

Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung

Dissertation
zur Erlangung des Grades
Doktor-Ingenieur
der
Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der
Ruhr-Universität Bochum

von
Dipl.-Ing. Hurşit Ibuk

Bochum 2008

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2003 bis 2008 während meiner Mitarbeit am Lehrstuhl für Baustofftechnik sowie im Sonderforschungsbereich 398 „Lebensdauerorientierte Entwurfskonzepte“ an der Ruhr-Universität Bochum. Sie wurde von der dortigen Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften als Dissertation anerkannt. Für die finanzielle Unterstützung danke ich der Deutschen Forschungsgemeinschaft.

Ich möchte mich an dieser Stelle bei allen bedanken, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn Professor R. Breitenbücher für die wissenschaftliche Betreuung und Förderung. Herrn Professor F. Stangenberg danke ich für sein Interesse an der vorliegenden Arbeit und die freundliche Übernahme des zweiten Gutachtens.

Weiterhin bedanke ich mich bei allen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Lehrstuhls sowie im Sonderforschungsbereich für die stets gute und konstruktive Zusammenarbeit. Besonderer Dank gebührt Herrn Dr.-Ing. H. Alawieh für die äußerst wertvollen Ratschläge und Anregungen während der Durchführung dieser Arbeit.

Abschließend möchte ich meiner Familie für ihre Unterstützung danken, insbesondere meiner Frau Rabia, die mir in den letzten Jahren verständnisvoll und aufmunternd zur Seite stand.

Bochum, November 2008

Hurşit Ibuk

Tag der Einreichung:	28.11.2008
Tag der mündlichen Prüfung:	13.03.2009
1. Gutachter:	Prof. Dr.-Ing. R. Breitenbücher
2. Gutachter:	Prof. Dr.-Ing. F. Stangenberg

Kurzfassung

Druckschwellbelastungen, die im Laufe der Nutzungsdauer auf ein Betontragwerk einwirken, können zu Veränderungen sowohl im Betongefüge als auch im lastabhängigen Betonverhalten führen. Detaillierte Kenntnisse über das Betonverhalten in diskreten Zwischenzuständen innerhalb der Nutzungsdauer können in die Lebensdauerplanung eines neu zu errichtenden Betontragwerks oder einer Umnutzung einbezogen werden. Für diese Betrachtungen stehen bisher keine aussagekräftigen Informationen über die allmählichen Veränderungen der maßgeblichen mechanischen Betoneigenschaften (Druckfestigkeit, statischer E-Modul) infolge der Druckschwellbelastung zur Verfügung. Jedoch sind diese hierfür von wesentlichem Interesse.

In der vorliegenden Arbeit wurden daher Druckschwellversuche an Betonprobekörpern durchgeführt. Die ggf. auftretenden Veränderungen in den maßgebenden mechanischen Betoneigenschaften wurden an unterschiedlichen Zwischenzuständen bestimmt.

In den umfangreichen Untersuchungen wurden unterschiedliche Betontypen (Normalbeton, Luftporenbeton, hochfester Beton) berücksichtigt. Hauptsächlich wurden einstufige Druckschwellbelastungen durchgeführt. Für diese Versuche wurde die untere Spannung auf 10 % der statischen Druckfestigkeit f_c (Kurzzeitfestigkeit) eingestellt, wohingegen drei unterschiedliche obere Spannungen ($0,60 f_c$; $0,675 f_c$ und $0,75 f_c$) berücksichtigt wurden.

Basierend auf den Versuchsergebnissen dieser Arbeit konnte festgestellt werden, dass eine durch die Druckschwellbelastung verursachte Mikrorissbildung die Spannungs-Dehnungslinie insbesondere durch einen Abfall des statischen E-Moduls verändert. Hingegen blieb die Druckfestigkeit nahezu unverändert. Zudem wurde nachgewiesen, dass der Abfall des statischen E-Moduls durch die Ermüdungsdehnung (Dehnungszunahme durch die Druckschwellbelastung) beschrieben werden kann. Der Zuwachs der Ermüdungsdehnung korrelierte näherungsweise linear mit dem Abfall des statischen E-Moduls. Weiterhin konnte gezeigt werden, dass dieser Zusammenhang im untersuchten Belastungsbereich unabhängig von Belastungsparametern (Spannungsniveau, Lastzyklenzahl) gilt. Abschließend mündeten diese Erkenntnisse in eine analytische Beschreibung des Vorbruchbereichs der Spannungs-Dehnungslinie von druckschwellbelastetem Beton. Erstmals wurde dabei der Schädigungszustand mit einem dehnungsabhängigen Ansatz beschrieben.

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG UND ZIELSETZUNG.....	1
2	VERHALTEN VON BETON UNTER DRUCKBELASTUNG.....	3
2.1	FORMÄNDERUNG VON BETON.....	3
2.2	BETON UNTER STATISCHER DRUCKBELASTUNG.....	3
2.3	KRIECHEN VON BETON	10
2.4	BETON UNTER DRUCKSCHWELLBELASTUNG.....	12
2.4.1	<i>Ermüdung von Beton</i>	<i>12</i>
2.4.2	<i>Wöhlerlinie.....</i>	<i>13</i>
2.4.3	<i>Dehnungsverlauf infolge Druckschwellbelastung</i>	<i>19</i>
2.4.4	<i>Veränderung der Spannungs-Dehnungslinie.....</i>	<i>21</i>
2.4.5	<i>Auswirkungen auf den E-Modul</i>	<i>23</i>
2.4.6	<i>Auswirkungen auf die Druckfestigkeit</i>	<i>25</i>
2.5	WEITERE ERMÜDUNGSRELEVANTE BELASTUNGEN.....	27
2.6	SCHADENSAKKUMULATIONSHYPOTHESEN.....	29
3	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	32
3.1	VERSUCHSKONZEPT	32
3.2	VERSUCHSPROGRAMM.....	33
3.3	BELASTUNGSEINRICHTUNG UND PROBEKÖRPER	35
3.4	UNTERSUCHUNGSMETHODEN	36
4	VERSUCHSERGEBNISSE	40
4.1	ZUNAHME DER LÄNGSDEHNUNGEN	40
4.2	VERÄNDERUNGEN IN DER SPANNUNGS-DEHNUNGSLINIE	43
4.3	VERÄNDERUNGEN IM E-MODUL	45
4.4	BESTIMMUNG DER ERMÜDUNGSDEHNUNG VON BETON.....	50
4.5	DAUERSTAND- UND DRUCKSCHWELLBELASTUNGEN IM VERGLEICH.....	52
5	AUSWERTUNGEN AUF BASIS DER ERMÜDUNGSDEHNUNG.....	54
5.1	KORRELATION ZWISCHEN $\epsilon_{FAT,MAX}$ UND E_{STAT} FÜR UNTERSCHIEDLICHE S_{MAX}	54
5.2	EINFLUSS DER MATRIX AUF DAS VERHÄLTNIS ZWISCHEN $\epsilon_{FAT,MAX}$ UND E_{STAT} ...	55

5.3	EINFLUSS DER GESTEINSKÖRNUNG AUF DAS VERHÄLTNISS ZWISCHEN $\epsilon_{FAT,MAX}$ UND E_{STAT}	56
5.4	ZWEISTUFIGE LASTSZENARIOS UND REIHENFOLGEEFFEKT	57
5.5	VERÄNDERUNGEN DER ZUR DRUCKFESTIGKEIT KORRESPONDIERENDEN DEHNUNG ϵ_U	57
5.6	DRUCKSCHWELLBELASTUNGEN IM DAUERSCHWINGFESTIGKEITSBEREICH.....	58
5.7	STREUUNGEN VON $\epsilon_{FAT,BRUCH}$ UND N_F IM VERGLEICH.....	61
6	SPANNUNGS-DEHNUNGSLINIE DRUCKSCHWELLBELASTETER BETONE.....	62
6.1	SPANNUNGS-DEHNUNGSLINIE VON BETON NACH MODEL CODE 1990	62
6.2	SPANNUNGS-DEHNUNGSLINIE UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER ERMÜDUNG..	63
6.2.1	<i>Dehnungsabhängige Formulierung der Schädigung.....</i>	<i>63</i>
6.2.2	<i>Bezogener statische E-Modul E_{stat} in Abhängigkeit von $\epsilon_{fat,max}$</i>	<i>64</i>
6.2.3	<i>Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie.....</i>	<i>65</i>
6.2.4	<i>Parameter η.....</i>	<i>68</i>
6.3	ERLÄUTERUNG ZU DEN VARIABLEN.....	69
7	ZUSAMMENFASSUNG	70
8	LITERATURVERZEICHNIS.....	72
9	ANHANG A.....	79
10	ANHANG B.....	94

1 Einleitung und Zielsetzung

Betontragwerke sind während ihrer Lebensdauer sowohl schädigenden Umwelteinflüssen als auch mechanischen Belastungen ausgesetzt. Letztere können oftmals in konstant einwirkende statische Lasten sowie wechselnde zyklische Belastungen, z.B. infolge Wind und Verkehr, untergliedert werden. Die zyklischen Belastungen können zu einer im Laufe der Nutzungsdauer zunehmenden Ermüdung der im Tragwerk verwendeten Baustoffe führen. Ermüdungsbelastungen auf Betontragwerke werden nach dem gegenwärtigen Stand der Norm über die Prävention eines Ermüdungsversagens nach N-Lastzyklen berücksichtigt [13] [14] [15]. Der Ermüdungsnachweis von Betontragwerken erfolgt getrennt nach den verwendeten Baustoffen, i.d.R. Stahl und Beton [14]. Zur Abschätzung der Ermüdungslebensdauer bis zum Ermüdungsversagen existiert für Beton und Stahl bereits eine Vielzahl von Untersuchungen in denen Wöhlerlinien ermittelt wurden [25] [34] [77].

Bei Beton tritt ein Ermüdungsversagen nach N-Lastzyklen nicht schlagartig auf. Vielmehr stellen sich im Laufe der zahlreichen Lastwechsel Veränderungen im Betongefüge ein, die bereits nach nur wenigen Lastzyklen über einen fortlaufenden Prozess der Mikrorissbildung zu einer zunehmenden Schädigung des Betons führen.

Für detailliertere Betrachtungen, sei es bei der Auslegung von Tragwerken für eine definierte Lebensdauer oder bei der Prognose der Restlebensdauer oder für den Nachweis im Rahmen von Umnutzungen bestehender Bauwerke, ist insbesondere bei Druckschwellbelastungen jedoch die Kenntnis der Veränderungen von Steifigkeit und Festigkeit unabdingbar. Während für zyklische Belastungen im Zug- und Biegezugbereich umfangreiche Versuchsergebnisse vorliegen [11] [53] [68] [91], gibt es zur Veränderung verschiedener Materialkenngrößen infolge Druckschwellbelastung kaum belastbare Versuchsergebnisse. Der enorme experimentelle Aufwand und die vergleichsweise großen Streuungen in den Versuchsergebnissen können als Ursache hierfür angeführt werden.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sollen die in den maßgebenden mechanischen Materialkennwerten auftretenden Veränderungen infolge Druckschwellbelastung experimentell bestimmt werden. Für die Betondegradation sollen maßgebliche Ermüdungsparameter festgestellt werden. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse sollen in eine Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie in Abhängigkeit des Schädigungszustands einfließen.

Die übliche Beschreibung des Schädigungszustands erfolgt über das Verhältnis zwischen der auferlegten Lastzyklenzahl N zur Lastzyklenzahl beim Ermüdungsversagen N_f . Aufgrund der sich daraus ergebenden zahlreichen Nachteile (Abschnitt 2.6 und

Abschnitt 5.7) soll in dieser Arbeit erstmalig der Schädigungszustand dehnungsabhängig beschrieben werden.

Schwerpunktmäßig wird in den Untersuchungen ein normalfester Beton behandelt. Daneben findet jedoch auch zum Vergleich ein hochfester Beton und ein Luftporenbeton Verwendung. In dieser Arbeit werden hauptsächlich einstufige Druckschwellbelastungen berücksichtigt. Für diese Versuche wird die untere Spannung stets auf 10 % der statischen Druckfestigkeit f_c (Kurzzeitfestigkeit) eingestellt, wohingegen drei unterschiedliche obere Spannungen ($0,60 f_c$; $0,675 f_c$ und $0,75 f_c$) in die Untersuchungen einbezogen werden.

2 Verhalten von Beton unter Druckbelastung

2.1 Formänderung von Beton

Mechanische Belastungen oder lastfreie Einwirkungen, wie z.B. Temperatur- und Feuchteänderungen, führen im Festbeton zu Formänderungen. Diese können in Abhängigkeit der Größenordnung der Belastung mit Veränderungen im Betongefüge einhergehen. Formänderungen können nach Ursache und Wirkungsmechanismus gemäß Tabelle 2.1 unterschieden werden [35] [66]. Wird eine Formänderung auf die zugehörige Ausgangslänge des Materials bezogen, so spricht man von einer relativen Formänderung oder von einer Dehnung ε .

Tabelle 2.1: Einteilung der Formänderungen nach [35] [66]

	Spannungsabhängig		Nicht spannungsabhängig
	Nicht zeitabhängig	Zeitabhängig	
Umkehrbar reversibel	elastisch ε_{el}	Verzögert elastisch ε_{vel}	Wärmedehnung ε_T Feuchtedehnung ε_S
Nicht umkehrbar irreversibel	Setzdehnung ε_{bl} (bleibend)	Fließdehnung ε_f (verzögert bleibend)	Chemische Dehnung

Formänderungen von Beton können im Allgemeinen hinsichtlich spannungsabhängiger und spannungsunabhängiger Ursache unterschieden werden. Zusätzlich kann eine Einteilung darüber erfolgen, ob die Formänderungen zeitabhängig oder zeitunabhängig sind. Verbleiben die durch die Belastung verursachten Formänderungen nach der Entlastung im Material, so wird von irreversiblen, ansonsten von reversiblen Formänderungen gesprochen. In der Literatur werden in diesem Zusammenhang die Begriffe Formänderung und Verformung bedeutungsgleich angewendet.

2.2 Beton unter statischer Druckbelastung

Äußere mechanische Belastungen führen im Beton zu Druckspannungen σ und dazu korrespondierenden Dehnungen ε . Die Spannungs-Dehnungslinie ergibt sich aus dem Verhältnis zwischen σ und ε (Bild 2.1). Die Spannungs-Dehnungslinie und die daraus abgeleiteten Verformungskennwerte charakterisieren das Verformungsverhalten des Betons in Belastungsrichtung und bilden die Basis für die Bemessung im Stahlbetonbau. Entsprechend der Spannungs-Dehnungslinie wird grundsätzlich zwischen elastischen und viskosen Stoffen mit bleibender Verformung unterschieden. Allerdings exis-

tieren dazwischen zahlreiche Übergangsformen. Während die Komponenten des Betons, Zementstein und Gesteinskörnung, jeweils für sich betrachtet eine nahezu lineare Spannungs-Dehnungslinie aufweisen, weicht die Spannungs-Dehnungslinie für Beton selbst signifikant von einem linearen Verlauf ab (Bild 2.1). Damit erweist sich Beton als ein nicht rein elastischer Stoff und wird daher im Allgemeinen als visko-elastischer Stoff mit Überlagerungen von elastischem und viskosem Verhalten beschrieben.

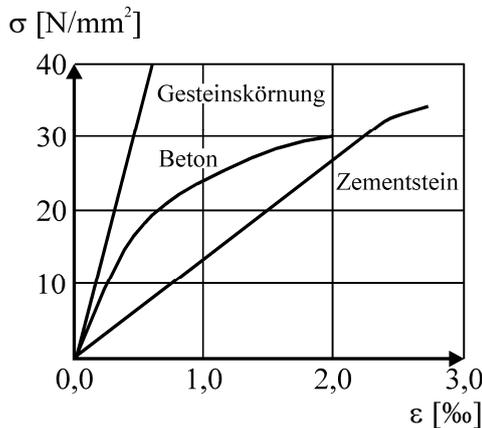


Bild 2.1: Spannungs-Dehnungslinien für Zementstein, Gesteinskörnung und Beton [50]

Im Fall einer konstant ansteigenden Druckspannung kann die Spannungs-Dehnungslinie von Beton in mehrere charakteristische Bereiche aufgeteilt werden (Bild 2.2, links). Daneben kann gleichzeitig ein charakteristischer Verlauf der Volumenänderung festgestellt werden (Bild 2.2, rechts) [45] [71] [74] [82] [92].

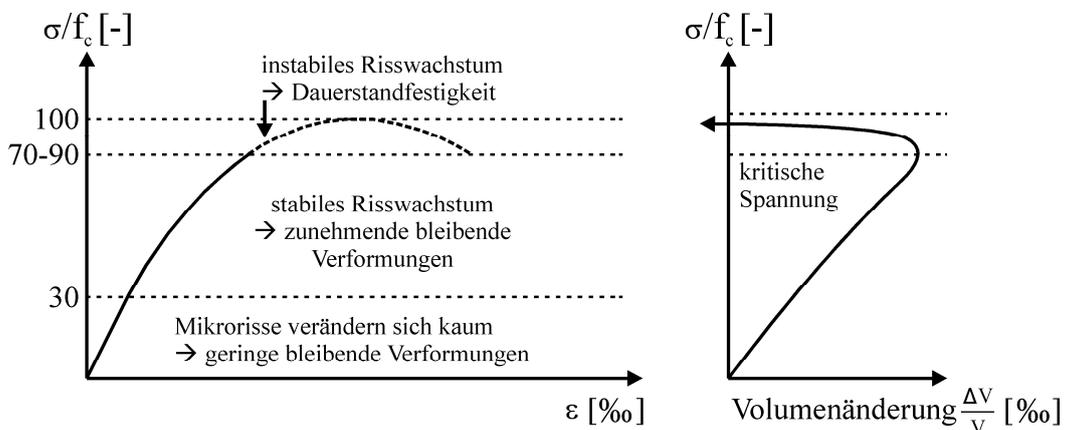


Bild 2.2: Bereiche der Spannungs-Dehnungslinie und Volumenänderung von Beton bei ansteigender einaxialer Druckspannung [45] [71] [74] [82] [92]

Unter einer konstant ansteigenden Druckspannung bleibt das Betongefüge bis zu rd. 30 % der Druckfestigkeit f_c näherungsweise unverändert [45] [74] [82] [92]. Im Fall von normalfestem Beton verändern sich bereits vorhandene Mikrorisse in der Verbundzone zwischen der Gesteinskörnung und der Zementsteinmatrix, die sich infolge des Herstellungs- und Erhärtungsprozesses im Beton ergeben, wenn überhaupt nur marginal [82]. Daher ist u.a. das Verformungsverhalten bei diesen geringen Druckspannungen

gen durch einen annähernd linear-proportionalen Zusammenhang zwischen σ und zugehörigem ε gekennzeichnet (Bild 2.2) [45].

Im Bereich zwischen rd. 30 % und etwa 70 bis 90 % der Druckfestigkeit f_c nehmen diese o.g. Mikrorisse in ihrer Länge und Breite zu und es bilden sich neue Mikrorisse mit ansteigender Druckspannung. Die Mikrorissbildung führt zu einer allmählichen Abnahme der Steigung der Spannungs-Dehnungslinie (Bild 2.2). Jedoch kann in diesem Spannungsbereich lediglich eine geringe Nichtlinearität beobachtet werden. Ausgehend vom unbelasteten Zustand verändern sich die Längsdehnungen mit ansteigender Druckspannung bis zur kritischen Spannung von etwa 70 bis 90 % der Druckfestigkeit f_c im nahezu konstanten Verhältnis zu den Querdehnungen. Im Vergleich zur Querrichtung stellen sich in Längsrichtung bis zur kritischen Spannung etwa fünfmal so hohe Dehnungen ein. Das Volumen des Betons nimmt somit bis zur kritischen Spannung, die etwa mit der Dauerstandfestigkeitsgrenze übereinstimmt, nahezu linear ab [5] [6] [7].

Ab der kritischen Spannung kommt es im Betongefüge zu einem instabilen Mikrorisswachstum, das in begrenzter Zeit zum Bruch führt [82]. Dabei verbinden sich die Mikrorisse in der Verbundzone mit Mikrorissen im Zementstein. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie weicht oberhalb der kritischen Spannung bis zur Druckfestigkeit f_c im stärkeren Maße von der Linearität ab als bis zur kritischen Spannung. Das Volumen, das sich bisher durch die Längsstauchung verringerte, nimmt durch größere Querdehnungen wieder zu (Bild 2.2) [5] [6]. Erreicht die ansteigende Druckspannung die Druckfestigkeit f_c , so können Makrorisse festgestellt werden.

Bei verformungsgesteuerten Druckversuchen kann beim Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie darüber hinaus ein Nachbruchbereich nach Erreichen der zur Druckfestigkeit korrespondierenden Dehnung ε_u festgestellt werden (Bild 2.3, links). Im Nachbruchbereich bilden sich Bruchflächen vornehmlich parallel zur Belastungsrichtung aus, so dass die aufnehmbare Druckspannung bei ansteigender Verformung abgemindert wird [58]. Dieser entfestigende Effekt wird als „Strain-Softening“ bezeichnet.

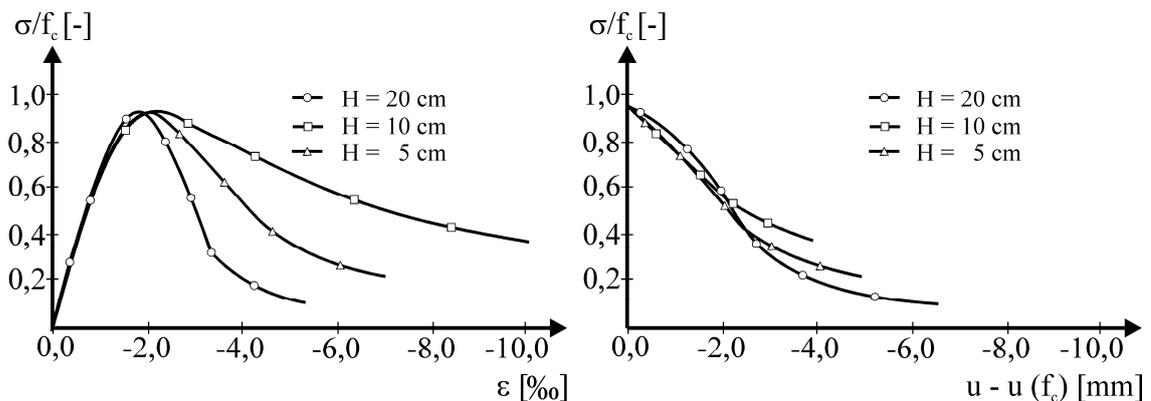


Bild 2.3: Spannungs-Dehnungslinien und Spannungs-Verschiebungslinien im Nachbruchbereich unter einaxialem Druck, gemessen an Betonprismen mit einem Querschnitt von $100 \times 100 \text{ mm}^2$ und unterschiedlichen Höhen [79]

Die Form des Nachbruchbereichs ist sehr stark abhängig von der Höhe des Probekörpers (Bild 2.3, links) [79]. Im Vorbruchbereich ergibt diese Variation der Probekörperhöhe bei unterschiedlichen Druckversuchen hingegen immer die gleiche Form der Spannungs-Dehnungslinie. Die Spannungs-Verschiebungslinien im Nachbruchbereich weichen dabei kaum voneinander ab (Messlänge entspricht dabei der Probekörperhöhe) (Bild 2.3, rechts). Im Nachbruchbereich bilden sich die Bruchflächen nicht gleichmäßig verteilt über das gesamte Volumen, sondern in eng begrenzten Zonen der Probekörper aus (Bruchprozesszone). Daraus resultiert, dass es zu einer Lokalisierung der Schädigung kommt [79]. Die Abhängigkeit der Probekörperhöhe auf die Spannungs-Dehnungslinie wird als Size-Effekt bezeichnet und konnte durch einschlägige Untersuchungen bestätigt werden [30].

Da Beton infolge mechanischer Druckspannungen zeitabhängige Verformungen aufweist, kommt der Belastungsdauer bei der Ermittlung der Spannungs-Dehnungslinie eine maßgebliche Bedeutung zu. Bei einer einaxialen Druckbelastung des Betons ergibt sich beispielsweise je nach Belastungsdauer eine mehr oder weniger stark gekrümmte Spannungs-Dehnungslinie (Bild 2.4) [60].

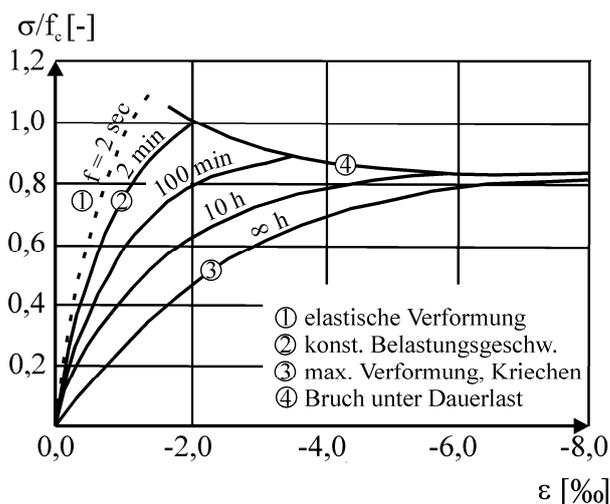


Bild 2.4: Einfluss der Belastungsdauer auf den Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie [60] [87]

Infolge eines Schlages, bei dem eine Druckbelastung in extrem kurzer Zeit auf den Beton übertragen wird ($t \rightarrow 0$), stellt sich ein bis zum Bruch nahezu linearer Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie ein, da in diesem Fall kaum zeitabhängige Verformungen (Kriechen) entstehen können. Auch die Mikrorissbildung infolge einer schlagartigen Belastung unterscheidet sich signifikant zu der infolge einer länger andauernden statischen Belastung. Zudem steigt die Druckfestigkeit f_c des Betons mit abnehmenden Belastungszeiten an. Diese Phänomene werden in der Literatur anhand zweier Mechanismen erklärt:

Mechanismus 1:

Nach Einwirken von schlagartigen Belastungen kann bei normalfesten Betonen beobachtet werden, dass der Anteil der Gesteinskörner, die von einem Riss getrennt sind,

größer ist als bei statischer Belastung [36] [51]. Bei statischen Belastungen tritt aufgrund des höheren E-Moduls der Gesteinskörnung eine Spannungskonzentration in den Gesteinskörnern auf. Wird die Belastung hingegen schlagartig aufgebracht, machen sich die unterschiedlichen Wellengeschwindigkeiten der Betonkomponenten bemerkbar [12]. Die größeren Wellengeschwindigkeiten in den Gesteinskörnungen führen dazu, dass Spannungskonzentrationen in der Gesteinskörnung schneller aufgebaut werden als bei einer statischen Belastung. Diese Spannungskonzentrationen können in der Gesteinskörnung so groß werden, dass die Gesteinskörner selbst eher reißen als im ebenfalls teilweise zerstörten Verbund zwischen Gesteinskörnung und Zementstein [12] [21]. Die höhere Festigkeit der Gesteinskörnungen im Vergleich zur Zementsteinmatrix führt dazu, dass der Beton somit eine höhere Druckfestigkeit f_c im Vergleich zur statischen Belastung erreicht [93]. Bei verformungsgesteuerten Druckversuchen konnte insbesondere bei sehr hohen Dehnraten ($> \text{rd. } 10^2 \text{ s}^{-1}$) eine signifikante Steigerung der Druckfestigkeit f_c festgestellt werden (Bild 2.5).

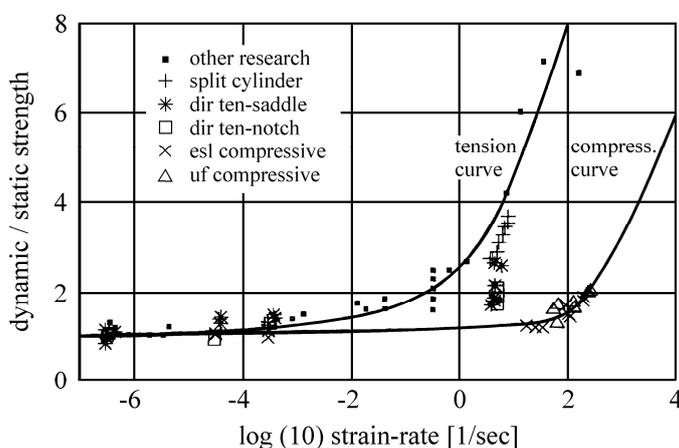


Bild 2.5: Einfluss der Dehnrates auf das Ergebnis der Zug- und Druckfestigkeit [19] [64]

Hingegen kann innerhalb von niedrigeren Dehnrates ($\text{rd. } 10^{-6} \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon} < \text{rd. } 10^2 \text{ s}^{-1}$) nur eine moderate Steigerung der Druckfestigkeit f_c mit zunehmender Dehnrates beobachtet werden. Aufgrund der Ähnlichkeiten im Verlauf der Kurve für eine Druckbelastung mit der für eine Zugbelastung kann davon ausgegangen werden, dass die Festigkeitssteigerungen beider Belastungsarten voneinander abhängig sind [12]. Ferner kann festgestellt werden, dass eine Verschiebung der Kurve für das Druckfestigkeitsverhalten in Richtung höherer Dehnrates gegenüber der Kurve für Zugfestigkeitsverhalten vorliegt. Daher ist davon auszugehen, dass ein Druckversagen auf ein senkrecht dazu eintretendes Zugversagen zurückzuführen ist [12].

Mechanismus 2:

Das freie Wasser im Beton verzögert bei einer schlagartigen Belastung das Mikrorisswachstum und erhöht die Druckfestigkeit f_c des Betons [39] [65]. Es wurde die Hypothese aufgestellt, dass die Steigerung der Druckfestigkeit f_c hauptsächlich auf die Widerstandkräfte des freien Wassers in den Poren zurückzuführen ist. Durch Zugversuche

an Betonprobekörpern, die mit unterschiedlichen Dehnraten $\dot{\varepsilon}$ ($0,5 \text{ s}^{-1} \leq \dot{\varepsilon} \leq 1,5 \text{ s}^{-1}$) geprüft wurden, konnte gezeigt werden, dass „trockene“ Betonprobekörper keine, hingegen jedoch wassergesättigte Betonprobekörper eine Zunahme der Zugfestigkeit f_t aufweisen (Bild 2.6). Damit war indirekt auch eine Steigerung der Druckfestigkeit f_c mit zunehmender Dehnrate $\dot{\varepsilon}$ nachgewiesen. Dieser Unterschied zwischen den Serien kann mit dem „Stefan-Effekt“ erklärt werden [65]. Die wirkenden Kapillarkräfte in den Poren setzen sich aus einem statischen und einem dynamischen Anteil zusammen [39]. Da sich der dynamische Anteil mit zunehmenden Dehnraten $\dot{\varepsilon}$ sukzessive erhöht und damit die Kapillarkräfte zunehmen, stellt sich ein gleichmäßigerer Spannungszustand im Beton ein [39]. Das freie Wasser beteiligt sich immer mehr an der Lastabtragung. Somit steigt dadurch die Tragfähigkeit des Betons signifikant an.

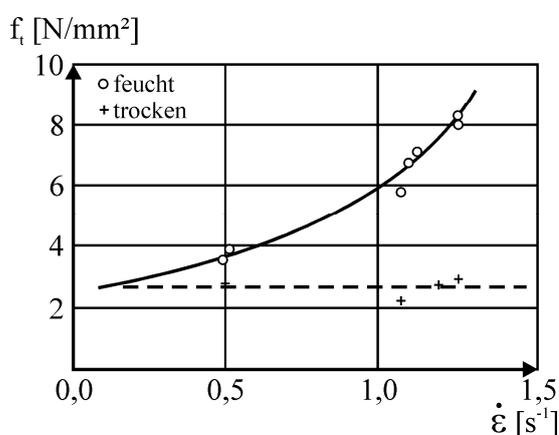


Bild 2.6: Einfluss des Feuchtegehalts in Abhängigkeit der Dehnrate $\dot{\varepsilon}$ auf die Zugfestigkeit des Betons [65]

Der Einfluss beider Mechanismen nimmt mit zunehmender Belastungsdauer im Druckversuch ab, so dass sich die Neigung der Spannungs-Dehnungslinie verringert bzw. ihre Krümmung zunimmt (Bild 2.4). Der Anteil der Kriechdehnungen an der Gesamtverformung steigt dabei sukzessive an, und der Beton nimmt immer höhere Gesamtdehnungen auf. Allerdings sinkt gleichzeitig dabei die Druckfestigkeit f_c ab. Im Grenzübergang zu einer unendlich andauernden Steigerung der Druckspannung beträgt die aufnehmbare Druckspannung nur noch ca. 80 % der anfänglichen Druckfestigkeit f_c ($t = 2 \text{ min}$) [4].

Neben diesen geschwindigkeitsabhängigen Parametern wird die Größe des statischen E-Moduls E_0 von Beton sowie seine Druckfestigkeit f_c maßgeblich von den Eigenschaften des Zementsteins, der Gesteinskörnung, der Betonzusammensetzung und den Umweltbedingungen während der Erhärtung bestimmt [24]. Da der Zementstein das schwächste Glied im Beton ist, beeinflusst seine Festigkeit maßgeblich die Druckfestigkeit f_c des Betons. Die Zementsteinfestigkeit wird entscheidend durch die Zementart und den Wasser-Zementwert (w/z-Wert) bestimmt [24]. Je höher der w/z-Wert ist, desto höher ist der Anteil an Kapillarporen im Beton und niedriger damit die Druckfestigkeit

f_c (Bild 2.7). Zudem verringert sich mit zunehmendem w/z -Wert auch der statische E-Modul des Betons (Bild 2.8).

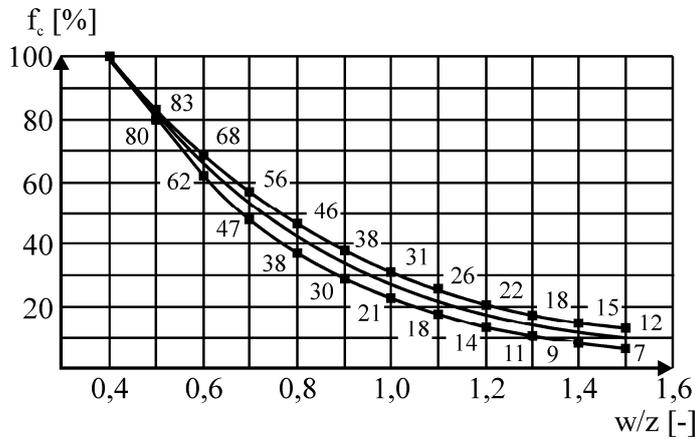


Bild 2.7: Beziehung zwischen Druckfestigkeit f_c und Wasser-Zementwert (w/z) [29]

Der statische E-Modul des Betons wird durch die Gesteinskörnung erheblich mehr beeinflusst als seine Druckfestigkeit f_c . Betone mit Basalt als Gesteinskörnung können einen rd. 50 % höheren, Betone mit Sandstein einen rd. 50 % niedrigeren statischen E-Modul erreichen, als Betone mit Granit oder Quarzit [41] [88]. Je höher der Anteil der Gesteinskörnung V_k von Basalt oder Granit in einer Betonzusammensetzung ist, desto höher ist aufgrund des deutlich größeren E-Moduls dieser Gesteinskörnungen im Vergleich zum Zementstein der statische E-Modul E_0 des Betons (Bild 2.8). Bei den Betonen mit Sandstein als Gesteinskörnung können hingegen kaum Veränderungen im statischen E-Modul E_0 festgestellt werden, da der Sandstein einen ähnlichen E-Modul wie die Zementsteinmatrix von rd. 20.000 N/mm² aufweist [41] [88].

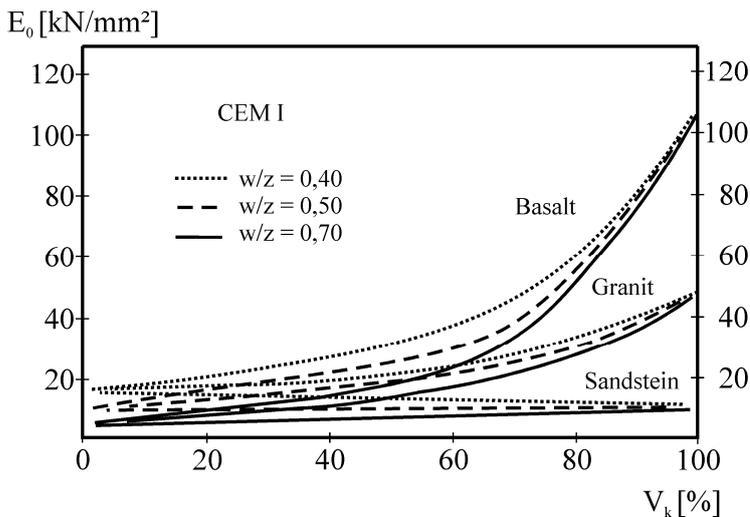


Bild 2.8: Statischer E-Modul E_0 in Abhängigkeit des w/z -Wertes, Gesteinskornart und anteiligem Gesteinskornvolumen V_k [41]

Künstlich eingeführte Luftporen im Zementstein vermindern i.d.R. den statischen E-Modul E_0 des Betons. Diese LP-Betone neigen zudem im Vergleich zu Betonen ohne künstlich eingeführte Luftporen weniger zur Mikrorissbildung. Feine Anrisse z.B. aus äußerer Last laufen sich in den künstlich eingeführten Luftporen „tot“ („Knopflocheffekt“) [76]. Der durch die Luftpore signifikant erhöhte Radius an der Risswurzel führt dazu, dass die Energie zur Fortsetzung des Mikrorisses maßgeblich erhöht wird. Diese reduzierte Mikrorissbildung führt dazu, dass die LP-Betone eine im Vergleich zu einem Beton ohne künstliche Luftporen erhöhte Bruchdehnung aufweisen.

2.3 Kriechen von Beton

Die zeitabhängige Dehnungszunahme von Festbeton, die aus einer konstanten statischen Spannung resultiert, wird als Kriechen bezeichnet. Die zeitabhängigen Dehnungen insgesamt können dabei im Allgemeinen wie folgt unterteilt werden (Bild 2.9):

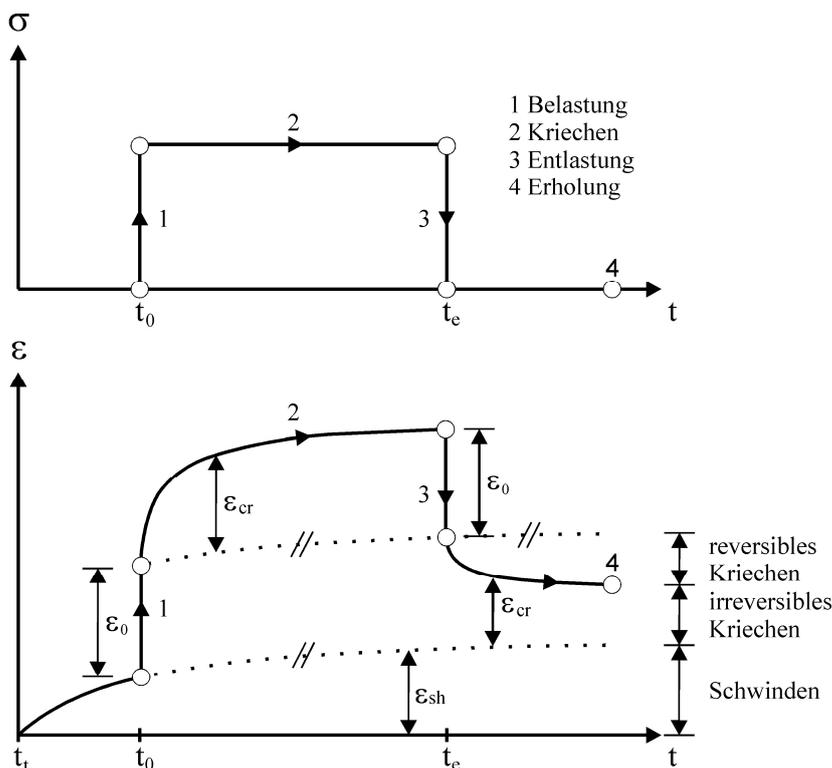


Bild 2.9: Verformungsanteile des Betons im Langzeitversuch bei Be- und Entlastung [4][49]

Wird Beton an Luft gelagert, so setzt unmittelbar (Zeitpunkt t_t) eine Feuchtabgabe ein. Diese führt zu lastunabhängigen Schwinddehnungen ϵ_s des Betons [83]. Eine zum Zeitpunkt t_0 einwirkende konstante Spannung auf den Beton verursacht eine sofortige und zeitunabhängige Dehnung ϵ_0 . Die Dehnung ϵ_0 hängt vom statischen E-Modul E_0 des Betons ab (Abschnitt 2.2). Wird die zum Zeitpunkt t_0 aufgebrachte Spannung über längere Zeit aufrechterhalten, so ergeben sich zunehmende Kriechdehnungen ϵ_{cr} [4] [49]

[88]. Die Kriechgeschwindigkeit nimmt bei Spannungen unterhalb der kritischen Spannung (\leq rd. $0,8 f_c$) laufend ab (Bild 2.10) [4]. Im Gegensatz dazu führen höhere Spannungen ($>$ rd. $0,8 f_c$) zum Bruch (Bild 2.10) [4].

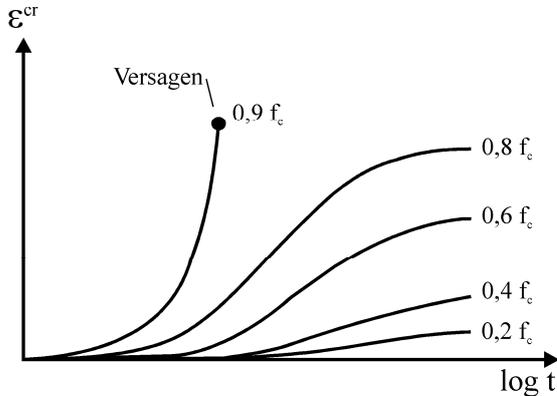


Bild 2.10: Kriechverformungen unter verschiedenen Spannungsniveaus [4]

Wird der Beton zum Zeitpunkt t_e entlastet, so nimmt die Gesamtdehnung sofort um ϵ_0 ab. Hingegen geht nur ein gewisser Anteil der sich einstellenden Kriechdehnung, der auch als verzögert elastisch (Rückkriechen) bezeichnet wird, zurück. Der übrige Anteil verbleibt als plastische Dehnung (Fließdehnung) [4] [49] [88].

Kriechvorgänge finden mehr oder weniger nur im Zementstein statt. Die daraus resultierenden Kriechdehnungen hängen daher maßgeblich vom Zementsteinvolumen des Betons und dem Anteil der Kapillarporen im Beton ab [29] [84]. Je höher das Zementsteinvolumen und der Anteil der Kapillarporen, umso größer ist das Kriechen. Im Vergleich zum Zementstein behindern jedoch im Beton die Gesteinskörnungen die Kriechdehnungen des Zementsteins. Daher tritt im Beton ein geringeres Kriechen auf, als aufgrund des Zementsteinanteils zu erwarten wäre [29] [35].

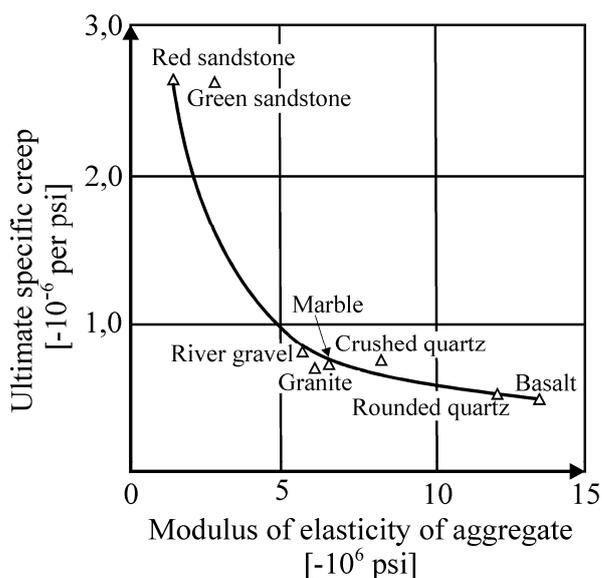


Bild 2.11: Einfluss des E-Moduls der Gesteinskörnung auf die maximalen Kriechverformungen [35] [49]

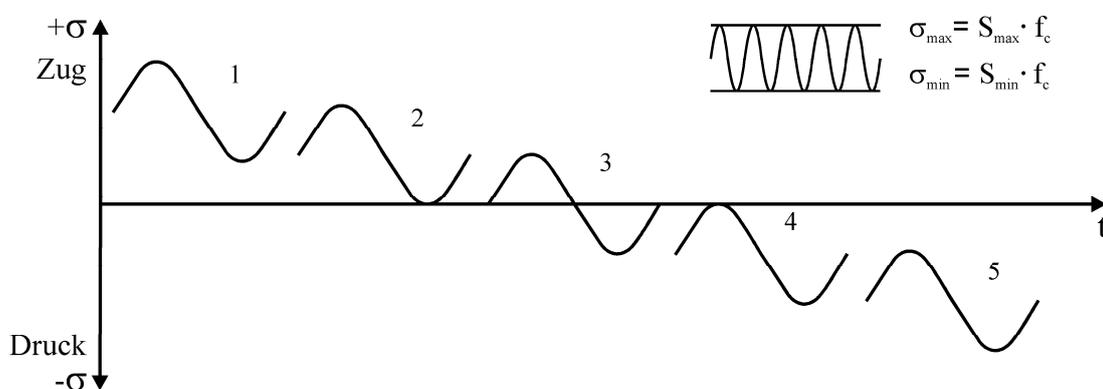
Inwieweit die Kriechdehnungen des Zementsteins von der Gesteinskörnung behindert werden, hängt von der Porosität und maßgeblich auch von dem E-Modul der Gesteinskörnung ab (Bild 2.11) [29] [49]. Sandstein als Gesteinskörnung im Beton kann – unter ansonsten gleichen Bedingungen – bis zu ein- bis zweimal, in Extremfällen sogar bis zu fünfmal, höheren Kriechdehnungen im Beton führen als Basaltsplitt [66]. Zur Erklärung von Kriechmechanismen im Zementstein sind Kriechmodelle entwickelt worden. Im Rahmen dieser Arbeit wird lediglich auf die wesentlichen Modelle nach Powers [59], Bažant [3] und Wittmann & Setzer [70] [89] verwiesen.

2.4 Beton unter Druckschwellbelastung

2.4.1 Ermüdung von Beton

Viele Tragwerke sind neben ständig einwirkenden konstanten statischen Lasten zusätzlich zyklischen Lasten ausgesetzt. Die zyklischen Lasten werden vereinfachend in fünf Belastungsbereiche eingeteilt werden (Bild 2.12). Dazu wird das Spannungsverhältnis R aus der Unterspannung σ_{\min} und Oberspannung σ_{\max} der zyklischen Belastung bestimmt (Gl. (2.1)).

$$R = \frac{\pm\sigma_{\min}}{\pm\sigma_{\max}} \quad (2.1)$$



- | | | | | |
|-----------------------------|----------------------------------|-----|---------------------|-------------|
| 1. Zugschwellbelastung: | $\sigma_{\max} > 0$ | und | $\sigma_{\min} > 0$ | $R =]0;1[$ |
| 2. Zugursprungsbelastung: | $\sigma_{\max} > 0$ | und | $\sigma_{\min} = 0$ | $R = 0$ |
| 3. Reine Wechselbelastung: | $\sigma_{\max} = -\sigma_{\min}$ | | | $R = -1$ |
| 4. Druckursprungsbelastung: | $\sigma_{\max} = 0$ | und | $\sigma_{\min} < 0$ | $R = 0$ |
| 5. Druckschwellbelastung: | $\sigma_{\max} < 0$ | und | $\sigma_{\min} < 0$ | $R =]0;1[$ |

Bild 2.12: Belastungsbereiche nach DIN 50100 [17]

Durch solche zyklischen Belastungen kann Beton infolge der Lastzyklen versagen, auch wenn die maximale Spannung infolge der zyklischen Last weit unterhalb der Festigkeit

des Betons liegt. Somit versagt Beton durch Ermüdung (Bild 2.13). Allerdings finden bereits vor einem solchen Ermüdungsbruch, d.h. während der laufenden Lastzyklen, gewisse Degradationsprozesse im Betongefüge statt. Als Folge solcher Degradationen verändern sich auch maßgebliche Eigenschaften des Festbetons signifikant. Der Degradationsprozess wird bei Beton entscheidend durch dessen Inhomogenität (Mörtelmatrix, Gesteinskörnung, Kontaktzone zwischen beiden) beeinflusst.



Bild 2.13: Ermüdungsbruchfigur eines Betonprobekörpers

2.4.2 Wöhlerlinie

Erste systematische Untersuchungen zur Erforschung der Ermüdung von Werkstoffen wurden bereits von A. Wöhler im 19. Jahrhundert vorgenommen [90]. Dabei wurden Versuche mit lang andauernden zyklischen Belastungen zwischen konstant vorgegebenen Ober- und Unterspannungen – einer so genannten einstufigen Ermüdungsbelastung – an Eisenbahnwagenachsen aus Stahl durchgeführt und die dabei aufgebrachte Spannung über die Bruchlastzyklenzahl N_f ausgewertet. Diese Art von Auswertungen führten zur auch heute noch gebräuchlichen Beziehung zwischen der auferlegten zyklischen Belastung und der Bruchlastzyklenzahl (Bild 2.14). Diese Beziehung wird als Wöhlerlinie bezeichnet. Die Untersuchungen an metallischen Werkstoffen stellten zu Beginn des 20. Jahrhunderts für van Ornum [80] [81] eine Grundlage späterer Ermüdungsversuche an Beton dar. Dabei wurde der Ermüdungsmechanismus als graduell fortschreitend charakterisiert, der infolge einer gewissen Anzahl zyklisch aufgebrachter Spannungen zum Bruch führen kann, obwohl die Spannungen σ unterhalb der Druckfestigkeit f_c des Betons liegen.

Bis heute konzentrieren sich die meisten Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Betonermüdung auf die Beschreibung des Ermüdungsbruches bei verschiedenen Spannungsniveaus in Form von Wöhlerlinien, d.h., dass die maximal ertragbare Lastzyklenzahl N_f („Bruchlastzyklenzahl“) bis zum Ermüdungsversagen bestimmt wird (Bild 2.14). Stellvertretend für eine Vielzahl von Versuchsprogrammen zu Druckschwellbelastungen werden hier die Arbeiten von Holmen [28], Kim [33], Oh [52] [53] und Weigler [86] genannt, in denen Wöhlerlinien für Normalbeton unter Lastzyklen mit konstantem Verhältnis zwischen Ober- und Unterspannung ermittelt wurden.

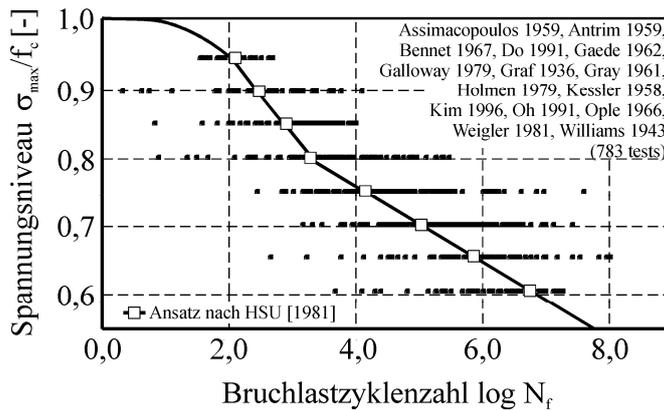


Bild 2.14: Bruchlastzyklenzahl N_f für verschiedene Spannungsniveaus und deren Streuungen [56]

Üblicherweise wird die Wöhlerlinie über einen logarithmischen Maßstab (Bild 2.14, Bild 2.15) ausgewertet. Aus der Form der Wöhlerlinie im S_{\max} - $\log N_f$ -Diagramm können drei charakteristische Bereiche bestimmt werden (Bild 2.15).

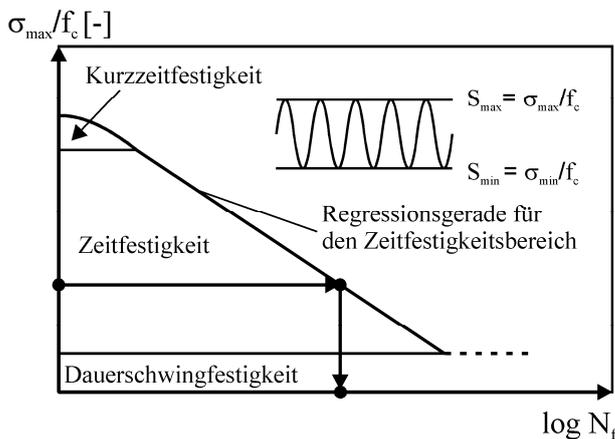


Bild 2.15: Schematische Wöhlerlinie für Beton bei einstufigen Wöhlerversuchen mit Bereichen der Ermüdungsfestigkeit [17][47]

Die Dauerschwingfestigkeit bezeichnet denjenigen Spannungsbereich einer Druckschwellbelastung, in dem die Ermüdungseinwirkung innerhalb eines einstufigen Versuchs theoretisch „unendlich oft“ ertragen werden kann [17]. Diese Definition setzt theoretisch eine unendliche Lastzyklenzahl N_{∞} voraus. In der Praxis wird bei der Ermittlung des Spannungsbereichs zur Dauerschwingfestigkeit (auch Dauerschwingfestigkeitsgrenze genannt) sich die Gesetzmäßigkeit zu Nutze gemacht, dass die Wöhlerlinie sich der Dauerschwingfestigkeit asymptotisch nähert [17] [42]. Im Wöhler-Diagramm wird die Dauerschwingfestigkeitsgrenze über eine endliche Grenz-Schwingzyklenzahl ermittelt, bei der die Wöhlerlinie die Asymptote erfahrungsgemäß nahezu erreicht [17].

Bei metallischen Baustoffen, wie bei Spann- und Betonstahl, ist die Dauerschwingfestigkeitsgrenze bei einer Grenz-Schwingzyklenzahl von 2,0 Millionen Lastzyklen definiert [69]. Im Gegensatz zum Stahl konnte eine einheitliche Dauerschwingfestigkeitsgrenze beim Beton experimentell nicht gefunden werden [85]. Ein Ermüdungsversagen

kann bei Betonprobekörpern auch nach Hunderten von Millionen Lastzyklen festgestellt werden [85]. Da die Bestimmung der Dauerschwingfestigkeit beim Beton somit außerhalb des praktisch und experimentell zugänglichen Bereichs liegt, spricht man daher von einer Quasi-Dauerschwingfestigkeit, wenn eine definierte Grenz-Schwingzyklenzahl erreicht wird ($N = 10^6$ [14], $N = 10^9$ [22]). Die Auswertungen von Dauerschwingfestigkeitsgrenzen zu unterschiedlichen zyklischen Belastungen werden in Dauerfestigkeitsdiagrammen zusammengefasst. Das am meisten angewendete Dauerfestigkeitsdiagramm ist dasjenige nach Smith (Bild 2.16). In diesem Dauerfestigkeitsdiagramm werden die Oberspannung σ_{\max} und die Unterspannung σ_{\min} über der Mittelspannung σ_{mittel} aufgetragen, d.h. die Werte der Dauerschwingfestigkeitsgrenze werden aus entsprechenden Wöhlerlinien übertragen. Man kann aus dem Smith-Diagramm anschließend direkt entnehmen, welche Spannungsamplitude bei vorgegebener Mittelspannung unendlich oft ertragen werden kann. Umgekehrt kann auch damit festgestellt werden, bei welcher Spannungsconstellation man sich im Zeitfestigkeitsbereich befindet, d.h., dass für eine Ermüdungsbelastung, die im Zeitfestigkeitsbereich liegt, das Ermüdungsversagen nach einer bestimmten Anzahl von Lastzyklen eintritt (Bild 2.15). Wenn die Bruchlastzyklenzahl allerdings im Bereich der Ordinate, d.h. nahe der Spannungsachse im Wöhlerdiagramm liegt, dann ist von der Kurzzeitfestigkeit die Rede (Bild 2.15).

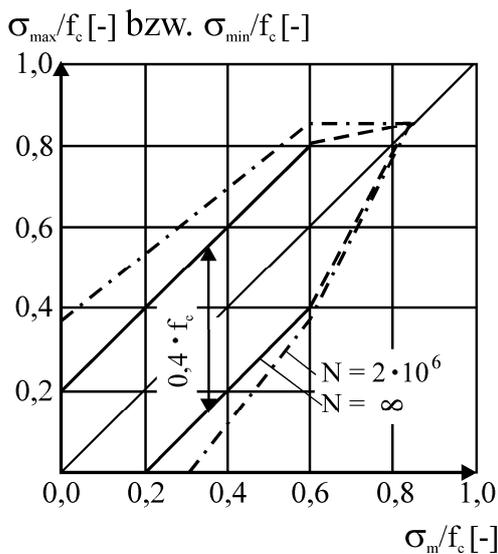


Bild 2.16: Dauerfestigkeitsdiagramm nach Smith für Normalbeton C 30/37 [85]

Des Weiteren wird in der Literatur die Wöhlerlinie nach der Abszisse in zwei Belastungsbereiche eingeteilt. Liegen hohe Spannungsniveaus σ/f_c bei gleichzeitiger kleiner Bruchlastzyklenzahl N_f vor, so wird von einem niederzyklischen Ermüdungsbereich (engl. low-cycle fatigue), im umgekehrten Fall (kleine Spannungsniveaus σ/f_c mit größeren Lastwechselzahl N) von einem hochzyklischen Ermüdungsbereich (engl. high-cycle fatigue) gesprochen. Der Übergang vom niederzyklischen in den hochzyklischen Bereich ist in der Literatur nicht eindeutig definiert [56]. Im Allgemeinen wird die Grenze jedoch zwischen 100 und 1000 Lastzyklen gezogen.

Die Dauerschwingfestigkeitsgrenze hängt nach Hohberg von festen und variablen Größen ab [27]. Zu den festen Einflussparametern können insbesondere der statische E-Modul, die Druckfestigkeit und die Zusammensetzung des Betons sowie das Betonalter bei Beginn der Belastung zugeordnet werden. Zu den variablen Einflussparametern, die sich in erster Linie aus der Versuchsdurchführung ergeben, kann das Belastungsniveau, die Belastungsart und -form, evtl. Ruhephasen in der Belastung, die Belastungsfrequenz, der Betonfeuchtigkeitsgehalt sowie das Umgebungsklima des Probekörpers vor und während des Versuchs zugewiesen werden.

Inwiefern eine Veränderung einer dieser festen oder variablen Einflussparameter sich auf die Bruchlastzyklenzahl N_f im Druckschwellversuch auswirkt, erfolgt in der Literatur zumeist nicht statistisch abgesichert [27]. Daher können dazu lediglich tendenzielle Erkenntnisse aufgezeigt werden.

Einfluss der Betondruckfestigkeit auf N_f :

In Wöhlerversuchen kann insbesondere für Druckschwellbelastungen im Zeitfestigkeitsbereich festgestellt werden, dass die Bruchlastzyklenzahlen N_f mit steigender Betondruckfestigkeit – bei gleichem Belastungsniveau σ/f_c – sich signifikant verringern (Bild 2.17) [27]. Die zunehmende Sprödigkeit (E-Modul) und abnehmende Kriechdehnung des Betons wird mit steigender Druckfestigkeit als mögliche Ursache für das Abnehmen der Bruchlastzyklenzahl N_f angeführt [27]. Damit sinkt die Eigenschaft des Betons, auftretende Spannungsspitzen im Beton abzubauen. Der Rissfortschritt wird mit steigender Druckfestigkeit somit intensiver [78].

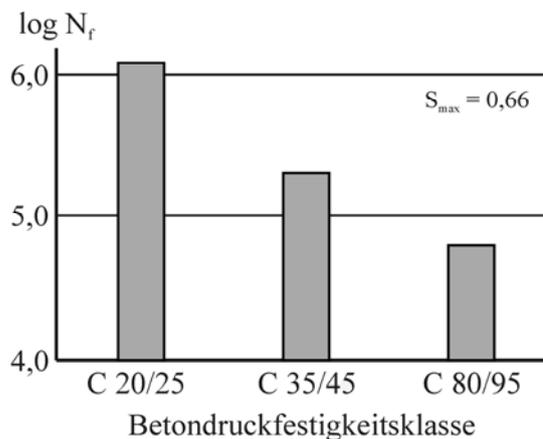


Bild 2.17: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Bruchlastzyklenzahl N_f [27]

Einfluss der Betonfeuchtigkeit auf N_f :

Die Unterschiede in den Bruchlastzyklenzahlen N_f zwischen wasser- und trocken- gelagerten Betonen (bis unmittelbar vor der Druckschwellbelastung) belegen, dass der Feuchtigkeitsgehalt des Betons N_f signifikant beeinflusst (Bild 2.18) [27]. Unter den

Druckbelastungen stellen sich im Beton senkrecht zur Lasteinwirkung Querspannungen ein. Das nahezu inkompressible Wasser in den Betonporen führt bei den wassergelagerten Betonen im Vergleich zu trockengelagerten Betonen zu höheren Querspannungen [27]. Bei den wassergelagerten Betonen führt die sich einstellende Querspannung somit zu einer vergleichsweise höheren Degradation des Betongefüges. Dieser Effekt bewirkt bei allen untersuchten Spannungsniveaus der Druckschwellbelastung in Bild 2.18, dass wassergelagerte Betone mit relativ hohen Betonfeuchtigkeiten – im Vergleich zu trockengelagerten Betonen – wesentlich geringere Bruchlastzyklenzahlen N_f aufnehmen können.

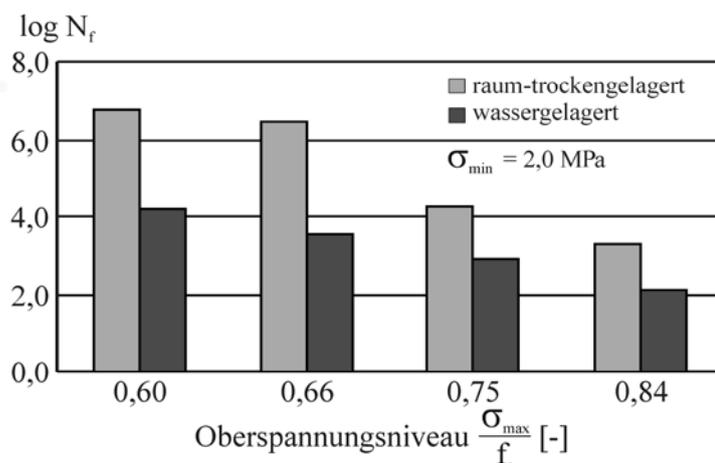


Bild 2.18: Einfluss der Betonfeuchtigkeit auf die Bruchlastzyklenzahl N_f von Beton (C 20/25) [27]

Einfluss der Belastungsfrequenz auf N_f :

Aus den Druckschwellversuchen von Siemes kann eindeutig abgeleitet werden, dass erst signifikant unterschiedliche Belastungsfrequenzen zu maßgeblichen Unterschieden in der Bruchlastzyklenzahl N_f führen [75] (Bild 2.19). Die grundsätzliche Tendenz, dass höhere Belastungsfrequenzen eine höhere Bruchlastzyklenzahl N_f ergeben, wird zudem deutlich. Diese Beobachtung kann mit den in Abschnitt 2.2 erläuterten Mechanismen zum Einfluss der Belastungszeit auf die Druckfestigkeit des Betons erklärt werden. Das Spannungsniveau σ/f_c der Druckschwellbelastung wird in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit f_c ausgedrückt. Diese wird i.d.R. an separaten Probekörpern vor Beginn von Druckschwellversuchen im statischen Druckversuch gemäß DIN EN 12390-3 bestimmt [18]. Die Belastungsgeschwindigkeit im statischen Druckversuch beträgt dabei rd. $0,5 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$. Bei einem C 30/37 ergeben sich auf dieser Basis Belastungsdauern bis zum Erreichen der Druckfestigkeit f_c von rd. einer Minute. Die aus der Belastungsfrequenz von 6 Hz resultierende Belastungsgeschwindigkeit beträgt bei den im Bild 2.19 dargelegten Versuchen im Mittel rd. $250 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$. Würde diese signifikant größere Belastungsgeschwindigkeit im statischen Druckversuch eingestellt werden, dann würde die Druckfestigkeit deutlich schneller erreicht werden. Je geringer die Belastungsdauer wird, desto größer wird zudem die Druckfestigkeit f_c^* (vgl. Ab-

schnitt 2.2). Übertragen auf die Spannungsniveaus der Wöhlerlinien in Bild 2.19 bedeutet dies, dass sich das „eigentliche“ Spannungsniveau σ/f_c^* der Druckschwellbelastung mit zunehmender Frequenz verglichen mit σ/f_c verringert. Somit können auch höhere Bruchlastzyklenzahlen N_f mit zunehmender Frequenz festgestellt werden. Die Ermittlung der Druckfestigkeit f_c^* bei sehr hohen Belastungsgeschwindigkeiten ist aus versuchstechnischen Randbedingungen heraus nicht möglich. Daher wird die klassische Druckfestigkeit f_c mit der Belastungsgeschwindigkeit (rd. $0,5 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$) als Basis zur Angabe von Spannungsniveaus herangezogen.

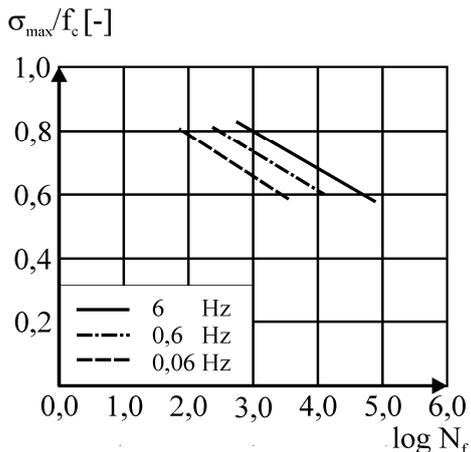


Bild 2.19: Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Bruchlastzyklenzahl N_f von Normalbeton C 30/37 (mit $R = 0,10$) [75]

Einfluss wiederkehrender Ruhephasen innerhalb Druckschwellbelastungen auf N_f :

Untersuchungen von Hohberg belegen, dass wiederkehrende Ruhephasen innerhalb einstufiger Druckschwellbelastungen sich signifikant auf die Bruchlastzyklenzahl N_f auswirken (Bild 2.20) [27]. Wiederkehrende Ruhephasen führen bei Druckschwellbelastungen mit Oberspannungen σ_{\max} , die unterhalb der kritischen Spannung liegen (Bild 2.2), zu erhöhten Bruchlastzyklenzahlen N_f (Bild 2.20). Dabei nehmen die Bruchlastzyklenzahlen N_f bei einer Dauer der einzelnen Ruhephasen von null bis 30 Minuten sukzessive bis auf das 2,4-fache zu. Anschließend finden mit zunehmender Dauer der Ruhephasen keine signifikanten Veränderungen der Bruchlastzyklenzahl N_f statt (Ruhephasen > 30 Minuten). Auf der mesoskopischen Ebene wird diese Beobachtung damit erklärt, dass sich während der Ruhephasen die Verformungen an den Risspitzen der durch die Druckschwellbelastung entstandenen Mikrorisse im Beton teilweise rückbilden [27]. Bevor es in den anschließenden Druckschwellbelastung zu einer Fortsetzung der Mikrorissbildung an der Risspitze kommt, müssen erst die o.g. Rückverformungen überwunden werden [27]. Mit Ruhephasen widersteht somit der Beton mehr Lastzyklen als ohne.

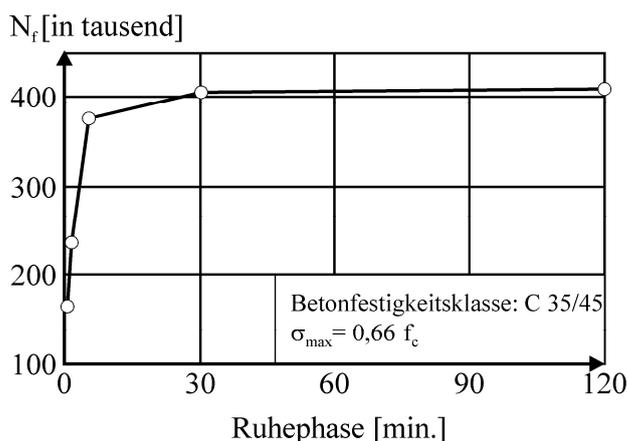


Bild 2.20: Einfluss von wiederkehrenden Ruhephasen auf die Bruchlastzyklenzahl N_f von Normalbetonen C 35/45 mit Belastungen unterhalb der kritischen Spannung [27]

2.4.3 Dehnungsverlauf infolge Druckschwellbelastung

Das Ermüdungsversagen bei der Bruchlastzyklenzahl N_f kündigt sich u.a. durch äußerlich erfassbare Veränderungen im Dehnungszustand des Betons an. In einschlägigen Untersuchungen wird der sich ergebende zeitabhängige Dehnungsverlauf von Beton infolge Druckschwellbelastung beschrieben [1] [8] [28] [31]. Wird der Dehnungsverlauf von den Betonprobekörpern, die bis zum Bruch belastet worden sind, z.B. über die bezogene Lastzyklenzahl N/N_f bzw. Zeit, aufgetragen, kann der für Ermüdungsversuche typische S-förmige Dehnungsverlauf, wie in Bild 2.21 bei der Ober- und Unterspannung dargestellt, festgestellt werden.

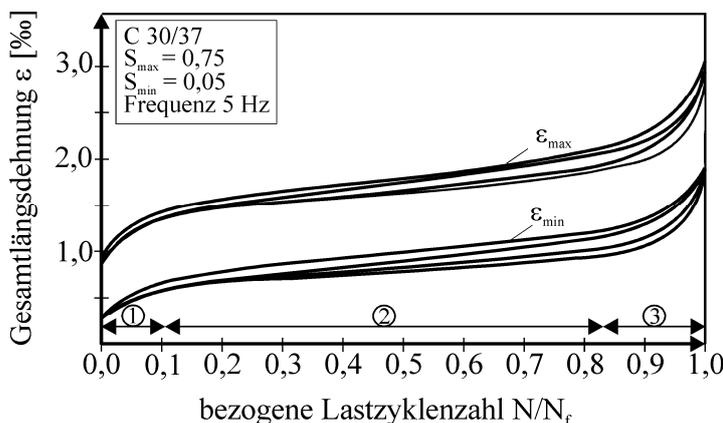


Bild 2.21: Entwicklung der Gesamtlängsdehnung über die bezogene Lastzyklenzahl N/N_f [28]

Im Allgemeinen lassen sich diese Dehnungsverläufe dabei in drei Phasen unterteilen. Zu Beginn bis etwa 10 % bis 20 % der Bruchlastzyklenzahl N_f (Phase ①), zeigt sich eine nichtlineare Zunahme der Gesamtlängsdehnungen (Bild 2.21). In der Phase ② von rd. 10 % bis 20 % bis rd. 80 % der Bruchlastzyklenzahl N_f nimmt die Gesamtlängsdehnung gleichmäßig mit einer signifikant geringen und konstanten Dehnungsrate zu. Nach rd. 80 % der Bruchlastzyklenzahl N_f nimmt in Phase ③ die Gesamtlängsdehnung über-

proportional zu, bis der Ermüdungsbruch schließlich eintritt. Dieser charakteristische Dehnungsverlauf stellt sich zudem auch infolge zyklischer Zug- sowie Biegezugbelastung ein (vgl. Abschnitt 2.5) [10] [61].

Diese Zunahme der Gesamtlängsdehnung des Betons ist mit einer Mikrorissbildung verknüpft. Dabei ist allerdings festzustellen, dass der Beton oftmals bereits vor einer äußeren mechanischen Lasteinwirkung Mikrorisse in der Verbundzone zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein aufweisen kann [37] [44]. Solche Mikrorisse können eine Breite von einigen Mikrometern und eine Länge von rd. 50 bis 500 μm haben [37]. Die Druckschwellbelastung initiiert zunächst die Bildung neuer Mikrorisse und weitet ggf. bereits vorhandene Mikrorisse auf. Weitere zyklische Belastungen führen zur Ausdehnung und Verlängerung von Mikrorissen, schließlich zur Bildung von Makrorissen und zum Bruch.

In den Untersuchungen von Holmen wird deutlich, dass sich Gesamtlängsdehnungen, die sich durch Druckschwellbelastung im Beton einstellen, zyklen- und zeitabhängig entwickeln [28] [57]. Die Gesamtlängsdehnung kann demnach in einen zyklischen Anteil und in einen Kriechanteil aufgeteilt werden. Dieses Phänomen zeigt sich anhand der von Holmen durchgeführten Wöhlerversuche bei dem niedrigsten von ihm untersuchten Spannungsniveau ($S_{\max}/S_{\min} = 0,675/0,05$) (Bild 2.22).

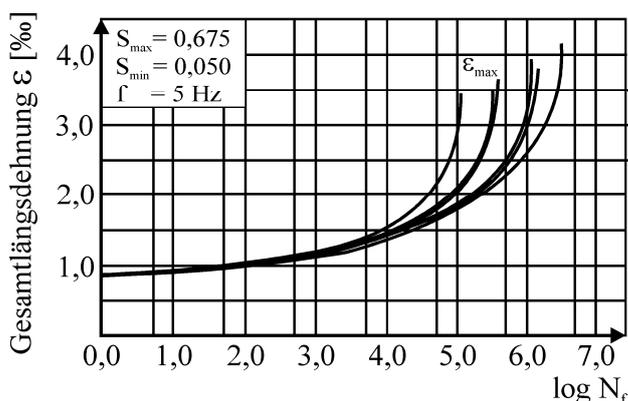


Bild 2.22: Gesamtlängsdehnungen ϵ_{\max} [28]

Innerhalb dieser Druckschwellversuche sind sechs Betonprobekörper bis zum Ermüdungsbruch belastet worden, wobei gleichzeitig die sich einstellenden Gesamtlängsdehnungen während der Versuche erfasst wurden. Die Streuung der Bruchlastzyklenzahl N_f der Betonprobekörper reicht von rd. 100.000 Lastzyklen bis rd. 3,3 Mio. Lastzyklen. Offenkundig benötigte der Betonprobekörper mit der Bruchlastzyklenzahl N_f von 3,3 Mio. Lastzyklen mehr Zeit bis zum Ermüdungsbruch als der Betonprobekörper, der bereits nach rd. 100.000 Lastzyklen versagte. Innerhalb dieser längeren Versuchsdauer findet auch das Kriechen in stärkerem Maße statt. Daher konnte in den meisten Fällen bei den länger andauernden Versuchen auch eine höhere Gesamtlängsdehnung beim Erreichen des Ermüdungsbruchs im Vergleich zu kürzer andauernden Versuchen verzeichnet werden [27] [57].

2.4.4 Veränderung der Spannungs-Dehnungslinie

Infolge Druckschwellbelastungen stellen sich bleibende Verformungen ein, die auch ohne mechanische Einwirkung im Beton eingepreßt sind. Daneben verändern Druckschwellbelastungen gleichzeitig auch die Spannungs-Dehnungslinie des Betons. Einschlägige Untersuchungen beschreiben diese Veränderungen zwischen der Ober- und Unterspannung der Druckschwellbelastung (Bild 2.23) [28] [31] [43] [54]. Mit zunehmender Lastzyklenzahl verändert sich die Spannungs-Dehnungslinie von einem zunächst konkaven Verlauf zu einem linearen Verlauf und bei weiter zunehmenden Lastzyklen N zu einem konvexen Verlauf. Die Veränderungen in der Krümmung der Spannungs-Dehnungslinie bleiben in den gegenwärtigen analytischen Betrachtungen unberücksichtigt, bei denen die Spannungs-Dehnungslinie im Allgemeinen zur Dehnungsachse hin gekrümmt, d.h. konkav, angesehen wird.

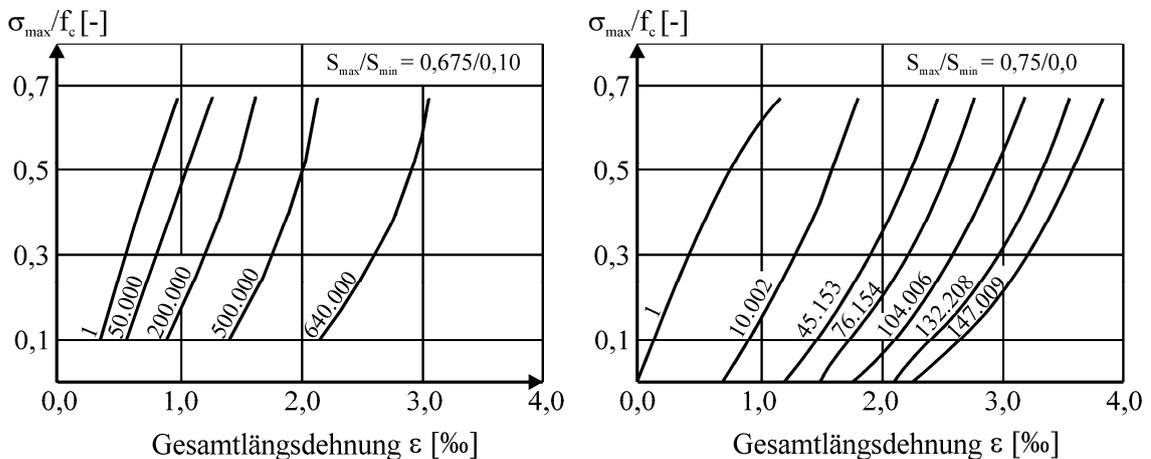


Bild 2.23: Veränderung der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Beton bei verschiedenen Lastzyklenzahlen N_i (links: $S_{\max}/S_{\min} = 0,675/0,10$ [54]; rechts: $S_{\max}/S_{\min} = 0,75/0,0$ [31])

Übertragen auf praktische Anwendungen stellt sich das Ermüdungsversagen nur ein, wenn das Oberspannungsniveau S_{\max} der Druckschwellbelastung über der Dauerschwingfestigkeitsgrenze liegt (vgl. Abschnitt 2.4.2). Wenn das Belastungsniveau S_{\max} unterhalb der Dauerschwingfestigkeitsgrenze liegt, verbleibt die Form der Spannungs-Dehnungslinie während einer zyklischen Belastung als eine gerade Linie und das Ermüdungsversagen stellt sich nicht ein.

Über die Ursachen der Krümmungsumkehr der Spannungs-Dehnungslinie von Beton infolge einer zyklischen Belastung sind nur wenige Veröffentlichungen in der Literatur vorzufinden [40] [43]. Anhand von Druckschwellversuchen und Versuchen mit lang andauernden ruhenden Belastungen, die an Zementstein- und Betonzylindern durchgeführt wurden, konnte belegt werden, dass das Phänomen der Krümmungsumkehr der Spannungs-Dehnungslinie lediglich bei den Probekörpern aus Beton, nicht aber bei den Probekörpern aus Zementstein, auftritt [43].

Das charakteristische Verformungsverhalten des Betons wird maßgeblich vom kontinuierlich verteilten Zementstein im Beton bestimmt [20]. Die Spannungs-Dehnungslinie

innerhalb der ersten Lastzyklen entspricht bei Druckschwellbelastung nahezu dem Vorbruchbereich einer typischen Spannungs-Dehnungslinie viskoser Körper, die zur Dehnungsachse hin gekrümmt ist. Bei weiterer Druckschwellbelastung des Betons verändern sich die Verhältnisse. Durch die zunehmende plastische Dehnung (Stauchung) infolge der Druckbelastung nimmt der Abstand zwischen den Gesteinskörnungen – wenn auch nur geringfügig – ab [43]. Das viskose Verhalten des Zementsteins nimmt ab. Die Zementsteinbereiche, die in Lastrichtung zwischen den Gesteinskörnungen liegen, nehmen weitere plastische Verformungen nur über längere Zeiträume auf. Wenn sich dieser Zustand im Betongefüge einstellt, wird die Spannungs-Dehnungslinie zu einer Geraden. Diese Linearität zwischen Spannung und Dehnung wird bereits nach wenigen Lastzyklen, bzw. kurzen Belastungsdauern in Abhängigkeit von der Höhe der zyklischen Belastung und des Zementsteinvolumens des Betons, erreicht [27] [43].

Bei zyklischen Belastungen über der Dauerschwingfestigkeitsgrenze sind die Veränderungen der Spannungs-Dehnungslinie mit Erreichen der Linearität zwischen Spannung und Dehnung nicht abgeschlossen [43]. Die Zementsteinbereiche, die in Lastrichtung zwischen den Gesteinskörnungen liegen, werden mehr und mehr zusammengepresst. Dieser Verdichtungs Vorgang erhöht die Steifigkeit dieser Zementsteinbereiche. Daher nehmen diese Bereiche immer mehr Spannungen auf, wohingegen gleichzeitig der übrige Zementstein sich der Belastung entzieht. Somit kommt es zur ungleichmäßigen Verteilung der plastischen Verformung über den Betonquerschnitt. Diese über den Betonkörper ungleichmäßig verteilte plastische Stauchung verursacht bei Entlastung einen Eigenspannungszustand. Art, Größe und Verteilung der Eigenspannungen werden hierbei allein durch die Größe der zurückbleibenden Dehnwege bestimmt [43]. Sind die Adhäsionskräfte zwischen Zementstein und Gesteinskörnung überwunden, so werden sich dort feine Mikrorisse bilden (Bild 2.24). Bei Wiederbelastung überlagern sich die Eigenspannungen mit den Spannungen aus der äußeren Last. Dabei werden mit zunehmender Last innerhalb der Wiederbelastung die Mikrorisse allmählich geschlossen. Dadurch nimmt der statische E-Modul des Betons zu. Das bedeutet, dass die Steifigkeit des Betons bei niedrigen Lastniveaus der Spannungs-Dehnungslinie am kleinsten ist und die Steifigkeit mit zunehmendem Lastniveau kontinuierlich zunimmt. Auf den Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie wirkt sich das insofern aus, als dass dieser sich zur Spannungsachse krümmt. Die in der Modellvorstellung skizzierten Mikrorisse sind bisher nicht mikroskopisch untersucht worden (Bild 2.24). Da der Nachweis über die Existenz solcher Loslösungen von der Gesteinskörnung zum Verständnis des Degradationsprozesses im Beton von maßgeblicher Bedeutung ist, wurden dazu innerhalb dieser Arbeit orientierende mikroskopische Untersuchungen vorgenommen (vgl. Abschnitt 3.4 und Abschnitt 4.2).

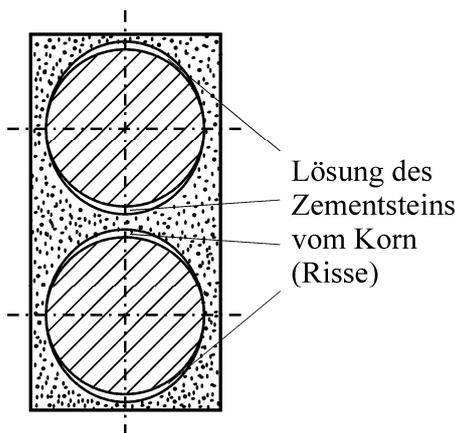


Bild 2.24: Modellvorstellung zum Mechanismus der Krümmungsumkehr [43]

Neben diesen Mikrorissen („Loslösungen“), die sich insbesondere während der zahlreichen Entlastungsvorgänge innerhalb der Druckschwellbelastung ausbilden, verändert ein weiterer Mechanismus maßgeblich den Zustand des Betongefüges: Innerhalb der zahlreichen Lastzyklen lenken insbesondere die Gesteinskörnungen (Diskontinuitäten) im Beton den Verlauf der Druckspannungstrajektorien zu sich heran (Bild 2.25) [27]. Insbesondere in diesen Bereichen des Betongefüges kommt es daher zu Spannungskonzentrationen und damit zu lokalen Verformungen der Zementsteinmatrix, die verglichen mit den umliegenden Bereichen ausgeprägter bzw. größer sind. Wird die Zugfestigkeit des Betons hierbei lokal überschritten, so bilden sich Mikrorisse [27].

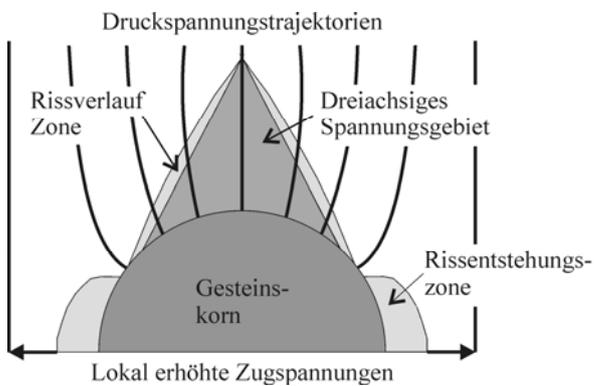


Bild 2.25: Rissbildungsmechanismus beim Belastungsvorgang innerhalb Druckschwellbelastungen [27]

2.4.5 Auswirkungen auf den E-Modul

Makroskopisch verformt sich Beton unter mechanisch einwirkenden Druckschwellbelastungen. Gleichzeitig kann diese Belastung zur Mikrorissbildung und somit zu Gefügeveränderungen führen. Das Verformungsvermögen des Betons ist abhängig von der Verformungsgeschwindigkeit. Bei Belastungen, die längere Zeit andauern, können im Vergleich zum Kurzzeitversuch wesentlich höhere Verformungen auftreten. Überschreiten diese Verformungen das lokale Verformungsvermögen des Zementsteins oder das der Verbundzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung, so entstehen Mikrorisse

(vgl. Abschnitt 2.4.4). Zum Einfluss dieses Degradationsprozesses infolge Druckschwellbelastung auf den statischen E-Modul sind in der Literatur nur wenige Untersuchungen vorzufinden.

Holmen beschreibt die Veränderung der Betonsteifigkeiten über den bezogenen Sekantenmodul aus den maximalen und minimalen Dehnungen, die während der zyklischen Belastung gemessen wurden. Zudem wird der Einfluss der Oberspannung σ_{\max} auf die Veränderungen der Betonsteifigkeit untersucht. Insgesamt weisen diese Versuchsergebnisse, dargestellt über die bezogene Lastzyklenzahl N/N_f , eine S-Form auf (Bild 2.26) [28]. Trotz tendenziell gleicher Form sind Unterschiede im Detail festzustellen. Bei diesen Versuchsergebnissen kann bereits nach den ersten bezogenen Lastzyklenzahlen bis N/N_f von 0,2 ein signifikanter Unterschied im Abfall des bezogenen Sekantenmoduls, der von der Oberspannung σ_{\max} abhängig ist, festgestellt werden. Bis zur bezogenen Lastzyklenzahl N/N_f von 0,2 fällt beispielsweise der bezogene Sekantenmodul für die Versuchsserie mit dem Oberspannungsniveau S_{\max} von 0,670 auf rd. 77 % seines Ausgangswertes. Die Auswertung bei N/N_f von 0,2 der Versuchsserie mit S_{\max} von 0,95 ergibt lediglich einen Abfall auf rd. 89 % des Ausgangs-Sekantenmoduls. Je höher die auferlegte Oberspannung σ_{\max} für die zyklischen Versuche gewählt ist, desto kleiner ist der Abfall des bezogenen Sekantenmoduls. Je kleiner der Abfall in diesem ersten Bereich für den bezogenen Sekantenmodul ausfällt, desto stärker sind die Veränderungen des bezogenen Sekantenmoduls im anschließenden Bereich zwischen 0,2 und 0,8 für N/N_f mit jeweils linearem Verlauf. Die Veränderungen der bezogenen Sekantenmodule nähern sich in diesem Bereich allmählich. Im letzten Bereich zwischen von 0,8 bis 1,0 für N/N_f verändert sich der bezogene Sekantenmodul unabhängig von der Oberspannung jeweils gleich. Bemerkenswert ist zudem die Tatsache, dass der bezogene Sekantenmodul unmittelbar vor den Ermüdungsversagen für alle Versuche auf rd. 60 % des Anfangswertes abgefallen ist. Diese Beobachtungen weisen darauf hin, dass zwar die Veränderungen des Sekantenmoduls während der Ermüdungsbelastung signifikant vom Oberspannungsniveau abhängen, jedoch der Abfall am Ende der bezogenen Lastzyklenzahl nicht. Da aber die Oberspannungen innerhalb der Lastzyklen ($\sigma_{\max} \geq 0,670$) durchweg weit über 30 % der Betondruckfestigkeit f_c liegen und sich somit im nicht-linearen Bereich der Spannungs-Dehnungslinie befinden, kann dieser Sekantenmodul – wenn überhaupt – nur näherungsweise für die Entwicklung der Steifigkeit im Sinne des statischen E-Moduls gemäß den klassischen Betrachtungen herangezogen werden. Zudem liegt die Belastungsgeschwindigkeit der zyklischen Belastung weit über den klassischen Belastungsgeschwindigkeiten zur Bestimmung des statischen E-Moduls [16].

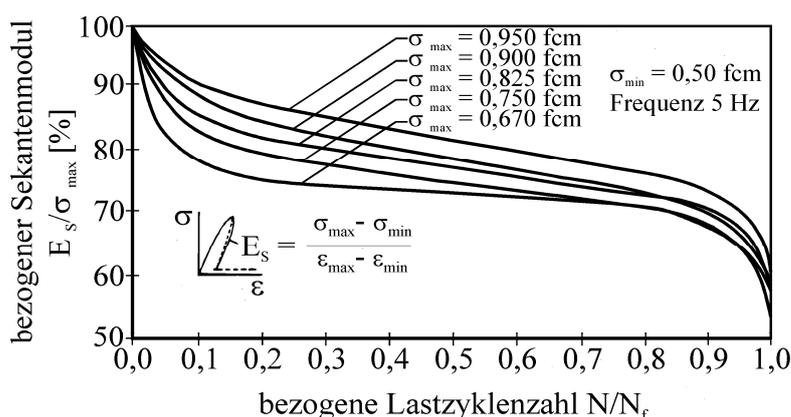


Bild 2.26: Veränderung des bezogenen Sekantenmoduls während einstufiger zyklischer Druckschwellbelastungen [28]

In den Untersuchungen von Jinawath sind hingegen zusätzliche Lastzyklen innerhalb der Druckschwellbelastung mit einer vergleichsweise niedrigeren Belastungsgeschwindigkeit eingefügt und die Spannungs-Dehnungslinien bis zur Oberspannung der zyklischen Belastung aufgezeichnet worden (Bild 2.23, rechts) [31]. Die Spannungs-Dehnungslinien zu bestimmten Lastzyklenzahlen veranschaulichen qualitativ den Abfall der Steifigkeit, insbesondere im für den statischen E-Modul relevanten unteren Bereich der Spannungs-Dehnungslinie. Jedoch wird eine Auswertung von Steifigkeitskennwerten nicht durchgeführt. Analog zur Vorgehensweise von Holmen verwendeten auch Mehmel & Kern zur Beschreibung der Steifigkeitsveränderungen den Sekantenmodul zwischen der Ober- und Unterspannung [43]. Zusätzlich wurde die Entwicklung der Steifigkeit insbesondere mit dem Tangentenmodul bei der Oberspannung der Druckschwellbelastung beschrieben, der sich ebenfalls zur Bestimmung des statischen E-Moduls nur sehr eingeschränkt eignet.

2.4.6 Auswirkungen auf die Druckfestigkeit

Zur Beschreibung der Auswirkungen der Degradationsprozesse im Beton infolge zyklischer Druckbelastungen liegen ebenfalls nur wenige Untersuchungen vor. Als Ursache hierfür kann der beträchtliche experimentelle Aufwand angeführt werden. Die fortschreitende Steifigkeitsveränderung eines Betonprobekörpers kann aus zerstörungsfreien Messungen der elastischen Dehnungen während eines Wöhlerversuchs näherungsweise abgeleitet werden (vgl. Abschnitt 2.4.5). Hingegen kann die Veränderung der Betondruckfestigkeit nicht an ein und demselben Betonprobekörper festgestellt werden. Um Veränderungen in der Betondruckfestigkeit zu untersuchen, werden zahlreiche Betonprobekörper zum einen ohne Vorbelastung ($N = 0$) und zum anderen bei unterschiedlichen Zwischenzuständen bzw. Lastzyklenzahlen (N_i) vor Eintritt des Ermüdungsbruchs zerstörend geprüft. Allerdings ist mit dieser Vorgehensweise unmittelbar verknüpft, dass die Ergebnisse – wenn überhaupt – nur sehr vage in der klassischen Darstellungsform mit der bezogenen Lastzyklenzahlen N/N_f abgebildet werden können, da

die Bruchlastzyklenzahl N_f als Bezugswert nicht bekannt und eine probekörperspezifische und stark streuende Größe ist (vgl. Bild 2.14).

Die bisherigen Ergebnisse zur Veränderung der Druckfestigkeit infolge Druckschwellbelastung sind inkonsistent zueinander [1] [27] [72]. Awad & Hilsdorf beobachteten, basierend auf Versuchen bei sehr hohen Spannungsniveaus ($S_{\max} = 0,90$), einen moderaten Zuwachs der Betondruckfestigkeit innerhalb des ersten Viertels der bezogenen Lastzyklenzahl N/N_f [1]. Anschließend stellt sich ein zunehmender Abfall der Betondruckfestigkeit mit zunehmender bezogener Lastzyklenzahl ein. Die Zuordnung der einzelnen Druckfestigkeitsergebnisse zu den bezogenen Lastzyklenzahlen N/N_f ist dabei allerdings äußerst fraglich.

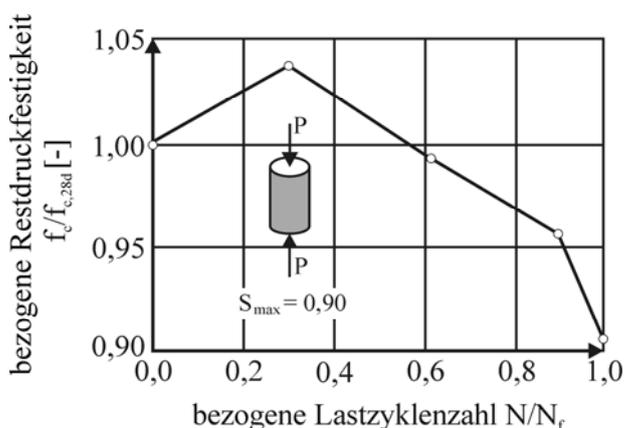


Bild 2.27: Druckfestigkeitsverlauf infolge Druckschwellbelastung [1]

In den Untersuchungen von Shah & Chandra kann ein leichter Abfall der Druckfestigkeit bei zyklisch belasteten Betonprobekörpern bereits innerhalb der ersten 10.000 Lastzyklen im Vergleich zu Referenzkörpern, die zeitgleich mit einer statischen Dauerlast belastet wurden, festgestellt werden [72]. Diese Versuchsergebnisse erlauben jedoch keine Extrapolation auf höhere Lastzyklenzahlen. Dem entgegen stehen Untersuchungen, in denen kaum Veränderungen der Druckfestigkeit für verschiedene Spannungsniveaus der zyklischen Belastung ermittelt werden konnten [8] [27]. Die beobachteten Abweichungen können den üblichen Prüfstreuungen bei Druckfestigkeitsversuchen von Beton zugeschrieben werden. Insbesondere bei Versuchsserien mit geringeren Ober Spannungsniveaus ($S_{\max} = 0,64$) kann keine Veränderung der Druckfestigkeit infolge der Druckschwellbelastung zugeordnet werden (Bild 2.28, links). Allerdings kann bei den Versuchsserien mit Belastungen nahe am Bereich der Kurzzeitfestigkeit festgestellt werden, dass erst unmittelbar kurz vor Eintritt des Ermüdungsbruchs ($N/N_f > \text{rd. } 0,9$) eine Abnahme der Betondruckfestigkeit stattfindet (Bild 2.28, rechts).

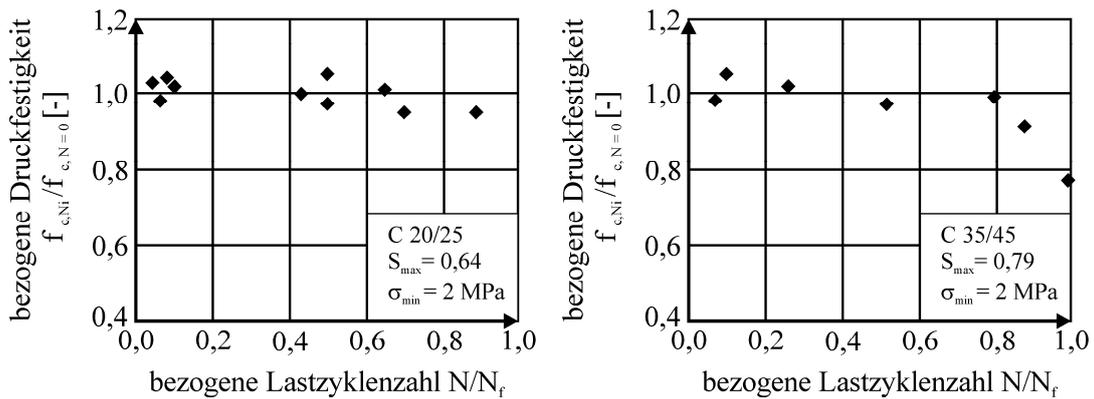


Bild 2.28: Veränderungen der Druckfestigkeit f_c infolge Druckschwellbelastung bei einem Beton der Druckfestigkeitsklasse C20/25 (links) und C35/40 (rechts) [27]

2.5 Weitere ermüdungsrelevante Belastungen

Obwohl Beton in den meisten Fällen maßgeblich für das Abtragen von Druckbelastungen eingesetzt wird, spielen auch seine Ermüdungseigenschaften infolge zyklischer Zug- und Biegebelastung eine bedeutende Rolle, wie z.B. im Zusammenhang mit der Empfindlichkeit der Rissbildung im Beton. Um die Ermüdungslebensdauer von Beton infolge Zug- und Biegebelastungen abzuschätzen, wurde eine Vielzahl von Wöhlerlinien bestimmt (Bild 2.29) [11] [53] [68] [91].

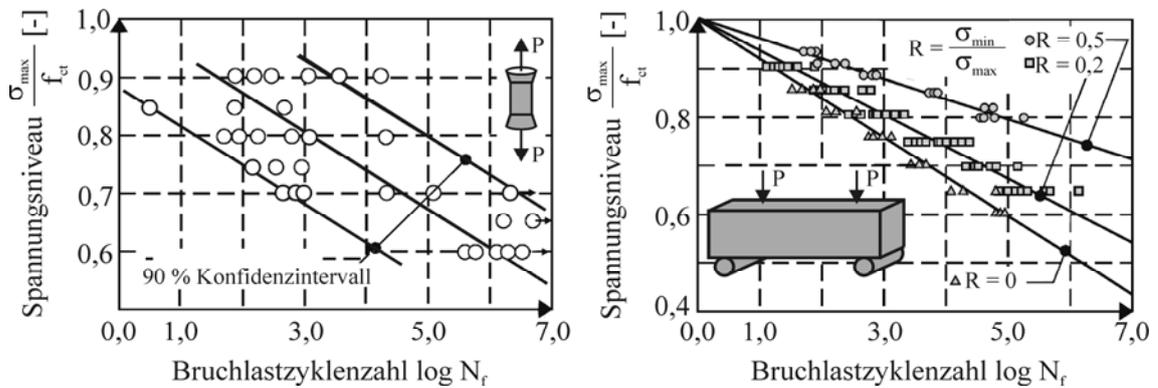


Bild 2.29: Wöhlerlinien für zyklische Zug- (links: [11]) und für Biegebelastungen (rechts: [91])

Die Dehnungen infolge zyklischer Zugbelastung sowie die Durchbiegungen infolge zyklischer Biegebelastungen entwickeln sich analog zu den Dehnungen infolge zyklischer Druckbelastung in Form einer S-Kurve mit den drei typischen Phasen (Bild 2.30) [10] [61].

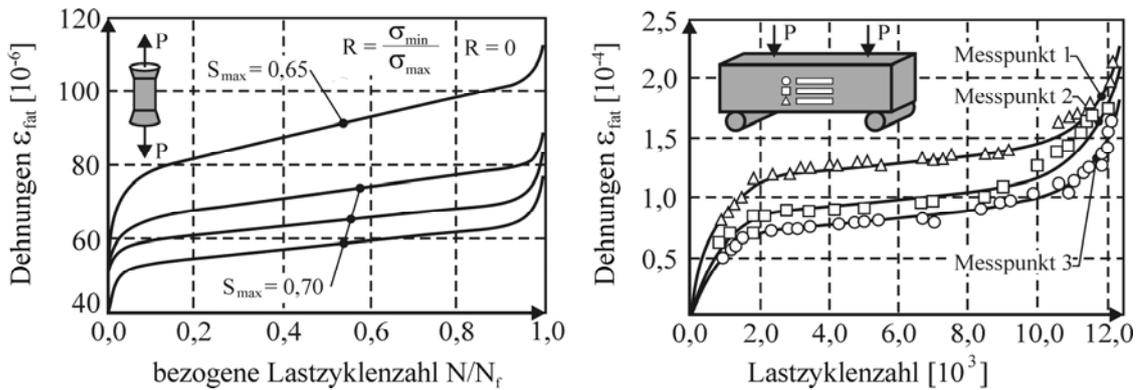


Bild 2.30: Dehnungsentwicklungen infolge Zug- (links: [10]) und infolge Biegebelastungen (rechts: [61])

Im Gegensatz zum unzureichenden Kenntnisstand zu Veränderungen der maßgeblichen Eigenschaften des Betons (z.B. Druckfestigkeit, Steifigkeit) infolge Druckschwellbelastung existiert zu den Veränderungen infolge zyklischer Zug- oder Biegebelastung eine durchaus nennenswerte Datenbasis (Bild 2.31).

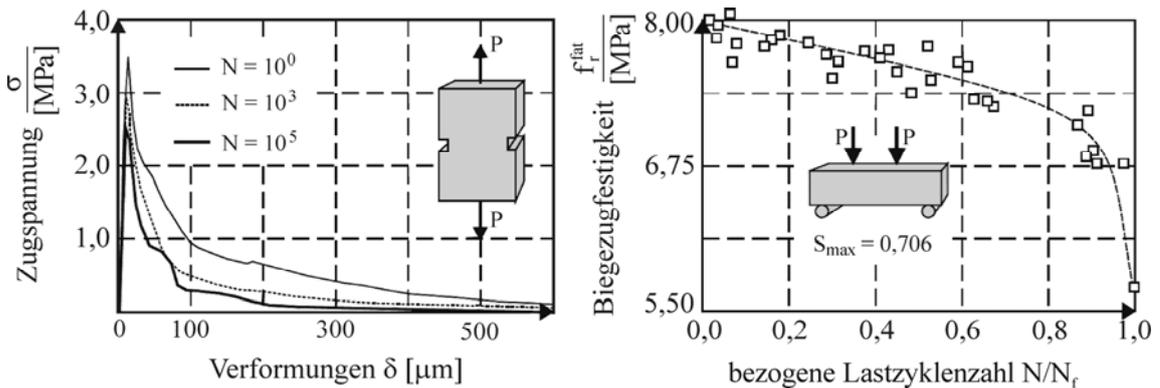


Bild 2.31: Veränderung von Betoneigenschaften infolge zyklischer Zugbelastung (links: [32]) und infolge zyklischer Biegebelastung (rechts: [91])

Um Veränderungen der maßgeblichen Betoneigenschaften infolge zyklischer Belastung im Vergleich zu zyklisch unbelasteten Betonen zu bestimmen, wurden Bruchversuche an Probekörpern, die vorher mit unterschiedlichen Lastzyklenzahlen belastet worden waren, durchgeführt. Im Falle der zyklischen Zug- sowie Biegebelastung wird offensichtlich, dass die lastinduzierten Mikrorisse zu signifikanten Veränderungen der Betoneigenschaften führen (Bild 2.31). Für beide Fälle kann nachgewiesen werden, dass die zyklische Belastung mehr und mehr die Festigkeit des Betons mit zunehmender Lastzyklenzahl reduziert. Der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungslinie der Zugprobekörper (Bild 2.31, links) verändert sich, so dass die aufnehmbare Energie mit zunehmender Lastzyklenzahl abnimmt. Analoge Erkenntnisse können bei biegebelasteten Probekörpern festgestellt werden [32].

2.6 Schadensakkumulationshypothesen

Veränderungen im Baustoff infolge zyklischer Belastung verursachen eine Wirkung, die insbesondere im Zusammenhang mit Schadensakkumulationshypothesen als Schädigung bezeichnet wird. Die Materialantwort bei mechanischer Belastung verschlechtert sich i.d.R. infolge dieser Schädigung. Es wird angenommen, dass die Schädigungen der einzelnen Lastzyklen akkumuliert werden und so zu einer Ermüdung führen [67]. Dabei stellt sich die Frage, ob und wie die durch einen Lastzyklus hervorgerufene Schädigung, bzw. der Zustand eines Baustoffs nach einer beliebigen Belastungsfolge, beschrieben werden kann. Im Allgemeinen wird dieser „Ermüdungszustand“ phänomenologisch aus der verbleibenden Lebensdauer bestimmt, wobei die Schadenssumme D vor Beginn der zyklischen Belastung mit Null und im Bruchzustand mit Eins festgesetzt wird. Fraglich ist dabei, ob ein Ermüdungszustand existiert, den identische Probekörper durch eine unterschiedliche Belastungsvorgeschichte erreichen, und der dadurch definiert ist, dass alle Probekörper bei anschließend gleicher zyklischer Belastung die gleiche Resttragfähigkeit besitzen. Die Existenz solcher Ermüdungszustände ist aber in den bekannten Schadensakkumulationshypothesen unausgesprochen vorausgesetzt [67].

Die Bestimmung einer Schadenssumme D basiert auf Abschätzungen der Bruchlastzyklenzahlen N_f mit Wöhlerlinien (vgl. Abschnitt 2.4.2). Mit den Wöhlerlinien können Bruchlastzyklenzahlen N_f bestimmt werden, die auf Belastungshistorien mit konstanter Spannungsamplitude beruhen. Dies widerspricht jedoch den realen Belastungsbedingungen, bei denen in der Regel statistisch veränderliche Spannungsamplituden zufällig aufeinander folgen. Die Ermüdungslebensdauer unter solchen zufälligen Belastungsszenarien lässt sich durch Versuche, in denen reale Belastungsszenarien nachgebildet werden, ermitteln oder kann aus einstufigen zyklischen Versuchen abgeleitet werden. Letzteres setzen eine „Schadensakkumulationshypothese“ voraus [67].

Eine einfache und heutzutage sehr weit verbreitete Schadensakkumulationshypothese zur Bewertung von Lastprozessen mit variablem Spannungsniveau ist die klassische Palmgren-Miner-Hypothese (Bild 2.32) [46] [55].

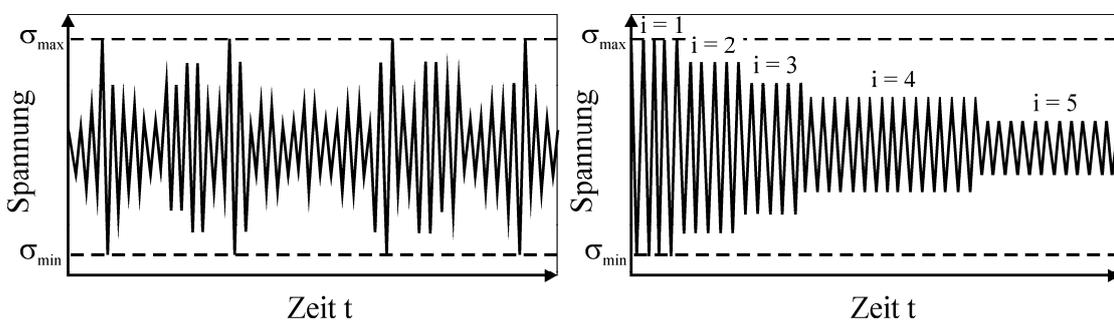


Bild 2.32: Zufälliger Belastungsprozess und dessen Aufbereitung in Belastungskollektive [56]

Diese Palmgren-Miner-Hypothese soll zum einen die Bestimmung der kumulierten Bruchlastzyklenzahl für Lastsequenzen mit variabler Spannungsamplitude ermöglichen und zum anderen ein Maß für die zu beliebigen Zeitpunkten akkumulierte Schädigung

bereitstellen. Nach der Palmgren-Miner-Hypothese wird zunächst ein zufälliger Belastungsprozess in i verschiedene Kollektive mit jeweils konstanter Spannungsamplitude $\Delta\sigma_i$ eingeteilt.

Hierbei wird angenommen, dass jeder Lastzyklus im Baustoff eine Teilschädigung $\Delta D_{PM,i}$ verursacht, die unabhängig von der bereits durch die vorhergehenden Lastzyklen verursachte Schädigung ist („Reihenfolgeunabhängigkeit“). Ferner wird zugrunde gelegt, dass sich der prozentuale Anteil des i -ten Belastungskollektivs mit konstanter Spannungsamplitude $\Delta\sigma_i$ an der Ermüdungslebensdauer aus dem Verhältnis zwischen der Anzahl der Lastzyklen $n_i(\Delta\sigma_i)$ dieses i -ten Kollektivs und der zugeordneten Bruchlastzyklenzahl $N_{fi}(\Delta\sigma_i)$ ergibt. Die Schadensumme für einen zufälligen Belastungsprozess entspricht nach der Palmgren-Miner-Hypothese demnach der Schadensumme aus j Belastungskollektiven.

$$\Delta D_{PM,i} = \frac{1}{N_{fi}(\Delta\sigma_i)} \quad (2.1)$$

$$D_{PM} = \frac{n_1(\Delta\sigma_1)}{N_{f1}(\Delta\sigma_1)} + \frac{n_2(\Delta\sigma_2)}{N_{f2}(\Delta\sigma_2)} + \frac{n_3(\Delta\sigma_3)}{N_{f3}(\Delta\sigma_3)} + \dots = \sum_{i=1}^j \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_{fi}(\Delta\sigma_i)} \quad (2.2)$$

Definitionsgemäß tritt ein Ermüdungsversagen erst dann ein, wenn die Schadensumme D_{PM} den Grenzwert von 1 erreicht. Die Schadensumme beschreibt für Werte kleiner 1 den theoretisch bereits „aufgebrauchten“ Anteil an der gesamten mit 1 assoziierten Ermüdungslebensdauer variabler Belastungsprozesse [56].

Obwohl von der Anwendung der klassischen Palmgren-Miner-Hypothese auf Beton abgeraten wird, kommt diese Methode zur Abschätzung der tatsächlichen bereits erreichten akkumulierten Schädigung bei zufälligen Belastungsszenarien am häufigsten zur Anwendung [48] [53] [62] [73]. Die Linearität und die Reihenfolgeunabhängigkeit der Schadensakkumulation, die in der Palmgren-Miner-Hypothese vorausgesetzt wird, wurden in einem Großteil der dazu durchgeführten Untersuchungen für Beton widerlegt. Mit zweistufigen Versuchen, die bis zum Ermüdungsversagen durchgeführt wurden, konnte dies u.a. durch die Arbeiten von Hilsdorf & Kesler im zyklischen Biegezugversuch (Bild 2.33) und von Holmen im Druckschwellversuch (Bild 2.34) verdeutlicht werden. Die Untersuchungsergebnisse weisen dabei deutlich auf eine Reihenfolgeabhängigkeit der Schädigung und ein gravierendes Abweichen der zum Versagen gehörenden Schadensumme von eins hin.

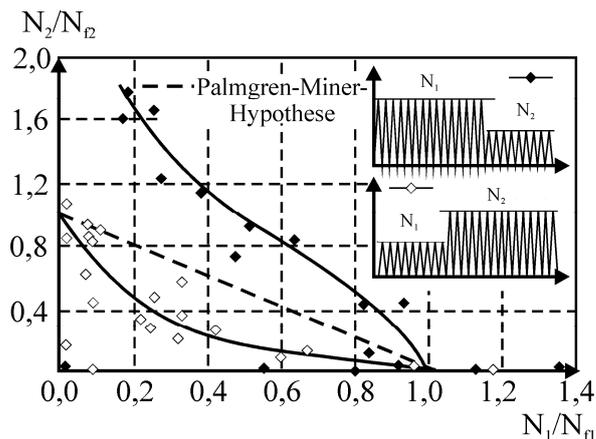


Bild 2.33: Reihenfolgeunabhängigkeit der Schadensakkumulation und Abweichung der zum Ermüdungsversagen gehörenden Schadenssumme von 1 im zweistufigen zyklischen Biegezugversuch [26]

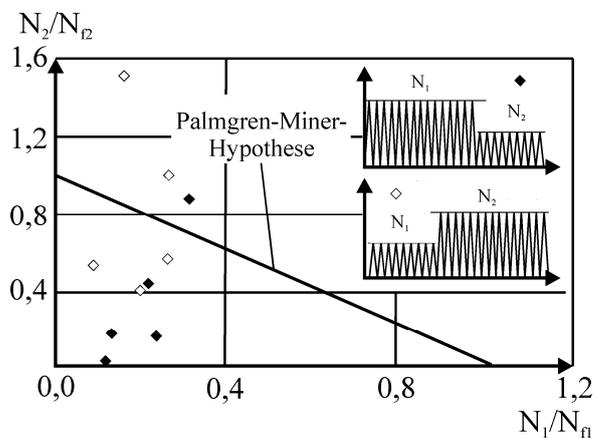


Bild 2.34: Reihenfolgeunabhängigkeit der Schadensakkumulation und Abweichung der zum Ermüdungsversagen gehörenden Schadenssumme von 1 im zweistufigen Druckschwellversuch [28]

Eine Erklärung dafür, dass die Palmgren-Miner-Hypothese für Beton nicht geeignet ist, liegt darin, dass dieser Hypothese keinerlei materialmechanische Begründung zugeordnet werden kann und somit die berechnete Schädigung ein abstrakter Wert bleibt [56]. Bisher existiert – auch nach erfolgten Modifikationen der Palmgren-Miner-Hypothese – keine leistungsfähige Theorie zur Beschreibung des Materialverhaltens von Beton für die Evolution der Ermüdungsschädigung (Schadenssumme $< 1,0$) oder für das Ermüdungsversagen (Schadenssumme $= 1,0$). Daher können bislang die Auswirkungen von Ermüdungsprozessen z.B. auf die Veränderungen des statischen E-Moduls oder der Festigkeit des Betons während des Ermüdungsbelastung nicht abgeschätzt werden [56].

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Versuchskonzept

Bisher liegen in der Literatur nur wenige Informationen zu Veränderungen der Spannungs-Dehnungslinie infolge Druckschwellbelastung vor. Mit experimentellen Untersuchungen wurde daher beabsichtigt, den Kenntnisstand und maßgebliche Zusammenhänge über diese ermüdungsbedingten Veränderungen zu erweitern.

Für den Großteil der Versuche wurden zylindrische Betonprobekörper einer Druckschwellbelastung ($0 < R < 1$) ausgesetzt. Bei konstanter Ober- und Unterspannung wurde dabei die Lastzyklenzahl variiert (Bild 3.1). Während dieser einstufigen Belastung wurden zum einen die Längsdehnungen erfasst und zum anderen die Veränderungen im dynamischen und statischen E-Modul des Betons nach definierten Lastzyklen („Zwischenzustände“) zerstörungsfrei bestimmt. An ausgewählten Proben wurde zudem die Mikrorissbildung in mikroskopischen Untersuchungen verfolgt.

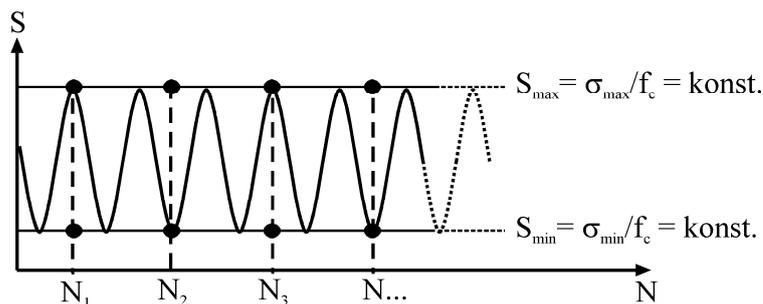


Bild 3.1: Einstufige Druckschwellbelastung und Zwischenzustände vor Eintritt des Ermüdungsbruchs

Zusätzlich zu den zerstörungsfreien Untersuchungen wurden mechanische Eigenschaften durch zerstörende Druckprüfungen nach Erreichen bestimmter Lastzyklenzahlen an Probekörpern bestimmt. Anhand von Vergleichen von Spannungs-Dehnungslinien, die bei unterschiedlichen Zwischenzuständen ermittelt wurden, können insbesondere Veränderungen des statischen E-Moduls und der Druckfestigkeit festgestellt werden.

Da die Betonzusammensetzung für den Degradationsprozess im Beton und damit auch für die Veränderungen der Spannungs-Dehnungslinie signifikant ist, wurden in dieser Arbeit die Eigenschaften der Betonmatrix und der Gesteinskörnung in der Betonzusammensetzung gezielt variiert und der Druckschwellbelastung ausgesetzt.

Um aus den Ergebnissen der einstufigen Versuche praxisrelevantere Schlussfolgerungen ziehen zu können, sind zusätzlich zweistufige Druckschwellversuche durchgeführt worden. Innerhalb dieser zweistufigen Versuche wurde das untere Spannungsniveau ebenfalls konstant gehalten, wohingegen das obere Spannungsniveau nach Erreichen

bestimmter Lastzyklenzahlen verändert wurde. In diesen Serien wurden auch verschiedene Reihenfolgen für das obere Spannungsniveau berücksichtigt (Bild 3.2).

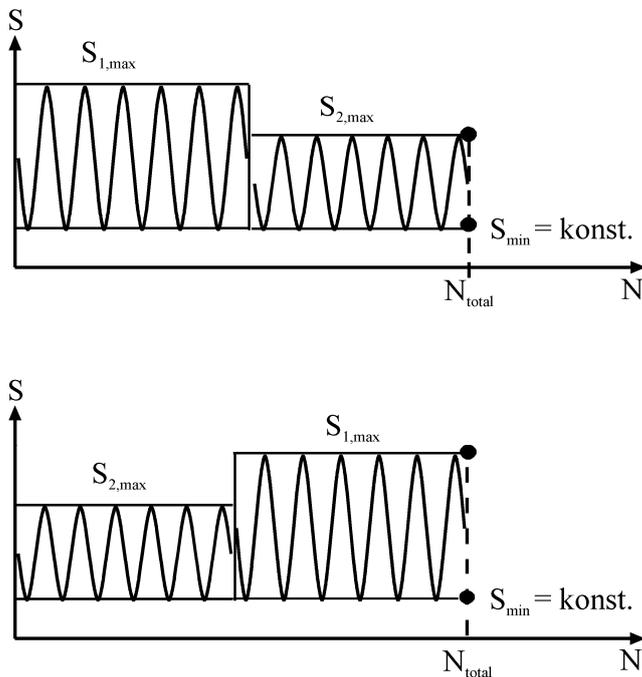


Bild 3.2: Zyklische Belastungshistorie im zweistufigen Druckschwellversuch

3.2 Versuchsprogramm

Für die untersuchten Betone sind die Zusammensetzungen und Eigenschaften in Tabelle 3.1 zusammengefasst. Für die einstufigen Versuche wurden hauptsächlich normalfeste Normalbetone der Betondruckfestigkeitsklasse C 30/37 (BZ 1) berücksichtigt (Tabelle 3.2). Zusätzlich wurde hochfester Normalbeton C 70/85 (BZ 2) und Luftporenbeton C 30/37 (BZ 3) in die Untersuchungen einbezogen, um den Einfluss von signifikant unterschiedlichen Betonmatrizen auf den Degradationsprozess des druckschwellbelasteten Betons zu erfassen. Ferner wurden drei normalfeste Betone der Druckfestigkeitsklasse C 30/37 (BZ 3 – BZ 6), die sich ausschließlich in der Art der groben Gesteinskörnung unterschieden, experimentell untersucht, um den Einfluss signifikant unterschiedlicher Kornsteifigkeiten in Betonzusammensetzungen auf die Degradation festzustellen (Tabelle 3.1, Tabelle 3.2). Die zweistufigen Druckschwellversuche beschränkten sich auf Betone mit der Druckfestigkeitsklasse C 30/37 (BZ 1).

Tabelle 3.1: *Betonzusammensetzungen und Eigenschaften*

Komponenten/ Eigenschaften	Betonzusammensetzungen					
	Variation Betonmatrix			Variation Gesteinskörnung		
Kurzbezeichnung	BZ 1, C 30/37	BZ 2, C 70/85	BZ 3, C 30/37 LP-Beton	BZ 4, C 30/37 Basalt	BZ 5, C 30/37 Quarzit	BZ 6, C 30/37 Sandstein
Zement [kg/m ³]/Art	340 CEM I 32,5 R	400 CEM I 42,5 R	340 CEM I 32,5 R	340 CEM I 32,5 R	340 CEM I 32,5 R	340 CEM I 32,5 R
Wasser [kg/m ³]	180	140	180	180	180	180
Gesteinskörnung [kg/m ³]/Sieblinie	1820/B16	1865/B16	1760/B16	2000/B16	1860/B16	1860/B16
Gesteinsart/ Korngruppen	Quarzit (Rheinkies): 0/2; 2/8; 8/16	Quarzit (Rheinkies): 0/2; 2/8; 8/16	Quarzit (Rheinkies): 0/2; 2/8; 8/16	Quarzmehl Quarzit (Rheinsand): 0/2; Basalt: 2/5; 5/8; 8/11; 11/16	Quarzmehl Quarzit (Rheinkies): 0/2; 2/8; 8/16	Quarzmehl Quarzit (Rheinsand): 0/2; Sandstein (Mainkies): 2/8; 8/16
Rohdichte [kg/dm ³]	Quarzit: 2,63	Quarzit: 2,63	Quarzit: 2,63	Quarzit: 2,63 Basalt: 2,97	Quarzit: 2,63	Quarzit: 2,63 Sandst.: 2,47
E-Modul [N/mm ²] [23] [82]	Quarzit: rd. 60.000	Quarzit: rd. 60.000	Quarzit: rd. 60.000	Quarzit: rd. 60.000 Basalt: rd. 90.000	Quarzit: rd. 60.000	Quarzit: rd. 60.000 Sandstein: 20.000 – 55.000
w/z-Wert/ Konsistenz	0,53/F3	0,35/F3	0,53/F3	0,53/F3	0,53/F3	0,53/F3
			(LP-Gehalt = 4,5 Vol.-%)			

In unterschiedlichen Versuchsserien wurde bei den einstufigen Versuchen die Ober-
spannung σ_{\max} der Druckschwellbelastung zwischen 60 % und 75 % der Betondruck-
festigkeit f_c variiert, während die Unterspannung σ_{\min} hingegen stets konstant auf 10 %
der Betondruckfestigkeit f_c eingestellt wurde. Um Streuungen der o.g. mechanischen
Eigenschaften bei definierten Zwischenzuständen zu erfassen, wurden zahlreiche Wie-
derholversuche durchgeführt (Tabelle 3.2 und Anhang A: Tabelle 9.1 bis Tabelle 9.8).

Tabelle 3.2: *Versuchsprogramm mit Anzahl einstufig belasteter Betonprobekörper*

Spannungs- niveau S_{\max}/S_{\min}	Variation Betonmatrix			Variation Gesteinskörnung		
	BZ 1	BZ 2	BZ 3	BZ 4	BZ 5	BZ 6
0,75/0,10	17					
0,675/0,10	47	15	10	6	8	8
0,60/0,10	12					

Bei den zweistufigen Druckschwellversuchen wurde das untere Spannungsniveau ebenfalls konstant gehalten ($0,10 \cdot f_c$), wohingegen das Niveau der oberen Spannung nach Erreichen bestimmter Lastzyklenzahlen variiert wurde. In diesen Serien wurden verschiedene Reihenfolgen des oberen Spannungsniveaus berücksichtigt ($0,75 f_c \rightarrow 0,675 f_c$ und umgekehrt) (Anhang A: Tabelle 9.24).

3.3 Belastungseinrichtung und Probekörper

Für die Druckschwellbelastung wurde eine Hydropulsanlage verwendet. Die Druckschwellbelastung wurde mit einem hydraulischen Zylinder kraftgeregelt mit einer maximalen Kolbenkraft von 1.000 kN auf die Probekörper aufgebracht (Bild 3.3, links). Für die Lasteinleitung dienten zwei gegenüberliegende Stahlplatten, die durch vier Säulen zu einem steifen Rahmen verbunden wurden. Um exzentrische Lasteinleitungen in die Betonzylinder weitestgehend auszuschließen, wurde eine Kugelkalotte zwischen dem Probekörper und dem oberen Querhaupt angeordnet (Bild 3.3, rechts). Die Druckschwellbelastung erfolgte sowohl bei den ein- als auch bei den zweistufigen Versuchen stets als sinusförmige Last mit einer Frequenz von 7,0 Hz.



Bild 3.3: Hydropulsanlage (links) und Probekörper mit Lasteinleitung über Kugelkalotte (rechts)

Entsprechend den in Tabelle 3.1 angegebenen Betonen wurde jeweils ein Betonkörper mit den Abmessungen 52 x 70 x 35,5 cm hergestellt. Dieser Betonkörper wurde 48 Stunden nach Herstellung ausgeschalt und anschließend in eine PE-Folie eingepackt, so dass Feuchteabgaben während der Hydratation vermieden wurden. Damit konnten nahezu identische Feuchtezustände in allen Bereichen des Betonkörpers sichergestellt werden. Aus diesem Betonkörper wurden im Alter von 25 bis 40 Tagen Bohrkerne mit

einem Durchmesser von $d = 100$ mm entnommen, die anschließend auf eine Höhe von 350 mm abgelängt wurden. Die beiden Stirnflächen, über die dann später die Last einzuleiten war, wurden planparallel geschliffen. Gegenüber der Herstellung von Einzelzylindern konnten dadurch vor allem störende Randeinflüsse, wie z.B. Mörtelanreicherungen entlang der Mantelfläche einer Zylinderschalung oder ungleiche Verdichtung verschiedener Probekörper, weitestgehend ausgeschlossen und damit gleichmäßige Probekörper hergestellt werden. Um zusätzliche Dehnungen infolge Austrocknung (Schwinden) während der Druckschwellbelastungen zu vermeiden, wurden die Probekörper vor den Druckschwellversuchen mindestens 3 Wochen lang bei 20 °C und 65 % rel. Feuchtigkeit luftgelagert. Da die meisten Druckschwellversuche zudem höchstens einen Tag andauerten, konnten Verzerrungen der Ergebnisse aus dem Schwindprozess vernachlässigt werden.

3.4 Untersuchungsmethoden

Erfassung der Dehnungen:

Während der Druckschwellbelastung wurden die Längsdehnungen über zwei auf den Mantelflächen in halber Höhe der Probekörper in Längsrichtung ausgerichteten Dehnungsmessstreifen (DMS, $l = 50$ mm Bezugslänge) kontinuierlich erfasst (Bild 3.7). Über eine dynamische Messwerterfassungsanlage wurden die Dehnungen nach jeweils rd. 10.000 Lastzyklen für 1 Sekunde mit einer Abtastfrequenz von 1,5 msec erfasst. Bei Versuchen, bei denen planmäßig eine vergleichsweise geringe Lastzyklenzahl angestrebt war, wurden die Dehnungen bereits nach jeweils rd. 5.000 Lastzyklen gemessen, um auch dort die Dehnungsveränderungen ausreichend genau zu erfassen.

Zerstörungsfreie Ermittlung der Veränderungen des dynamischen E-Moduls:

Die Entwicklung von Defekten in der Mikrostruktur wurde über zerstörungsfreie Ultraschallmessungen (US) erfasst (Bild 3.4).

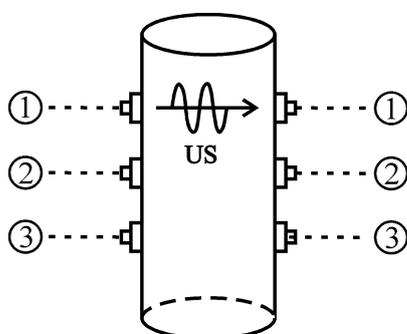


Bild 3.4: Achsen für die Ultraschalllaufzeit-Messung (links) und Durchführung (rechts)

Dazu wurde vor der Belastung und nach definierten Lastzyklenzahlen die Ultraschalllaufzeit senkrecht zur Lastrichtung in den Drittelpunkten und in halber Höhe der Probekörper gemessen. Für die eigentliche Bewertung eventuell aufgetretener Gefügeschädigungen wird aus den gemessenen Ultraschalllaufzeiten der relative dynamische E-Modul E_{dyn} bzw. dessen Veränderung ΔE_{dyn} nach Auberg bestimmt (3.1) [2].

$$\Delta E_{\text{dyn}} = \left(\frac{t_{\text{US},0}}{t_{\text{US},i}} \right)^2 \quad (3.1)$$

mit: ΔE_{dyn} = Veränderungen des dynamischen E-Moduls [%]
 $t_{\text{US},0}$ = US-Laufzeit des Ausgangszustands (Referenz)
 $t_{\text{US},i}$ = US-Laufzeit nach N_i Lastzyklen

Zerstörungsfreie Prüfung der Veränderungen des statischen E-Moduls:

Zudem wurde der statische E-Modul (E_{stat}) bei unterschiedlichen Lastzyklenzahlen ermittelt. Abweichend von der DIN 1048-5 [16] wurde dabei der statische E-Modul direkt nach einer einmalig aufgebrachtten Belastung bestimmt. Die einmalig durchgeführte Belastung wurde bis zur Oberspannung σ_{max} der Druckschwellbelastung gesteigert (Bild 3.5). Bei der Mittelspannung σ_{mittel} , die sich bei den untersuchten zyklischen Lastparametern zu rd. $\frac{1}{3} f_c$ ergibt, und Unterspannung σ_{min} ($0,10 f_c$) wurden die jeweils korrespondierenden elastischen Dehnungen erfasst, aus denen dann jeweils der statische E-Modul bestimmt wurde. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug dabei $0,65 \text{ N}/(\text{mm}^2/\text{s})$ und liegt somit innerhalb der von den Regelwerken vorgegebenen Belastungsgeschwindigkeit zur Bestimmung des statischen E-Moduls [16].

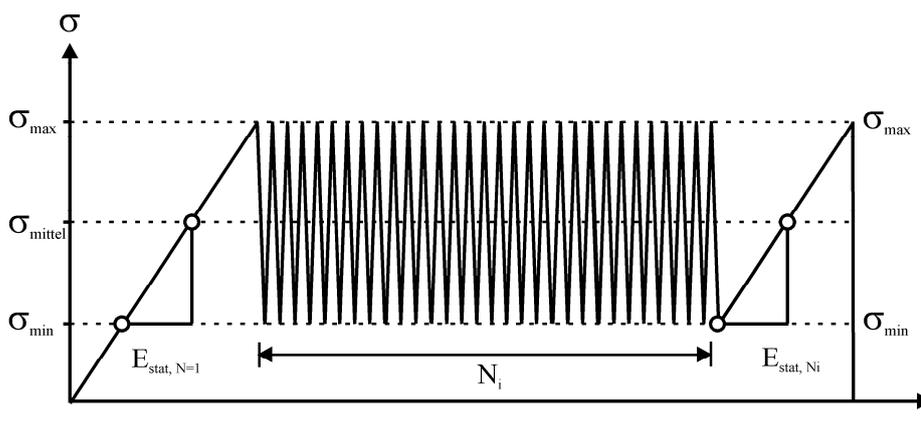


Bild 3.5: Darstellung der Belastungshistorie und Bestimmung des statischen E-Moduls (schematisch)

Aus dem Vergleich des statischen E-Moduls nach N_i – Lastzyklen (E_{stat, N_i}) mit dem des Referenzzustands vor der Druckschwellbelastung ($E_{\text{stat}, N=1}$) wurden die Veränderungen im statischen E-Modul, bzw. die verbleibenden statischen E-Moduli E_{stat} abgeleitet.

Bestimmung der Veränderungen in der Spannungs-Dehnungslinie:

Die Ermittlung der Spannungs-Dehnungslinie nach definierten Lastzyklenzahlen erfolgte weggesteuert mit einer Prüfgeschwindigkeit von 0,5 mm/min. Die sich einstellenden Dehnungen wurden mit zwei gegenüberliegenden DD1-Aufnehmern ($l = 50$ mm Bezugslänge) aufgezeichnet (Bild 3.6).



Bild 3.6: Ermittlung der Spannungs-Dehnungslinie mit DD1-Aufnehmern

Über Vergleiche mit den Spannungs-Dehnungslinie an zyklisch unbelasteten Referenzprobekörpern konnte der Einfluss der Druckschwellbelastung auf die Druckfestigkeit f_c , den statischen E-Modul E_{stat} , die zur Druckfestigkeit korrespondierende Dehnung ϵ_u sowie die Bruchenergie g_c festgestellt werden. Die Auswertung der Bruchenergie erfolgte lediglich bis ϵ_u , da zum einen die Spannungs-Dehnungslinie im Nachbruchbereich mit sehr großen Streuungen behaftet ist. Zudem ist die Form der Spannungs-Dehnungslinie im Nachbruchbereich maßgeblich von der Probekörperhöhe abhängig und daher nicht charakteristisch für den Beton (s. Abschnitt 2.2).

Erfassung der Mikrorissbildung:

Neben der Erfassung der Veränderung in mechanischen Eigenschaften wurden aus einigen Probekörpern vor der Erstbelastung, nach einmaliger Einwirkung bis zur Oberspannung σ_{max} sowie nach 180.000 und 600.000 Lastzyklen Teilproben aus den jeweiligen Betonzylindern entnommen.

An ihnen wurde, insbesondere senkrecht zur Lastrichtung die zwischenzeitlich aufgetretene Mikrorissbildung durch mikroskopische Untersuchungen näher erfasst (Bild 3.7). Bei diesen Untersuchungen wurden einstufige Druckschwellbelastungen mit $0,675 f_c$ für die Oberspannung, und $0,10 f_c$ für die Unterspannung, sowie die Betonzusammensetzungen BZ 4 bis BZ 6 (vgl. Tabelle 3.1) einbezogen.

Dazu wurden unter einem Lichtmikroskop Rissbreiten, Risslängen und die Anzahl der Mikrorisse als Risscharakteristika in einem Testfeld von 48×48 mm (polierte Oberfläche) bestimmt (Bild 3.7). Aus diesen Werten wurde die Mikrorissfläche, d.h. das integ-

rale Produkt aus Rissbreite und Risslänge innerhalb der Prüffläche, berechnet. Durch den Vergleich zwischen den Referenzproben aus unbelasteten Probekörpern und denen nach N_i -Lastzyklen konnte für die untersuchten Betone die bis dahin stattgefundenene Mikrorissbildung verfolgt werden.

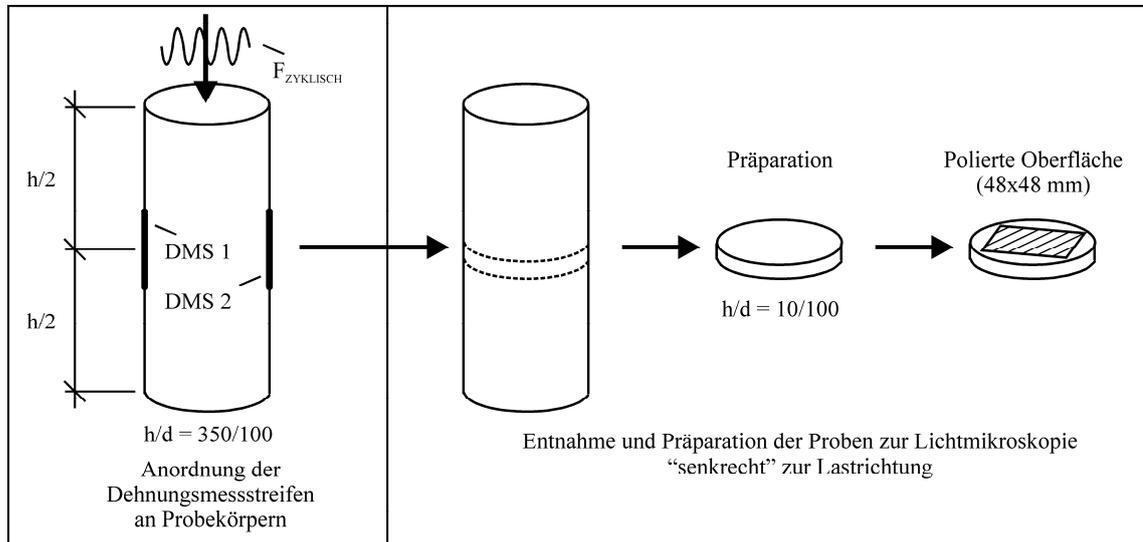


Bild 3.7: Anordnung der Dehnmessstreifen (DMS) und Proben zur mikroskopischen Erfassung der Mikrorissbildung senkrecht zur Laststrichtung

Zusätzlich wurden an einem Teil der Probekörper ebenfalls Teilproben parallel zur Laststrichtung entnommen, um insbesondere die in Abschnitt 2.4.4 beschriebenen Mikrorisse als Ursache für die Krümmungsumkehr der Spannungs-Dehnungslinie ggf. nachzuweisen (Bild 3.8).

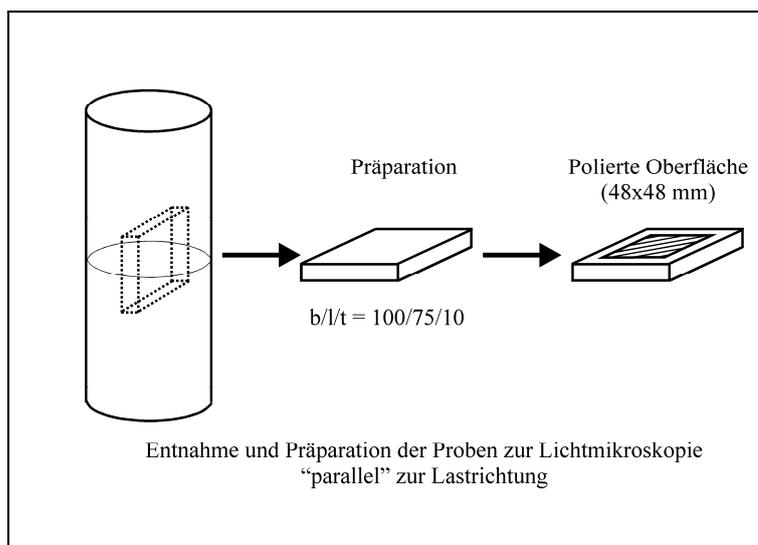


Bild 3.8: Proben zur mikroskopischen Erfassung der Mikrorissbildung parallel zur Laststrichtung

4 Versuchsergebnisse

4.1 Zunahme der Längsdehnungen

Mit zunehmenden Lastzyklen zwischen konstanter Ober- und Unterlast nahmen erwartungsgemäß die Längsdehnungen zu (vgl. Abschnitt 2.4.3). Die charakteristischen Entwicklungen sind für die einstufigen Versuchsserien repräsentativ für zwei Spannungsniveaus $S_{\max} = 0,60$ (Bild 4.1) und $S_{\max} = 0,675$ (Bild 4.2) dargestellt. Zunächst wurde bei beiden Versuchsserien durch die Wiederholversuche festgestellt (Tabelle 3.2), dass die Anfangsdehnung ε_0 bei $N = 1$ bereits nennenswerten Streuungen unterliegt. Dies kann dadurch erklärt werden, dass die untersuchten Probekörper vor Belastung sich mehr oder weniger in ihrer Druckfestigkeit und im statischen E-Modul unterscheiden. **Mit der Variation der Druckfestigkeit begründet gemäß Cornelissen & Reinhardt auch die unterschiedliche Dehnungszunahme während der Druckschwellbelastung [11].**

Bei den Versuchen mit $S_{\max} = 0,60$ stiegen die Längsdehnungen innerhalb der ersten 2,0 Millionen Lastzyklen schneller an (Phase ①) als im Bereich nach 2,0 Millionen Lastzyklen (Phase ②) (vgl. Abschnitt 2.4.3). Auch nach 25,55 Millionen Lastzyklen konnte unter diesen Bedingungen kein Ermüdungsversagen festgestellt werden.

Bei einigen Versuchen mit $S_{\max} = 0,675$ wurden alle drei Phasen des typischen S-förmigen Dehnungsverlaufs beobachtet (Bild 4.2). Das Eintreten in die Phase ③ kündigt ein baldiges Ermüdungsversagen an. Bei allen Versuchen wurde die Phase ① abgeschlossen und es erfolgte der Übergang in die Phase ②. Bei der Mehrzahl der Probekörper hatte sich bis 600.000 Lastzyklen ein Ermüdungsversagen noch nicht angekündigt (Phase ③). Eine Zusammenstellung der Dehnungsverläufe aller durchgeführten Versuchsserien ist im Anhang A dieser Arbeit enthalten (Tabelle 9.1 bis Tabelle 9.8).

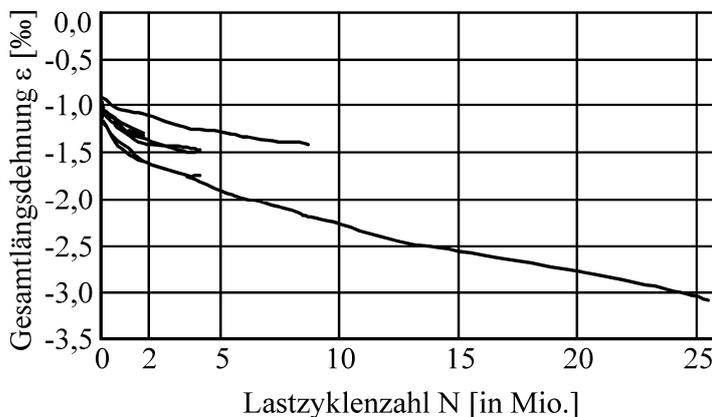


Bild 4.1: Veränderungen der Längsdehnungen über die Lastzyklenzahlen N für normalfesten Beton BZ 1 (C 30/37) mit $S_{\max}/S_{\min} = 0,60/0,10$

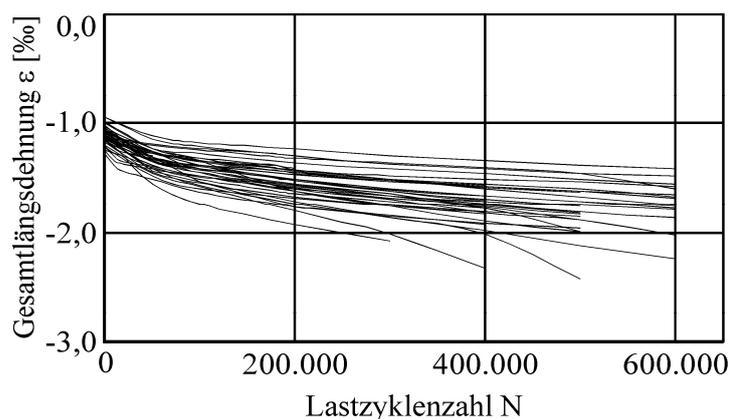


Bild 4.2: Veränderungen der Längsdehnungen über die Lastzyklenzahlen N für normalfeste Betone BZ 1 ($C\ 30/37$) mit $S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$

Die festgestellten Längsdehnungen setzen sich grundsätzlich aus Kriech-, Ermüdungs- und Schwindanteilen zusammen. Um die Größenordnung des Schwindens an den erfassten Längsdehnungen infolge Austrocknung zu quantifizieren, wurden zwei Probekörper ($h/d = 350/100$ mm; BZ 1) neben dem Versuchsstand unter den dort vorherrschenden Klimabedingungen gelagert. Die reinen Schwinddehnungen wurden über Abstandsänderungen von Messmarken, die an der Betonoberfläche fixiert wurden, mittels Setzdehnungsmesser (Bezugslänge $l = 200$ mm) erfasst (Bild 4.4). Die Schwindmessungen begannen im Betonalter von 28 Tagen nach Entnahme des Probekörpers aus dem Betonblock ($t = 0$) (Abschnitt 3.3). Die sich ergebenden Schwinddehnungen folgen dem Verlauf einer typischen Schwindkurve. Da die meisten Druckschwellversuche mindestens nach 21 Tagen nach der Bohrkernentnahme ($t = 0$) begannen und zugleich nur wenige Tage andauerten, können die geringen Schwinddehnungen in den hiesigen Betrachtungen unberücksichtigt bleiben.

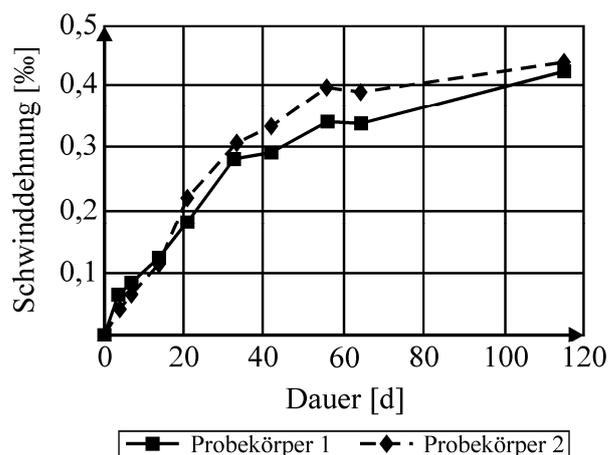


Bild 4.3: Verlauf der Schwinddehnungen in Längsrichtung (BZ 1)

Als Ursachen für die Zunahme der Längsdehnungen kommen somit hauptsächlich Kriechprozesse oder/und Mikrorissbildungen im Beton in Frage. Die Mikrorissbildung wurde im Rahmen dieser Arbeit für ausgewählte Versuchsserien mikroskopisch an po-

lierten Oberflächen untersucht. Die Proben wurden senkrecht zur Lastrichtung entnommen (Abschnitt 3.4). Die Untersuchungsergebnisse belegten deutliche Unterschiede im Mikrorissbild zwischen dem unbelasteten und dem mit N_i -Zyklen belasteten Beton (Bild 4.4). Während im linken Bild für den Beton BZ 5 anfangs bei $N = 0$ keinerlei bzw. nur im geringen Umfang Mikrorisse im Betongefüge festzustellen waren, wies der Beton nach 600.000 Lastzyklen mit $S_{\max} = 0,675$ und $S_{\min} = 0,10$ eine deutliche Mikrorissbildung auf. Mikroskopische Untersuchungen an weiteren Proben bestätigten dieses Ergebnis (s. Anhang A: Bild 9.4 bis Bild 9.6).

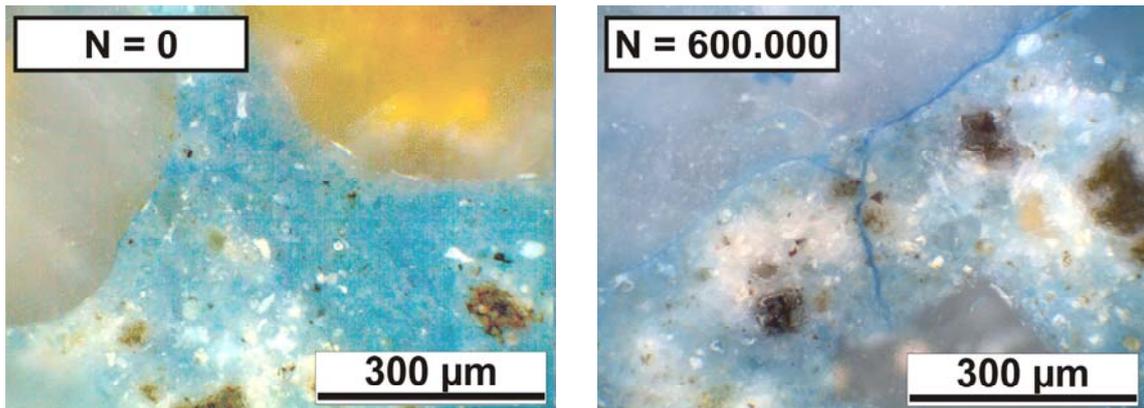


Bild 4.4: Mikrorissbilder (exempl. Ausschnitte) des Gefüges (BZ 5): links $N = 0$ und rechts $N = 600.000$

Eine quantitative Auswertung der Mikrorissbildung für BZ 5 wurde anhand der Mikrorissflächen für verschiedene Lastzyklenzahlen durchgeführt (Tabelle 4.1). Zunächst zeigte sich dabei, dass eine Zunahme der Mikrorissfläche maßgeblich durch die Zunahme der Rissanzahl bestimmt wird, d.h. es bilden sich vornehmlich mehr Mikrorisse, als dass sich vorhandene Mikrorisse aufweiten. Ferner ist daraus ersichtlich, dass eine einmalige Belastung ($N = 1$), die einer statischen Belastung entspricht, im Vergleich zu der folgenden Druckschwellbelastung bei gleichem Spannungsniveau lediglich zu marginalen Veränderungen in der Mikrostruktur führt, d.h. dass die Ausweitung der Mikrorisse eindeutig durch die zahlreichen zyklischen Belastungen verursacht wird. Die Mikrorisse verliefen sowohl in der Verbundzone zwischen dem Zementstein und der Gesteinskörnung als auch in der Betonmatrix. Anhand der Ergebnisse aus den weiteren Versuchen können diese Schlussfolgerungen belegt werden (Anhang A: Tabelle 9.9 bis Tabelle 9.11).

Tabelle 4.1: Mikrorisscharakteristika für Beton (BZ 5) bei unterschiedlichen Lastzyklenzahlen ($\sigma_{\max}/\sigma_{\min} = 0,675 f_c/0,10 f_c$)

Lastzyklenzahl N		0	1	180.000	600.000
Mikrorissbreite ¹⁾	[μm]	4,0	8,0	7,0	11,0
Mikrorissanzahl	[-]	2	1	5	14
Mikrorissfläche	[μm^2]	3.400	2.900	28.400	179.200
¹⁾ gemittelte Werte					

4.2 Veränderungen in der Spannungs-Dehnungslinie

Neben der Längsdehnung verändert sich infolge der Druckschwellbelastung auch die Spannungs-Dehnungslinie als Stoffgesetz für das Verformungsverhalten des Betons (vgl. Abschnitt 2.4.4). Repräsentativ für die Veränderung der Spannungs-Dehnungslinie werden für die Versuchsserie mit $S_{\max}/S_{\min} = 0,60/0,10$ die gemittelten Spannungs-Dehnungslinien nach definierten Lastzyklenzahlen dargestellt (Bild 4.5). Hierbei sind die verbleibenden irreversiblen Dehnungen – verursacht durch die Druckschwellbelastung – nach Entlastung ebenfalls zu Beginn der Spannungs-Dehnungslinien berücksichtigt. Diese verbleibenden Dehnungen stiegen signifikant mit zunehmender Lastzyklenzahl an. Der ansteigende Ast der Spannungs-Dehnungslinien selber veränderte sich auch mit zunehmender Lastzyklenzahl von einer konkaven Form (bezüglich der Dehnungsachse) zu einer geraden Linie und weiter zu einer konvexen Form (Bild 4.5). Eine ähnliche Entwicklung wurde z.B. auch bereits in Untersuchungen von Jinawath bis zum Oberspannungsniveau der Druckschwellbelastung beobachtet (vgl. Abschnitt 2.4.4).

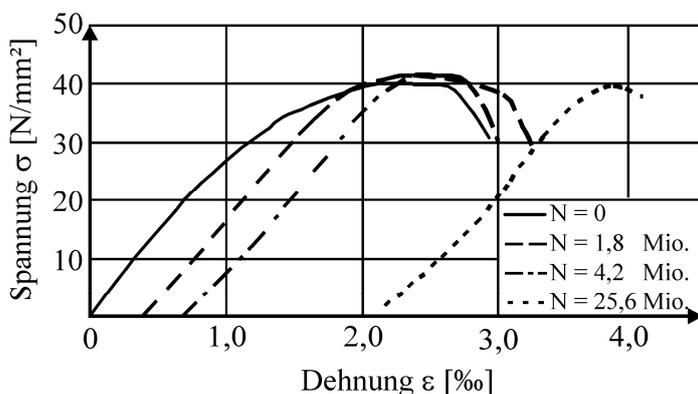


Bild 4.5: Spannungs-Dehnungslinien bei unterschiedlichen Lastzyklenzahlen mit verbleibenden Verformungen für normalfesten Beton BZ 1 ($S_{\max}/S_{\min} = 0,60/0,10$)

Da es keinen Materialkennwert gibt, der alle Informationen aus einer Spannungs-Dehnungslinie zusammenfasst, werden in diesem Zusammenhang die Auswirkungen der Mikrorissbildung auf die Veränderungen maßgeblicher Materialkennwerte separat aufgezeigt. Eine durch die Druckschwellbelastung verursachte Mikrorissbildung führte im unteren Bereich der Spannungs-Dehnungslinie zu einem Abfall des statischen E-Moduls E_{stat} (Tabelle 4.2). Zudem führte die Druckschwellbelastung dazu, dass der Verlauf des oberen Bereiches der Spannungs-Dehnungslinie (ansteigender Ast) steiler wurde bzw. der Sekantenmodul in diesem Bereich anstieg. Ferner verringerte sich die zur Druckfestigkeit korrespondierende Dehnung ϵ_u und die Bruchenergie g_c (vgl. dazu Abschnitt 3.4). Entsprechend der steigenden Längsdehnung nahmen die Materialkennwerte E_{stat} , g_c und ϵ_u innerhalb der ersten 2,0 Millionen Lastzyklen auch schneller ab als danach, wohingegen die Druckfestigkeit f_c nahezu konstant blieb. Im Anhang A sind die Ergebnisse zu den Druckprüfungen der anderen Versuchsserien enthalten (Tabelle 9.12 bis Tabelle 9.19).

Tabelle 4.2: Veränderungen der Materialkennwerte, bestimmt aus der Auswertung der Spannungs-Dehnungslinien bei verschiedenen Lastzyklenzahlen ($S_{max}/S_{min} = 0,60/0,10$)

Lastzyklenzahl N [Mio.]	Statische E-Modul E_{stat} [N/mm ²]	Druckfestigkeit f_c [N/mm ²]	Dehnung ϵ_u [‰]	Bruchenergie g_c [kJ/m ³]
0	28.000	40,3	2,28	63,8
1,8	25.500	41,6	2,02	47,5
4,15	23.800	42,0	1,96	43,8
25,55	21.900	39,6	1,78	36,8

Für die beobachtete Krümmungsumkehr der Spannungs-Dehnungslinie werden Mikrorisse in der Verbundzone ober- und unterhalb (in Lastrichtung gesehen) der Gesteinskörnung „verantwortlich“ gemacht [43]. Da solche Mikrorisse jedoch bisher nicht explizit mikroskopisch nachgewiesen wurden, sind mikroskopische Untersuchungen an polierten Oberflächen an Proben, die parallel zur Lastrichtung entnommen wurden, erfolgt (Abschnitt 3.4). Für die Versuche mit $S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$ (BZ 5) konnten auch in dieser Ebene zwischen dem unbelasteten Beton und den mit N_i -Zyklen belasteten Proben Unterschiede im Mikrorissbild festgestellt werden. Die Mikrorissbildung des unbelasteten Betons kann in jeder Schnittebene als gleich angenommen werden.

Nach dem Aufbringen von 600.000 Lastzyklen mit $S_{max} = 0,675$ und $S_{min} = 0,10$ konnte eine deutliche Mikrorissbildung festgestellt werden. Im Unterschied zu den Mikrorissbildern senkrecht zur Lastrichtung konnten nahezu ausschließlich Mikrorisse in der Verbundzone zwischen dem Zementstein und der Gesteinskörnung festgestellt werden (Bild 4.6). Diese Mikrorisse befanden sich konform zu den theoretischen Betrachtungen ober- und unterhalb der erfassten Gesteinskörner.

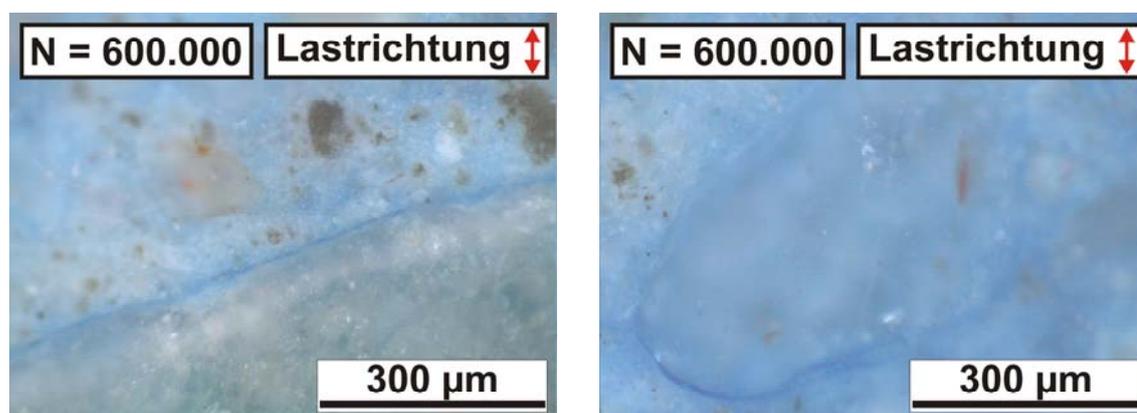


Bild 4.6: Mikroskopische Aufnahmen (exemplarische Ausschnitte) des Betongefüges (BZ 5) parallel zur Lastrichtung mit Mikrorissen bei 600.000 Lastzyklen

4.3 Veränderungen im E-Modul

Die fortschreitende Mikrorissbildung im Betongefüge infolge Druckschwellbelastungen führt dazu, dass sich der statische E-Modul E_{stat} , die zur Druckfestigkeit korrespondierende Dehnung ε_u und die Bruchenergie g_c signifikant verändern (Tabelle 4.2). Zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie als ein übergreifendes Ziel dieser Arbeit sind Informationen zu den Veränderungen von g_c nicht erforderlich (Definition g_c : s. Abschnitt 3.4). Die Bruchenergie g_c kann später aus der Form der Spannungs-Dehnungslinie, die u.a. in Abhängigkeit von E_{stat} und ε_u bestimmt wird, ermittelt werden (Abschnitt 6).

Der statische E-Modul E_{stat} erweist sich als sensible Variable zur Abschätzung der Schädigung. Daher wird die Betonsteifigkeit unter der Druckschwellbelastung näher untersucht. Informationen über die Betonsteifigkeit können zusätzlich durch den relativen dynamischen E-Moduls E_{dyn} festgestellt werden (Bild 4.7).

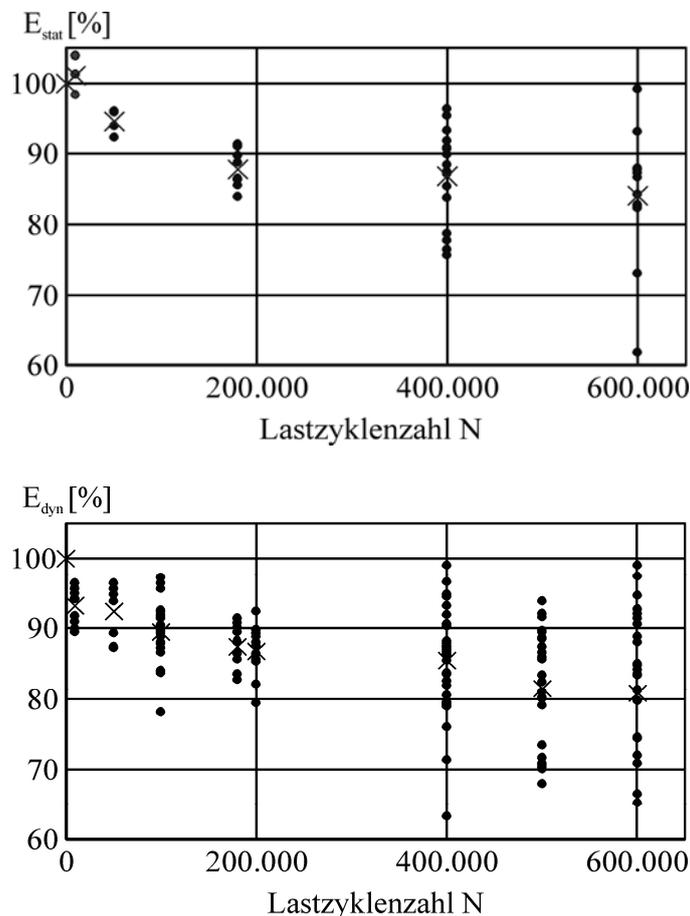


Bild 4.7: Verlauf und Streuungen von E_{stat} und E_{dyn} beim Spannungsniveau mit $S_{\text{max}}/S_{\text{min}} = 0,675/0,10$ (einstufiger Versuch, BZ 1)

Stellvertretend fielen beim Spannungsniveau $S_{\text{max}}/S_{\text{min}} = 0,675/0,10$ (BZ 1) E_{stat} und E_{dyn} nach 180.000 Lastzyklen im Mittel um rd. 12,5 % ab (Bild 4.7). Ein darauf folgender stetiger Abfall mit einer signifikant geringeren Steigung wurde zwischen den Last-

zyklenzahlen 180.000 und 400.000 beobachtet. Nach einer Belastung von rd. 400.000 Lastzyklen zeigte sich bei einigen Probekörpern ein beschleunigter Abfall von E_{stat} und E_{dyn} . Zusätzlich wurden durch die Wiederholversuche (Tabelle 3.2 und Anhang A: Tabelle 9.20) steigende Streuungen mit zunehmender Lastzyklenzahl für E_{stat} und E_{dyn} festgestellt. Beispielsweise wuchs der auf den mittleren Abfall von E_{dyn} bezogene Variationskoeffizient von 40,1 % nach 10.000 Lastzyklen auf 79,8 % nach 600.000 Lastzyklen an. Insbesondere nach rd. 400.000 Lastzyklen wurde eine signifikante Zunahme der Standardabweichung beobachtet.

Da die Probekörper nicht bis zu ihrem Ermüdungsversagen belastet wurden, können die Ergebnisse in Bild 4.7 nicht auf deren spezifische Bruchlastzyklenzahl N_f bezogen werden. In einer Vielzahl von Wöhlerversuchen ist bereits gezeigt worden, dass die Bruchlastzyklenzahl N_f sehr stark streut. Dadurch ist es im Allgemeinen nicht möglich, eine Vorhersage der Bruchlastzyklenzahl N_f mit angemessener Genauigkeit vorzunehmen (vgl. Bild 2.14). Die Veränderungen des E-Moduls sind für alle Versuchsserien aus der Anlage zu entnehmen und festigen die o.g. Erkenntnisse (Anhang A: Tabelle 9.20 bis Tabelle 9.22).

Einfluss der Betonmatrix auf den Verlauf von E_{stat} :

Um den Einfluss der Betonmatrix auf den Verlauf von E_{stat} festzustellen, wurden Druckschwellversuche mit den Betonen BZ 1 bis BZ 3 mit dem gleichen Ober- und Spannungsniveau ($S_{\text{max}}/S_{\text{min}} = 0,675/0,10$) durchgeführt. Der Beobachtungsbereich umfasste die Phasen ① und ② (vgl. Abschnitt 2.4.3). Während der Beobachtungsbereich der Versuchsserie mit BZ 2 sich auf 100.000 Lastzyklen belief, wurden die Veränderungen von E_{stat} für BZ 1 bis 600.000 Lastzyklen und für BZ 3 bis 1.200.000 Lastzyklen erfasst. Die Druckschwellbelastungen führten zunächst bei allen Betonen zu Veränderungen im Gefüge, die bis zum Übergang von Phase ① in Phase ② einen Abfall auf E_{stat} von einheitlich rd. 95 % verursachten.

Anschließend setzte sich der Verlauf von E_{stat} beim Luftporenbeton BZ 3 im Vergleich zum BZ 1 viel weiter bis 1,2 Mio. Lastzyklen fort. Phase ③, die sich durch einen zügigeren Abfall von E_{stat} im Vergleich zu Phase ② kennzeichnet, wurde bei BZ 3 nicht erreicht (Bild 4.8). Hingegen gingen einige Probekörper in der Versuchsserie mit BZ 1 bereits nach 600.000 Lastzyklen in Phase ③ über. Dieses Phänomen, das beim BZ 3 zu beobachten war, kann mit dem „Knopflocheffekt“ erklärt werden. Ein Mikroriss, der bei seinem Anwachsen auf eine Mikroluftpore trifft, „läuft sich tot“ [76]. Zur Fortsetzung des Mikrorisses ist eine signifikant höhere Energie erforderlich. Somit verringert sich die Mikrorissbildung maßgeblich und es können mehr Lastzyklen durch die künstlich eingetragenen Luftporen aufgenommen werden als bei einem Beton ohne künstliche Luftporen (BZ 1).

Während der Verlauf von E_{stat} bis 100.000 Lastzyklen sich für BZ 1 noch in Phase ① befand, wurde für BZ 2 bis 100.000 Lastzyklen bereits Phase ② festgestellt. Mit der im

Vergleich zu BZ 1 höhere Betondruckfestigkeit und Sprödigkeit (E-Modul) von BZ 2 lässt sich erklären (Tabelle 3.1 und Anhang A: Tabelle 9.12 bis Tabelle 9.19), dass der Rissfortschritt und damit der Abfall von E_{stat} des BZ 2 intensiver ausfällt als bei BZ 1 (vgl. Abschnitt 2.4.2).

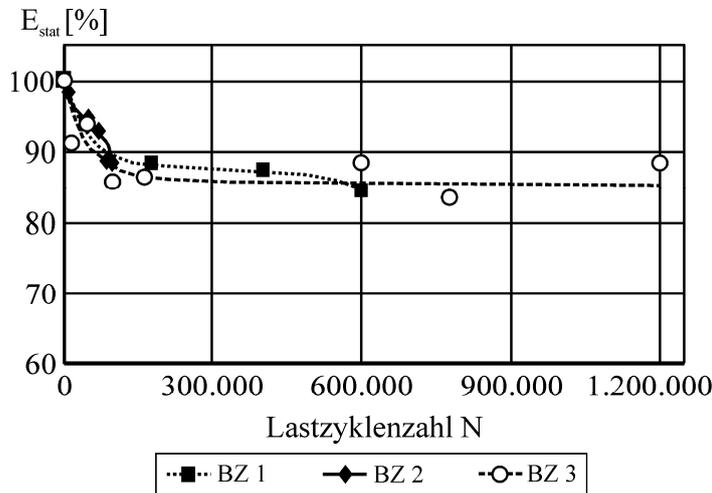


Bild 4.8: Verlauf von E_{stat} bei Betonen mit unterschiedlichen Gefügen mit $S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$ (einstufiger Versuch)

Einfluss der Gesteinskörnungsart auf den Verlauf von E_{stat} :

Zunächst bestätigt sich bei einer erstmaligen Belastung ($N = 1$), dass der statische E-Modul E_{stat} des Betons – wie erwartet – maßgeblich von dem E-Modul der untersuchten Gesteinskörnungsarten abhängt (Bild 4.9, links). Bei $N = 1$ konnte beim Beton BZ 4 (Basalt) ein rd. 20 % höherer und beim BZ 6 (Sandstein) ein rd. 11 % niedrigerer statischer E-Modul im Vergleich zu dem Beton BZ 5 (Quarzit) festgestellt werden. Infolge der Druckschwellbelastung nach N_i -Lastzyklen nahm bei allen untersuchten Betonen (BZ 4 - BZ 6) E_{stat} – allerdings in unterschiedlichem Maße – ab.

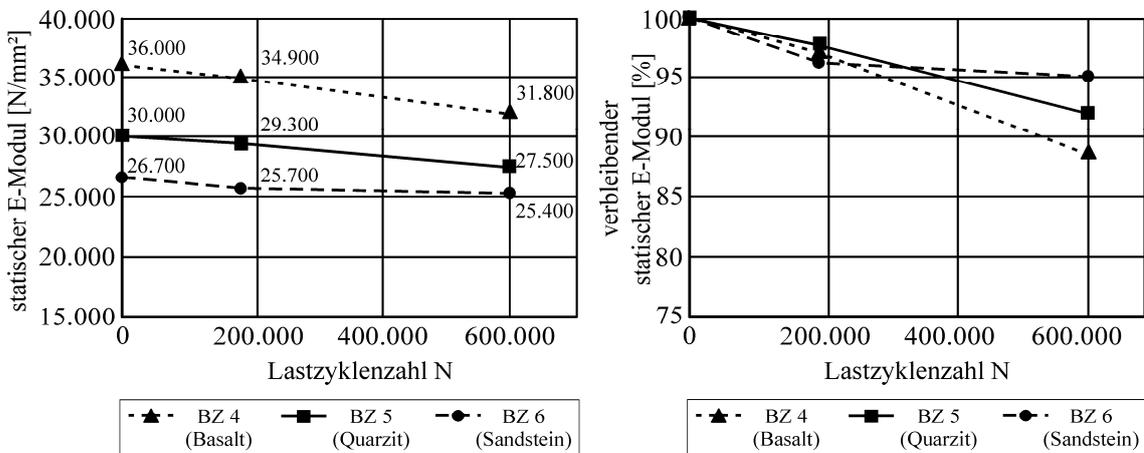


Bild 4.9: Verlauf von E_{stat} als absolute (links) und bezogene (rechts) Größe bei Betonen mit unterschiedlichen Gesteinskörnungsarten mit $S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$ (einstufiger Versuch)

Die unterschiedliche Steifigkeit der Gesteinskörnung hatte unterschiedliche Auswirkungen auf die Veränderungen des statischen E-Moduls E_{stat} im Beton (Bild 4.9, rechts). Diese verschiedenartige Entwicklung kann mit den unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnissen zwischen Gesteinskörnung und Zementstein erklärt werden. Der statische E-Modul des Sandsteins kann zwischen rd. 20.000 N/mm² und rd. 55.000 N/mm² angenommen werden und ist damit dem des Zementsteins von rd. 20.000 N/mm² deutlich näher. Demgegenüber übersteigt der statische E-Modul der quarzitischen Gesteinskörnung mit rd. 60.000 N/mm² und der des Basalts mit rd. 90.000 N/mm² den des Zementsteins um das 3- bis 5-fache. Das heißt, dass bei den Betonen BZ 6 (Sandstein) eine gleichmäßigere Steifigkeitsverteilung über die komplette Betonstruktur vorliegt als bei den Betonen mit den beiden anderen Gesteinskörnungen. Daraus resultieren beim Beton BZ 6 als Gesteinskörnung weniger und niedrigere Spannungsspitzen im Betonquerschnitt, welche zu nur einer geringeren Degradation im Betongefüge führen als bei den Betonen BZ 5 (Quarzit) bzw. BZ 4 (Basalt).

Konform zur intensiveren Abnahme von E_{stat} veränderten sich auch die Mikrorisscharakteristika der Betone BZ 4 bzw. BZ 5 mit zunehmender Lastzyklenzahl stärker als die des Betons BZ 6. Die Unterschiede in der Steifigkeitsverteilung können auch die Ergebnisse der mikroskopischen Untersuchungen erklären (Bild 4.10). Die Mikrorissbildungen in den unterschiedlichen Betongefügen wiesen trotz tendenziell gleichen Verhaltens Unterschiede im Detail auf. Diese Untersuchungen verdeutlichten dabei, dass sich die Mikrorissflächen in der Mikrostruktur der Betone BZ 4 und BZ 5, insbesondere nach $N = 600.000$ Lastzyklen ($S_{\text{max}}/S_{\text{min}} = 0,675/0,10$), nur geringfügig voneinander unterscheidend entwickelten. Dabei nahm allerdings beim Beton BZ 4 die mittlere Mikrorissbreite nennenswert zu, während beim Beton BZ 5 sich mehr Mikrorisse mit geringerer Rissbreite entwickelt haben (Bild 4.10). Ferner kann daraus und aus dem Vergleich der Mikrorissflächen abgeleitet werden, dass die Betone BZ 4 oder BZ 5 sich gegenüber einer solchen Mikrorissbildung deutlich sensibler verhalten als der Beton BZ 6.

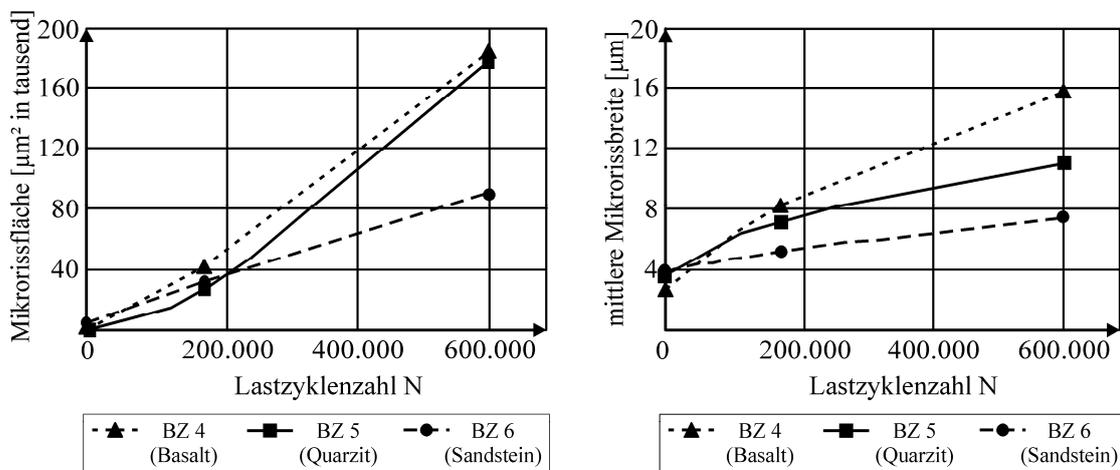


Bild 4.10: Einfluss der Gesteinskörnungsart auf die Mikrorissfläche (links) und mittlere Mikrorissbreite (rechts)

Einfluss des Spannungsniveaus auf den Verlauf von E_{stat} :

Die Abnahme innerhalb der Phase ① und der anschließende stetige Abfall mit einer signifikant niedrigeren Steigung in Phase ② von E_{stat} ist unabhängig vom Spannungsniveau S_{max} (Bild 4.11, links). Der Übergang von Phase ① in Phase ② erfolgt unabhängig vom Spannungsniveau nach ca. 10 % Abfall in E_{stat} . Jedoch ist die dazu korrespondierende Lastzyklenzahl in starkem Maße von S_{max} abhängig.

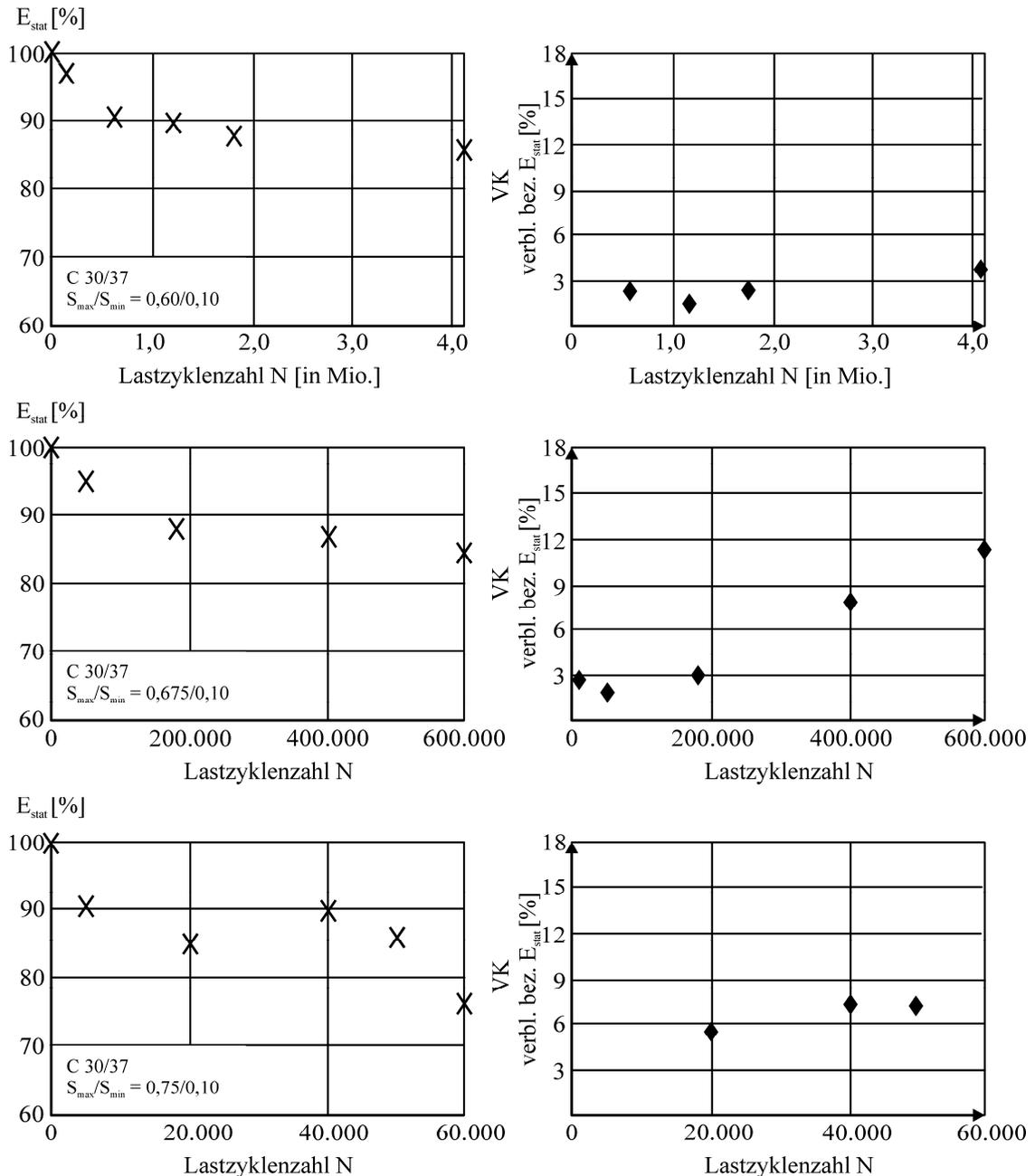


Bild 4.11: Verlauf der Mittelwerte von E_{stat} (links) und Variationskoeffizient VK bezogen auf den Mittelwert von E_{stat} (rechts) für verschiedene S_{max}

Neben den Gemeinsamkeiten in den Verläufen von E_{stat} über N befinden sich zudem die Variationskoeffizienten (VK) von E_{stat} in Phase ① auf ähnlichem Niveau bei rd. 3 bis 5 % (Bild 4.11, rechts). Mit zunehmender Lastzyklenzahl nehmen die Variationskoeffizienten innerhalb Phase ② und ③ stetig zu.

4.4 Bestimmung der Ermüdungsdehnung von Beton

Untersuchungen von Holmen demonstrierten die Schwierigkeiten, den Schädigungs- bzw. den Degradationszustand in Abhängigkeit vom Verhältnis der bereits belasteten Lastzyklenzahl N zur maximal belastbaren Lastzyklenzahl bis zum Bruch N_f zu formulieren [28]. So trat das Ermüdungsversagen z.B. bei einem definierten Verhältnis von $S_{\text{max}}/S_{\text{min}}$ (0,675/0,05) bei einigen Probekörpern bereits nach nur 10^5 Lastzyklen ein, wohingegen andere unter denselben Bedingungen erst nach $3 \cdot 10^6$ Lastzyklen versagten (Bild 2.22) [28]. Dieses verschiedenartige Verhalten deutet darauf hin, dass jeder untersuchte Probekörper aufgrund von Streuungen im Material seinen eigenen spezifischen N_f -Wert hat.

Daher wurde in dieser Arbeit ein alternativer Ansatz zur Beschreibung des statischen E-Moduls E_{stat} verwendet. Die gemessenen Gesamtlängsdehnungen (Bild 4.12) wurden dabei in einen Anteil, der rein durch die statische Belastung verursacht wurde, und in einen zweiten Anteil, der sich infolge der Druckschwellbelastung entwickelt, aufgeteilt (Bild 4.13). Im Folgenden ist der zweite Teil definiert als Ermüdungsdehnung (Bild 4.14). In Bild 4.15 sind die Ermüdungsdehnungen für dieselben Versuche abgebildet wie in Bild 4.12.

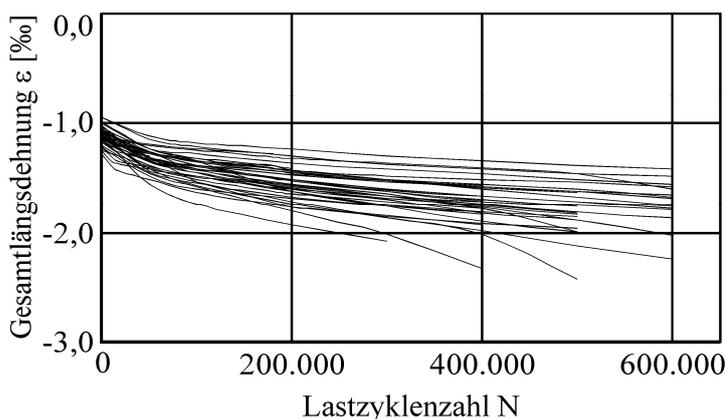


Bild 4.12: Gesamtlängsdehnung für BZ 1 mit $S_{\text{max}}/S_{\text{min}} = 0,675/0,10$

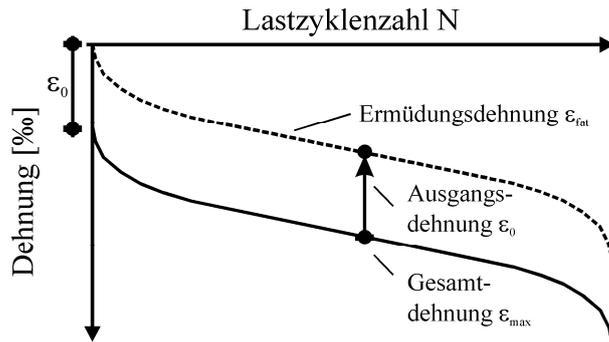
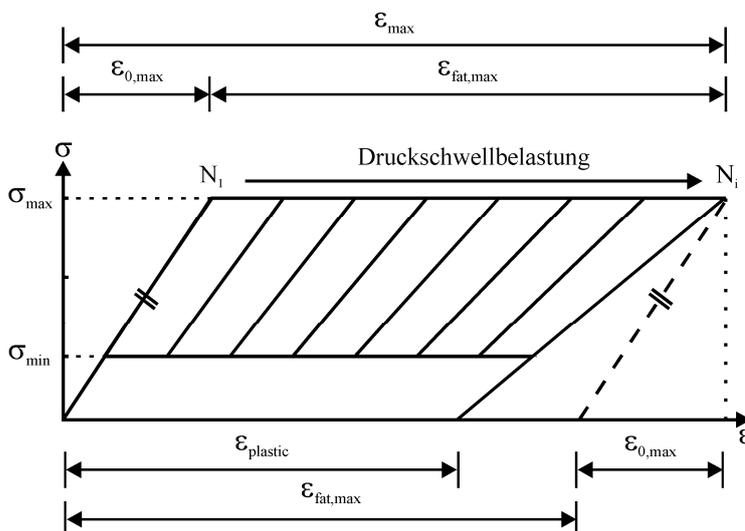


Bild 4.13: Berechnung der Ermüdungsdehnung

Die Zunahme in den Gesamtlängsdehnungen infolge der Druckschwellbelastung, d.h. der Ermüdungsdehnungen ε_{fat} (*engl. fatigue strains*), können auch anhand von Spannungs-Dehnungslinien innerhalb einer ganzheitlichen Betrachtung eines Druckschwellversuchs erläutert werden (Bild 4.14). (Innerhalb einer Vereinfachung sind die Spannungs-Dehnungslinien zu verschiedenen Ermüdungsdehnungen als Geraden dargestellt). Bereits die erste Belastung bei N_1 führt unmittelbar zur Ausgangsdehnung $\varepsilon_{0,\text{max}}$ bei σ_{max} . Die Gesamtlängsdehnung ε_{max} bei σ_{max} nimmt mit zunehmender Lastzyklenzahl N zu, d.h. dass die Druckschwellbelastung weitere Dehnungen signifikant über die Ausgangsdehnung $\varepsilon_{0,\text{max}}$ hinaus verursacht, die so genannten Ermüdungsdehnungen $\varepsilon_{\text{fat,max}}$. Während der Entlastung am Ende des Druckschwellversuchs (N_i) von σ_{max} nach σ_{min} und weiter zum unbelasteten Zustand fällt die Dehnung mit einer signifikant niedrigeren Steigung im Vergleich zu der Dehnungsrate bei Erstbelastung ab. Im unbelasteten Zustand verbleibt die durch die Druckschwellbelastung eingepreßte Dehnung $\varepsilon_{\text{plastic}}$, die kleiner als die Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ ist.

Bild 4.14: Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ von Beton im einstufigen Druckschwellversuch

Werden die Ermüdungsdehnungen $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ für die Druckschwellversuche für BZ 1 mit $S_{\text{max}}/S_{\text{min}} = 0,675/0,10$ über die Lastzyklenzahl N dementsprechend ausgewertet, dann ergibt sich folgendes Diagramm (Bild 4.15).

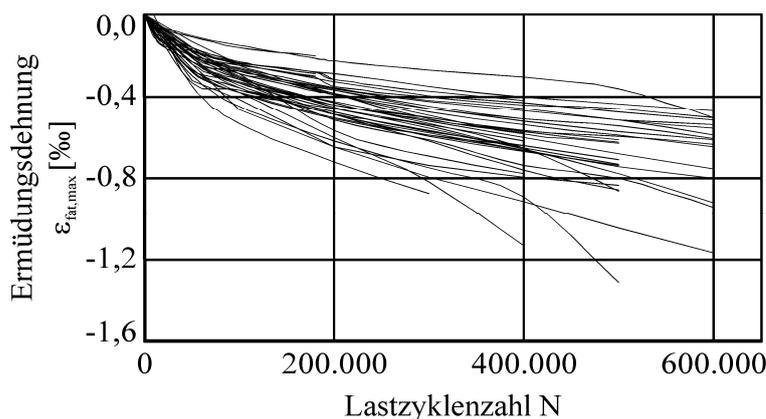


Bild 4.15: Ermüdungsdehnungen $\varepsilon_{fat,max}$ für BZ 1 mit $S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$

4.5 Dauerstand- und Druckschwellbelastungen im Vergleich

Die Veränderungen in den Dehnungen von Betonen unter Druckschwellbelastung werden in der Literatur häufig mit Kriechdehnungen verglichen [27] [72]. Der Verlauf der Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{fat,max}$ infolge Druckschwellbelastung wird auch als „zyklische Kriechkurve“ bezeichnet. Kriechen unter konstanter Druckbelastung führt zu plastischen Dehnungen des Betons. Um festzustellen, welchen Anteil derartige plastische Dehnungen an den Ermüdungsdehnungen $\varepsilon_{fat,max}$ hat, wurden zusätzlich Dauerstandversuche mit unterschiedlichen Belastungsniveaus ($0,275 f_c$; $0,388 f_c$; $0,50 f_c$; $0,60 f_c$) am Beton BZ 1 durchgeführt. Neben einem Vergleich zwischen Kriech- und Ermüdungsdehnungen wurden zudem die Auswirkungen von Dauerstand- sowie Druckschwellbelastungen auf die Druckfestigkeit f_c und den statischen E-Modul E_{stat} gegenübergestellt.

Die untersuchten Dauerstandbelastungen ($0,275 f_c$; $0,388 f_c$; $0,50 f_c$; $0,60 f_c$) lagen unterhalb der kritischen Spannung von rd. 80 % der Druckfestigkeit f_c (Abschnitt 2.2). Die Kriechversuche dauerten jeweils rd. 14 Tage an. Da nur Einzelversuche zu den unterschiedlichen Dauerstandbelastungen durchgeführt wurden, erfolgt im Rahmen dieser Arbeit lediglich eine qualitative Gegenüberstellung dieser Untersuchungsergebnisse mit den Ergebnissen aus den Druckschwellversuchen.

Die Kriechdehnungen nehmen mit zunehmendem Niveau der Dauerstandbelastung – wie erwartet – stärker zu (Bild 4.16). Die typische Form der Kriechkurve ist auch bei diesen Versuchen vorzufinden. Der Einfluss unterschiedlicher Dauerstandbelastungen ist zwar eindeutig festzustellen, jedoch verlaufen insbesondere die Kurven für die drei höheren Spannungsniveaus der Dauerstandbelastungen relativ eng zueinander. Da sich die kriecherzeugenden Spannungsniveaus der durchgeführten Druckschwellversuche im Bereich der Dauerstandbelastungen befinden, kann vereinfachend für die Dauer der ersten 14 Tage angenommen werden, dass die Kriechdehnungen bei den betrachteten Spannungsniveaus in etwa der gleichen Größenordnung liegen. Da die meisten Druckschwellversuche darüber hinaus gar innerhalb von einem Tag abgeschlossen waren, ist beispielsweise zu den Druckschwellversuchen mit dem Oberspannungsniveau S_{max} von $0,675$ (BZ 1) ein Kriechanteil von rd. $\frac{1}{4}$ an der Ermüdungsdehnung festzustellen.

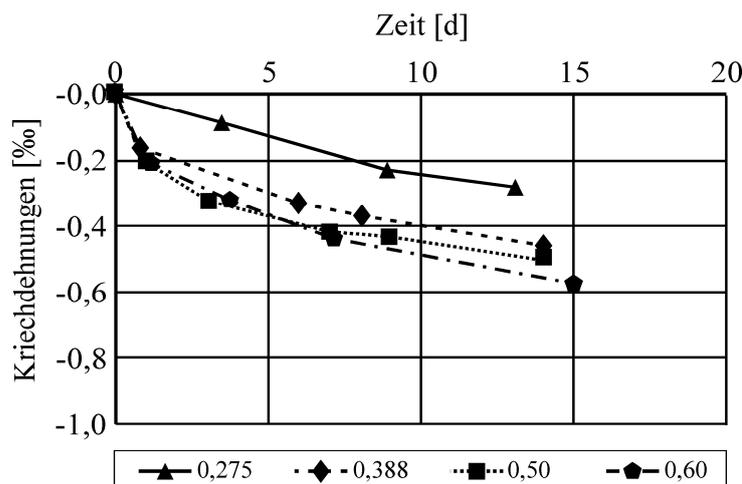


Bild 4.16: Kriechdehnungen über die Zeit bei unterschiedlichen Kriechspannungsniveaus (BZ 1)

Wenn die Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ ausschließlich aus Kriechmechanismen resultiert, dann müssten grundsätzlich die Auswirkungen von Kriechen (Druck) und von Druckschwellbelastung zumindest tendenziell im betrachteten Spannungsbereich auf den Beton übereinstimmen. Es konnte festgestellt werden, dass Dauerstandbelastungen im Unterschied zu Druckschwellbelastungen die Betondruckfestigkeit f_c zwischen rd. 6 % und 14 % erhöhen. Ähnliche Erkenntnisse zur Festigkeitssteigerung wurden bereits von Roll und Shah & Shandra festgestellt [63] [72]. Die Festigkeitssteigerung infolge Kriechen wird gemäß Shah & Chandra maßgeblich vom Zementsstein verursacht. Diese Behauptung wird durch einen Vergleich zwischen Probekörpern aus Zementstein und Beton mit gleichem Wasser-Zementwert infolge Standbelastungen belegt. Die Untersuchungsergebnisse aus den anschließenden statischen Druckprüfungen zeigten im Vergleich zu unbelasteten Probekörpern, dass Zementstein einen höheren Druckfestigkeitszuwachs infolge Kriechen verzeichnet als Beton. Shah & Chandra erklärten das Phänomen der Festigkeitssteigerung beim Beton unter Standbelastung damit, dass es dabei zu einem Verdichtungsvorgang im Beton kommt [72]. Dieser Effekt überwiegt bei einem Beton unter Dauerstandbelastung gegenüber dem gegenläufigen festigkeitsmindernden Effekt der Mikrorissbildung in starkem Maße.

Zu Auswirkungen von Dauerstandbelastungen auf die Veränderungen des statischen E-Moduls liegen in der Literatur keine Informationen vor. Bei den durchgeführten Druckschwellbelastungen wurde stets ein Abfall des statischen E-Moduls festgestellt. Aus den durchgeführten Dauerstandversuchen konnte hingegen festgestellt werden, dass der statische E-Modul infolge Kriechen im Bereich der Prüfstreuungen des statischen E-Moduls bei $t = 0$ ($\Delta E = \pm 5,0 \%$) bleibt. Eine Erklärung für diese Beobachtung könnte sein, dass sich die gegenläufigen Wirkungen des Verdichtungsvorgangs und der Mikrorissbildung auf den statischen E-Modul kompensieren. Eine Mikrorissbildung während der Dauerstandversuche kann indirekt durch die zusätzlich durchgeführten US-Untersuchungen mit dem dynamischen E-Modul über die Zeit belegt werden (Anhang A, Bild 9.7).

5 Auswertungen auf Basis der Ermüdungsdehnung

5.1 Korrelation zwischen $\epsilon_{fat,max}$ und E_{stat} für unterschiedliche S_{max}

Für die Druckschwellversuche sind im Folgenden die statischen E-Moduli E_{stat} auf Basis der dazu korrespondierenden Ermüdungsdehnungen $\epsilon_{fat,max}$ ausgewertet. In Bild 5.1 sind die gemittelten Werte des statischen E-Moduls E_{stat} gegenüber der korrespondierenden Ermüdungsdehnung $\epsilon_{fat,max}$ bei S_{max} für alle drei untersuchten Spannungsniveaus der Druckschwellbelastung separat für den BZ 1 aufgetragen. Im Allgemeinen konnte für diese Serien eine lineare Beziehung zwischen diesen zwei Parametern belegt werden. Es wurde offensichtlich, dass die Trendlinien der unterschiedlichen Spannungsniveaus eng zueinander verlaufen. Die Trendlinien für das obere Spannungsniveau $S_{max} = 0,60$ und $S_{max} = 0,675$ sind nahezu identisch, während E_{stat} bei $S_{max} = 0,75$ vergleichsweise etwas stärker abfiel. Bei den untersuchten niedrigen S_{max} scheint der Ermüdungsprozess hauptsächlich mit der Veränderung von $\epsilon_{fat,max}$ verknüpft zu sein. Die Parameter S_{max} und Lastzyklenzahl N spielen somit eine vernachlässigbare Rolle, um die Degradation anhand des Abfalls von E_{stat} zu beschreiben. Innerhalb einer allgemeinen Bewertung können die sich ergebenden Werte für E_{stat} für alle untersuchten S_{max} beim normalfesten Beton allein mit einer Trendlinie zusammengefasst werden (Bild 5.1). Eine Zusammenstellung der Auswertungen auf Basis der Ermüdungsdehnungen befindet sich für alle durchgeführten Versuchsserien im Anhang A dieser Arbeit (Tabelle 9.23 bis Tabelle 9.24).

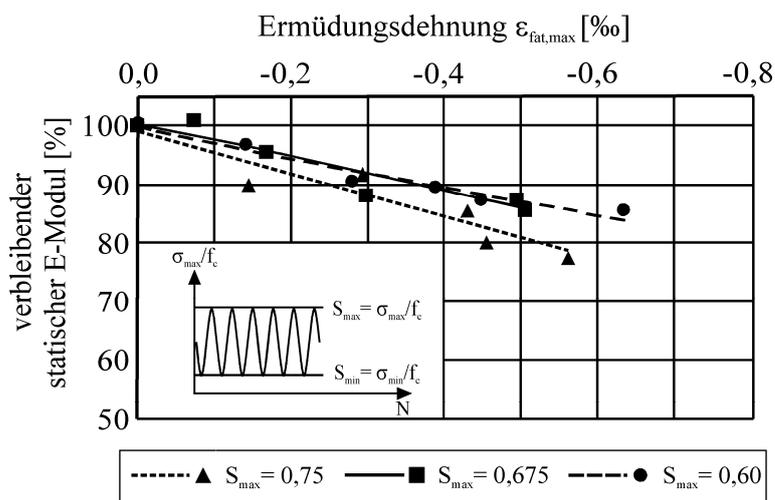


Bild 5.1: Korrelation zwischen $\epsilon_{fat,max}$ und E_{stat} für verschiedene Lastniveaus (BZ 1)

5.2 Einfluss der Matrix auf das Verhältnis zwischen $\epsilon_{fat,max}$ und E_{stat}

Um den Einfluss von unterschiedlichen Eigenschaften der Betonmatrix auf das Degradationsverhalten von Betonen unter Druckschwellbelastung zu bestimmen, wurden entsprechende Betone (BZ 1 - BZ 3) unter dem Spannungsregime $S_{max}/S_{min} = 0,675 / 0,10$ untersucht. Im Vergleich zum untersuchten normalfesten Beton BZ 1 zeigte der hochfeste Beton BZ 2 ein sehr ähnliches Verhalten auf (Bild 5.2). Das Verhältnis zwischen $\epsilon_{fat,max}$ und E_{stat} ist beim hochfesten Beton ebenfalls linear. Da beide untersuchten Betone zudem noch nahezu derselben Trendlinie folgen, kann angenommen werden, dass die Beschreibung des Ermüdungsverhaltens über die $\epsilon_{fat,max}$ nur in geringem Maße von der Betondruckfestigkeit beeinflusst wird. Daher ist davon auszugehen, dass auch Streuungen in der spezifischen Druckfestigkeit der Betonprobekörper einer Versuchsserie sich kaum auf das Verhältnis zwischen $\epsilon_{fat,max}$ und E_{stat} auswirken.

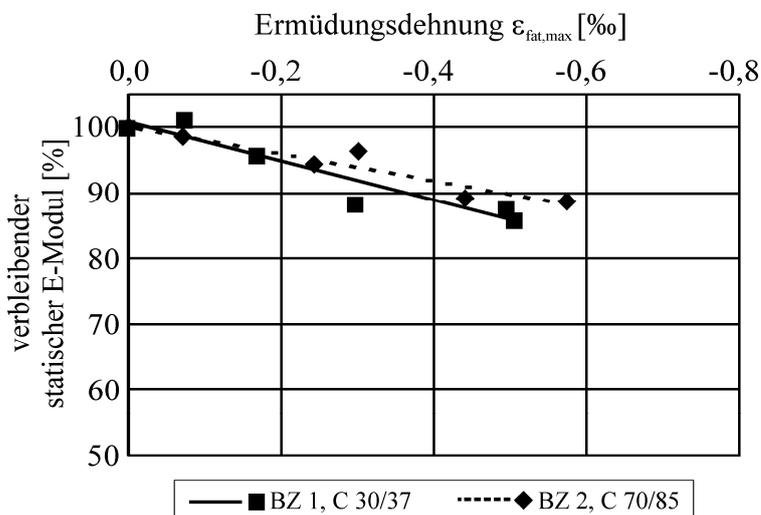


Bild 5.2: Korrelation zwischen $\epsilon_{fat,max}$ und E_{stat} von normalfestem (BZ 1) und hochfestem Beton (BZ 2) mit $S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$

Im Gegensatz zum BZ 1 wies der untersuchte Luftporenbeton BZ 3 jedoch ein stark unterschiedliches Verhältnis zwischen der Ermüdungsdehnung $\epsilon_{fat,max}$ und dem statischen E-Modul auf (Bild 5.3). Das Verhältnis kann bilinear angenähert werden. Nach einem beschleunigten Abfall von E_{stat} auf rd. 90 % bei der Ermüdungsdehnung von rd. $\epsilon_{fat,max} = -0,2$ ‰, reduzierten die eingeführten Luftporen die Mikrorissbildung (vgl. Abschnitt 4.3), so dass der Abfall von E_{stat} sich mit einer signifikant niedrigeren Steigung fortsetzte.

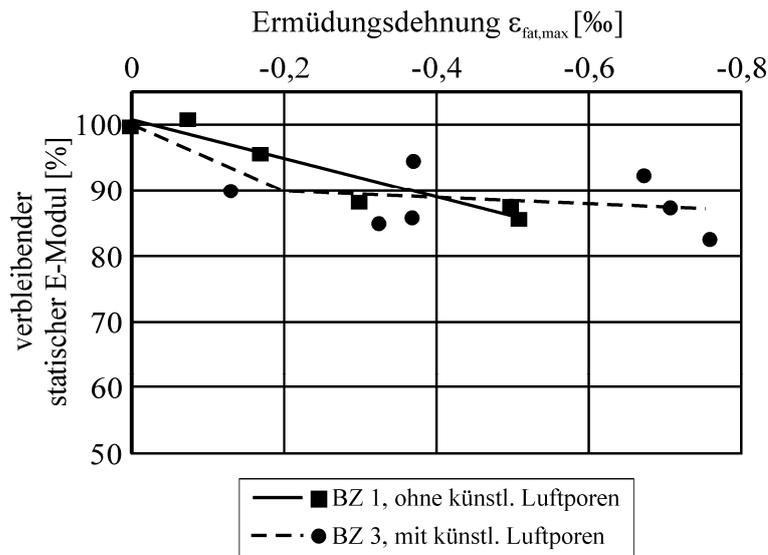


Bild 5.3: Korrelation zwischen $\epsilon_{fat,max}$ und E_{stat} von normalfestem Beton (BZ 1) und normalfestem Luftporenbeton (BZ 3) mit $S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$

5.3 Einfluss der Gesteinskörnung auf das Verhältnis zwischen $\epsilon_{fat,max}$ und E_{stat}

Der Einfluss von unterschiedlichen Gesteinskörnungen im Beton auf den Degradationsprozess und damit auf den Abfall des statischen E-Moduls E_{stat} ist mit zunehmender Ermüdungsdehnung $\epsilon_{fat,max}$ in Bild 5.4 veranschaulicht. Der Austausch quarzitischer Gesteinskörnung durch Sandstein führte zu einer signifikant niedrigeren Abnahme von E_{stat} (Bild 5.4). Dagegen brachte der Austausch durch Basalt keine nennenswerten Veränderungen. Diese verschiedenartigen Auswirkungen können mit den unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnissen zwischen Gesteinskörnung und Zementstein erklärt werden (vgl. Abschnitt 4.3).

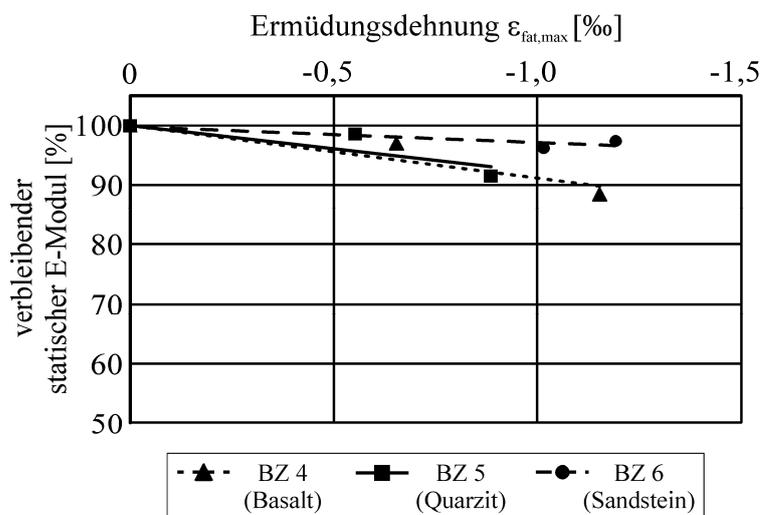


Bild 5.4: Korrelation zwischen $\epsilon_{fat,max}$ und E_{stat} in Abhängigkeit von unterschiedlichen Gesteinskörnungsarten (BZ 4 - BZ 6, $S_{max} = 0,675$)

5.4 Zweistufige Lastszenarios und Reihenfolgeeffekt

Um zu überprüfen, ob sich die bisherigen Erkenntnisse auf praxisnähere Lastszenarien übertragen lassen, wurden zweistufige Druckschwellversuche durchgeführt. Innerhalb dieser Versuche wurde das Unterspannungsniveau S_{\min} konstant auf 0,10 eingestellt. Die Oberspannung S_{\max} wurde nach Erreichen von bestimmten Lastzyklenzahlen verändert (Bild 3.2). Reihenfolge 1 bedeutet, dass die Druckschwellbelastung mit der höheren Oberspannung begann, und Reihenfolge 2, dass der Versuch mit der niedrigeren Oberspannung startete.

Für beide Reihenfolgen konnte bei N_{total} ein linearer Zusammenhang zwischen den Parametern E_{stat} und $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ ($S_{1,\max}/S_{2,\max} = 0,75/0,675$) beobachtet werden (Bild 5.5). Zudem sind die dazu bestimmten Trendlinien nahezu identisch. Daher kann angenommen werden, dass die Belastungsreihenfolge die Veränderungen zwischen E_{stat} und $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ nicht beeinflusst.

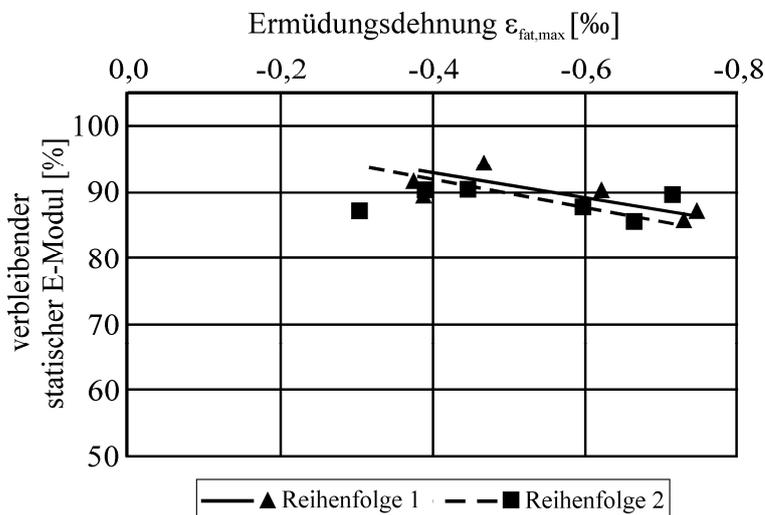


Bild 5.5: Korrelation zwischen $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ und E_{stat} für unterschiedliche Reihenfolgen der Druckschwellbelastung im zweistufigen Versuch mit $S_{1,\max}/S_{2,\max} = 0,75/0,675$

5.5 Veränderungen der zur Druckfestigkeit korrespondierenden Dehnung ε_u

Druckschwellbelastungen führen mit zunehmender Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ zur Abnahme der zur Druckfestigkeit f_c korrespondierenden Dehnung ε_u (vgl. Abschnitt 4.2). Da die Form der Spannungs-Dehnungslinie durch die Veränderungen von ε_u beeinflusst wird, sind diese Veränderungen zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie zu berücksichtigen. Die Ergebnisse belegten, dass eine zunehmende Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ (Abschnitt 5.1) zu einer abnehmenden Verformbarkeit des Betons führt (Bild 5.6).

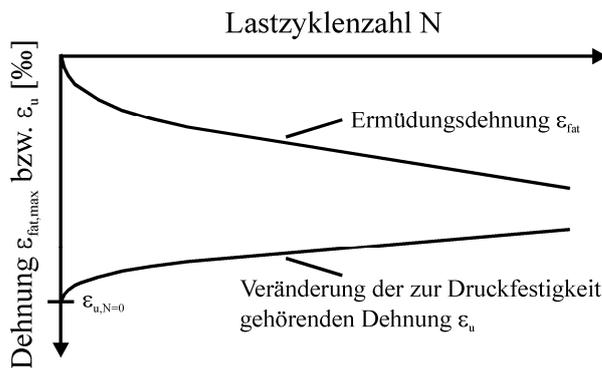


Bild 5.6: Gegenüberstellung der Veränderungen über N von der Ermüdungsdehnung ε_{fat} und der zur Druckfestigkeit korrespondierenden Dehnung ε_u , ermittelt aus der Spannungs-Dehnungsline

In Bild 5.7 sind die Veränderungen von ε_u über die Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{fat,max}$ für alle drei untersuchten Spannungsniveaus der Druckschwellbelastung separat für den BZ 1 aufgetragen.

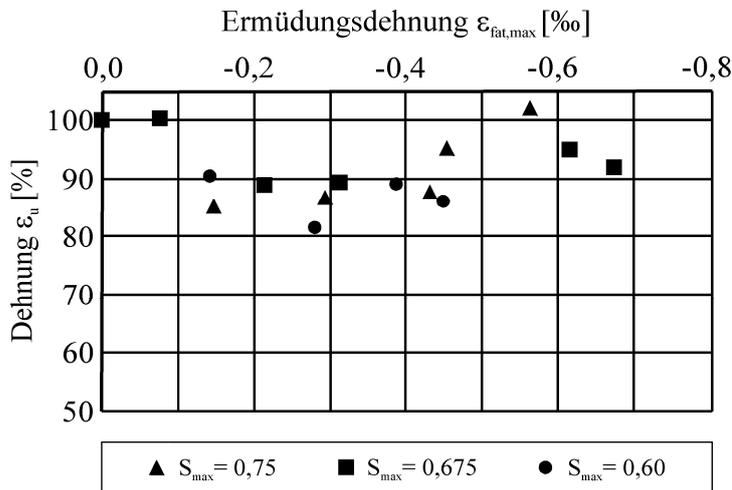


Bild 5.7: Zusammenhang zwischen $\varepsilon_{fat,max}$ und ε_u für den untersuchten normalfesten Normalbeton (BZ 1)

Zunächst ist festzustellen, dass ε_u bei allen untersuchten Spannungsniveaus bis $\varepsilon_{fat,max}$ von $-0,2$ ‰ um rd. 10 bis 15 % abfällt. Anschließend sind bei zunehmender Ermüdungsdehnung keine wesentlichen Veränderungen festzustellen. Der Zusammenhang zwischen $\varepsilon_{fat,max}$ und ε_u ist also demnach nicht linear (Bild 5.7). Der zur größten Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{fat,max}$ korrespondierende Wert für ε_u bei S_{max} von 0,75 weicht von diesem Trend signifikant ab. Da dieser ein Einzelwert ist, kann dieser als Ausreißer gewertet werden (vgl. Tabelle 9.14).

5.6 Druckschwellbelastungen im Dauerschwingfestigkeitsbereich

Um den Gültigkeitsbereich der bisherigen Erkenntnisse aus den bereits beschriebenen zyklischen Versuchen festzustellen, sind zusätzlich orientierende einstufige Druck-

schwellversuche mit einem niedrigeren Oberspannungsniveau S_{\max} als bisher – bei ansonsten gleichen Randbedingungen – durchgeführt worden. Bei den bisherigen Versuchen lag die Oberspannung S_{\max} innerhalb des Zeitfestigkeitsbereichs des Betons (Abschnitt 3.2). Ob oder inwiefern sich die daraus ermittelten Erkenntnisse auf Spannungsniveaus unterhalb des Zeitfestigkeitsbereiches, d.h. im Dauerschwingfestigkeitsbereich, übertragen lassen, wird überprüft. Daher sind einige Betonprobekörper (BZ 1) einem Belastungsregime von $S_{\max}/S_{\min} = 0,45/0,10$ unterzogen und mit den bereits beschriebenen Methoden untersucht worden.

In den zuvor beschriebenen Abschnitten zu Druckschwellbelastungen stellte sich der Zusammenhang zwischen dem statischen E-Modul E_{stat} und der Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ als maßgebend zur Beschreibung der Auswirkungen der Degradation des Betongefüges heraus. Wird der Zusammenhang dieser Ermüdungsparameter nun auch beim Belastungsregime $S_{\max}/S_{\min} = 0,45/0,10$ betrachtet und mit den Ergebnissen der bereits dargelegten Untersuchungen verglichen, so ist zunächst ein grundlegender qualitativer Unterschied zu vorhergehenden Versuchen festzustellen. Die beobachtete lineare Beziehung zwischen beiden Ermüdungsparametern bei den Druckschwellversuchen mit $S_{\max} \geq 0,60$ kann hier nicht wieder festgestellt werden. Die Veränderungen von E_{stat} über $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ können vielmehr bilinear approximiert werden (Bild 5.8).

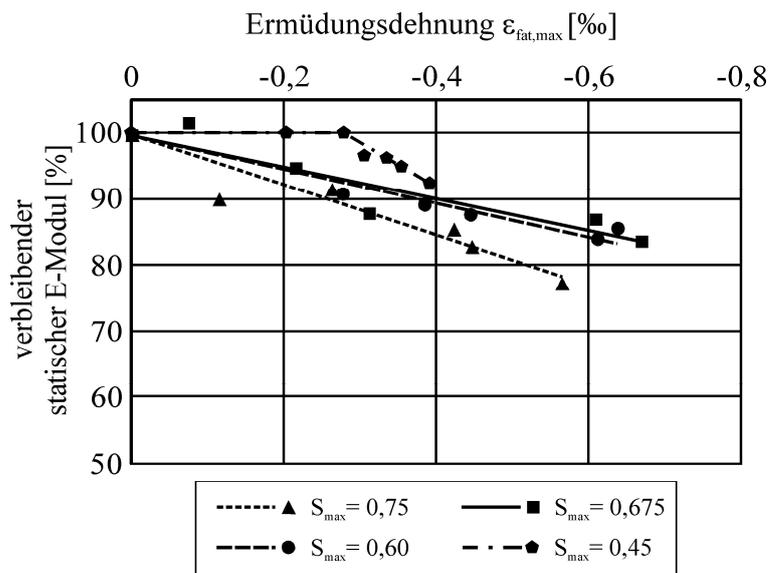


Bild 5.8: Korrelation zwischen $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ und E_{stat} für Spannungsniveaus im Zeit- und Dauerschwingfestigkeitsbereich im Vergleich (BZ 1)

Die Druckschwellbelastung mit dem Oberspannungsniveau S_{\max} von 0,45 verursachte zunächst lediglich Ermüdungsdehnungen $\varepsilon_{\text{fat,max}}$, ohne dass sich der statische E-Modul E_{stat} veränderten. Hingegen konnte eine sofort beginnende und sich stetig vergrößernde Abnahme des dynamischen E-Moduls E_{dyn} mit der Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ festgestellt werden, was auf eine fortschreitende Mikrorissbildung im Beton hinweist (Bild 5.9).

Dieses verschiedenartige Verhalten kann durch das vergleichsweise niedrige Ober-
spannungsniveau S_{\max} im Zusammenhang mit den zwei in Abschnitt 4.5 beschriebenen
gegenläufigen Effekten erklärt werden. Der unverändert bleibende Wert für E_{stat} bei
kleinen Ermüdungsdehnungen bis rd. $\varepsilon_{\text{fat,max}} = -0,28 \text{ ‰}$ kann dadurch erklärt werden,
dass die beiden gegenläufigen Effekte („Verdichtungseffekt“ vs. „Mikrorissbildung“),
die potentiell den statischen E-Modul beeinflussen können, sich in Ihrer Wirkung ge-
genseitig kompensieren. Die steifigkeitserhöhenden Auswirkungen der Verdichtungs-
wirkung stehen dabei den steifigkeitsmindernden Auswirkungen der Mikrorissbildung
in gleichem Maße gegenüber. Die Mikrorissbildung kann anhand des Abfalls des dyn-
amischen E-Moduls nachgewiesen werden (Bild 5.9). Dieses „Gleichgewicht“ bleibt
bis zum Erreichen des Dehnungszustandes von rd. $\varepsilon_{\text{fat,max}} = -0,28 \text{ ‰}$ – unter den gege-
benen Randbedingungen – beibehalten. Der anschließende Abfall von E_{stat} kann auf
einen geringer werdenden Einfluss der Verdichtungswirkung zurückgeführt werden. Die
Zementpartikel könnten sich nach Erreichen dieses Dehnungszustands kaum noch wei-
ter annähern. Die Mikrorissbildung im Betongefüge als zweiter Effekt hingegen bleibt
in seiner Wirkung auch nach der Ermüdungsdehnung von rd. $\varepsilon_{\text{fat,max}} = -0,28 \text{ ‰}$ beibe-
halten und verursacht in der Summe in diesem Bereich einen Abfall von E_{stat} . Da der
Verdichtungseffekt in dieser Phase somit weitgehend abgeschlossen ist, kann dieser bei
weiterer Zunahme von $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ der zum Abfall von E_{stat} beitragenden Mikrorissbildung in
wesentlich geringerem Maße entgegenwirken. Daher ist, verglichen mit den entspre-
chenden Ergebnissen der anderen Versuche, eine signifikant erhöhte Abfallrate von E_{stat}
mit höherem S_{\max} zu beobachten.

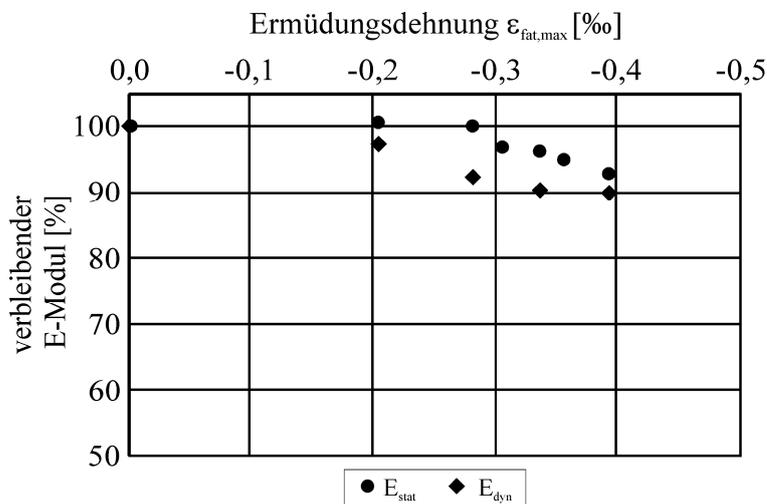


Bild 5.9: Vergleich zwischen E_{stat} und E_{dyn} mit $S_{\max}/S_{\min} = 0,45/0,10$ (BZ 1)

Aufgrund des niedrigen Ober-
spannungsniveaus von $S_{\max} = 0,45$ (im Dauerschwingfestigkeitsbereich) ist anzunehmen, dass der Abfall von E_{stat} zum Stillstand kommt, d.h.,
dass die Mikrorissbildung infolge der Druckschwellbelastung immer mehr abnimmt.
Diese Annahme wird durch die Beobachtung gestützt, dass die Zeit zur Bildung von
weiteren Inkrementen $\Delta\varepsilon_{\text{fat,max}}$ mit zunehmender absoluter Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$
signifikant zunimmt. Die abnehmenden Veränderungen des dynamischen E-Moduls

E_{dyn} weisen darauf hin, dass die Mikrorissbildung in dieser Phase zum Stillstand kommt, und dass daher auch E_{stat} sich kaum noch verändert (Bild 5.9).

5.7 Streuungen von $\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}$ und N_f im Vergleich

Um zu untersuchen, ob bzw. inwiefern die Ermüdungsdehnung ε_{fat} zur Beschreibung der Degradation infolge Druckschwellbelastung im Zeitfestigkeitsbereich besser als die Lastzyklenzahl N geeignet ist, wurde das Datenmaterial zu den Wöhlerversuchen von Holmen ausgewertet [28]. Dazu wurde die Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}$, als Ermüdungsdehnung bei S_{max} , unmittelbar vor dem Ermüdungsversagen bei S_{max} und die Bruchlastzyklenzahl N_f berücksichtigt, da ausschließlich beim Versagenseintritt beide vorgenannten Parameter adäquat verglichen werden können. Die sich ergebende Wöhlerlinie, d.h. das $S_{\text{max}}-N_f$ -Diagramm (Bild 5.10, rechts), ist dem zugehörigen $S_{\text{max}}-\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}$ -Diagramm (Bild 5.10, links) gegenübergestellt. Während bei allen Betonprobekörpern N_f bestimmt wurde, sind Dehnungsaufzeichnungen lediglich für rd. $1/3$ der Probekörper durchgeführt worden. Die Betonzusammensetzung entspricht nahezu der Zusammensetzung von BZ 1.

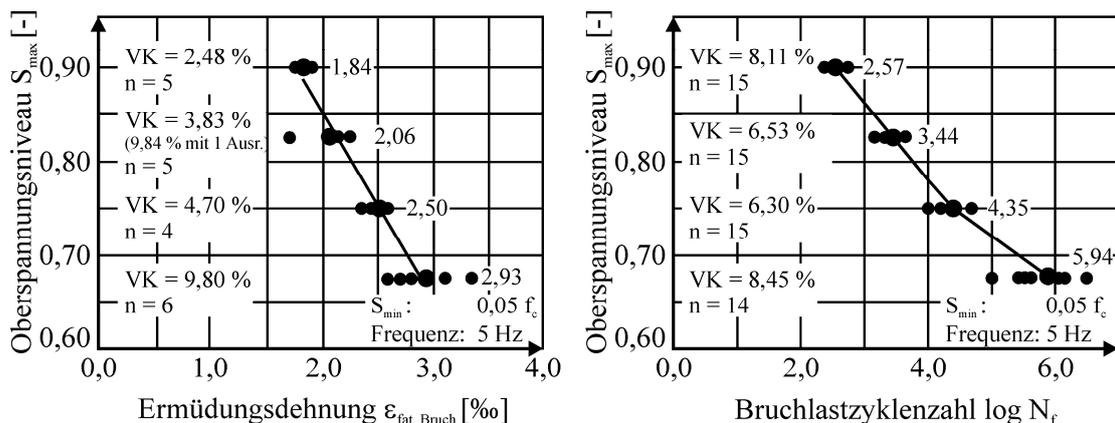


Bild 5.10: Mittelwerte und Variationskoeffizienten (VK) von $\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}$ und $\log N_f$ (Wöhlerlinie) bei unterschiedlichen Spannungsniveaus für S_{max} und konstantem S_{min}

Anhand der eigenen Auswertungen wurde festgestellt, dass $\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}$ und N_f mit abnehmendem Spannungsniveau S_{max} und gleich bleibender Unterlast S_{min} ansteigen. Auch die Variationskoeffizienten nehmen i.d.R. bei beiden Parametern mit abnehmendem S_{max} zu. Eine Ausnahme stellt dabei die Streuung von $\log N_f$ beim Spannungsniveau $S_{\text{max}} = 0,90$ dar. Die Variationskoeffizienten wurden bei $\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}$ und $\log N_f$ unter der Annahme einer Normalverteilung berechnet. Obwohl die Beträge beider Variationskoeffizienten sich auf gleichem Niveau befinden, ergeben sich größere Streuungen für N_f . Daraus kann gefolgert werden, dass $\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}$ als Bezugsgröße und damit das Verhältnis $\varepsilon_{\text{fat,max}}/\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}$ zur Beschreibung von Degradationen infolge solcher Ermüdungsprozesse besser geeignet ist als eine Beschreibung über N/N_f .

6 Spannungs-Dehnungslinie druckschwellbelasteter Betone

6.1 Spannungs-Dehnungslinie von Beton nach Model Code 1990

Die Beschreibung des Verformungsverhaltens von Beton unter kurzzeitiger einachsiger Belastung basiert auf seiner Spannungs-Dehnungslinie. Die analytische Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie von Beton – ohne äußere mechanische Vorbelastung – unter Druckbelastung kann gemäß dem Model Code 90 [9] und dem Ansatz von Pölling [58] abschnittsweise in drei Bereiche unterteilt erfolgen:

Bereich I (Elastischer Bereich im Vorbruchbereich):

In Übereinstimmung mit Versuchsdaten aus Druckversuchen ist davon auszugehen, dass die Spannungen im Bereich I unterhalb von einem Drittel der Druckfestigkeit f_c nach dem so genannten Hooke'schen Gesetz in Gl. (6.1) berechnet werden können. Der statische E-Modul E_0 des zyklisch unbelasteten Betons wird nach DIN 1048-5 bestimmt [16], welcher näherungsweise E_{stat} (absolut) in den hiesigen Betrachtungen bei $N = 1$ entspricht (vgl. Abschnitt 3.4). Der E-Modul des ungeschädigten Betons E_0 [N/mm²] bestimmt im Bereich I den Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie.

$$\sigma_{c1}(\varepsilon) = E_0 \cdot \varepsilon \quad \text{für } \varepsilon \in \left[0; \frac{f_c}{3 E_0}\right] \quad (6.1)$$

Bereich II (Vorbruchbereich nach elastischem Bereich):

Ebenso zeigt sich im Anschluss an Bereich I im ansteigenden Ast der Spannungs-Dehnungslinie erst nach Überschreitung von rd. einem Drittel der Druckfestigkeit f_c ein nicht-lineares Materialverhalten. Das Materialverhalten wird dabei durch den sukzessiv-fortschreitenden Abfall der tangentialen Steifigkeit bis auf null bei Erreichen der zur Druckfestigkeit f_c korrespondierenden Dehnung ε_u (Stauchung) charakterisiert. Im Model Code 90 [9] wird dieses analytisch wie folgt angenähert Gl. (6.2):

$$\sigma_{c2}(\varepsilon) = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon}{f_c} + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u}\right)^2}{1 - \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_u}{f_c} - 2\right) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_u}} f_c \quad \text{für } \varepsilon \in \left[\frac{f_c}{3 E_0}; \varepsilon_u\right] \quad (6.2)$$

Der in Gl. (6.2) enthaltene Tangentenmodul E_{ci} im Ursprung wurde von Pölling [58] mit Gl. (6.3) so verändert, dass dieser durch den Punkt $(\varepsilon = f_c/(3 E_c); \sigma = 1/3 f_c)$ der Spannungs-Dehnungslinie führt, der zugleich den Beginn des Vorbruchbereichs definiert.

$$E_{ci} = \frac{1}{2 E_0} \left(\frac{f_c}{\varepsilon_u} \right)^2 - \frac{f_c}{\varepsilon_u} + \frac{3}{2} E_0 \quad (6.3)$$

Bereich III (Nachbruchbereich):

Die Spannungs-Dehnungslinie wird für den Nachbruchbereich mit folgendem Ansatz angenähert:

$$\sigma_{cs}(\varepsilon) = \left[\frac{2 + \gamma_c f_c \varepsilon_u}{2 f_c} + \gamma_c \varepsilon + \frac{\gamma_c}{2 \varepsilon_u} \varepsilon^2 \right]^{-1} \quad \text{für } \varepsilon \in [\varepsilon_u; \infty[\quad (6.4)$$

mit γ_c als Parameter zur Steuerung der Fläche unter der Spannungs-Dehnungslinie. Da in den folgenden Abschnitten vornehmlich auf Veränderungen im Vorbruchbereich eingegangen wird, sei an dieser Stelle für ausführlichere Informationen auf den Model Code 90 verwiesen [9].

Dieser beschriebenen analytischen Beschreibung nach Model Code 90 liegt der typische konkave Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie zugrunde. Da Druckschwellbelastungen die Form der Spannungs-Dehnungslinie signifikant verändern (vgl. Abschnitt 2.4.4), kann das Verformungsverhalten des Betons mit der so veränderten Spannungs-Dehnungslinie nicht mit den angegebenen Gleichungen des Model Codes 90 beschrieben werden. Ein analytischer Ansatz zur Beschreibung unter Einbeziehung dieser Veränderungen fehlt bisher jedoch gänzlich. Im Anschluss wird ein eigener analytischer Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie hergeleitet, der die Veränderungen in der Spannungs-Dehnungslinie berücksichtigt. Ausgangspunkt stellt dabei eine alternative Formulierung des Schädigungszustandes über das Verhältnis zwischen $\varepsilon_{fat,max}$ und $\varepsilon_{fat,Bruch}$ dar.

6.2 Spannungs-Dehnungslinie unter Berücksichtigung der Ermüdung

6.2.1 Dehnungsabhängige Formulierung der Schädigung

In Abschnitt 5.7 wurde gezeigt, dass der Schädigungszustand über den Parameter $\varepsilon_{fat,Bruch}$ genauer bestimmt werden kann als über N_f . Daher wird in dieser Arbeit eine dehnungsabhängige Formulierung des Schädigungszustands für Druckschwellbelastun-

gen im Zeitfestigkeitsbereich gemäß Gl. (6.5) verwendet. Das Verhältnis von $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ zur Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}$ wird als Schädigungsparameter D_{efat} definiert, der auch wie bei N/N_f zwischen 0 und 1 liegt.

$$D_{\text{efat}} = \frac{\varepsilon_{\text{fat,max}}}{\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}} \quad \text{mit } 0 \leq D_{\text{efat}} \leq 1 \quad (6.5)$$

Wird zu einem Schädigungszustand D_{efat} die entsprechende Form der Spannungs-Dehnungslinie gesucht, kann zunächst mit Gl. (6.6) die entsprechende Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ berechnet werden. Die Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}$ kann näherungsweise aus Bild 5.10 entnommen werden. Mit $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ kann nun zunächst der verbleibende auf den Anfangswert bezogene statische E-Modul E_{stat} [%] über die in Abschnitt 6.2.2 angegebene Gleichung ermittelt werden.

$$\varepsilon_{\text{fat,max}} = D_{\text{efat}} \cdot \varepsilon_{\text{fat,Bruch}} \quad \text{mit } \varepsilon_{\text{fat,Bruch}}(S_{\text{max}}) \quad (6.6)$$

6.2.2 Bezogener statische E-Modul E_{stat} in Abhängigkeit von $\varepsilon_{\text{fat,max}}$

Für die im Abschnitt 5.1 festgestellten Trendlinien zwischen der Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ und dem statischen E-Modul E_{stat} werden in diesem Abschnitt entsprechende Funktionsgleichungen aufgestellt.

Die arithmetische Beschreibung der Trendlinien erfolgt in dieser Arbeit ausschließlich für die einstufigen Versuche mit BZ 1 und die untersuchten Spannungsniveaus S_{max} im Zeitfestigkeitsbereich. Für die anderen Betone ist der Versuchsumfang zu gering, um mit nennenswerter Genauigkeit arithmetische Beziehungen wiederzugeben.

Die für die analytische Beschreibung der Trendlinien erforderlichen Funktionsgleichungen zwischen $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ und E_{stat} werden unter Annahme einer linearen Ansatzfunktion bestimmt Gl. (6.7). Der lineare Faktor „a“ als Steigung der gesuchten Geradengleichung charakterisiert dabei, ob oder wie sensibel der Beton gegenüber einer Zunahme der Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ infolge einer Druckschwellbelastung verhält. Bei der Bestimmung der linearen Gleichung wird die offensichtliche Randbedingung, nämlich dass der statische E-Modul E_{stat} [%] bei einer Ermüdungsdehnung von null 100 % ergeben muss, berücksichtigt (Gl. (6.8)).

$$E_{\text{stat}}(\varepsilon_{\text{fat,max}}) = a \cdot \varepsilon_{\text{fat,max}} + b \quad (6.7)$$

$$E_{\text{stat}}(\varepsilon_{\text{fat,max}} = 0) = 1,0 \quad (\text{Randbedingung}) \quad (6.8)$$

Aus Gl. (6.8) folgt unmittelbar, dass das absolute Glied „b“ 100 % ergibt ($b = 100 \%$). Der Einfluss unterschiedlicher Spannungsniveaus (0,60; 0,675; 0,75) für S_{\max} einstufiger Druckschwellbelastungen auf BZ 1 kann nun nach Regressionsrechnungen auf die Veränderungen des statischen E-Moduls E_{stat} über $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ auch quantitativ analytisch formuliert werden (Tabelle 6.6). Zur Beurteilung der „Näherungsqualität“ dieser linearen Regressionsgleichungen sind zudem die entsprechenden Bestimmtheitsmaße R^2 bestimmt worden. Die Zulässigkeit der in diesem Abschnitt vorausgesetzten linearen Approximation der Trendlinien wird in Anhang B gezeigt.

Tabelle 6.6: Einfluss von S_{\max} auf linearen Faktor a und Bestimmtheitsmaß R^2 (BZ 1)

Spannungsniveau S_{\max}	Linearer Faktor A	Bestimmtheitsmaß R^2
0,60	-25,7	0,94
0,675	-24,2	0,87
0,75	-38,9	0,89

6.2.3 Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie

Der Vorbruchbereich der Spannungs-Dehnungslinie verändert sich infolge einer Druckschwellbelastung sehr stark. Die dadurch sich insbesondere einstellende Veränderung der Krümmung des ansteigenden Astes der Spannungs-Dehnungslinie wird in der nachfolgend dargelegten Herleitung einbezogen. Die Spannungs-Dehnungslinie wird im Vorbruchbereich in drei charakteristische Bereiche unterteilt, so dass Veränderungen adäquat erfasst werden können (Bild 6.1).

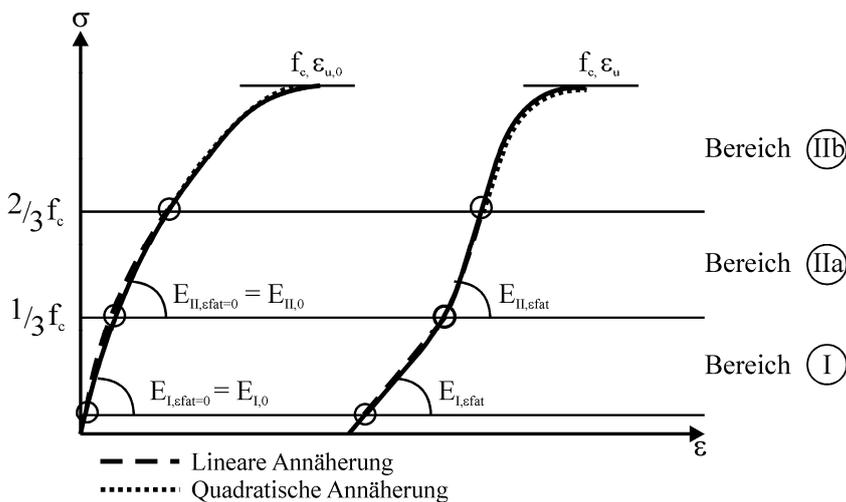


Bild 6.1: Unterteilung des Vorbruchbereichs der Spannungs-Dehnungslinie und Ansatzfunktionen

Innerhalb einer abschnittsweise definierten Funktion werden die ersten zwei Bereiche mit einer linearen Gleichung und der dritte mit einer quadratischen Gleichung beschrieben. Der Bereich der Spannungs-Dehnungslinie zwischen dem Ende des Bereichs I und

der Betondruckfestigkeit f_c bzw. der zur Druckfestigkeit korrespondierenden Dehnung ε_u wird im Unterschied zum Model Code 90 in zwei weitere Teilbereiche unterteilt.

Bereich I (Elastischer Bereich im Vorbruchbereich):

Der erste Bereich der Spannungs-Dehnungslinie wird ebenfalls in Analogie zum Hooke'schen Gesetz mit dem statischen E-Modul $E_{I,\varepsilon_{fat}}$ [N/mm²] beschrieben (Gl. (6.9)).

$$\sigma_{c1}(\varepsilon) = E_{I,\varepsilon_{fat}} \cdot \varepsilon \quad \text{für } \varepsilon \in \left[0; \frac{f_c}{3 E_{I,\varepsilon_{fat}}}\right] \quad (6.9)$$

Der statische E-Modul $E_{I,\varepsilon_{fat}}$ wird nach Gl. (6.10) in Abhängigkeit vom statischen E-Modul $E_{I,0}$, der nach DIN 1048-5 bestimmt wird, ermittelt [16]. Die Auswirkung der Druckschwellbelastung auf $E_{I,\varepsilon_{fat}}$ wird mit dem Faktor E_{stat} berücksichtigt, der mit der Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{fat,max}$ bestimmt wird (Abschnitt 6.2.2). Die Beziehung zwischen E_{stat} und der Ermüdungsdehnungen $\varepsilon_{fat,max}$ bildet für das betrachtete Spannungsniveau der Druckschwellbelastung die Basis zur Beschreibung der Form der Spannungs-Dehnungslinie.

$$E_{I,\varepsilon_{fat}} = E_{I,0} \cdot E_{stat}(\varepsilon_{fat,max}) \quad (6.10)$$

Bereich IIa:

Die Veränderungen des Sekantenmoduls $E_{II,\varepsilon_{fat}}$ [N/mm²] infolge der Druckschwellbelastung sind in den Untersuchungen dieser Arbeit experimentell erfasst worden. $E_{II,\varepsilon_{stat}}$ wird daher als linearer Faktor in die Gleichung Gl. (6.11) einbezogen und kann gemäß Gl. (6.12) bestimmt werden. Die Bestimmung des Parameters η [-] wird in Abschnitt 6.2.4 erläutert.

$$\sigma_{c2,a}(\varepsilon) = E_{II,\varepsilon_{fat}} \cdot \varepsilon + c \quad (6.11)$$

$$E_{II,\varepsilon_{fat}} = E_{I,\varepsilon_{fat}} \cdot \eta \quad (6.12)$$

Um das absolute Glied c der Gleichung Gl. (6.11) zu bestimmen, wird die untere Grenze des Gültigkeitsbereichs, d.h. $f_c/(3 \cdot E_{I,\varepsilon_{fat}})$, in Gl. (6.11) für ε eingesetzt. Somit ergibt sich für Bereich IIa die gesuchte Gleichung zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie (Gl. (6.13)). Die obere Grenze des Gültigkeitsbereichs von Gl. (6.11) wird durch Einsetzen der Randbedingung, dass die Gerade durch $\frac{2}{3}$ der Druckfestigkeit f_c verlaufen muss, aus Gl. (6.11) hergeleitet.

$$\sigma_{c2,a}(\varepsilon) = E_{II,\varepsilon fat} \cdot \varepsilon + \frac{f_c}{3} \cdot \left(1 - \frac{E_{II,\varepsilon fat}}{E_{I,\varepsilon fat}}\right) \quad \text{für } \varepsilon \in \left[\frac{f_c}{3 E_{I,\varepsilon fat}}; \frac{f_c}{3} \left(\frac{1}{E_{I,\varepsilon fat}} + \frac{1}{E_{II,\varepsilon fat}}\right)\right] \quad (6.13)$$

Bereich IIb:

Der noch verbleibende Abschnitt im Vorbruchbereich der Spannungs-Dehnungslinie wird auf Basis einer quadratischen Funktion Gl. (6.14) und deren 1. Ableitung nach dem Argument ε gemäß Gl. (6.15) hergeleitet und beschrieben.

$$\sigma_{c2,b}(\varepsilon) = a_1 \cdot \varepsilon^2 + a_2 \cdot \varepsilon + a_3 \quad (6.14)$$

$$\sigma'_{c2,b}(\varepsilon) = 2 \cdot a_1 \cdot \varepsilon + a_2 \quad (6.15)$$

Zur Anpassung dieser allgemeinen Ansatzfunktion an die gegebenen Randbedingungen werden die Parameter a_1 bis a_3 bestimmt. Folgende drei Randbedingungen (Gl. (6.16) – Gl. (6.18)) muss die gesuchte Spannungs-Dehnungslinie erfüllen:

1.

$$\begin{aligned} \sigma_{c2,b}(\varepsilon = \varepsilon_u) &= f_c \\ \Leftrightarrow a_1 \cdot \varepsilon_u^2 + a_2 \cdot \varepsilon_u + a_3 &= f_c \end{aligned} \quad (6.16)$$

2.

$$\begin{aligned} \sigma_{c2,b} \left(\varepsilon = \frac{f_c}{3} \cdot \left(\frac{1}{E_{I,\varepsilon fat}} + \frac{1}{E_{II,\varepsilon fat}} \right) \right) &= \frac{2}{3} f_c \\ \Leftrightarrow a_1 \cdot \left(\frac{f_c}{3} \right)^2 \cdot \left(\frac{1}{E_{I,\varepsilon fat}} + \frac{1}{E_{II,\varepsilon fat}} \right)^2 + a_2 \cdot \frac{f_c}{3} \cdot \left(\frac{1}{E_{I,\varepsilon fat}} + \frac{1}{E_{II,\varepsilon fat}} \right) + a_3 &= \frac{2}{3} f_c \end{aligned} \quad (6.17)$$

3.

$$\begin{aligned} \sigma'_{c2,b}(\varepsilon = \varepsilon_u) &= 0 \\ \Leftrightarrow 2 \cdot a_1 \cdot \varepsilon_u + a_2 &= 0 \end{aligned} \quad (6.18)$$

Da nun drei unabhängige Gleichungen zur Formulierung der Randbedingungen vorliegen, können die drei gesuchten Parameter (a_1 bis a_3) und damit die gesuchte Funktion mathematisch eindeutig bestimmt werden (Gl. (6.19)). Da auch die zur Druckfestigkeit korrespondierende Dehnung ε_u von der Druckschwellbelastung beeinflusst wird, wird diese entsprechend in der Gl. (6.19) berücksichtigt (vgl. Abschnitt 5.5).

$$\sigma_{c2,b}(\varepsilon) = f_c \cdot \left(1 - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^2}{3 \cdot \left(\frac{f_c}{3} \cdot \left(\frac{1}{E_{I,\varepsilon fat}} + \frac{1}{E_{II,\varepsilon fat}} \right) - \varepsilon_u \right)^2} \right) \quad (6.19)$$

$$\text{für } \varepsilon \in \left[\frac{f_c}{3} \cdot \left(\frac{1}{E_{I,\varepsilon fat}} + \frac{1}{E_{II,\varepsilon fat}} \right); \varepsilon_u \right]$$

6.2.4 Parameter η

Um die Anzahl der unabhängigen Variablen so gering wie möglich zu halten, wird das Verhältnis zwischen den beiden eingeführten Kennwerten $E_{I,\varepsilon fat}$ und $E_{II,\varepsilon fat}$ ausgewertet. Dieses Verhältnis wird mit dem Parameter η beschrieben (Bild 6.2).

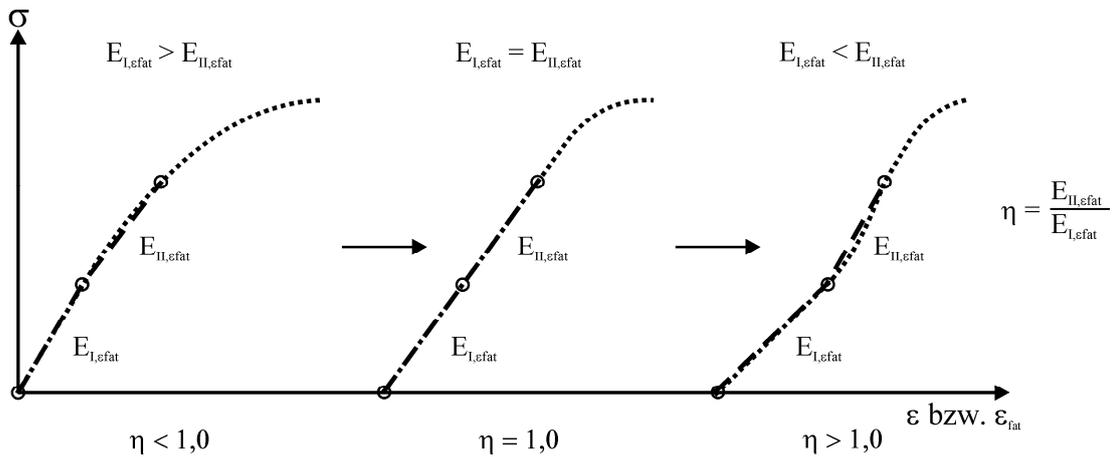


Bild 6.2: Definition des Parameters η

Für mechanisch unbelastete Betone (BZ 1) ergibt sich η zu rd. 0,82. Infolge der Druckschwellbelastung verändern sich die Beträge von $E_{I,\varepsilon fat}$ und $E_{II,\varepsilon fat}$ und der Parameter η . Der Verlauf des Parameters η über die Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{fat,max}$ ist in Bild 6.3 in Abhängigkeit vom Oberspannungsniveau S_{max} dargestellt.

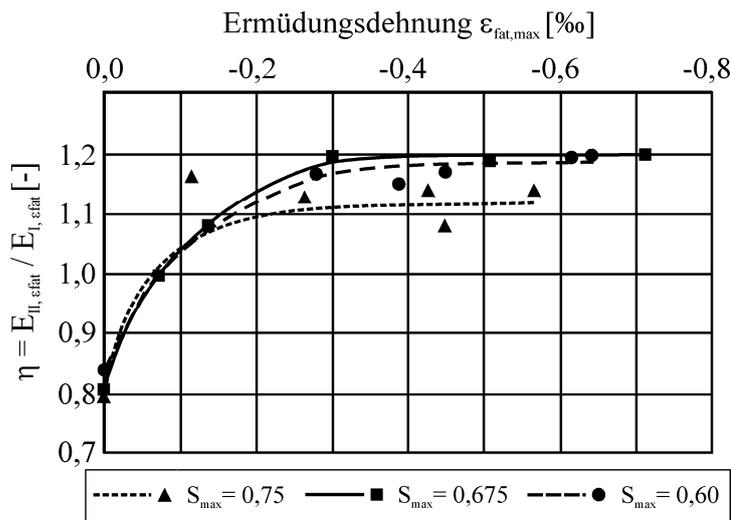


Bild 6.3: Parameter η in Abhängigkeit der Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{fat,max}$ für den untersuchten normalfesten Normalbeton (BZ 1)

Zunächst kann für alle untersuchten Spannungsniveaus für BZ 1 festgestellt werden, dass der Parameter η in der Anfangsphase bis zur Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{fat,max}$ von rd. -0,2 ‰ signifikant steigt. Hierbei verändert sich die Form der Spannungs-Dehnungslinie bis $\frac{2}{3}$ der Druckfestigkeit f_c von der typischen konkaven Krümmung über die Linearität zur konvexen Krümmung (Bild 6.2). Zudem ist für alle untersuchten Oberspannungsniveaus S_{max} eindeutig festzustellen, dass nach Erreichen einer Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{fat,max}$ von rd. -0,2 ‰ sich ein konstanter Wert für den Parameter η einstellt. Die Veränderungen von η über $\varepsilon_{fat,max}$ zu den Versuchsserien mit S_{max} von 0,675 und 0,60 ähneln sich in starkem Maße. Der sich einstellende konstante Wert beträgt für diese beiden Serien jeweils rd. 1,20. Hingegen stellt sich für die Versuchsserie mit S_{max} gleich 0,75 ein etwas niedrigerer Wert für η mit 1,12 ein.

6.3 Erläuterung zu den Variablen

Um das Verformungsverhalten von druckschwellbelastetem Beton analytisch zu beschreiben, wurde der Vorbruchbereich der Spannungs-Dehnungslinie zunächst in drei Bereiche unterteilt. Die für diese Bereiche aufgestellten Gleichungen wurden unter der Verwendung von insgesamt vier das Material beschreibenden Variablen formuliert. Diese Variablen können aus experimentellen Untersuchungen bestimmt werden oder näherungsweise abgeschätzt werden. Für normalfeste Betone liegen für diese Untersuchungen in dieser Arbeit entsprechende Ergebnisse vor.

7 Zusammenfassung

Druckschwellbelastungen, die im Laufe der Nutzungsdauer auf ein Betontragwerk einwirken, können zu Veränderungen im Betongefüge und damit im lastabhängigen Betonverhalten führen. Detaillierte Kenntnisse über das Betonverhalten können in die Lebensdauerplanung eines neu zu errichtenden Betontragwerks oder in den Nachweis einer Umnutzung einbezogen werden. Bisher ist zwar bereits in qualitativer Hinsicht bekannt, dass Druckschwellbelastungen die Spannungs-Dehnungslinie des Betons und die daraus abgeleiteten Materialkennwerte beeinflussen. Jedoch stehen für die o.g. Planungsaufgaben bisher keine aussagekräftigen Informationen über die allmählichen Veränderungen sowohl der maßgeblichen mechanischen Betoneigenschaften (Druckfestigkeit, statischer E-Modul) als auch der Spannungs-Dehnungslinie zur Verfügung.

In der vorliegenden Arbeit wurden daher Druckschwellversuche an Betonprobekörpern durchgeführt. Die ggf. auftretenden Veränderungen in den maßgebenden mechanischen Betoneigenschaften wurden an unterschiedlichen Zwischenzuständen bestimmt.

In den umfangreichen Untersuchungen wurden unterschiedliche Betontypen (Normalbeton, Luftporenbeton, hochfester Beton) berücksichtigt. Hauptsächlich wurden einstufige Druckschwellbelastungen durchgeführt. Für diese Versuche wurde die untere Spannung auf 10 % der statischen Druckfestigkeit f_c (Kurzzeitfestigkeit) eingestellt, wohingegen drei unterschiedliche obere Spannungen ($0,60 f_c$; $0,675 f_c$ und $0,75 f_c$) berücksichtigt wurden.

Basierend auf den Versuchsergebnissen dieser Arbeit können folgende wesentliche Erkenntnisse zusammengefasst werden, die das Verständnis zum Tragverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung erweitern:

1. Aus den Veränderungen der Spannungs-Dehnungslinie zeigt sich, dass die mit zunehmender Druckschwellbelastung einhergehende Mikrorissbildung zu signifikanten Veränderungen im statischen E-Modul führt. Hingegen bleibt die Druckfestigkeit nahezu unverändert.
2. Die Form der Spannungs-Dehnungslinie im ansteigenden Ast verändert sich mit zunehmender Lastzyklenzahl von einer konkaven Form zu einer geraden Linie und weiter zu einer konvexen Form. Als Ursache für diese Krümmungsumkehr können Mikrorisse in der Verbundzone ober- und unterhalb der Gesteinskörnung nachgewiesen werden.
3. Der Zuwachs der Ermüdungsdehnung (Dehnungszunahme durch die Druckschwellbelastung) korreliert näherungsweise linear mit dem Abfall des statischen E-Moduls. Dieser Zusammenhang gilt im untersuchten Belastungsbereich unabhängig von den Belastungsparametern (Spannungsniveau, Lastzyklenzahl).

4. Die Beschreibung des Abfalls des statischen E-Moduls durch die Ermüdungsdehnung wird kaum von der Betondruckfestigkeit beeinflusst. Dieses Verhältnis bleibt zudem bei der Verwendung von Basalt oder Quarzit als Gesteinskörnung unverändert. Hingegen verliert dieses Verhältnis seine Gültigkeit bei Luftporenbeton und bei der Verwendung von Sandstein als Gesteinskörnung.
5. Es kann belegt werden, dass das Verhältnis zwischen der Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ und der Dehnung beim Ermüdungsversagen $\varepsilon_{\text{fat,Bruch}}$ sich besser zur Beschreibung des Degradationsfortschritts von Beton infolge Druckschwellbelastung eignet als der Parameter N/N_f . Der Schädigungszustand kann somit genauer formuliert werden.
6. Die Beschreibung des Vorbruchbereichs der Spannungs-Dehnungslinie von druckschwellbelastetem Beton kann auf Basis einer abschnittsweise definierten Funktion erfolgen. Die Erkenntnisse dieser Arbeit münden dabei in diese Funktion ein.

8 Literaturverzeichnis

- [1] Awad, M.E.; Hilsdorf, H.K.: *Strength and deformation characteristics of plain concrete subjected to high repeated and sustained loads*. University of Illinois, Urbana, 1971
- [2] Auberg, R.: *Zuverlässige Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands von Beton mit dem CDF- und CIF-Test*. Dissertation, Universität Essen, 1999
- [3] Bažant, Z. P.: *Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures-model B3*. Materials and Structures 28 (1995), pp. 357-365
- [4] Bockhold, J.: *Modellbildung und numerische Analyse nichtlinearer Kriechprozesse in Stahlbetonkonstruktionen unter Schädigungsaspekten*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2006
- [5] Bonzel, J.: *Ein Beitrag zur Verformung des Betons*. Beton 2 (1972), S. 57-60
- [6] Bonzel, J.: *Ein Beitrag zur Verformung des Betons*. Beton 3 (1972), S. 105-109
- [7] Bonzel, J.: *Ein Beitrag zur Verformung des Betons*. Betontechnische Berichte (1971), S. 33-54
- [8] Breitenbücher, R.; Ibuk, H.: *Experimental investigation of the degradation of concrete due to cyclic compressive loadings considering different load levels*. 3rd International Conference Lifetime-Oriented Design Concepts, pp. 219-227, Bochum, 2007
- [9] CEB/FIP: *Model Code 1990*. London: Thomas Telford Services Ltd., 1991
- [10] Cornelissen, H.A.W.; Timmers, G.: *Fatigue of plain concrete in uniaxial tension and in alternating tension-compression*. Report 5-81-7, Delft University of Technology, 1981
- [11] Cornelissen, H.A.W.; Reinhardt, H.W.: *Fatigue of plain concrete in uniaxial tension and in alternating tension-compression loading*. IABSE Colloquium Lausanne, 1982, pp. 273–282
- [12] Curbach, M.: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1987

- [13] Danielewicz, I.: *Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken*. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 1994
- [14] DIN 1045 Teil 1: *Bemessung und Konstruktion*. Ausgabe August 2008
- [15] DIN 1045 Teil 1: *Erläuterungen zur DIN 1045-1*. DAfStb, Heft 525, 2003
- [16] DIN 1048 Teil 5: *Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*. Ausgabe Juni 1991
- [17] DIN 50100: *Werkstoffprüfung; Dauerschwingversuch, Begriffe, Zeichen, Durchführung, Auswertung*. Ausgabe Februar 1978
- [18] DIN EN 12390 Teil 3: *Prüfung von Festbeton; Druckfestigkeit von Probekörpern*. Ausgabe April 2002
- [19] Eibl, J.; Schmidt-Hurtienne, B.: *Betonstoffgesetz für hochdynamische Beanspruchungen*. Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), S. 278-288
- [20] Freundenthal, A.M.: *Inelastisches Verhalten von Werkstoffen*. Berlin: VEB-Verlag Technik, 1955
- [21] Gödde, P.: *Rechnerische Untersuchung zur Betonzugfestigkeit unter hoher Belastungsgeschwindigkeit*. Dissertation, Universität Dortmund, 1986
- [22] Göhlmann, Joachim: *Zum Ermüdungsnachweis von Windenergieanlagen in Spannbetonbauweise*. 44. Forschungskolloquium des DAfStb, Universität Hannover, 2004
- [23] Grimm, W. D.: *Bildatlas wichtiger Denkmalgesteine der Bundesrepublik Deutschland*. Bayerisches Landesamt für Denkmalpflege, Arbeitsheft Nr. 50, München 1990
- [24] Grübel, P.; Weigler, H.; Karl, S.: *Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Berlin: Ernst & Sohn, 2001
- [25] Haibach, E.: *Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*. Düsseldorf: VDI-Verlag, 1989
- [26] Hilsdorf, H.K.; Kesler, C.E.: *Fatigue strength of concrete under varying flexural stresses*. ACI Journal 63 (1966), pp. 1059-1076
- [27] Hohberg, R.: *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*. Dissertation, Technische Universität Berlin, 2004
- [28] Holmen, J.O.: *Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading*. PhD Thesis, The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, 1979
- [29] Hummel, A.: *Das Beton – ABC*. Berlin: Ernst & Sohn, 1959

- [30] Jansen, D.C.; Shah, S.P.: *Effect of length on compressive strain softening of concrete*. Journal of Engineering Mechanics 123 (1997), Issue 1, pp. 25-35
- [31] Jinawath, P.: *Cumulative fatigue damage of plain concrete in compression*. Ph.D. Thesis, University of Leeds, 1974
- [32] Kessler-Kramer, C.; Müller, H.S.: *A fracture mechanical investigation of the fatigue behavior of concrete under tension*. Proc. 3rd Int. PhD Symposium in Civil Engineering, pp. 107-115, Vienna, 2000
- [33] Kim, J.-K.; Kim, Y.Y.: *Experimental study of the fatigue behavior of high strength concrete*. Cement and Concrete Research 26 (1996), Issue 10, pp. 1513-1523
- [34] Klausen, D.: *Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung*. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1978
- [35] Kordina, K.: *Experiments on the influence of the mineralogical character of aggregates on creep of concrete*. Rilem Bulletin No. 6 (1960), pp. 7-22
- [36] Körmeling, H.A.; Zielinski, A.J.; Reinhardt, H.W.: *Experiments of concrete under single and repeated uniaxial impact tensile loading*. Report 5-80-3, Delft University, 1980
- [37] Kustermann, A.: *Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Betongefüge*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2005
- [38] Kreyszig, E.: *Statistische Methoden und ihre Anwendungen*. Göttingen: Vandenhoeck & Ruprecht, 1979
- [39] Larcher, M.: *Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit Hilfe des elementfreien Galerkin-Verfahrens*. Dissertation, Universität Karlsruhe, 2007
- [40] Lusche, M.: *Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druckbeanspruchtem Normal- und Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge*. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 39, 1972
- [41] Manns, W.: *Über den Einfluss der elastischen Eigenschaften von Zementstein und Zuschlag auf die elastischen Eigenschaften von Mörtel und Beton*. Dissertation, RWTH Aachen, 1969
- [42] Maennig, W.W.; Taferner, H. J.: *Ursachen der Ausbildung einer Dauerschwingfestigkeitsgrenze bei kubischraumzentrierten, kubischflächenzentrierten und hexagonal dichtest gepackten Metallen*. VDI Forschungsheft Nr. 611 (1982)

- [43] Mehmel, A.; Kern, E.: *Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung*. DAFStb, Heft 153, 1962
- [44] Middel, M.M.: *Zentrische Zuguntersuchungen zur Bestimmung lastabhängiger und lastunabhängiger Rissbildungen von Beton*. PhD Thesis, Ruhr-Universität Bochum, 1995
- [45] Mindess, S.: *The application of fracture mechanics to cement and concrete: A historical review*. Fracture Mechanics of Concrete, pp. 1-30, Amsterdam: Elsevier Publishers, 1983
- [46] Miner, M.A.: *Cumulative damage in fatigue*. Journal of Applied Mechanics 12 (1945), Issue 1
- [47] Müller, F.; Keintzel, E.; Charlier, H.: *Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung*. DAFStb, Heft 342, 1983
- [48] Neal, J.A.; Kesler, C.E.: *The fatigue of plain concrete*. Proc. Int. Conf. "The Structure of Concrete and its Behavior under Load", pp. 226-237, London, 1965
- [49] Neville, A.M.: *Creep of concrete: plain, reinforced and prestressed*. Amsterdam: North Holland Publishing Company, 1970
- [50] Neville, A.M.: *Properties of concrete*. London: Pitman, 1984
- [51] Nilsson, L.: *Impact loading on concrete Structures*. Publication 79:1, Chalmers University of technology, 1979
- [52] Oh, B.H.: *Cumulative damage theory of concrete under variable-amplitude fatigue loadings*. ACI Materials Journal 88 (1991), Issue 1, pp. 41-48
- [53] Oh, B.H.: *Fatigue-life distributions of concrete for various stress levels*. ACI Materials Journal 88 (1991), Issue 2, pp. 122-128
- [54] Osterminski, K.: *Entwicklung des Verformungs- und Steifigkeitszustandes von Normalbeton bei zyklischer Druckschwellbeanspruchung mit Ruhephasen*. Diplomarbeit, Ruhr-Universität Bochum, 2005
- [55] Palmgren, A.: *Die Lebensdauer von Kugellagern*. VDI Forschungsheft Nr. 68 (1924), pp. 339-341
- [56] Pfanner, D.: *Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2002
- [57] Pfister, T.: *Ein Ermüdungsschädigungsmodell für Zuverlässigkeitsanalysen von Stahlbetontragwerken*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2007
- [58] Pölling, R.: *Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen*. Dissertation, Ruhr-Universität

- Bochum, 2000
- [59] Powers, T.C.: *Mechanisms of shrinkage and reversible creep of hardened cement paste*. Cement and Concrete Association, pp. 319-344, London, 1965
- [60] Rasch, C.: *Spannungs-Dehnungslinien des Betons und Spannungsverteilungen der Biegedruckzone bei konstanter Geschwindigkeit*. DAfStb, Heft 154, 1962
- [61] Redjel, B.: *Etude expérimentale de la fatigue du béton en flexion 3 points*. Cement and Concrete Research 25 (1995), Issue 8, pp. 1655-1666
- [62] RILEM Draft-Recommendation (50-FMC): *Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend test on notched beams*. Materials and Structures 18 (1985)
- [63] Roll, R.: *Long time creep-recovery of highly stressed concrete cylinders*. Symposium on creep of concrete, SP-9, pp. 95-114, Detroit, 1964
- [64] Ross, C.A.; Kuennen, S.T.: *Fracture of concrete and rock – recent developments*. London/NewYork: Elsevier Applied Science, 1989
- [65] Rossi, P.: *Influence of cracking in the presence of free water on the mechanical behaviour of concrete*. Magazine of Concrete Research 43 (1991), Issue 154, pp. 53-57
- [66] Rüschi, H.; Kordina, K.; Hilsdorf, H.: *Der Einfluss des mineralogischen Charakters der Zuschläge auf das Kriechen von Beton*. DAfStb, Heft 146, 1962
- [67] Schütz, W.; Zenner, H.: *Betriebsfestigkeit von Schweißverbindungen – Lebensdauerabschätzung mit Schadensakkumulationshypothesen*. Schweißen und Schneiden 26 (1974), Heft 2, S. 41-45
- [68] Saito, M.; Imai, S.: *Direct tensile fatigue of concrete by the use of friction grips*. ACI Journal 80 (1983), pp. 431-438
- [69] Seeger, T.: *Grundlagen der Betriebsfestigkeitsnachweise*. Stahlbau Handbuch 1 Teil B, Köln: Stahlbau Verlagsgesellschaft mbH, 1996
- [70] Setzer, M. J.: *Einfluss des Wassergehalts auf die Eigenschaften des erhärteten Betons*. DAfStb, Heft 280, 1977
- [71] Shah, S.P.; Chandra, S.: *Critical stress, volume change, and microcracking of concrete*. ACI Materials Journal 65 (1968), pp. 770-780
- [72] Shah, S.P.; Chandra, S.: *Fracture of concrete subjected to cyclic and sustained loading*. ACI Journal 67 (1970), pp. 816-825
- [73] Shi, X.P.; Fwa, T.F.; Tan, S.A.: *Flexural fatigue strength of plain concrete*. ACI Materials Journal 90 (1993), Issue 5

- [74] Siebel, E.: *Verformungsverhalten, Energieaufnahme und Tragfähigkeit von Normal- und Leichtbeton im Kurzzeitdruckversuch*. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 50, 1989
- [75] Siemes, A.J.M.: *Fatigue of plain concrete in uniaxial compression*. IABSE Report, Vol. 37, S. 283-292, Zürich, Switzerland, 1982
- [76] Springenschmid, R.: *Betontechnologie für die Praxis*. Bauwerk Verlag, 2007
- [77] Tepfers, R.; Kutti, T.: *Fatigue strength of plain, ordinary and lightweight concrete*. ACI Journal 76 (1979), Issue 5, pp. 635-652
- [78] Tue, N.; Mucha, S.: *Ermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton unter Druckbeanspruchung*. Bautechnik 83 (2006), Heft 7, S. 497-504
- [79] Van Mier, J.G.M.: *Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions*. Dissertation, Delft University of Technology, 1984
- [80] Van Ornum, J.L.: *The fatigue of cement products*. Trans. ASCE 51 (1903), pp. 443-451
- [81] Van Ornum, J.L.: *The fatigue of concrete*. Trans. ASCE 58 (1907), pp. 294-320
- [82] VDZ: *Zement Taschenbuch*. 50. Ausgabe, Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, 2002
- [83] Verbeck, G.: *The role of cement, water and aggregates in shrinkage and creep of concrete*. US-joint seminar on basic properties of various concretes, Tokio, 1968
- [84] Wagner, O.: *Das Kriechen unbewehrten Betons*. DAfStb, Heft 131, 1958
- [85] Weigler, H.; Klausen, D.: *Betonfestigkeit bei konstanter und veränderlicher Dauerschwellbeanspruchung*. Betonwerk + Fertigteil-Technik 45 (1979), Heft 3, S. 158-163
- [86] Weigler, H.: *Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung*. Betontechnische Berichte 5 (1980), S. 189-194
- [87] Wesche, K.; Krause, K.: *Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul von Beton*. Materialprüfung 14 (1972), Heft 7, S. 212-218
- [88] Wesche, K.: *Baustoffe für tragende Bauteile, Teil 2, Beton*. Wiesbaden und Berlin: Bauverlag GmbH, 1983
- [89] Wittmann, F.H.: *Grundlage eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons*. DAfStb, Heft 290, 1977
- [90] Wöhler, A.: *Versuche zur Ermittlung der auf die Eisenbahnwagenachsen*

- einwirkenden Kräfte und der Widerstandsfähigkeit der Achsen.* Zeitschrift für Bauwesen 10 (1860), pp. 601-616
- [91] Zhang, B.; Phillips, D.V.; Wu, K.: *Effects of loading frequency and stress reversal on fatigue life of plain concrete.* Magazine of Concrete Research 48 (1996), Issue 177, pp. 361-375
- [92] Ziegeldorf, S.: *Phenomenological aspects of the fracture of concrete.* Fracture Mechanics of Concrete, pp. 31-41, Amsterdam: Elsevier Publishers, 1983
- [93] Zielinski, A.J.: *Fracture of concrete and mortar under uniaxial impact tensile loading.* Dissertation, Delft University, 1982

9 Anhang A

Tabelle 9.1: Dehnungen bei unterschiedlichen N ($S_{max} = 0,675$, BZ I)

N	0	10.000	50.000	180.000	400.000	600.000
PK-Anzahl	47	47	44	42	37	17
Mittelwert	-1,112	-1,202	-1,323	-1,518	-1,716	-1,748
σ	0,074	0,080	0,092	0,145	0,191	0,212
VK	6,7	6,7	7,0	9,5	11,1	12,1
0,675 P1	-1,208	-1,382	-1,557	-1,908		
0,675 P2	-1,022	-1,116	-1,352	-1,480	-1,693	
0,675 P3	-0,991	-1,108	-1,234	-1,415	-1,593	-1,746
0,675 P4	-1,024	-1,130	-1,250	-1,430	-1,587	
0,675 P5	-1,052	-1,135	-1,234	-1,595	-1,830	
0,675 P6	-1,165	-1,292	-1,447	-1,645	-1,806	
0,675 P7	-1,038	-1,155	-1,304	-1,502	-1,701	
0,675 P8	-1,058	-1,159	-1,262	-1,426	-1,567	
0,675 P9	-1,220	-1,355	-1,482	-1,659	-1,834	
0,675 P10	-1,127	-1,196	-1,307	-1,544	-1,778	
0,675 P11	-1,128	-1,185	-1,321	-1,504	-1,709	
0,675 P12	-1,084	-1,230	-1,352	-1,566	-1,824	-2,026
0,675 P13	-1,109	-1,249	-1,322	-1,561	-1,748	
0,675 P14	-1,137	-1,215	-1,350	-1,566	-1,895	
0,675 P15	-1,196	-1,283	-1,457	-1,731	-2,327	
0,675 P16	-1,099	-1,205	-1,340	-1,537	-1,752	
0,675 P17	-1,122	-1,185	-1,441	-1,747	-1,919	
0,675 P18	-1,143	-1,196	-1,276	-1,455	-1,572	-1,655
0,675 P19	-1,238	-1,305	-1,397	-1,596	-1,812	
0,675 P20	-1,145	-1,239	-1,349	-1,494	-1,663	-1,757
0,675 P21	-1,094	-1,208	-1,377	-1,580	-1,756	
0,675 P22	-1,147	-1,192	-1,328	-1,537	-1,729	-1,854
0,675 P23	-1,069	-1,195	-1,343	-1,552	-1,733	-1,870
0,675 P24	-1,119	-1,243	-1,417	-1,703	-2,012	
0,675 P25	-1,070	-1,157	-1,267	-1,431	-1,576	-1,678
0,675 P26	-1,155	-1,244	-1,382	-1,578	-1,719	-1,790
0,675 P27	-1,086	-1,157	-1,258	-1,431	-1,556	-1,675
0,675 P28	-0,998	-1,095	-1,227	-1,342	-1,458	-1,550
0,675 P29	-1,070	-1,171	-1,308	-1,685	-1,986	-2,238
0,675 P30	-0,947	-1,067	-1,145	-1,280	-1,415	-1,483
0,675 P31	-0,947	-0,980	-1,118	-1,166	-1,345	-1,415
0,675 P32	-1,110	-1,168	-1,268	-1,534	-1,770	-2,030
0,675 P33	-1,098	-1,139	-1,200	-1,311	-1,402	-1,599
0,675 P34	-1,130	-1,217	-1,298			
0,675 P35	-1,201	-1,299	-1,403	-1,620	-1,777	
0,675 P36	-1,076	-1,168	-1,278	-1,379	-1,514	-1,579
0,675 P37	-1,213	-1,272				
0,675 P38	-1,103	-1,182	-1,274	-1,385		
0,675 P39	-1,213	-1,272				
0,675 P40	-1,101	-1,164	-1,261			
0,675 P41	-1,114	-1,185	-1,275	-1,400		
0,675 P42	-1,144	-1,222	-1,322	-1,425	-1,561	
0,675 P43	-1,043	-1,101				
0,675 P44	-1,076	-1,131	-1,186	-1,278		
0,675 P45	-1,129	-1,222	-1,330	-1,503	-1,666	-1,777
0,675 P46	-1,277	-1,383	-1,506	-1,738	-1,928	
0,675 P47	-1,244	-1,334	-1,419	-1,543		

Tabelle 9.2: Dehnungen bei unterschiedlichen N ($S_{max} = 0,60$, BZ I)

N [Mio.]	0	0,025	0,075	0,125	0,60	1,80	3,60	4,15	8,30	25,55
PK-Anzahl	12	12	12	12	10	8	5	5	2	1
Mittelwert	-0,918	-0,998	-1,037	-1,059	-1,197	-1,365	-1,533	-1,551	-1,772	-3,079
σ	0,049	0,068	0,071	0,074	0,107	0,166	0,217	0,229		
VK	5,3	6,8	6,8	7,0	8,9	12,1	14,1	14,7		
0,60 P1	-0,974	-1,070	-1,135	-1,174	-1,390	-1,599	-1,754	-1,809	-2,154	-3,079
0,60 P2	-0,858	-0,957	-1,023	-1,040	-1,215	-1,399	-1,441	-1,482		
0,60 P3	-0,898	-0,961	-1,007	-1,031	-1,192	-1,319				
0,60 P4	-0,959	-1,029	-1,060	-1,094	-1,205	-1,290				
0,60 P5	-0,905	-0,996	-1,025	-1,045	-1,148	-1,294				
0,60 P6	-0,917	-0,999	-1,024	-1,049	-1,152					
0,60 P7	-0,898	-0,956	-0,984	-0,994						
0,60 P8	-1,010	-1,143	-1,186	-1,206	-1,350	-1,587	-1,738	-1,748		
0,60 P9	-0,926	-0,996	-1,036	-1,057	-1,159	-1,342	-1,495	-1,470		
0,60 P10	-0,926	-0,987	-1,022	-1,044	-1,134					
0,60 P11	-0,913	-1,024	-1,040	-1,052						
0,60 P12	-0,826	-0,863	-0,902	-0,922	-1,020	-1,093	-1,238	-1,247	-1,390	

Tabelle 9.3: Dehnungen bei unterschiedlichen N ($S_{max} = 0,75$, BZ I)

N	0	1.250	2.500	5.000	10.000	20.000	30.000	40.000	50.000	60.000
PK-Anzahl	17	17	17	17	14	14	11	11	7	1
Mittelwert	-1,255	-1,308	-1,331	-1,371	-1,428	-1,518	-1,585	-1,679	-1,656	-1,786
σ	0,101	0,105	0,113	0,126	0,135	0,162	0,199	0,278	0,154	
VK	8,0	8,1	8,5	9,2	9,4	10,6	12,6	16,6	9,3	
0,675 P1	-1,375	-1,433	-1,454	-1,491	-1,546	-1,628	-1,688	-1,752	-1,804	
0,675 P2	-1,231	-1,259	-1,271	-1,290						
0,675 P3	-1,164	-1,192	-1,210	-1,229						
0,675 P4	-1,350	-1,451	-1,493	-1,556						
0,675 P5	-1,144	-1,168	-1,181	-1,199	-1,225	-1,272	-1,295	-1,314	-1,340	
0,675 P6	-1,214	-1,308	-1,346	-1,382	-1,449	-1,543	-1,623	-1,696	-1,765	
0,675 P7	-1,335	-1,366	-1,375	-1,406	-1,435	-1,479				
0,675 P8	-1,229	-1,302	-1,329	-1,350	-1,390	-1,449				
0,675 P9	-1,428	-1,511	-1,543	-1,598	-1,669	-1,798				
0,675 P10	-1,436	-1,469	-1,514	-1,600	-1,685	-1,853	-2,045	-2,341		
0,675 P11	-1,200	-1,276	-1,310	-1,365	-1,445	-1,590	-1,739	-1,967		
0,675 P12	-1,227	-1,276	-1,309	-1,345	-1,415	-1,508	-1,569	-1,627	-1,691	
0,675 P13	-1,142	-1,233	-1,254	-1,322	-1,368	-1,435	-1,497	-1,547	-1,597	
0,675 P14	-1,289	-1,308	-1,322	-1,352	-1,432	-1,513	-1,580	-1,655	-1,715	
0,675 P15	-1,263	-1,282	-1,299	-1,336	-1,371	-1,441	-1,513	-1,565		
0,675 P16	-1,091	-1,154	-1,168	-1,197	-1,239	-1,306	-1,367	-1,408		
0,675 P17	-1,220	-1,250	-1,256	-1,282	-1,321	-1,440	-1,524	-1,601	-1,679	-1,786

Tabelle 9.4: Dehnungen bei unterschiedlichen N ($S_{max} = 0,675$, BZ 2)

N	0	5.000	10.000	30.000	50.000	70.000	90.000	100.000
PK-Anzahl	14	14	14	12	12	10	9	7
Mittelwert	-1,613	-1,655	-1,681	-1,753	-1,832	-1,911	-2,050	-2,184
σ	0,058	0,063	0,066	0,081	0,093	0,100	0,106	0,130
VK	3,6	3,8	3,9	4,6	5,1	5,2	5,2	5,9
0,675 P1 HF	-1,512	-1,558	-1,574	-1,653	-1,732			
0,675 P2 HF	-1,650	-1,695	-1,730					
0,675 P3 HF	-1,658	-1,688	-1,702					
0,675 P4 HF	-1,693	-1,750	-1,777	-1,875	-1,972			
0,675 P5 HF	-1,544	-1,559	-1,591	-1,636	-1,681	-1,738		
0,675 P6 HF	-1,588	-1,620	-1,628	-1,698	-1,767	-1,826	-1,891	
0,675 P7 HF	-1,624	-1,666	-1,692	-1,761	-1,829	-1,92	-2,000	
0,675 P8 HF	-1,551	-1,600	-1,636	-1,713	-1,790	-1,891	-2,120	-2,334 (Bruch)
0,675 P9 HF	-1,639	-1,695	-1,721	-1,825	-1,929	-2,020	-2,117	-2,162
0,675 P10 HF	-1,653	-1,697	-1,722	-1,808	-1,894	-1,954	-2,119	-2,212
0,675 P11 HF	-1,527	-1,560	-1,578	-1,646	-1,714	-1,788	-1,886	-1,956
0,675 P12 HF	-1,653	-1,690	-1,723	-1,813	-1,903	-2,037	-2,170	-2,285
0,675 P13 HF	-1,654	-1,702	-1,733	-1,806	-1,878	-1,949	-2,017	-2,085
0,675 P14 HF	-1,640	-1,688	-1,720	-1,805	-1,890	-1,986	-2,130	-2,257
0,675 P15 HF	-1,561	-1,656	-1,686	-1,945	-2,095			

Tabelle 9.5: Dehnungen bei unterschiedlichen N ($S_{max} = 0,675$, BZ 3)

N	0	17.100	100.000	163.000	175.000	600.000	778.000	1.200.000
PK-Anzahl	10	10	10	9	8	7	4	2
Mittelwert	-1,138	-1,268	-1,461	-1,502	-1,506	-1,838	-1,892	-1,807
σ	0,072	0,103	0,193	0,186	0,205	0,336	0,298	0,064
VK	6,3	8,1	13,2	12,4	13,6	18,3	15,7	3,5
0,675 P1 LP	-1,174	-1,294	-1,442	-1,516	-1,523	-1,781		
0,675 P2 LP	-1,249	-1,386	-1,629	-1,750	-1,762	-2,172	-2,320	-2,845 (Bruch)
0,675 P3 LP	-1,183	-1,362	-1,693	-1,818	-1,849	-2,411		
0,675 P4 LP	-1,106	-1,259	-1,407	-1,472	-1,485	-1,772	-1,865	-2,028
0,675 P5 LP	-1,047	-1,114	-1,203	-1,259	-1,255	-1,453		
0,675 P6 LP	-1,090	-1,208	-1,335	-1,387	-1,399	-1,603	-1,666	-1,762
0,675 P7 LP	-1,104	-1,231	-1,376	-1,444	-1,455	-1,676	-1,717	-1,852
0,675 P8 LP	-1,107	-1,215	-1,433	-1,561				
0,675 P9 LP	-1,070	-1,170	-1,280	-1,315	-1,321			
0,675 P10 LP	-1,248	-1,442	-1,815					

Tabelle 9.6: Dehnungen bei unterschiedlichen N ($S_{max} = 0,675$, BZ 4)

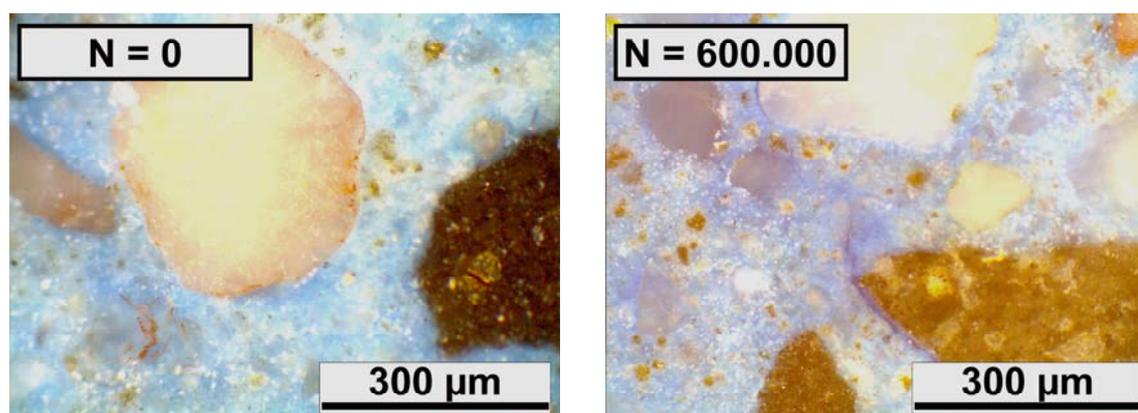
N	0	180.000	600.000
PK-Anzahl	6	6	3
Mittelwert	-1,107	-1,761	-2,256
σ	0,068	0,145	0,307
VK	6,1	8,2	13,6
0,675 P1 Basalt	-1,075	-1,918	-2,045
0,675 P2 Basalt	-1,132	-1,774	-2,115
0,675 P3 Basalt	-1,103	-1,688	-2,608
0,675 P4 Basalt	-1,201	-1,888	
0,675 P5 Basalt	-0,999	-1,521	
0,675 P6 Basalt	-1,131	-1,780	

Tabelle 9.7: Dehnungen bei unterschiedlichen N ($S_{max} = 0,675$, BZ 5)

N	0	180.000	600.000
Anzahl	8	8	5
Mittelwert	-1,160	-1,713	-2,047
σ	0,049	0,097	0,104
VK	4,2	5,7	5,1
0,675 P1 Quarzit	-1,139	-1,620	
0,675 P2 Quarzit	-1,174	-1,594	
0,675 P3 Quarzit	-1,165	-1,813	
0,675 P4 Quarzit	-1,227	-1,880	-2,185
0,675 P5 Quarzit	-1,185	-1,722	-2,043
0,675 P6 Quarzit	-1,205	-1,733	-2,100
0,675 P7 Quarzit	-1,104	-1,699	-1,999
0,675 P8 Quarzit	-1,082	-1,646	-1,909

Tabelle 9.8: Dehnungen bei unterschiedlichen N ($S_{max} = 0,675$, BZ 6)

N	0	180.000	600.000
Anzahl	8	8	5
Mittelwert	-1,498	-2,513	-2,642
σ	0,152	0,601	0,378
VK	10,1	23,9	14,3
0,675 P1 Sandstein	-1,493	-2,158	
0,675 P2 Sandstein	-1,652	-3,544	
0,675 P3 Sandstein	-1,589	-3,286	
0,675 P4 Sandstein	-1,230	-1,782	-2,065
0,675 P5 Sandstein	-1,539	-2,342	-2,749
0,675 P6 Sandstein	-1,416	-2,380	-3,015
0,675 P7 Sandstein	-1,380	-2,114	-2,486
0,675 P8 Sandstein	-1,687	-2,500	-2,894

Bild 9.4: Mikrorissbilder (exemplarische Ausschnitte) des Betongefüges (BZ 4): links $N = 0$ und rechts $N = 600.000$

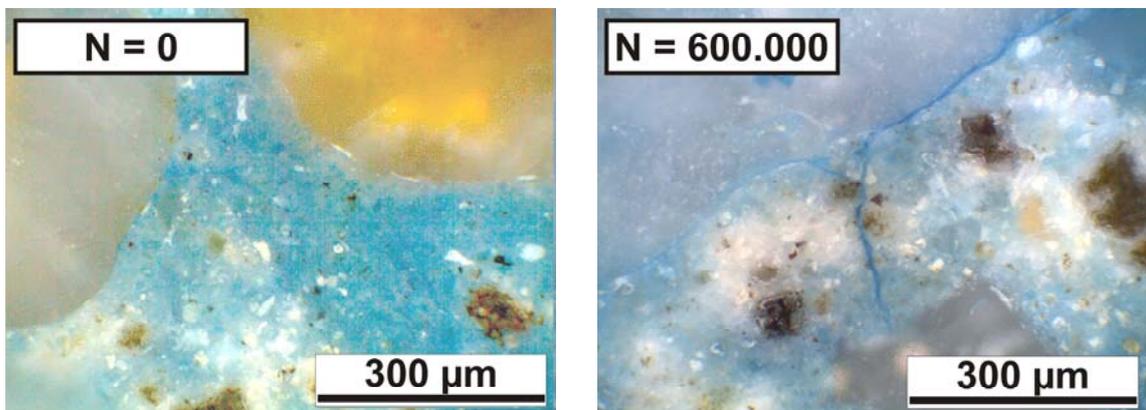


Bild 9.5: Mikrorissbilder (exemplarische Ausschnitte) des Betongefüges (BZ 5): links $N = 0$ und rechts $N = 600.000$

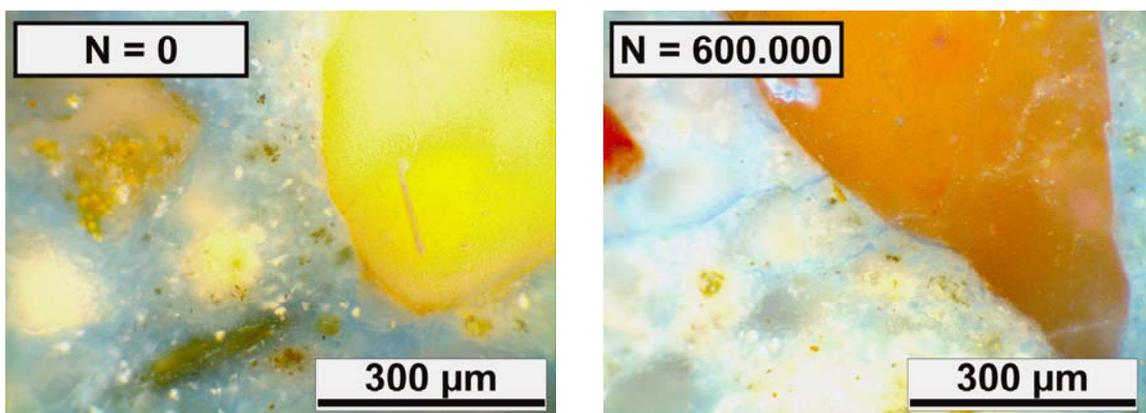


Bild 9.6: Mikrorissbilder (exemplarische Ausschnitte) des Betongefüges (BZ 6): links $N = 0$ und rechts $N = 600.000$

Tabelle 9.9: Mikrorisscharakteristika für Beton mit Basalt (BZ 4) als grobe Gesteinskörnung bei bestimmten Lastzyklenzahlen [$\sigma_{max}/\sigma_{min} = 0,675 f_c/0,10 f_c$]

Lastzyklenzahl N		0	1	180.000	600.000
Mikrorissbreite ¹⁾	[µm]	3,0	9,0	8,0	16,0
Mikrorissanzahl	[-]	1	2	8	10
Mikrorissfläche	[µm ²]	700	5.500	43.000	185.000
¹⁾ gemittelte Werte					

Tabelle 9.10: Mikrorisscharakteristika für Beton mit Quarzit (BZ 5) als grobe Gesteinskörnung bei bestimmten Lastzyklenzahlen [$\sigma_{max}/\sigma_{min} = 0,675 f_c/0,10 f_c$]

Lastzyklenzahl N		0	1	180.000	600.000
Mikrorissbreite ¹⁾	[μm]	4,0	8,0	7,0	11,0
Mikrorissanzahl	[-]	2	1	5	14
Mikrorissfläche	[μm^2]	3.400	2.900	28.400	179.200
¹⁾ gemittelte Werte					

Tabelle 9.11: Mikrorisscharakteristika für Beton mit Sandstein (BZ 6) als grobe Gesteinskörnung bei bestimmten Lastzyklenzahlen [$\sigma_{max}/\sigma_{min} = 0,675 f_c/0,10 f_c$]

Lastzyklenzahl N		0	1	180.000	600.000
Mikrorissbreite ¹⁾	[μm]	4,0	6,0	5,0	7,0
Mikrorissanzahl	[-]	4	2	6	10
Mikrorissfläche	[μm^2]	3.700	3.500	32.800	90.600
¹⁾ gemittelte Werte					

Tabelle 9.12: Veränderungen (Mittelwert \bar{x} und Streuungen σ) der Materialkennwerte, bestimmt aus der Auswertung der Spannungs-Dehnungslinien bei verschiedenen Lastzyklenzahlen ($S_{max}/S_{min} = 0,60/0,10$; BZ 1)

N [Mio.]	0				0,125		0,60		1,80			4,15			8,3	25,5
	P0,1	P0,2	P0,3	P0,4	P7	P11	P6	P10	P3	P4	P5	P2	P8	P9	P12	P1
Statischer E-Modul [kN/mm ²]	28,0	28,5	27,1	28,4	27,4	28,5	27,1	26,9	25,8	25,3	25,6	24,7	23,2	23,4	26,8	21,9
\bar{x}/σ	28,0 / 0,61				28,0 / -		27,0 / -		25,5 / 0,24			23,8 / 0,85			-	-
Druckfestigkeit [N/mm ²]	41,0	39,8	39,0	41,4	42,1	43,6	42,9	40,5	41,6	42,0	41,1	40,6	41,6	43,8	40,8	39,6
\bar{x}/σ	40,3 / 1,11				42,8 / -		41,7 / -		41,6 / 0,45			42,0 / 1,65			-	-
Dehnung ϵ_u [%]	2,35	2,18	2,26	2,33	2,10	2,01	1,78	1,92	2,11	2,08	1,86	2,08	1,91	1,90	1,53	1,78
\bar{x}/σ	2,28 / 0,077				2,06 / -		1,85 / -		2,02 / 0,137			1,96 / 0,101			-	-

Tabelle 9.13: Veränderungen (Mittelwert \bar{x} und Streuungen σ) der Materialkennwerte, bestimmt aus der Auswertung der Spannungs-Dehnungslinien bei verschiedenen Lastzyklenzahlen ($S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$; BZ 1)

N	0			10.000			50.000	
	P0,1	P0,2	P0,3	P37	P39	P43	P34	P40
Statischer E-Modul [kN/mm ²] \bar{x}/σ	29,1	30,2	28,1	22,8	28,3	27,4	26,4	27,7
	29,1 / 1,03			26,1 / 2,93			27,0 / -	
Druckfestigkeit [N/mm ²] \bar{x}/σ	39,8	43,4	39,3	39,2	41,4	42,6	38,1	43,6
	40,8 / 2,21			41,1 / 1,70			40,8 / -	
Dehnung ϵ_u [%] \bar{x}/σ	2,16	2,18	2,00	2,18	1,99	2,18	1,66	2,08
	2,11 / 0,987			2,12 / 0,110			1,87 / -	

N	180.000			400.000			600.000		
	P38	P41	P44	P35	P42	P46	P33	P36	P45
Statischer E-Modul [kN/mm ²] \bar{x}/σ	23,7	21,4	23,4	27,3	22,0	21,1	23,2	24,5	20,8
	22,8 / 1,28			23,5 / 3,31			1,88		
Druckfestigkeit [N/mm ²] \bar{x}/σ	39,8	37,9	41,6	43,6	39,4	38,0	42,9	43,1	38,4
	39,8 / 1,48			40,3 / 2,91			41,5 / 2,66		
Dehnung ϵ_u [%] \bar{x}/σ	1,80	1,91	1,92	2,08	1,91	1,90	1,93	2,00	1,90
	1,88 / 0,067			1,96 / 0,101			1,94 / 0,051		

Tabelle 9.14: Veränderungen (Mittelwert \bar{x} und Streuungen σ) der Materialkennwerte, bestimmt aus der Auswertung der Spannungs-Dehnungslinien bei verschiedenen Lastzyklenzahlen ($S_{max}/S_{min} = 0,75/0,10$; BZ 1)

N	0			5.000			20.000			40.000			
	P0,1	P0,2	P0,3	P2	P3	P4	P8	P9	P7	P16	P15	P11	P10
Statischer E-Modul [kN/mm ²] \bar{x}/σ	27,8	27,7	26,8	24,3	24,8	28,4	22,8	21,1	25,9	25,8	25,7	22,0	17,7
	27,4 / 0,64			25,8 / 2,23			23,3 / 2,42			22,8 / 3,81			
Druckfestigkeit [N/mm ²] \bar{x}/σ	39,6	40,9	36,5	36,9	34,5	38,3	35,5	35,1	37,6	34,7	37,7	35,6	32,0
	39,0 / 2,28			36,6 / 1,96			36,0 / 1,34			35,0 / 2,35			
Dehnung ϵ_u [%] \bar{x}/σ	1,99	2,15	2,12	2,07	1,64	1,62	1,78	1,91	1,73	1,68	1,90	2,02	2,36
	2,1 / 0,085			1,78 / 0,254			1,81 / 0,093			1,99 / 0,284			

N	50.000						60.000
	P12	P13	P14	P1	P6	P5	P17
Statischer E-Modul [kN/mm ²] \bar{x}/σ	24,2	25,8	22,9	22,5	22,3	24,2	21,3
	24,1 / 1,39						-
Druckfestigkeit [N/mm ²] \bar{x}/σ	38,1	34,7	35,8	36,9	35,1	37,9	31,9
	36,4 / 1,44						-
Dehnung ϵ_u [%] \bar{x}/σ	1,96	1,74	2,00	1,60	1,96	1,74	2,14
	1,83 / 0,162						-

Tabelle 9.15: Veränderungen (Mittelwert \bar{x} und Streuungen σ) der Materialkennwerte, bestimmt aus der Auswertung der Spannungs-Dehnungslinien bei verschiedenen Lastzyklenzahlen ($S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$; BZ 2)

N	0				10.000		50.000		70.000	90.000	
	P0,1	P0,2	P0,3	P0,4	P2	P3	P1	P4	P5	P7	P6
Statischer E-Modul [kN/mm ²] \bar{x}/σ	38,0	42,3	39,0	38,6	37,2	36,8	38,5	33,9	38,2	33,1	36,0
	39,5 / 1,95				37,0 / -		36,2 / -		-	-	
Druckfestigkeit [N/mm ²] \bar{x}/σ	86,3	88,7	84,6	84,7	89,6	84,3	87,7	85,4	90,3	88,5	90,7
	86,1 / 1,93				87,0 / -		86,5 / -		-	89,6 / -	
Dehnung ϵ_u [%] \bar{x}/σ	2,90	2,68	2,55	2,44	2,64	2,34	2,25	2,49	2,41	2,75	2,45
	2,64 / 0,197				2,49 / -		2,37 / -		-	2,60 / -	

N	100.000					
	P9	P10	P11	P12	P13	P14
Statischer E-Modul [kN/mm ²] \bar{x}/σ	33,5	32,6	35,9	31,0	34,1	32,1
	33,2 / 1,70					
Druckfestigkeit [N/mm ²] \bar{x}/σ	88,3	87,0	84,2	83,5	88,0	82,5
	85,6 / 2,49					
Dehnung ϵ_u [%] \bar{x}/σ	2,55	2,68	2,25	2,46	2,47	2,41
	2,47 / 0,142					

Tabelle 9.16: Veränderungen (Mittelwert \bar{x} und Streuungen σ) der Materialkennwerte, bestimmt aus der Auswertung der Spannungs-Dehnungslinien bei verschiedenen Lastzyklenzahlen ($S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$; BZ 3)

N	0				100.000	163.000	175.000	600.000		
	P01	P02	P03	P04	P10	P8	P9	P1	P3	P5
Statischer E-Modul [kN/mm ²] \bar{x}/σ	26,5	23,6	24,9	24,9	22,8	21,1	25,9	23,0	18,8	24,1
	25,0 / 1,18				-	-	-	22,0 / 2,80		
Druckfestigkeit [N/mm ²] \bar{x}/σ	37,9	31,5	34,8	36,3	35,5	35,1	37,6	38,7	32,2	41,5
	35,1 / 2,72				-	-	-	37,5 / 4,77		
Dehnung ϵ_u [%] \bar{x}/σ	2,47	1,96	2,16	2,34	1,78	1,91	1,73	2,04	1,75	2,30
	2,23 / 0,222				-	-	-	2,03 / 0,275		

N	1.200.000		
	P4	P6	P7
Statischer E-Modul [kN/mm ²] \bar{x}/σ	23,0	23,0	21,5
	22,5 / 0,87		
Druckfestigkeit [N/mm ²] \bar{x}/σ	36,9	39,5	39,5
	38,6 / 1,50		
Dehnung ϵ_u [%] \bar{x}/σ	1,77	2,22	2,49
	2,16 / 0,364		

Tabelle 9.17: Veränderungen (Mittelwert \bar{x} und Streuungen σ) der Materialkennwerte, bestimmt aus der Auswertung der Spannungs-Dehnungslinien bei verschiedenen Lastzyklenzahlen ($S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$; BZ 4)

N	0			180.000		600.000		
	P01	P02	P03	P4	P5	P1	P2	P3
Statischer E-Modul [kN/mm ²] \bar{x}/σ	29,8	34,8	33,1	32,6	31,6	25,8	29,6	32,0
	32,6 / 2,54			32,1		29,1 / 3,13		
Druckfestigkeit [N/mm ²] \bar{x}/σ	42,5	47,2	47,1	49,9	50,9	46,2	50,2	50,5
	45,6 / 2,69			50,4 / -		50,0 / 2,40		
Dehnung ϵ_u [%] \bar{x}/σ	2,77	2,68	2,39	2,14	2,41	1,96	2,06	2,18
	2,61 / 0,199			2,28 / -		2,07 / 0,110		

Tabelle 9.18: Veränderungen (Mittelwert \bar{x} und Streuungen σ) der Materialkennwerte, bestimmt aus der Auswertung der Spannungs-Dehnungslinien bei verschiedenen Lastzyklenzahlen ($S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$; BZ 5)

N	0			180.000		600.000				
	P01	P02	P03	P1	P2	P4	P5	P6	P7	P8
Statischer E-Modul [kN/mm ²] \bar{x}/σ	29,1	28,3	32,0	29,1	28,4	27,5	26,1	29,2	29,2	25,6
	29,8 / 1,95			28,8 / -		27,5 / 1,68				
Druckfestigkeit [N/mm ²] \bar{x}/σ	41,0	41,4	43,9	51,2	50,9	51,9	50,4	48,5	50,3	47,8
	42,1 / 1,57			51,1 / -		49,8 / 1,64				
Dehnung ϵ_u [%] \bar{x}/σ	2,16	2,40	2,51	2,30	2,41	2,37	2,20	2,07	2,46	2,10
	2,36 / 0,077			2,36 / -		2,24 / 0,170				

Tabelle 9.19: Veränderungen (Mittelwert \bar{x} und Streuungen σ) der Materialkennwerte, bestimmt aus der Auswertung der Spannungs-Dehnungslinien bei verschiedenen Lastzyklenzahlen ($S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$; BZ 6)

N	0			180.000		600.000			
	P01	P02	P03	P1	P2	P4	P5	P6	P7
Statischer E-Modul [kN/mm ²] \bar{x}/σ	28,2	31,5	27,8	21,8	20,4	25,6	25,8	25,6	27,5
	28,2 / 2,03			21,1 / -		26,1 / 0,92			
Druckfestigkeit [N/mm ²] \bar{x}/σ	46,8	49,9	46,2	48,0	46,2	57,7	56,4	55,5	54,4
	47,6 / 1,99			47,1 / -		56,0 / 1,40			
Dehnung ϵ_u [%] \bar{x}/σ	2,99	2,76	2,57	2,31	2,27	2,66	2,55	2,76	2,26
	2,77 / 0,210			2,29 / 0,028		2,56 / 0,216			

Tabelle 9.20: Veränderungen von E_{stat} und E_{dyn} für unterschiedliche S_{max} aus zerstörungsfreien Prüfungen

Beton S_{max} / S_{min}	N	Statischer E-Modul			Dynamischer E-Modul		
		E_{stat} [%]	σ [%]	Anzahl [-]	E_{dyn} [%]	σ [%]	Anzahl [-]
BZ 1 0,75 / 0,10	5.000	90,3	13,9	3	89,8	4,7	8
	20.000	91,8	4,9	3	84,1	4,4	5
	40.000	80,3	5,8	4	85,5	5,3	6
	50.000	85,4	6,0	6	80,0	8,6	8
	60.000	77,5	-	1	56,4	9,2	3
BZ 1 0,675 / 0,10	10.000	101,2	2,7	3	93,3	2,7	9
	50.000	94,5	1,8	4	92,4	3,7	8
	180.000	87,8	2,6	9	87,6	2,8	12
	400.000	86,8	6,7	16	85,5	7,5	35
	600.000	84,1	9,4	12	81,0	15,2	29
BZ 1 0,60 / 0,10	125.000	96,9	-	2	93,0	2,9	6
	600.000	90,6	2,2	7	91,5	3,1	17
	1.200.000	89,6	1,5	6	89,7	2,5	16
	1.800.000	87,4	2,2	7	87,3	3,6	14
	4.150.000	85,6	3,3	5	79,6	9,1	8

Tabelle 9.21: Veränderungen von E_{stat} und E_{dyn} für $S_{max} = 0,675$ aus zerstörungsfreien Prüfungen für BZ 2 und BZ 3

Beton S_{max} / S_{min}	N	Statischer E-Modul			Dynamischer E-Modul		
		E_{stat} [%]	σ [%]	Anzahl [-]	E_{dyn} [%]	σ [%]	Anzahl [-]
BZ 2 0,675 / 0,10	10.000	98,5	-	2	92,1	3,3	6
	50.000	94,5	-	2	85,8	1,9	6
	70.000	92,4	-	1	89,3	2,2	3
	90.000	89,1	-	2	88,6	1,8	6
	100.000	88,8	2,9	6	80,3	7,1	18
BZ 3 0,675 / 0,10	17.100	90,6	-	1	-	-	-
	100.000	95,0	-	1	81,1	2,6	3
	163.000	86,1	-	1	84,7	4,1	3
	600.000	87,9	6,3	4	83,3	9,9	12
	1.200.000	88,8	1,8	3	86,0	7,9	9

Tabelle 9.22: Veränderungen von E_{stat} und E_{dyn} für $S_{max} = 0,675$ aus zerstörungsfreien Prüfungen für BZ 4, BZ 5 und BZ 6

Beton S_{max} / S_{min}	N	Statischer E-Modul			Dynamischer E-Modul		
		E_{stat} [%]	σ [%]	Anzahl [-]	E_{dyn} [%]	σ [%]	Anzahl [-]
BZ 4 0,675 / 0,10	180.000	97,0	3,9	3	91,4	1,0	9
	600.000	88,5	4,8	3	84,3	6,0	9
BZ 5 0,675 / 0,10	180.000	97,7	2,1	3	89,8	0,8	9
	600.000	91,6	6,1	5	88,3	5,0	15
BZ 6 0,675 / 0,10	180.000	96,9	-	2	81,6	16,8	6
	600.000	96,0	2,7	5	83,9	5,2	15

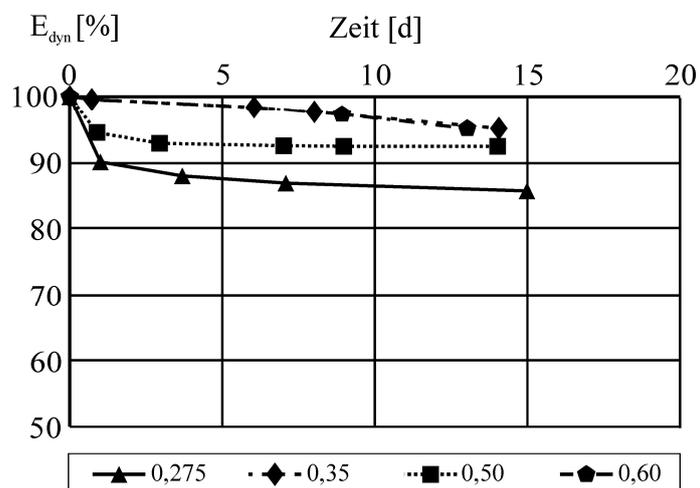


Bild 9.7: Dynamischer E-Modul bei Standbelastungen

Tabelle 9.23: Korrelation zwischen $\epsilon_{fat,max}$ und E_{stat}

Beton S_{max} / S_{min}	$\epsilon_{fat,max}$ [‰]	E_{stat} [‰]
BZ 1 0,75 / 0,10	0	100,0
	-0,146	90,3
	-0,293	91,8
	-0,454	80,3
	-0,431	85,4
	-0,561	77,5
BZ 1 0,675 / 0,10	0	100,0
	-0,075	101,2
	-0,214	94,5
	-0,312	87,8
	-0,613	86,8
	-0,674	84,1
BZ 1 0,60 / 0,10	0	100
	-0,141	96,9
	-0,279	90,6
	-0,388	89,6
	-0,447	87,4
	-0,633	85,6

Beton S_{max} / S_{min}	$\epsilon_{fat,max}$ [‰]	E_{stat} [‰]
BZ 3 0,675 / 0,10	0	100
	-0,130	90,6
	-0,324	95,0
	-0,365	86,1
	-0,700	87,9
	-0,669	88,8

Beton S_{max} / S_{min}	$\epsilon_{fat,max}$ [‰]	E_{stat} [‰]
BZ 4 0,675 / 0,10	0	100,0
	-0,654	97,0
	-1,152	88,5
BZ 5 0,675 / 0,10	0	100,0
	-0,553	97,7
	-0,886	91,6
BZ 6 0,675 / 0,10	0	100
	-1,015	96,9
	-1,191	96,0

Beton S_{max} / S_{min}	$\epsilon_{fat,max}$ [‰]	E_{stat} [‰]
BZ 2 0,675 / 0,10	0	100
	-0,067	98,5
	-0,225	94,5
	-0,304	92,4
	-0,436	89,1
	-0,568	88,8

Tabelle 9.24: Korrelation zwischen $\varepsilon_{fat,max}$ und E_{stat} bei zweistufigen Belastungen
 $S_{1,max}/S_{2,max} = 0,75/0,675$

Dehnungen:

Reihenfolge 1: $S_{1,max} \rightarrow S_{2,max}$
 $0,75 \rightarrow 0,675$

Erstbelastung N_1	12.500	12.500	12.500	30.000	30.000	30.000
Zweitbelastung N_2	100.000	40.000	400.000	40.000	100.000	400.000
ε_{max} [%]	-1,778	-1,620	-1,958	-1,935	-1,670	-1,857
σ [%]	0,285	0,347	0,349	0,311	0,296	0,111
$\varepsilon_{fat,max}$ [%]	-0,465	-0,377	-0,743	-0,619	-0,386	-0,730
σ [%]	0,177	0,212	0,275	0,229	0,030	0,077
Anzahl	3	5	3	3	4	4

Reihenfolge 2: $S_{2,max} \rightarrow S_{1,max}$
 $0,675 \rightarrow 0,75$

Erstbelastung N_1	100.000	40.000	400.000	40.000	100.000	400.000
Zweitbelastung N_2	12.500	12.500	12.500	30.000	30.000	30.000
ε_{max} [%]	-1,622	-1,469	-1,885	-1,603	-1,821	-1,817
σ [%]	0,309	0,168	0,267	0,167	0,107	0,227
$\varepsilon_{fat,max}$ [%]	-0,445	-0,302	-0,717	-0,390	-0,597	-0,664
σ [%]	0,164	0,086	0,196	0,126	0,066	0,147
Anzahl	3	3	6	4	3	3

Statischer E-Modul (E_{stat}):

Reihenfolge 1: $S_{1,max} \rightarrow S_{2,max}$
 $0,75 \rightarrow 0,675$

Erstbelastung N_1	12.500	12.500	12.500	30.000	30.000	30.000
Zweitbelastung N_2	100.000	40.000	400.000	40.000	100.000	400.000
E_{stat} [%]	94,1	91,7	86,8	90,0	89,2	85,8
σ [%]	-	8,0	1,4	4,3	10,2	0,1
Anzahl	2	5	3	3	3	3

Reihenfolge 2: $S_{2,max} \rightarrow S_{1,max}$
 $0,675 \rightarrow 0,75$

Erstbelastung N_2	100.000	40.000	400.000	40.000	100.000	400.000
Zweitbelastung N_1	12.500	12.500	12.500	30.000	30.000	30.000
E_{stat} [%]	90,3	87,4	89,4	90,2	88,1	85,5
σ [%]	3,3	6,2	5,8	4,2	2,2	1,2
Anzahl	4	3	5	3	3	3

Tabelle 9.25: Dehnungen bei $S_{max} = 0,45$ und Veränderungen von E_{stat} und E_{dyn}

Beton S_{max} / S_{min}	N [Mio.]	Dehnungen			Statischer E-Modul			Dynamischer E-Modul		
		ϵ_{max} $\epsilon_{fat,max}$ [‰]	σ_{max} $\sigma_{fat,max}$ [‰]	Anzahl [-]	E_{stat} [%]	σ [%]	Anzahl [-]	E_{dyn} [%]	σ [%]	Anzahl [-]
BZ 1 0,45 / 0,10	0	-0,715 0	0,046 0	4	100,0	0,0	4	100,0	0,0	9
	0,6	-0,918 -0,203	0,058 0,025	4	100,3	3,1	4	97,4	0,2	6
	3,0	-1,011 -0,296	0,074 0,050	4	100,7	3,2	4	92,0	1,4	9
	4,1	-1,030 -0,315	0,066 0,044	4	98,2	6,3	4	-	-	-
	6,5	-1,069 -0,354	0,093 0,071	4	97,3	6,4	4	90,4	0,8	9
	7,2	-1,076 -0,361	0,096 0,073	4	94,8	6,6	4	-	-	-
	8,3	-1,087 -0,372	0,106 0,081	4	92,6	5,7	4	90,2	0,8	9

10 Anhang B

Zulässigkeitsprüfung der linearen Approximation des Zusammenhangs zwischen $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ und E_{stat} :

Die Zulässigkeit der linearen Approximation des Zusammenhangs zwischen $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ und E_{stat} , die im Abschnitt 5 als gegeben angenommen wurde, wird repräsentativ für den Beton BZ 1 für das Spannungsniveau S_{max} von 0,675 nachgewiesen. Aus statistischer Sicht kann grundsätzlich die Beschreibung von E_{stat} über die ermittelten Funktionsgleichung erfolgen [38], wenn:

- (1) das Bestimmtheitsmaß R^2 im Bereich von etwa 1,0 liegt und
- (2) das Niveau der experimentell erfassten Streuungen von E_{stat} dem Niveau der Streuungen aus Fehlerfortpflanzungsrechnungen auf Basis der experimentell ermittelten $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ und der zu überprüfenden Funktionsgleichungen in etwa entspricht.

Die erste Bedingung (1) kann für diese Versuchsserie (BZ 1; $S_{\text{max}} = 0,675$) als erfüllt angesehen werden, da das kleinste ermittelte Bestimmtheitsmaß R^2 von 0,87 auf eine ausreichende „Näherungsqualität“ hinweist. Zur Überprüfung der zweiten Bedingung ist in Tabelle 10.26 ein entsprechendes Datenblatt mit Informationen zur Ermüdungsdehnung $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ und zum statischen E-Modul E_{stat} inkl. deren Standardabweichungen σ gegeben. Stellvertretend für das gesamte Datenblatt erfolgt diese Überprüfung an den zwei grau hinterlegten Zeilen der Tabelle 10.26.

Tabelle 10.26: Datenblatt zu $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ und E_{stat} jeweils mit Standardabweichungen (BZ 1, $S_{\text{max}} = 0,675$)

lfd. Nummer	Ermüdungsdehnung			Verbleibender statische E-Modul		
	Anzahl Daten $\varepsilon_{\text{fat,max}}$	Mittelwert $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ [%]	Standardabweichung $\sigma_{\varepsilon_{\text{fat,max}}}$ [%]	Anzahl Daten E_{stat}	Mittelwert E_{stat} [%]	Standardabweichung $\sigma_{E_{\text{stat,exp}}}$ [%]
1	-	0	-	-	100,0	-
2	15	-0,075	0,019	3	101,2	2,69
3	44	-0,214	0,056	4	94,5	1,75
4	10	-0,312	0,083	9	87,8	2,59
5	28	-0,613	0,159	16	86,8	6,69
6	12	-0,674	0,190	12	84,1	9,44

Nachweis für die grau hinterlegten Zeilen 3 und 5:

Die ermittelte Regressionsgleichung für die Trendlinie (BZ 1, $S_{\text{max}} = 0,675$) aus Tabelle 10.26 ergibt sich zu Gl. (10.20):

$$E_{\text{stat}} = -24,2 \cdot \varepsilon_{\text{fat,max}} + 1,0 \quad (10.20)$$

Nun wird das totale Differential $\partial E_{\text{stat}}/\partial \varepsilon_{\text{fat,max}}$ gebildet. Anschließend ergibt sich nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz die Standardabweichung $\sigma_{E_{\text{stat,calc.}}}$ aus der Standardabweichung von $\sigma_{\varepsilon_{\text{fat,max}}}$ (Gl. (10.21)).

$$\sigma_{E_{\text{stat,calc.}}} = [(-24,2)^2 \cdot \sigma_{\varepsilon_{\text{fat,max}}}^2]^{0,5} \quad (10.21)$$

Nun können die unterstrichenen Werte für $\sigma_{\varepsilon_{\text{fat,max}}}$ aus Tabelle 10.26 in Gl. (10.21) eingesetzt werden. Die so berechneten Ergebnisse für $\sigma_{E_{\text{stat,calc.}}}$ können nun mit den experimentell erfassten Standardabweichungen $\sigma_{E_{\text{stat,exp.}}}$ verglichen werden (Gl. (10.22) und Gl. (10.23)).

Für Zeile 3:

$$\sigma_{E_{\text{stat,calc.}}, Z3} = 1,35 \% \cong \sigma_{E_{\text{stat,exp.}}, Z3} = 1,75 \% \quad (10.22)$$

Für Zeile 5:

$$\sigma_{E_{\text{stat,calc.}}, Z5} = 3,85 \% \cong \sigma_{E_{\text{stat,exp.}}, Z3} = 6,69 \% \quad (10.23)$$

Die berechneten Standardabweichungen $\sigma_{E_{\text{stat,calc.}}}$ auf Basis des Datenmaterials von $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ und der linearen Regressionsgleichung liegen in der Größenordnung der experimentell erfassten Standardabweichung $\sigma_{E_{\text{stat,exp.}}}$ des statischen E-Moduls E_{stat} . Auch für die anderen Zeilen der Tabelle 10.26 können ähnliche Erkenntnisse gewonnen werden. Daher kann schlussendlich gefolgert werden, dass eine lineare Regression zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen E_{stat} über $\varepsilon_{\text{fat,max}}$ zulässig ist.