleitung von Materialgesetzen dienen.
Das Verhalten von Beton unter Zugbelastung kann in eine Phase vor Erreichen der Zugfestigkeit und in eine Phase nach Ueberschreiten der Zugfestigkeit (Materialentfestigung) unterteilt werden.

7 ZUKUNFTIGE FORSCHUNGSARBEITEN

Die Vorschläge für zukünftige Forschungsarbeiten beruhen auf der vielleicht banalen Ansicht, dass das Materialverhalten nicht losgelöst von der Tragwirkung des Bauwerkes (Staumauer) und den Lastfällen untersucht werden sollte. Aus dem Blickwinkel der vorliegenden Arbeit und deren Ergebnisse können folgende Forschungsrichtungen vorgeschlagen werden:

- Für die Interpretation der Wirkung von Erdbebenlasten auf bruchmechanische Kennwerte wäre eine Klärung der wirklichen Schädigungsvorgänge im Beton bei dynamischer Druckbelastung wertvoll. Dabei könnte der Werkstoff Beton als mehrphasiges Gefüge modelliert werden. Numerische Untersuchungen, etwa mit Hilfe des "numerischen Betons", könnten Aufschlüsse über Schädigungsmechanismen an der Grenzfläche zwischen Korn und Matrix liefern. Möglicherweise könnte so die Materialschädigung quantifiziert werden.

- Auf der gleichen Betrachtungsstufe könnte auch der Einfluss der Form, Grösse und Qualität der für Staumauerbeton verwendeten Zuschlagsstoffe auf die Festigkeit und das Bruchverhalten von Staumauerbeton erforscht werden. Dem Grösstkorndurchmesser käme dabei eine besondere Bedeutung zu.

- Temperaturänderungen, Frostwechsel und chemische Einwirkungen sind oft Ursachen von Rissbildungen an der Oberfläche einer Staumauer. Bruchmechanische Kennwerte von Staumauerbeton unter diesen Einwirkungen müssen noch ermittelt werden.

- Eine bessere Kenntnis des Einflusses der Auftriebskraft und des Wasserdruckes im Riss auf die Rissstabilität muss als eine der vordringlichsten Forschungsaufgaben angesehen werden. Dabei gilt es zunächst, den wirklichen Wasserdruck entlang des Risses in Funktion der Rissöffnung zu bestimmen.

- Die meisten numerischen Rechenprogramme modellieren glatte Rissoberflächen. Die Rauhigkeit der Rissoberfläche dürfte insbesondere bei Schubkräften einen bedeutenden Einfluss auf den weiteren Rissfortschritt (Modus II) und auf das Bauwerksverhalten haben. Die Rissoberfläche sollte durch eine Grösse charakterisiert werden, die direkt in Beziehung steht zum wirklichen Rissfortschritt und den Unterschied zum Modell mit der glatten Rissoberfläche erfassen könnte.

- Eine weitere Forschungsrichtung gilt der Bildung und dem Fortschritt von Rissen im anisotropen Milieu: Der Einfachheit halber wird die Staumauer in der Regel als isotroper Körper modelliert. Schwergewichtsmauer beispielsweise werden jedoch mit unterschiedlichen Betonarten (Vorsatzbeton, Kernbeton) gebaut; in Bogenmauern dürften die Betonierfugen die Rissbildung stark beeinflussen, und im Fundamentbereich einer Staumauer muss dem Uebergang Beton/Fels Beachtung geschenkt werden.

- Die offensichtlichste Forschungsarbeit, nämlich Bruchversuche an Grossprobekörpern, ergibt sich aus den grossen Abmessungen der Staumauern. Von solchen Versuchen erwartet man eine bessere Kenntnis der Bruchzähigkeit, der Ligamentlängenabhängigkeit der spezifischen Bruchenergie und eine weitere Klärung des Grösseneinflusses im Betonbau. Wegen des günstigen Verhältnisses zwischen der Probekörpermasse und der Bruchfläche (Ligamentlänge), aber auch wegen der Versuchsdurchführung würde sich dazu die Methode des Keilspaltversuches anbieten. Nicht auszuschliessen wären in diesem Zusammenhang auch Feldversuche an einer Staumauer. Bevor aber solch aufwendige Versuche durchgeführt werden, muss die Bedeutung der zu erwartenden Resultate besonders sorgfältig abgeklärt werden.

- Zur Ueberprüfung der dynamischen Berechnungsmodelle wäre es interessant, das dynamische Oeffnen und Schliessen von Rissen und deren Fortschreiten in unarmierten Betonprobekörpern (bei Interaktion mit Schubkräften) experimentell zu simulieren. Die Bedeutung der Rissoberflächenrauigkeit ist damit wiederum klargestellt.

- Bei der Berechnung des Rissfortschrittes unter Erdbebeneinwirkungen muss die berechnete Rissfortschrittsgeschwindigkeit mit der physikalisch möglichen verglichen werden. Dazu müsste die maximale Fortschrittsgeschwindigkeit eines Risses im Beton experimentell erforscht werden.

- Weitere Untersuchungen der bruchmechanischen Materialkennwerte unter raschen, mehrachsigen Belastungszuständen sind für die Entwicklung allgemeingültiger Materialmodelle notwendig. Ausserdem sollte der Einfluss von vorgängig erfolgten dynamischen Zugbelastungen auf die bruchmechanischen Kennwerte untersucht werden.

- Bei der Untersuchung der Rissstabilität in grossen Betonbauwerken wie Staumauern sollten auch Rissprozesszonenmodelle verwendet werden. Dabei müssen die Vor- und Nachteile gegenüber Berechnungsmethoden, die auf der Spannungsintensität am Riss (linear-elastische Bruchmechanik) oder gar auf einem Zugspannungskriterium beruhen, aufgezeigt werden.

- Für die Berechnung von Rissen in Bogenstaumauern ist wahrscheinlich die Entwicklung von 3-dimensionalen Bruchmechanikmodellen unumgänglich.

Bei der Wahl einer oder mehrerer der aufgezeigten Forschungsrichtungen muss eine sehr gewissenhafte "Kosten-Nutzen"-Analyse durchgeführt werden, weil einige experimentelle Untersuchungen einen sehr hohen Aufwand erfordern würden. Es wird nie möglich sein, alle offenen Fragen zu beantworten. Man muss sich deshalb auf die am wichtigsten erscheinenden Aufgaben konzentrieren.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Bildung und Stabilität von Rissen in Stau Mauern sowohl unter quasi-statischen als auch unter erdbebendynamischen Belastungsbedingungen kann mit Hilfe bruchmechanischer Berechnungsmodelle untersucht werden. Für die Erarbeitung möglichst wirklichkeitsnaher Materialmodelle müssen die bruchmechanischen Kennwerte des Betons bekannt sein. Besonders für Beton, der zum Bau von Stau Mauern verwendet wird, sind jedoch diese Kennwerte wenig bekannt. Das Ziel dieser Arbeit besteht darin, bruchmechanische Kennwerte für Stau mauerbeton unter quasi-statischen als auch unter erdbebendynamischen Belastungen zu bestimmen.

In Kapitel 2 wird das Bruchverhalten von Beton und die wichtigsten bruchmechanischen Berechnungsmodelle beschrieben. Das Bruchverhalten von Beton ist durch eine Rissprozesszone gekennzeichnet, in der sich das Material entfestigt. Rissprozesszonenmodelle wie das fiktive Rissmodell und das Rissband-Modell modellieren das Materialverhalten wirklichkeitsnäher als Modelle, die auf der genauen Kenntnis des Ortes der Riss spitze beruhen.

Zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie G_f von Beton und Stau mauerbeton wird in Kapitel 3 der Keilspaltversuch vorgeschlagen. Die Keilspalt-Probekörper weisen eine einfache Form (Würfel, Zylinder) und eine im Vergleich zum Probekörpergewicht grosse Bruchfläche auf. Die Wechselwirkungen zwischen der Prüfmaschine, dem Probekörper, der Prüfmethode, dem Kontrollparameter und dem Werkstoff wird aufgezeigt. Der Einfluss dieser Wechselwirkungen bei der Durchführung und Interpretation von stabilen Bruchversuchen wird beschrieben.

Die Ergebnisse der bruchmechanischen Versuche bei quasi-statischer Prüfungsgeschwindigkeit sind in Kapitel 4 dargestellt. Sie zeigen, dass die spezifische Bruchenergie G_f weder von der Probekörperform noch von der Prüfmethode abhängen. Der G_f -Wert von Stau mauerbeton ist um ein Mehrfaches grösser als derjenige von Normalbeton. Dieser bedeutende Unterschied ist auf den grösseren Grösstkorndurchmesser und auf die Eigenschaften der Zuschlagsstoffe des Stau mauerbetons zurückzuführen. Die Entfestigungs-Funktion von Beton wird iterativ ermittelt, indem die Versuche numerisch simuliert und mit der gemessenen vollständigen Kraft-Verformungs-Kurve verglichen werden. Der Ansatz einer bilinearen Funktion als einfache Näherung an das wirkliche Entfestigungsverhalten führt bereits zu befriedigenden Resultaten. Ausgehend von Versuchswerten wird der Gültigkeitsbereich der linear-elastischen Bruchmechanik mit dem "Size effect"-Gesetz abgeschätzt. Daraus geht hervor, dass die linear-elastische Bruchmechanik bei Stau Mauern erst ab Bauwerksabmessungen von mindestens 20 m angewendet werden kann.

In Kapitel 5 wird das Verhalten eines Stau mauerbetons unter erdbebenähnlichen Belastungsbedingungen anhand von dynamischen Versuchen untersucht. Aus den Ergebnissen dieser im unarmierten Betonbau neuartigen Versuchen folgt, dass kein wichtiger bruchmechanischer Kennwert bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten verringert wird. Jedoch führen vorgängig erfolgte, dynamische Druckbelastungen zu Schädigungen im Material, was in der Regel eine Reduktion der bruchmechanischen Kennwerte zur Folge hat. Schliesslich wird gezeigt, wie die normalisierte Darstellung der Versuchsergebnisse als Grundlage für die Herleitung von allgemein gültigen Materialgesetzen verwendet werden kann.

RESUME

Mécanique de la rupture du béton de barrage sous sollicitations quasi-statiques et sismiques

La formation et la stabilité des fissures dans des barrages, sous l'effet des sollicitations quasi-statiques et sismiques, peuvent être analysées à l'aide de modèles de calcul basés sur la mécanique de la rupture. Afin de pouvoir élaborer des modèles plus réalistes, les propriétés mécaniques du béton à la rupture doivent être connues. En particulier pour le béton, utilisé dans la construction des barrages, ces propriétés sont mal connues. Le but de ce travail consiste à les déterminer pour des bétons de barrages sous l'effet des sollicitations quasi-statiques et sismiques.

Dans le chapitre 2, on décrit le comportement à la rupture du béton et les modèles les plus importants de la mécanique de la rupture. Ce comportement est caractérisé par une zone de processus de fissuration, où le matériau s'adoucit. Les modèles de processus de fissuration comme le modèle de la fissure fictive et celui de la bande microfissurée décrivent le comportement du matériau d'une façon plus réaliste que les modèles basés sur la connaissance exacte de la position de la pointe de fissure.

Pour la détermination de l'énergie de rupture spécifique G_f du béton, on propose dans le chapitre 3 "l'essai de fendage par coin". Les éprouvettes de fendage ont une forme simple (cube, cylindre) et une grande surface de rupture par rapport à leurs poids propre. En outre, on démontre la grande importance des interactions entre la machine d'essai, l'éprouvette, la méthode d'essai, le paramètre de contrôle ainsi que le matériau. On y décrit l'influence de ces interactions sur l'exécution et l'interprétation des essais à la rupture stables.

Dans le chapitre 4, on discute les résultats des essais à la rupture sous des sollicitations quasi-statiques. Ils montrent que la valeur de l'énergie de rupture spécifique G_f ne dépend ni de la forme d'éprouvette, ni de la méthode d'essai. La valeur G_f du béton de barrage est nettement plus élevée que celle du béton normal. Ce résultat important peut être attribué au plus grand diamètre maximal et aux caractéristiques des agrégats du béton de barrage. La fonction d'adoucissement est déterminée itérativement par une comparaison de la courbe complète charge - déformation mesurée avec celle obtenue par un calcul numérique de l'essai. Une fonction bilinéaire comme approche simple du comportement d'adoucissement réel fournit déjà des résultats satisfaisants. En se basant sur des valeurs d'essai, on estime le domaine de validité de la mécanique de la rupture linéaire-élastique pour les barrages à l'aide de la loi sur l'effet de taille. Cette estimation montre que la mécanique de la rupture linéaire-élastique peut être appliquée seulement à partir de dimensions d'ouvrages d'environ 20 m.

A l'aide des essais dynamiques on étudie dans le chapitre 5 le comportement du béton de barrage sous l'effet des sollicitations sismiques. Les résultats de ces essais, nouveaux dans le domaine du béton non armé, indiquent qu'aucune des propriétés mécaniques à la rupture ne diminue lorsque l'on augmente la vitesse de sollicitation. Par contre, des précharges en compression provoquent un endommagement dans le matériau, qui se manifeste, en général, par une réduction de ces dernières. Finalement, on montre comment la présentation normalisée des résultats d'essai peut servir de base pour l'élaboration de lois de matériau généralement valables.

EXTENDED SUMMARY

FRACTURE MECHANICS OF DAM CONCRETE SUBJECTED TO QUASI-STATIC AND SEISMIC LOADING CONDITIONS

1 INTRODUCTION

Large unreinforced structures such as dams frequently exhibit cracks. Most of these cracks do not affect the strength and consequently the safety of the dam. Cracks in dams can be subdivided into cracks occurring during construction and cracks that arise in service. The first type of cracking is primarily a result of temperature gradients arising during the hydration of the mass concrete. Dams are designed to resist reservoir loads, earthquakes and temperature variations at the surface. These loading conditions may cause cracking during the service life of the dam. Cracks may result if the foundation behaves differently than was assumed for the design. Also the foundation may move after the dam is built. Tensile stresses at the concrete-rock interface, particularly at the upstream toe can cause cracking. Although the probability of a strong earthquake is small in Switzerland, this loading case cannot be excluded. Dams are structures whose failure would have disastrous results.

Investigations on cracked dams have the following objectives:

- assessment of safety,
- simulation of crack initiation mechanisms,
- assessment of potential consequences of cracking,
- prediction of propagation and stability of the observed crack with respect to future events, and
- evaluation of effectiveness of repair methods.

Thus, there is a real need for models to predict which cracks are stable and which are likely to propagate under given loading conditions. Cracks in structures are analysed using fracture mechanics methods. Fracture mechanics of concrete is a relatively young research subject. The international interest for this subject is rapidly growing.

Dams are ideal objects for the application of fracture mechanics. For the development of realistic material laws, the fracture properties of concretes used for the construction of dams should be known. The aim of the present work is the determination of these properties under both quasi-static and seismic loading conditions.

The work contains four parts:

- In the first part, cracking of concrete is discussed on the basis of results of optical experiments, and some important fracture mechanics models developed for concrete structures are compared.
- The wedge splitting test for the determination of the specific fracture energy G_F of dam concrete is described in the second part. The interactions between the testing machine, the control parameter, the test method, the specimen shape and the material is outlined. The influence of these interactions on the performance and interpretation of stable fracture mechanics tests is discussed.
- Part three describes fracture properties of common concrete and dam concrete at quasi-static loading rates. Special emphasis is given to the type of concrete and to the size effect.
- In the last part, the results of dynamic tests on dam concrete specimens are discussed. The aim of these tests is to evaluate the influence of dynamic compressive preloading on fracture properties at high loading rates.

2 FRACTURE MECHANICS MODELS FOR CONCRETE

2.1 Fracture mechanics models for brittle materials and metals

At first linear-elastic fracture mechanics (LEFM) and other fracture mechanics models used for brittle materials and metals were applied to the fracture of concrete. These models are based on the exact knowledge of the position of the crack tip. However, it was soon realised that the crack tip in concrete cannot be localized precisely: a fracture process zone is formed prior to the appearance of a discrete (traction-free) crack. Consequently, models for brittle materials and metals can never be strictly applied to concrete. Nevertheless, these models may be used as reasonable approximations in certain cases. The smaller the fracture process zone compared to the dimensions of the structure, the better the approximation. The large size of the fracture process zone of concrete limits the applicability of fracture mechanics models such as LEFM to very large structures like dams.

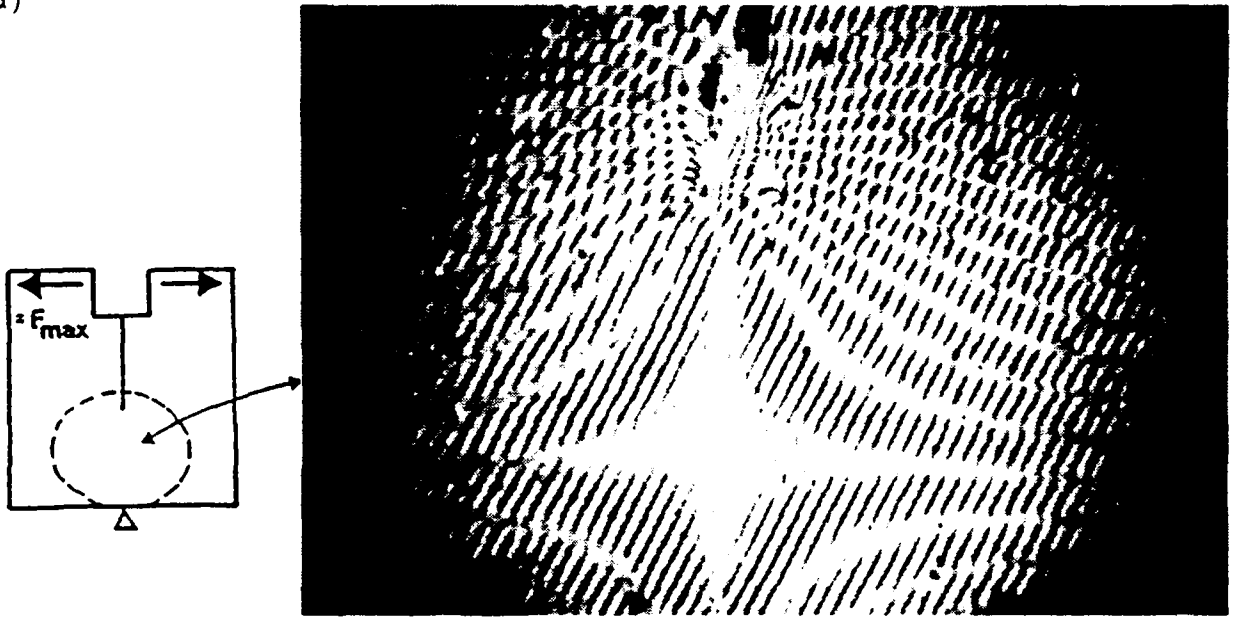
An overall stress-strain curve from a deformation controlled uniaxial tensile test indicates that fracture mechanisms in concrete must be different from those in metals. Contrary to metals, the nonlinear part of the ascending branch prior to peak load in concrete is relatively small. However, the descending branch where stresses decrease with increasing deformation, is significant, i.e. the material softens before a "traction-free" crack appears. The softening of concrete within a fracture process zone is the main reason for the unsatisfactory results obtained by the application to concrete of the models developed for brittle materials and metals. As a consequence, the key to a better understanding of fracture mechanics of concrete and, hence, to more realistic models lies in the investigation of the fracture mechanisms on a microscopic scale.

2.2 Experimental observation of fracture process zone

Several methods have been used to experimentally investigate the fracture process zone. Optical methods such as the holographic interferometry have the advantage that the deformation field at the surface of a loaded specimen can be observed on a relatively large area. Figure 2.1a shows the moiré fringes for equal horizontal displacements on a wedge splitting mortar specimen (see chap.3) at peak load. The strains evaluated from this moiré-hologram can be interpreted as follows (Fig. 2.1b):

The critical section of the specimen is essentially loaded in bending. The neutral axis is located some 55 mm below the notch tip. Below the neutral axis the material is loaded in compression. The constant spacing of the lines of equal tensile strain above the neutral axis indicates linear-elastic behaviour of the material. Then the distance between the lines decreases continuously, indicating strain concentrations. Within an elliptical zone the strains increase up to a value at which the tensile strength is reached. Material softening occurs within a zone of large deformations where they can no longer be evaluated from the closely spaced fringes of the hologram. The material outside the fracture process zone unloads, i.e. the strain decreases. Lines of equal strain are concentrated within a narrow band which runs into the notch. In this narrow band, the deformations (crack widening) are very large and three microcracks are detected; this is where the subsequent discrete crack will appear. Local compressive strains occurring outside the slightly oblique band of the fracture process zone, may be explained by shear forces due to aggregate interlock along the band.

a)



b)

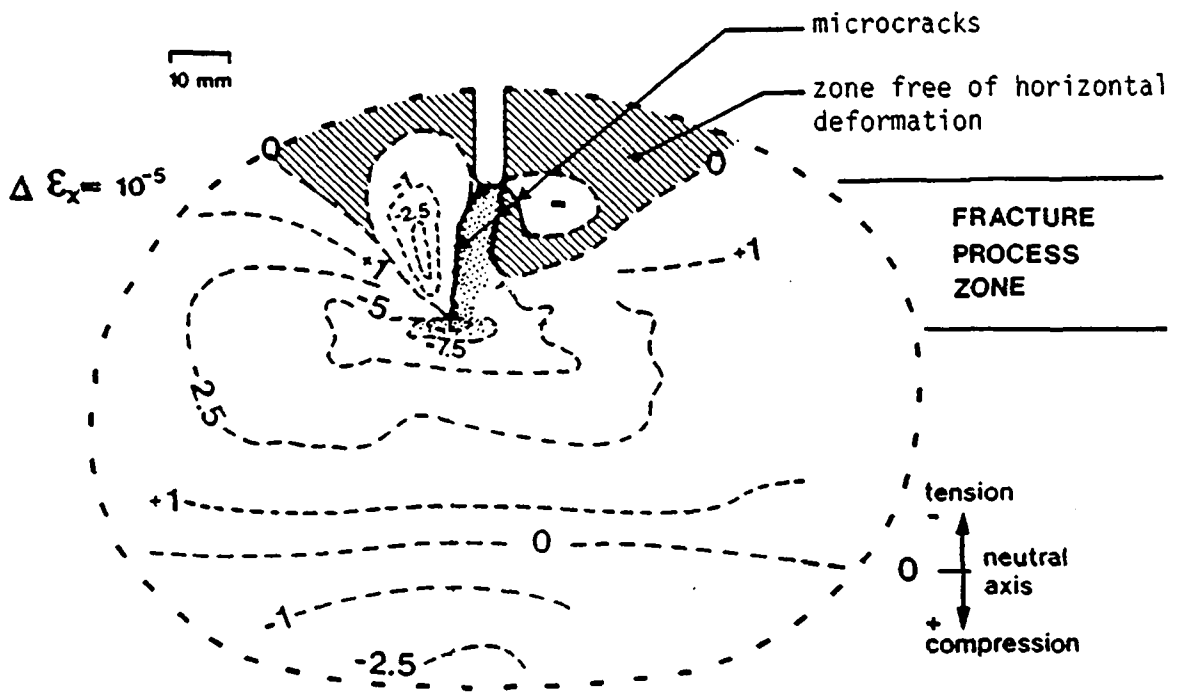


Figure 2.1: a) Moiré-hologram for equal horizontal displacements on a wedge splitting specimen at peak load.
b) Evaluated lines of equal strain in X-direction.

2.3 Fracture process zone models

Fracture mechanics models like the fictitious crack model of Hillerborg and the blunt crack model of Bazant take into account the real cracking mechanisms of concrete, i.e. the formation of a fracture process zone with material softening. They are applied using numerical methods such as the finite element method. The choice for one of these models is essentially based on computational costs. Materials science models like "numerical concrete" allow the simulation of formation and propagation of microcracks by modelling concrete as a composite material.

2.4 Application of fracture mechanics to cracked dams

A literature survey shows that fracture mechanics have been applied with success to the analysis of cracked dams. Because of the large dimensions of dams, almost all investigations have been performed using LEFM. However, the specific fracture energy G_f of dam concrete is relatively large (see chap. 4.2), and material softening is more pronounced than in the case of common concrete (i.e. concrete used for reinforced concrete structures). The validity of LEFM can therefore be questioned (see chap. 4.4).

3 FRACTURE MECHANICS TESTS

3.1 Wedge splitting test

In order to determine fracture energy G_f of concrete, a modified version of the wedge splitting test initially developed by Linsbauer & Tschegg is proposed. The principle of this test (Fig. 3.1) is the splitting of a notched specimen by means of wedges pressed between rollers placed on the top of the specimen.

In a servo-hydraulic testing machine, the test is controlled by means of crack opening displacement (COD). The test is also stable under actuator displacement control if certain conditions are respected (chap. 3.3). During the test the vertical load F_v and the crack opening displacement (COD) are measured. The splitting force F_s is the horizontal component of the force acting on the rollers. The specific fracture energy G_f is obtained by dividing the area under the F_s -COD-diagram by the ligament area. (The influence of the dead weight of the specimen on the fracture energy is negligible.)

The splitting specimens are provided with a groove and a notch. They are cut from simple specimens like cubes or cylinders (drilled cores) (Fig. 3.2). The ratio of fracture area to specimen weight of splitting specimens is much larger than for other fracture mechanics specimens, and consequently this test method is suitable for dam concrete. Wedge splitting specimens are easy to handle and there is no risk of breaking them during handling.

The main feature of the loading device is the use of wedges and rollers. The same principle was previously used by Hillemeier & Hilsdorf. The advantage of the chosen test set-up consists in the statical system since it is isostatic (Fig. 3.1): half of the load is first transferred to each wedge from which each roller is equally loaded. Furthermore, the set-up is mechanically stable because of the cross-wise arrangement of the upper and lower linear supports.

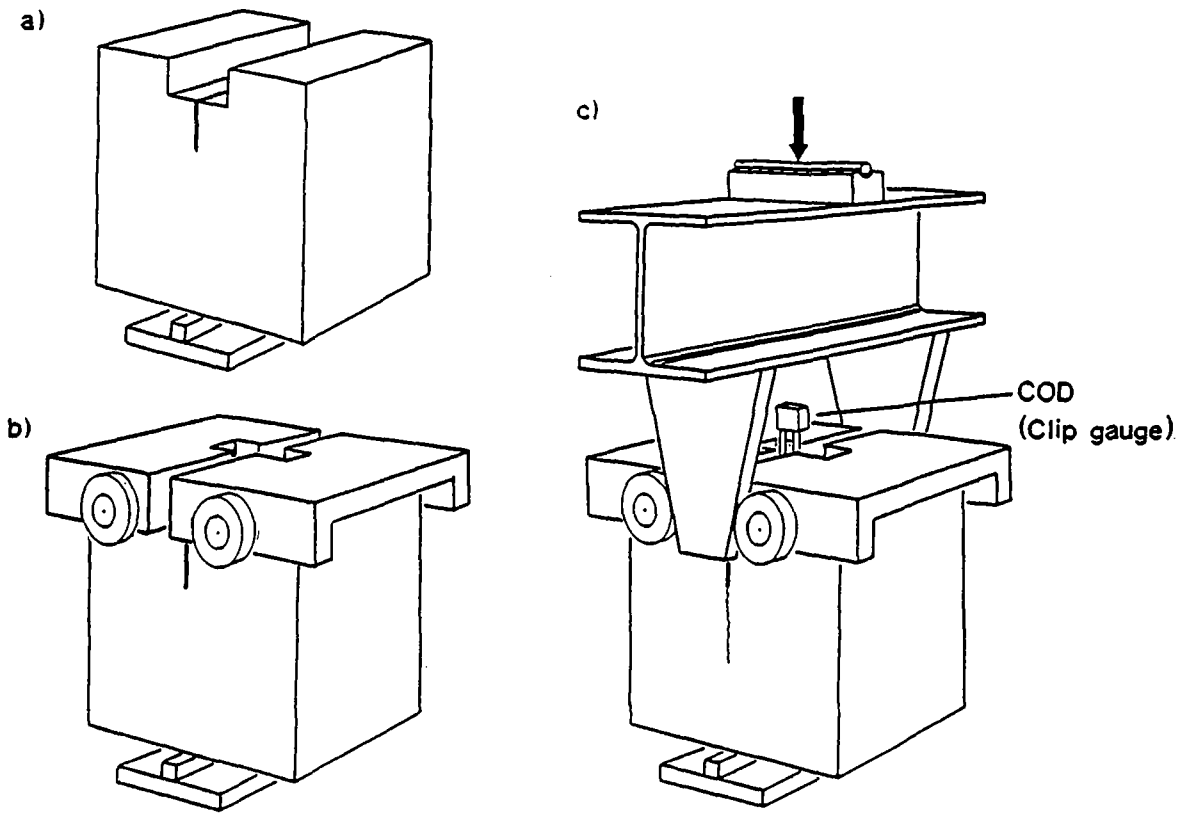


Figure 3.1: Principle of the wedge splitting test:
a) test specimen on a linear support
b) placing of two loading devices with rollers
c) The wedges are pressed between the rollers in order to split the specimen into two halves.

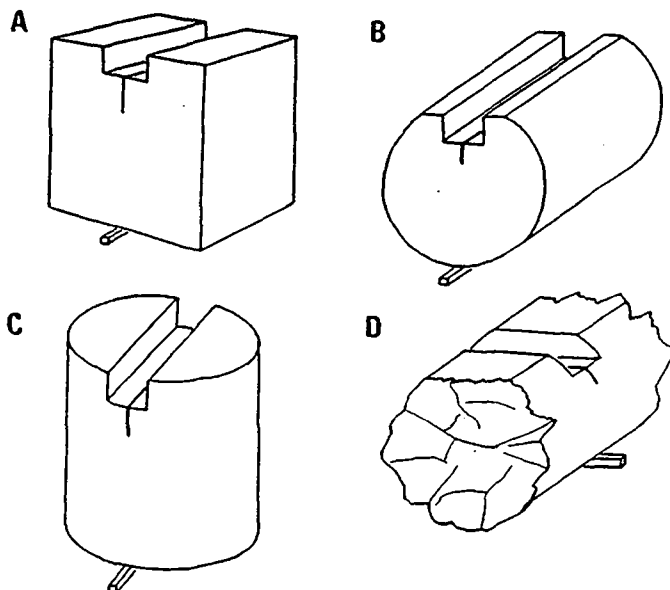


Figure 3.2: Wedge splitting test specimens derived from cubes and cylinders.

The performance of stable fracture mechanics tests on concrete specimens is difficult because of the small deformations at rupture of concrete and the extreme stiffness of concrete specimens compared to the stiffness of the testing machine. The present wedge splitting test overcomes these difficulties thanks to the use of wedges:

- In the wedge splitting test, only the vertical load deforms the frame of the testing machine. By the choice of a small wedge angle, the vertical load is reduced relative to the splitting force for a given specimen; less elastic energy is hence stored in the loading frame compared to the elastic energy stored in the specimen. Consequently, by the use of a small wedge angle the stiffness of the testing machine is "artificially" increased compared to the specimen stiffness.
- The actuator displacement which is perpendicular to the specimen deformation (COD), is increased with respect to the COD, if a small wedge angle is chosen.

3.2 DETERMINATION OF G_F USING DIFFERENT TEST METHODS

The specific fracture energy G_F was determined using four different test methods, viz the wedge splitting test (WST), the TPBT, the CT-test and the uniaxial tensile test, and the results were compared. Four different concretes were tested using at least two different specimen shapes: In a first test series, a concrete with a maximum grain size of 16 mm was tested by means of the TPBT and the WST. A slightly different concrete mix was used in series 2 in order to carry out TPBT, CT-tests as well as WST. In series 3, WST were performed on cubical and cylindrical specimens of concrete fabricated with aggregates of another origin than the aggregates used for the concrete of the previous two series. In the last series, dam concrete cylinders (maximum grain size of 80 mm) were tested by uniaxial tensile tests and WST using different specimen shapes. The test results showing G_F as a function of the ligament length h of the specimens are presented in Figure 4. It can be stated that:

- the specific fracture energy is influenced by the type of concrete and by the ligament length of the tested specimen, i.e. G_F grows with increasing ligament length, and
- the specific fracture energy depends neither on the test method nor on the specimen shape.

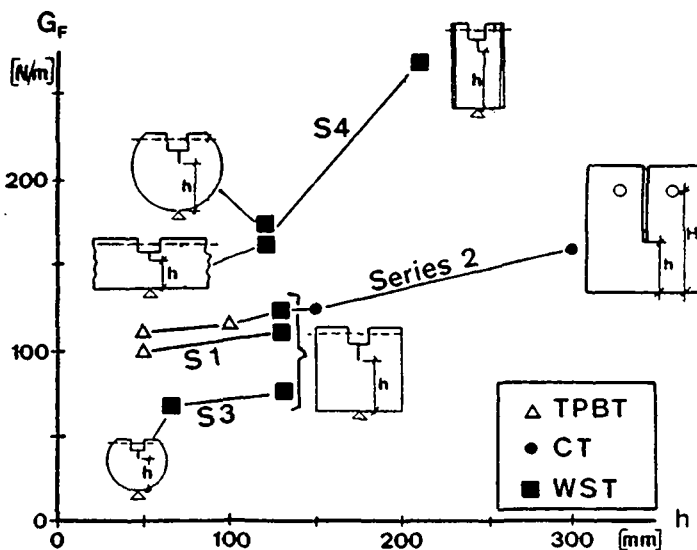


Fig. 3.3: Specific fracture energy G_F as a function of ligament length h for different specimens and test methods. (In series 4, a G_F -value of 160 N/m has been obtained from uniaxial tensile tests.)

3.3 Significance of the control parameter for stable fracture tests

During a wedge splitting test, not only the splitting force F_S -COD-curve, but also the vertical load F_V - (vertical) actuator displacement u -curve can be recorded. These two curves are shown in Figure 3.4 for two stable tests on splitting cubes differing in ligament length viz 70 and 130 mm for T70 and T130 respectively. Both tests were COD-controlled.

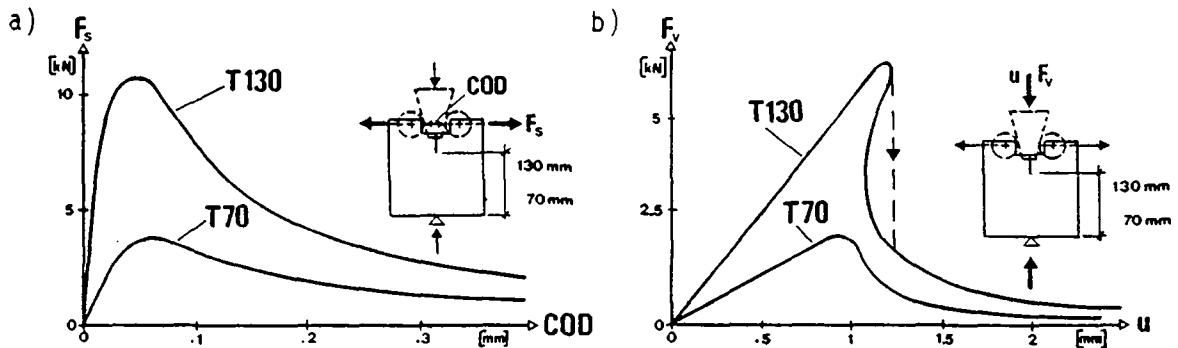


Fig. 3.4: Two load-deformation-curves from two wedge splitting specimens of differing ligament length:
 a) Splitting force - crack opening displacement - curve
 b) Vertical force - actuator displacement - curve.

A positive slope of the descending branch of test T130 can be observed from Fig. 3.4b. This means that had the test been performed under actuator displacement control, T130 would not have been stable, and a large portion of the descending branch (drop indicated by a dotted line) would not have been recorded. On the other hand, test T70 would have been stable under constant actuator displacement rate.

This experimental observation is explained as follows. On loading, elastic energy is stored not only in the specimen, but also in the testing machine (with the loading device). Once maximum load is reached, this stored energy is released and becomes available for the formation of fracture area in the specimen. In a displacement controlled test, this reversible energy consists of the energy stored in the specimen and in the testing machine. In a deformation controlled test, only the elastic energy stored within the "deformation controlled" region of the test specimen (e.g.: volume of a tensile specimen within the base length of transducers) is released in the post-peak region. As a consequence, a fracture test cannot be controlled, if, at peak load, the elastic energy in the "test system" is larger than the fracture energy (G_f times fracture area), necessary to fracture the specimen.

This experimental observation is now used to develop criteria for the design of stable fracture tests. These criteria take account of the interactions between the control parameter chosen, the stiffness of the testing machine, the stiffness of the specimen, the specimen geometry and the material properties. These equations can be generalized, leading to the following conditions for stability in tests performed by means of displacement or deformation control:

- displacement control: $l_{ch} > K \cdot L \cdot ((k_p/k_M) + 1)$ (3.1)

- deformation control: $l_{ch} > K \cdot L$ (3.2)

where $l_{ch}(=E \cdot G_f / f_t^2)$ is the characteristic length of the material, K is a constant depending on the specimen geometry, and k_p and k_M are the

stiffnesses of the specimen and the testing machine. In a uniaxial tensile test, L is the specimen length (displacement control) or the base length of the transducer (deformation control). For bending specimens, L is the cantilever (CT- and wedge splitting test) or the span (three point bending test).

Although these criteria are based on simplifying assumptions, they were applied successfully for the design of stable fracture mechanics tests. From equations (3.1) and (3.2) as well as from the experience gained with fracture tests, the following conclusions can be drawn:

- Stable fracture tests can be performed on all materials, except "completely brittle" ones.
- Deformation control is the theoretical limit case of an infinite stiffness of the testing machine.
- Depending on the test method chosen, unstable fracture tests may occur even under deformation control.
- A "very stiff" testing machine does not guarantee stable fracture tests.
- It is difficult to carry out stable fracture mechanics tests, because of the small deformations at rupture and the extreme specimen stiffness. Concrete test specimens (especially tensile specimens) can be several times stiffer than usual testing machines.

Stable fracture tests at high loading rates absolutely require a testing machine equipped with an adequate high rate valve. Uniaxial tensile tests at high strain rates are difficult to perform, because the actuator moves in the same direction as the relatively small specimen deformations occur. In contrast, however, the deformations in bending tests (COD, flexion) are considerably larger, and as a consequence, these tests can be controlled more easily. In the wedge splitting test the COD is normal to the direction of the actuator displacement, and - in addition - the actuator displacements can be increased by decreasing the wedge angle. (We succeeded in performing stable wedge splitting tests for the upper range of seismic loading rates (chap. 5.3).)

4 FRACTURE MECHANICS PROPERTIES OF CONCRETE AND DAM CONCRETE AT QUASI-STATIC LOADING RATES

4.1 Numerical evaluation of the softening diagram

In order to obtain the tensile strain-softening diagram from a fracture mechanics test, the measured load-deformation curves are numerically evaluated. For that purpose, the program SOFTFIT developed by Roelfstra was used. This program is based on the finite element method and the fictitious crack model. The parameters of a simplified, bilinear softening relation are determined by fitting the load-displacement curve obtained with a FE-analysis to the experimentally measured curve.

4.2 Influence of the type of concrete

Two series of wedge splitting tests were performed in order to compare dam concrete (DC) with common concrete (CC). Cubic splitting specimens of different types of common concrete were tested in the first test series, whereas cylindrical specimens drilled from existing dams were split in the second series. The test results can be discussed with the help of the numerically evaluated softening diagrams of two common concretes (CC12 and CC32 with a maximum grain size of respectively 12 and 32 mm) and one dam concrete (DC120 with a maximum grain size of 120 mm) (Fig. 4.1):

- The specific fracture energy G_f of DC120 is respectively 3 and 1.6 times larger than the G_f of CC12 and CC32. Since the tensile strength and the modulus of elasticity for DC are smaller than for CC, the characteristic length is respectively 12 and 2.2 times larger than those of CC12 and CC32.
- In the softening diagram the stresses of DC120 are relatively small. However, the crack width values are large; maximum crack width value of 0.37 mm was evaluated.
- The fracture surface of DC was characterized by a lot of aggregate failures. This may be explained by the relatively low strength of the aggregates used for the construction of dams. However, a lot of energy is consumed to break aggregates such as gneiss, which has a lamellar texture. This results in a high G_f -value.
- The fracture surface of CC32 fabricated with rolled amorphous aggregates from the Rhone valley showed essentially bond failures, and because of a more complex crack pattern, a relatively high specific fracture energy G_f was measured. Silicate- and limestone-aggregates were used for concrete CC12 which showed a direct crack path going straight through the aggregates. As a consequence, a relatively small G_f -value was measured.
- These findings indicate that fracture mechanics properties may be more influenced by the type and mechanical properties of the aggregates than by the maximum aggregate size.

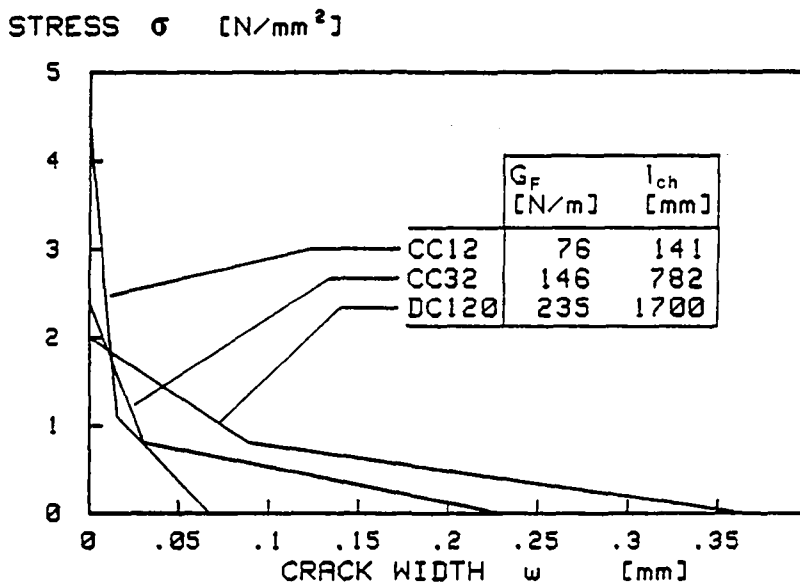


Figure 4.1: Comparison of the softening diagrams of dam and common concrete

4.3 Influence of size and geometry of the specimen

The influence of specimen size on fracture mechanics parameters was studied by three test series (Fig. 4.2a). In the first test series, the ratio between the ligament length and the height of CT specimens was kept constant while the size was varied. The second series consisted of CT-tests on specimens with constant ligament length while the specimen height was increased. Wedge splitting tests on cubic specimens (constant specimen height) of different ligament lengths were performed in the third series.

Three different fracture mechanics properties were evaluated from these tests, viz the specific fracture energy G_f , the fracture toughness K_{Ic} according to LEFM (using the maximum load and the notch length as "crack length") and the

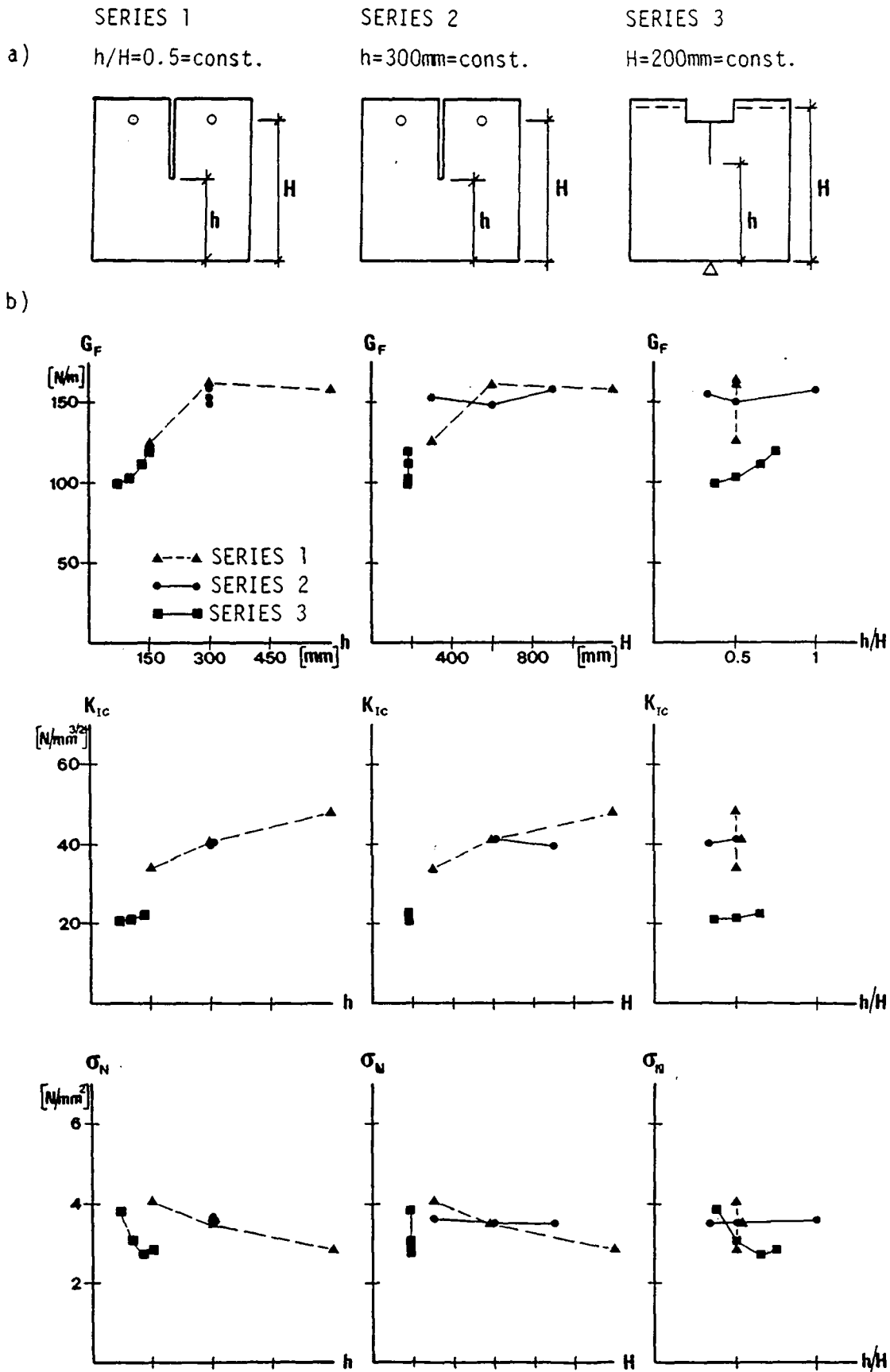


Figure 4.2: Influence of size and geometry of specimens on fracture mechanics properties:
a) test series and specimen geometries
b) test results

nominal limit stress σ_N in the net section. The following conclusions can be drawn from the test results (Fig. 4.2b):

- The G_F -value depends only on the ligament length. With increasing ligament length, G_F grows until a limit value is reached.
- K_{IC} is influenced by geometry and size of the specimen only if both the ligament length and the specimen size change. If either the ligament length or the specimen size is kept constant, K_{IC} remains the same.
- The nominal limit stress σ_N depends only on the ligament length. σ_N decreases with increasing ligament length.

4.4 Size effect

In order to study the size effect of large concrete structures and to estimate the validity of LEFM for the analysis of dams, CT-tests on common concrete specimens of differing size with a maximum height H of 1200 mm were evaluated using Bazant's size effect law (Fig. 4.3).

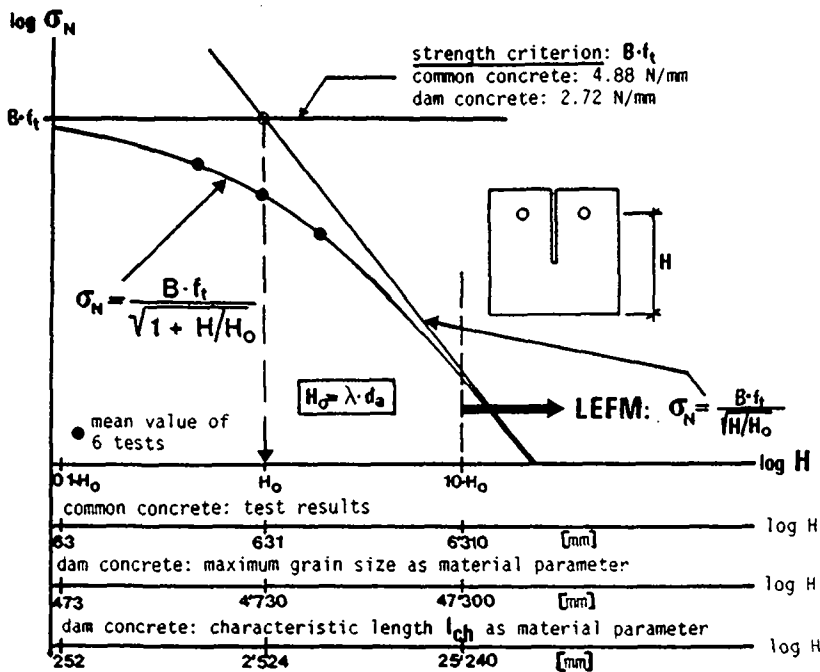


Figure 4.3: Size effect law for CT-tests on common concrete with a maximum aggregate size of 16 mm.

With the brittleness number defined by Bazant as $\beta = H/H_0$, the range of validity for the application of the strength criterion, nonlinear fracture mechanics and LEFM can be described: For $\beta > 10$, LEFM may be used as an approximation, whereas for $0.1 < \beta < 10$, nonlinear fracture mechanics must be applied. The strength criterion is used for $\beta < 0.1$.

Since the constants B and λ_0 depend only on the specimen shape, the size effect law for common concrete with $d_a = 16$ mm can be "extrapolated" to dam concrete as follows. Maximum grain size of DC120 is 120 mm and hence eight times larger than d_a of the tested CC, so that the parameters H_0 of a "fictitious" dam concrete CT-specimen will be $(120/16) \cdot 631 = 4730$ mm. Consequently, LEFM should be valid only for specimen heights of more than $(10 \cdot H_0) = 47.3$ m. However, since dam concrete shows essentially aggregate failures, maximum grain size may not be the right property to characterize the material.

The characteristic length l_{ch} ($=E \cdot G_F / f_t^2$) describes the dam concrete more completely than d_a . For the tested common concrete, $l_{ch}=425$ mm was determined. The characteristic length can be used to "extrapolate" from common to dam concrete: $\beta=1$ describes the point of intersection of the strength criterion with the straight line from LEFM (Fig. 4.3). This equality leads to the following expression:

$$H_0/l_{ch} = M, \quad M \text{ a constant} \quad (4.1)$$

The constant M depends only on the specimen shape; H_0/l_{ch} is identical with the brittleness number of Hillerborg. Equation (4.1) can now be applied to determine H_0 of the dam concrete. The characteristic length and thus H_0 of DC120 are about four times larger than the corresponding values of the tested common concrete. H_0 of the dam concrete is $4 \cdot 631 = 2524$ mm, and the minimum dimension of a "fictitious" dam concrete CT-specimen, where LEFM is valid, amounts to 25 m.

Although these estimations are based on simplifying assumptions, they allow us to estimate the dimensions of a dam concrete CT-specimen, for which LEFM is valid. With respect to the application of LEFM for the analysis of cracked dams, it can be concluded that LEFM is only valid if structural dimensions (i.e. dam thickness) are larger than at least 20 m. This means that nonlinear fracture mechanics models must be used for the analysis of most arch dams, buttress dams and the crest of gravity dams.

5 FRACTURE MECHANICS PROPERTIES OF DAM CONCRETE UNDER SEISMIC LOADING CONDITIONS

5.1 Introduction

The behaviour of dams under earthquake loading is simulated using numerical methods. Such a structural analysis requires realistic material laws which take into account seismic loading conditions. Therefore, dynamic tests were performed in order to study the effect of previously applied compressive loading on the fracture properties of a dam concrete at high strain rates.

The complete tensile stress-strain diagram of concrete, which can be subdivided into two portions, is investigated by means of two types of tests:

- uniaxial tests to study the ascending branch of the stress-strain curve.
- wedge splitting tests to examine the descending branch with strain-softening.

5.2 Tensile tests

Uniaxial tests on cylindrical dam concrete specimens ($\varnothing=200$ mm) were controlled by means of deformation (strain). In order to examine the effect of preceding dynamic compressive loading on the tensile behaviour at high strain rates, the following loading "histories", representing typical seismic loading conditions, were chosen (Fig. 5.1):

A. Pure tension: tensile loading to failure at different strain rates.

B. Tension after simple compression: compressive loading to a certain strain level and subsequent tensile loading to failure at different strain rates.

C. Tension after cycles of compression: repeated compressive loading at constant amplitude and a certain mean strain level with subsequent tensile loading to failure at different strain rates.

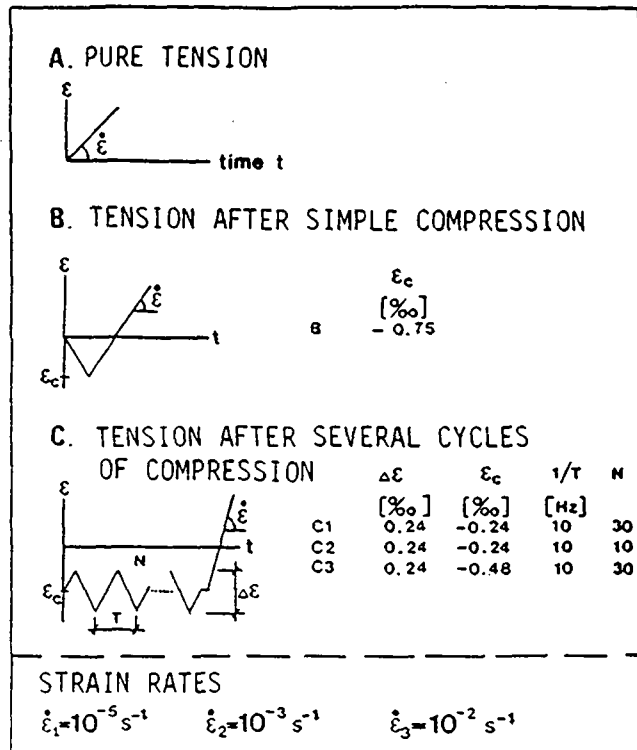


Figure 5.1: Schematic presentation of the loading "histories" and the chosen parameters.

The tensile strain rate $\dot{\epsilon}$ of the final tensile loading was varied between 10^{-5} to 10^{-2} s^{-1} . The strain rate of $\dot{\epsilon} = 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ was considered to be the quasi-static strain rate. For each series, a power law relating the tensile strength f_t and the modulus of elasticity E to the tensile strain rate has been determined by means of a least squares fit. The evaluated power functions are shown in Fig. 5.2. All test results were related to the test result at quasi-static strain rate of unpreloaded concrete (series A).

The results of pure tension tests (series A) are compared to those of tensile tests after initially applied compressive loading (series: B, C1 - C3). The main findings are:

- Irrespective of preloading, higher strain rates yield higher tensile strength values (Fig. 5.2a). However, this rate sensitivity is reduced with increasing intensity of compressive preloading. At quasi-static strain rates the tensile strength is the same for both preloaded and unpreloaded concrete. This means that only the rate sensitivity is reduced due to compressive preloading.
- The modulus of elasticity of unpreloaded dam concrete increases with higher strain rates, whereas the modulus of elasticity of preloaded concrete is independent of strain rates (Fig. 5.2b). The higher the strain level of the compressive preloading, the stronger the reduction of the modulus of elasticity.
- No rate sensitivity could be observed for the failure strain; i.e. tensile strain at maximum tensile stress. The failure strain increases, however, with

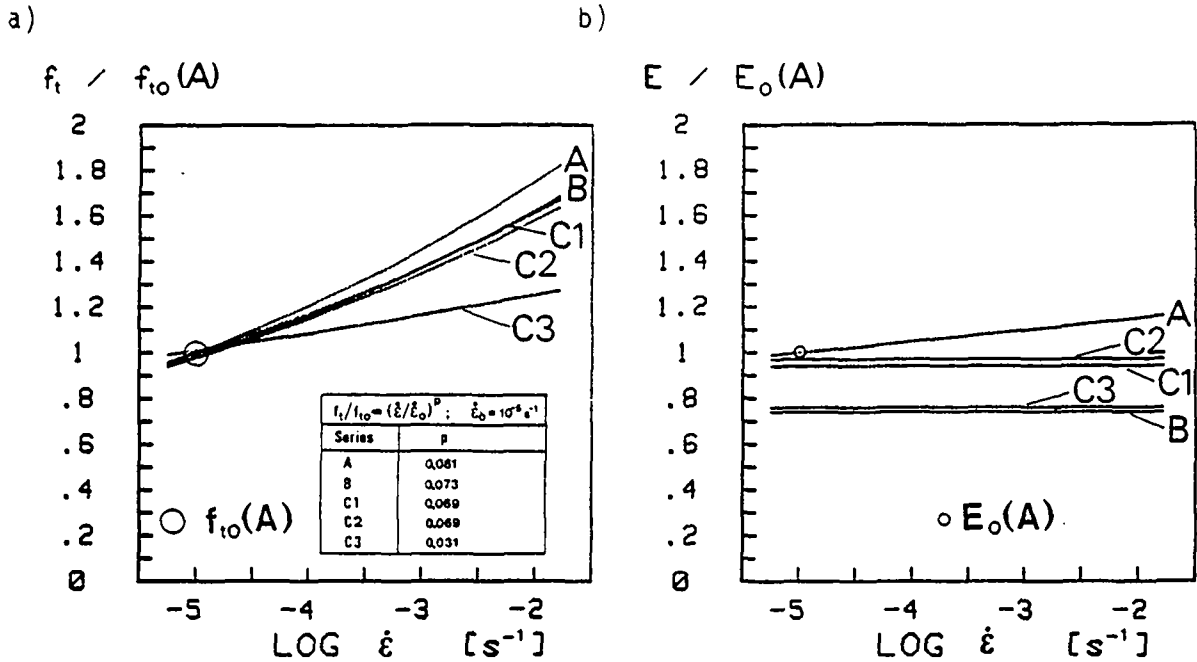


Figure 5.2: Effect of compressive preloading and high strain rates on a) tensile strength and b) modulus of elasticity.

growing intensity of compressive preloading (and thus decreasing modulus of elasticity), and the energy stored in the specimen at maximum stress is the same irrespective of the loading "history".

- Examination of fracture surfaces of unpreloaded concrete at high strain rates revealed an increase of the total area of broken aggregates with higher rates. Under the influence of compressive preloading, the amount of aggregate failure was the same for all strain rates tested.

5.3 Wedge splitting tests

The wedge splitting tests on cylindrical specimens of the same dam concrete as used for the tensile tests can be subdivided into two series:

- The influence of COD-rate on the specific fracture energy G_f and the softening diagram has been studied using specimens according to shape C in Fig. 3.2. For the highest COD-rate of about 10'000 times the quasi-static rate, a strain rate of $5 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ at the notch tip was found by a rough estimation.
- Fragments of cylinders previously tested and preloaded in the tensile test series, were used to investigate the effect of compressive preloading on G_f and the softening diagram at quasi-static COD-rate. As in the uniaxial tensile test, the fracture surface of the wedge splitting specimens (shape D, Fig. 3.2) is perpendicular to the axis of the cylinder.

The splitting force F_S -COD curves from both test series are given in Figures 5.3a and 5.4a. The relation between the COD-rate and G_f was also described by a power law. Bilinear softening relations were evaluated according to chapter 4.1; they are presented in Figures 5.3b and 5.4b.

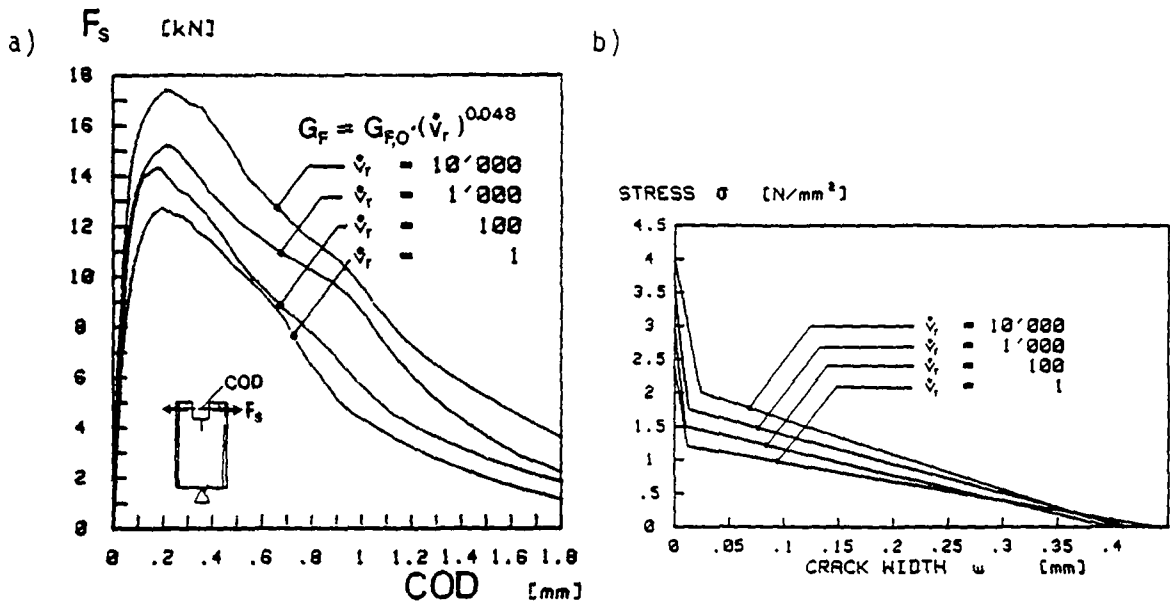


Figure 5.3: a) Splitting force-COD-mean curves at four different relative COD-rates ($\dot{v}_r=1$: quasi-static COD-rate).
 b) Bilinear softening diagrams.

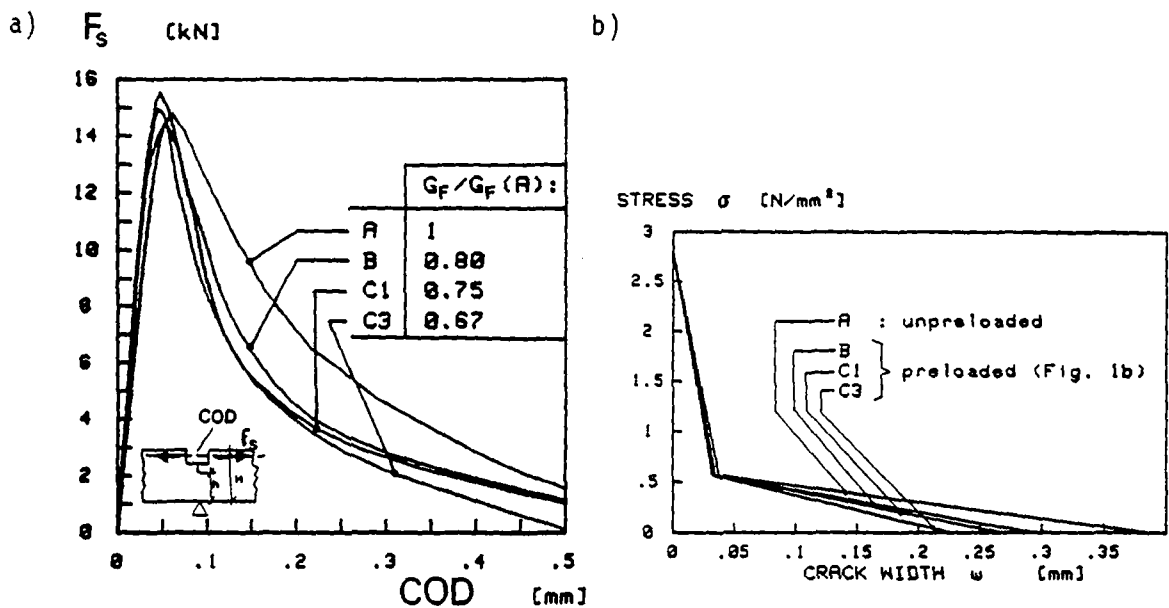


Figure 5.4: Effect of compressive preloading on G_f and softening at quasi-static COD-rate.

The main results are:

Effect of COD-rate:

- The splitting force F_S -COD-curves at different COD-rates have similar shapes (Fig. 5.3a). Higher COD-rates yield higher G_f -values and higher maximum splitting force values. The G_f -value at a COD-rate of 10^4 times the quasi-static rate is some 80 % higher than the quasi-static G_f -value.
- The bilinear softening diagrams show that the values of the maximum crack width are the same irrespective of the COD-rate. The rate sensitivity of the softening diagram and thus of the G_f -value can be attributed to the rate sensitivity of the tensile strength (Fig. 5.3b).

Effect of compressive preloading:

- The specific fracture energy G_F at quasi-static loading rates decreases with increasing intensity of initially applied compressive loading.
- The maximum splitting force is not affected by compressive preloads. (This result coincides with findings from the uniaxial tests.) The slope of the descending branch of the F_S -COD-curve becomes steeper with increasing intensity of compressive preloading (Fig. 5.4a).
- With increasing intensity of compressive preloading, the bilinear softening diagrams show smaller maximum crack width values (Fig. 5.4b).

5.4 Application of the test results

With the results of our dynamic tests on dam concrete under seismic loading conditions, material models describing tensile behaviour (including fracture) may be developed. The test results can be summarized as follows:

- No important fracture mechanics property is reduced with higher deformation rate. The rate-sensitivity of certain properties is small and may be neglected in order to simplify matters.
- Dynamic compressive loading leads to material damage, which results in a decrease of the values of the mechanical properties. With increasing "intensity" of initially applied compressive loading, this reduction is more pronounced.
- The relationship between mechanical properties and deformation rate can often be described by a power law; i.e. on a doubly-logarithmic scale, strength increases linearly with rate. As a consequence, an exact knowledge of the rate of deformation is not always necessary.

On the basis of these general findings a procedure for the development of material laws is proposed:

- The tensile behaviour of concrete is subdivided into the stage preceding the reaching of tensile strength and a post-peak stage with softening.
- A normalized material law is introduced, where stresses and deformations are related to a characteristic value such as the tensile strength, failure strain, maximum crack width or the ratio G_F/f_t (Fig. 5.5).

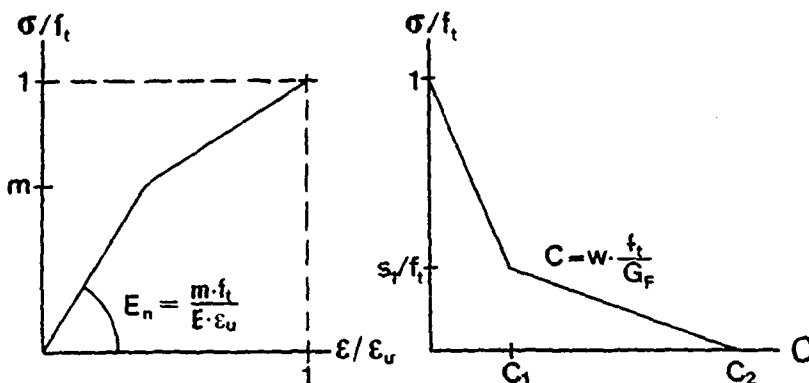


Figure 5.5: Schematic presentation of a normalized material law of concrete in tension.

- The absolute material law used for the analysis is obtained by a transformation which is based on the knowledge of the quasi-static properties S_0 of unpreloaded concrete.
- Simple relations for the absolute material properties S as functions of the seismic "loading history" (i.e. deformation rate \dot{v} and preloading D) are proposed; they can be generalized as follows.
The effect of deformation rate on mechanical property is expressed by a power law:

$$S = S_0 \cdot (\dot{v})^p \quad (5.2)$$

where \dot{v} is the (constant) deformation rate and p is an exponent determined from test results. The effect of compressive preloading on the mechanical property is quantified according to damage mechanics, e.g.:

$$S = S_0 \cdot (1 - D_S) \quad (5.3)$$

with D_S as a damage scalar ($0 < D_S < 1$) describing the material damage due to compressive preloading.

- In view of a general applicability, aspects such as multiaxial dynamic loading and variation of deformation rates as well as the effect of unloading/reloading cycles must be considered.

6 CONCLUSIONS

Fracture mechanics models for concrete

1. Cracking of concrete is characterized by a significant fracture process zone where the material softens. As a consequence, fracture mechanics models based on the exact knowledge of the crack tip location can only be approximations.
The fictitious crack model and the blunt crack model take into account the fracture process zone and material softening of concrete.

Fracture mechanics tests

2. Strong interactions exist between the properties of the material, the test method, the specimen shape, the control parameter and the testing machine. These interactions must be taken into account for the design, performance and interpretation of fracture mechanics tests.
3. The wedge splitting test is a promising test method for the determination of the specific fracture energy G_f . Simple specimens like cubes or cylinders with a relatively large fracture area compared to the specimen weight, can be tested by means of this method. The test is stable under both deformation and actuator control if certain conditions are respected. The test method is suitable for the performance of stable fracture tests at high deformation rates.
4. Irrespective of the specimen shape, the four discussed test methods, viz the uniaxial tensile test, the three-point bending test, the compact tension test and the wedge splitting test, yield identical G_f -values if the ligament length as well as the concrete are the same.

Fracture mechanics properties at quasi-static loading rates

6. The most important difference between the fracture mechanics properties of common concrete and dam concrete lies in the specific fracture energy G_F . The G_F -value of a dam concrete can be several times larger than G_F of common concrete. This finding is explained by the fracture properties of the aggregates as well as by the larger maximum aggregate grain size of dam concrete.
7. The bilinear softening relation is a simple approximation of the softening behaviour of concrete. It leads to satisfactory results in the numerical simulation of fracture mechanics tests; a good agreement between measured and calculated load-displacement curves is obtained.
8. With regard to specimen dimensions, the specific fracture energy G_F depends only on the ligament length. With increasing ligament length, the G_F -value grows until a limit value is reached.
9. On the basis of test results, the range of validity of linear elastic fracture mechanics can be estimated using the size effect law. For the analysis of cracked dams, LEFM is only valid for structural dimensions (dam thickness) of at least 20 m.

Fracture mechanics properties for seismic loading conditions

10. No important fracture mechanics property is reduced at high loading rates. The tensile strength and the specific fracture energy are strongly rate-sensitive. The rate effect on the G_F -value can be attributed to the rate sensitivity of the tensile strength.
11. Dynamic compressive preloading leads to a reduction of fracture mechanics properties. Especially the specific fracture energy G_F of preloaded dam concrete decreases considerably with increasing "intensity" of the preloading.
12. The stress-strain diagram under tensile loading can be subdivided into two portions: an ascending branch with little non-linearity and a descending branch with pronounced strain-softening. Diagrams normalized with respect to the quasi-static properties of unpreloaded concrete clearly reveal the effect of strain rate and compressive preloading. This normalized presentation can serve for the elaboration of material laws.

ABKÜRZUNGEN UND SYMBOLE

Verformungen, Verschiebungen

ϵ	[‰]	Dehnung
ϵ_c	[‰]	Stauchung
$\Delta\epsilon$	[‰]	Dehnungsamplitude bei zyklischer Druckvorgeschichte
ϵ_{CC}	[‰]	Bruchstauchung
ϵ_U	[‰]	Bruchdehnung
$\dot{\epsilon}$	[s ⁻¹]	Dehngeschwindigkeit
v	[mm]	Rissöffnungsverschiebung
\dot{v}	[mm/s]	Rissöffnungsgeschwindigkeit
δ	[mm]	Durchbiegung
u	[mm]	Kolben- oder Traversenweg, Längsverformung
s	[μ m]	Verschiebung

Geometrische Grössen

A	[mm]	Querschnittsfläche
A_{ig}	[mm ²]	Bruchfläche ($h \cdot b$)
H	[mm]	Probekörpergrösse, Zylinderhöhe
H_0	[mm]	charakteristische Probekörpergrösse
I	[mm ⁴]	Trägheitsmoment
W	[mm ³]	Widerstandsmoment
b	[mm]	Probekörperbreite
d	[mm]	Probekörperdicke
d_m	[mm]	Grösstkorndurchmesser
h	[mm]	Ligamentlänge
k_M	[N/mm]	Prüfmaschinensteifigkeit
k_p	[N/mm]	Probekörpersteifigkeit
l	[mm]	Spannweite, Länge
l_B	[mm]	Basislänge der Messgeber
y	[mm]	Hebelarm
\emptyset	[mm]	Zylinderdurchmesser
α	[-]	Keilwinkel

Zeitgrössen

t	[s]	Zeit
T	[s]	Schwingungsdauer
$1/T$	[Hz]	Frequenz

Festigkeitswerte

S		Festigkeit, allgemein
F	[N]	Kraft
F _S	[N]	Spaltkraft
F _V	[N]	vertikale Kraft
E	[N/mm ²]	Elastizitätsmodul
σ	[N/mm ²]	Spannung
σ̇	[N/mm ² s]	Spannungsgeschwindigkeit
σ _u	[N/mm ²]	Maximalspannung in Zug
σ _N	[N/mm ²]	nominelle Grenzfestigkeit
f _t	[N/mm ²]	Zugfestigkeit
f _{bz}	[N/mm ²]	Biegezugfestigkeit
f _c	[N/mm ²]	Druckfestigkeit
f _{cc}	[N/mm ²]	Zylinderdruckfestigkeit
τ	[N/mm ²]	Schubspannung

Bruchmechanik, Energiewerte

CMOD	[mm]	Rissmundöffnung
CTOD	[mm]	Risspitzenöffnung
G _F	[N/m]	spezifische Bruchenergie
G _{Ic}	[N/m]	kritische Dehnungsenergie-Freisetzungsrate
K _{Ic}	[N/mm ^{3/2}]	Bruchzähigkeit
K _I	[N/mm ^{3/2}]	Spannungsintensität bei Rissöffnungsmodus I
W _f	[Nm]	Bruchenergie
W _e	[Nm]	elastisch gespeicherte Energie
W _m	[N/m]	Energie bei Erreichen von σ _u , dividiert durch die Querschnittsfläche
W _D	[-]	normalisierte Dissipationsenergie
a	[mm]	Risslänge
l _{ch}	[mm]	charakteristische Länge
l _V	[mm]	charakteristische Länge des Versuches
s ₁	[N/mm ²]	Spannung beim Knickpunkt im bilinearen Entfestigungs-Diagramm
w	[mm]	Rissweite
β	[-]	Sprödigkeitszahl
γ	[N/m]	Oberflächenenergie
C	[-]	dimensionslose Grösse im normalisierten Entfestigungs-Diagramm
B, λ ₀	[-]	Konstanten im "Size effect"-Gesetz
Y	[-]	Rissformfaktor

Allgemeine Bezeichnungen

D		Schädigungsvariable
K, M, M'		von der Probekörpergeometrie abhängige Größen
L _v		charakteristische Länge des Versuches
W/Z		Wasser-Zement-Faktor
m	[kg]	Masse
g	[m/s ²]	Erdbeschleunigung
n		Anzahl Versuche
p		Exponent
%		10 ⁻²
‰		10 ⁻³

Indizes

E	Euler'sche ...
LEBM	Linear-elastische Bruchmechanik
M	Prüfmaschine
N	nominell
P	Probekörper
R	Rechnung
V	Versuch
c	kritisch
dyn	dynamisch
e	elastisch
i	Trägheits...
l	längs
lig	Ligament
m	maximal
min	minimal
n	normalisiert
o	quasi-statisch, Basiswert
q	quer
r	relativ
s	Spalt-
stat	statisch
t	Zug
u	Bruch-
v	vertikal
I	Rissöffnungsmodus I

TERMINOLOGIE

Nachfolgend werden die in dieser Arbeit am häufigsten oder neu verwendeten Fachausdrücke in drei Sprachen aufgelistet. Damit soll einerseits den Lesern englischer und französischer Zunge die Lektüre der Arbeit erleichtert werden. Die Uebersetzung von Fachausdrücken gibt in der Regel zu Diskussionen Anlass. Die vorliegende Zusammenstellung kann deshalb keinen Anspruch auf Allgemeingültigkeit erheben. Sie gibt nur den Standpunkt des Autors wieder.

<u>DEUTSCH</u>	<u>ENGLISCH</u>	<u>FRANZOESISCH</u>
Arbeit	work	travail
Beanspruchung	stress	sollicitation
Belastung	loading	chargement
Beton	concrete	béton
Bogenstaumauer	arch dam	barrage voûte
Bruch	fracture	rupture
Bruchenergie	fracture energy	énergie de rupture
Bruchfläche	fracture surface	surface de rupture
Bruchmechanik	fracture mechanics	mécanique de la rupture
Bruchverhalten	fracture behaviour	comportement à la rupture
Bruchzähigkeit	fracture toughness	ténacité à la rupture
Dehngeschwindigkeit	strain rate	vitesse d'allongement
Dehnung	strain	allongement
Drei-Punkt-Biegeversuch	three point bending test	essai de flexion à trois points
Druckfestigkeit	compressive strength	résistance à la compression
Einwirkung	effect	effet
Elastizitätsmodul	modulus of elasticity	module d'élasticité
(Element)masche	mesh	maillage
Entlastung	unloading	décharge
Entfestigung	softening	adoucissement
Erdbeben	earthquake	séisme, tremblement de terre
Festigkeit	strength	résistance
fiktiv	fictitious	fictif
Grösseneinfluss	size effect	effet de taille
Grösstkorn	maximum grain	grain maximal
Ineinandergreifen (der Zuschlagskörner)	aggregate interlock	engrenage des agrégats

Keilspaltversuch	wedge splitting test	essai de fendage par coin
Kennwert	property	propriété
Kies	gravel	gravier
Kolben (der Prüfmaschine)	actuator	piston
Kontrollparameter	control parameter	paramètre de contrôle
Kraft	force	force
Kriterium	criterion	critère
kritisch	critical	critique
Last	load	charge
Ligamentlänge	ligament length	longueur de ligament
Materialgesetz	material law	loi de matériau
Probekörper	specimen	éprouvette
Prüfmaschine	testing machine	machine d'essai
Querdehnzahl	Poisson's ratio	coefficient de Poisson
Querschnitt	section	section
reversibel	reversible	réversible
Riss	crack	fissure
Rissprozesszone	fracture process zone	zone de processus de fissuration
Rissspitze	crack tip	pointe de fissure
Rissweite	crack width	largeur de fissure
Rolle	roller	roulement
Schädigung	damage	endommagement
Schubspannung	shear stress	contrainte de cisaillement
Schergewichtsstaumauer	gravity dam	barrage poids
Spaltkraft	splitting force	force de fendage
Spannung	stress	contrainte
Spannungsintensität	stress intensity	intensité de contrainte
Spannweite	span	portée
Traglast	ultimate load	charge ultime
Verbundwerkstoff	composite material	matériau composite
Verformung	deformation	déformation
Verhalten	behaviour	comportement
Versagen	failure	ruine
Verschiebung	displacement	déplacement
Versuch	test	essai
Wiederbelastung	reloading	recharge
Zug	tension	traction
Zugfestigkeit	tensile strength	résistance à la traction
Zuschlagskorn	aggregate	agrégat

LITERATURVERZEICHNIS

Kapitel 1:

- [1.1] 15th ICOLD, Question 57 "Cracking of concrete dams", Transactions, Vol.2, Lausanne, 1985.
- [1.2] Lafitte, R.: Sécurité des barrages face aux séismes. Wasser-Energie-Luft, 78/1986, pp. 255-266.
- [1.3] Biedermann, R.: Stauanlagen und Erdbeben. Wasser-Energie-Luft, 78/1986, pp. 268-272.
- [1.4] Skrikerud, P.: Modelle und Berechnungsverfahren für das Rissverhalten von unarmierten Betonbauten unter Erdbebenbeanspruchung. Dissertation ETH Zürich, IBK-Bericht No 139, Birkhäuser Basel, 1983.
- [1.5] Skrikerud, P., Bachmann, H.: Rissbildung in Schwergewichtsmauern unter Erdbebeneinwirkung. Schweizer Ingenieur und Architekt, 37/1985, pp. 871-877.
- [1.6] Chappuis, Ph.: Modélisation non-linéaire du comportement du béton sous des sollicitations dynamiques. Dissertation ETH Zürich, IBK-Bericht No 155, Birkhäuser Basel, 1987.
- [1.7] Droz, P.: Modèle numérique du comportement non-linéaire d'ouvrages massifs en béton. Thèse de doctorat, EPF Lausanne, IENER, 1987.
- [1.8] Brühwiler, E. (chapter coordinator): Dams. in 'Fracture Mechanics of Concrete - Applications', Report over the State of the Art, RILEM TC 90-FMA, Chapman&Hall, London. (to be published in 1988).
- [1.9] Neville, A.M.: Some aspects of the strength of concrete. Civil Engineering (London), Vol. 54, 1959, pp. 1153-1156, 1308-1310, 1435-1439.
- [1.10] Kaplan, F.M.: Crack propagation and the fracture of concrete. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 58, 1961, pp. 591-610.
- [1.11] Wittmann, F.H. (editor): Fracture mechanics of concrete. Elsevier, Amsterdam, 1983, 680 p.
- [1.12] Wittmann, F.H. (editor): Fracture toughness and fracture energy of concrete. Elsevier, Amsterdam, 1986, 699 p.
- [1.13] Bazant, Z.P. (editor): Mechanics of geomaterials. Wiley, New York, 1985, 611 p.
- [1.14] Shah, S.P. (editor): Application of fracture mechanics to cementitious composites. NATO ASI Series, Serie E, Applied Sciences - No 94, Martinus Nijhoff, Dordrecht, 1985, 714 p.
- [1.15] Carpinteri, A., Ingraffea, A.R. (editors): Fracture mechanics of concrete: Material characterization and testing. Martinus Nijhoff, The Hague, 1984, 202 p.
- [1.16] Sih, G.C., Di Tommaso, A. (editors): Fracture mechanics of concrete: Structural application and numerical calculation. Martinus Nijhoff, The Hague, 1985, 276 p.
- [1.17] Reinhardt, H.W.: The role of fracture mechanics in rational rules for concrete design. IABSE PERIODICA, No 1, IABSE Surveys, S-34/86, February 1986, 15 p.
- [1.18] Carpinteri, A.: Mechanical damage and crack growth in concrete - Plastic collapse to brittle failure. Martinus Nijhoff, Dordrecht, 1986, 234 p.
- [1.19] Paillex, E.: Le béton des barrages. SIKA Finanz AG, Baar, 1985, 98 p.
- [1.20] Wieland, M.: Erdbebenbedingte dynamische Beanspruchung einer Gewichtsmauer mit Berücksichtigung der Interaktion des Stausees. Dissertation ETH Zürich, VAW-Mitteilungen 32, 1978.

Kapitel 2:

- [2.1] Bazant, Z.P., Oh, B.H.: Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, Vol. 16, No 93, 1983, pp. 155-177.
- [2.2] Cedolin, L., Dei Poli, S., Iori, I.: Tensile behaviour of concrete. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 113, No 3, 1987, pp.431-449.
- [2.3] Jaquot, P., Rastogi, P.K.: Speckle metrology and holographic interferometry applied to the study of cracks in concrete. in 'Fracture Mechanics of Concrete' edited by F.H.Wittmann, Elsevier, Amsterdam, 1983, pp. 113-155.
- [2.4] Regnault, Ph., Brühwiler, E.: Holographic interferometry for the determination of fracture process zone in concrete. Contribution to the International Conference on 'Fracture and Damage of Concrete and Rock', Vienna, 1988. (to be published in the *Journal of engineering Mechanics*)
- [2.7] Mindess, S., Nadeau, J.S.: Effect of notch width on K_{IC} for mortar and concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, 1976, pp. 529-534.
- [2.8] Hahn, H.G.: *Bruchmechanik*. Teubner, Stuttgart, 1976, 221p.
- [2.9] Schwalbe, K.-H.: *Bruchmechanik metallischer Werkstoffe*. Hanser-Verlag, München, 1980.
- [2.10] Swamy, R.N.: Fracture mechanics applied to concrete. in 'Developments in Concrete Technology-1' edited by F.D.Lydon, Applied Science Publishers Ltd., London, 1979, pp. 221-281.
- [2.11] Petersson, P.E.: Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials. Ph.D. Thesis, Report TVBM-1006, Lund Institute of Technology, Sweden, 1981.
- [2.12] Sok, C., Baron, J., François, D.: Mécanique de la rupture appliquée au béton hydraulique. *Cement and Concrete Research*, Vol.9, 1979, pp. 641-648.
- [2.13] Swartz, S.E., Go, C.G.: Validity of compliance calibration to cracked concrete beams in bending. *Experimental Mechanics*, Vol.24, No 2, 1984, pp. 129-134.
- [2.14] Jenq, Y., Shah, S.P.: Two parameter fracture model for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, No 111, 1985, pp. 1227-1241.
- [2.15] Hillerborg, A.: Analysis of one single crack. see [2.3], pp. 223-249.
- [2.16] Hillerborg, A., Modeer, M., Petersson, P.E.: Analysis of formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, Vol.6, 1976, pp. 773-782.
- [2.17] Bazant, Z.P., Cedolin, L.: Finite Element modelling of crack band propagation. *Journal of Structural Engineering*, Vol.109, 1983, pp.69-82.
- [2.18] Roelfstra, P.E., Wittmann, F.H.: Numerical modelling of fracture of concrete. SMIRT-9, Transactions, Vol. H, Balkema, Rotterdam, 1987, pp. 41-49.
- [2.19] Wittmann, F.H., Metzener-Gheorghita, I.: Fracture toughness of concrete determined on large specimens. *Materials and Structures*, Vol. 18, No 104, 1985, pp. 93-95.
- [2.20] Chhuy, S., Cannard, G., Acker, P., Robert, J.-L.: Etude expérimentale de l'endommagement du béton. *Bulletin No 145, Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 1986, pp. 37-44.
- [2.21] Zaitsev, Y.B., Wittmann, F.H.: Simulation of crack propagation and failure in concrete. *Materials and Structures*, Vol. 14, No 83, 1981, pp. 357-364.
- [2.22] Hu, X.Z., Cotterell, B., Mai, Y.-W.: Computer simulation models of fracture in concrete. in 'Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete' edited by F.H. Wittmann, Elsevier, Amsterdam, 1986, pp. 91-100.
- [2.23] Schorn, H.: Numerical simulation of composite materials as concrete. see [2.22], pp. 177-188.

- [2.24] Roelfstra, P.E., Sadouki, H., Wittmann, F.H.: Le béton numérique. Matériaux et Constructions, Vol. 18, No 107, 1985, pp. 327-335.
- [2.25] Sadouki, H.: Simulation et analyse du comportement mécanique de structures composites. Thèse de doctorat, EPF Lausanne, LMC, 1987.
- [2.26] Roelfstra, P.E.: Numerical concrete. Doctoral Thesis, ETH Lausanne, 1988.
- [2.27] Chappell, J.F., Ingraffea, A.R.: A fracture mechanics investigation of cracking of Fontana Dam. Department of Structural Engineering Report 81-7, Cornell University, Ithaca, NY, 1981.
- [2.28] Saouma, V.E.: Interactive finite element analysis of reinforced concrete: a fracture mechanics approach. Department of Structural Engineering Report 81-5, Cornell University, Ithaca, NY, 1981.
- [2.29] Ingraffea, A.R., Saouma, V.E.: Numerical modelling of discrete crack propagation in reinforced and plain concrete. Chapter 4 in 'Application of Fracture Mechanics to Concrete Structures', G.C. Sih and A. Di Tommaso (editors), Martinus Nijhoff Publishers, 1984.
- [2.30] Linsbauer, H.N.: Das Tragverhalten von Betonbauwerken des konstruktiven Wasserbaues: Einfluss von Rissbildungen. Institut für konstruktiven Wasserbau, TU Wien, Bericht Nr. 21, 1987.
- [2.31] Linsbauer, H.N., Ingraffea, A.R., Rossmann, H.P.: Computer simulation of cracking in a large arch dam. Journal of the Structural Division, ASCE, to appear, 1988.
- [2.32] Saouma, V.E., Ayari, M.L., Boggs, H.: Fracture mechanics of concrete gravity dams. SEM/RILEM International Conference on Fracture of Concrete and Rock, Houston, Proceedings, S.P. Shah and S.E. Swartz (editors), pp. 496-519.
- [2.33] Linsbauer, H.N.: Fracture mechanics models for characterizing crack behaviour in concrete gravity dams. Transactions, Vol. 2, Q57, R38, 15th ICOLD, Lausanne, 1985, pp. 279-292.
- [2.34] Yu Yaozhong, Zhang Yanqiu: Stability analysis of vertical cracks on upstream face of diamond head buttressed dam at Zhexi Hydropower Station. see [2.22], pp. 597-606.
- [2.35] Tu Chualin: A study of cracking of Zhexi diamond head buttress dam and its strengthening measures. see [2.33], pp. 653-670.
- [2.36] Chapuis, J., Rebera, B., Zimmermann, Th.: Numerical approach of crack propagation analysis in gravity dams during earthquakes. see [2.33], pp. 451-474.
- [2.37] Kupfer, H.B.: Das Verhalten des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung. Technische Hochschule München, Lehrstuhl für Massivbau, Bericht Nr. 78, 1969.

Kapitel 3:

- [3.1] Notter, R.: Schallemissionsanalyse für Beton im dehnungsgesteuerten Zugversuch. Dissertation, Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, ETH Zürich, 1982.
- [3.2] Helbling, A.K., Brühwiler, E.: Eine neue Halterung für Zugversuche mit Beton-Probekörpern. Material+Technik, Nr. 4, 1987, pp. 103-107.
- [3.3] Gopalaratnam, V.S., Shah, S.P.: Softening response of plain concrete in direct tension. ACI Journal, Vol. 82, No 3, 1985, pp. 310-324.
- [3.4] Hillerborg, A., Modeer, M., Petersson, P.E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and Finite Elements. Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976, pp. 773-782.
- [3.5] Eligehausen, R., Sawade, G.: Verhalten von Beton auf Zug. Betonwerk + Fertigteiltechnik, Hefte 5+6, 1985, pp. 315-322, resp. 389-391.

- [3.6] Brühwiler, E.: Versuche über den Einfluss von Druckvorlasten auf das Verhalten von Staumauerbeton unter Zug bei hohen Dehngeschwindigkeiten. Versuchsbericht, LMC, ETH Lausanne, 1987, 52p.
- [3.7] Hordijk, D.A., Reinhardt, H.W., Cornelissen, H.A.W.: Fracture mechanics parameters of concrete from uniaxial tensile tests as influenced by specimen length. Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete and Rock, Houston, 1987, Proceedings, S.P. Shah and S.E. Swartz (editors), pp. 138-149.
- [3.8] RILEM Draft Recommendation (50-FMC): Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. Materials and Structures, Vol. 18, 1985, pp. 287-290.
- [3.9] Brühwiler, E.: Bestimmung der bruchmechanischen Kenngrößen von Beton aus dem 3-Punkt-Biegeversuch. Semesterarbeit am Institut für Baustoffe Werkstoffchemie und Korrosion, ETH Zürich, 1983.
- [3.10] Hillerborg, A.: Results of three comparative test series for determining the fracture energy of concrete. Materials and Structures, Vol. 18, No 107, 1985, pp. 407-413.
- [3.11] Roelfstra, P.E., Wittmann, F.H.: Numerical method to link strain softening with failure of concrete. in 'Fracture Toughness and Fracture Energy' edited by F.H. Wittmann, Elsevier, Amsterdam, 1986, pp. 163-175.
- [3.12] Rots, J.G.: Strain-softening analysis of concrete fracture specimens. in 'Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete' edited by F.H. Wittmann, Elsevier, Amsterdam, 1986, pp. 137-148.
- [3.13] Wittmann, F.H., Rokugo, K., Brühwiler, E., Mihashi, H., Simonin, Ph.: Fracture energy and strain-softening of concrete as determined by compact tension specimens. Materials and Structures, Vol. 21, 1988, pp. 21-32.
- [3.14] E 399-83, Standard test method for plane-strain fracture toughness of metallic materials, Annual Book of ASTM Standards, 1983.
- [3.15] Pak, A.P., Trapeznikov, L.P.: Experimental investigations based on the Griffith-Irwin theory processes of the crack development in concrete. Proc. of the fourth Int. Conf. on Fracture, Waterloo, Kanada, Pergamon Press, 1977, pp. 1531-1539.
- [3.16] Hillemeier, B., Hilsdorf, H.K.: Fracture mechanics studies on concrete compounds. Cement and Concrete Research, Vol. 7, 1977, pp. 523-536.
- [3.17] Tschegg, E.K., Linsbauer, H.N.: Prüfeinrichtung zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten. Patentschrift No. A-233/86 (01.02.1986), Oestereichisches Patentamt.
- [3.18] Linsbauer, H.N., Tschegg, E.K.: Die Bestimmung der Bruchenergie von zementgebundenen Werkstoffen an Würfelproben. Zement und Beton, 31, 1986, pp. 38-40.
- [3.19] Buschor, D.: Détermination de l'énergie de rupture du béton par l'essai de fendage. Travail pratique, LMC, EPF Lausanne, 1986, 28p.
- [3.20] Petersson, P.E.: Fracture energy of concrete: Practical performance and experimental results. Cement and Concrete Research, Vol. 10, 1980, pp. 91-101.
- [3.21] Rokugo, K., Ohno, S., Koyanagi, W.: Automatical measuring system of load-displacement curves including post-failure region of concrete specimens. in 'Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete' edited by F.H. Wittmann, Elsevier, Amsterdam, 1986, pp. 403-412.
- [3.22] Carpinteri, A., Di Tommaso, A., Fanelli, M.: Influence of material parameters and geometry on cohesive crack propagation. in 'Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete' edited by F.H. Wittmann, Elsevier, Amsterdam, 1986, pp. 117-136.
- [3.23] Bentur, A., Mindess, S., Banthia, N.: The behaviour of concrete under impact loading: Experimental procedures and method of analysis. Materials and Structures, Vol. 19, No 113, 1986, pp. 371-378.
- [3.24] Wittmann, F.H.: Neue Wege zur Beschreibung des Versagens von Beton. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 14, 1986, pp. 299-301.

Kapitel 4

- [4.1] Paillex, E.: Le béton des barrages. SIKA Finanz AG, Baar, 1985, 98p.
- [4.2] Roelfstra, P.E., Sadouki, H.: FRACTURE I: Theory and applications. LMC, EPF Lausanne, 1986.
- [4.3] Roelfstra, P.E., Wittmann, F.H.: Numerical method to link strain softening with failure of concrete. in 'Fracture Toughness and Fracture Energy', edited by F.H. Wittmann, Elsevier, Amsterdam, 1986, pp. 163-175.
- [4.4] Hillerborg, A., Modeer, M., Petersson, P.E.: Analysis of formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite Elements. Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976, pp. 773-782.
- [4.5] Rots, J.: Strain softening analysis of concrete fracture specimens. see [4.3], pp. 137-148.
- [4.6] Alvaredo, A.M., Torrent, R.J.: The effect of the shape of the strain softening diagram on the bearing capacity of concrete beams. Materials and Structures, Vol. 20, No 120, 1987, pp. 448-454.
- [4.7] Rokugo, K., Brühwiler, E., Mihashi, H., Wittmann, F.H.: Methods to determine fracture energy and strain softening of concrete. SMIRT-9, Transactions, Vol. H, Balkema, Rotterdam, 1987, pp. 15-23.
- [4.8] Wittmann, F.H., Rokugo, K., Brühwiler, E., Mihashi, H., Simonin, Ph.: Fracture energy and strain softening of concrete as determined by compact tension specimens. Materials and Structures, Vol. 21, 1988, pp. 21-32.
- [4.9] Brühwiler, E.: Versuche über den Einfluss von Druckvorlasten auf das Verhalten von Staumauerbeton unter Zug bei hohen Dehngeschwindigkeiten. Versuchsbericht, LMC, ETH Lausanne, 1987, 52p.
- [4.10] Hordijk, D.A., Reinhardt, H.W., Cornelissen, H.A.W.: Fracture mechanics parameters of concrete from uniaxial tensile tests as influenced by specimen length. Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete and Rock, Houston, 1987, Proceedings, edited by S.P. Shah and S.E. Swartz, pp. 138-149.
- [4.11] Kleinschrodt, H.D., Winkler, H.: The influence of the maximum aggregate size and the size of the specimen on fracture mechanics parameters. see [4.3], pp. 391-402.
- [4.12] Carpinteri, A., Di Tommaso, A., Ferrara, G., Melchiorri, G.: Experimental evaluation of concrete fracture energy through a new identification method. see [4.3], pp. 423-436.
- [4.13] Hilsdorf, H.K., Brameshuber, W.: Size effects in the experimental determination of fracture mechanics parameters. in 'Application of Fracture Mechanics to Cementitious Composites', Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop, edited by S.P. Shah, Martinus Nijhoff Publishers, The Netherlands, 1985, pp. 361-397.
- [4.14] Petersson, P.E.: Fracture energy of concrete: Practical performance and experimental results. Cement and Concrete Research, Vol. 10, 1980, pp. 91-101.
- [4.15] Mindess, S.: The effect of specimen size on fracture energy of concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 14, 1984, pp. 431-436.
- [4.16] Tian, M., Huang, S., Liu, E., Wu, L., Lang, K., Yang, Z.: Fracture toughness of concrete. see [4.3], pp. 299-306.
- [4.17] Xu, S., Chen, S., Zhao, G.: Development of fracture mechanics of concrete in China. see [4.3], pp. 363-374.
- [4.18] Zaitsev, Y.N., Kovler, K.L.: Notch sensitivity of concrete and size effect. see [4.3], pp. 343-346.
- [4.19] Shah, S.P., McGarry, F.J.: Griffith fracture criterion and concrete. Journal of Engineering Division, ASCE, 1971, pp. 1663-1675.
- [4.20] Mindess, S., Nadeau, J.S.: Effect of notch width on K_{IC} for mortar and concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976, pp. 529-534.

- [4.21] Hillerborg, A.: Results of three comparative test series for determining the fracture energy of concrete. *Materials and Structures*, Vol. 18, No 107, 1985, pp. 407-413.
- [4.22] Nallathambi, P., Karihaloo, B.L., Heaton, B.S.: Various size effects in fracture of concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 15, 1985, pp. 117-126.
- [4.23] Wolinski, S., Hordijk, D.A., Reinhardt, H.W., Cornelissen, H.A.W.: Influence of aggregate size on fracture mechanics parameters of concrete. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, Vol. 9, No 2, 1987, pp. 95-103.
- [4.24] Cornelissen, H.A.W., Hordijk, D.A., Reinhardt, H.W.: Experiments and theory for the application of fracture mechanics to normal and lightweight concrete. see [4.3], pp. 565-575.
- [4.25] Wittmann, F.H.: Neue Wege zur Beschreibung des Versagens von Beton. *Schweizer Ingenieur und Architekt*, Nr. 14, 1986, pp. 299-301.
- [4.26] Hillerborg, A.: A comparison between the size effect law and the fictitious crack model. in 'Dei Poli Anniversary Volume' edited by L. Cedolin, Politecnico di Milano, Milano, 1985, pp. 329-334.
- [4.27] Bazant, Z.P., Oh, B.H.: Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structure*, Vol. 16, No 93, 1983, pp. 155-177.
- [4.28] Bazant, Z.P.: Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 110, 1984, pp. 518-535.
- [4.29] Bazant, Z.P.: Fracture energy of heterogeneous materials and SEM/RILEM International Conference on Fracture of Concrete and Rock, Houston, Preprints edited by S.P. Shah and S.E. Swartz, 1987, pp. 390-402.
- [4.30] Hillerborg, A.: The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_f of concrete. *Materials and Structures*, Vol. 18, 1985, pp. 291-296.

Kapitel 5

- [5.1] Mindess, S., Shah, S.P. (editors): Cement-based composites: Strain rate effects of fracture. *MRS Symposia-Proceedings*, Vol. 64, Materials Research Society, Pittsburgh, 1986.
- [5.2] Suaris, W., Shah, S.P.: Properties of concrete subjected to impact. *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 109, 1983, pp. 1727-1743.
- [5.3] Ammann, W.: Stahlbeton- und Spannbetontragwerke unter stossartiger Belastung. Dissertation, ETH Zürich, IBK-Bericht Nr. 142, Birkhäuser Basel, 1983.
- [5.4] Chappuis, Ph.: Modélisation non-linéaire du comportement du béton sous des sollicitations dynamiques. Dissertation, ETH Zürich, IBK-Bericht Nr. 155, Birkhäuser Basel, 1987.
- [5.5] Zielinski, A.J., Reinhardt, H.W.: Stress-strain behaviour of concrete and mortar at high rates of tensile loading. *Cement and Concrete Research*, Vol. 12, 1982, pp. 309-319.
- [5.6] Tiniç, C., Brühwiler, E.: Effect of compressive loads on the tensile strength of concrete at high strain rates. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, Vol. 7, 1985, pp.103-108.
- [5.7] Körmeling, H.A.: The rate theory and the impact tensile behaviour of plain concrete. in 'Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete', edited by F.H.Wittmann, Elsevier, Amsterdam, 1986, pp.467-477.
- [5.8] Cornelissen, H.A.W., Reinhardt, H.W.: Effect of static and fatigue preloading on residual strength and stiffness of plain concrete. in 'Fracture Control of Engineering Structures', Vol. 3, H.C. van Eist and A.Baker (editors), Amsterdam, 1986, pp.2087-2103.

- [5.9] Cook, D.J., Chindaprasirt, P.: Influence of loading history upon the compressive properties of concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 32, No 111, 1980, pp. 89-100.
- [5.10] Cook, D.J., Chindaprasirt, P.: Influence of loading history upon the tensile properties of concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 33, No 116, 1981, pp. 154-160.
- [5.11] Sri Ravindrarajah, R.: Additional data on the phenomenon of the effect of prestained loading. Int. Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 4, No 4, 1982, pp. 251-252.
- [5.12] Brühwiler, E., Flückiger, D., Rösli, A.: Versuche über den Einfluss hoher Dehngeschwindigkeiten auf die Festigkeit und das Verformungsverhalten von Beton. Versuchsbericht, IBWK, ETH Zürich, 1986.
- [5.13] Brühwiler, E.: Versuche über den Einfluss von Druckvorlasten auf das Verhalten von Staumauerbeton unter Zug bei hohen Dehngeschwindigkeiten. Versuchsbericht, LMC, ETH Lausanne, 1987.
- [5.14] Brühwiler, E.: Comportement du béton de masse sous charges sismiques. Chantiers, Vol. 18, 1987, pp. 1129-1132.
- [5.15] Chappuis, Ph.: Anforderungen an die Versuche im Rahmen des Forschungsprojektes 'Verhalten von Beton bei rascher Zug-Druck-Beanspruchung'. IBK-interner Bericht, ETH Zürich, 1983.
- [5.16] Brühwiler, E., Chappuis, Ph.: Verhalten von Staumauerbeton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten und nach Vorbelastungsgeschichten: Probekörper und Versuchsprogramm. Interner Bericht LMC-IBWK-IBK, ETH Lausanne, 1986.
- [5.17] Mihashi, H., Wittmann, F.H.: Stochastic approach to study the influence of rate of loading on strength of concrete. HERON (The Netherlands), No 25, 1980.
- [5.18] Mihashi, H., Izumi, M.: A stochastic theory for concrete fracture. Cement and Concrete Research, Vol. 7, 1977, pp. 411-422.
- [5.19] Brühwiler, E., Rokugo, K., Wittmann, F.H.: Influence of rate of loading on fracture energy and strain softening of concrete. SMIRT-9, Transactions, Vol. H, Balkema, Rotterdam, pp. 25-33.
- [5.20] Mazars, J.: Mechanical damage and fracture of concrete structures. Advances in Fracture Research, Vol. 4, Proceedings ICF5, Cannes, 1981, Pergamon Press, pp. 1499-1506.
- [5.21] Mazars, J.: A model of unilateral elastic damageable material and its application to concrete. see [5.7], pp. 61-71.
- [5.22] Suaris, W., Shah, S.P.: Constitutive model for dynamic loading of concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No 3, 1985, pp. 563-575.
- [5.23] Lorrain, M., Loland, K.E.: Damage theory applied to concrete. in 'Fracture Mechanics of Concrete' edited by F.H.Wittmann, Elsevier, Amsterdam, 1983, pp. 341-369.
- [5.24] Birkimer, D., Lindermann, R.: Dynamic tensile strength of concrete materials. Journal of the American Concrete Institute, 1971.
- [5.25] Zielinski, A.J.: Concrete under biaxial compressive-impact tensile loading. see [5.7], pp. 479-490.
- [5.26] Takeda, J., Tachikawa, H.: Deformation and fracture of concrete subjected to dynamic load. Int. Conf. Mechanical Behaviour of Materials, Kyoto, 1971, Proceedings, pp. 267-277.
- [5.27] Reinhardt, H.W.: Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete. HERON, Vol. 29, No 2, 1984.
- [5.28] Gopalaratnam, V.S., Shah, S.P.: Properties of steel fiber reinforced concrete subjected to impact loading. ACI Journal, 83(8), 1985, pp. 117-126.
- [5.29] Reinhardt, H.: Strain rate effects of the tensile strength of concrete as predicted by thermodynamic and fracture mechanics models. see [5.1], pp. 1-13.

DANK

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 1986-1988 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Assistent am "Laboratoire des Matériaux de Construction (LMC)" an der ETH Lausanne. Herrn Prof. Dr. F.H. Wittmann danke ich, dass er mir verschiedene Forschungsrichtungen aufgezeigt, sein Wissen und seine Erfahrung gezielt vermittelt sowie eine grosse Freiheit bei der Durchführung der Arbeit gewährt hat.

Herrn Prof. Dr. A. Rösli, bei dem ich als Student zum ersten Mal mit der Bruchmechanik von Beton in Kontakt kam, danke ich für die Uebernahme des Korreferates und die wertvollen Anregungen zum vorliegenden Manuskript sowie für die sehr konstruktiven Diskussionen im Verlaufe der gesamten Forschungsarbeit.

Diese Arbeit wurde im Rahmen des Forschungsprogrammes "Erdbeben und Staumauern" durchgeführt, das vom Bundesamt für Wasserwirtschaft finanziert wird. Ich bedanke mich bei Herrn Dr. R. Biedermann, Chef der Sektion Talsperren, für die finanzielle Unterstützung dieser interessanten Forschungsarbeit, die Uebernahme des Korreferates sowie für sein Interesse und Engagement für dieses Sachgebiet.

Herrn Prof. R. Lafitte und Herrn Doz. Dr. H.N. Linsbauer danke ich für die Uebernahme des Korreferates und die nützlichen Anregungen zur vorliegenden Arbeit.

Meinen beiden engsten Mitarbeitern am LMC, den Herren dipl. Ing. P. Roelfstra und C. Kamp, danke ich für viele Diskussionen zum Sachgebiet sowie für die kritische Durchsicht des Manuskripts.

Herrn dipl. Phys. Ph. Regnault vom IMAC danke ich für die Durchführung der optischen Versuche und die Diskussionen bei der Interpretation der Ergebnisse. Herrn Dr. Ph. Chappuis, ehemaliger Mitarbeiter am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich, danke ich für die Zusammenarbeit im Rahmen des Forschungsprogrammes sowie für die Durchsicht des 5. Kapitels.

Herrn Prof. Dr. M.A. Hirt vom Institut für Stahlbau (ICOM) danke ich für wertvolle Diskussionen technischer und allgemeiner Art.

Die Durchführung der teilweise aufwendigen Versuche war nur durch den Einsatz der Institutsmitarbeiter am LMC, am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion (IBWK) der ETH Zürich sowie an der EMPA Dübendorf möglich:

Meinen Kolleginnen und Kollegen am LMC, insbesondere den Herren M. Dizerens, M. Vuong und G. DiMeo, danke ich für verschiedene Arbeiten im Verlaufe der gesamten Forschungstätigkeit, die Herstellung der mechanischen Teile für die Versuche und die Mithilfe bei der Probekörperherstellung.

Den Mitarbeitern am IBWK, insbesondere den Herren A.K. Helbling und J. Inhelder, danke ich für die sehr angenehme Zusammenarbeit bei der Durchführung der Zugversuche.

Den Mitarbeitern der Abteilung "Beton und Bindemittel" der EMPA wird für die Herstellung der zylindrischen Probekörper aus Solis-Staumauerbeton gedankt.

Schliesslich möchte ich mich bei all meinen Freunden und Familienangehörigen sowie ganz besonders bei meiner Freundin Lilo Tobler für die Aufmunterungen, das Verständnis und die Geduld bedanken.

Lausanne, Juli 1988

Eugen Brühwiler

LEBENS LAUF

Eugen BRÜHWILER

geboren am 19. November 1958

Nationalität: Schweizer (Bürger von Dussnang TG)

Privatadresse: Avenue de Florimont 14
1006 Lausanne

Sprachen: Deutsch (Muttersprache), Französisch, Englisch

Ausbildung:

Volksschulen in Regensdorf ZH und Dussnang TG

Gymnasium (Oberrealschule) an der Kantonsschule Frauenfeld TG
Abschluss mit Maturität (Typus C), September 1978

1978-1983: Bauingenieurstudium an der ETH Zürich
(1981: Unterbruch des Studiums wegen Militärdienst)
Bauingenieurdiplom an der ETH Zürich, Dezember 1983
(Diplomarbeit bei Prof. Rösli über die "Beschreibung des Zugverhaltens von Beton bei rascher Beanspruchung und nach Vorbelastung".)

Berufliche Laufbahn:

Assistent am Institut für Stahlbau (ICOM, Prof. Badoux und Prof. Hirt) an der ETH Lausanne, Jan. 1984 - Dez. 1985.
Forschungsarbeiten auf folgenden Gebieten: Ermüdungsverhalten genieteteter Brückenbauteile, bruchmechanische Beurteilung angerissener Brückenbauteile.
Mitarbeit bei Expertisen (Restlebensdauer genieteteter Brücken, dynamisches Verhalten einer Achterbahn) und Normen (SIA 160).

Teilzeitarbeit am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion (IBWK, Prof. Rösli) an der ETH Zürich, März 1985 - August 1985.
Forschungsarbeiten über das Verhalten von Beton unter erdbebendynamischen Belastungen.

Assistent am Institut für Werkstoffe im Bauwesen (LMC, Prof. Wittmann) an der ETH Lausanne, Jan. 1986 - Dez. 1988.
Forschungsarbeiten auf folgenden Gebieten: Bruchmechanik von Beton und anderen Werkstoffen im Bauwesen, Versagen von Staumauerbeton unter erdbebendynamischen Belastungen.
Mitarbeit in zwei RILEM-Kommissionen über die Bruchmechanik von Beton.

Aus den verschiedenen Forschungsarbeiten resultierten bisher insgesamt 23 Publikationen als Artikel in Fachzeitschriften, als Beiträge zu Konferenzen und als Versuchsberichte.

