

Frequenzabhängigkeit des Ermüdungswiderstandes von hochfestem Beton

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur
(Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation von
Dipl.-Ing. Sebastian Schneider

2021

Referent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Korreferenten: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher
Kommissionsmitglied: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus
Vorsitz: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Nabil A. Fouad
Tag der Promotion: 19.03.2021

Kurzfassung

Der Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton weist eine divergierende Abhängigkeit von der einwirkenden Belastungsfrequenz auf. Auf hohen Oberspannungsniveaus von $S_{\max} > 0,75$ führen höhere Belastungsfrequenzen zu höheren Bruchlastwechselzahlen. Auf niedrigeren Oberspannungsniveaus wurde wiederholt eine Umkehr dieses Einflusses beobachtet. Höhere Belastungsfrequenzen führen in diesem Fall zu geringeren Bruchlastwechselzahlen. Bisher existierende Materialmodelle können dieses Materialverhalten nicht abbilden, wodurch die Vergleichbarkeit von verschiedenen Ermüdungsuntersuchungen sowie die Übertragbarkeit von Laborergebnissen auf reale Beanspruchungssituationen erschwert werden.

In der vorliegenden Arbeit wird die frequenzabhängige Entwicklung der Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Beton betrachtet. Dabei wird von den Hypothesen ausgegangen, dass die einwirkende Spannungsgeschwindigkeit und die im Probekörper entstehende Temperatur den internen Schädigungsprozess beeinflussen. Höhere Spannungsgeschwindigkeiten reduzieren die Schädigungsprogression wohingegen höhere Temperaturen diese beschleunigen. Um diese Hypothesen versuchstechnisch zu überprüfen, wurden verschiedenfrequente Ermüdungsversuche mit und ohne Belastungspausen durchgeführt. Mithilfe der Belastungspausen wurden die Probekörpertemperaturen der höherfrequenten Versuche an die der ununterbrochenen niederfrequenten Versuche angeglichen. Die Versuchsergebnisse unterstützen letztlich die formulierten Hypothesen und dienen für eine anschließende makroskopische Modellbildung.

Auf Grundlage dieser Versuchsergebnisse werden frequenzabhängige Wöhlerlinien entwickelt, die den zeitinvarianten Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit und den zeitvarianten Einfluss der Temperatur auf die internen Schädigungsprozesse in sich vereinen. Diese Wöhlerlinien sind in der Lage, den divergierenden Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Bruchlastwechselzahlen und somit deren frequenzbedingten Streubereich abzubilden. Um in zukünftigen Ermüdungsversuchen insbesondere die Entwicklung des thermischen-induzierten Schädigungsprozess zu begrenzen, werden zulässige Belastungsfrequenzen und Temperaturerhöhungen vorgeschlagen. Da Beton in realen Tragwerken mit geringeren Belastungsfrequenzen beansprucht wird als in den vorgeschlagenen Versuchskonzepten bzw. in gewöhnlichen Laborversuchen, wurde die Notwendigkeit der frequenzbedingten Reduktion der normativen Bemessungsdruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchungen $f_{cd,fat}$ untersucht und bestätigt.

Stichworte: Ermüdung, hochfester Beton, Belastungsfrequenz, Spannungsgeschwindigkeit, Belastungspause, Temperatur

Abstract

The fatigue resistance of high-strength concrete shows a diverging dependence on the load frequency. At high maximum stress levels of $S_{\max} > 0.75$, higher load frequencies lead to a higher number of cycles to failure. A reversal of this influence has repeatedly been observed at lower stress levels. In this case, higher load frequencies result in lower numbers of cycles to failure. Existing material models cannot describe this material behaviour, which makes it difficult to compare fatigue tests with different load frequencies and to transfer them to real load situations.

In this work, the frequency-dependent development of the number of cycles to failure of high-strength concrete is investigated. The work is based on the hypotheses that the acting stress rate and the temperature arising in the test specimen influence the internal damage process. Higher stress rates reduce the damage progression, whereas higher temperatures accelerate it. In order to verify these hypotheses experimentally, fatigue tests with different frequencies were carried out with and without rest periods. The introduction of the paused load scenarios brought the specimen temperatures of the higher-frequency tests in line with those of the continuous low-frequency tests. The test results confirm the previously made assumptions, so that the formulated hypotheses are valid. The test results support the formulated hypotheses and are used for subsequent macroscopic modelling.

On the basis of these test results, frequency-dependent S - N curves are developed which combine the time-invariant influence of the stress rate and the time-variant influence of temperature on the internal damage processes. These S - N curves are able to describe the diverging influence of the load frequency on the number of cycles to failure and thus their frequency-dependent scatter range. In order to limit the development of the thermally induced damage process in future fatigue tests in particular, permissible load frequencies and temperature increases are proposed. Since concrete in real structures is subjected to lower loading frequencies than in the proposed experimental concepts and in common laboratory tests, the necessity of the frequency-related reduction of the normative design fatigue reference strength for concrete in compression $f_{\text{cd,fat}}$ was investigated and confirmed.

Keywords: fatigue, high-strength concrete, load frequency, stress rate, rest periods, temperature

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater, Herrn Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, der es mir im Rahmen meiner Forschungsarbeit am Institut ermöglichte, mich mit der Frequenzabhängigkeit von druckschwellbeanspruchtem Beton umfassend auseinanderzusetzen. In diesem Hinblick möchte ich ihm für die konstruktiven Anregungen, die wissenschaftliche Begleitung und das langjährige Vertrauen danken.

Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher für das entgegengebrachte Interesse an meiner Arbeit und für die Übernahme des Korreferats. Mein weiterer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus für das wissenschaftliche Interesse und die Tätigkeit als Kommissionsmitglied. Herrn Prof. Dr.-Ing. Nabil A. Fouad danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Meinen Kolleginnen und Kollegen am Institut für Massivbau möchte ich herzlich für die angenehme Arbeitsatmosphäre sowie für die hilfsbereite und kollegiale Zusammenarbeit danken. In diesem Zuge danke ich Herrn Dr.-Ing. Boso Schmidt, Herrn Dr.-Ing. Matthias Bode und Herrn Chongjie Kang M. Sc. für die zahlreichen Gespräche und gegenseitigen Anregungen rund um das Thema „Ermüdung“. Besonderer Dank gilt darüber hinaus Herrn Dr.-Ing. Ralf Herrmann für die langjährige Zusammenarbeit, die freundschaftliche Beziehung und die fortwährende Motivation. Den gleichen Dank richte ich auch an Herrn Dr.-Ing. Jens Piehler.

Für die Unterstützung bei den experimentellen Untersuchungen sowie für die unermüdliche Instandhaltung der Versuchstechnik danke ich Herrn René Wallschläger, Herrn Olaf Menze und Herrn Ernst Heine.

Auch für die tatkräftige Unterstützung durch Frau Anna-Lena Podhajecky M. Sc. und Frau Sarah Giesemann, die im Zuge ihrer Tätigkeit als wissenschaftliche Hilfskräfte zahlreiche Messdaten ausgewertet und visualisiert haben, möchte ich mich herzlich bedanken.

Mein größter Dank gilt jedoch meiner Familie für die uneingeschränkte Unterstützung, den stetigen Rückhalt und die unentwegte Ermutigung.

Sebastian Schneider

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	I
Abstract	III
Vorwort	V
Inhaltsverzeichnis	VII
Symbol- und Abkürzungsverzeichnis	XI
1 Einleitung	1
1.1 Motivation	1
1.2 Zielstellung	3
1.3 Aufbau der Arbeit	3
2 Materialverhalten unter monoton steigender Beanspruchung	5
2.1 Grundlagen	5
2.2 Verformungs- und Schädigungsverhalten	10
2.3 Einfluss der Beanspruchungsgeschwindigkeit	16
2.3.1 Allgemein	16
2.3.2 Mechanische Eigenschaften	18
2.4 Einfluss der Probekörpertemperatur	26
2.4.1 Allgemein	26
2.4.2 Physikalische und chemische Reaktionen	27
2.4.3 Mechanische Eigenschaften	41
3 Materialverhalten unter zyklischer Beanspruchung	51
3.1 Grundlagen	51
3.1.1 Allgemein	51
3.1.2 Wöhlerkurven	55
3.1.3 Bemessungswert der Betondruckfestigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung	57
3.1.4 Schadensakkumulationshypothese	59

3.2	Verformungs- und Schädigungsverhalten	60
3.3	Einfluss der Druckfestigkeit	63
3.4	Einfluss der Belastungsfrequenz und -geschwindigkeit	65
3.5	Einfluss der Belastungsfunktion	80
3.6	Einfluss von Belastungspausen	84
4	Hypothesen zur Frequenzabhängigkeit der Betonermüdung	89
4.1	Einordnung in den Kontext der Literaturlauswertung	89
4.2	Hypothesen	92
4.3	Ziel und Vorgehen	95
5	Experimentelle Untersuchungen	97
5.1	Allgemein	97
5.2	Betoneigenschaften und Probekörperherstellung	97
5.3	Versuchsprogramm	99
5.3.1	Versuche unter monoton steigender Beanspruchung	99
5.3.2	Versuche unter Druckschwellbeanspruchung	100
5.3.3	Feuchteuntersuchungen	105
5.4	Prüfmaschinen, Versuchsaufbau und Messtechnik	105
6	Versuchsergebnisse und –auswertung	111
6.1	Versuche unter monoton steigender Beanspruchung	111
6.2	Versuche unter Druckschwellbeanspruchung	119
6.2.1	Bruchlastwechselzahlen	119
6.2.2	Temperaturen	123
6.2.3	Feuchtegehalt	132
7	Modellbildung zur Berücksichtigung der Belastungsfrequenz	135
7.1	Allgemeine Modellvorstellungen	135
7.2	Berücksichtigung der Spannungsgeschwindigkeit	138
7.2.1	Allgemein	138
7.2.2	Mathematische Beschreibung der Spannungsgeschwindigkeit	138

7.2.3	Bestimmung des effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Beanspruchungsniveaus	140
7.2.4	Approximation und Validierung von spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Wöhlerlinien	143
7.3	Berücksichtigung der Probekörpertemperatur	146
7.3.1	Allgemein	146
7.3.2	Mathematische Beschreibung der Temperaturänderung	147
7.3.3	Approximation der Temperaturänderung ohne Belastungspause	151
7.3.4	Approximation der Temperaturänderung mit Belastungspause	162
7.3.5	Bestimmung der temperaturabhängigen, effektiven Beanspruchungsniveaus	164
7.4	Integration der Materialmodelle in ein Gesamtmodell	169
7.4.1	Allgemein	169
7.4.2	Mathematische Beschreibung des Gesamtmodells	169
7.4.3	Approximation und Validierung von frequenzabhängigen Wöhlerlinien	173
7.5	Modellvalidierung	180
7.5.1	Modellvalidierung mit Literaturdaten	180
7.5.2	Modellvalidierung mit eigenen Versuchsergebnissen	182
7.6	Empfehlungen zur Wahl der Belastungsfrequenz	190
7.6.1	Allgemein	190
7.6.2	Frequenzempfehlungen und Versuchskonzepte	190
7.6.3	Normative Sicherheitsbeiwerte	196
8	Zusammenfassung und Ausblick	200
8.1	Zusammenfassung	200
8.2	Ausblick	203

Literaturverzeichnis	207
Abbildungsverzeichnis	225
Tabellenverzeichnis	243
Anhang	245

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

Kleine griechische Buchstaben

α	Exponent Wärmeübergangskoeffizient Längenausdehnungskoeffizient
α_{fat}	Festigkeitsabhängiger Abminderungsterm
β	Exponent
$\beta_{\text{cc}}(t)$	Beiwert für die Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt t
ε	Materialdehnung
$\dot{\varepsilon}$	Dehngeschwindigkeit
ε_{c}	Dehnung bei Druckfestigkeit / Betondehnung
$\varepsilon_{\text{cf}}(n)$	Dehnung bei Oberspannung unter Ermüdungsbeanspruchung
ε_{cm}	Mittelwert der Dehnung bei Druckfestigkeit
ε_{cr}	Zeitabhängige, viskose Dehnung
ε_{d}	Schädigungsinduzierte Dehnung
ε_{el}	Elastische Dehnung
ε_{fat}	Gesamtdehnung im Ermüdungsversuch
ε_{l}	Längsdehnung
ε_{max}	Dehnung bei Oberspannung
ε_{q}	Querdehnung
ε_{T}	Temperaturdehnung
$\gamma_{\text{c,fat}}$	Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungsbeanspruchungen von Beton
η	Umrechnungsfaktor zwischen innerer und äußerer Betonprobekörpertemperatur
ν_{c}	Poissonzahl von Beton
σ	Materialsprung
σ_{a}	Spannungsamplitude
σ_{cr}	Kriechaffine Spannung
σ_{eff}	Effektivwert der Spannungsamplitude
σ_{m}	Mittelsprung
$\dot{\sigma}$	Spannungsgeschwindigkeit
$\dot{\sigma}_{\text{m}}$	Mittlere Spannungsgeschwindigkeit
σ_{max}	Obersprung
$\dot{\sigma}_{\text{max}}$	Maximale Spannungsgeschwindigkeit
σ_{min}	Untersprung

$\dot{\sigma}_{\text{stat}}$	Spannungsgeschwindigkeit während des Druckfestigkeitsversuchs unter monoton steigender Beanspruchung
θ_K	Körpertemperatur
θ_U	Umgebungstemperatur
$\phi(t, t_0)$	Kriechzahl

Große griechische Buchstaben

Δl	Längenänderung
$\Delta \sigma$	Spannungsschwingbreite
ΔT	Temperaturänderung
$\Delta T_{\text{max,mitte}}$	Maximale Temperaturänderung auf mittlerer Probenhöhe
$\Delta T_{\text{max,oben}}$	Maximale Temperaturänderung am oberen Temperaturmesspunkt des Probekörpers
$\Delta T_{\text{max,unten}}$	Maximale Temperaturänderung am unteren Temperaturmesspunkt des Probekörpers
$\Delta T_{1.000\text{s}}$	Temperaturänderung innerhalb der ersten 1.000 s
$\Delta T_{1.000\text{s},\emptyset}$	Mittlere Temperaturänderung innerhalb der ersten 1.000 s
$\Delta T_{2.000\text{LW}}$	Temperaturänderung innerhalb der ersten 2.000 Lastwechsel
$\Delta T_{2.000\text{LW},\emptyset}$	Mittlere Temperaturänderung innerhalb der ersten 2.000 Lastwechsel
Ω	Kreisfrequenz

Kleine lateinische Buchstaben

a	Kantenlänge des Probekörpers
b	Kürzeste Kantenlänge des Probekörpers
c	Spezifische Wärmekapazität
d	Durchmesser des Probekörpers
h	Höhe des Probekörpers
f	Belastungsfrequenz
f_c	Druckfestigkeit von Beton
f_{cd}	Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons
$f_{cd,\text{fat}}$	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung
f_{ck}	Charakteristische Druckfestigkeit des Betons
f_{cm}	Mittelwert der Druckfestigkeit des Betons
f_{cube}	Würfeldruckfestigkeit
k	Proportionalitätsfaktor

$k(\sigma)$	Faktor zur Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechverhaltens
l	Länge
l_0	Ursprüngliche Länge
m	Masse
m_0	Masse der Bruchstücke vor der Darr-Trocknung
n	Anzahl der Unterteilungen innerhalb eines Lastwechsels
s	Standardabweichung
	Beiwert für Zementtyp
t	Zeit
	Betonalter
u	Massebezogener Feuchtegehalt

Große lateinische Buchstaben

A	Oberfläche
$E_{cd,max}$	Bemessungswert des Oberspannungsniveaus
$E_{cd,min}$	Bemessungswert des Unterspannungsniveaus
E_{ci}	Tangentenmodul von Beton im Alter von 28 Tagen
$E_{ci}(t_0)$	Tangentenmodul von Beton im Alter von t_0
F_{cr}	Kriechaffine Belastung
F_m	Mittellast
F_{max}	Oberlast
F_{min}	Unterlast
N	Lastwechselzahl
N_f	Bruchlastwechselzahl
N_{Grenz}	Grenzlastwechselzahl
N_m	Mittlere Bruchlastwechselzahl
R	Spannungsverhältnis
R^2	Bestimmtheitsmaß
$S_{cd,max}$	Bemessungswert des Oberspannungsniveaus
$S_{cd,min}$	Bemessungswert des Unterspannungsniveaus
S_{cr}	Kriechaffines Beanspruchungsniveau
S_m	Mittelspannungsniveau
S_{max}	Oberspannungsniveau
$S_{max}(T)$	Temperaturabhängiges Oberspannungsniveau
$S_{max,eff}$	Effektives, spannungsgeschwindigkeitsabhängiges Oberspannungsniveau
$S_{max,eff}(T)$	Effektives, temperaturabhängiges Oberspannungsniveau
S_{min}	Unterspannungsniveau
$S_{min,eff}$	Effektives, spannungsgeschwindigkeitsabhängiges Unterspannungsniveau

T	Periodendauer eines Lastwechsels / Temperatur
T_f	Innere Probekörpertemperatur unter der Belastungsfrequenz f
T_N	Temperatur beim Lastwechsel N
T_t	Temperatur zum Zeitpunkt t
T_0	Temperatur zu Versuchsbeginn
V	Volumen

Abkürzungen

HPC	High Performance Concrete
UHPC	Ultra High Performance Concrete

1 Einleitung

1.1 Motivation

In den letzten Jahrzehnten wurden die Entwicklung von hochfesten Betonen und deren Einsatz für den Bau von zyklisch beanspruchten Tragstrukturen stetig vorangetrieben. Insbesondere durch den Ausbau der Windenergie in Deutschland innerhalb der letzten 25 Jahre besteht die Notwendigkeit, anstelle der bekannten Stahltürme kostengünstigere Turmkonstruktionen aus hochfestem Beton zu erstellen. Darüber hinaus schreitet im Offshore-Windenergiebereich die Entwicklung von hochfesten Vergussmörteln für den Einsatz in Grouted Joints voran. Auch im Brückenbau werden zunehmend höherfeste Betone eingesetzt.

Im Gegensatz zur Verwendung von Normalbeton lassen sich mit hochfesten Betonen die erforderlichen Bauteilabmessungen reduzieren, was letztlich zu einem ressourceneffizienteren Materialeinsatz, filigraneren Tragstrukturen und gegebenenfalls zu reduzierten Baukosten führt. Demgegenüber können schlankere Tragstrukturen eine höhere Schwingungsanfälligkeit aufweisen, weshalb den zyklischen Beanspruchungen in der Tragwerksbemessung eine stärkere Bedeutung zukommt. Beispielsweise dominiert bei der Bemessung von Türmen für Windenergieanlagen der Nachweis der Ermüdungstragfähigkeit mitunter die Dimensionierung der Turmquerschnitte. Gleichzeitig lässt sich eine Verlängerung der Tragwerksnutzung über die geplante Betriebsdauer von 20 Jahren hinaus rechnerisch häufig nicht nachweisen. Hierfür ursächlich sind insbesondere die konservativen Nachweiskonzepte der aktuellen Regelwerke. Aufgrund dieser Umstände ist das komplexe Ermüdungsverhalten von hochfesten Betonen immer stärker in den Fokus der Wissenschaft gerückt. So werden derzeit das grundlegende Schädigungsverhalten auf der Mikro- und Mesoebene sowie die Auswirkungen von verschiedenen material- und prüftechnischen Einflussparametern erforscht. Die erwarteten Erkenntnisse sollen letztlich eine sichere und wirtschaftliche Weiterentwicklung der aktuellen makroskopischen Materialmodelle und Bemessungskonzepte ermöglichen.

Das Ermüdungsverhalten von hochfesten Betonen wird in experimentellen Ermüdungsversuchen an üblicherweise kleinformatischen Materialproben untersucht. Hierfür werden meist zylindrische Probekörper in sogenannten Einstufenversuchen zyklisch be- und entlastet, bis ein Material-

versagen eintritt oder der Versuch aufgrund einer zu langen Versuchsdauer abgebrochen wird. Die zyklische Belastung entspricht in der Regel einer Sinusfunktion mit einer konstanten Belastungsfrequenz, welche zwischen 1 Hz und 10 Hz liegt. Vereinzelt werden mithilfe von Resonanzprüfmaschinen oder Hochfrequenzpulsatoren höhere Belastungsfrequenzen bis ca. 100 Hz erreicht. Um die Versuchsdauer der Ermüdungsversuche zu reduzieren, welche stets als Zeitrafferversuche in Bezug auf die realen Beanspruchungssituationen zu interpretieren sind, wird vielfach ein Einsatz der prüftechnisch höchstmöglichen Belastungsfrequenzen angestrebt. Dabei ist allerdings zu bedenken, dass das Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton eine ausgeprägte Abhängigkeit von der Belastungsfrequenz zeigt.

Dass ein Einfluss der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand von Beton existiert, ist schon seit längerem bekannt. Bis vor einigen Jahren galt die Meinung, dass in Versuchen mit einem Oberspannungsniveau, das über dem 0,75-fachen der Betondruckfestigkeit liegt, höhere Belastungsfrequenzen zu höheren Bruchlastwechselzahlen führen. Auf Oberspannungsniveaus, die unterhalb dem 0,75-fachen der Betondruckfestigkeit liegen, bestünde hingegen kein Belastungsfrequenzeinfluss mehr. Aktuellere Untersuchungen an höherfesten und hochfesten Betonen zeigen jedoch, dass sich insbesondere auf diesen geringeren Oberspannungsniveaus der Effekt der Belastungsfrequenz auf die Bruchlastwechselzahlen umkehrt. Wider Erwarten führen hier höhere Belastungsfrequenzen zu geringeren Bruchlastwechselzahlen. Gleichzeitig werden teils starke Temperaturunterschiede zwischen den verschiedenfrequent geprüften Probekörpern registriert.

Die Ursache des alternierenden Einflusses der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand ist derzeit noch nicht geklärt. Bislang existieren lediglich Schädigungstheorien und Materialmodelle, die den ermüdungswiderstandssteigernden Effekt höherer Belastungsfrequenzen beschreiben. Für die zukünftige Durchführung experimenteller Ermüdungsuntersuchungen ist es jedoch wichtig, die frequenzabhängigen Schädigungsprozesse zu identifizieren und diese in ein makroskopisches Materialmodell zur Beschreibung des Ermüdungswiderstandes zu integrieren. Dies wäre ein weiterer Schritt hin zum ganzheitlichen Verständnis des Ermüdungsverhaltens von hochfesten Betonen, mit dem sich letztlich der prüftechnische Einfluss der Belastungsfrequenz gezielt beurteilen ließe. Gleichzeitig ließe sich die Übertragbarkeit der Ermüdungswiderstände aus Laboruntersuchungen auf die Beanspruchungssituationen realer Tragstrukturen wissenschaftlich fundiert bewerten. Insbeson-

dere für eine zukünftige Weiterentwicklung der derzeitigen Bemessungskonzepte hinsichtlich Ermüdung ist dies von herausragender Relevanz.

1.2 Zielstellung

Ziel dieser Arbeit ist es, den Ermüdungswiderstand eines hochfesten Betons in Abhängigkeit von der Belastungsfrequenz zu charakterisieren. Hierfür sind zunächst die dominierenden Einflüsse auf die frequenzabhängigen Schädigungsprozesse zu identifizieren. Die Wirkungsweisen dieser Schädigungsprozesse sollen auf der Mikro- und Mesoebene erörtert und deren Auswirkungen auf das Ermüdungsverhalten mithilfe von eigenen experimentellen Untersuchungen unter statischen und zyklischen Belastungen verifiziert werden. Anschließend soll mit den Erkenntnissen ein makroskopisches Materialmodell entwickelt werden, welches den Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Beton beschreibt. Dieses Materialmodell soll den Einfluss der Belastungsfrequenz in einem Bereich zwischen 0,1 Hz und 12 Hz, für ein Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,05$ und für unterschiedliche Oberspannungsniveaus S_{\max} prognostizieren können. Neben dem allgemeinen Verständnis zur frequenzabhängigen Entwicklung des Ermüdungswiderstandes sollen somit Hinweise zur Übertragbarkeit von Laborergebnissen auf reale Beanspruchungssituationen erarbeitet sowie Empfehlungen für die sinnhafte Wahl einer geeigneten Belastungsfrequenz für zukünftige Ermüdungsversuche formuliert werden.

1.3 Aufbau der Arbeit

An die Einleitung anschließend werden in Kapitel 2 die in der Literatur dokumentierten Kenntnisse über das Betonverhalten unter monoton steigender Beanspruchung vorgestellt. Dabei wird besonderes Augenmerk auf das spannungsgeschwindigkeits- und temperaturabhängige Schädigungsverhalten gelegt, um Analogien zu den in den Ermüdungsversuchen eintretenden Schädigungsmechanismen ziehen zu können.

In Kapitel 3 wird der aktuelle Wissensstand über den Einfluss prüf- und materialtechnischer Parameter auf den Ermüdungswiderstand von Beton dargelegt, wobei die überwiegende Aufmerksamkeit auf dem Einfluss der Belastungsfrequenz liegt.

In Kapitel 4 werden Hypothesen über die frequenzabhängige Beeinflussung des Ermüdungswiderstands und die frequenzabhängigen Schädigungsprozesse formuliert. Dabei werden zum einen der mechanische und zum anderen der thermisch induzierte Schädigungsprozess adressiert. Darüber hinaus werden Anforderungen an die Durchführung von Ermüdungsversuchen beschrieben, um die Schädigungsprozesse durch eine geeignete Versuchsdurchführung zu separieren.

Kapitel 5 beinhaltet Informationen über den untersuchten hochfesten Beton. Darüber hinaus werden die Versuchsprogramme und die Randbedingungen der experimentellen Untersuchungen unter monoton steigender und zyklischer Belastung beschrieben.

Anschließend folgt in Kapitel 6 die Darstellung der experimentellen Untersuchungsergebnisse. Neben der Betrachtung des Betonverhaltens unter monoton steigender Beanspruchung erfolgt eine ausführliche Darstellung der Bruchlastwechselzahlen, der Probekörpertemperaturen, der Hystereseflächen und der Probekörperfeuchtigkeiten der Ermüdungsversuche.

Auf Grundlage der in Kapitel 2, 3 und 6 gewonnenen Erkenntnisse wird in Kapitel 7 ein makroskopisches Materialmodell präsentiert, welches den Einfluss sowohl des mechanischen als auch des thermisch induzierten Schädigungsprozesses in sich vereint. Mithilfe dieses Modells lässt sich der divergierende Einfluss der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand des untersuchten hochfesten Betons beschreiben. Zur Validierung werden die qualitativen Modellergebnisse mit Ergebnissen aus der Literatur verglichen, und das Materialmodell wird auf einen weiteren hochfesten Beton angewendet. Letztlich werden Empfehlungen für die Wahl von Belastungsfrequenzen und Überlegungen zur Übertragbarkeit von Ermüdungswiderständen aus Laborversuchen auf reale Umgebungsbedingungen präsentiert.

Abschließend fasst Kapitel 8 die wesentlichen Ergebnisse der vorliegenden Arbeit zusammen und wirft einen Blick auf weitergehende Fragestellungen.

2 Materialverhalten unter monoton steigender Beanspruchung

2.1 Grundlagen

Beton ist ein heterogenes Gemisch aus unterschiedlich großen Gesteinskörnern als mengenmäßigem Hauptbestandteil, Zement als hydraulischem Bindemittel, Zugabewasser, Zusatzmitteln wie z. B. Fließmitteln oder Luftporenbildner sowie Zusatzstoffen wie z. B. Silikastaub oder Steinkohleflugasche. Aufgrund dieser Heterogenität hat es sich für die Beschreibung des Materialverhaltens als vorteilhaft erwiesen, das Betongefüge in ein hierarchisches System von drei Skalenebenen zu unterteilen [Wit-87]. Hierbei werden die Mikro-, die Meso- und die Makroebene unterschieden, siehe Bild 2-1.

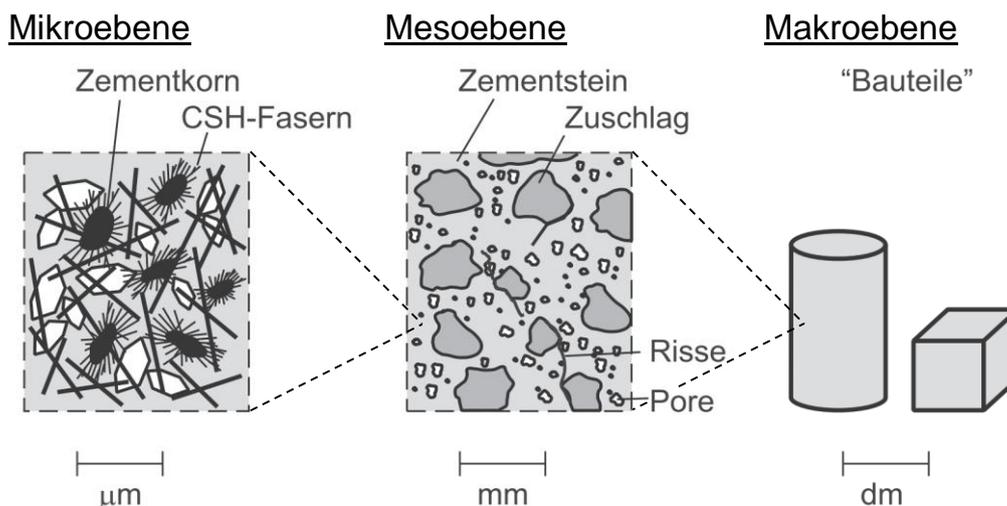


Bild 2-1: Betrachtungsebenen von Beton nach [Zil-10]

Mikroebene

In der Mikroebene werden im μm -Bereich die Struktur und die Eigenschaften des Zementgels und des Zementsteins beschrieben, welche aus der Reaktion des Zements mit dem Zugabewasser entstehen (Zementhydratation). Das dabei wesentlichste und für die Festigkeitsbildung hauptverantwortliche Hydratationsprodukt ist das Calciumsilikahydrat (C-S-H). Im erhärteten Zementstein liegt das C-S-H in Form von nadel- oder schwertförmigen Kristallen vor, siehe Bild 2-2. Deren Zusammenwachsen und räumliche Verzahnung führen zur Festigkeitsbildung [StMö-01], [StMö-01b]. Während des Hydratationsablaufs bildet

sich darüber hinaus ein Grundgefüge aus C-S-H-Faserbündeln, plattigem Calciumhydroxid (Portlandit) und länglichen Ettringitkristallen, siehe Bild 2-3. Dadurch werden die Räume zwischen den Zementpartikeln überbrückt und es setzt eine fortschreitende Gefügeverfestigung bei gleichzeitiger Verringerung des Porenvolumens ein. Zusätzlich zu den genannten Hydratationsprodukten besteht das Zementsteingefüge auch aus Aluminhydraten und Aluminatsulfhydraten [VDZ-02].

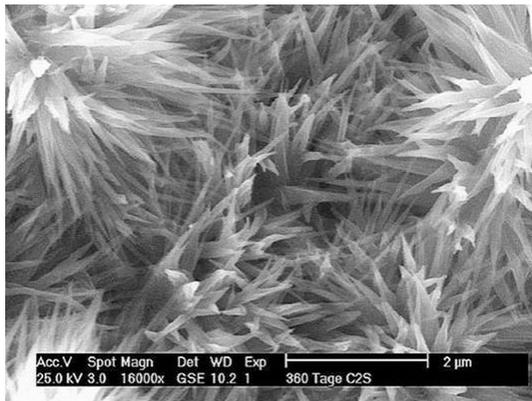


Bild 2-2: ESEM-Aufnahme von spitznadligen C-S-H-Phasen nach 360 Tagen Hydratationszeit [StWi-13]

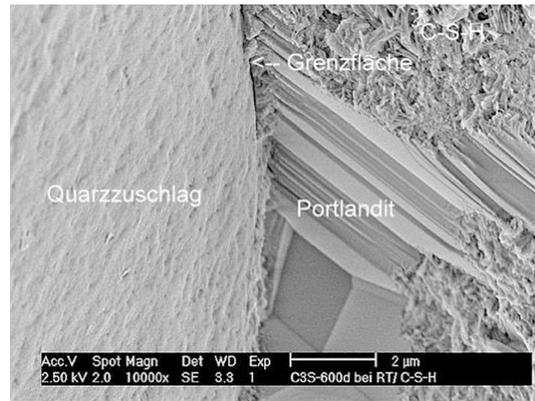


Bild 2-3: Phasengrenzbereich zwischen Gesteinskörnung und Zementstein [StWi-13]

Neben den Hydratationsprodukten existieren in der Zementsteinstruktur verschiedene Poren, die nach ihrer Größe, ihrer Entstehungsart und der in ihnen befindlichen Porenlösung zu unterscheiden sind. Neben groben Rüttel- und Luftporen existieren feine Kapillar- und noch feinere Gelporen. Die Größenverteilung der Poren ist in Bild 2-4 dargestellt.

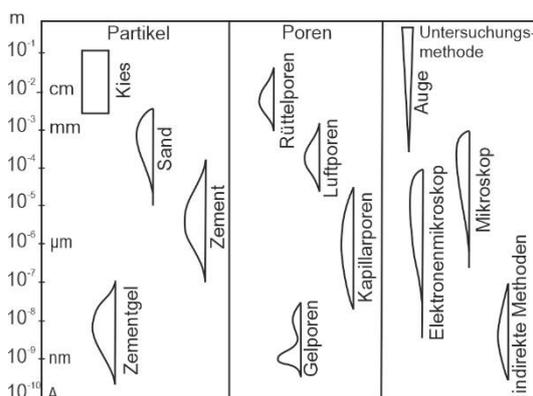


Bild 2-4: Größenvergleich von Partikeln und Poren im Beton [Set-77]

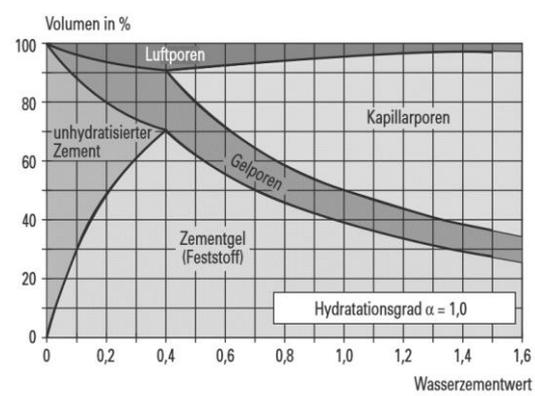


Bild 2-5: Volumenanteile im Zementstein in Abhängigkeit vom W/Z-Wert [VDZ-02]

Die Volumenanteile der verschiedenen Porenanteile werden darüber hinaus maßgeblich vom Verhältnis zwischen Wasser und Zement (W/Z-Wert) beeinflusst, siehe Bild 2-5. Bei einem Hydratationsgrad von $\alpha = 1,0$

treten für W/Z -Werte $> 0,4$ Kapillarporen zwischen dem Zementgel auf, die mit überschüssigem Anmachwasser gefüllt sind. Hingegen verbleibt bei W/Z -Werten $< 0,4$ ein gewisser Zementanteil unhydratisiert. In diesem Fall werden alle Zwischenräume mit Zementgel ausgefüllt und es kommt zu keiner Kapillarporenbildung. Ungeachtet dessen treten stets Gelporen auf, welche sich zwischen den mikroskopischen Partikeln der Hydratationsprodukte befinden. Sowohl Kapillar- als auch Gelporen sind auch nach vollständiger Hydratation mit Wasser gefüllt. Dabei handelt es sich zum einen um physikalisch gebundenes Wasser (Gelporenwasser) und zum anderen um freies Wasser (Kapillarporenwasser). Das restliche dem Zement zugegebene Wasser wird als chemisch gebundenes Wasser (Hydratwasser) in die Kristallstruktur eingebaut. Insbesondere in Gelporen treten aufgrund der geringen Porengröße und dem geringen Abstand von den Gelwassermolekülen zu den Feststoffoberflächen deutliche Oberflächenwechselwirkungen auf.

Mesoebene

Das Zusammenwirken von Zementstein, Gesteinskörnung, Poren und Rissen wird modellhaft in der Mesoebene (im mm-Bereich) beschrieben. Dabei wird Beton als Zweistoffsystem interpretiert, in dem die groben Gesteinskörner mit einem Durchmesser von über 2 bis 4 mm von einer homogenen Matrix umhüllt sind. Diese Matrix besteht aus dem Zementstein mit Poren und Rissen sowie den eingebetteten feinen Anteilen der Gesteinskörnung. Dabei lassen sich mit phänomenologischen Modellen die Spannungs- bzw. Dehnungsverteilungen sowie die Mikrorissbildung qualitativ beschreiben. So konnte z. B. *Wischers* [Wis-72] an spannungsoptischen Versuchen feststellen, dass die Spannungsverläufe im Betongefüge vom Verhältnis zwischen den Elastizitätsmoduln der Gesteinskörnung und der Matrix abhängen, siehe Bild 2-6 und Bild 2-7. In diesem Zusammenhang wird von der mechanischen Inkompatibilität zwischen Gesteinskörnung und Zementmatrix gesprochen. Demnach treten in Betonen, in denen die Gesteinskörnung einen höheren E-Modul als die Zementmatrix aufweist, Zugspannungen am seitlichen Rand der Gesteinskörnung auf. Diese sind senkrecht zur äußeren Kraft gerichtet. Bei Erreichen der Haftfestigkeit zwischen Gesteinskorn und Zementmatrix entstehen erste Mikrorisse in der Haftzone senkrecht zu den Zugspannungen, siehe Bild 2-6. In Betonen, in denen die Gesteinskörnung ein niedrigeres E-Modul als die Zementmatrix aufweist, wie z. B. in Leichtbetonen oder teilweise in hochfesten Betonen, stellt sich ein Druckspannungsverlauf ein, der in Belastungsrichtung hauptsächlich um die Gesteinskörnung herum verläuft, siehe Bild 2-7. Die Zugspannungen bilden sich nicht mehr seitlich, sondern oberhalb des Gesteinskorns aus.

Überschreiten sie die Zugfestigkeit der Zementmatrix, entstehen Mikrorisse radial zum Gesteinskorn und parallel zur äußeren Druckkraftichtung. Unter höherer Belastung verlaufen die Risse meist durch das Gesteinskorn hindurch.

Darüber hinaus werden auch die Auswirkungen von thermischen und hygri-schen Inkompatibilitäten auf der Mesoebene beschrieben, siehe Abschnitt 2.4.2.3.

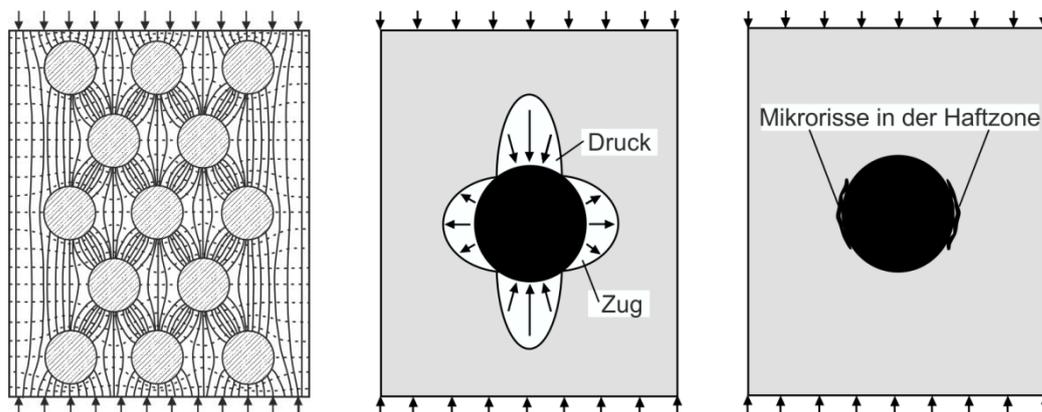


Bild 2-6: $E_{\text{Gesteinskorn}} > E_{\text{Matrix}}$ – Hauptspannungslinien (links), Spannungsverteilung an einem Einschluss (Mitte), Mikrorissbildung (rechts) [Wis-72]

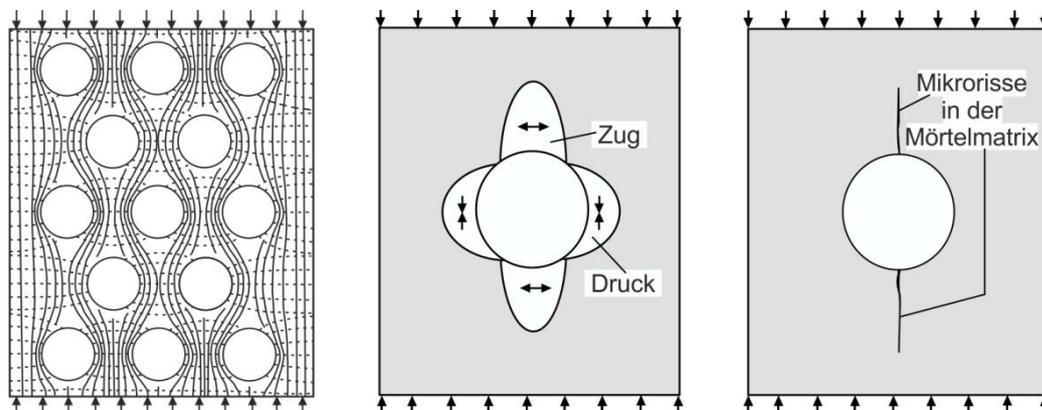


Bild 2-7: $E_{\text{Gesteinskorn}} < E_{\text{Matrix}}$ – Hauptspannungslinien (links), Spannungsverteilung an einem Einschluss (Mitte), Mikrorissbildung (rechts) [Wis-72]

Makroebene

Mithilfe von Modellen auf der Makroebene, welche für die Planung und Berechnung von Tragwerken zur Anwendung kommen, wird der Beton als quasi-homogener Werkstoff mit einem nichtlinearen Materialverhalten idealisiert. Eine Voraussetzung für die Betrachtung als homogenisierter Werkstoff und die Verwendung von Spannungs–Dehnungslinien ist, dass die Abmessungen des betrachteten Bauteils wesentlich größer

sind als die der verwendeten Zuschläge. Aus diesem Grund sind Mindestbauteilabmessungen in Abhängigkeit vom Größtkorndurchmesser einzuhalten [Zil-10]. Spannungs-Dehnungslinien und die zugehörigen Materialkennwerte wie die Druckfestigkeit und die Bruchdehnung werden an Betonprobekörpern in zerstörenden experimentellen Untersuchungen ermittelt. Dabei hängen diese Kennwerte, wie in Bild 2-8 dargestellt, von der Probekörpergeometrie und -größe ab [Wal-57], [Bro-59], [Sch-81].

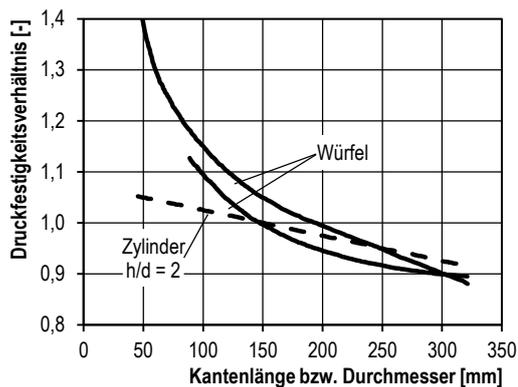


Bild 2-8: Relative Abhängigkeit der Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen von der Probekörpergröße [Wes-93]

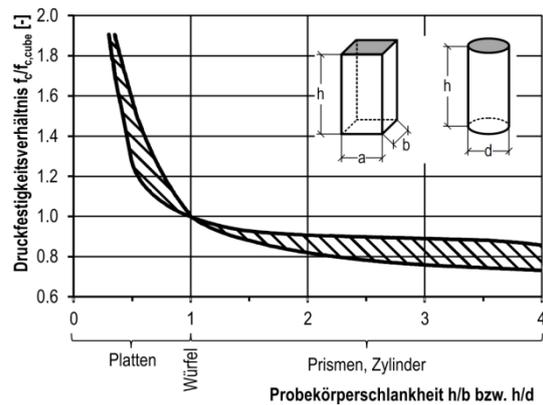


Bild 2-9: Einfluss der Probekörperschlankheit auf die Druckfestigkeit [Grü-01]

Neben der Probekörpergröße trägt auch die Probekörperschlankheit in einem hohen Maß zur experimentell erzielten Betondruckfestigkeit bei, siehe Bild 2-9. Insbesondere für Schlankheiten h/b bzw. $h/d < 2$ steigt die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung stark an. Dieser Druckfestigkeitsanstieg von gedungenen Proben lässt sich hauptsächlich auf die Querdehnungsbehinderung infolge der quasi dehn- und biegesteifen Druckplatten der Prüfmaschine zurückführen, siehe Bild 2-10.

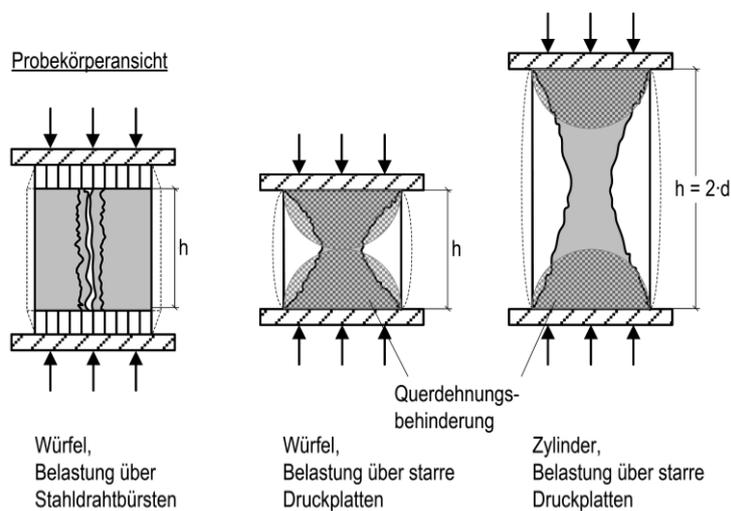


Bild 2-10: Bruchkörper von Würfeln und Zylindern mit unterschiedlichen Lasteinleitungsplatten nach [Zil-10]

2.2 Verformungs- und Schädigungsverhalten

Aufgrund seiner heterogenen Zusammensetzung und der unterschiedlichen Eigenschaften des Zementsteins und der Gesteinskörnung weist Beton unter monoton steigender einaxialer Druckbeanspruchung auf makroskopischer Ebene ein nichtlineares Verformungsverhalten auf. Dies spiegelt die in Bild 2-11 dargestellte Spannungs–Dehnungslinie wider. Das Verformungsverhalten korreliert dabei stark mit der Entstehung und dem Anwachsen von Mikrorissen innerhalb des Betongefüges.

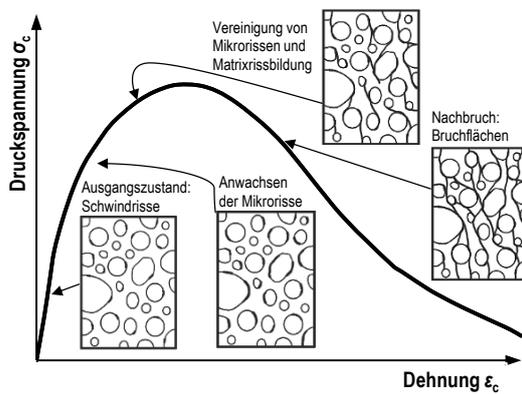


Bild 2-11: Schematische Spannungs–Dehnungslinie unter monoton steigender einaxialer Beanspruchung [Pöl-00]

Schon im äußerlich noch unbelasteten Beton können Mikrorisse in der Verbundzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung entstehen [SmSl-89]. Diese rühren aus den hygrischen und thermischen Inkompatibilitäten zwischen Zementstein und Gesteinskörnung her. Als hygrische Inkompatibilitäten werden die unterschiedlichen Schwindmaße und als thermische Inkompatibilitäten die unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten des Zementsteins und der Gesteinskörnung bezeichnet [Kel-91], siehe Abschnitt 2.4.2.3. Durch beide kann es aufgrund der Hydratation (autogenes Schwinden) und Austrocknung (Trocknungsschwinden) bzw. aufgrund der Temperaturänderung infolge der auftretenden Hydrationswärme zu einer Zugringbildung um die Gesteinskörner mit entsprechenden Ablöseerscheinungen und Mikrorissen an den Korngrenzen kommen. Trotz dieser schon vorhandenen Mikrorisse weist die Spannungs–Dehnungslinie bis zu etwa 40 % der Druckfestigkeit ein nahezu linear-elastisches Verhalten auf [Sch-05]. Bei einer weiteren Zunahme der Spannung zeigen normalfeste Betone ein zunehmend nichtlineares Verhalten, welches durch das Anwachsen der Mikrorisse hervorgerufen wird. Die anwachsenden Mikrorisse führen zu irreversiblen Veränderungen sowie zur Schädigung der Gefügestruktur, was durch zurückbleibende plastische Verformungen nach einer Entlastung und die Abnahme des Tangentenmoduls gekennzeichnet ist. Innerhalb des Vorbruchbereichs vergrößern sich die Mikrorisse, bis sie sich

kurz vor Erreichen der Druckfestigkeit vereinigen und Makrorisse bilden. Bei Erreichen der Druckfestigkeit wiederum vereinigen sich die Makrorisse zu Bruchflächen. Diese Bruchflächen verlaufen bei normalfesten Betonen um die Gesteinskörnung herum, bei hochfesten Betonen auch durch die Gesteinskörnung hindurch. Im sich anschließenden Nachbruchbereich kommt es zu einer Lokalisierung der Schädigung, wodurch die axiale Gesamtverformung nur noch von der Verschiebung der Bruchflächen zueinander bestimmt wird. Dies wird durch die Betrachtung der abfallenden Äste der normierten Spannungs–Dehnungslinien in Bild 2-12 und der zugehörigen Spannungs–Verformungslinien im Nachbruchbereich in Bild 2-13 deutlich.

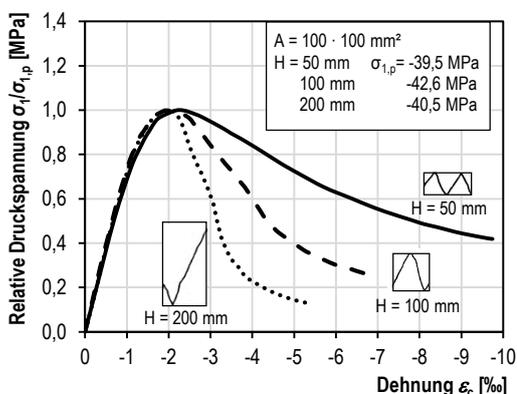


Bild 2-12: Einfluss der Probekörperhöhe auf den Verlauf der Spannungs–Dehnungslinie im Nachbruchbereich [vMie-86]

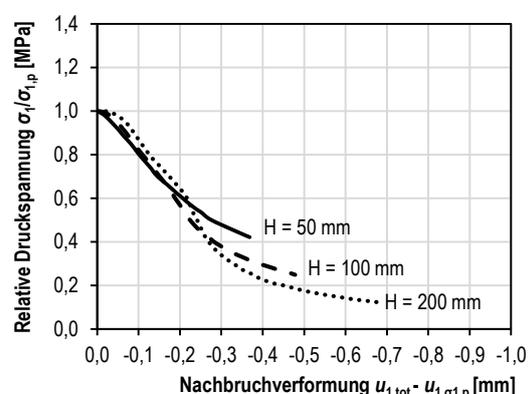


Bild 2-13: Spannungs–Verformungslinie im Nachbruchbereich für unterschiedliche Probekörperhöhen [vMie-86]

Bei der Verwendung von servohydraulischen Prüfmaschinen kann der abfallende Ast der Spannungs–Dehnungslinie nur anhand eines verformungsgeregelten Versuchsablaufs beobachtet werden [Fib-08]. Ein stabiles Durchfahren des abfallenden Astes ist nur möglich, wenn die für eine weitere Verformung des Körpers notwendige Energie größer ist als die in der Prüfmaschine gespeicherte [Hel-92]. Ist die Neigung des abfallenden Astes hingegen größer als die Federsteifigkeit des Systems, welches aus dem unzerstörten Prüfkörper, dem Hydraulikzylinder und dem Hydrauliköl besteht, tritt ein plötzlicher Bruch ein [Ras-62].

Für die Messung der im Kurzzeitversuch eintretenden Probekörperlängsdehnungen ϵ_l existieren unterschiedliche Messprinzipien. Zum einen werden Dehnungsmessstreifen verwendet, die in Längsrichtung auf die Probekörperoberfläche appliziert werden. Diese besitzen häufig eine Messlänge von einem Drittel oder der Hälfte der Probekörperhöhe, müssen aber mindestens dem dreifachen Größtkorndurchmesser entspre-

chen [Sie-89], [TuMu-06]. Zum anderen werden induktive Wegaufnehmer oder Laserdistanzsensoren verwendet, welche die gesamte Probekörperverformung zwischen den Druckplatten aufnehmen. Aus den Längsverformungen werden nachträglich die Längsdehnungen berechnet. Beim Vergleich der ermittelten Längsdehnungen beider Messmethoden kann es zu Unterschieden kommen. Bei Messungen der gesamten Längsverformung des Probekörpers kann nach Siebel [Sie-89] ein Anlaufbereich von bis zu ca. 15 % der maximal ertragbaren Druckspannung auftreten, siehe Bild 2-14. In diesem Bereich weist die Spannungs–Dehnungslinie einen zur Spannungsachse hin gekrümmten, konvexen Verlauf auf. Gründe hierfür liegen in den örtlichen Verformungen im Bereich der Betonzylinderdruckflächen, aber auch im Schließen von Schrumpf- und Mikrorissen, die beim Erhärten des Betons entstanden sind [Sie-89], [Grü-01]. Probekörperdehnungen, die mit Dehnungsmessstreifen aufgenommen werden, zeigen keinen Anlaufbereich.

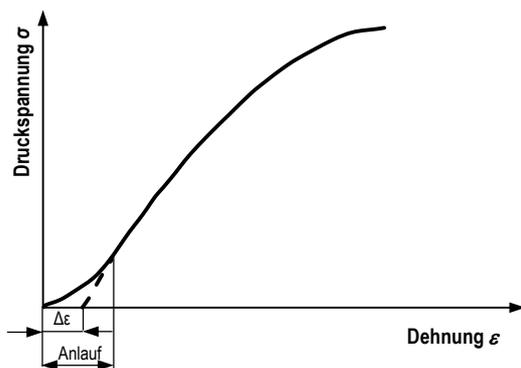


Bild 2-14: Konvexer Verlauf der unteren Spannungs–Dehnungslinie bei Längsverformungsmessung über die gesamte Probekörperhöhe [Grü-01]

Diese Beobachtungen lassen den Schluss zu, dass die Messlänge bzw. das Verhältnis zwischen der Messlänge und der Bruchzonenhöhe den Verlauf der Spannungs–Dehnungslinie beeinflusst. Weitere Hinweise über den Einfluss von verschiedenen Messverfahren und Messlängen auf den Verlauf der Spannungs–Dehnungslinie liefert beispielsweise Held [Hel-92].

Kritische Spannung und Poissonzahl

Ein axial belasteter Probekörper verformt sich in den Bereichen, in denen seine Querverformung nicht durch die Druckplatten verhindert wird, auch senkrecht zur Krafrichtung. Der zwischen der Längsdehnung ε_l und Querdehnung ε_q bestehende Zusammenhang wird durch die Poissonzahl ν_c gemäß Gleichung (2-1) beschrieben. Prinzipiell ist die Poissonzahl von Beton aufgrund des heterogenen Materialgefüges von den jeweiligen Poissonzahlen der Gesteinskörnung und des Zementsteins sowie deren Volumenanteilen abhängig.

$$\nu_c = -\frac{\varepsilon_q}{\varepsilon_l} \quad (2-1)$$

Bis zum Erreichen der sogenannten kritischen Spannung (Diskontinuitätsgrenze), die je nach Beton zwischen 70 % und 90 % der Druckfestigkeit liegt, bleibt die Poissonzahl konstant. Nach einer Überschreitung der kritischen Spannung steigt aufgrund der anwachsenden Mikrorisse die Querdehnung gegenüber der Längsdehnung stärker an, siehe Bild 2-15: die Poissonzahl nimmt zu. Dies äußert sich zudem durch die Ausbildung eines Wendepunktes in der Volumenänderungslinie. Nach *Wesche* [Wes-93] kann die Poissonzahl von Beton je nach dessen Zusammensetzung zwischen $\nu_c = 0,10$ und $0,35$ liegen. In [fib-10] wird ein Schwankungsbereich von $\nu_c = 0,14$ bis $0,26$ angegeben, wobei als Rechenwert $0,20$ vorgeschlagen wird. Untersuchungen von *Winkler* [Win-10] ergaben zudem, dass feucht gelagerte hochfeste Betone eine bis zu 20 % höhere Poissonzahl aufweisen können als unter Raumluft gelagerte hochfeste Betone.

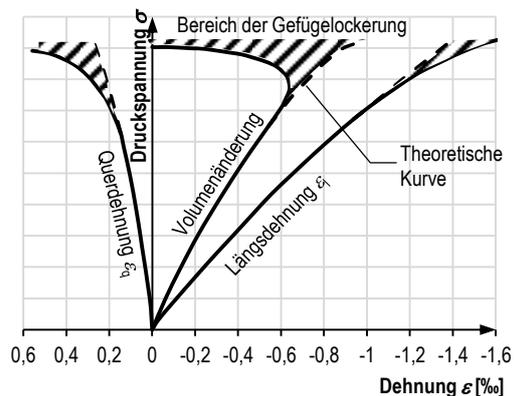


Bild 2-15: Längs- und Querdehnungsverlauf sowie Volumenänderung unter Druckbeanspruchung [Wes-93]

Hochfeste Betone

Ab einer Festigkeitsklasse von C 55/67 werden Betone als hochfest bezeichnet. Im Gegensatz zum Normalbeton weisen hochfeste Betone eine dichtere Gefügestruktur und aufgrund ihrer niedrigeren Wasserzementwerte eine geringere Kapillarporenbildung auf. Die Zugabe feinsten Zusatzstoffe wie Silikastaub wirkt zusätzlich festigkeitserhöhend. In normalfesten Betonen besitzt die Gesteinskörnung eine deutlich höhere Druckfestigkeit und Steifigkeit als der sie umgebende Zementstein, siehe Bild 2-16. Dieser Festigkeits- und Steifigkeitsunterschied ist in hochfesten Betonen geringer, siehe Bild 2-17. Insofern werden im Vergleich zu normalfesten Betonen die höheren Druckfestigkeiten hochfester Betone hauptsächlich durch eine höhere Zementsteinfestigkeit und eine höhere Verbundfestigkeit zwischen der Gesteinskörnung und der

Zementmatrix erreicht. Folglich treten unter äußeren Lasten in hochfesten Betonen homogenere Spannungsverteilungen auf.

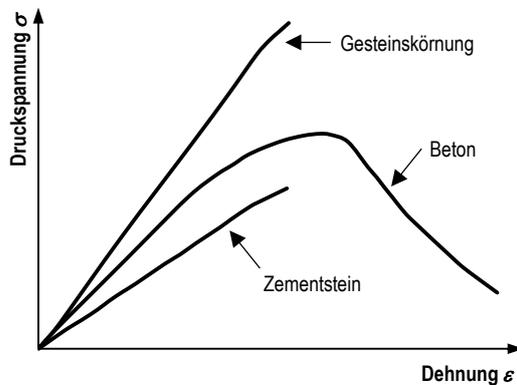


Bild 2-16: Prinzipielle Spannungs–Dehnungslinien für normalfesten Beton und dessen Gesteinskörnung sowie für Zementstein [Fip-90]

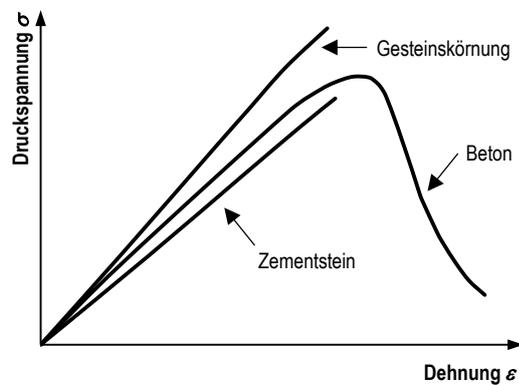


Bild 2-17: Prinzipielle Spannungs–Dehnungslinien für hochfesten Beton und dessen Gesteinskörnung sowie für Zementstein [Fip-90]

Das makroskopische Materialverhalten von hochfesten Betonen zeichnet sich im Vergleich zu normalfesten Betonen durch eine höhere Druckfestigkeit, eine weniger stark gekrümmte Spannungs–Dehnungslinie im Vorbruchbereich, eine geringfügig höhere Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit und einen deutlich steileren abfallenden Ast im Nachbruchbereich aus [Fib-90], [WeCh-96], [JaSh-97]. Dieses unterschiedliche Materialverhalten wird in Bild 2-18 deutlich. Aufgrund der höheren Zementsteinfestigkeit und eines höheren Haftverbundes zwischen Zementstein und Gesteinskörnung wird die frühe Bildung von Mikrorissen insbesondere an den Korngrenzen verringert [SmSI-89]. Diese verringerte Mikrorissdichte führt dazu, dass sich das Material bis zu einer Belastung von 70 % bis 90 % der Druckfestigkeit nahezu linear-elastisch verhält [Sch-05]. Aufgrund der guten Verbundeigenschaften zwischen Zementstein und Gesteinskörnung, der homogenen Spannungsverteilung infolge geringerer mechanischer Inkompatibilitäten und der hohen Zementfestigkeit verlaufen die sich bildenden Bruchflächen durch den Zementstein und die Gesteinskörnung hindurch. Um Druckfestigkeiten von mehr als 100 MPa zu erhalten, ist der zusätzliche Einsatz von hochfesten Gesteinskörnungen erforderlich. Dabei sind mit gebrochenen Gesteinskörnungen (wie z. B. Basaltsplitt) anstelle von runden Gesteinskörnungen aufgrund besserer Verbundbedingungen die größten Festigkeitssteigerungen erzielbar [Fib-90]. Je höherfester und somit spröder ein Beton wird, desto schwieriger stellt sich auch die versuchstechnische Bestimmung des abfallenden Astes dar, auch mit einer verformungsgeleiteten Versuchsdurchführung. Je spröder das Materialverhalten ist,

desto geringer ist daher die experimentelle Verformungs- bzw. Dehnungsgeschwindigkeit zu wählen [WeCh-96], [JaSh-97]. In kraftgeregelten Versuchen erfolgt das Versagen hochfester Betone mit steigender Betondruckfestigkeit zunehmend explosionsartig.

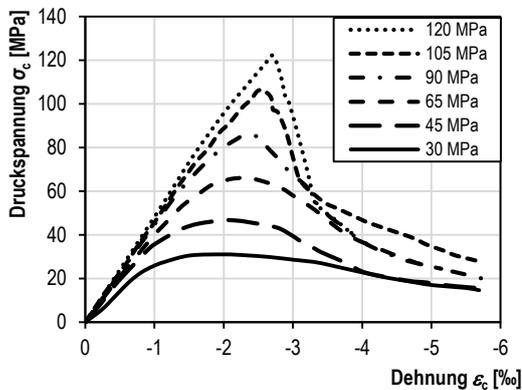


Bild 2-18: Spannungs-Dehnungslinien von Betonen unterschiedlicher Druckfestigkeiten [WeCh-96]

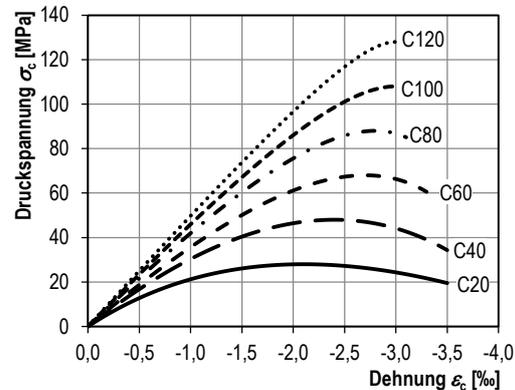


Bild 2-19: Spannungs-Dehnungslinien nach Gleichung (2-2) für unterschiedliche Festigkeitsklassen nach [Fib-10]

In der Literatur existieren zahlreiche Modellgleichungen zur Beschreibung von Spannungs-Dehnungslinien. Stellvertretend sind in Bild 2-19 die Spannungs-Dehnungslinien nach Model Code 2010 [Fib-10] abgebildet. Diese können für Betone bis zu einer Festigkeitsklasse von C120 angewendet werden. Gleichzeitig wird durch deren mathematische Beschreibung nach Gleichung (2-2) das unterschiedliche Materialverhalten von normalfestem und hochfestem Beton berücksichtigt. Die zugehörigen Werte der E-Moduln E_{ci} und E_{c1} sowie der Dehnungen ε_{c1} und $\varepsilon_{c,lim}$ sind für die verschiedenen Betonfestigkeitsklassen in [Fib-10] tabelliert.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \quad (2-2)$$

mit: $|\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}|$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$k = E_{ci} / E_{c1}$$

ε_{c1} Dehnung bei Erreichen der maximalen Betondruckspannung

$\varepsilon_{c,lim}$ Bruchdehnung des Betons unter Druckspannung

E_{ci} Tangentenmodul

E_{c1} Sekantenmodul zwischen Nullpunkt und maximaler Betondruckspannung

k Plastizitätszahl

2.3 Einfluss der Beanspruchungsgeschwindigkeit

2.3.1 Allgemein

Je nach Nutzung und Nutzungsdauer werden Bauwerke durch Lasten beansprucht, die mit unterschiedlichen Beanspruchungsgeschwindigkeiten auftreten, siehe Bild 2-20. Demzufolge wurden in der Vergangenheit auch die Betoneigenschaften unter verschiedenen Beanspruchungsgeschwindigkeiten untersucht. Dabei wurde deutlich, dass das mechanische Verhalten von Beton von der Geschwindigkeit abhängt, mit der die Dehnung bzw. Spannung einwirkt. In Bild 2-20 sind außerdem die für die jeweiligen Dehngeschwindigkeitsbereiche nutzbaren Prüfmaschinen dargestellt.

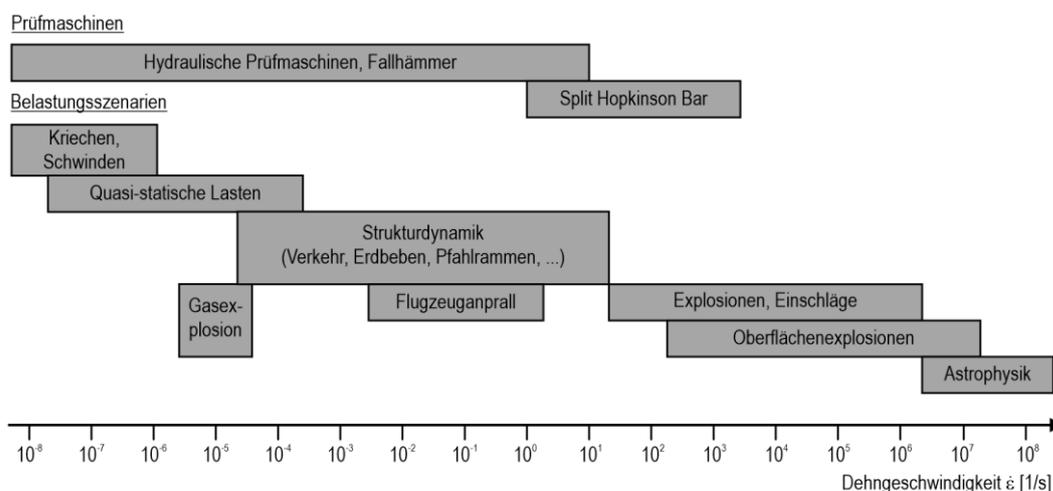


Bild 2-20: Aufbringbare Dehngeschwindigkeiten verschiedener Prüfmaschinen nach [Paj-11] sowie für verschiedene Belastungsszenarien nach [CEB-88] und [Fib-10]

Die Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon}$ beschreibt die Ableitung der Materialdehnung ε nach der Zeit t , siehe Gleichung (2-3). Häufig findet sich in der Literatur der Begriff der Dehnrates als Synonym für die Dehngeschwindigkeit.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2-3)$$

mit: $\varepsilon = \Delta l / l_0$

Üblicherweise wird das geschwindigkeitsabhängige Materialverhalten von Beton in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit untersucht. Daneben besteht aber auch die Möglichkeit, die Materialeigenschaften in Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ darzustellen bzw. zu untersuchen. Insbesondere bei Fragestellungen, für die lediglich die Spannungsgeschwindigkeiten bekannt sind, kann dies sinnvoll sein. Analog zur Betrachtungsweise in Gleichung (2-3) ist die Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ die Ableitung der Materialspannung σ nach der Zeit t , siehe Gleichung (2-4).

$$\dot{\sigma} = \frac{d\sigma}{dt} \quad (2-4)$$

Die Umrechnung von Dehngeschwindigkeit in Spannungsgeschwindigkeit gelingt nach *Curbach* [Cur-87] mit Gleichung (2-5), unter Annahme einer konstanten Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon} = \text{konst.}$

$$\frac{d\sigma}{dt} = \left[E(\varepsilon, \dot{\varepsilon}) + \frac{dE(\varepsilon, \dot{\varepsilon})}{d\varepsilon} \cdot \varepsilon \right] \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2-5)$$

Eine Vereinfachung kann lediglich unter der weiteren Annahme eines linearen Materialverhaltens erfolgen, für welches

$$\frac{dE}{d\varepsilon} = 0 \quad (2-6)$$

gilt. Damit lässt sich Gleichung (2-5) in die einfache Form von Gleichung (2-7) überführen.

$$\frac{d\sigma}{dt} = E \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2-7)$$

Somit ist eine einfache Umrechnung von der Dehn- in die Spannungsgeschwindigkeit nach Gleichung (2-7) lediglich für Stoffe mit linearem Materialverhalten unter konstanter Dehngeschwindigkeit möglich. Für Beton mit einem nichtlinearen Materialverhalten ist diese Gleichung nur bedingt bzw. als Näherung anwendbar.

2.3.2 Mechanische Eigenschaften

Spannungs–Dehnungsverhalten

Auf Grundlage zahlreicher Forschungsergebnisse der letzten Jahrzehnte wurde die Abhängigkeit des mechanischen Betonverhaltens von der Beanspruchungsgeschwindigkeit nachgewiesen. Umfangreiche Zusammenstellungen entsprechender experimenteller Beobachtungen können beispielsweise den Beiträgen von *Bischoff & Perry* [BiPe-91] oder *Pajak* [Paj-11] entnommen werden. Dies betrifft neben der Druck- und Zugfestigkeit auch die Steifigkeit und die Bruchdehnung. Aus den oben genannten experimentellen Ergebnissen zeigt sich, dass sich der Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf die Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit nicht pauschal charakterisieren lässt. Wird Beton im Bereich zwischen $10^{-9} \leq \dot{\varepsilon} \leq 10^{-5}$ 1/s mit einer konstanten Dehngeschwindigkeit beansprucht, reagiert er bei zunehmender Beanspruchungsgeschwindigkeit mit geringeren Dehnungen beim Erreichen der Druckfestigkeit. Dies ist überwiegend auf die Abnahme des Betonkriechens zurückzuführen und lässt sich beispielhaft an den in Bild 2-21 dargestellten Spannungs–Dehnungslinien von Betonprismen erkennen. Für höhere Dehngeschwindigkeiten finden sich in der Literatur divergierende Aussagen. *Bischoff & Perry* [BiPe-91] zeigen in ihrer Literaturlauswertung, dass die Bruchdehnungen im Dehngeschwindigkeitsbereich zwischen $10^{-4} \leq \dot{\varepsilon} \leq 10$ 1/s bis zu 30 % abnehmen, aber auch bis zu 40 % größer sein können als die Bruchdehnung bei $\dot{\varepsilon} = 10^{-5}$ 1/s. In aktueller Literatur überwiegt die Meinung, dass die Bruchdehnung im beschriebenen Dehngeschwindigkeitsbereich zunimmt [Lin-05]. Dies spiegelt sich auch im Verlauf des in Bild 2-22 dargestellten Prognosemodells nach Model Code 2010 [Fib-10] wider.

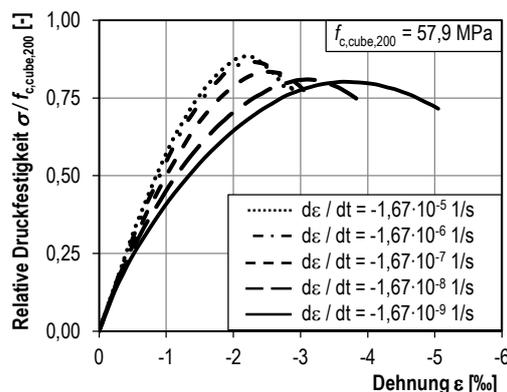


Bild 2-21: Spannungs–Dehnungslinien für unterschiedliche Dehngeschwindigkeiten [Ras-62]

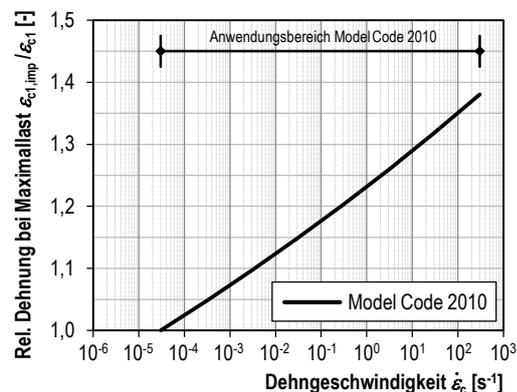


Bild 2-22: Dehnung bei Maximallast für unterschiedliche Dehngeschwindigkeiten [Fib-10]

Gleichzeitig steigt der Sekantenmodul mit steigender Dehngeschwindigkeit an. Für den Tangentenmodul existieren divergierende Beobachtungen, wobei sich überwiegend die Meinung durchgesetzt hat, dass der Tangentenmodul von der Dehngeschwindigkeit unbeeinflusst bleibt [Lin-05]. Gleichzeitig erhöht sich mit zunehmender Dehngeschwindigkeit der lineare Anteil des ansteigenden Astes der Spannungs–Dehnungslinie, was von einer verzögerten Mikrorissbildung zeugt [BiPe-91].

Druckfestigkeit

Eine infolge ansteigender Dehngeschwindigkeit ebenfalls ansteigende Druckfestigkeit ist allgemein hin wissenschaftlich akzeptiert. Diese Beobachtung wird exemplarisch durch die umfangreiche Zusammenstellung von experimentellen Versuchsergebnissen durch *Bischoff & Perry* [BiPe-91] untermauert, siehe Bild 2-23.

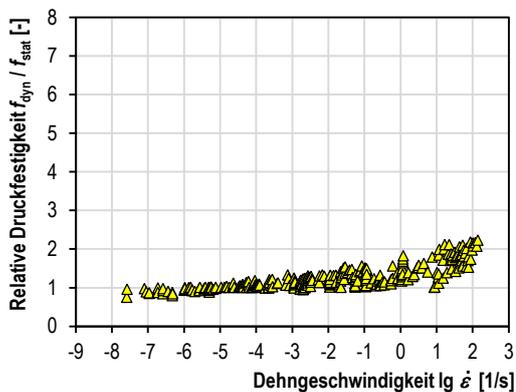


Bild 2-23: Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf die Betondruckfestigkeit [BiPe-91]

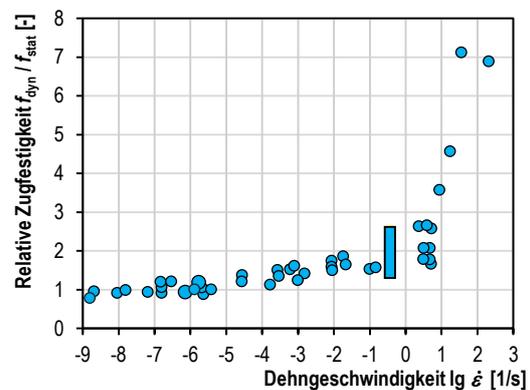


Bild 2-24: Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf die Betonzugfestigkeit [Bac-93]

Neben der in Bild 2-23 verwendeten Ordinatenbezeichnung wird das Verhältnis zwischen statischer und dynamischer Druckfestigkeit häufig auch als „dynamic increase factor“ (DIF) bezeichnet. Auffällig an den dargestellten Ergebnissen ist die mit größer werdender Dehnungsgeschwindigkeit ebenfalls anwachsende Streuung der Versuchsergebnisse. Diesbezüglich weisen *Bischoff & Perry* auf die in dieser Zusammenstellung vorhandene große Variation der Versuchsmethoden und -randbedingungen sowie der Betonzusammensetzungen und -eigenschaften hin. *Pajak* [Paj-11] kommt in seiner Literaturlauswertung zu dem Schluss, dass die Unterschiede zwischen den verwendeten Prüfmaschinen wie z. B. hydraulischen Prüfmaschinen, Fallhäm mern und Splitt-Hopkinson-Bar sowie die prüfmaschinenbedingten unterschiedlichen Probekörperschlankheiten hauptsächlich für die großen Druckfestigkeitsstreuungen bei Dehngeschwindigkeiten $\dot{\epsilon} > 10^0$ 1/s sind.

Grundsätzlich ist die Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften von der Dehngeschwindigkeit für viele Werkstoffe bekannt. Bei heterogenen Materialien wie Beton scheint sie allerdings ausgeprägter zu sein als bei homogenen Werkstoffen [EiSc-99]. Bei normalfesten Betonen wird für Dehngeschwindigkeiten $\dot{\varepsilon} > 10^{-4}$ 1/s eine Druckfestigkeitssteigerung gegenüber der statischen Druckfestigkeit beobachtet, siehe Bild 2-23. Eine Steigerung der Zugfestigkeit setzt bei ähnlichen Dehngeschwindigkeiten ein, siehe Bild 2-24. Der zunächst allmähliche Festigkeitsanstieg nimmt ab einem Übergangsbereich, der zwischen ca. $\dot{\varepsilon} = 10^0$ und $\dot{\varepsilon} = 10^1$ 1/s liegt, deutlich schneller zu. So konnten bislang Druckfestigkeitserhöhungen von bis zu $DIF_{\text{Druck}} = 3,5$ bei etwa $\dot{\varepsilon} = 10^3$ 1/s und Zugfestigkeitserhöhungen von bis zu $DIF_{\text{Zug}} = 13$ bei etwa $\dot{\varepsilon} = 2 \cdot 10^2$ 1/s experimentell ermittelt werden [Paj-11]. Neben der hohen Festigkeitssteigerung zeigen diese Werte, dass die Zugfestigkeit sensitiver auf erhöhte Dehngeschwindigkeiten reagiert als die Druckfestigkeit. Anhand einer umfangreichen Literaturrecherche zeigt *Pająk* [Paj-11], dass dieses sensitivere Verhalten allerdings erst bei Dehngeschwindigkeiten oberhalb $\dot{\varepsilon} = 10^{-1}$ 1/s eintritt, siehe Bild 2-25. Bei geringeren Dehngeschwindigkeiten gibt es keine signifikanten Unterschiede zwischen den Druckfestigkeits- und Zugfestigkeitserhöhungen.

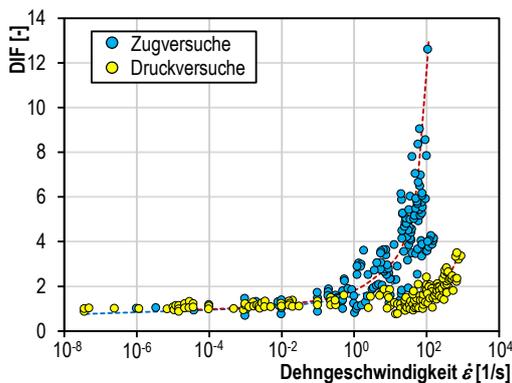


Bild 2-25: Vergleich der Festigkeitssteigerung zwischen zug- und druckbeanspruchten Betonproben [Paj-11]

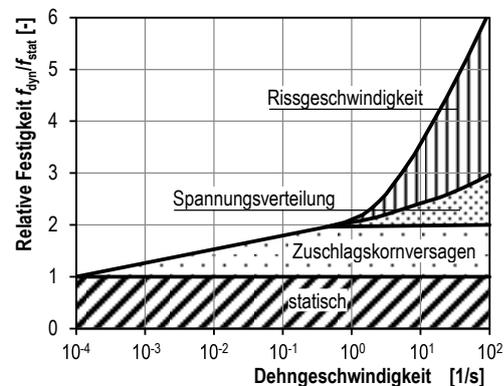


Bild 2-26: Ursachen der Festigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit [Cur-87]

Ursachen der Festigkeitssteigerung

Ziel mehrerer Forscher war es, die beschriebenen experimentellen Beobachtungen konkreten physikalischen Effekten auf der Mesoebene zuzuordnen, anhand derer sich Materialmodelle auf der Makroebene entwickeln lassen würden. So führt *Curbach* [Cur-87] die Zugfestigkeitssteigerung auf drei Ursachen zurück, siehe Bild 2-26. Die erste Ursache, das Gesteinskornversagen, stützt sich auf die Beobachtung von *Zielinski* [Zie-82], dass es unter dynamischer Zugbeanspruchung zu Rissen kam,

die auf kürzestem Wege durch die Gesteinskörner hindurch verliefen anstatt in der Verbundzone zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein. Dieser Effekt liegt in der mechanischen Inkompatibilität zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein begründet. Durch den höheren E-Modul der Gesteinskörnung kommt es in ihr zu Spannungskonzentrationen. Mit steigender Belastungsgeschwindigkeit werden die Spannungen in den Körnern schneller weitergeleitet als im Zementstein, wodurch sich die Spannungskonzentration in den Gesteinskörnern weiter erhöht. Gleichzeitig besitzt die Gesteinskörnung eine höhere Materialfestigkeit als der umgebende Zementstein, was zum Anstieg der Gesamtfestigkeit führt. Dieser Festigkeitsanstieg wird durch die möglichen Festigkeits- und Flächenverhältnisse zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein bestimmt und bleibt daher auf etwa 1,5 bis 2,0 begrenzt [Cur-87]. Bei hochfesten Betonen tritt aufgrund der geringeren mechanischen Inkompatibilitäten die eben beschriebene Rissausbreitung durch die Gesteinskörnung schon bei „normalen“ bzw. deutlich geringeren Dehngeschwindigkeiten auf. Aus diesem Grund ist die Festigkeitssteigerung bei hochfesten und ultrahochfesten Betonen nicht so stark ausgeprägt wie bei normalfesten Betonen [Nöl-10].

Neben dem vermehrten Gesteinskornversagen tritt für untere und mittlere Dehngeschwindigkeiten von $\dot{\varepsilon} < 10^0$ 1/s bei Zug und $\dot{\varepsilon} < 10^1$ 1/s bei Druck auch ein Feuchtigkeitseinfluss auf [Lin-05]. Dieser Effekt wirkt auch bei höheren Dehngeschwindigkeiten, nimmt aber dort an Bedeutung ab. *Rossi* [Ros-91] zeigte für einen Dehngeschwindigkeitsbereich von $5 \cdot 10^{-1} < \dot{\varepsilon} < 1,5 \cdot 10^0$ 1/s experimentell, dass die Zugfestigkeit von wassergesättigtem Beton mit zunehmender Dehngeschwindigkeit ansteigt. Demgegenüber konnte bei trockenen Proben keine Zugfestigkeitserhöhung festgestellt werden. Diese Beobachtung wird durch *Rossi* mit dem sogenannten „Stefan-Effekt“ erklärt. Dieser beschreibt die Kapillarwirkung von Wasser, welches sich zwischen zwei parallelen Platten befindet, die durch eine Zugkraft auseinandergezogen werden, siehe Bild 2-27. Dabei ist die erzeugte Gegenkraft umso größer, je höher die Dehngeschwindigkeit ist. Unter Druckbeanspruchungen wirkt indes ein erhöhter Porenwasserdruck der Belastung entgegen. Beide Effekte erzielen letztlich durch die Beteiligung des Wassers am Lastabtrag eine über bestehende Gefügaporen hinweg homogenere Spannungsverteilung im Gesamtquerschnitt und somit eine erhöhte Festigkeit. Laut *Rossi* [Ros-91] führt dieser Effekt auch dazu, dass hochfeste Betone auf die Erhöhung der Dehngeschwindigkeit mit geringeren Festigkeitszuwächsen reagieren, da in ihnen weniger freies Wasser zur Verfügung steht. Hingegen berichten *Mosig & Curbach* [MoCu-19] für Normalbeton unter hohen Dehngeschwindigkeiten ($8 \cdot 10^1 < \dot{\varepsilon} < 3 \cdot 10^2$ 1/s), dass der Einfluss

der Feuchtigkeit auf die dehngeschwindigkeitsabhängige Druckfestigkeitsänderung in den Hintergrund tritt. Zwar nimmt die Betondruckfestigkeit unabhängig von der Wassersättigung mit steigender Dehngeschwindigkeit zu, jedoch sinkt sowohl die statische als auch die dynamische Druckfestigkeit mit zunehmender Wassersättigung. Dies geschieht für beide Druckfestigkeiten im nahezu gleichen Maße und hat somit nur geringe Auswirkungen auf den DIF.

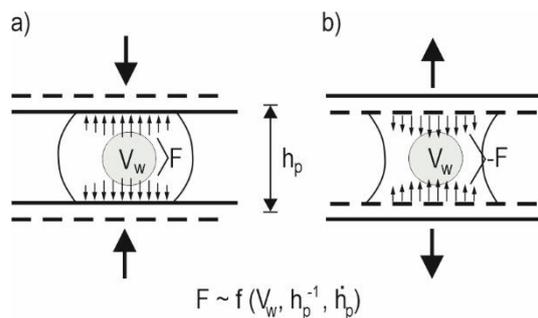


Bild 2-27: Einfluss der Feuchte: a) Porenwasserdruck und b) Stefan-Effekt [Sch-01]

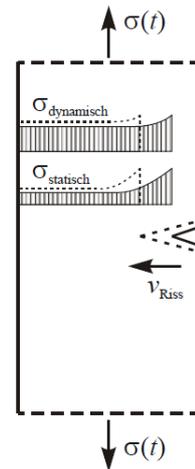


Bild 2-28: Homogenisierung der dynamischen Spannungsverteilung nach [Cur-87] aus [Ort-06]

Für hohe Dehngeschwindigkeiten ($\dot{\varepsilon} > 10^0$ 1/s bei Zug- und $\dot{\varepsilon} > 10^1$ 1/s bei Druckbelastung) ist ein überproportionaler Festigkeitsanstieg zu beobachten, welcher auf eine Homogenisierung der inneren Spannungsverteilung sowie auf Trägheitseffekte bei der Mikrorissbildung zurückgeführt wird, siehe Bild 2-26. So stellte *Curbach* [Cur-87] anhand von numerischen Simulationen einer eingekerbten Betonscheibe eine homogenisiertere Spannungsverteilung unter schneller Zugbelastung fest als unter einer quasi-statischen Zugbelastung, siehe Bild 2-28. Unter schneller Belastung verringerte sich in *Curbachs* Simulationen der Spannungsunterschied zwischen dem Restquerschnitt und der Risspitze, wodurch die letztlich ertragbare Gesamtbelastung anstieg.

Trägheitseffekte bei der Rissausbreitung treten als letzte von *Curbach* genannte Ursache (Rissgeschwindigkeit) auf und sind neben der Spannungsgeschwindigkeit auch von der Rissausbreitungsgeschwindigkeit und der sich im Material entwickelnden Risslänge abhängig. *Curbach* [Cur-87] ermittelte für den in seinen experimentellen Versuchen verwendeten Beton eine maximale Rissausbreitungsgeschwindigkeit von 500 m/s. Diese lag deutlich unterhalb der im Beton möglichen Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten von elastischen Longitudinal- und

Scherwellen (P-Wellen bzw. S-Wellen) oder gar Schockwellen. Alle diese Wellenarten können Geschwindigkeiten im groben Bereich zwischen 2.500 m/s und 5.000 m/s aufweisen [StLa-06]. Für einen Rissfortschritt müssen die Massen an den Rissufern z. B. eines bestehenden Schwindrisses, beschleunigt werden. Bei sehr hohen Spannungsgeschwindigkeiten können die Trägheitskräfte der sich entfernenden Rissufer der Rissausbreitung entgegenwirken und somit zu einer erheblichen Festigkeitssteigerung beitragen.

Memory Effekt

Im Hinblick auf die Frage der Nutzbarkeit der Festigkeitssteigerung verdeutlicht *Curbach* [Cur-87], dass das Materialverhalten von Beton nicht nur von der momentanen Dehngeschwindigkeit beeinflusst wird, sondern auch von deren Verlaufsgeschichte. Er begründet dies beispielhaft an einem dynamisch belasteten Balken, der eine stoßartige Beanspruchung ohne Versagen übersteht. In Bild 2-29 ist der durch die dynamische Belastung am unteren Querschnittsrand erzeugte Spannungs-Zeitverlauf dargestellt.

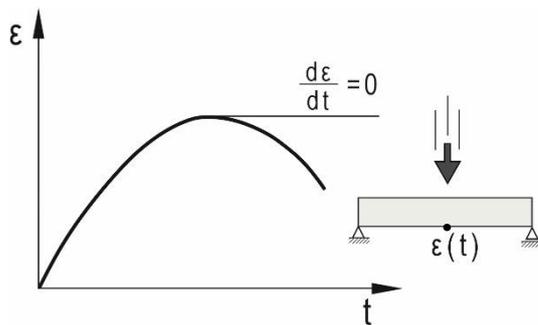


Bild 2-29: Dehnungs-Zeit-Verlauf am Zugrand eines dynamisch beanspruchten Balkens [Cur-87]

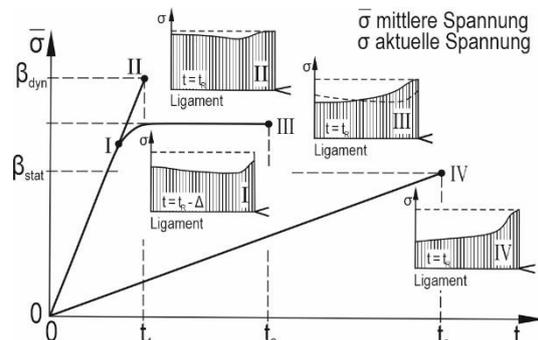


Bild 2-30: Geschwindigkeitsabhängige Zugspannungsentwicklungen im Rissbereich (Ligament) einer Betonscheibe [Cur-87]

Zum Zeitpunkt der Maximalbeanspruchung besitzt die Dehngeschwindigkeit einen Wert von $\dot{\varepsilon} = 0$. Bestünde eine alleinige Abhängigkeit der Festigkeit von der aktuellen Dehngeschwindigkeit, so betrüge die Festigkeitssteigerung unter der Maximaldehnung ebenfalls Null. Demnach würde unter dieser Beanspruchungssituation derselbe Beton stets dieselbe Druck- bzw. Zugfestigkeit besitzen wie unter statischer Belastung, unabhängig davon, wie hoch oder niedrig die vorangegangene Dehngeschwindigkeit war. Eine die statische Festigkeit übersteigende Beanspruchung könnte somit vom Balken nicht aufgenommen werden. Experimentelle Beobachtungen stehen dieser Annahme jedoch entgegen. Die tatsächlichen Materialeigenschaften werden vom gesamten Verlauf

der Dehngeschwindigkeit bestimmt. Laut *Curbach* [Cur-87] „erinnert“ sich der Werkstoff an den vorhergegangenen Dehngeschwindigkeitsverlauf. Dieses Phänomen untersuchte er mithilfe numerischer Berechnungen. In Bild 2-30 sind Spannungsentwicklungen in der in Bild 2-28 dargestellten Rissebene (Ligament) unter verschiedenen Spannungsgeschwindigkeiten und Beanspruchungsgeschichten abgebildet. Bei einem konstanten aber langsamen Spannungsanstieg von Punkt 0 zu Punkt IV tritt an der Risswurzel eine deutliche Spannungskonzentration auf, welche den Rissfortschritt hervorruft und die Festigkeit des Gesamtquerschnitts bestimmt. Ein konstanter aber schneller Spannungsanstieg von Punkt 0 zu Punkt II bewirkt eine vergleichmäßigte Spannungsverteilung und dadurch eine erhöhte Festigkeit. Zur Betrachtung der Lastgeschichte wurde die Spannung schnell von Punkt 0 auf Punkt I erhöht und noch vor Erreichen der dynamischen Bruchspannung zwischen Punkt I und III konstant gehalten. Obwohl die Spannungs- bzw. Dehngeschwindigkeit unter konstanter Beanspruchung null beträgt, versagt der Probekörper nicht sofort. Erst nach einer gewissen Zeit überschreitet die Spannung an der Risswurzel die Festigkeit. Diese durch Trägheitseffekte hervorgerufene Schädigungsverzögerung wird von *Curbach* [Cur-87] als „Memoryeffekt“ bezeichnet. Vor diesem Hintergrund sind Materialmodelle mit einer alleinigen Abhängigkeit von der aktuellen Dehngeschwindigkeit lediglich für die Wirkung einer konstanten Dehngeschwindigkeit $\sigma = f(\varepsilon, \dot{\varepsilon} = \text{konst})$ zutreffend. Realistische dynamische Materialmodelle sollten aus den erwähnten Gründen auch von der Beanspruchungsgeschichte $\sigma = f(\varepsilon, \dot{\varepsilon}(t))$ abhängen. Entsprechende Ansätze werden z. B. von *Schmidt-Hurtienne* [Sch-01] präsentiert.

Mathematische Formulierungen

Materialmodelle, welche die Beziehungen zwischen der Druckfestigkeitssteigerung und der Dehn- bzw. Spannungsgeschwindigkeit beschreiben, werden u. a. in [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10] präsentiert, siehe Bild 2-31 und Bild 2-32. [CEB-88] und [CEB-93] beschreiben Kurvenscharen mit einer Abhängigkeit von der Druckfestigkeit, wobei höherfeste Betone eine geringere Druckfestigkeitssteigerung aufweisen. In [Fib-10] wird auf diese Abhängigkeit gänzlich verzichtet und eine konservative untere Umhüllende der Druckfestigkeitssteigerung beschrieben [Ili-15]. Beispielhaft sind nachfolgend die Gleichungen zur Berechnung der Druckfestigkeitssteigerung nach [Fib-10] dargestellt. Die entsprechenden Berechnungsgleichungen nach [CEB-88] und [CEB-93] sind in Anhang A zusammengestellt.

In Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit:

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c}{\dot{\varepsilon}_{c0}}\right)^{0,014} \quad \text{für } \dot{\varepsilon}_c \leq 30 \text{ s}^{-1} \quad (2-8)$$

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = 0,0012 \cdot \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c}{\dot{\varepsilon}_{c0}}\right)^{1/3} \quad \text{für } \dot{\varepsilon}_c > 30 \text{ s}^{-1} \quad (2-9)$$

In Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit:

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c0}}\right)^{0,014} \quad \text{für } \dot{\sigma}_c \leq 10^6 \text{ MPa/s} \quad (2-10)$$

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = 0,0012 \cdot \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c0}}\right)^{1/3} \quad \text{für } \dot{\sigma}_c > 10^6 \text{ MPa/s} \quad (2-11)$$

mit: $\dot{\varepsilon}_{c0} = 30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$

$\dot{\varepsilon}_c$ Dehngeschwindigkeit des Betons in s^{-1}

$\dot{\sigma}_{c0} = 1 \text{ MPa/s}$

$\dot{\sigma}_c$ Spannungsgeschwindigkeit in MPa/s

$f_{c,imp,k}$ Dynamische Druckfestigkeit in MPa

f_{cm} Mittlere Druckfestigkeit in MPa bei 1 MPa/s

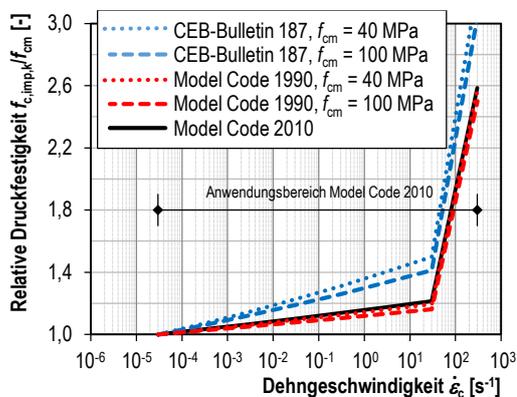


Bild 2-31: Druckfestigkeitserhöhung in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit nach [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10]

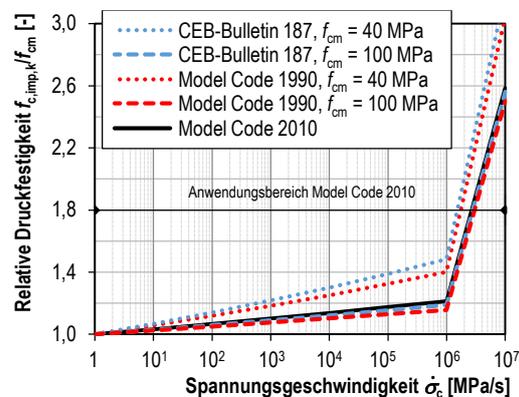


Bild 2-32: Druckfestigkeitserhöhung in Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit nach [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10]

2.4 Einfluss der Probekörpertemperatur

2.4.1 Allgemein

Neben der Dehn- bzw. Spannungsgeschwindigkeit beeinflusst auch die einwirkende Temperatur das mechanische Betonverhalten. Unter erhöhten Temperaturen finden innerhalb des Betons physikalische und chemische Reaktionen statt, welche mikrostrukturelle Änderungen des Betongefüges hervorrufen. Diese Änderungen sollen nachfolgend gezielt mit den Änderungen der mechanischen Betoneigenschaften verknüpft werden. Diesbezüglich wird besonderes Augenmerk auf das Verhalten der Betondruckfestigkeit im Temperaturbereich von 20 °C bis etwa 100 °C gelegt. Dieser Temperaturbereich ist für Brandszenarien von untergeordneter Relevanz und ist daher in geringerem Maße wissenschaftlich untersucht worden als die höheren Temperaturbereiche. Dennoch existieren Forschungsarbeiten, die vor dem Hintergrund der Verwendung von Beton für Bauwerke der Kraftwerkstechnik wie z. B. Reaktor-Druckbehälter, Kühltürme, Schornsteine oder Wärmespeicherbecken, die Temperaturbereiche bis 100 °C bzw. 250 °C ausführlich beleuchten. Hierzu zählen beispielsweise die Publikationen von *Seeberger et al.* [SeKr-85], *Budelmann* [Bud-89] und *Urrea* [Urr-18]. Trotz dieser Forschungsarbeiten stellt sich die Versuchsdatenlage stellenweise als eingeschränkt dar, weshalb in den nachfolgenden Erläuterungen, nicht zuletzt auch für das grundsätzliche Verständnis, partiell höhere Temperaturbereiche miteinbezogen werden.

Wärmetransportvorgänge

Die Temperatur eines Körpers beschreibt als physikalische Größe allgemein dessen Wärmezustand und ist auf der Mikroebene ein Maß für die mittlere Bewegungsenergie seiner Atome. Um die Temperatur des Körpers zu erhöhen, muss ihm Wärme (Prozessgröße) zugeführt werden, was seine thermische Energie (Zustandsgröße) erhöht. In einem diabatischen System, in dem Körper Wärme mit der Umgebung austauschen können, kann die Wärmübertragung durch Wärmeleitung, Konvektion und Wärmestrahlung stattfinden. Für deren genaue Definition wird auf [Wör-04], [StSc-13] und [BaSt-19] verwiesen. Innerhalb des Betons treten grundsätzlich alle beschriebenen Wärmetransportmechanismen in Kombination auf. So wird Wärme von Orten mit höheren Temperaturen durch Leitung in der Gesteinskörnung und Zementmatrix sowie durch Konvektion und Strahlung in den Kapillar- oder Luftporen zu Orten mit niedrigeren Temperaturen übertragen. Für eine vereinfachte makrosko-

Die physikalische Betrachtung ist es ausreichend, für die Wärmeübertragung innerhalb des Betons einzig die Wärmeleitung zu berücksichtigen. Dabei beinhaltet generell die für Beton angegebene Wärmeleitfähigkeit λ die Kombination aller in den einzelnen Betonkomponenten vorkommenden Wärmetransportmechanismen. Dies ist z. B. der Grund, weshalb die DIN EN ISO 10456 [DIN EN ISO 10456] unterschiedliche Bemessungsleitfähigkeiten für Beton in Abhängigkeit von dessen Rohdichte und Bewehrungsgrad angibt. Dabei sei hinweisend angemerkt, dass sich die Wärmeleitfähigkeit trotz gleicher Rohdichte z. B. durch die Verwendung verschiedener Zuschlagsstoffe unterscheiden kann. Weiterhin besitzen der Feuchtegehalt und das Temperaturniveau einen großen Einfluss auf die Wärmeleitfähigkeit von Beton [Wör-04].

2.4.2 Physikalische und chemische Reaktionen

Wird aufgrund einer Wärmezufuhr die Temperatur von Beton erhöht, führt dies neben physikalischen Veränderungen auch zu chemischen Reaktionen. Ausgehend von einer Betontemperatur von 20 °C verdunstet bei Normalbeton das an der Oberfläche und in den größeren Poren befindliche freie und physikalisch gebundene Wasser bis 100 °C durch Verdunstung und entweicht durch die Porenstruktur in die Umgebung. Durch eine weitere Temperaturerhöhung beschleunigt sich der Gewichtsverlust bis zu einer Temperatur von etwa 220 °C, wobei sich im Experiment kein diskreter Siedepunkt einstellt. Dies ist auf die je nach Porengröße unterschiedlichen Siedepunkte sowie auf das infolge einer äußeren Probekörpererwärmung von außen nach innen wandernde Temperaturniveau zurückzuführen [Sch-82]. Gleichzeitig findet eine Entwässerung der Kapillar- und Gelporen statt, welche bei etwa 600 °C abgeschlossen ist. Darüber hinaus tritt ein chemischer Ettringitzerfall bereits zwischen Temperaturen von 70 °C und 110 °C auf. Die Zersetzung des Zementgels beginnt bei 80 °C und endet bei etwa 850 °C. Ab Temperaturen von etwa 450 °C nimmt der Gewichtsverlust noch einmal zu, was auf die zwischen 450 °C und 550 °C stattfindende Zersetzung des Portlandits (Calciumhydroxid) sowie auf die bei etwa 600 °C bis 700 °C stattfindende Zersetzung der C-S-H-Phasen zurückzuführen ist. Bei beiden Reaktionen wird Wasser frei. Kalksteinzuschläge zeigen oberhalb von 600 °C aufgrund der Kalksteinentsäuerung einen zusätzlichen Gewichtsverlust. Basaltzuschläge zeigen kaum Reaktionen. Quarzische Zuschläge unterliegen bei 573 °C einer α - β -Kristallstrukturumwandlung, womit allerdings keine Massen-, sondern lediglich eine Volumenänderung einhergeht. Zwischen 900 °C und dem Schmelzen des Betons bei

1.100 °C bis 1.200 °C tritt kein messbarer Gewichtsverlust mehr auf [Sch-82], [Hin-87], [Thi-93], [Fib07]. In Tabelle 2-1 sind die benannten Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen mit ihren üblichen Temperaturbereichen für Normalbeton zusammengestellt.

Tabelle 2-1: Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen von quarzitischem und kalzitischem Beton nach [Sch-82] und [Thi-93]

Temperaturbereich [°C]	Umwandlungs- oder Zersetzungsreaktion
30–120	Verdampfen von freiem und physikalisch gebundenem Wasser
70–110	Zersetzung von Ettringit
120–600	Abgabe des physikalisch und chemisch gebundenen Wassers aus Kapillar- und Gelporen
30–300	Gelabbau: Dehydratation 1. Stufe
450–550	Zersetzung des Portlandits, $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$
600–700	Zersetzung der C-S-H Phasen, $\text{C-S-H} \rightarrow \beta\text{-C}_2\text{S} + \beta\text{-CS} + \text{H}_2\text{O}$
573	α - β -Quarzumwandlung (Gesteinskörnung)
600–900	Entsäuerung von Kalkstein (Gesteinskörnung) $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$
1100–1200	Schmelzen des Betons

Erhöhte Temperaturen führen somit Änderungen in der Betonmikrostruktur herbei, woraus sich wiederum Änderungen in den physikalischen Betoneigenschaften (z. B. Dichte, spezifische Wärmekapazität, Wärmeleitfähigkeit, Temperaturleitfähigkeit, Wärmeausdehnung) sowie in den mechanischen Betoneigenschaften (z. B. Spannungs-Dehnungsverhalten, Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Verbundfestigkeit, E-Modul, Kriechen, Schwinden, Relaxation) ergeben. Aufgrund der Komplexität der dabei stattfindenden physikalisch-chemischen Reaktionen, der häufig unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen sowie der Vielzahl an möglichen Betonzusammensetzungen ist das Treffen einer quantitativen, und teilweise sogar einer qualitativen Aussage über die Änderungen der benannten Eigenschaften nicht trivial. Grundsätzlich lässt sich jedoch feststellen, dass die temperaturbedingten Strukturänderungen überwiegend im Zementstein stattfinden. Erst bei höheren Temperaturen treten Strukturänderungen in der Gesteinskörnung auf. Hinzu kom-

men physikalische und chemische Reaktionen zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein. Die nachfolgenden Abschnitte sollen die angesprochenen temperaturbedingten Strukturänderungen auf der Mikro- und Mesoebene mit zusätzlichem Augenmerk auf deren Einfluss auf die Betondruckfestigkeit erläutern.

2.4.2.1 Mikrostrukturänderungen im Zementstein

Zementhydratation

Erhöhte Temperaturen führen zu einer beschleunigten Zementhydratation. Insbesondere junge Betone erfahren durch erhöhte Temperaturen einen schnelleren Hydratationsfortschritt und Druckfestigkeitsanstieg. Betone ab einem Alter von ca. 90 Tagen zeigen unter erhöhten Temperaturen keine signifikante hydratationsbedingte Druckfestigkeitsentwicklung. Im Gegensatz zu jungen Betonen lässt sich somit für alte Betone eine temperaturbedingte Hydratationsaktivierung ausschließen [Bud-89].

Porosität

Die temperaturbedingten physikalischen und chemischen Reaktionen bewirken eine Veränderung der Porenstruktur. Die Porenstruktur eines Betons setzt sich grundsätzlich aus den Porositäten des Zementsteins, der Verbundzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung sowie der Gesteinskörnung selbst zusammen. Dabei kann die Porosität von Normalzuschlägen im Vergleich zu den anderen beiden Anteilen vernachlässigt werden [Thi-93]. Sowohl die Porendurchmesser und deren Größenverteilungen als auch das Gesamtporenvolumen lassen sich mit der Methode der Quecksilberporosimetrie bestimmen [RüFr-01]. Bild 2-33 und Bild 2-34 zeigen das Porenvolumen über dem Porenradius für zwei von *Diederichs et al.* [DiJu-89] untersuchte hochfeste Betone mit unterschiedlichen Zuschlagsstoffen. Die hellen Bereiche der Verteilungskurven beschreiben die Kapillarporosität des Zementsteins, wohingegen die grau gepunkteten Bereiche die Porosität der Verbundzone sowie Schwindrisse und Poren aus unzureichender Verdichtung abbilden. Für die beiden Betone ist eine Zunahme der Porosität schon bei einer von 20 °C auf 105 °C steigenden thermischen Beanspruchung messbar. Dies wird auf das Verdampfen des physikalisch gebundenen Wassers zurückgeführt. Sowohl das Porenvolumen als auch der mittlere Porenradius nehmen dabei zu, wobei die größten Veränderungen im Zementstein auftreten. Die erhöhten Porenradien werden durch Rissbildung hervorgerufen [Thi-93]. In der Verbundzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung kann dies durch deren thermische Inkompatibilitäten

begünstigt werden. Auf die höheren Temperaturbereiche wird im Folgenden nicht weiter eingegangen. Die Erhöhung der Porosität sowie die Vergrößerung der Porenradien reduzieren letztlich die Druckfestigkeit des Betons [Pih-74], [Fib-07].

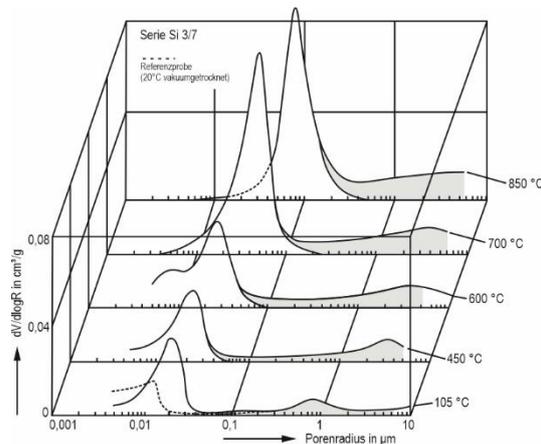


Bild 2-33: Porenradienverteilung eines thermisch beanspruchten Betons mit Mikrosilika [DiJu-89]

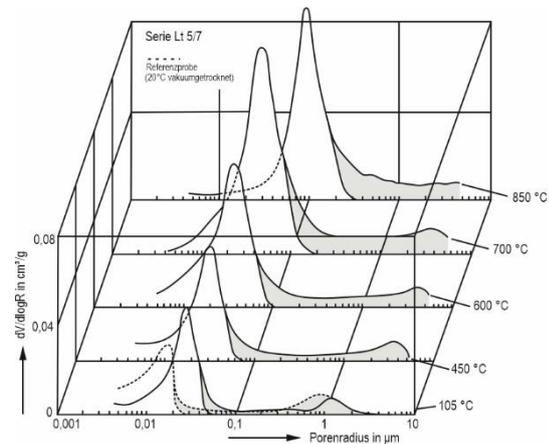


Bild 2-34: Porenradienverteilung eines thermisch beanspruchten Betons mit Flugasche [DiJu-89]

Wassergehalt

In der Vergangenheit beschäftigten sich eine Vielzahl von Forschungsarbeiten mit der experimentellen Untersuchung und der modellhaften Beschreibung der Mikrostruktur des Zementsteins. Ein maßgebliches Bestreben dieser Forschung lag u. a. in der Untersuchung der Zusammenhänge zwischen der Mikrostruktur einschließlich des darin chemisch oder physikalisch gebundenen Wassers und den mechanischen Betoneigenschaften wie z. B. dem Kriech- und Schwindverhalten, dem Elastizitätsmodul sowie den Festigkeiten. Beispielhaft dafür sind die Arbeiten von *Power* [Pow-65], *Feldmann & Sereda* [FeSe-68], *Setzer* [Set-77] und *Wittmann* [Wit-77]. Anhand der Modellvorstellungen von *Wittmann* [Wit-77] soll nachfolgend der Einfluss des Wassergehalts auf die Druckfestigkeit von Beton, der einer Temperaturerhöhung unterworfen wird, erläutert werden. Laut Wittmann wirken zwischen den Gefügeelementen des Zementsteins primäre, also chemische Bindungen und sekundäre Bindungen in Form von Van-der-Waals-Kräften. Im Vergleich zu den primären Bindungskräften ist die Wirkung der Van-der-Waals-Kräfte gering, und sie reduziert sich außerdem mit zunehmendem Teilchenabstand. Dennoch besitzen sie für Teilchenabstände bis etwa 2 nm, was den Gelporendurchmessern des Zements entspricht, eine nicht zu vernachlässigende Größe. Gleiches gilt für die Summe der Van-der-Waals-Kräfte innerhalb des Gesamtgefüges. Dies ist insbesondere durch die Gefügeelemente bedingt, die in der porösen Zementmikrostruktur nur an wenigen Stellen in direktem Kontakt zueinander stehen und durch die

Gelporen, die trotz ihrer geringen Durchmesser einen beträchtlichen Anteil am Gesamtvolumen des Zementsteins einnehmen (vgl. Bild 2-5) [Wit-77]. Aufgrund dieser verschiedenen Bindungsarten unterscheidet *Wittmann* in seiner Modellvorstellung für den Einfluss des adsorbierten Wassers auf das Mikrogefüge zwischen niedrigen (0 % bis 40 % r. F.) und hohen relativen Luftfeuchtigkeiten (60 % bis 100 % r. F.), siehe Bild 2-35.

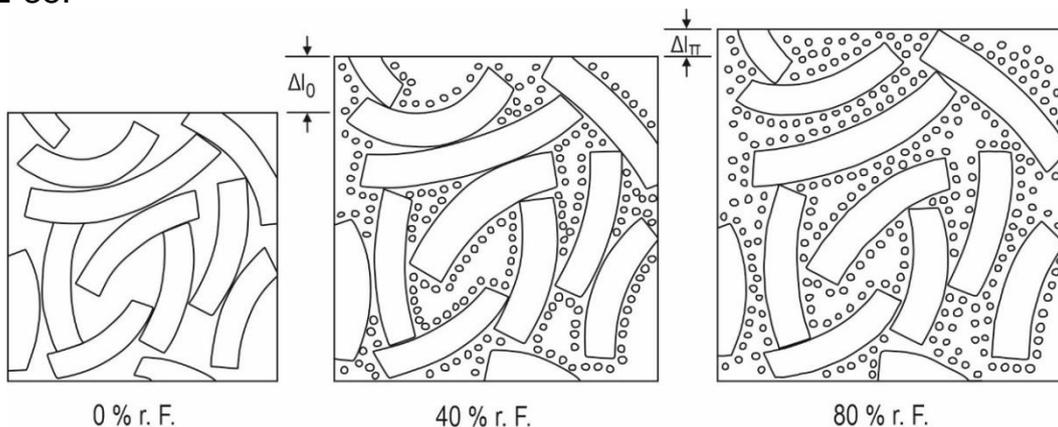


Bild 2-35: Schematische Darstellung des trockenen Zementgels (links), des expandierten Zementgels im unteren Feuchtigkeitsbereich (Mitte) und der trennenden Wirkung des Spaltdrucks an einigen Kontaktstellen (rechts) [Wit-77]

Im trockenen Zustand sind die einzelnen Gefügeelemente zunächst durch eine hohe Oberflächenenergie komprimiert. Durch die Adsorption von Wasser infolge eines Luftfeuchtigkeitsanstiegs werden die Grenzflächenspannungen an den Gefügeelementen reduziert. Folglich dehnt sich der Zement aus. Bei hohen relativen Luftfeuchtigkeiten entwickelt sich ein Spaltdruck des Wassers, der bei zunehmender Wasseradsorption die Van-der-Waals-Kräfte übersteigt und benachbarte Gefügeelemente auseinandertreibt. Die Kontaktstellen mit primären Bindungen bleiben auch bei hohem Feuchtigkeitsgehalt vorhanden, wobei der Spaltdruck des Wassers die Bindungskraft geringfügig schwächt. An den Stellen, an denen die Gefügeelemente durch sekundäre Bindungen zusammengehalten werden, kann der Spaltdruck des Wassers bei hohen Feuchtigkeiten zu einer Trennung der gesamten Kontaktstelle führen. Somit reduziert ein hoher Wassergehalt letztlich die Betonfestigkeit. Im Gegensatz dazu führt eine Reduktion des Wassergehaltes durch den Abbau des Spaltdruckes des Wassers zu einer Erhöhung der sekundären Bindungskräfte und somit zu einem Anstieg der Festigkeit.

Wird Beton erhöhten Temperaturen ausgesetzt, ist zudem die gleichzeitige Entstehung eines Wasserdampfdruckes zu bedenken. Dieser kann

die Gefügeelemente auseinandertreiben und somit die sekundären Bindungskräfte reduzieren. Wird der Dampfdruck größer, können sogar primäre Bindungen gelöst werden und Mikrorisse in der Zementsteinstruktur entstehen. Je höher der Wassergehalt in den Poren und je geringer die Permeabilität ist, desto höher ist der entstehende Dampfdruck. Dieser kann insbesondere bei hochfesten Betonen, bei denen die dichte Gefügestruktur und deren geringe Permeabilität das Austrocknen behindert, bei hohen Aufheizraten zu starken Rissbildungen bis hin zu Betonabplatzungen führen [Fib-07]. Ob bei einer Temperaturerhöhung bis zu 100 °C der festigkeitssteigernde Effekt durch die Wassergehaltsreduktion oder der festigkeitsmindernde Effekt durch einen erhöhten Wasserdampfdruck überwiegt, ist sicherlich vom Feuchtegehalt, der Zementfestigkeit und -permeabilität (Möglichkeit des Ausdampfens), der Trocknungstemperatur und der Aufheizrate abhängig.

2.4.2.2 Mikrostrukturänderungen in der Gesteinskörnung

Aufgrund des hohen Anteils der Gesteinskörnung am Gesamtvolumen von Beton (etwa 70 %) beeinflusst diese entscheidend die physikalischen und mechanischen Betoneigenschaften. Dementsprechend sollte die verwendete Gesteinskörnung physikalisch und chemisch stabil gegenüber Temperaturerhöhungen sein. Je nach verwendeter Gesteinskörnung unterscheiden sich die verschiedenen temperaturbedingten Reaktionen deutlich, siehe Bild 2-36. Gesteinskörnung aus Quarz erfährt mehrere physikalische Strukturänderungen unter erhöhten Temperaturen, wobei die erste α - β -Quarzumwandlung bei einer Temperatur von etwa 575 °C beginnt. Durch diese Reaktion tritt eine Volumenvergrößerung ein, welche Schädigungen in der Zementmatrix hervorrufen kann. Kalzitische Gesteinskörnungen sind bis zu der bei 550 °C bis 700 °C eintretenden Kalksteinentsäuerung, bei der aus dem Calciumcarbonat CaCO_3 Kohlendioxid CO_2 ausgetrieben wird und Calciumoxid CaO entsteht, ebenfalls temperaturstabil. Grundsätzlich sind bis zu einer Temperatur von 100 °C alle in Bild 2-36 zusammenfassend dargestellten Gesteine temperaturstabil. Gleichwohl kann in den Gesteinsporen gebundenes Wasser ausdampfen und somit zur Erhöhung von Porendrücken im Beton beitragen [Fib-07].

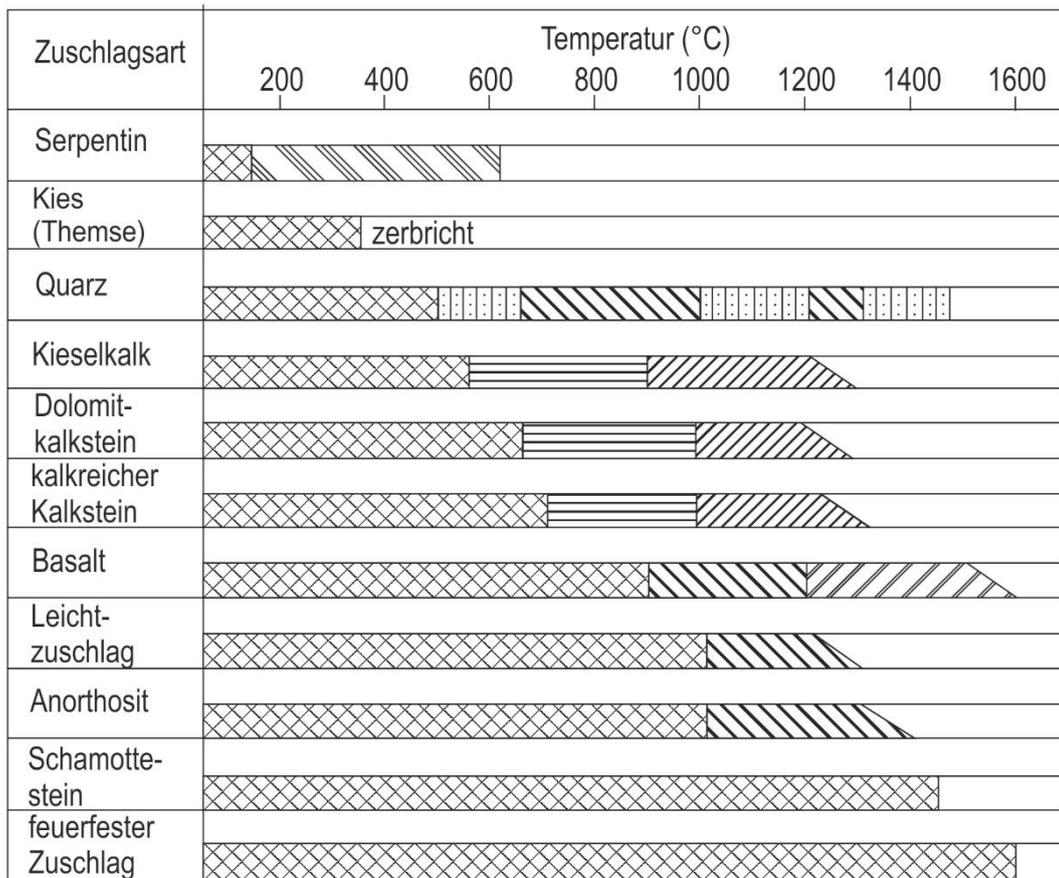


Bild 2-36: Beispiele für den Bereich der thermischen Stabilitäten und Prozesse in der Gesteinskörnung durch während Temperaturerhöhungen [Fib-07]

2.4.2.3 Interaktionen zwischen Gesteinskörnung und Zementstein

Thermische Inkompatibilitäten

Ändert sich die Temperatur eines zwängungsfrei gelagerten Betonkörpers, so führt dies zu einer Änderung seiner geometrischen Abmessungen in allen drei Raumrichtungen. Dieser Effekt wird durch die Wärmeausdehnung der verwendeten Betonkomponenten hervorgerufen. Grundsätzlich ändert sich die Länge bzw. das Volumen eines Stoffes exponentiell mit seiner Temperaturänderung. Dabei sind sowohl der Längenausdehnungskoeffizient $\alpha(T)$ als auch der Raumausdehnungskoeffizient $\gamma(T)$ temperaturabhängig.

Tabelle 2-2: Längenausdehnungskoeffizienten α_G von Gesteinsarten [Det-62]

Gesteinsart	Temperaturbereich [°C]	Längenausdehnungskoeffizient als wahre Wärmedehnung α_G [$10^{-6}/K$]	
		Mittelwert	Grenzwerte
Quarzite, Kieselschiefer, Feuerstein, Kieselgur, Kieselsinter	0–60	11,8	11 bis 12,5
Sandsteine m. kieseligem Bindemittel	0–60	11	10 bis 12,5
Sonstige Sandsteine	0–60	11	10 bis 12,5
Quarzsande und -kiese	0–60	11	10 bis 12,5
Granite, Arkosen, Quarzporphyre, Liparite	0–60	7,4	6,5 bis 8,5
Gabbros, Diabase, Basalte	0–60	6,5	5,5 bis 8,0
Dichte, kristalline, poröse oder oolithische Kalksteine, Kalksinter			
a) reiner Kalkspat	0–30	4,5	3,5 bis 6
b) mit Aragonit		-	bis 11
c) mit Beimengungen		-	bis 11
a) reiner Kalkspat	30–60	5,0	4 bis 6,5
b) mit Aragonit		-	bis 11,5
c) mit Beimengungen		-	bis 11,5

Für die häufigsten Anwendungsfälle wird allerdings eine ausreichende Genauigkeit erzielt, wenn dieser Zusammenhang vereinfachend linearisiert und ein konstanter Ausdehnungskoeffizient für einen bestimmten Temperaturbereich definiert wird. Aus diesem Grund ist z. B. in [DIN EN 1992-1-1] und [Fib-10] für Beton ein konstanter, temperaturunabhängiger Längenausdehnungskoeffizient von $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ angegeben. Eine differenzierte Betrachtung des thermischen Ausdehnungsverhaltens der Zementsteinmatrix und der Gesteinskörnung von Beton zeigt allerdings deren thermische Inkompatibilität [Det-62], [ZiKI-79]. Beide Komponenten besitzen unterschiedliche Ausdehnungskoeffizienten, die von der Gesteinskörnungs- und Zementart, sowie beim Zementstein zusätzlich von dessen Alter und Feuchtigkeitsgehalt abhängen. Der Längenausdehnungskoeffizient der verschiedenen für Beton verwendeten Gesteinskörnungen α_G kann stark variieren, siehe Tabelle 2-2. Dabei ist der deutlich höhere Längenausdehnungskoeffizient der quarzischen Gesteinskörnung gegenüber der kalzitischen Gesteinskörnung hervorzuheben.

Im Gegensatz zur Gesteinskörnung stellt sich der Längenausdehnungskoeffizient von Zementstein durch seine Abhängigkeit von mehreren Faktoren als komplexer dar, siehe Bild 2-37. Der gesamte Längenausdehnungskoeffizient von Zementstein α_Z setzt sich nach *Dettling* [Det-62] additiv aus der wahren Wärmedehnung $\alpha_{Z,w}$ und der scheinbaren Wärmedehnung $\alpha_{Z,s}$ zusammen, vgl. Gleichung (2-12).

$$\alpha_Z = \alpha_{Z,w} + \alpha_{Z,s} \quad (2-12)$$

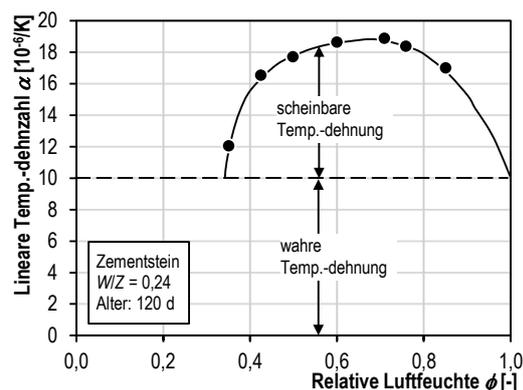


Bild 2-37: Einfluss des Feuchtegehalts auf die Temperaturdehnung von Zementstein [Bud-89]

Die wahre Wärmedehnung $\alpha_{Z,w}$ ist auf die kinetische Atom- bzw. Molekülbewegung zurückzuführen. In Tabelle 2-3 sind Richtwerte für Längenausdehnungskoeffizienten der wahren Wärmedehnung für unterschiedliche Zementarten angegeben.

Tabelle 2-3: Längenausdehnungskoeffizienten von Zementen [Det-62]

Zementart	Längenausdehnungskoeffizient der wahren Wärmedehnung $\alpha_{z,w}$ [$10^{-6}/K$]		Maximaler Längenausdehnungskoeffizient der gesamten Wärmedehnung $\alpha_{z,max}$ [$10^{-6}/K$]
	Mittelwert	Grenzwerte	
Portlandzement	10	9 bis 11	21 bis 23
Hochofenzement	9,5	8,5 bis 10	20 bis 23
Puzzolan-zement	-	8 bis 10	16 bis 20

Eine zusätzliche scheinbare Wärmedehnung $\alpha_{z,s}$ tritt bei Stoffen auf, die eine kapillare Struktur aufweisen oder zusätzlich ein quellfähiges Material enthalten. Dies trifft für Zementstein zu. Da Beton aufgrund seiner inneren Struktur Wasser binden kann, wird eine scheinbare Wärmedehnung durch adsorptive und kapillare Kräfte hervorgerufen. Deren Größe hängt von der Porenstruktur und dem Feuchtigkeitsgehalt ab. Eine Temperaturänderung löst dabei Quell- und Schwindvorgänge im Zementgel infolge von inneren Feuchtigkeitsbewegungen aus. Zusätzlich kommt es zu Verformungen durch die Änderung der kapillaren Kräfte. Dieses Verhalten tritt bei Feuchtigkeitsgehalten über 0 % und unter 100 % auf. Bei wassergesättigtem oder trockenem Zementstein tritt keine scheinbare Wärmedehnung auf, da in diesen Fällen die beschriebenen Feuchtigkeitsbewegungen nicht eintreten können. Die größte scheinbare Wärmedehnung findet bei einem kritischen Feuchtigkeitsgehalt statt, welcher für jungen Zementstein ca. 65–70 % und für mehrere Jahre alten Zementstein etwa 45–50 % beträgt. Somit ist die scheinbare Wärmedehnung des Zements zusätzlich von dessen Alter abhängig [Det-62]. Der maximale gesamte Längenausdehnungskoeffizient $\alpha_{z,max}$ tritt nach *Dettling* [Det-62] bei jungem, maximal 6 Monate altem Zementstein unter dem kritischen Feuchtigkeitsgehalt auf. Ältere Betone weisen kleinere scheinbare Wärmedehnungen auf.

Der maximal mögliche Längenausdehnungskoeffizient α von Beton wird überwiegend von der Gesteinskörnung bestimmt, die üblicherweise einen Volumenanteil von etwa 70 % einnimmt, und lässt sich näherungsweise nach Gleichung (2-13) aus den Längenausdehnungskoeffizienten α_i der n einzelnen Stoffkomponenten errechnen. Dabei werden die Längenausdehnungskoeffizienten entsprechend der Volumenanteile V_i der jeweiligen Komponenten gewichtet.

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot V_i \quad (2-13)$$

mit: α_i Längenausdehnungskoeffizient der Komponente i

V_i Volumenanteil der Komponente i

Die Untersuchungen von *Dettling* [Det-62] zeigen jedoch, dass die Gesteinskörnung aufgrund ihres höheren E-Moduls die Ausdehnung des Zementsteins behindert. Folglich setzt sich der tatsächliche Längenausdehnungskoeffizient von Beton aus dem vollen Längenausdehnungskoeffizienten der Gesteinskörnung α_G und dem aufgrund der behinderten Dehnung verminderten Längenausdehnungskoeffizienten des Zementsteins zusammen, vgl. Gleichung (2-14). Der Wert 1,5 des Exponenten n ist ein Mittelwert, der von *Dettling* [Det-62] anhand einer Auswertung von eigenen Messwerten sowie von Messwerten aus vier Literaturquellen ermittelt wurde. Bild 2-38 stellt u. a. die Verläufe von Gleichung (2-13) und (2-14) beispielhaft dar. Eine Zusammenstellung von weiteren Ansätzen zur Berechnung des Längenausdehnungskoeffizienten α von Beton findet sich u.a. in *Ziegeldorf et al.* [ZIKI-79].

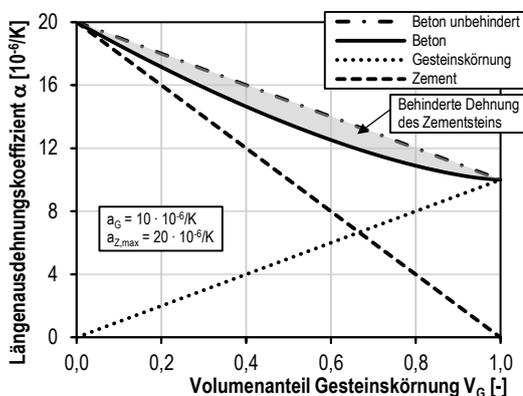


Bild 2-38: Anteile des Zementsteins und der Gesteinskörnung am Längenausdehnungskoeffizienten α von Beton nach Gleichung (2-14)

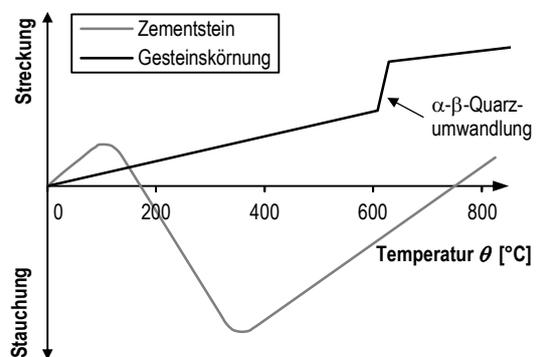


Bild 2-39: Schematische Darstellung der thermischen Inkompatibilität zwischen Gesteinskörnung und Zementstein [Fib-07]

$$\alpha = \alpha_G + (\alpha_Z - \alpha_G) \cdot (1 - V_G)^n \quad (2-14)$$

mit: α_G Längenausdehnungskoeffizient der Gesteinskörnung in $[1/K]$

α_Z Längenausdehnungskoeffizient des Zements in $[1/K]$

V_G Volumenanteil der Gesteinskörnung in [-]

n Exponent
= 1,5 nach [Det-62]

Die in Tabelle 2-2 und Tabelle 2-3 beschriebenen Längenausdehnungskoeffizienten gelten nur für einen Temperaturbereich bis etwa 60 °C. Bei höheren Temperaturen beginnt der Zementstein auszutrocknen, wodurch er zu schrumpfen beginnt, siehe Bild 2-39. Diese Schwindverformungen wirken der Wärmeausdehnung entgegen. Bei Temperaturen oberhalb von 100 °C beschleunigt sich der Verlust des Porenwassers, was zu großen Schwindverformungen des Zementsteins führt, welche die Wärmeausdehnung deutlich übersteigen.

Durch die thermische Inkompatibilität zwischen Gesteinskörnung und Zementstein führen Temperaturerhöhungen zu inneren Gefügespannungen, die insbesondere von den E-Moduln und Querdehnzahlen beider Bestandteile abhängen. Da der E-Modul der Gesteinskörnung üblicherweise über dem des Zementsteins liegt, vgl. Bild 2-16 und Bild 2-17, wird die freie Ausdehnung des Zementsteins behindert, siehe Bild 2-38. Überschreiten die Gefügespannungen die Verbundfestigkeit zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein, kommt es darüber hinaus zu Rissbildungen und Gefügeauflockerungen. Um die Orientierung dieser Gefügespannungen und der möglichen Anordnung von Rissen genauer zu untersuchen, führten *Ziegeldorf et al.* [ZiKI-79] Berechnungen mit der Finiten-Elemente-Methode an einem Modellbeton durch. Dabei wurde, wie in der Realität üblich, ein höherer Längenausdehnungskoeffizient der Zementmatrix gegenüber der Gesteinskörnung vorausgesetzt. Die Spannungsanalyse ergab in der Zementmatrix sowohl Druck- als auch Zugspannungen, siehe Bild 2-40.

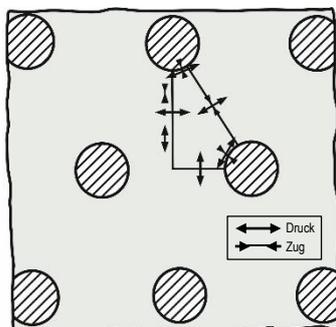


Bild 2-40: Gefügespannungen im Beton infolge einer Erwärmung nach [ZiKI-79]

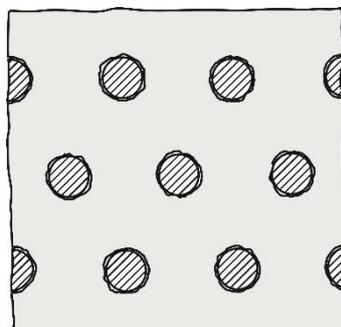


Bild 2-41: Haftrisse [Hin-87]

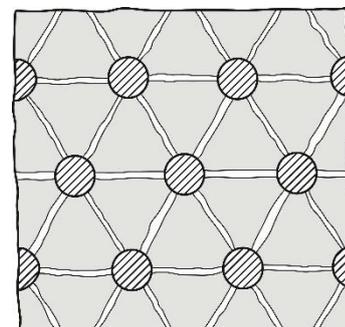


Bild 2-42: Matrixrisse [Hin-87]

Infolge einer Erwärmung treten an den Gesteinskornoberflächen senkrecht gerichtete Zugspannungen in Verbindung mit tangentialen Druckspannungen auf. In der Zementmatrix entstehen Druckspannungen, welche senkrecht zu den dargestellten Verbindungslinien wirken. Somit treten bis zu Betontemperaturen von etwa 150 °C vornehmlich Risse in der Verbundzone zwischen der Gesteinskörnung und der Zementmatrix auf, siehe Bild 2-41. Kühlt der Beton ab oder besitzt die Gesteinskörnung einen höheren Längenausdehnungskoeffizient als der Zementstein (vgl. Bild 2-39), was z. B. bei Temperaturen oberhalb von etwa 150 °C der Fall ist, kehren sich die Spannungsverhältnisse um. In den Bereichen, in denen in Bild 2-40 Druckspannungen herrschen, treten nunmehr Zugspannungen auf und umgekehrt. Bei höheren Temperaturen steigt die Beanspruchung des Gefüges erheblich an und es können sich Risse rechtwinklig zur Gesteinskornoberfläche durch die Zementmatrix hindurch bilden, siehe Bild 2-42.

Hydrothermale chemische Reaktionen

In Betonen mit quarzitischer Gesteinskörnung können unter hydrothermalen Bedingungen chemische Reaktionen auftreten, welche die Mikrostruktur des Zementsteins bereichsweise verändern. Unter erhöhten Temperaturen reagiert dabei die quarzitische Gesteinskörnung SiO_2 an ihrer Oberfläche mit Wasser H_2O zu Kieselsäure, siehe Bild 2-43. Die Kieselsäure reagiert wiederum mit dem im Zementstein enthaltenen Calciumhydroxid $\text{Ca}(\text{OH})_2$ und zusätzlichen Calcium-Ionen und bildet neue C-S-H-Phasen, welche die Festigkeit des Zementsteins erhöhen.

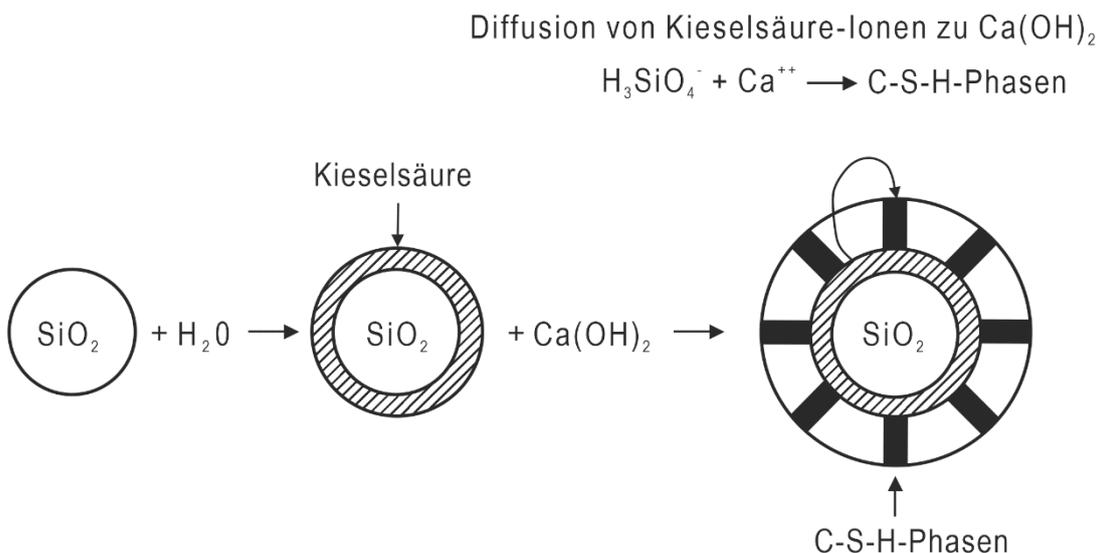


Bild 2-43: Schematische Darstellung der hydrothermalen Reaktion zwischen quarzitischer Gesteinskörnung und Calciumhydroxid [KoSe-79]

Die Aktivität dieser Reaktionen ist von der Korngröße des Quarzes bzw. seiner spezifischen Oberfläche abhängig. Die Temperatur sowie Temperierungsdauer beeinflussen weiterhin die Art und Festigkeit der gebildeten C-S-H-Phasen sowie die Menge des umgesetzten Calciumhydroxids $\text{Ca}(\text{OH})_2$ [SeKr-85]. Höhere Temperaturen beschleunigen die Reaktionen, da sie die Löslichkeit von SiO_2 in Wasser erhöhen. Vor diesem Hintergrund wird eine signifikante Reaktionsaktivität erst ab Temperaturen von über 100 °C beobachtet [KoSe-79]. Aufgrund der schlechten Löslichkeit von Quarz unterhalb von 100 °C existiert für diesen Temperaturbereich lediglich eine beschränkte Anzahl von Untersuchungen. Dennoch sollte nach *Urrea* [Urr-18] der grundsätzliche Reaktionsablauf für Temperaturen bis 100 °C nicht ausgeschlossen werden, da die Präsenz von Wasser im Zementstein durchaus gegeben ist.

Hygrische Inkompatibilität

Unter hygrischer Inkompatibilität werden die unterschiedlichen Schwindmaße des Zementsteins und der Gesteinskörnung verstanden. Das Schwinden des Zementsteins kann nach *Müller & Kvitsel* [MüKv-02] in die folgenden wesentlichen Schwindkomponenten unterteilt werden. Während der Hydratation kommt es zum Schrumpfen, welches sich in das chemische und autogene Schwinden unterteilt. Das chemische Schwinden ist bedingt durch das geringere Volumen der Reaktionsprodukte verglichen mit dem der Ausgangsprodukte Zement und Wasser. Das autogene Schwinden wird durch die innere Austrocknung des Zementsteins hervorgerufen. Außerdem tritt bei einem weiteren Feuchtigkeitsverlust Trocknungsschwinden ein. Sowohl das Schrumpfen als auch das Trocknungsschwinden können durch erhöhte Temperaturen hervorgerufen bzw. beschleunigt werden. Daneben existieren noch das Karbonatisierungsschwinden, welches nicht in erster Linie von hydrothermalen Bedingungen beeinflusst wird, und das Kapillarschwinden, das lediglich in frischem, noch verarbeitbarem Beton auftritt.

Eine durch eine Temperaturerhöhung hervorgerufene Austrocknung des Zementsteins führt folglich zu dessen Volumenreduktion. Im Temperaturbereich zwischen 20 °C und 100 °C führt dies nach *Seeberger et al.* [SeKr-85] nur zu geringen Schwindverformungen. Diese liegen betragsmäßig üblicherweise unterhalb der gleichzeitig auftretenden Wärmedehnung, vgl. Bild 2-39. Ab Temperaturen von 100 °C beschleunigt sich die Austrocknung des Zementsteins, wodurch es zu Schwindverformungen kommt, die betragsmäßig ungleich größer sind als die Wärmedehnung. Hingegen zeigt die Gesteinskörnung durch eine Trocknung quasi keine Volumenänderung und wirkt der Verformung des Zementsteins entgegen. Diese unterschiedlichen hygrischen Verformungseigenschaften

führen letztlich zu Spannungen im Betongefüge. Wird der reine Schwindvorgang ohne die thermische Ausdehnung beider Betonkomponenten betrachtet, so entstehen um die Gesteinskörnung herum Zugspannungen in tangentialer Richtung. *Seeberger et al.* [SeKr-85] zeigten anhand von Modellrechnungen für unterschiedliche Betonzusammensetzungen, dass bei Temperaturen von 250 °C, in denen die Schwindverformungen des Zementsteins dessen Wärmeausdehnungen übersteigen, hohe tangentielle Zugspannungen entstehen. Diese lagen je nach Betonzusammensetzung zwischen 22 MPa und 56 MPa und überschritten somit die Zugfestigkeit des Zementsteins bei weitem. Aus der im Betongefüge herrschenden Spannungsverteilung würde ein Rissmuster mit Matrixrisen entsprechend Bild 2-42 entstehen.

2.4.3 Mechanische Eigenschaften

Nachfolgend werden die Einflüsse verschiedener Versuchs- und Materialparameter auf die mechanischen Betoneigenschaften unter erhöhten Temperaturen behandelt. Diese sind letztlich auf die in Abschnitt 2.4.2 beschriebenen temperaturbedingten mikrostrukturellen Änderungen des Betongefüges zurückzuführen.

Spannungs–Dehnungs-Verhalten

Hinsichtlich des Verformungs- und Schädigungsverhaltens konnte allgemein eine Abnahme des Elastizitätsmoduls bei steigender Temperatur mit gleichzeitigem Anstieg der Bruchdehnungen beobachtet werden [Sch-82], [Hui-10]. Bild 2-44 zeigt die Abnahme des Elastizitätsmoduls für normal- und hochfeste Betone für Temperaturen bis 100 °C. Bild 2-45 zeigt darüber hinaus temperaturabhängige Spannungs–Dehnungslinien eines hochfesten Betons mit Polypropylenfasern. Die auffällig geringe Druckfestigkeit des Betons bei 120 °C wird in [Hui-10] mit einem behinderten Ausdampfen des Wassers infolge des dichten Materialgefüges und einem zusätzlichen inneren Dampfdruck begründet. Durch eine Temperaturerhöhung auf 200 °C konnte das Wasser aus den Kapillar- und Gelporen vollständig verdampfen, was letztlich zu einer höheren Druckfestigkeit als bei einer Temperatur von 120 °C führte. Ein ähnliches Verhalten konnte in [ChKo-04] für hochfeste Betone sowohl mit quarzhaltigen als auch mit kalksteinhaltigen Zuschlägen festgestellt werden.

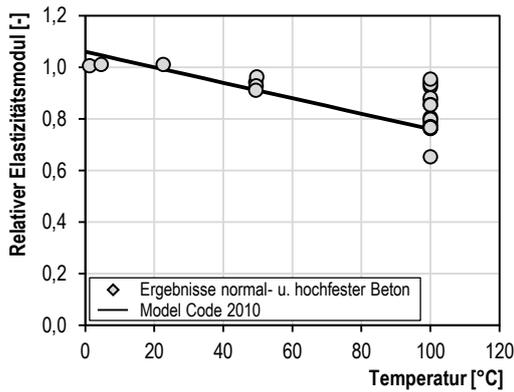


Bild 2-44: Beziehung zwischen relativem Elastizitätsmodul und Probekörpertemperatur nach [Fib-13]

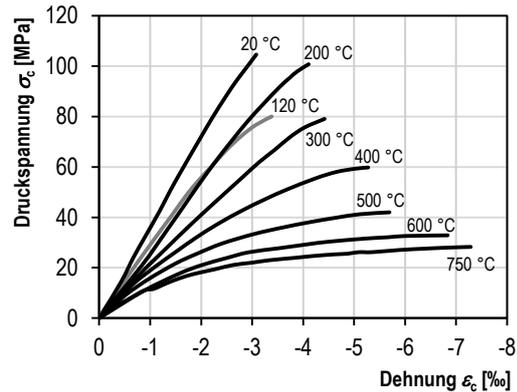


Bild 2-45: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien eines hochfesten Betons mit Polypropylenfasern [Hui-10]

Warm- und Kaltdruckfestigkeit

Bei der Konzeption von Druckfestigkeitsversuchen unter erhöhten Temperaturen und der anschließenden Ergebnisinterpretation ist zwischen der Warm- und Kaltdruckfestigkeit zu unterscheiden. Die Warmdruckfestigkeit beschreibt die Druckfestigkeit unter gleichzeitiger Einwirkung einer erhöhten Temperaturbeanspruchung. Die Kaltdruckfestigkeit beschreibt hingegen die Druckfestigkeit eines Betons unter Raumtemperatur, der aufgeheizt und anschließend wieder abgekühlt wurde. Die Versuchsergebnisse von *Malhotra* [Mal-56] in Bild 2-46 zeigen, dass für Temperaturen oberhalb von 200 °C die Warmdruckfestigkeit in der Regel höher ist als die verbleibende Kaltdruckfestigkeit. Dies wird in [Bud-89], [Thi-93], [Fib-07] bestätigt.

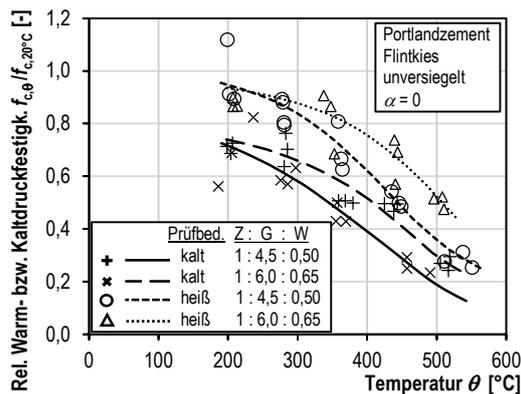


Bild 2-46: Vergleich zwischen Warm- und Kaltdruckfestigkeit nach Abkühlung von unversiegelten Betonen [Mal-56]

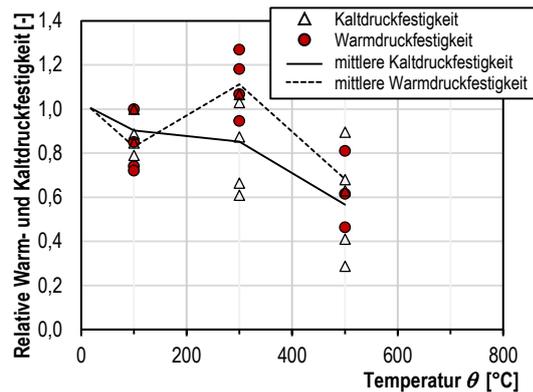


Bild 2-47: Vergleich zwischen Warm- und Kaltdruckfestigkeit von unversiegelten hochfesten Betonen [ChKh-01]

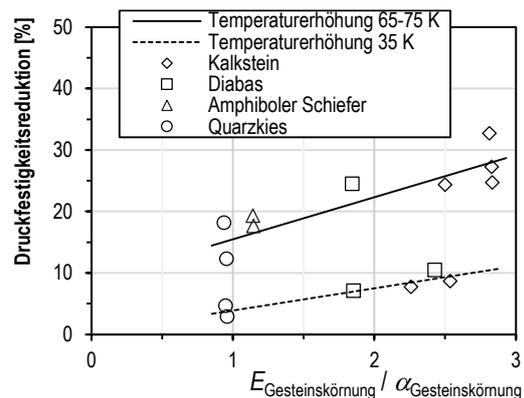
Ursächlich hierfür sind zusätzliche, nachteilig wirkende Gefügeeigen-
spannungen, die während des Abkühlprozesses entstehen und somit die Kaltdruckfestigkeit reduzieren. Für Temperaturen bis 100 °C weisen jedoch sowohl warm- als auch kaltgeprüfte hochfeste Betonproben eine

vergleichbare Festigkeitsreduktion auf. Dies kann auf die für diesen Temperaturbereich charakteristische Festigkeitsabnahme von warm geprüften Probekörpern zurückgeführt werden, auf die nachfolgend noch eingegangen wird.

Gesteinskörnung

Die Art der verwendeten Gesteinskörnung zeigt ebenfalls einen deutlichen Einfluss auf die Warmdruckfestigkeit von Beton. So weisen *Blundell et al.* [BIDi-76] auf Druckfestigkeitsverringerungen bis zu Betontemperaturen von etwa 85 °C hin, die überwiegend durch die thermische Inkompatibilität zwischen der Gesteinskörnung und der Zementmatrix verursacht werden, vgl. Abschnitt 2.4.2.3. Bei Betontemperaturen von 55 °C bzw. 85–95 °C zeigte Beton mit einer Gesteinskörnung aus Kalkstein eine Druckfestigkeitsreduktion von 8 % bzw. 28 %, siehe Bild 2-48. Beton mit einer Gesteinskörnung aus Quarzkies reagierte mit einer Druckfestigkeitsreduktion von 3 % bzw. 15 % weniger empfindlich auf die erhöhten Temperaturen. Die Temperierungsdauer betrug dabei zwischen 5 und 24 Stunden.

Bild 2-48: Druckfestigkeitsverlust von Beton in Abhängigkeit vom E-Modul bzw. dem Längenausdehnungskoeffizienten [BIDi-76]



Auch nach *Schneider* [Sch-82] und *Budermann* [Bud-89] sind Betone mit quarzischen Zuschlägen weniger temperaturempfindlich als Betone mit kalzitischen Zuschlägen. Bei unversiegeltem Beton mit kalzitischen Zuschlägen gebe es mitunter einen deutlichen Festigkeitseinbruch zwischen 50 °C und 100 °C. Bei versiegelten Proben mit gleicher Gesteinskörnung sei dieser Festigkeitsverlust mit 20 % bis und 30 % besonders ausgeprägt. Allgemeinhin werden für Temperaturen bis 100 °C die unterschiedlich starken Druckfestigkeitsreduktionen auf die verschiedenen Längenausdehnungskoeffizienten der Gesteinskörnung zurückgeführt. Bei Gesteinskörnungen mit einem geringeren Längenausdehnungskoeffizienten wie z. B. Kalkstein kommt es dabei zu einer stärkeren Hafrissbildung zwischen der Gesteinskörnung und der Zementmatrix als bei Gesteinskörnungen mit höheren Längenausdehnungskoeffizienten wie z. B. Quarz, vgl. Bild 2-41.

Betonfestigkeit

Die unterschiedlichen Gefügeeigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton führen zu einer unterschiedlichen Druckfestigkeitsentwicklung unter erhöhten Temperaturen. Im Vergleich zu normalfestem Beton zeigt hochfester Beton bis etwa 400 °C einen stärkeren Druckfestigkeitsabfall, siehe Bild 2-49. Bei den Untersuchungen von *Diederichs et al.* [DiJu-89] ist ein Druckfestigkeitsabfall schon bei 150 °C offensichtlich.

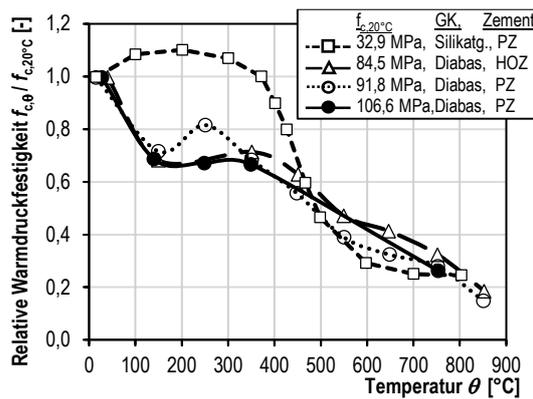


Bild 2-49: Relative temperaturabhängige Warmdruckfestigkeit von normal- und hochfestem Beton [DiJu-89]

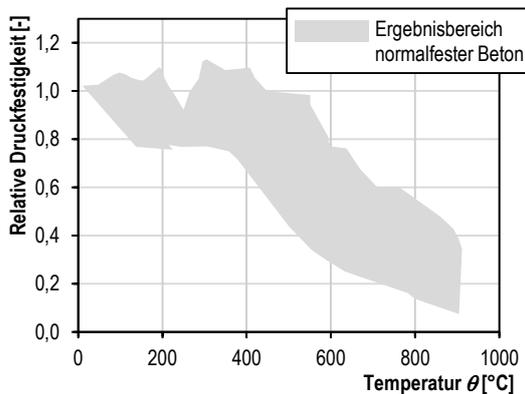


Bild 2-50: Relative temperaturabhängige Druckfestigkeit von normalfesten Betonen [Kod-14]

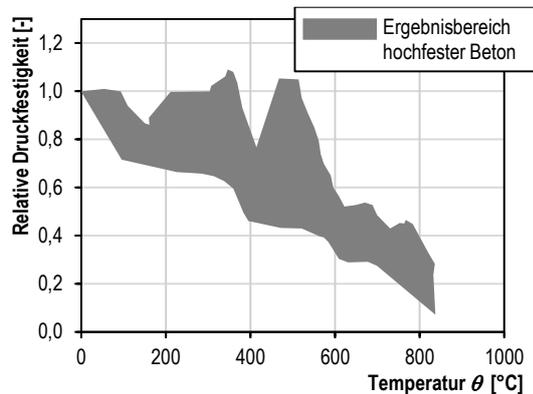


Bild 2-51: Relative temperaturabhängige Druckfestigkeit von hochfesten Betonen [Kod-14]

Auch *Kodur* [Kod-14] bestätigt einen stärkeren Druckfestigkeitsabfall von hochfesten Betonen, siehe Bild 2-50 und Bild 2-51. Im Gegensatz zu *Diederichs et al.* [DiJu-89], der mechanische Inkompatibilitäten als Ursache benennt, liegt laut *Kodur* dieser Unterschied hauptsächlich in der Beschaffenheit der Zementmatrix begründet. Normalfester Beton erlaubt aufgrund seiner offenporigeren Zementmatrix eine schnelle Reduktion des Porendruckes durch eine leichtere Wasserdampf-Abgabe an die Umgebung. Die dichtere Mikrostruktur der Zementmatrix des hochfesten Betons behindert diese Dampfdiffusion und führt zu erhöhten Porendrücken und einer beschleunigten Mikrorissentwicklung. Auffällig ist

allerdings die hohe Streuung der Versuchsdaten in den grau schaffierten Bereichen in Bild 2-50 und Bild 2-51. Dies liegt an den verschiedenen Aufheizraten, Probekörpergeometrien, Betonaltern, Feuchtigkeitsgehalten, Betonrezepturen sowie an der Tatsache, dass sowohl Warm- als auch Kaltdruckfestigkeiten dargestellt sind.

Belastungsgrad

Mehrere Untersuchungen zeigen, dass für Temperaturen bis ca. 800 °C eine gleichzeitig zum Aufheizvorgang einwirkende mechanische Belastung zu einer Reduktion des temperaturbedingten Festigkeitsabfalls führt. Nach *Djamous et al.* [DjNe-77] tritt dieser Effekt bei Normalbeton allerdings erst bei Temperaturen oberhalb von ca. 300 °C auf. Gleiches konnten *Huismann* [Hui-10] sowie *Cheyrezy & Khoury* [ChKh-01] auch für hochfesten Beton feststellen, siehe Bild 2-52 und Bild 2-53.

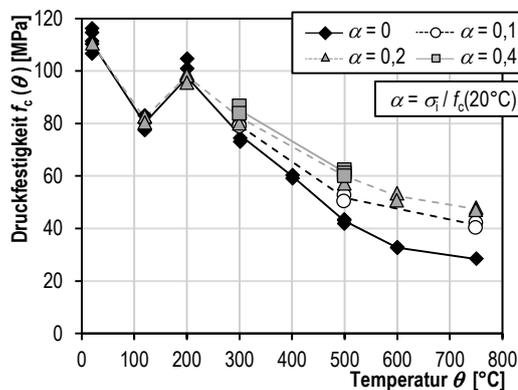


Bild 2-52: Warmdruckfestigkeit von hochfestem Beton mit Polypropylen-Fasern für verschiedene Belastungsgrade α [Hui-10]

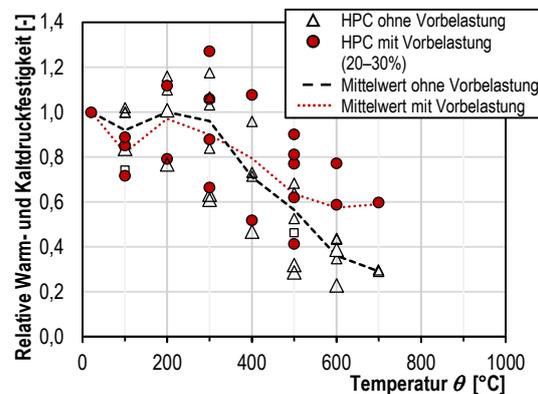


Bild 2-53: Warm- und Kaltdruckfestigkeit von hochfestem Beton mit und ohne Vorbelastung [ChKh-01]

Als Gründe für den positiven Effekt einer mechanischen Vorbelastung auf den Druckfestigkeitsabfall werden eine Verfestigung bzw. eine Verdichtung des Gefüges sowie eine Reduzierung des Rissfortschritts angeführt, wobei der quantitative Effekt je nach Betonart und Temperatur-Belastungsverhältnis deutlich variieren kann [Bud-89], [Kho-92], [Fib-07], [Hui-10]. Die Datenlage im Temperaturbereich bis 100 °C ist sowohl für normalfesten als auch für hochfesten Beton allerdings unzureichend. Jedoch lässt sich anhand der in Bild 2-52 und Bild 2-53 dargestellten Erkenntnisse ein eher geringer Einfluss des Belastungsgrads für den Temperaturbereich zwischen 20 °C und 120 °C vermuten.

Temperaturgradient

Thienel [Thi-93] weist darauf hin, dass sich die Druckfestigkeiten von Beton unter isothermischen und anisothermischen Bedingungen unterscheiden. Unter isothermischen Bedingungen erfolgt die mechanische Belastung erst nach einer ausreichend langen Temperierung der Probe, sodass ein möglichst geringer Temperaturgradient in der Probe besteht. Unter anisothermischen Bedingungen werden die Proben zunächst auf einem bestimmten Beanspruchungsniveau mechanisch belastet und anschließend mit einer konstanten Erwärmungsgeschwindigkeit bis zum Versagen aufgeheizt. Hierbei können erhebliche Temperaturgradienten innerhalb der Proben entstehen. In Bild 2-54 zeigt *Thienel* anhand von vergleichbaren Literaturergebnissen, dass schon bei Temperaturen von 100 °C bzw. 150 °C die Druckfestigkeiten unter anisothermischen Bedingungen deutlich niedriger sind als jene unter isothermischen Bedingungen. Erst oberhalb von etwa 500 °C nähern sich die Ergebnisse beider Versuchsarten einander an. Eine eindeutige Ursache für die Festigkeitsunterschiede konnte *Thienel* allerdings nicht benennen.

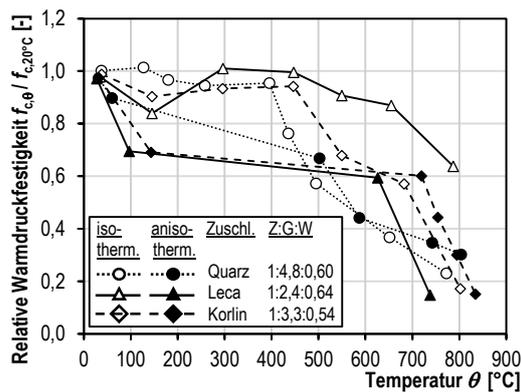


Bild 2-54: Vergleich der Warmdrückfestigkeit aus isothermischen und anisothermischen Versuchen [Thi-93]

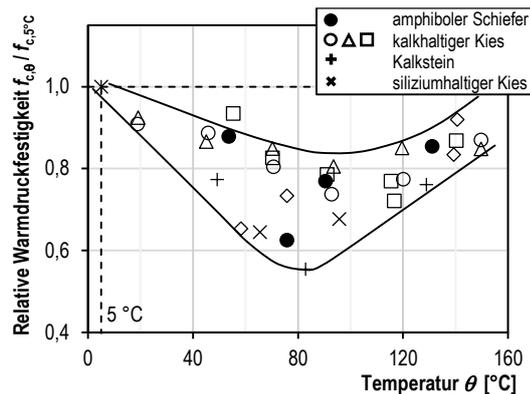


Bild 2-55: Einfluss der Temperatur (bis 160 °C) auf die Warmdrückfestigkeit von Beton [BIDi-76]

Temperaturbereich bis 150 °C

Für den Temperaturbereich bis 150 °C existieren bislang nur sehr wenige Forschungsergebnisse. Einige davon wurden von *Blundell et al.* [BIDi-76] zusammengefasst. Dabei werden ein deutlicher Druckfestigkeitsabfall von unversiegelten Betonproben bis zu einer Temperatur von etwa 85 °C und ein darauffolgender Wiederanstieg der Druckfestigkeit bis ca. 250 °C erkennbar, siehe Bild 2-55. *Urrea* [Urr-18] weist anhand von experimentellen Untersuchungen an Normalbeton ($f_{cm20^\circ\text{C}}, 100\% \text{ r.F.} = 51,5 \text{ MPa}$) ebenfalls eine Druckfestigkeitsabnahme für eine Temperaturerhöhung von 20 °C auf 60 °C bzw. 80 °C nach, siehe Bild 2-56. Diese variiert zudem in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt der

Umgebungsluft. *Budermann* [Bud-89] konnte für Betone mit quarzitischer Gesteinskörnung ($f_{cm,cube,28d} = 52 \text{ MPa}$) und kalzitischer Gesteinskörnung ($f_{cm,cube,28d} = 48 \text{ MPa}$) ebenfalls eine Änderung der Kaltdruckfestigkeit nach vorheriger Temperierung auf 50 °C , 70 °C bzw. 90 °C nachweisen. Je nach relativer Luftfeuchte (65 %, 95 %, 100 %) und Temperierungsdauer (20 d, 60 d, 120 d) kam es zu Druckfestigkeitsminderungen oder -steigerungen. Interessanterweise weisen alle Ergebnisse darauf hin, dass eine kurzzeitige Erhöhung der Temperatur auf 50 °C unabhängig vom Feuchtegehalt zu deutlichen Druckfestigkeitsreduktionen führt. *Budermann* führte die Veränderungen der mechanischen Betoneigenschaften im Temperaturbereich zwischen 20 °C und 100 °C letztlich auf thermisch und hygrysch gekoppelte Effekte zurück.

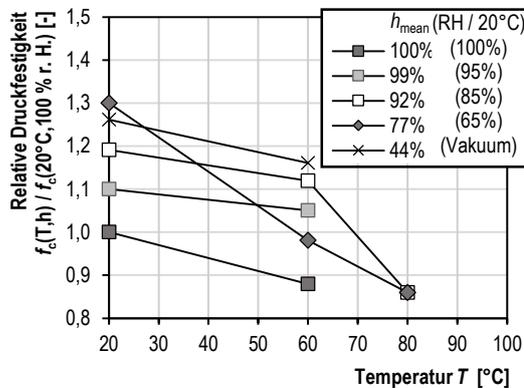


Bild 2-56: Relative Warmdruckfestigkeit von normalfestem Beton unter erhöhten Temperaturen und verschiedenen Luftfeuchtigkeiten [Urr-18]

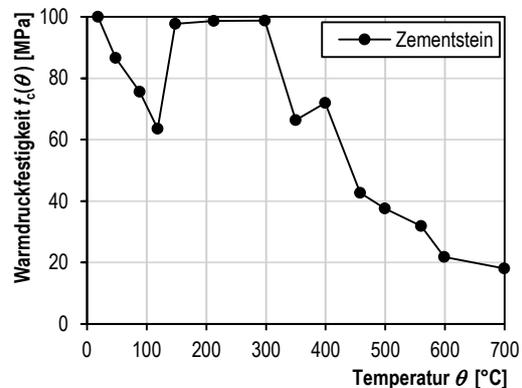


Bild 2-57: Warmdruckfestigkeit von unversiegeltem und nicht vorbelastetem Zementstein [DiKh-90]

Auch bei hochfesten Betonen kann ein Druckfestigkeitsabfall im Temperaturbereich bis ca. 100 °C bzw. 120 °C beobachtet werden. *Cheyrezy et al.* [ChKh-01] bestimmten für einen Beton C60 mit einer Gesteinskörnung aus Granit und für einen Beton C70 mit einer Gesteinskörnung aus Gabbro einen mittleren Druckfestigkeitsverlust bei 100 °C von etwa 11 %, siehe Bild 2-47. Der von *Huisman* [Hui-10] untersuchte hochfeste Beton mit quarzitischer Gesteinskörnung und Polypropylen-Fasern wies bei 120 °C einen Druckfestigkeitsabfall von 25 % auf, siehe Bild 2-52. Auch für reinen Zementstein konnte von *Dias et al.* [DiKh-90] ein bis 120 °C auf 36,6 % ansteigender Druckfestigkeitsabfall belegt werden, siehe Bild 2-57.

Blundell et al. [BIDi-76] führen die Druckfestigkeitsänderungen überwiegend auf die thermischen Inkompatibilitäten zwischen der Gesteinskörnung und der Zementmatrix sowie auf die Austrocknung des Zement-

steins zurück. Bis zu einer Temperatur von 85 °C erzeugen die thermischen Inkompatibilitäten Mikrorisse in den Verbundzonen und reduzieren somit die Druckfestigkeit. Die Größenordnung der Druckfestigkeitsverluste ist dabei von der verwendeten Gesteinskörnung abhängig. Zwischen Temperaturen von 100 °C bis ca. 250 °C führt die einsetzende Austrocknung zu einer Druckfestigkeitssteigerung. Nach [Fib-07] und *Dias et al.* [DiKh-90] ist die Druckfestigkeitsabnahme, die bei Temperaturen zwischen 85 °C und 120 °C erreicht wird, zusätzlich durch die Abschwächung der physikalischen Van-der-Waals-Kräfte bedingt, da die expandierenden Wassermoleküle die C-S-H-Schichten weiter auseinandertreiben. Dieser Effekt ist reversibel und besitzt daher keinen Einfluss auf die Kaltdruckfestigkeit nach Abkühlung.

Zusammenfassend stellt sich der Einfluss erhöhter Temperaturen auf die Druckfestigkeit von Beton als sehr komplex dar. In Abhängigkeit von der Temperatur treten im Beton physikalische und chemische Reaktionen auf, die das Materialgefüge schädigen, aber auch stabilisieren können [MuAn-13]. So führen eine beschleunigte Hydratation, eine Abnahme des freien und physikalisch gebundenen Wassers sowie bei quarzitischer Gesteinskörnung eine beginnende hydrothermale Zementstein–Gesteinskorn–Reaktion zu einem Anstieg der Druckfestigkeit. Demgegenüber können die Zunahme der Porosität innerhalb der Zementsteinmikrostruktur, die thermische und hygri-sche Inkompatibilität zwischen Gesteinskörnung und Zementstein sowie die infolge des expandierenden Porenwassers verringerten Van-der-Waals-Kräfte zwischen den C-S-H-Schichten und erhöhten Poreninnendrucke zu einer Abnahme der Druckfestigkeit bzw. zu einer Mikrorissbildung führen. [Fib-07] und [Fib-13] führen die Druckfestigkeitsänderungen, die sich bei Temperaturen zwischen etwa 80 °C und 120 °C einstellen, fast ausschließlich auf physikalische Effekte wie die Änderung der Van-der-Waals-Kräfte, der Porosität, der Oberflächenenergie und die Entstehung von Mikrorissen durch die thermischen Inkompatibilitäten zurück. Grundsätzlich lassen sich über alle Temperaturbereiche große Streuungen in den Versuchsergebnissen erkennen, die von weiteren Einflüssen wie der Temperierungsdauer, der Betonfeuchtigkeit, der Art der Gesteinskörnung sowie der Betonzusammensetzung abhängen. In diesem Hinblick wird in [Fib-13] darauf hingewiesen, dass die Betoneigenschaften junger Betone stärker von der Temperatur beeinflusst werden als die alter Betone, in denen die Hydratation abgeschlossen ist. So kann z. B. bei jungen Betonen eine temperaturbedingte beschleunigte Hydratation den Druckfestigkeitsverlust kompensieren. Aufgrund der Vielzahl von Einflüssen kann es daher bei der Beurteilung der Druckfestigkeitsentwicklung zu teilweise widersprüchlichen Aussagen kommen.

Mathematische Formulierungen

In vielen wissenschaftlichen Arbeiten konnten empirische Modelle zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen den mechanischen Beteigenschaften und der Temperatur erarbeitet werden. *Bastami et al.* [BaAs-10] fassen eine Vielzahl von in der Literatur existierenden Formulierungen übersichtlich zusammen. Dabei ist festzustellen, dass alle Modelle Aussagen bis zu Temperaturen von 800 °C bzw. 1.000 °C liefern, aber keines den Abfall der Warmdruckfestigkeit bis etwa 100 °C und deren darauffolgenden Wiederanstieg beschreibt. Dennoch zeigen viele Modelle bis zu einer Temperatur von 100 °C einen mehr bzw. weniger starken Druckfestigkeitsabfall. Für die Anwendung solcher makroskopischer Materialmodelle sollte aufgrund der Komplexität des Materialverhaltens besonders auf die zugrunde liegenden Betondruckfestigkeiten und -zusammensetzungen sowie die zugehörigen Versuchsrandbedingungen und -verfahren geachtet werden. Stellvertretend wird nachfolgend das Materialmodell nach Model Code 2010 [Fib-10] dargestellt, welches die Druckfestigkeit für normal- und hochfesten Beton unter monoton steigender Beanspruchung innerhalb eines Temperaturbereichs von $0\text{ °C} \leq T \leq 80\text{ °C}$ gemäß Gleichung (2-15) beschreibt. Laut [Fib-10] gilt Gleichung (2-15) für versiegelte und unversiegelte normalfeste und hochfeste Betone, kurz nachdem diese ihre Testtemperatur erreicht haben.

$$f_{cm}(T) = f_{cm} \cdot (1,06 - 0,003 \cdot T) \quad (2-15)$$

mit: $f_{cm}(T)$ Mittlere Druckfestigkeit in MPa bei einer Temperatur T in °C

f_{cm} Mittlere Druckfestigkeit in MPa bei $T = 20\text{ °C}$

T Betontemperatur in °C

Die Druckfestigkeitsentwicklung ist in Bild 2-58 dargestellt und bis zu einer Temperatur von 100 °C extrapoliert. Zusätzlich stellt Bild 2-58 vergleichend experimentell ermittelte relative Warmdruckfestigkeiten für normal- und hochfeste Betone aus der Literatur sowie den erwarteten Druckfestigkeitsbereich nach *Blundell et al.* [BIDi-76] dar. Dabei wird eine hohe Streuung der Versuchsergebnisse deutlich. Die Streuung wird in [Fib-13] durch die beschriebenen gegensätzlichen Reaktionen erklärt. Die Betondruckfestigkeit nach Gleichung (2-15) nimmt mit steigender Betontemperatur linear ab und beschreibt den oberen Bereich des nach *Blundell et al.* [BIDi-76] bestimmten Druckfestigkeitsbereichs. Darüber

hinaus ist ihr Verlauf mit dem von *Kodur* [Kod-14] entwickelten Materialmodell fast deckungsgleich.

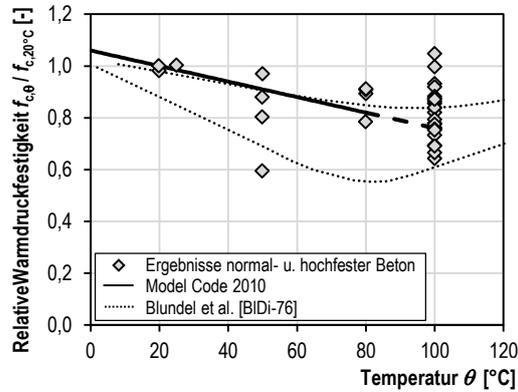


Bild 2-58: Beziehung zwischen relativer Warmdruckfestigkeit und Probekörpertemperatur nach [Fib-13]

Weiterhin liefert auch [DIN EN 1992-1-2] tabellierte Zahlenwerte für die relative Druckfestigkeit unter erhöhten Temperaturen für normalfeste und hochfeste Betone. Deren grafische Verläufe, welche in Anhang B dargestellt sind, zeigen ebenfalls eine Festigkeitsreduktion bei steigender Temperatur.

3 Materialverhalten unter zyklischer Beanspruchung

3.1 Grundlagen

3.1.1 Allgemein

Das Materialverhalten von Beton unter zyklischer Belastung ist für den Bau von Straßen- und Eisenbahnbrücken, Kranbahnen, Maschinenfundamenten, Fernmeldetürmen, Hochhäusern, On- und Offshore-Windenergieanlagen sowie Förderplattformen der Öl- und Gasindustrie von besonderem Interesse, da diese häufig wiederholten Beanspruchungen unterliegen. Diese Beanspruchungen können durch Umwelteinflüsse wie Wind, Wellen, Temperaturunterschiede und Erdbeben sowie durch mechanische Nutzung wie Krafffahrzeugüberfahrten und Maschinenlasten hervorgerufen werden. Dabei weisen die in der Realität auftretenden wiederholten Belastungen eine unregelmäßige Auftrettsfrequenz und Amplitude auf. Lediglich Maschinen können konstante Lastfrequenzen und -amplituden hervorrufen. *Hsu* [Hsu-81] teilt die erwähnten Bauwerke entsprechend ihrer Beanspruchungshäufigkeit in die drei Lastwechselbereiche Low-Cycle-, High-Cycle- und Very-High-Cycle-Fatigue ein, siehe Bild 3-1.

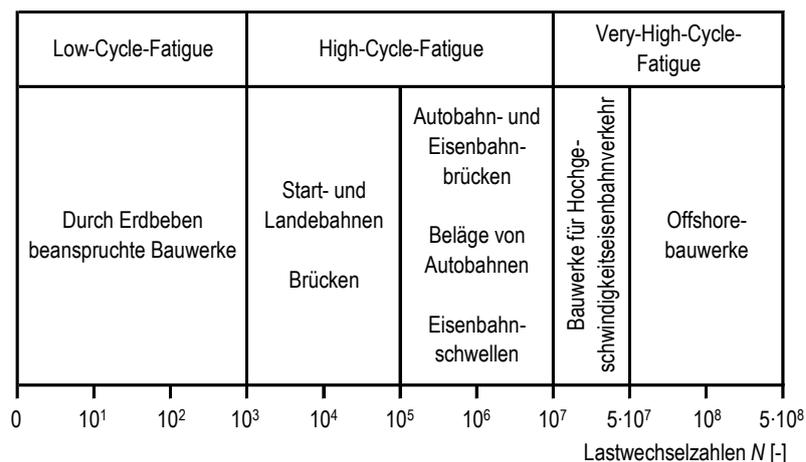


Bild 3-1: Einteilung ermüdungsbeanspruchter Bauwerke in Lastwechselbereiche [Hsu-81]

Grundsätzlich nimmt die Stärke der ermüdungswirksamen Beanspruchungen vom Low-Cycle- zum Very-High-Cycle-Fatigue-Bereich hin ab.

Der durch diese Beanspruchungen im Betongefüge erzeugte fortschreitende Schädigungsprozess äußert sich in Form einer inneren Rissausbreitung und im ungünstigsten Fall in einem totalen Ermüdungsversagen. Dabei können die Werte der wechselnden Beanspruchungen deutlich unter der statischen Materialfestigkeit liegen. Aus diesen Gründen sind Ermüdungsnachweise für die erwähnten Bauwerke obligatorisch.

Um einen Ermüdungsnachweis für Beton führen zu können, sind grundsätzlich drei Komponenten erforderlich. Zum einen ist dies die Beschreibung des Ermüdungsverhaltens. Zum anderen ist eine ausreichend genaue Beschreibung der Betriebslasten notwendig. Letztlich wird mithilfe eines geeigneten Nachweiskonzepts die errechnete Materialschädigung infolge der Betriebslasten dem Ermüdungswiderstand aus einstufigen Ermüdungsuntersuchungen gegenübergestellt. In den Nachweiskonzepten in [CEB-93], [DIN EN 1992-1-1] und [Fib-10] bezieht sich der Ermüdungswiderstand stets auf ein Ermüdungsversagen.

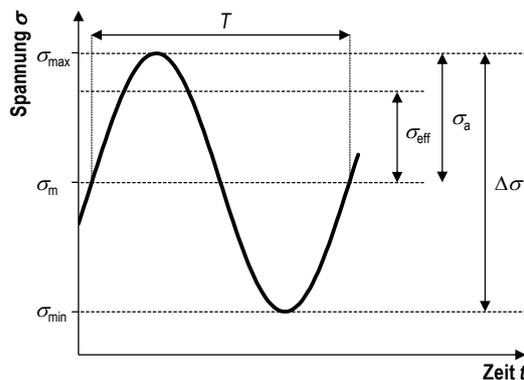


Bild 3-2: Kennwerte einer sinusförmigen Spannungs-Zeit-Funktion

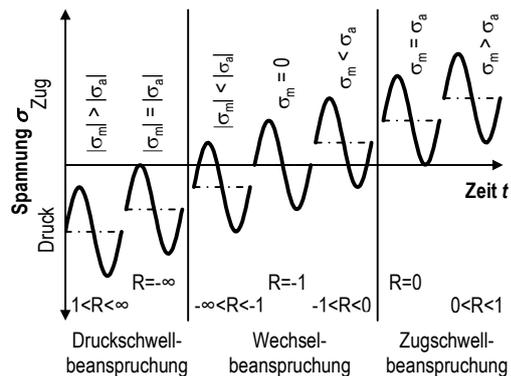


Bild 3-3: Beanspruchungsbereiche im Ermüdungsversuch nach [DIN 50100]

Die in Bild 3-2 und Bild 3-3 verwendeten Parameter sind:

σ_{\max} Oberspannung in MPa
 $= \sigma_m + \sigma_a$

σ_{\min} Unterspannung in MPa
 $= \sigma_m - \sigma_a$

σ_m Mittelspannung in MPa
 $= (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 2$

σ_a Spannungsamplitude in MPa
 $= (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / 2$

σ_{eff}	Effektivwert der Spannungsamplitude in MPa $= \sigma_a / \sqrt{2} = (\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}) / (2 \cdot \sqrt{2})$
$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite in MPa $= \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}} = 2 \cdot \sigma_a$
R	Spannungsverhältnis $= \sigma_{\text{min}} / \sigma_{\text{max}}$
T	Periodendauer in s $= 1 / f$
f	Belastungsfrequenz in Hz $= 1 / T$

Um den Ermüdungswiderstand von Beton experimentell zu ermitteln, werden Probekörper vorwiegend mit einer einstufigen, sinusförmigen Belastung beansprucht. Die Kennwerte dieser zyklischen und in diesem Fall sogar harmonischen Beanspruchung sind in Bild 3-2 dargestellt. Eine volle Sinusschwingung beschreibt einen Lastwechsel N . Je nach Bedarf können auch andere Belastungsfunktionen verwendet werden, vgl. Abschnitt 3.5. Im Einstufenversuch wird der Probekörper in der Regel bis zum Eintritt eines Ermüdungsversagens geprüft. Tritt bis zum Erreichen einer im Vorfeld festgelegten Grenzlastwechselzahl N_{Grenz} kein Versagen ein, wird die Prüfung abgebrochen und der Probekörper als Durchläufer gewertet. Grundsätzlich lassen sich Druckschwell-, Wechsel- und Zugschwellbeanspruchungen unterscheiden, siehe Bild 3-3. Innerhalb des Wechselbereichs treten sowohl Druck- als auch Zugspannungen auf, wodurch die Ober- und Unterspannungen jeweils ein entgegengesetztes Vorzeichen besitzen. Mithilfe des Spannungsverhältnisses R lassen sich die Beanspruchungsbereiche klar definieren.

Für die Untersuchungen des Ermüdungswiderstandes bzw. -verhaltens von Beton existieren derzeit keine normativen Vorgaben. Häufig werden zumindest die Termini nach DIN 50100 [DIN 50100] verwendet, in der die Durchführung und Auswertung zyklischer Schwingversuche für metallische Werkstoffe normiert sind. Zudem werden in DIN 50100 [DIN 50100] zulässige Temperaturerhöhungen und Belastungsfrequenzen für metallische Werkstoffe benannt. Demnach darf sich die an der Probe gemessene Temperatur durch die eingebrachte Verformungsarbeit um maximal $\Delta T = 30$ K bei ferritischen Stählen bzw. $\Delta T = 20$ K bei austenitischen Stählen oder Aluminium erhöhen. Diese Grenzwerte sollen den Beitrag eines thermisch induzierten Materialversagens begrenzen. Für

andere Werkstoffe wie Kautschuk und Elastomere sowie Kunststoffe existieren mit DIN 53535 [DIN 53535] bzw. DIN 53442 [DIN 53442] ebenfalls Prüfnormen, die der Probekörpertemperatur eine schädigungsinduzierende Rolle zusprechen. Für Beton lassen sich Informationen über sinnhafte Probekörpergeometrien und -größen, zu untersuchende Beanspruchungsniveaus, aufzubringende Prüffrequenzen usw. bislang nur aus vergleichenden Zusammenstellungen verschiedener Ermüdungsuntersuchungen aus der Literatur gewinnen (wie z. B. aus [MaGr-17], [OnVdH-18]). Dabei sind jedoch die Einflüsse der unterschiedlichen Untersuchungsarten und -parameter auf das Ermüdungsverhalten zu beachten. Erst wenn diese hinreichend untersucht sind und sowohl mathematisch als auch physikalisch beschrieben werden können, ist die Erstellung einer Prüfnorm sinnvoll.

Tabelle 3-1: Maßgebende Einflussparameter auf das Ermüdungsverhalten von Beton

Prüftechnische Einflüsse	Materialtechnische Einflüsse
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Beanspruchungshöhe <ul style="list-style-type: none"> - <i>Unter- und Oberspannung</i> ▪ Beanspruchungsart <ul style="list-style-type: none"> - <i>Druck-, Wechsel-, Zugbeanspruchung</i> - <i>einaxial, mehraxial</i> ▪ Hygrische Umgebungsbedingungen <ul style="list-style-type: none"> - <i>trocken, feucht</i> - <i>unter Wasser</i> ▪ Thermische Umgebungsbedingungen <ul style="list-style-type: none"> - $\theta \leq 0 \text{ °C}$ - $0 \text{ °C} < \theta \leq 100 \text{ °C}$ - $100 \text{ °C} < \theta$ ▪ Belastungsfunktion <ul style="list-style-type: none"> - <i>Form der Belastungsfunktion</i> - <i>Belastungsfrequenz</i> - <i>Belastungs- und Dehngeschwindigkeit</i> ▪ Belastungshistorie <ul style="list-style-type: none"> - <i>einstufig, mehrstufig</i> - <i>kontinuierlich, unterbrochen</i> 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Betonfestigkeit und -steifigkeit ▪ Betonzusammensetzung <ul style="list-style-type: none"> - <i>Art und Form der Gesteinskörnung</i> - <i>Korngrößenverteilung</i> - <i>Zementart</i> - <i>W/Z-Wert</i> - <i>Porenvolumen und -verteilung</i> - <i>Stahlfasern etc.</i> ▪ Betonalter

Der Ermüdungswiderstand von Beton ist von mehreren material- und prüftechnischen Einflussfaktoren abhängig. In Anlehnung an die Ausführungen von *König & Danielwicz* [KöDa-94] sind diese in Tabelle 3-1 zusammengefasst und um weitere Parameter ergänzt. Umfangreiche Erläuterungen zu einem Großteil der angesprochenen Parameter sind in [KöDa-94], [MaGr-17] und [OnVdH-18] dokumentiert. In den nachfolgenden Abschnitten (Abschnitte 3.3 bis 3.6) werden insbesondere die Einflüsse der Betondruckfestigkeit, der Belastungsfrequenz, der Belastungsfunktion und von Belastungspausen detailliert betrachtet.

3.1.2 Wöhlerkurven

Die in den Ermüdungsversuchen ermittelten Widerstände in Form von Bruchlastwechselzahlen und Durchläufern werden in der Regel in *S-N* Diagrammen bzw. Wöhlerdiagrammen dargestellt. Die Benennung dieser Diagramme erfolgt im deutschsprachigen Raum in Gedenken an *August Wöhler*, der erstmals einstufige Ermüdungsuntersuchungen an Eisenbahnachsen durchführte und im Jahre 1870 veröffentlichte [Wöh-70]. In diesen Diagrammen wird in einer halblogarithmischen Darstellung auf der Abszisse die logarithmierte Bruchlastwechselzahl $\lg N$ und auf der Ordinate das Oberspannungsniveau S_{\max} dargestellt. Aus den Einzelergebnissen werden anschließend *S-N* Kurven bzw. Wöhlerkurven erstellt. Aufgrund des bei Beton stark ausgeprägten Mittelspannungseinflusses werden die Wöhlerlinien in Regelwerken als Kurvenschar formuliert. Das Unterspannungsniveau S_{\min} fungiert dabei als Scharparameter. Statistische Verfahren ermöglichen es darüber hinaus, *S-N-P* Kurven mit einer bestimmten Versagenswahrscheinlichkeit P zu ermitteln, vgl. [Kla-78], [Hol-79], [Oh-91]. Die Berechnung der relativen Ermüdungsbeanspruchungen S_{\max} und S_{\min} erfolgt durch den Bezug der ermüdungswirksamen Spannungen σ_{\max} und σ_{\min} auf die für den Versuchszeitpunkt vorab ermittelte mittlere Druckfestigkeit des Betons $f_{\text{cm},i}$. Üblicherweise wird diese Druckfestigkeit mit einer konstanten Spannungsgeschwindigkeit ermittelt, die zwischen 0,5 MPa/s und 1,0 MPa/s liegt.

$$S_{\max} = \sigma_{\max} / f_{\text{cm},i} \quad (3-1)$$

$$S_{\min} = \sigma_{\min} / f_{\text{cm},i} \quad (3-2)$$

Die Grundidee für die Verwendung von Beanspruchungsniveaus ist, dass der Ermüdungswiderstand von Betonen mit Unterschieden in statischer Druckfestigkeit, Probekörpergeometrie, Probekörperalter, Probe-

körperfeuchte und Lagerungsbedingungen mit den gleichen Wöhlerkurven beschrieben werden kann. Inwieweit diese Annahme gerechtfertigt ist, ist immer noch Gegenstand der Forschung.

Je nach Regelwerk stehen derzeit verschiedene Wöhlerkurven für die Ermüdungsbemessung zur Verfügung, siehe Bild 3-4 bis Bild 3-7. Für die Ermüdungsbemessung von Windenergieanlagen werden hauptsächlich die Wöhlerkurven nach CEB-FIP Model Code 1990 [CEB-93] und DNV-OS-C502 [DNV-502] oder gemäß DIN 18088 [DIN 18088] jene nach DIN EN 1992-2 [DIN EN 1992-2] verwendet. Für Straßen- und Eisenbahnbrücken erfolgt der Ermüdungsnachweis in Deutschland nach DIN EN 1992-2 [DIN EN 1992-2]. Eine Weiterentwicklung des Nachweiskonzepts gegen Ermüdung wird in fib Model Code 2010 [Fib-10] zur Verfügung gestellt. Die mathematischen Formulierungen der entsprechenden Wöhlerkurven befinden sich in Anhang C.

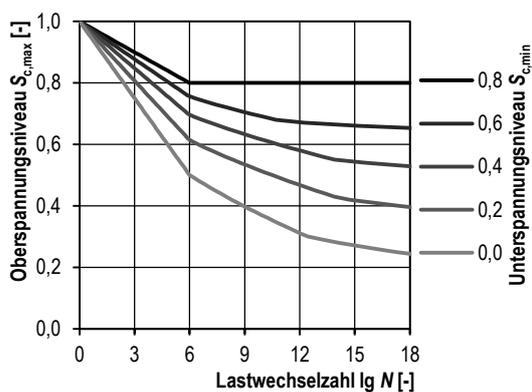


Bild 3-4: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach [CEB-93]

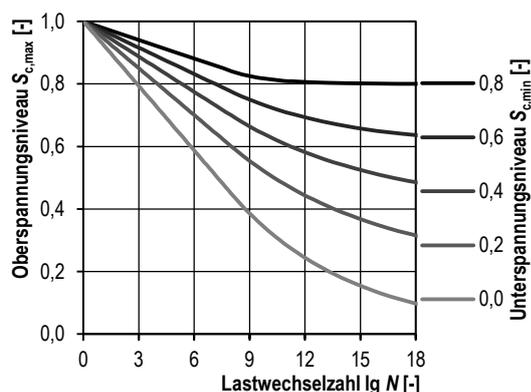


Bild 3-5: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach [Fib-10]

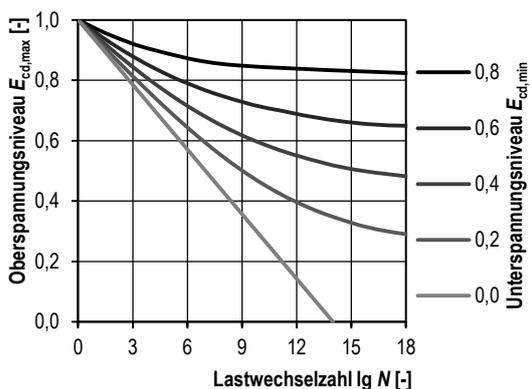


Bild 3-6: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach [DIN EN 1992-2]

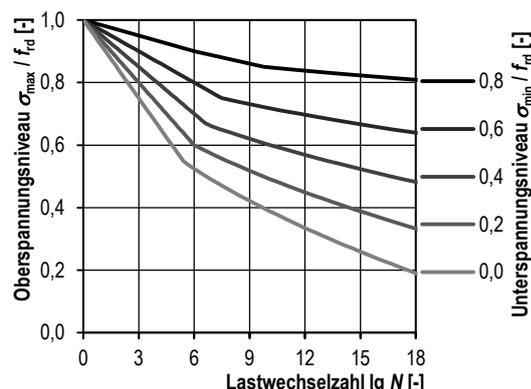


Bild 3-7: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach [DNV-502]

Grundsätzlich sind die Wöhlerlinien für Beton zunächst als Mittelwertkurven bzw. Regressionskurven mit einer Überlebenswahrscheinlichkeit

von 50 % zu verstehen [Dan-94], [Fib-10]. Allerdings trifft diese Aussage in Bezug auf die realen Versuchsergebnisse nicht gänzlich zu, da die Neigungen der Wöhlerlinien aller Regelwerke so angepasst wurden, dass ein Schnittpunkt mit der Ordinate bei $S_{\max} = 1,0$ erreicht wird. Insbesondere im Bereich hoher Oberspannungsniveaus verlaufen die Wöhlerlinien häufig flacher als es die experimentellen Versuchsergebnisse vorgeben. Dieses pragmatische Vorgehen führt zu einer zusätzlichen und je nach Beanspruchungsniveau unterschiedlichen Sicherheit, die im Bemessungskonzept der Regelwerke unberücksichtigt bleibt. Die Wöhlerlinien nach CEB-FIP Model Code 1990 [CEB-93] wurden von *Petkovic et al.* [PeLe-90], [PeSt-92] auf der Grundlage von Untersuchungen an normal- und hochfestem Beton (ND 65 und ND 95) mit einer Probekörpergeometrie von $d/h = 100/300$ mm und einer Belastungsfrequenz von $f = 1$ Hz hergeleitet. Die Wöhlerlinien in fib Model Code 2010 [Fib-10] gehen auf Ermüdungsuntersuchungen von *Wefer* [Wef-10] mit einer Belastungsfrequenz von $f = 10$ Hz an darrgetrockneten, kleinformatigen zylindrischen Probekörpern ($d/h = 60 / 180$ mm) eines ultrahochfesten Betons ($f_{cm} = 180$ MPa) zurück. Mithilfe zusätzlicher Vergleichsuntersuchungen an Normalbeton konnte *Wefer* diese Wöhlerkurven für die Ermüdungsbemessung von normal-, hoch- und ultrahochfesten Betonen unter einaxialer Druckschwellbeanspruchung entwickeln [Wef-10], [LoWe-11]. Hingegen ist die Herleitung der Wöhlerlinien nach DIN EN 1992-2 [DIN EN 1992-2] nicht eindeutig nachvollziehbar. Lediglich *Danielwicz* [Dan-94] weist darauf hin, dass diese aus einem unveröffentlichten Vorschlag [InDo-90] für den CEB-FIP Model Code 1990 stammen. Die Wöhlerlinien nach DNV-OS-C502 [DNV-502] entstammen laut *Anders & Ertel* [AnEr-17] dem Bericht des COSMAR Teilprojekts 2 [Cos-81]. COSMAR (Concrete Structures for Marine Protection Storage and Transportation of Hydrocarbons) war ein internationales Forschungsvorhaben zur Entwicklung von Grundlagen zur Beurteilung der Beanspruchung und Sicherheit von Offshore-Bauwerken, welches Ende 1982 abgeschlossen wurde.

3.1.3 Bemessungswert der Betondruckfestigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung

Neben den Wöhlerkurven ist der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchungen $f_{cd,fat}$ bzw. f_{rd} die zweite Komponente für die Bestimmung des Ermüdungswiderstandes. Innerhalb des Ermüdungsnachweises wird der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchungen $f_{cd,fat}$ für die Berechnung der Beanspruchungsniveaus $E_{cd,max}$ und $E_{cd,min}$ bzw. $S_{cd,max}$ und $S_{cd,min}$

benötigt. Gleichung (3-3) zeigt die mathematische Beschreibung gemäß fib Model Code 2010 [Fib-10], deren Aufbau vom Grundsatz her dem nach CEB-FIP Model Code 1990 [CEB-93] und DIN EN 1992-2 [DIN EN 1992-2] entspricht. Ausführliche Erläuterungen und Hintergrundinformationen zu den einzelnen Gleichungstermen finden sich in [OnLo-17a].

$$f_{cd,fat} = 0,85 \cdot \beta_{cc}(t) \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{400}\right) / \gamma_{c,fat} \quad (3-3)$$

Hinweisend sei jedoch erläutert, dass der Faktor 0,85 den Unterschied zwischen den Belastungsfrequenzen der realen Beanspruchungssituationen und jenen der höherfrequent durchgeführten Ermüdungsversuchen im Labor abdecken soll [KöDa-94]. Darüber hinaus wird der festigkeitsabhängige Abminderungsterm α_{fat} häufig kontrovers diskutiert. Dieser soll für Ermüdungsnachweise die charakteristische Betondruckfestigkeit höherfester Betone wegen deren sprödem Bruchverhalten zusätzlich abmindern [KöDa-94]. Für die Ermüdungsbemessung ist dieser Term in Form von Gleichung (3-4) erstmalig im CEB-FIP Model Code 1990 [CEB-93] beschrieben.

$$\alpha_{fat} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3-4)$$

Recherchen in [OnLo-17a] legen dar, dass der Abminderungsterm $(1 - f_{ck} / 250)$ aus der Berechnung des Bemessungswertes der statischen Betondruckfestigkeit übernommen wurde. In [Fip-90] wird dieser Faktor damit begründet, dass die Betondruckfestigkeit im Bauwerk geringer sein kann als die an Probekörpern im Laborversuch ermittelte Druckfestigkeit. Die genauen Hintergründe der Herleitung bleiben allerdings ungeklärt. Die Berücksichtigung des Abminderungsterms α_{fat} in der Ermüdungsbemessung lässt sich höchstwahrscheinlich auf die geringe Erfahrung hinsichtlich des Materialverhaltens hochfester Betone gegen Ende der 1980er-Jahre zurückführen [OnLo-17a]. Heutzutage liegen umfangreiche Untersuchungen zum Materialverhalten hochfester Betone vor. Dennoch verblieb der Abminderungsterm α_{fat} in der Berechnung des Bemessungswertes der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung $f_{cd,fat}$ sowohl in DIN EN 1992 als auch in fib Model Code 2010. In [Wef-10] wurde der Abminderungsterm α_{fat} anhand von Versuchsergebnissen an ultrahochfesten Betonen modifiziert. Auch wenn auf Grundlage einer vergleichenden Bewertung von Versuchsergebnissen von normal-, höher- und ultrahochfesten Betonen keine Notwendigkeit einer festigkeitsabhängigen Reduktion der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung abgeleitet werden konnte, so sollte

diese laut *Lohaus et al.* [LoWe-11] auf der sicheren Seite liegend auf einem geringeren Maß beibehalten werden. Auf Grundlage der Festlegung, dass der Abminderungsterm α_{fat} die Bemessungsdruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchungen $f_{\text{cd,fat}}$ für einen Beton C200 auf 50 % des Bemessungswerts der Betondruckfestigkeit f_{cd} abmindern soll, wurde die Berechnungsgleichung für α_{fat} modifiziert, siehe Gleichung (3-5).

$$\alpha_{\text{fat}} = \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{400} \right) \quad (3-5)$$

Diese Gleichung findet in fib Model Code 2010 und DIN 18088 ihre Anwendung, wohingegen nach DIN EN 1992 weiterhin Gleichung (3-4) zu verwenden ist, vgl. Anhang C.

3.1.4 Schadensakkumulationshypothese

Die auf ein Bauteil einwirkenden zyklischen Belastungen treten in der Regel in variierender Größe, Reihenfolge und Häufigkeit auf. Demgegenüber beschreiben die in Abschnitt 3.1.2 dargestellten Wöhlerlinien die Bruchlastwechselzahlen lediglich für konstante Beanspruchungsniveaus. Um dennoch Wöhlerlinien aus Einstufenversuchen für Ermüdungsnachweise verwenden zu können, werden die Amplituden und Häufigkeiten der unter Betrieb auftretenden Beanspruchungen ermittelt, klassifiziert und mithilfe einer geeigneten Schadensakkumulationshypothese mit den Wöhlerlinien verknüpft. Für die Bestimmung der Amplitudenhäufigkeiten existieren verschiedene Klassier- bzw. Zählverfahren wie z. B. das Rainflow- und das Reservoir-Verfahren [MaGr-17]. Die am häufigsten für Beton angewandte und auch in den unter 3.1.2 genannten Regelwerken beschriebene Schadensakkumulationshypothese ist die nach *Palmgren* [Pal-24] und *Miner* [Min-45]. Diese lineare Schadensakkumulationshypothese definiert das Verhältnis zwischen den aufgebrauchten und ertragbaren Lastwechseln als Materialschädigung D , siehe Gleichung (3-6). Treten Beanspruchungen auf j Beanspruchungsniveaus auf, so werden die einzelnen Teilschädigungen n_i/N_i zu einer Gesamtschädigung D aufsummiert. In Bild 3-8 ist diese Regel schematisch dargestellt. Nimmt der Schädigungswert D den Wert 1,0 an, so tritt ein Materialversagen ein.

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad (3-6)$$

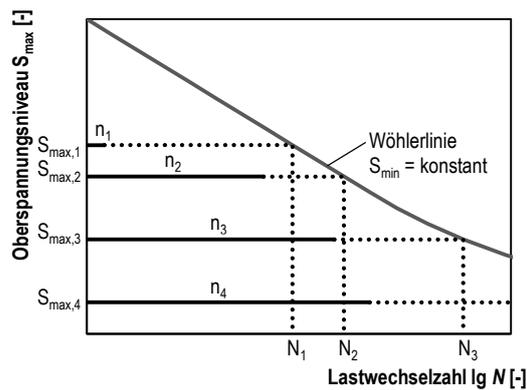


Bild 3-8: Schematische Darstellung der Palmgren-Miner-Regel

Bei der Interpretation des Schädigungswerts D ist zu beachten, dass dieser nicht die Materialschädigung im Sinne der nichtlinearen Steifigkeitsreduktion bzw. der Rissentwicklung (vgl. Bild 3-9 und Bild 3-13) widerspiegelt. Da er unter einstufiger Beanspruchung lediglich das Verhältnis zwischen den aufgetragenen und ertragbaren Lastwechseln beschreibt, wird vielmehr die Schädigungsentwicklung linearisiert und jedem Lastwechsel eine konstante Schädigungszunahme zugesprochen. Unter mehrstufiger Beanspruchung verliert somit auch die Reihenfolge der aufgetragenen Beanspruchungsniveaus ihre Relevanz. Dass die Belastungsreihenfolge einen Einfluss auf die ertragbaren Bruchlastwechsel besitzt, wurde in verschiedenen experimentellen Untersuchungen beobachtet. In Versuchen mit Reihenfolgen aus ansteigenden als auch abfallenden Belastungsniveaus wurden allerdings Schädigungswerte festgestellt, die sowohl größer als auch kleiner als 1,0 waren. Daher ist deren Effekt auf den Ermüdungswiderstand derzeit noch Gegenstand der Forschung und wird wissenschaftlich kontrovers diskutiert. Zusammenstellungen der bisherigen Kenntnisse finden sich u. a. in Marx *et al.* [MaGr-17] und Oneschkow *et al.* [OnVdH-18].

3.2 Verformungs- und Schädigungsverhalten

Das Verformungs- und Schädigungsverhalten von Beton unter einaxialer Druckschwellbelastung wurde in der Vergangenheit umfangreich experimentell untersucht und ist in zahlreichen Forschungsarbeiten beschrieben. Stellvertretend sind hierfür die Arbeiten von Holmen [Hol-79], Ibuk [Ibu-08], Wefer [Wef-10], Oneschkow [One-14] und von der Haar [vdH-17] zu nennen. Übereinstimmend zeigt sich in diesen experimentellen Untersuchungen eine s-förmige, dreiphasige Dehnungsentwicklung unter zyklischer Druckschwellbeanspruchung, siehe Bild 3-9. Innerhalb der ersten Phase, zwischen 5 % und 20 % der Lebensdauer, nimmt die Dehnung nichtlinear mit abnehmender Steigung zu. Anschließend

folgt eine lineare Dehnungszunahme, die zwischen 80 % und 95 % der Lebensdauer in eine überproportionale Dehnungszunahme übergeht. In Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und dem Beanspruchungsniveau kann die Lage der Phasenübergänge in den angegebenen Bereichen variieren. Hochfeste Betone neigen zu einer kürzeren ersten und dritten Phase als normalfeste Betone [One-14].

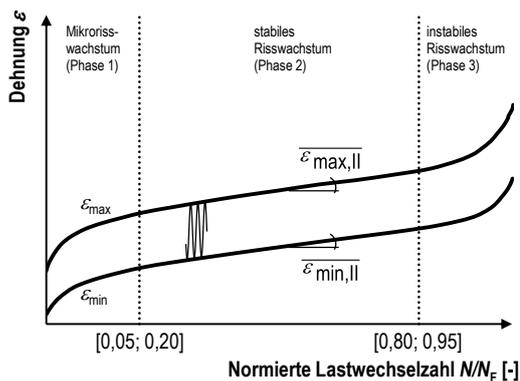


Bild 3-9: Schematischer Dehnungsverlauf von einaxial druckschwellbeanspruchtem Beton

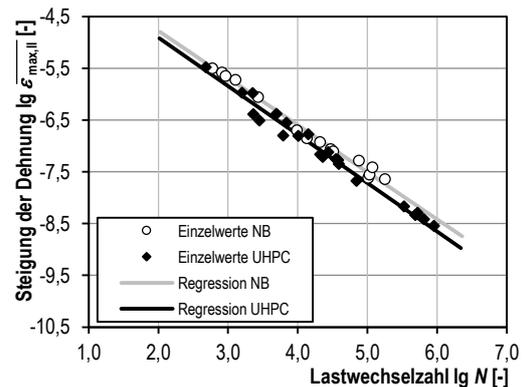


Bild 3-10: Vergleich des logarithmischen Dehnungszuwachses zwischen normal- und ultrahochfestem Beton [Wef-10]

Darüber hinaus konnte in mehreren Untersuchungen ein linearer Zusammenhang zwischen der logarithmierten Steigung der Dehnungsentwicklung in der stabilen Risswachstumsphase (Phase 2) $\lg \overline{\varepsilon_{\max,II}}$ und der logarithmierten Bruchlastwechselzahl $\lg N_F$ gezeigt werden. Die Fragestellung, inwieweit dieser Zusammenhang abhängig von der Betondruckfestigkeit ist, konnte bislang noch nicht abschließend beantwortet werden [OnVdH-18]. Der von *Wefer* [Wef-10] ausgeführte Vergleich der logarithmierten Steigung der Dehnungsentwicklung von normal- und ultrahochfestem Beton in der zweiten Phase (Bild 3-10) zeigt, dass die Regressionsgerade des ultrahochfesten Betons lediglich geringfügig unterhalb der des normalfesten Vergleichsbetons liegt. Zusätzlich scheint dieser Zusammenhang laut *Saucedo et al.* [SaYu-13] von der Belastungsfrequenz abhängig zu sein.

Der qualitativ in Bild 3-9 dargestellte, unter Ermüdungsbeanspruchungen eintretende Gesamtdehnungsverlauf ε_{fat} setzt sich aus verschiedenen Dehnungsanteilen additiv zusammen, siehe Gleichung (3-7). Nach *von der Haar* [vdH-17] sind dies zum einen der elastische Dehnungsanteil ε_{el} , der lastwechselabhängige, schädigungsinduzierte Dehnungsanteil ε_d , der zeitabhängige, viskose Dehnungsanteil ε_{cr} und der Temperaturanteil ε_t . Bild 3-11 zeigt eine schematische Darstellung der Dehnungsanteile im Ermüdungsversuch.

$$\varepsilon_{fat} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_d + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_t \quad (3-7)$$

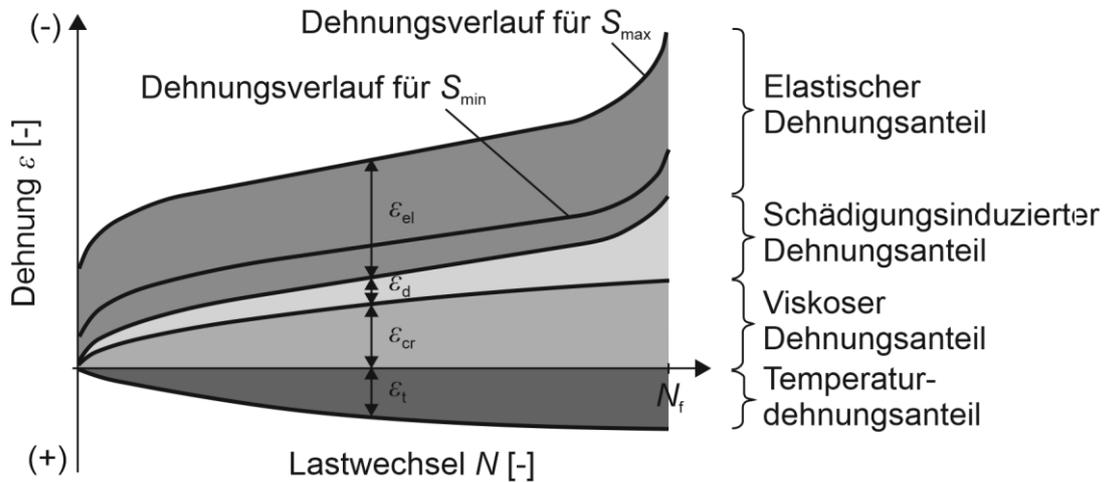


Bild 3-11: Schematische Darstellung der Dehnungsanteile im Ermüdungsversuch [vdH-17]

Abhängig vom Beanspruchungsniveau können schon nach dem ersten Lastwechsel plastische Dehnungen sowie eine Schädigung in Form eines reduzierten E-Moduls auftreten. Diese wachsen mit zunehmender Lastwechselzahl kontinuierlich an. Der Blick auf die zyklischen Spannungs–Dehnungslinien in Bild 3-12 macht diesen Umstand deutlich. Darüber hinaus wird eine Krümmungsumkehr des ansteigenden Belastungsastes beobachtet. Besitzt dieser zunächst einen konkaven, zur Dehnungsachse hin gekrümmten Verlauf, nimmt er nach weiteren Lastwechseln einen konvexen, zur Spannungsachse hin gekrümmten Verlauf an.

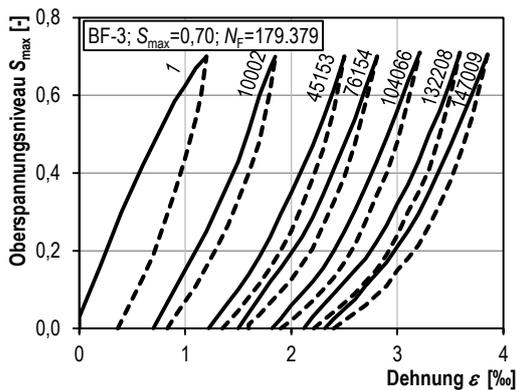


Bild 3-12: Zyklische Spannungs–Dehnungslinien eines normalfesten Betons [Hol-79]

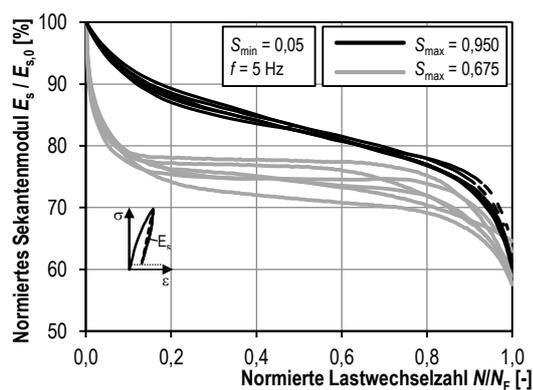


Bild 3-13: Abnahme des Sekantenmoduls eines normalfesten Betons [Hol-79]

Schon aus den zyklischen Spannungs–Dehnungslinien lässt sich eine kontinuierliche Degradation des E-Moduls vermuten, die sich durch die

Darstellung des Sekantenmoduls E_s über der normierten Lastwechselzahl bestätigt, siehe Bild 3-13. Der Sekantenmodul beschreibt nach Gleichung (3-8) den Anstieg der Geraden zwischen den Dehnungen bei Ober- und Unterspannung. Die Entwicklung des Sekantenmoduls weist einen ähnlichen, dreiphasigen Verlauf auf wie der der Dehnungsentwicklung.

$$E_s = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}} \quad (3-8)$$

Die Untersuchungen von *Holmen* [Hol-79] zeigen für normalfesten Beton eine Abnahme des Sekantenmoduls bis zum Versagen auf etwa 60 % des Wertes des ersten Lastwechsels. Literaturlauswertungen von *Oneschkow et al.* [OnVdH-18] weisen darauf hin, dass der Sekantenmodul für hochfeste Betone beim Bruch zwischen 70 % und 96 % des Anfangswertes liegen kann. Hochfeste Betone scheinen durch ihr spröderes Materialverhalten eine geringere Steifigkeitsabnahme als normalfeste Betone aufzuweisen.

3.3 Einfluss der Druckfestigkeit

In der Literatur wird der Einfluss der Druckfestigkeit auf den Ermüdungswiderstand kontrovers diskutiert. Insbesondere der festigkeitsabhängige Abminderungsterm α_{fat} für die Ermüdungsbemessung nach DIN EN 1992-2 [DIN EN 1992-2] und fib Model Code 2010 [Fib-10] impliziert eine starke Abhängigkeit, siehe Abschnitt 3.1.3. Zusammenstellungen von verschiedenen Versuchsergebnissen in *Oneschkow et al.* [OnVdH-18] zeigen, dass die Bruchlastwechselzahlen von Betonen verschiedener Festigkeiten eng beieinander liegen und sich teilweise überschneiden. Zusammenstellungen in [MaGr-17] zeigen hingegen divergierende Ergebnisse. So untersuchten beispielsweise *Kim & Kim* [KiKi-96] den Ermüdungswiderstand von vier Betonen unterschiedlicher Festigkeit ($f_c = 26$ MPa, 52 MPa, 84 MPa und 103 MPa). Die zylindrischen Probekörper ($d/h = 100/200$ mm) wiesen bei einer Belastungsfrequenz von 1 Hz und einem Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,25$ mit steigender Druckfestigkeit geringere Bruchlastwechselzahlen auf, siehe Bild 3-14. *Hohberg* [Hoh-04] konnte anhand von Ermüdungsversuchen an zylindrischen Probekörpern ($d/h = 100/300$ mm) mit einer Belastungsfrequenz von 10 Hz keinen eindeutigen Einfluss der Druckfestigkeit auf die Bruchlastwechselzahlen feststellen, siehe Bild 3-15. Die Regressionsgerade des hochfesten Betons lag zwischen denen der normalfesten Betone.

Allerdings wurde bei diesen Versuchen anstelle des Unterspannungsniveaus die absolute Unterspannung mit $\sigma_{\min} = 2 \text{ MN/m}^2$ konstant gehalten. Dies schränkt zwar die Vergleichbarkeit der Regressionslinien ein, hätte allerdings einen vorhandenen festigkeitsbedingten Unterschied verstärken müssen.

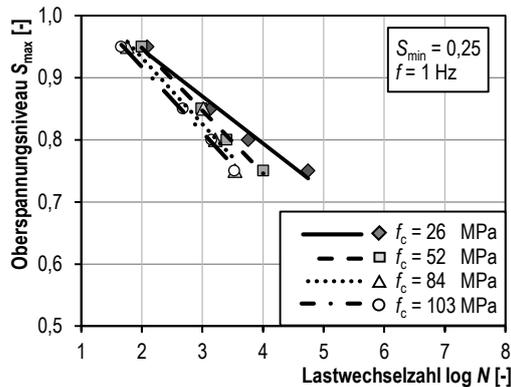


Bild 3-14: Bruchlastwechselzahlen von normal- und hochfestem Beton [KiKi-96]

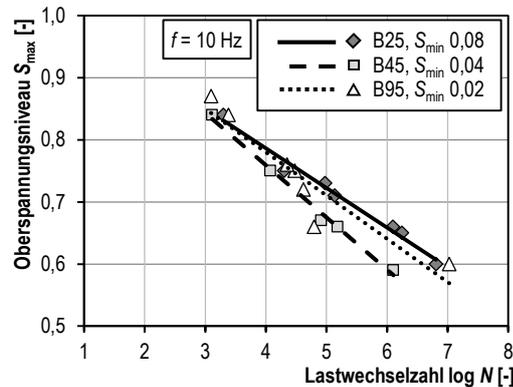


Bild 3-15: Bruchlastwechselzahlen von normal- und hochfestem Beton [Hoh-04]

Schon anhand der beiden vorgestellten Untersuchungen wird deutlich, dass die Vergleichbarkeit von Versuchsergebnissen aus der Literatur aufgrund der oftmals unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen schwierig ist. Zusammenfassend kann daher nicht eindeutig belegt werden, ob und in welchem Maße eine hohe Betonfestigkeit zu niedrigeren Bruchlastwechselzahlen führt. Einige Autoren wie van *Leeuwen & Siemes* [LeSi-79], *Kim & Kim* [KiKi-96] und *Tue & Mucha* [TuMu-06] vermuten einen deutlichen Festigkeitseinfluss. Demgegenüber stufen andere Autoren wie *Gaede* [Gae-62b], *Lohaus et al.* [LoWe-11] und *Petkovic et al.* [PeSt-92] den Festigkeitseinfluss als vernachlässigbar ein, da dieser z. B. aus der Streuung der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung herrühren kann. Klar scheint jedoch, dass sich der Festigkeits- bzw. Steifigkeitseinfluss insbesondere auf die Phasengrenzen der Dehnungsentwicklung während der Ermüdungsbeanspruchungen auswirkt, vgl. Abschnitt 3.2. Auch der Einfluss der Probekörpergröße auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton lässt sich nicht mehr als vernachlässigbar ansehen [Schü-18]. Darüber hinaus besteht weiterer Forschungsbedarf für den festigkeitsbedingten Abminderungsfaktor α_{fat} , der in DIN EN 1992-2 [DIN EN 1992-2] und fib Model Code 2010 [Fib-10] verwendet wird.

3.4 Einfluss der Belastungsfrequenz und -geschwindigkeit

Viele wissenschaftliche Veröffentlichungen zeigen, dass die Belastungsfrequenz den Ermüdungswiderstand von Beton beeinflusst. Bis vor kurzem ging man davon aus, dass lediglich auf hohen Oberspannungsniveaus ($S_{\max} \geq 0,75$) eine Erhöhung der Belastungsfrequenz zu einer Erhöhung des Ermüdungswiderstandes führt. Neuere Untersuchungen zeigen hingegen, dass auch auf geringeren Beanspruchungsniveaus ein Belastungsfrequenzeinfluss existiert, der eine entgegengesetzte Wirkung auf den Ermüdungswiderstand hat. Die Fragestellung, welche Belastungsfrequenz für Ermüdungsversuche an Beton verwendet werden sollte, konnte bislang nicht beantwortet werden. Dies liegt ohne Zweifel auch an der Heterogenität des Baustoffes Beton und der damit verbundenen Komplexität der wirkenden Schädigungsmechanismen. So identifizierten Forscher teils unterschiedliche Ursachen für den Belastungsfrequenzeinfluss, die nachfolgend zusammenfassend und chronologisch erläutert werden.

Weigler & Freitag [WeFr-71] untersuchten im Jahr 1971 an kleinformatigen zylindrischen Probekörpern ($d/h = 50/100$ mm) das Ermüdungsverhalten von Leichtbeton ($f_{cm} = 44,1$ MPa), welcher eine Gesteinskörnung aus Blähschiefer besaß. Die verwendeten Belastungsfrequenzen betragen $f = 0,1$ Hz, 1 Hz, 10 Hz und 200 Hz. *Weigler & Freitag* stellten einen Frequenzeinfluss für Oberspannungsniveaus $S_{\max} > 0,80$ fest (Bild 3-16), der jedoch nicht konstant zu sein scheint. Eine Erhöhung der Belastungsfrequenz von 0,1 Hz auf 1 Hz führte auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,882$ zu etwa einer Verzehnfachung der absoluten Bruchlastwechselzahlen. Gleichzeitig führte eine Erhöhung der Belastungsfrequenz von 1 Hz auf 10 Hz lediglich zu einer 2,3-fach höheren mittleren Bruchlastwechselzahl. Generell begründen *Weigler & Freitag* den Frequenzeffekt mit der Belastungsdauer oberhalb der kritischen Spannung, die sie für diesen Fall mit $0,8 \cdot f_c$ angeben. Durch die Verwendung einer schwingbreitenabhängigen Belastungsfrequenz wurde durch *Weigler & Freitag* der Unterschied zwischen den Beanspruchungsgeschwindigkeiten der Beanspruchungsniveaus zumindest verringert. Gleiches gilt theoretisch auch für die Probekörpertemperaturen, die allerdings nicht gemessen wurden.

In Anlehnung an die Untersuchungen von *Weigler & Freitag* [WeFr-71] führte *Klausen* [Kla-78] einige Jahre später ein ähnliches Untersuchungsprogramm an normalfestem Beton ($f_c = 44$ MPa) mit derselben Probekörpergeometrie und denselben Belastungsfrequenzen durch.

Aus den stark streuenden Ergebnissen in Bild 3-17 konnte von *Klausen* kein Frequenzeinfluss erkannt werden. Ähnlich wie *Weigler & Freitag* verwendete *Klausen* schwingbreitenabhängige Belastungsfrequenzen, wodurch sich die Proben während der Ermüdungsversuche lediglich auf 30 °C erwärmten

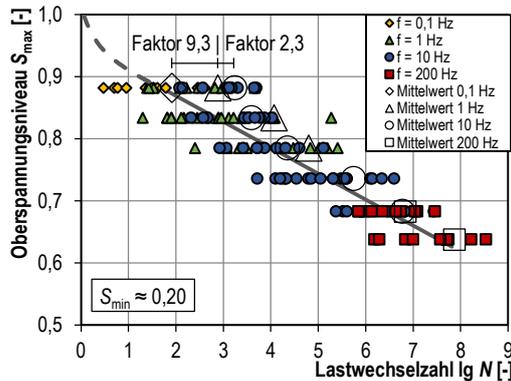


Bild 3-16: Bruchlastwechselzahlen von Leichtbeton für unterschiedliche Belastungsfrequenzen und $S_{\min} \approx 0,20$ [WeFr-71]

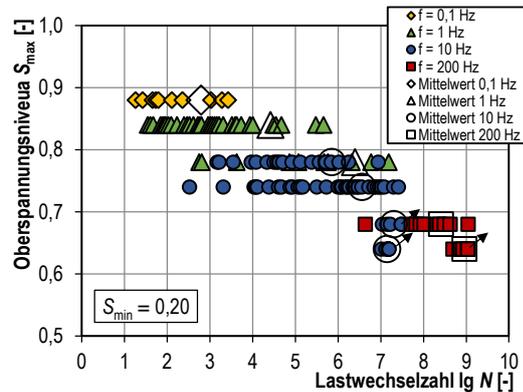


Bild 3-17: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton für unterschiedliche Belastungsfrequenzen und $S_{\min} = 0,20$ [Kla-78]

Sparks & Menzies [SpMe-73] wiesen schon 1973 darauf hin, dass das Ermüdungsverhalten von Beton von der Belastungsgeschwindigkeit beeinflusst wird. Um dies versuchstechnisch zu beweisen, führten sie Ermüdungsversuche an prismatischen Probekörpern ($a/b/h = 102/102/203$ mm) aus Normalbeton ($f_{cm} \approx 30$ MPa) mit unterschiedlichen Gesteinskörnungen aus Kalkstein, Flusskies und Leichtzuschlägen durch. Eine servohydraulische Prüfmaschine erzeugte durch eine dreieckförmige Belastungsfunktion stets eine konstante Spannungsgeschwindigkeit von 0,5 MPa/s bzw. 50 MPa/s. Die Ergebnisse in Bild 3-18 und Bild 3-19 bestätigen die von *Sparks & Menzies* vermutete Annahme. Eine Erhöhung der Spannungsgeschwindigkeit um zwei Zehnerpotenzen führte im Allgemeinen zu einer Erhöhung der mittleren Bruchlastwechselzahlen um eine Zehnerpotenz – teilweise sogar um zwei Zehnerpotenzen. Aufgrund dieser Erkenntnisse warnen *Sparks & Menzies* vor einer Überschätzung des Ermüdungswiderstandes aus Laboruntersuchungen für reale Beanspruchungssituationen.

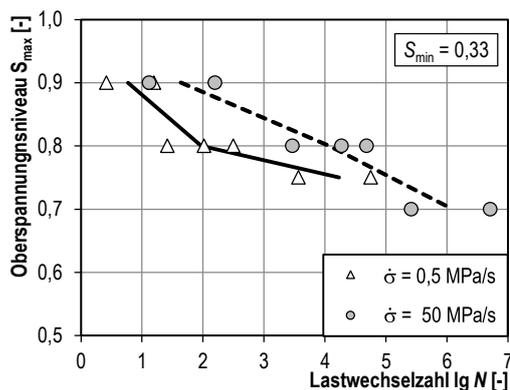


Bild 3-18: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton mit Flusskies unter unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten [SpMe-73]

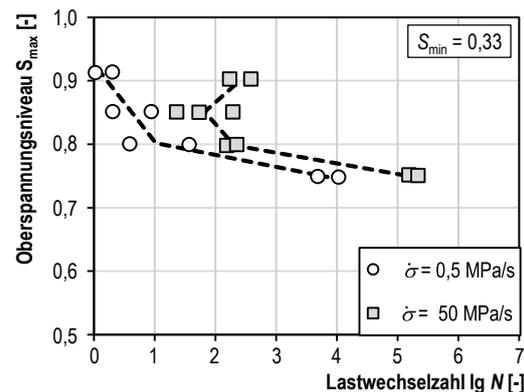


Bild 3-19: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton mit Kalkstein unter unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten [SpMe-73]

Tepfers et al. [TeFr-77] gingen im Jahr 1977 unter anderem der Frage nach, inwieweit der Ermüdungswiderstand kleiner, hochfrequent getesteter Betonproben mit dem von größeren Proben übereinstimmt, die mit üblichen Belastungsfrequenzen getestet wurden. Hierfür wurden mithilfe eines Amsler Hochfrequenzpulsators kleine zylindrische Betonproben ($d/h = 25/50$ mm) aus Normalbeton ($f_{cm,31d} = 20,9$ MPa) zyklisch mit Belastungsfrequenzen zwischen 150 Hz und 200 Hz beansprucht. In Bild 3-20 sind die Ergebnisse von *Tepfers et al.* den Wöhlerlinien nach [Aas-70] für größere Betonproben gegenübergestellt. Anhand dieser Beobachtungen schlussfolgern *Tepfers et al.*, dass der Ermüdungswiderstand kleiner, hochfrequent getesteter Betonprobekörper mit denen größerer und niederfrequent getesteter Proben vergleichbar sei. So erscheint im ersten Moment kein Belastungsfrequenzeinfluss zu existieren. Jedoch weisen *Tepfers et al.* auch darauf hin, dass trotz der hohen Prüffrequenzen und Beanspruchungsschwingbreiten keine verstärkte Probekörpererwärmung gemessen wurde. Vermutlich bewirkt die geringere Wärmekapazität kleiner Probekörper zusammen mit deren größerem Verhältnis von Probenoberfläche zu Probenvolumen eine schnellere Abgabe der in der Probe transformierten Wärmeenergie an die Prüfmaschine und die Umgebung. Ob eine Belastungsfrequenz von 150 Hz bis 200 Hz auch bei großen Probekörpern keinen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand besitzt, konnte von *Tepfers et al.* nicht belegt werden.

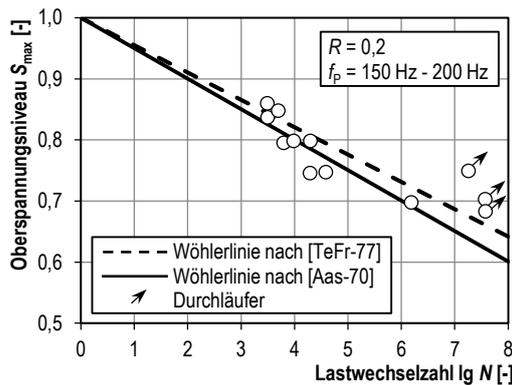


Bild 3-20: Bruchlastwechselzahlen kleinformatiger und hochfrequent geprüfter Proben aus Normalbeton [TeFr-77]

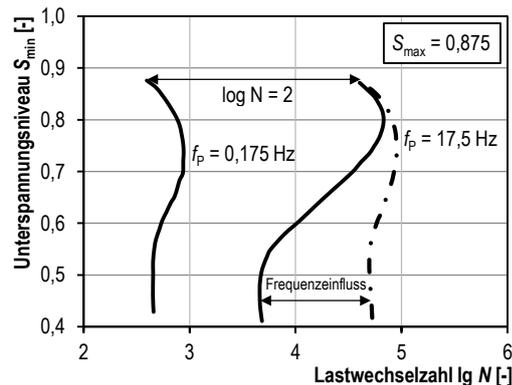


Bild 3-21: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen und konstanter Oberspannung $S_{\max} = 0,875$ [ReSt-78]

Reinhardt *et al.* [ReSt-78] gingen im Jahr 1978 unter anderem der Frage nach, wie sich die Belastungsfrequenz auf die Bruchlastwechselzahlen von Prismen ($a/b/h = 100/100/345 \text{ mm}$) aus Normalbeton ($f_{\text{cm},28\text{d}} = 56,2 \text{ MPa}$) unter einem hohen konstanten Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,875$ und einem variierenden Unterspannungsniveau $S_{\min} = 0,85$ bis $0,40$ auswirkt. Es wurde der Einfluss von unterschiedlichen Belastungsfrequenzen betrachtet, die sich um den Faktor 100 voneinander unterscheiden ($0,175 \text{ Hz}$ und $17,5 \text{ Hz}$). Aufgrund der hohen Oberspannung, welche über der kritischen Spannung nach Abschnitt 2.2 lag, war es fraglich, ob die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel lediglich von der Belastungsdauer oder aber auch von der Belastungsfrequenz abhängt. Würden die Bruchlastwechselzahlen nur von der Belastungsdauer abhängen, so müssten die Wöhlerlinien in Bild 3-21 für beide Belastungsfrequenzen um den Faktor 100 parallel verschoben sein. Diese Hypothese wurde mithilfe der Versuchsergebnisse widerlegt. Zwar erzeugten höhere Belastungsfrequenzen höhere Bruchlastwechselzahlen, mit fallendem Unterspannungsniveau und somit steigender Spannungsschwingbreite blieb der Einfluss der Belastungsfrequenz jedoch nicht konstant, sondern verringerte sich bis auf einen Faktor von etwa 10. Ein alleiniger Einfluss einer konstant zur Verfügung stehenden Belastungsdauer konnte somit ausgeschlossen werden.

Im Jahre 1979 veröffentlichte Holmen [Hol-79] Ergebnisse von einstufigen Ermüdungsversuchen an wassergelagerten zylindrischen Probekörpern ($d/h = 100/250 \text{ mm}$) aus Normalbeton ($f_{\text{cm,cube}} = 39,6 \text{ MPa}$) und Belastungsfrequenzen von 1 Hz , 5 Hz und 10 Hz , siehe Bild 3-22. Die auf einem Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,05$ bestimmten Mittelwerte zeigen, dass eine Erhöhung der Belastungsfrequenz zu höheren Bruchlastwechselzahlen führte. Holmen erklärt diese Beobachtung mit der

zeitabhängigen Schädigungszunahme infolge Belastungen oberhalb der kritischen Spannung. Eine Reduzierung der Belastungsfrequenz führe zu einer Zunahme der zeitabhängigen Schädigung je Lastwechsel. Wenn jedoch der Ermüdungswiderstand allein von der Dauer der aufgetragten Oberspannungen abhängig wäre, so würde für jedes Beanspruchungsniveau eine bestimmte konstante Versuchsdauer existieren. Eine fünffach höhere Belastungsfrequenz führe somit zu einer fünffach höheren absoluten Bruchlastwechselzahl. Für einige Einzelwerte kann dies durchaus bestätigt werden. Die Mittelwerte der von *Holmen* durchgeführten Versuche bestätigen diese Vermutung allerdings nicht, was anhand der Faktoren in Bild 3-22 deutlich wird. Wie auch schon *Reinhardt et al.* [ReSt-78] feststellten, ist der Frequenzeinfluss nicht allein durch eine konstante Versuchsdauer zu erklären – es müssen weitere Effekte wirken.

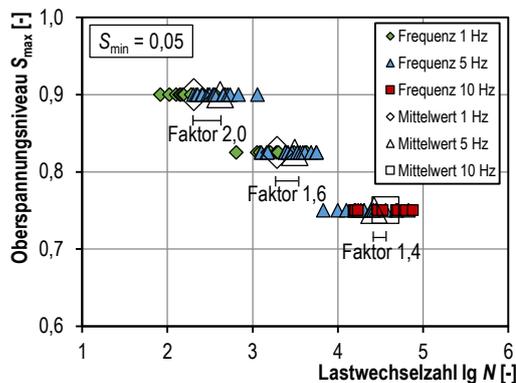


Bild 3-22: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen [Hol-79]

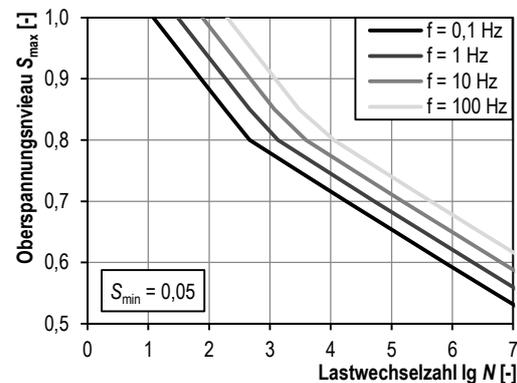


Bild 3-23: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen [Hsu-81]

Hsu [Hsu-81] veröffentlichte im Jahr 1981 erstmals mathematische Formulierungen für frequenzabhängige Wöhlerlinien. Dabei ging er in seinen theoretischen Studien davon aus, dass der Ermüdungswiderstand von Beton nicht nur vom Beanspruchungsniveau, sondern auch von der druckfestigkeitsmindernden Beanspruchungsdauer oberhalb der kritischen Spannung von $0,75 \cdot f_c$ sowie vom festigkeitssteigernden Einfluss hoher Beanspruchungsgeschwindigkeiten abhängt. Aus diesem Grund erweiterte *Hsu* die Wöhlerlinien aus [TeKu-79] um einen Term, der die Dauer eines Lastwechsels berücksichtigt. In diesen Term fließen die oben genannten Effekte ein. Da die beschriebenen Effekte abhängig vom Beanspruchungsniveau sind, wurden unterschiedliche Wöhlerlinien für den High-Cycle- und Low-Cycle-Fatigue-Bereich entwickelt, siehe Anhang C-5. Diese ergeben grundsätzlich höhere Bruchlastwechselzahlen infolge höherer Belastungsfrequenzen, siehe Bild 3-23. Der Ver-

gleich dieser Wöhlerlinien mit Literaturergebnissen im Low-Cycle-Fatigue-Bereich ergab gute Übereinstimmungen. Für den High-Cycle-Fatigue-Bereich gelang der Vergleich aufgrund der geringen Anzahl von Versuchsergebnissen und der hohen Streuung nur sehr bedingt.

Wenige Jahre nach *Hsu* [Hsu-81] beschrieb *Furtak* [Fur-84] ein empirisches Modell, mit dem sich ebenfalls die ertragbaren Lastwechselzahlen von druckschwellbeanspruchtem Beton in Abhängigkeit von der Belastungsfrequenz bestimmen lassen. Diese Formulierung fußt auf ähnlichen Überlegungen wie die von *Hsu* [Hsu-81] und ergibt ebenfalls höhere Bruchlastwechselzahlen infolge höherer Belastungsfrequenzen, siehe Bild 3-24. Des Weiteren konnte *Furtak* eine grundsätzlich gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit eigenen und fremden Versuchsergebnissen nachweisen. Die zugehörigen Gleichungen sind in Anhang C-6 zu finden.

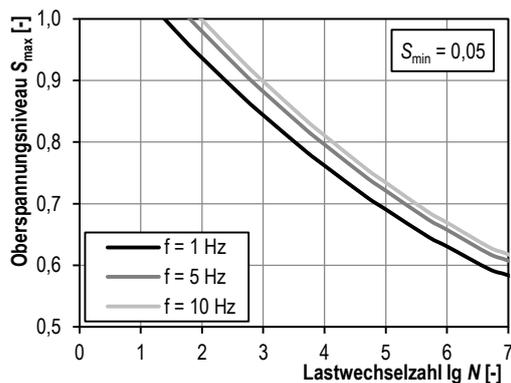


Bild 3-24: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton und unterschiedliche Belastungsfrequenzen mit $S_{\min} = 0,05$ [Fur-84]

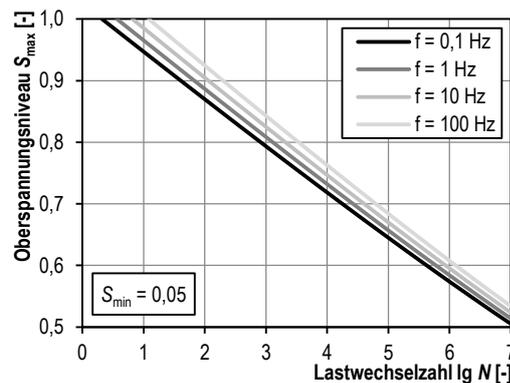


Bild 3-25: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton und unterschiedliche Belastungsfrequenzen mit $S_{\min} = 0,05$ [ZhPh-96]

Zhang et al. [ZhPh-96] führten die Frequenzabhängigkeit auf die alleinige festigkeitssteigernde Wirkung erhöhter Beanspruchungsgeschwindigkeiten zurück. Auf Grundlage dieser Überlegung erweiterten *Zhang et al.* die Wöhlerlinien von *Aas-Jackobsen* [Aas-70] mit einem Koeffizienten C_f , der den Einfluss der Belastungsfrequenz berücksichtigen soll. Die Gleichungen zur Berechnung der S-N Kurven sind in Anhang C-7 zusammengestellt. Bild 3-25 zeigt die grafische Darstellung der S-N Kurven exemplarisch für ein Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,05$. Allerdings ist zu beachten, dass die zugehörigen Versuche an 4-Punkt-Biegebalken durchgeführt wurden. Durch Vergleichsuntersuchungen mit Versuchsergebnissen aus der Literatur stellten *Zhang et al.* dennoch fest, dass ihre entwickelten S-N Kurven sowohl für Druckschwell- als

auch für Wechselschwellbeanspruchungen geeignete Ergebnisse liefern, wobei der Ermüdungswiderstand für Spannungsverhältnisse von $R > 0,75$ überschätzt wird.

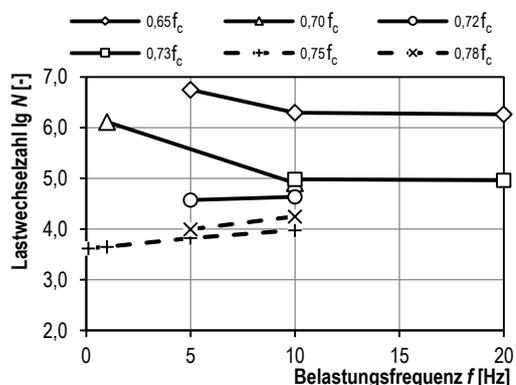


Bild 3-26: Einfluss der Belastungsfrequenz in Abhängigkeit von der Oberspannung für luftgelagerte Betone und $\sigma_{\min} = 2$ MPa [Hoh-04]

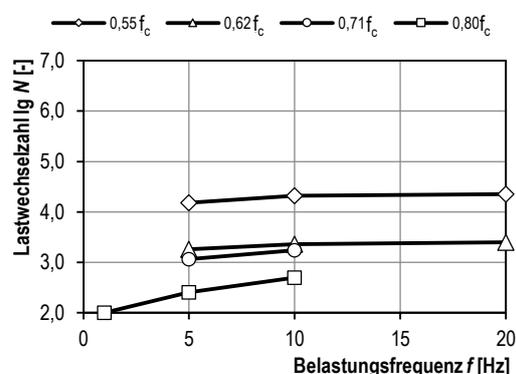


Bild 3-27: Einfluss der Belastungsfrequenz in Abhängigkeit von der Oberspannung für wassergelagerte Betone und $\sigma_{\min} = 2$ MPa [Hoh-04]

Hohberg [Hoh-04] veröffentlichte im Jahr 2004 umfangreiche Ergebnisse von Ermüdungsuntersuchungen mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen an sowohl luft- als auch wassergelagerten Betonzylindern ($d/h = 100/300$ mm) der damaligen Festigkeitsklassen B25, B45 und B95. Bei der Interpretation der Diagramme in Bild 3-26 und Bild 3-27 ist zu beachten, dass in diese die Ergebnisse aller Betonfestigkeiten eingehen, wodurch unterschiedlich starke Frequenzeinflüsse in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit nicht mehr erkannt werden können. Lag die Oberspannung oberhalb der kritischen Spannung, welche laut *Hohberg* etwa $\sigma_{\text{krit}} \approx 0,75 \cdot f_c$ beträgt, führten bekanntermaßen höhere Belastungsfrequenzen zu höheren Bruchlastwechselzahlen. Oberspannungen unterhalb der kritischen Spannung führten jedoch bei steigender Belastungsfrequenz zu niedrigeren Bruchlastwechselzahlen. Dies stand im Widerspruch zu den bis zu diesem Zeitpunkt bekannten Untersuchungsergebnissen anderer Wissenschaftler. *Hohberg* wies somit erstmals auf eine Umkehr des Frequenzeinflusses hin, da er Versuche auf Spannungsniveaus von $S_{\max} < 0,75$ und einer sehr geringen Unterspannung durchführte. Eine Ursache für diese Beobachtung fand *Hohberg* allerdings nicht. Bei den Untersuchungen an wassergelagerten Proben in Bild 3-27 führten Belastungsfrequenzsteigerungen von 1 Hz auf 10 Hz stets zu höheren Bruchlastwechselzahlen, die im Vergleich zu trocken gelagerten Proben allerdings deutlich geringer ausfielen. Für wassergelagerte Proben läge nach *Hohberg* die kritische Spannung σ_{krit} bei ca. $0,45$ bis $0,55 \cdot f_c$, wodurch keine Umkehr des Frequenzeinflusses

beobachtet wurde. Sowohl bei luft- als auch bei wassergelagerten Proben zeigte sich ein Belastungsfrequenzeinfluss nur im Bereich zwischen 0,1 Hz und 10 Hz.

Wefer [Wef-10] untersuchte den Ermüdungswiderstand eines ultrahochfesten Grobkornbetons ($f_{c,cube} = 180$ MPa) an kleinformatischen zylindrischen Probekörpern ($d/h = 60/180$ mm). Diese wurden im Vorfeld zwei Tage bei 120 °C wärmebehandelt, um einen geringen und konstanten Feuchtegehalt aller Proben zu gewährleisten bzw. eine fortschreitende Betonhydratation während der Ermüdungsuntersuchungen zu vermeiden. Bei einem konstanten Unterspannungsniveau von $S_{min} = 0,05$ wurden auf Oberspannungsniveaus von $S_{max} \geq 0,70$ mit einer servohydraulischen Prüfmaschine Versuche mit 10 Hz und auf Oberspannungsniveaus $S_{max} \leq 0,70$ mit einer Resonanzprüfmaschine Versuche mit 65 Hz durchgeführt, siehe Bild 3-28. Dabei führte die höhere Prüffrequenz zu geringeren Bruchlastwechselzahlen als gemäß der 10-Hz-Versuche erwartet wurden. Wefer erklärt den Effekt nicht mit einem Frequenzeinfluss, sondern mit der unterschiedlichen Prüftechnik und vermutet, dass durch die Resonanzprüfmaschine zu hohe Beanspruchungen aufgebracht wurden. Abgesehen davon lässt die hohe Belastungsfrequenz von 65 Hz zusätzlich eine hohe Probekörpererwärmung infolge der Ermüdungsbeanspruchung vermuten, welche einen nachteiligen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand des ultrahochfesten Betons besitzen könnte. Dieser sollte durch die vorangegangene Probekörperetrocknung begrenzt werden. Jedoch sind in [Wef-10] keine Angaben zu den Probekörpertemperaturen während der Ermüdungsversuche dokumentiert.

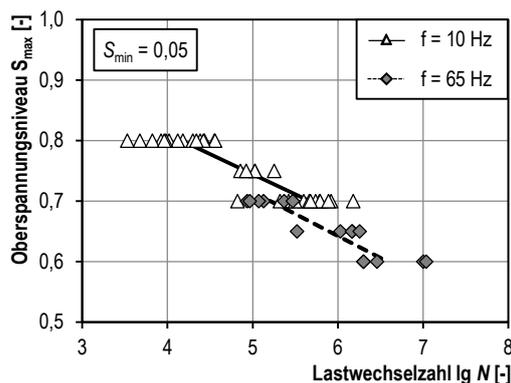


Bild 3-28: Bruchlastwechselzahlen eines UHPC ($f_c = 180$ MPa) für Belastungsfrequenzen von 10 Hz und 65 Hz und $S_{min} = 0,05$ [Wef-10]

Grünberg & Oneschkow [GrOn-11] untersuchten den Frequenzeinfluss im Low- und High-Cycle-Fatigue-Bereich an kleinformatischen zylindrischen Probekörpern ($d/h = 60/180$ mm) eines hochfesten Betons ($f_{c,cube,150} = 117$ MPa) mit Belastungsfrequenzen von 0,1 Hz, 1 Hz und 5 Hz, siehe Bild 3-29. Im Wesentlichen bestätigen Grünberg & Oneschkow für die in Bild 3-29 untersuchten hohen Oberspannungsniveaus den

Bruchlastwechselzahlen erhöhenden Effekt, der durch höhere Belastungsfrequenzen hervorgerufen wird. Darüber hinaus wurden Ermüdungsuntersuchungen mit 10 Hz in einer servohydraulischen Prüfmaschine und mit etwa 62 Hz in einer Resonanzprüfmaschine durchgeführt. Deren in Bild 3-30 dargestellte Ergebnisse zeigen vergleichbare Tendenzen wie die von *Wefer* [Wef-10]. *Grünberg & Oneschkow* vermuten ebenfalls, dass durch die Resonanzprüfmaschine aufgrund von Massenträgheitseffekten höhere Beanspruchungen erzeugt wurden als beabsichtigt. Ein Beweis dieser Vermutung konnte allerdings nicht erbracht werden. Daneben wird von hohen Oberflächentemperaturen der in der Resonanzprüfmaschine getesteten Probekörper (bis zu 103 °C) berichtet.

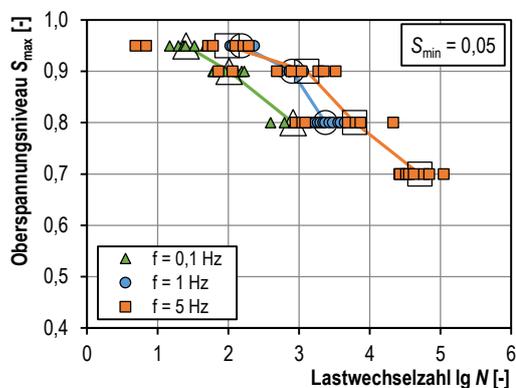


Bild 3-29: Bruchlastwechselzahlen eines HPC ($f_c = 117$ MPa) für Belastungsfrequenzen von 0,1 Hz, 1 Hz und 5 Hz und $S_{\min} = 0,05$ [GrOn-11]

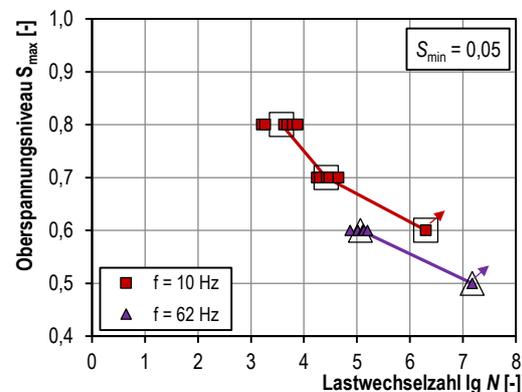


Bild 3-30: Bruchlastwechselzahlen eines HPC ($f_c = 117$ MPa) für Belastungsfrequenzen von 10 Hz, 1 Hz und 62 Hz und $S_{\min} = 0,05$ [GrOn-11]

Saucedo et al. [SaYu-13] entwickelten ein Ermüdungsmodell für Beton, welches die Belastungsfrequenz sowie die statistische Verteilung der Bruchlastwechselzahlen berücksichtigt. Dies gelang unter den Annahmen, dass die Verteilung der Druckfestigkeiten unter monoton steigender Beanspruchung der Weibullverteilung entspricht und dass diese Verteilung durch die Spannungsgeschwindigkeiten, welche während Ermüdungsversuchen auftreten, beeinflusst wird. Die zugehörigen Gleichungen sind in Anhang C-8 zusammengestellt. Bild 3-31 zeigt die S - N Kurven für verschiedene Belastungsfrequenzen für ein Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,255$. *Saucedo et al.* validierten dieses Modell anhand von Versuchsdaten von *Medeiros et al.* [MeZh-15] an unbewehrtem Beton ($f_{c,cube,100} = 79$ MPa) sowie an mit Stahl- und Polypropylenfasern bewehrtem Beton, wobei gute Übereinstimmungen erzielt wurden, siehe Bild 3-32.

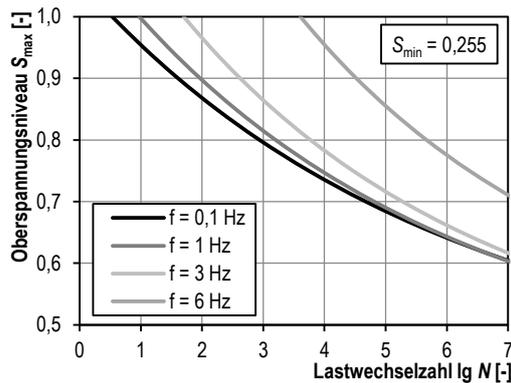


Bild 3-31: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton für unterschiedliche Belastungsfrequenzen und $S_{\min} = 0,255$ [SaYu-13]

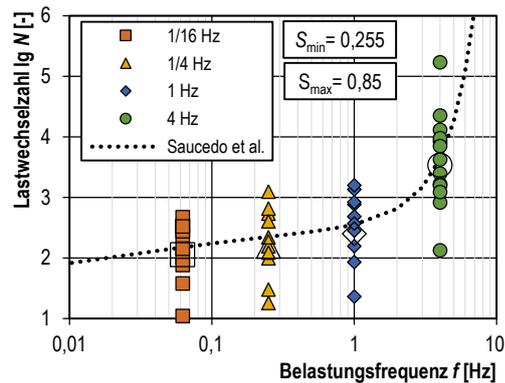


Bild 3-32: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton für unterschiedliche Belastungsfrequenzen [SaYu-13], [MeZh-15]

Mit steigender Belastungsfrequenz traten auf dem hohen Beanspruchungsniveau erwartungsgemäß höhere Bruchlastwechselzahlen auf. Bemerkenswert ist, dass die Erhöhung der Belastungsfrequenz von 1 Hz auf 4 Hz eine Erhöhung der Bruchlastwechselzahlen von mehr als einer Zehnerpotenz hervorrief. Die anderen Frequenzerhöhungen hatten einen deutlich geringeren Anstieg der Bruchlastwechselzahlen zur Folge, obgleich die nächsthöhere Belastungsfrequenz stets dem vierfachen der vorhergehenden Belastungsfrequenz entsprach. Des Weiteren bildet das Modell den Anstieg der Bruchlastwechselzahlen gut ab. Allerdings steigen diese für Belastungsfrequenzen von mehr als 4 Hz überproportional stark an, vgl. Bild 3-31 und Bild 3-32. Demnach würde eine Belastungsfrequenz von 10 Hz eine mittlere Bruchlastwechselzahl von $N \approx 10^{11,6}$ ergeben. Zwar geben Saucedo et al. die obere Anwendungsgrenze ihres Modells mit 10 Hz an, dies erscheint dennoch aufgrund der hohen rechnerisch ermittelten Bruchlastwechselzahl unrealistisch.

Aufbauend auf [GrOn-11] untersuchte Oneschkow in [One-14] den Frequenzeinfluss an kleinformatigen zylindrischen Probekörpern ($d/h = 60/180$ mm) eines hochfesten Betons ($f_{c,cyl,60} = 112,5$ MPa). Auf hohen Oberspannungsniveaus ($S_{\max} \geq 0,80$) wurden im Mittel höhere Bruchlastwechselzahlen infolge erhöhter Belastungsfrequenzen festgestellt, siehe Bild 3-33. Sowohl unter einer sinusförmigen als auch unter einer dreieckförmigen Belastungsfunktion wurde dieses Phänomen beobachtet. In Anlehnung an [SpMe-73] und [ScVö-12] bezog Oneschkow die Beanspruchungen auf die erhöhte Betondruckfestigkeit, welche sich unter der mittleren während der Ermüdungsversuche auftretenden Spannungsgeschwindigkeit ergeben müsste, siehe Bild 3-34. Dadurch ließ sich eine bessere Approximation mittels einer Regressionsgeraden erkennen. Allerdings zweifelt Oneschkow die Druckfestigkeitssteigerung

infolge erhöhter Belastungsgeschwindigkeiten als alleinige Ursache für den Belastungsfrequenzeinfluss an. Dies begründet sie insbesondere damit, dass durch dieses Verfahren keine bessere Approximation der Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit dreiecksförmiger gegenüber denen mit sinusförmiger Beanspruchungsfunktion möglich war.

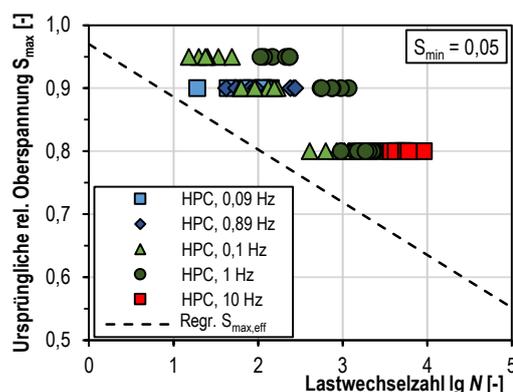


Bild 3-33: Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Beton für unterschiedliche Belastungsfrequenzen und sinusförmige Beanspruchung [One-14]

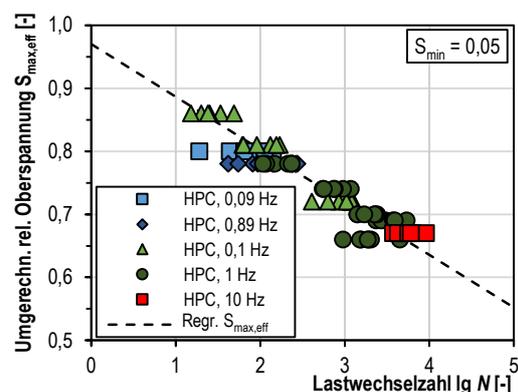


Bild 3-34: Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Beton unter Berücksichtigung der umgerechneten Beanspruchungsniveaus [One-14]

Anders [And-14] berichtet von Ermüdungsuntersuchungen an sowohl unbewehrten als auch fasermodifizierten Hochleistungsbetonzylindern ($d/h = 70/210$ mm), welche nach der Herstellung teilweise wärmebehandelt wurden. Ein Teil der Versuche wurde in einer servohydraulischen Prüfmaschine mit einer Belastungsfrequenz von 10 Hz und der andere Teil in einer Resonanzprüfmaschine mit bis zu 63 Hz durchgeführt. Die in der Resonanzprüfmaschine getesteten Proben wiesen auf dem Beanspruchungsniveau $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,80$ eine Temperaturerhöhung von bis zu 180 K auf. Bei $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,53$ lag die maximale Temperatur in Probenmitte bei etwa 142 °C, siehe Bild 3-35. Gleichzeitig wurde ein teils frühzeitigeres Versagen als bei den mit 10 Hz getesteten Proben beobachtet, siehe Bild 3-36. Diese erwärmten sich bis auf etwa 60 °C. Grundsätzlich ist festzustellen, dass alle in Bild 3-36 dargestellten Bruchlastwechselzahlen vergleichsweise gering sind, was einen allgemeinen Temperatureinfluss vermuten lässt. In [And-14] konnte der Belastungsfrequenzeinfluss aufgrund der hohen Ergebnisstreuung der wärmebehandelten 60-Hz-Versuche nicht klar herausgearbeitet werden. Vielmehr zeigt *Anders*, dass die nach der Herstellung wärmebehandelten Probekörper einen höheren Ermüdungswiderstand besitzen als nicht wärmebehandelte Proben. *Anders* führt dies hauptsächlich auf einen wasserdampfinduzierten Innendruck zurück. Der Innendruck wird durch Mikrorissbildung abgebaut, wodurch eine zusätzliche Gefügeschädigung hervorgerufen wird. So ergeben sich Hinweise, dass insbesondere bei

hochfesten Betonen mit einem kleinen Kapillarporensystem eine Belastungsfrequenzerhöhung zu einem gefügeschädigenden Porenwasserinnendruck führen kann.

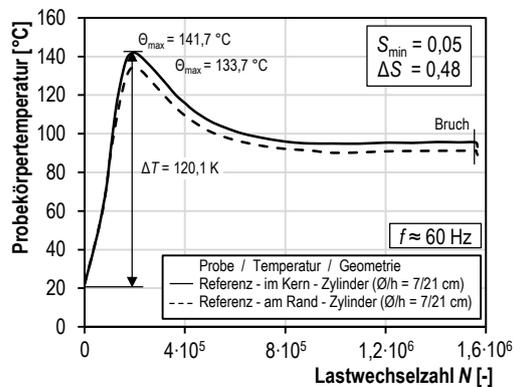


Bild 3-35: Temperaturentwicklung einer nicht wärmebehandelten Probe bei einer Belastungsfrequenz f von ca. 60 Hz [And-14]

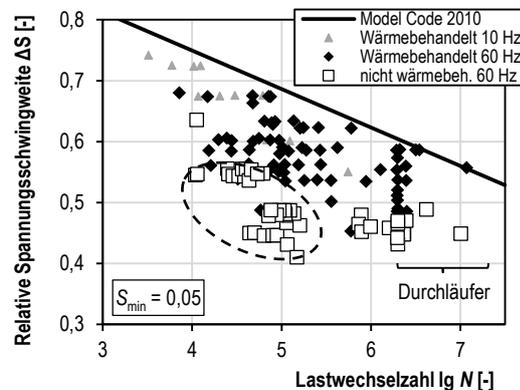


Bild 3-36: Bruchlastwechselzahlen wärmebehandelter und nicht wärmebehandelter hochfester Betone [And-14]

Auf Grundlage der Erkenntnisse von *Anders* [And-14] setzten sich *Elsmeier & Lohaus* [EiLo-14] mit dem Temperaturverhalten von Betonzylindern ($d/h = 60/180$ mm) aus hochfestem Vergussbeton ($f_{c,cube,100} = 130$ MPa) unter Ermüdungsbeanspruchungen und verschiedenen Belastungsfrequenzen auseinander. Auf dem Beanspruchungsniveau $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,60$ führte eine Erhöhung der Belastungsfrequenz zu einer stärkeren zeitlichen Temperaturzunahme sowie zu höheren Versagenstemperaturen, siehe Bild 3-37. Gleichzeitig nahmen die Bruchlastwechselzahlen ab. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen berichtet *Elsmeier* [Els-15] von Ermüdungsuntersuchungen an einem vergleichbaren Vergussbeton, jedoch auf zusätzlichen Beanspruchungsniveaus und mit Belastungsfrequenzen von 1 Hz und 10 Hz. *Elsmeier* stellte fest, dass sich der Frequenzeinfluss für Spannungsniveaus von $S_{max} < 0,75$ und $S_{min} = 0,05$ umkehrt, siehe Bild 3-38. Sie bestätigt damit deutlich die bis dahin noch vereinzelt Beobachtungen in [Hoh-04], [Wef-10], [GrOn-11] und [And-14]. Auszüge der zugehörigen Temperaturentwicklungen sind in Bild 3-39 und Bild 3-40 dargestellt. Auffällig ist, dass der Wechsel des Frequenzeinflusses bei $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,60$ mit großen Temperaturunterschieden einhergeht. Darüber hinaus konnte *Elsmeier* anhand von zusätzlichen Temperaturmessungen durch einbetonierte Thermolemente und einer Infrarotkamera nachweisen, dass sich innerhalb der Probekörper vertikale und horizontale Temperaturgradienten entwickeln. Die höchste Temperatur entsteht dabei in der Mitte des Probekörpers und nimmt in Richtung des äußeren Probekörper-

rands parabelförmig ab. Das Verhältnis der Änderung der Kerntemperatur zur Änderung der Oberflächentemperatur auf halber Probekörperhöhe $\Delta T_{\text{innen}} / \Delta T_{\text{außen}}$ betrug 1,3. Grundsätzlich schlussfolgerte *Elsmeier*, dass sich hohe Probekörpertemperaturen infolge hoher Belastungsfrequenzen und langen Versuchszeiten negativ auf den Ermüdungswiderstand von Beton auswirken. Daher schlägt sie eine temperaturverlaufsabhängige Prüffrequenzregelung vor [Els-19].

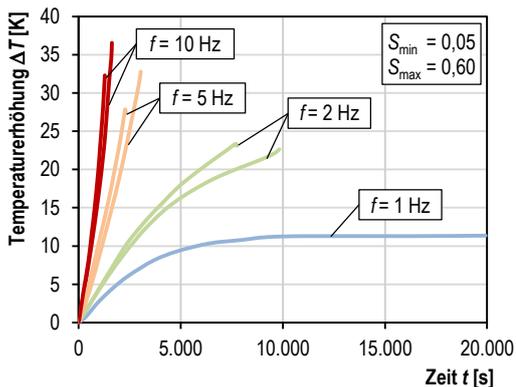


Bild 3-37: Temperaturzunahme von hochfestem Vergussbeton unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen [EILo-14]

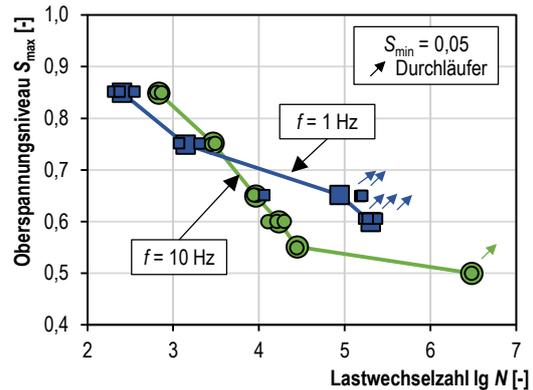


Bild 3-38: Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Vergussbeton unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen [Els-15]

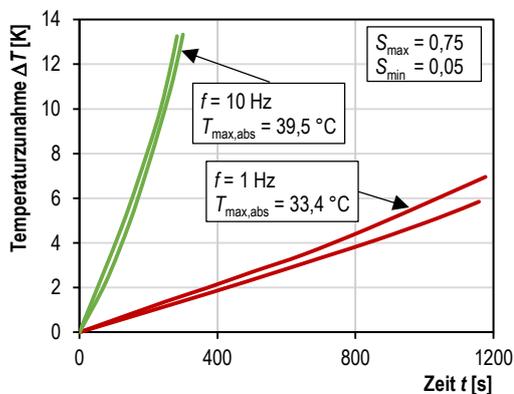


Bild 3-39: Temperaturzunahme eines hochfesten Vergussbetons bei auf $S_{\text{min}} / S_{\text{max}} = 0,05 / 0,75$ und 1 Hz bzw. 10 Hz [Els-15]

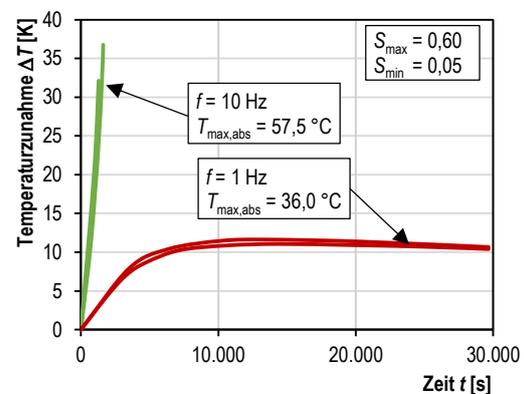


Bild 3-40: Temperaturzunahme eines hochfesten Vergussbetons bei auf $S_{\text{min}} / S_{\text{max}} = 0,05 / 0,60$ und 1 Hz bzw. 10 Hz [Els-15]

Von der Haar et al. [vdHHü-15] machten für einen höherfesten Normalbeton der Festigkeitsklasse C 70 durch Versuche an zylindrischen Probekörpern mit $d/h = 100/280$ mm ähnliche Beobachtungen, siehe Bild 3-41. Der Frequenzeinfluss kehrte sich zwischen den Spannungsniveaus $S_{\text{max}} = 0,80$ und $S_{\text{max}} = 0,70$ um. Beim Spannungsniveau $S_{\text{max}} = 0,60$ ist zu beachten, dass die Versuche mit einer Belastungsfre-

quenz $f = 1$ Hz aus Gründen der Versuchsdauer bei $\log N = 5,5$ abgebrochen und als Durchläufer gezählt wurden, sodass sich der Frequenzeinfluss auf diesem Spannungsniveau nicht beobachten ließ. Jedoch erkannten *von der Haar et al.* bei den Proben der 1-Hz-Versuche kein Anzeichen für ein nahes Versagen, sodass eine deutlich höhere logarithmierte Bruchlastwechselzahl als $\log N = 5,5$ zu vermuten ist. Ähnlich wie bei *Elsmeier* traten höhere belastungsfrequenzbedingte Temperaturunterschiede auf den geringeren Oberspannungsniveaus auf, siehe Bild 3-42. Ferner leitete *von der Haar* auf Grundlage dieser Untersuchungen in [vdH-17] das sogenannte kriechaffine Beanspruchungsniveau ab, auf dem unter einer konstanten Belastung dieselbe Kriechverformung erzeugt wird wie unter einer bestimmten kontinuierlichen Belastung.

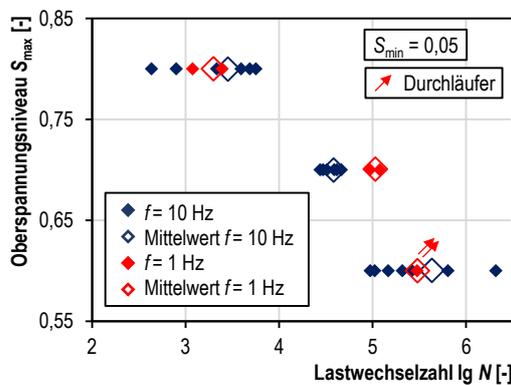


Bild 3-41: Bruchlastwechselzahlen eines höherfesten Normalbetons unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen [vdHHü-15]

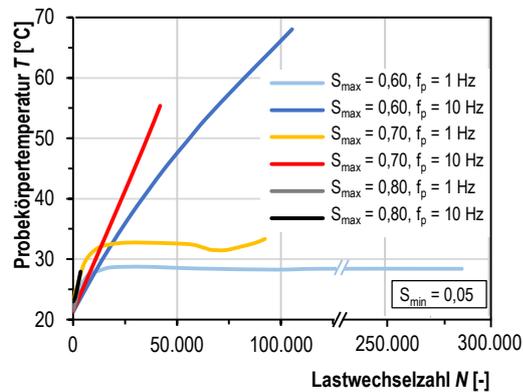


Bild 3-42: Probekörpertemperaturen eines höherfesten Normalbetons auf unterschiedlichen Lastniveaus und unter 1 Hz und 10 Hz [vdHHü-15]

In Fortsetzung zu den Untersuchungen von *Elsmeier* zeigen *Otto et al.* [OtLo-18] mit Ermüdungsuntersuchungen an kleinformatigen hochfesten Vergussbetonzylindern ($d/h = 60/180$ mm), dass Betonrezepturen mit kleineren Größtkörnern zu stärkeren Temperaturanstiegen führen. Letztlich vermuten *Otto et al.*, dass eine Erwärmung infolge einer erhöhten Belastungsfrequenz einen zusätzlichen Schädigungsmechanismus wie z. B. einen erhöhten Porenwasserdruck hervorruft, der vom Feuchtigkeitsgehalt und der Dichte des Porensystems abhängt. Darüber hinaus verknüpfen *Otto et al.* die Heizrate mit der dissipierten Energie pro Lastwechsel.

Bode et al. [BoMa-19] zeigen im Weiteren anhand von experimentellen Untersuchungen an normalfestem Beton mit Belastungsfrequenzen von $f = 2$ Hz und 8 Hz, dass mit jedem Lastwechsel ein bestimmter Energiebetrag irreversibel in Wärmeenergie umgewandelt wird. Diese

Wärmeenergie entspricht zum überwiegenden Teil der Dissipationsenergie, welche durch Rissreibung im Betongefüge umgewandelt wird. Die Dissipationsenergie lässt sich aus der Hysterese fläche eines jeden Lastwechsels bestimmen, siehe Bild 3-43. Bild 3-44 zeigt die deutliche Korrelation zwischen der Dissipationsenergie und der Probekörpertemperatur. Auch wenn diese Korrelation eindeutig ist, so ist bislang noch unklar, ob die Schädigung die Temperatur oder die Temperatur die Schädigung erzeugt. Grundsätzlich ist beides möglich und muss weitergehend untersucht werden. Ferner verknüpfen *Bode & Marx* in [BoMa-19b] die Dissipationsenergie mit der Materialschädigung, indem sie Versagenskurven für kumulierte Dissipationsenergien erstellen. Dabei dient die Dissipationsenergie lediglich als Schädigungsindikator und nicht als Schädigungsursache.

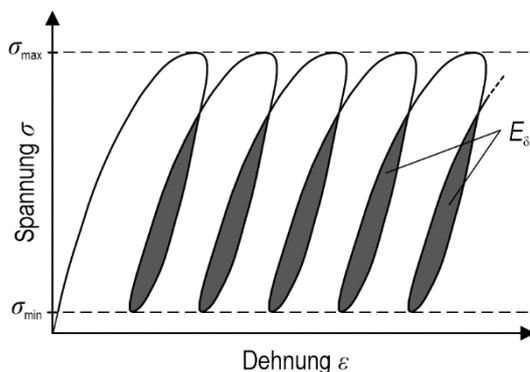


Bild 3-43: Dissipationsenergie unter zyklischer Beanspruchung [BoMa-19]

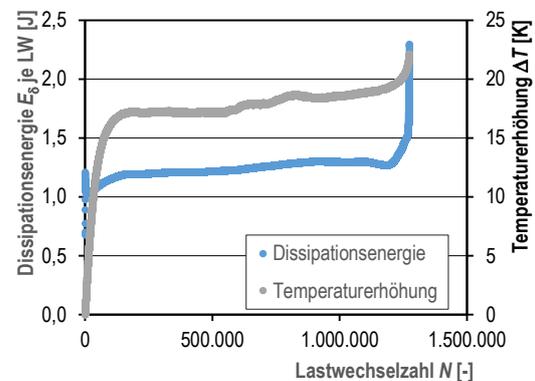


Bild 3-44: Gegenüberstellung der Dissipationsenergie und der Probekörpertemperatur [BoMa-19]

Inwieweit die Temperatur einen schädigenden Effekt auf den Ermüdungswiderstand von Beton besitzt ist somit noch nicht wissenschaftlich geklärt. Interessant in diesem Hinblick sind Ermüdungsuntersuchungen unter Wasser. So zeigen die Untersuchungen an unter Wasser geprüften normalfesten Betonproben von *Van Leeuwen & Siemes* [LeSi-79] oder *Siemes* [Sie-82], dass eine Belastungsfrequenzerhöhung stets zu einer Erhöhung der Bruchlastwechselzahlen führt. Gleiches berichten *Tomann et al.* [ToLo-19] für auf dem Beanspruchungsniveau $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,65$ unter Wasser geprüfte hochfeste Betonzylinder ($d/h = 100/300$ mm), siehe Bild 3-46. Leider präsentieren weder *Tomann et al.* [ToLo-19] noch *Van Leeuwen & Siemes* [LeSi-79] und *Siemes* [Sie-82] Temperaturmessdaten, mit dem der Einfluss einer erhöhten Probekörpertemperatur bewertet werden könnte. Gleichzeitig zeigen *Hümme* [Hüm-18] und *Tomann et al.* [ToLo-19] an vergleichenden Untersuchungen an trockenen, feuchten und unter Wasser getesteten

hochfesten Betonen, dass mit zunehmendem Feuchtigkeitsgehalt der Ermüdungswiderstand drastisch sinkt. Dies wird auf einen zusätzlichen wasserinduzierten Schädigungsmechanismus in Form eines erhöhten Porenwasserdruck zurückgeführt. Es lässt sich lediglich vermuten, dass das umgebende Wasser die Wärme von der Probenoberfläche schneller abführt, wodurch die Probekörpertemperatur nicht so stark ansteigt wie in trockenen Proben. Somit bleibt auch fraglich, ob sich bei den höherfrequenten Versuchen aufgrund der relativ geringen Bruchlastwechselzahlen überhaupt übermäßig hohe Probekörpertemperaturen entwickeln konnten.

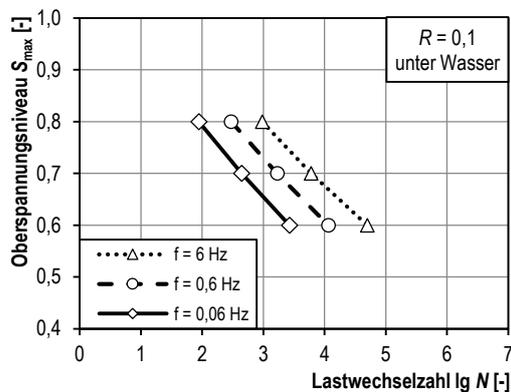


Bild 3-45: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton unter Wasser mit $R = 0,1$ und versch. Belastungsfrequenzen [Sie-82]

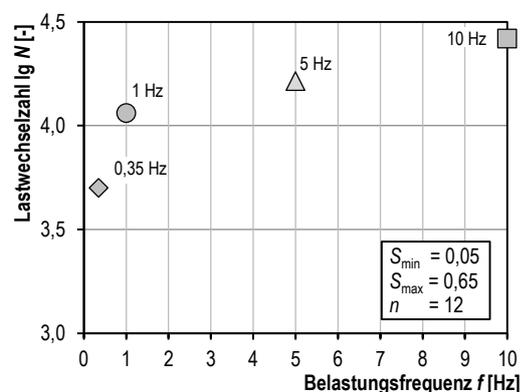


Bild 3-46: Bruchlastwechselzahlen eines hochfesten Betons unter Wasser für versch. Belastungsfrequenzen [ToLo-19]

Zusammenfassend ist eine Vielzahl von wissenschaftlichen Untersuchungen, in denen die Belastungsfrequenz variiert wurde, in Anhang D-1 tabellarisch zusammengestellt.

3.5 Einfluss der Belastungsfunktion

Da im vorangegangenen Abschnitt gezeigt wurde, dass eine mögliche Ursache des Frequenzeinflusses die einwirkende Spannungsgeschwindigkeit ist, wird nachfolgend der Kenntnisstand über den Einfluss der Belastungsfunktion auf den Ermüdungswiderstand zusammengestellt. Die Form der Belastungsfunktion bedingt nämlich u. a. die einwirkende Spannungsgeschwindigkeit. Der Einfluss unterschiedlicher Belastungsfunktionen auf das Ermüdungsverhalten von Beton wurde bislang kaum untersucht. Zusammenfassend enthält Anhang D-2 eine tabellarische Zusammenstellung von Literaturergebnissen.

Für gewöhnlich werden Ermüdungsuntersuchungen mit einer sinusförmigen Belastungsfunktion durchgeführt. Daneben existieren dreieck- und rechteckförmige Belastungsfunktionen, siehe Bild 3-47.

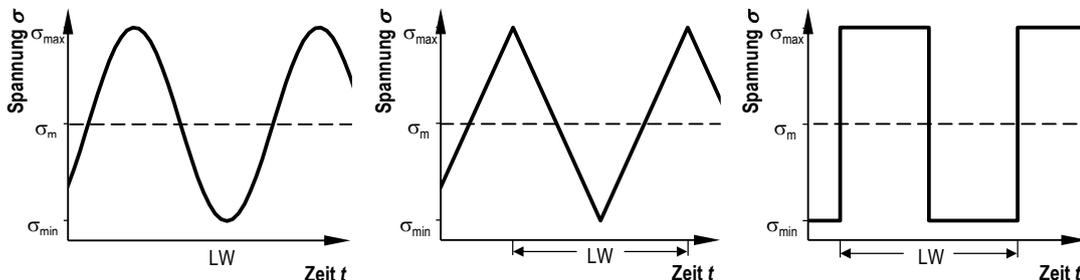


Bild 3-47: Sinus-, dreieck- und rechteckförmige Beanspruchungsfunktionen [MaGr-17]

Auch die Erzeugung von Mischformen wie sägezahn- oder trapezförmige Belastungsfunktionen ist mithilfe moderner Regelungstechnik prinzipiell möglich. Im Vergleich zu dreieck- und rechteckförmigen Belastungsfunktionen können sinusförmige Belastungsfunktionen regelungstechnisch allerdings besser umgesetzt werden. Für sinusförmige Beanspruchungsfunktionen tritt die maximale Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_{\max}$ in den Wendepunkten auf und errechnet sich nach Gleichung (3-9). Daneben lässt sich mit Gleichung (3-10) die mittlere Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_m$ bestimmen, welche eine konstante Steigung zwischen Unter- und Oberspannung beschreibt.

$$\dot{\sigma}_{\max,\sin} = \Delta\sigma \cdot f_P \cdot \pi \quad (3-9)$$

$$\dot{\sigma}_{m,\sin} = \Delta\sigma \cdot f_P \cdot 2 \quad (3-10)$$

Aufgrund der konstanten Spannungsänderung der Dreiecksfunktion entspricht deren maximale Spannungsgeschwindigkeit der mittleren Spannungsgeschwindigkeit, siehe Gleichung (3-11).

$$\dot{\sigma}_{\max,\text{dre}} = \dot{\sigma}_{m,\text{dre}} = \Delta\sigma \cdot f_P \cdot 2 \quad (3-11)$$

Rechteckige Beanspruchungsfunktionen weisen jeweils zwei Spannungssprünge mit einer theoretisch unendlich großen Spannungsgeschwindigkeit je Lastwechsel auf, siehe Gleichung (3-12). Regelungstechnisch können solche Beanspruchungsfunktionen nur angenähert und mit endlichen Spannungsgeschwindigkeiten erzeugt werden.

$$\dot{\sigma}_{\max,\text{rec}} = \infty \quad (3-12)$$

In den Ermüdungsuntersuchungen an Leichtbeton von *Weigler & Freitag* [WeFr-71] ergab die rechteckförmige Belastungsfunktion die geringsten Bruchlastwechselzahlen, gefolgt von der sinus- und dreieckförmigen Belastungsfunktion, siehe Bild 3-48. Die Unterschiede in den Wöhlerlinien sind nicht zu vernachlässigen. *Weigler & Freitag* schließen für Spannungsniveaus $S_{max} < 0,8$ einen Einfluss der Völligkeit der Belastungsfunktion sowie der Standzeit auf den Ermüdungswiderstand aus. Letztlich führen sie ihre Beobachtungen auf die Art des Lastanstiegs zurück, wonach sich hohe Beschleunigungen vermeintlich negativ auf den Ermüdungswiderstand auswirken. Für den Beanspruchungsbereich $S_{max} > 0,8$, der oberhalb der kritischen Spannung liegt, kehrt sich das Verhältnis zumindest für den extrapolierten rechteckigen Beanspruchungsverlauf um. Hier schreiben *Weigler & Freitag* den hohen Belastungsgeschwindigkeiten einen festigkeitssteigernden Einfluss zu, weshalb die extrapolierte Wöhlerlinie der rechteckförmigen Belastungsfunktion die Ordinate über dem Wert 1,0 schneidet. Jedoch bleibt der Einfluss der längeren Standzeiten oberhalb der kritischen Spannung ungeklärt.

Auch *Tepfers et al.* [TeGö-73] zeigten an drei kraftgeregelten Ermüdungsversuchen an Betonprismen ($b/h/l = 150/150/500$ mm), dass die Bruchlastwechselzahlen von der dreieckförmigen über die sinusförmige bis zur rechteckförmigen Belastungsfunktion abnahmen, siehe Bild 3-49. Auch in der Dehnungsentwicklung wurde eine stärkere Dehnungszunahme im Versuch mit einer rechteckförmigen Belastungsfunktion festgestellt. Prinzipiell decken sich die Erkenntnisse von *Tepfers et al.* mit denen von *Weigler & Freitag* [WeFr-71], jedoch konnten aufgrund der geringen Probenanzahl lediglich Tendenzen aufgezeigt werden.

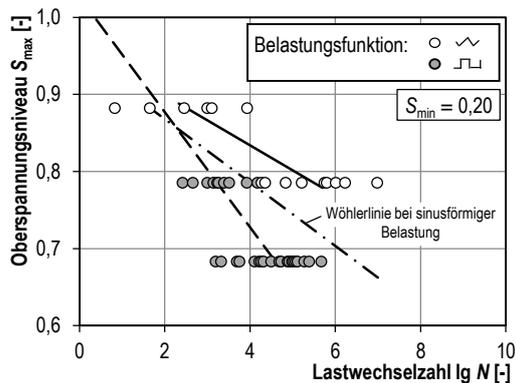


Bild 3-48: Bruchlastwechselzahlen von Leichtbeton für unterschiedliche Belastungsfunktionen [WeFr-71]

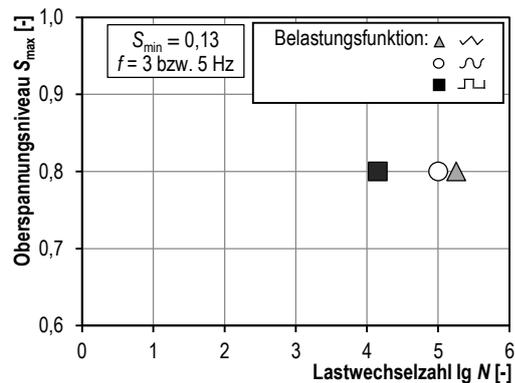


Bild 3-49: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton für unterschiedliche Belastungsfunktionen [TeGö-73]

Oneschkow [One-14] führte Einstufenversuche mit einer sinus- bzw. dreieckförmigen Belastungsfunktion an hochfesten Betonzylindern ($d/h = 60/180$ mm) durch. Bild 3-50 und Bild 3-51 zeigen die Bruchlastwechselzahlen, die für die Versuche mit der dreieckförmigen Belastungsfunktion im Mittel oberhalb der Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit der sinusförmigen Belastungsfunktion liegen. Diese Beobachtung an hochfestem Beton deckt sich qualitativ mit den zuvor beschriebenen Ergebnissen für Normalbeton. Darüber hinaus stellte *Oneschkow* fest, dass der Dehnungszuwachs je Lastwechsel bei einer dreieckförmigen Belastungsfunktion kleiner ist als bei einer sinusförmigen.

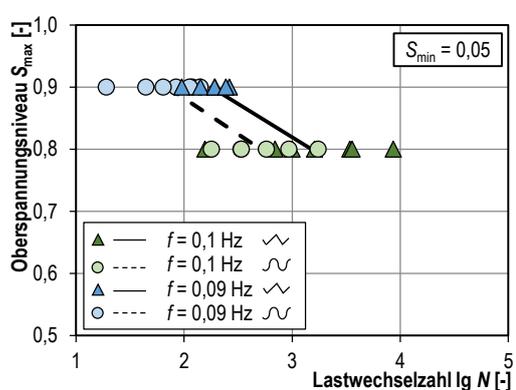


Bild 3-50: Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Beton für unterschiedliche Belastungsfunktionen [One-14]

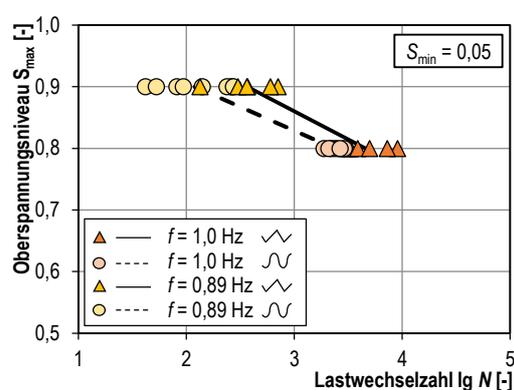


Bild 3-51: Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Beton für unterschiedliche Belastungsfunktionen [One-14]

Die grundsätzlichen Unterschiede zwischen den Belastungsfunktionen bestehen in den verschiedenen Beanspruchungsgeschwindigkeiten und -beschleunigungen sowie in der Einwirkungsdauer der Oberspannung. *Weigler & Freitag* [WeFr-71] sprechen den hohen Beschleunigungen bei der Erzeugung der Rechteckbelastung eine schädigende Wirkung zu. Allerdings zeigen die Untersuchungen in Abschnitt 3.4, dass hohe Beanspruchungsgeschwindigkeiten eher einen festigkeits- und steifigkeitssteigernden Effekt erzeugen. Verbleiben eventuelle regelungsbedingte Ungenauigkeiten bei der Lasterzeugung unberücksichtigt, wie z. B. das Über- und Unterschwingen im Bereich der Unstetigkeitsstelle der Rechteckbelastung, so scheint vielmehr die Einwirkungsdauer der erzeugten Spannungen ursächlich für die unterschiedlichen Ermüdungswiderstände zu sein. Unter gleicher Belastungsamplitude und -frequenz besitzen alle in Bild 3-52 dargestellten Belastungsfunktionen denselben Flächeninhalt. Dennoch steigt die Einwirkungsdauer hoher Spannungen von der dreieckförmigen über die sinusförmige bis zur rechteckförmigen Belastungsfunktion an. Diese Tatsache lässt sich anschaulich durch die vertikale Lage der Funktionsflächenschwerpunkte unter den Belastungskurven in Bild 3-52

verdeutlichen. So scheinen weniger die Unterschiede zwischen den Spannungsgeschwindigkeiten als vielmehr die Einwirkungsdauer höherer Beanspruchungen hauptsächlich für die Abhängigkeit des Ermüdungswiderstandes von der Belastungsfunktion zu sein.

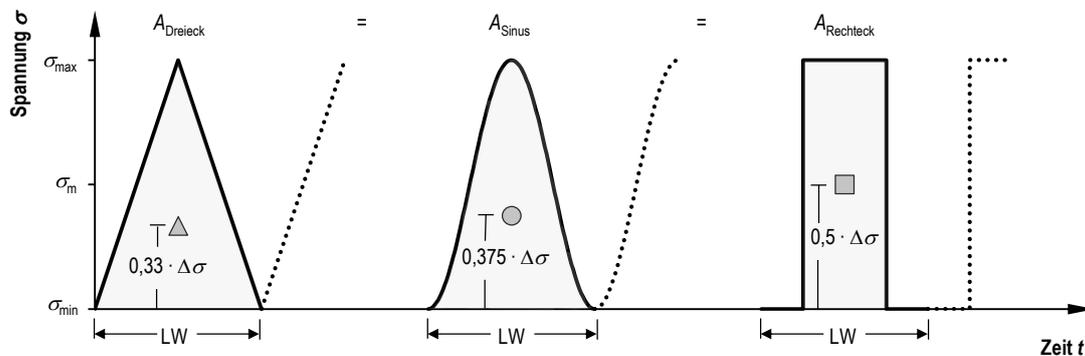


Bild 3-52: Belastungsfunktionen mit Lage ihrer Flächenschwerpunkte

3.6 Einfluss von Belastungspausen

Anhand der Darstellungen in Abschnitt 3.4 wurde deutlich, dass sich ermüdungsbeanspruchte Probekörper erwärmen. Dabei scheinen erhöhte Temperaturen einen negativen Effekt auf den Ermüdungswiderstand auszuüben. Durch eine periodische Unterbrechung der zyklischen Beanspruchung könnte eine zu starke Erwärmung der Probekörper vermieden werden. Inwieweit entsprechende Belastungspausen die Bruchlastwechselzahlen beeinflussen, soll nachfolgend untersucht werden. Zusammenfassend enthält Anhang D-3 eine tabellarische Zusammenstellung von Literaturergebnissen.

Grundsätzlich existieren sehr wenige Untersuchungen, die den Einfluss von Belastungspausen thematisieren. In einer dieser wenigen Untersuchungen betrachten *Hilsdorf & Kesler* [HiKe-66] den Einfluss von Belastungspausen an Vierpunkt-Biegebalken ($l/b/h = 1.524/152/152$ mm) aus Normalbeton ($f_{cm,28d} = 34,5$ MPa), bei denen die mit 7,5 Hz aufgebraute zyklische Beanspruchung nach jeweils 4.500 Lastwechseln für eine Minute, 5 Minuten, 10 Minuten, 20 Minuten oder 27 Minuten unterbrochen wurde. Dabei verblieb die Beanspruchung konstant auf dem Unterspannungsniveau. Die Versuchsergebnisse in Bild 3-53 zeigen eine Zunahme des Ermüdungswiderstandes infolge der eingelegten Belastungspausen. Dieser Effekt ist im Bereich hoher Lastwechselzahlen ($N \geq 10^5$) stärker ausgeprägt. Im Bereich niedrigerer Lastwechselzahlen konnten *Hilsdorf & Kesler* keinen signifikanten Einfluss erkennen. Dar-

über hinaus stellten sie nur unwesentliche Unterschiede in den Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit Ruhepausen zwischen 5 Minuten und 27 Minuten fest, weshalb diese Versuche als eine zusammengehörige Gruppe für die Erstellung einer Wöhlerlinie betrachtet wurden.

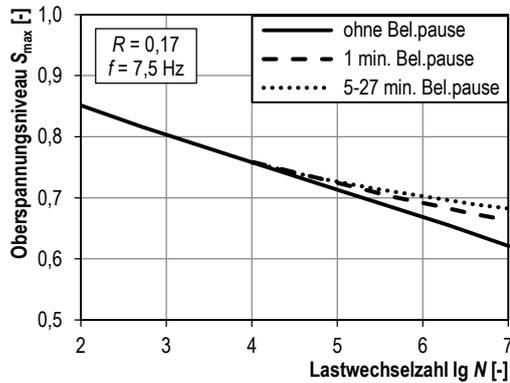


Bild 3-53: Wöhlerlinien für Biegeschwerversuche an Normalbeton mit und ohne Belastungspausen [HiKe-66]

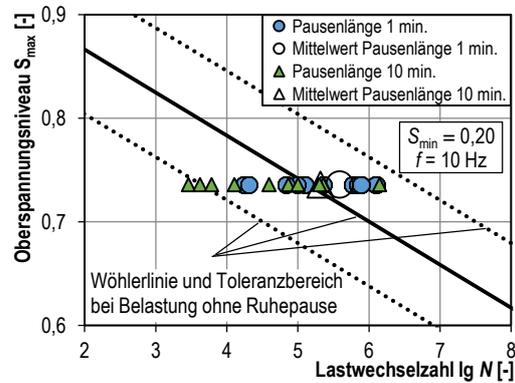


Bild 3-54: Bruchlastwechselzahlen von Leichtbeton unter Berücksichtigung von Belastungspausen [WeFr-71]

Weigler & Freitag [WeFr-71] führten an zylindrischen Probekörpern ($d/h = 50/100$ mm) aus Leichtbeton auf dem Beanspruchungsniveau $S_{max}/S_{min} = 0,74/0,20$ mehrere Ermüdungsversuche mit Belastungspausen durch. Nach jeweils 1.000 Lastwechseln wurde bei zehn Proben eine einminütige und bei weiteren zehn Proben eine zehnminütige Belastungspause eingelegt. Während der Pausen wurde eine konstante Beanspruchung in Höhe der Unterspannung σ_{min} aufgebracht. Die Belastungsfrequenz betrug $f = 10$ Hz. Da die Ergebnisse der Versuche mit Belastungspausen in denselben Toleranzbereich der Versuchsergebnisse ohne Belastungspausen fallen, schließen Weigler & Freitag, dass die Ruhepausen keinen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand haben, siehe Bild 3-54.

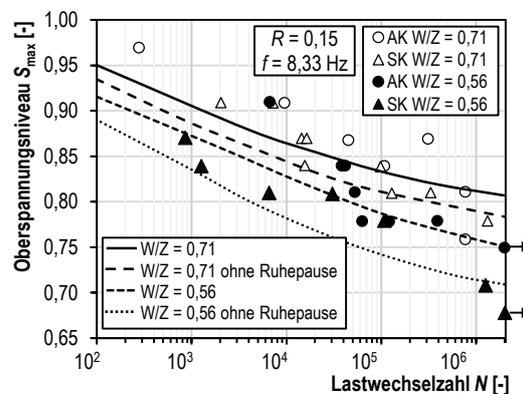


Bild 3-55: Bruchlastwechselzahlen von Versuchen an Normalbeton ohne Belastungspausen und mit 3-minütigen Belastungspausen [Här-77]

Im Jahre 1977 untersuchte *Härig* [Här-77] den Einfluss von Belastungspausen auf den Ermüdungswiderstand von biegeschwellbeanspruchten Balken und druckschwellbeanspruchten zylindrischen Proben aus Normalbeton ($d/h = 75/150$ mm). Für den Druckschwellbereich wurde zudem der W/Z -Wert sowie die Kornzusammensetzung (stetige Sieblinie SK und Ausfallkörnung AK) variiert. Nach jeweils 1.500 aufgebrauchten Lastwechseln wurde die sinusförmige Druckschwellbeanspruchung für 3 Minuten pausiert und verharrte auf dem Unterspannungsniveau. Aufgrund der gewählten Belastungsfrequenz von 8,33 Hz hatten auch die Belastungsphasen eine Länge von je 3 Minuten. Für das Spannungsverhältnis $R = 0,15$ konnte *Härig* sowohl für die Biege- als auch für die Druckschwellversuche einen positiven Einfluss der Belastungspausen auf die Bruchlastwechselzahlen zeigen, vgl. Bild 3-55. Eine mögliche Erklärung des Einflusses lieferte *Härig* nicht.

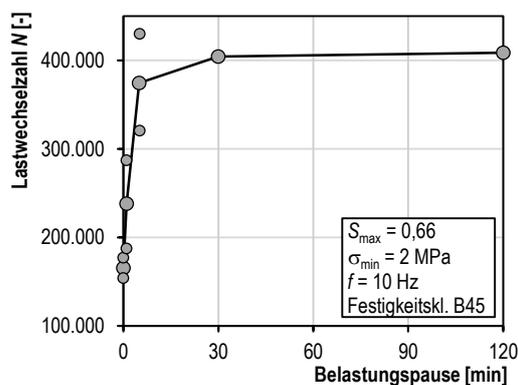


Bild 3-56: Einfluss von Belastungspausen auf den Ermüdungswiderstand von Normalbeton bei $S_{\max} = 0,66$ [Hoh-04]

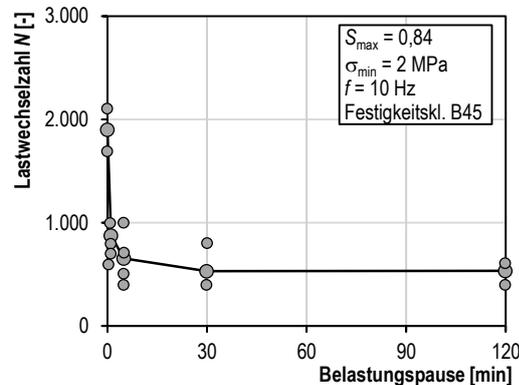


Bild 3-57: Einfluss von Belastungspausen auf den Ermüdungswiderstand von Normalbeton bei $S_{\max} = 0,84$ [Hoh-04]

Hohberg [Hoh-04] führte an einem Beton der Festigkeitsklasse B45 auf zwei Oberspannungsniveaus ($S_{\max} = 0,84$ und $0,66$) mehrere Ermüdungsversuche mit Belastungspausen von 1, 5, 30 und 120 Minuten durch. Diese Belastungspausen wurden bis zu einer Lastwechselzahl von $N = 2.500$ alle 100 Lastwechsel wiederholt. Danach wiederholten sich die Pausen alle 2.500 Lastwechsel. Während der Pausen entsprach die konstante Beanspruchung dem Wert der Unterspannung (etwa 2 MPa). Auf dem niedrigen Oberspannungsniveau ($S_{\max} = 0,66$) führten die Belastungspausen zu einer Steigerung des Ermüdungswiderstandes, siehe Bild 3-56. Auf dem hohen Oberspannungsniveau kehrte sich dieser Effekt um, siehe Bild 3-57. Eine Stagnation des Ruhephaseneinflusses trat jeweils zwischen 5 und 30 Minuten Pausenlänge ein. *Hohberg* führt diese Beobachtungen auf das folgende, unterschiedliche Rissverhalten zurück. Bei Versuchen auf hohem Oberspannungsniveaus wird laut *Hohberg* das vollständige Schließen von inneren Makrorissen

während der Entlastung durch Reibeffekte zwischen den Rissufern verhindert. Hinzu kommt, dass eine durch das unterschiedliche Verformungsverhalten von Gesteinskorn und Zementmatrix hervorgerufene Keilwirkung zu weiteren inneren Spannungen führt. Auch während der Belastungspausen führen diese inneren Spannungen zu einer fortschreitenden Schädigung. So sei bei Versuchen mit Belastungspause der zum Versagen führende Energieaufwand geringer als bei Versuchen ohne Belastungspause. Hingegen treten bei niedrigeren Oberspannungsniveaus deutlich geringere innere Spannungen auf, und die Spannungskonzentrationen an den Mikrorissspitzen werden nach der Entlastung durch Relaxation abgebaut. Somit benötigt es einen höheren Energieaufwand, um ein Versagen hervorzurufen als bei Versuchen ohne Belastungspause.

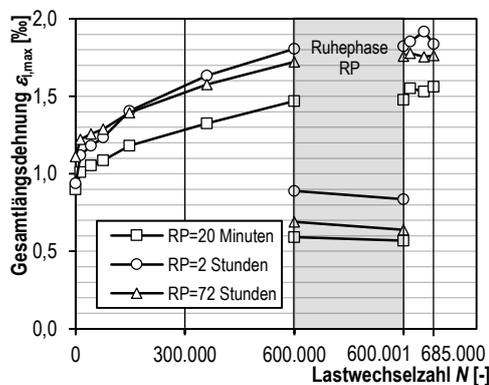


Bild 3-58: Mittelwerte der Längsdehnungen für $S_{max} = 0,675$ und $S_{min} = 0,10$ aus je drei Proben [Brlb-07]

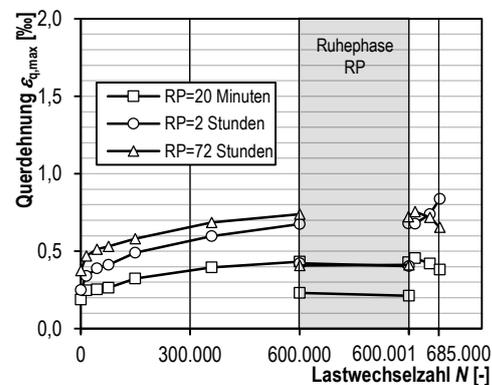


Bild 3-59: Mittelwerte der Querdehnungen für $S_{max} = 0,675$ und $S_{min} = 0,10$ aus je drei Proben [Brlb-07]

Breitenbücher et al. [Brlb-07] berichten von Versuchen, in denen der Einfluss von einmalig auftretenden Entlastungsphasen während sinusförmigen Druckschwellbeanspruchungen auf das Dehnungs- und Steifigkeitsverhalten von Normalbeton der Festigkeitsklasse C30/37 untersucht wurde. Dabei wurden zylindrische Proben ($d/h = 100/350$ mm) bis zu einer bestimmten Lastwechselzahl beansprucht. Anschließend wurde, je nach Prüfserie, eine komplette Entlastungsphase von 20 Minuten, 2 Stunden oder 72 Stunden eingelegt, woraufhin die Versuche wieder auf dem gleichen Beanspruchungsniveau fortgesetzt wurden. Es wurde zwischen zwei Lastregimen $S_{max}/S_{min} = 0,75/0,10$ bzw. $S_{max}/S_{min} = 0,675/0,10$ unterschieden. Die Auswertung der Versuche ergab, dass während der Entlastungsphasen stets ein Rückgang der durch die zyklische Belastung erzeugten Längsstauchungen und Querdehnungen stattfand, siehe Bild 3-58 und Bild 3-59. Dieser war für die Längsstauchungen umso größer, je länger die Entlastungspause andau-

erte, was auf ein verzögert-elastisches Verhalten des Betons zurückgeführt wurde. Nach der Wiederaufnahme der zyklischen Belastung erreichten die Dehnungswerte teilweise sofort und teilweise erst während der ersten 1.000 Lastwechsel wieder den Wert von kurz vor der Entlastungsphase. Hinsichtlich der Entwicklung der Probekörpersteifigkeiten, welche durch Messungen von Ultraschalllaufzeiten bestimmt wurden, konnte prinzipiell ein gleiches Verhalten festgestellt werden. Die Ultraschalllaufzeiten nahmen innerhalb der Entlastungsphasen ab, was *Breitenbücher et al.* mit sich annähernden Rissfronten erklären. Letztlich wird jedoch auf keinen signifikanten Erholungseffekt geschlossen, da dieser Steifigkeitszuwachs durch eine erneute zyklische Belastung rasch wieder abgebaut wurde.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich Belastungspausen insbesondere bei langen Versuchszeiten bzw. hohen Lastwechselzahlen positiv auf den Ermüdungswiderstand auszuwirken scheinen. Häufig bewirken Pausenlängen von etwa 5 Minuten signifikante Steigerungen der Bruchlastwechselzahlen. Längere Pausen führen zu keiner weiteren wesentlichen Steigerung. Inwieweit die erforderliche Pausenlänge mit der Dauer der zyklischen Belastung korreliert, kann noch nicht eindeutig beantwortet werden. Ebenso existieren keine Angaben zum Einfluss von Belastungspausen auf die Probekörpertemperatur. Als Erklärung der Beobachtungen führt einzig *Hohberg* innere Spannungen auf der Mesoebene an, die auf hohen Oberspannungsniveaus negativ wirken und auf geringeren Oberspannungsniveaus durch Relaxationseffekte abgebaut werden. Dieses Gedankenmodell konnte aber bislang nicht systematisch untersucht und nachgewiesen werden. Denkbar ist allerdings auch, dass insbesondere auf geringeren Oberspannungsniveaus die Ausbildung hoher Probekörpertemperaturen durch die Einhaltung von Belastungspausen verhindert wird und dadurch erhöhte Bruchlastwechselzahlen erreicht werden.

4 Hypothesen zur Frequenzabhängigkeit der Betonermüdung

4.1 Einordnung in den Kontext der Literaturlauswertung

Die umfangreiche Literaturlauswertung in Kapitel 3 zeigt, dass die Belastungsfrequenz einen divergierenden Einfluss auf die Bruchlastwechselzahlen von Beton ausübt. Für trocken geprüfte Betone scheint auf Oberspannungsniveaus oberhalb der kritischen Spannung ($S_{\max} > 0,75$) eine Belastungsfrequenzerhöhung zu einer Erhöhung der Bruchlastwechselzahlen zu führen. Dies wird von einigen Autoren mit dem festigkeitssteigernden Einfluss erhöhter Beanspruchungsgeschwindigkeiten bzw. mit einer maximal zur Verfügung stehenden Belastungsdauer oberhalb der Dauerstandfestigkeit erklärt. Die Hypothese der maximal zur Verfügung stehenden Belastungsdauer wird allerdings insofern widerlegt, als dass die Bruchlastwechselzahlen nicht direkt proportional zur Belastungsfrequenz sind. Auf Oberspannungsniveaus unterhalb der kritischen Spannung ($S_{\max} < 0,75$) scheint eine Belastungsfrequenzerhöhung zu einer Verringerung der Bruchlastwechselzahlen zu führen. Je höherfester der Beton ist, desto stärker ausgeprägt scheint dieser Effekt zu sein. Hierbei ergeben sich teils starke Temperaturunterschiede der Probekörper, wobei die höherfrequenten Versuche die höheren Probekörpertemperaturen aufweisen. Über die Wirkung erhöhter Temperaturen auf ermüdungsbeanspruchte Probekörper wurden bislang verschiedene Vermutungen geäußert, z. B. dass sie erhöhte Porenwasserdrücke oder innere Temperatureigenstressungen hervorrufen, die das mikrostrukturelle Gefüge zusätzlich schädigen. Zudem scheint die Temperaturentwicklung auch von der Probekörpergröße und dem inneren Feuchtigkeitsgehalt der Proben abhängig zu sein. Auch die Verhältnisse von Bindemittelteil und Gesteinskörnung, der W/Z-Wert, die mechanischen Inkompatibilitäten und die Eigenschaften der "interfacial transition zone" (ITZ) könnten eine Rolle für die Temperaturentwicklung spielen. Interessant dabei ist, dass der divergierende Einfluss der Belastungsfrequenz noch nicht bei unter Wasser getesteten Proben nachgewiesen wurde. Ob dies an der besseren Wärmeleitung und somit dem besseren Kühlvermögen von Wasser liegt oder ob sich hohe Temperaturen aufgrund der allgemein deutlich kürzeren Versuchslaufzeiten solcher Versuche nicht entwickeln konnten, ist bislang noch nicht klar. Für Proben in trockener Umgebung kann jedoch zweifellos die Probekörpertemperatur bzw. deren Änderung

als Indiz für ein oder mehrere zusätzliche Schädigungsphänomene angesehen werden. Nicht zuletzt zeigt die Regelung der DIN 50100 [DIN 50100], welche die zulässigen Temperaturerhöhungen während Ermüdungsuntersuchungen am homogenen Werkstoff Stahl auf 20 K bzw. 30 K begrenzt, die Relevanz der Probekörpertemperatur für den allgemeinen Ermüdungswiderstand. Ob die sich im Beton einstellende Temperatur lediglich ein Schädigungsindikator oder aber eine Schädigungsursache oder sogar beides ist, konnte bislang noch nicht eindeutig geklärt werden. Grundsätzlich scheint jedoch bei stark erhöhten Temperaturen infolge höherer Belastungsfrequenzen ein Einbruch der Bruchlastwechselzahlen aufzutreten, vgl. Bild 3-37 und Bild 3-40. Aufgrund dieser Beobachtungen sind die bisherigen Formulierungen frequenzabhängiger Wöhlerlinien nach *Hsu* [Hsu-81], *Furtak* [Fur-84], *Zhang et al.* [ZhPh-96] und *Saucedo et al.* [SaYu-13] lediglich für hohe Oberspannungsniveaus anwendbar, da sie diese Reduktion der Bruchlastwechselzahlen nicht abbilden. Somit fehlen bislang frequenzabhängige Wöhlerlinien, die den divergierenden Effekt der Belastungsfrequenz auf die Bruchlastwechselzahlen auf makroskopischer Ebene beschreiben können. Darüber hinaus sind grundsätzliche Schädigungstheorien erforderlich, mit denen sich das Materialverhalten in Abhängigkeit von der Belastungsfrequenz auf meso- und mikroskopischer Ebene beschreiben lässt.

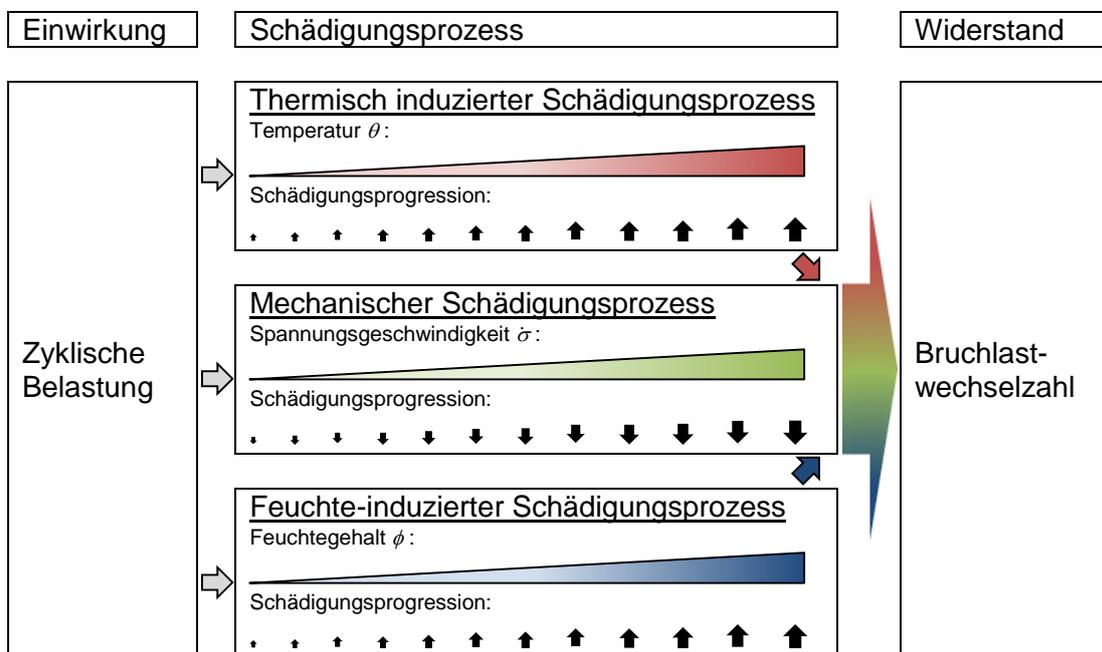


Bild 4-1: Prüftechnik beeinflussbare Schädigungsprozesse unter zyklischer Belastung

Anhand der Literaturrecherche konnten drei grundlegende prüftechnik beeinflussbare Schädigungsprozesse identifiziert werden, die sich auf das Ermüdungsverhalten von Beton auswirken, siehe Bild 4-1. Dies ist

zum einen der allgemeine mechanische Schädigungsprozess, welcher durch progressives Risswachstum zur Materialschädigung führt. Dieser Risswachstumsprozess ist von der einwirkenden Spannungsgeschwindigkeit abhängig. Darüber hinaus können bei zunehmender Betontemperatur ein thermisch induzierter Schädigungsprozess und bei zunehmendem Feuchtegehalt ein feuchte-induzierter Schädigungsprozess beobachtet werden. Die dabei auf Mikro- und Mesoebene wirkenden Mechanismen sind komplex, initiieren und fördern letztendlich aber mechanische Gefügespannungen und ein zusätzliches bzw. beschleunigtes Risswachstum. Grundsätzlich wird davon ausgegangen, dass die prüftechnischen Einflüsse wie die Spannungsgeschwindigkeit, die Probekörpertemperatur und der Feuchtigkeitsgehalt die materialspezifische zyklische Schädigungsprogression positiv oder negativ beeinflussen, wie in Bild 4-1 zu sehen ist.

Für unter Normklima gelagerte und getestete Probekörper aus hochfestem Beton scheinen laut derzeitigem Kenntnisstand sowohl der mechanische als auch der thermisch induzierte Schädigungsprozess von der Belastungsfrequenz abhängig zu sein. Mit steigender Frequenz wird zum einen die Spannungsgeschwindigkeit erhöht, was zu einer Reduktion der mechanischen Schädigungsprogression im Ermüdungsversuch führt. Diese Vermutung wird mit dem in Abschnitt 2.3 beschriebenen Einfluss der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf das Materialverhalten unter monoton steigender Belastung begründet. Dementsprechend treten auf hohen Oberspannungsniveaus höhere Bruchlastwechselzahlen infolge höherer Belastungsfrequenzen auf. Gleichzeitig beschleunigt eine zunehmende Belastungsfrequenz den durch die Hysterese erzeugten zeitlichen Anstieg der Probekörpertemperatur, welche durch die in Abschnitt 2.4 beschriebenen Ursachen die Schädigungsprogression unter zyklischer Beanspruchung erhöht. Auf hohen Oberspannungsniveaus sind Temperaturunterschiede infolge verschiedener Belastungsfrequenzen zwar vorhanden, allerdings sind sie aufgrund der kurzen Versuchslaufzeiten nicht sehr ausgeprägt. Auf geringeren Oberspannungsniveaus erwärmen sich die niederfrequent geprüften Betonproben infolge der längeren Versuchsdauern bis zu einer stationären Temperatur, die deutlich unterhalb der Temperaturentwicklung der höherfrequent geprüften Betonproben liegen kann. In diesen Fällen können bedeutende Temperaturunterschiede zwischen Versuchen mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen auftreten. Somit gewinnt auf diesen Beanspruchungsniveaus der thermisch induzierte Schädigungsprozess zunehmend an Bedeutung und reduziert letztlich stärker die ertragbaren

Lastwechselzahlen der wärmeren Probekörper. Der Einfluss der Belastungsfrequenz auf den feuchte-induzierten Schädigungsprozess kann anhand des derzeitigen Wissenstandes nicht eindeutig beschrieben werden. Grundsätzlich zeigt feuchter Beton einen geringeren Ermüdungswiderstand als trockener Beton, wobei ein geringer Feuchtegehalt auch die Erwärmung unter zyklischer Beanspruchung herabsetzt. Auf der anderen Seite führen höhere Belastungsfrequenzen bei unter Wasser getestetem Beton ebenfalls zu höheren Bruchlastwechselzahlen. Gewiss ist jedoch, dass der feuchte-induzierte Schädigungsprozess unter üblichen Versuchsrandbedingungen sowohl mit dem mechanischen als auch mit dem thermischen Schädigungsprozess gekoppelt ist.

Es wird also vermutet, dass sich die Belastungsfrequenz auf der mikro- und mesoskopischen Ebene hauptsächlich auf den mechanischen und thermisch induzierten Schädigungsprozess auswirkt. Es soll deshalb versucht werden, die Auswirkungen dieser Vermutung und der folgenden Hypothesen auf den makroskopischen Ermüdungswiderstand eines hochfesten Betons zu beschreiben. Gelänge der Nachweis dieser Hypothesen, ermöglichte dies eine praxistaugliche Beschreibung des versuchstechnischen Frequenzeinflusses und Aussagen zur Übertragbarkeit von Laborergebnissen auf reale Beanspruchungssituationen.

4.2 Hypothesen

Hypothese 1: Abhängigkeit des Beanspruchungsniveaus von der Spannungsgeschwindigkeit

In Abschnitt 2.3 wurde dargestellt, dass die Betondruckfestigkeit von der einwirkenden Spannungsgeschwindigkeit abhängt. Je höher die Spannungsgeschwindigkeit ist, desto höher ist die Betondruckfestigkeit. Erklärt wird dieses Phänomen mit einer vergleichmäßigten Spannungsverteilung und dem sogenannten „Memoryeffekt“, welcher eine verzögerte Schädigungsevolution infolge von Trägheitseffekten beschreibt. Gleichzeitig zeigen experimentelle Ermüdungsuntersuchungen auf hohen Oberspannungsniveaus, dass höhere Belastungsfrequenzen zu höheren Bruchlastwechselzahlen führen. Eine Erhöhung der Belastungsfrequenz führt ebenfalls zu einer Erhöhung der einwirkenden Spannungsgeschwindigkeit. Folglich wird die Hypothese formuliert, dass die Spannungsgeschwindigkeit den mechanischen Schädigungsprozess unter Ermüdungsbeanspruchungen und somit die für die Berechnung des Beanspruchungsniveaus erforderliche Bezugsdruckfestigkeit beeinflusst.

Je höher die einwirkende Belastungsfrequenz bzw. Spannungsgeschwindigkeit ist, desto geringer ist bei gleichbleibender absoluter Beanspruchung das effektive Beanspruchungsniveau. Dies könnte der Grund für die auf hohen Oberspannungsniveaus S_{\max} beobachteten erhöhten Ermüdungswiderstände infolge höherer Belastungsfrequenzen sein. In diesem Hinblick ist zu untersuchen, auf welche Weise die einwirkende Spannungsgeschwindigkeit berücksichtigt werden kann, da sie sich während eines Ermüdungsversuchs kontinuierlich ändert. Kann die Spannungsgeschwindigkeit vereinfacht als konstanter Wert angenommen werden, handelt es sich dabei um einen zeitinvarianten Einfluss. Muss sie hingegen als veränderlich betrachtet werden, ist auch ihr Einfluss auf die Betondruckfestigkeit zeitvariant zu berücksichtigen. Darüber hinaus ist ein geeignetes Materialmodell nötig, um die Spannungsgeschwindigkeit mit der Betondruckfestigkeit zu verknüpfen. Dieser Einfluss gilt allerdings nur, solange der Probekörpertemperaturunterschied zwischen Versuchen mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen nicht zu groß wird.

Hypothese 2: Abhängigkeit des Beanspruchungsniveaus von der Probekörpertemperatur

In Abschnitt 2.4 wurde dargestellt, dass die Betondruckfestigkeit von der einwirkenden Probekörpertemperatur abhängt. Dabei ist die Wirkung der Temperatur auf die Betonschädigung sehr komplex und kann zu reversiblen oder irreversiblen Festigkeitsänderungen führen. Diese sind abhängig von der Höhe der Temperatur und deren Einwirkungsdauer, der Betonzusammensetzung, den mechanischen Eigenschaften der Betonkomponenten, dem Feuchtigkeitsgehalt, dem Betonalter und weiteren versuchstechnischen Randbedingungen. Je nach Kombination dieser Faktoren kann es sowohl zu Festigkeitsabnahmen als auch zu Festigkeitssteigerungen kommen. Kann von einer abgeschlossenen Zementhydratation, z. B. bei einem entsprechend hohen Betonalter ausgegangen werden und wird eine starke Trocknung durch z. B. eine dichte Porenstruktur verhindert, so scheinen steigende Temperaturen (bis zu 100 °C) die Betondruckfestigkeit zu verringern. Erklärt wird dieses Phänomen mit den thermischen und hygri-schen Inkompatibilitäten zwischen Gesteinskörnung und Zementstein sowie mit den infolge des expandierenden Porenwassers zusätzlichen Porendrücken und verringerten Van-der-Waals-Kräften zwischen den C-S-H-Schichten. Diese Prozesse führen zu einer Abnahme der Druckfestigkeit bzw. einer thermisch induzierten Mikrorissbildung. Gleichzeitig zeigen experimentelle Ermüdungsuntersuchungen, dass durch Reibungsprozesse innerhalb der Probekörper ein gewisser Energieanteil in thermische Energie umgewandelt wird.

Dieser Energieanteil entspricht der Dämpfungsenergie und kann aus den Hystereseflächen ermittelt werden. Auf hohen Oberspannungsniveaus versagen die Probekörper, noch bevor übermäßig hohe Probekörpertemperaturen entstehen können. Auf geringeren Oberspannungsniveaus können sich jedoch aufgrund der längeren Versuchszeiten zum Teil höhere Probekörpertemperaturen entwickeln. Zudem werden auf eben diesen Beanspruchungsniveaus niedrigere Bruchlastwechselzahlen infolge erhöhter Belastungsfrequenzen beobachtet. Folglich wird die Hypothese formuliert, dass erhöhte Probekörpertemperaturen auf makroskopischer Ebene die Bezugsdruckfestigkeit verringern und somit auch das aktuelle Beanspruchungsniveau erhöhen. So reduzieren sie letztlich die Bruchlastwechselzahlen. Die Überlagerung des mechanischen Schädigungsprozesses mit dem thermisch induzierten Schädigungsprozess ist der Grund für den alternierenden Einfluss der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand. In diesem Hinblick ist zu untersuchen, wie sich die Probekörpertemperaturen während der Ermüdungsbeanspruchung auf unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus und mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen entwickeln. Dabei ist klar, dass die Temperaturen das Belastungsniveau und letztlich den Ermüdungswiderstand zeit- bzw. lastwechselvariant beeinflussen. Darüber hinaus sind geeignete Materialmodelle nötig, um die Probekörpertemperatur mit der Betondruckfestigkeit zu verknüpfen.

Hypothese 3: Abhängigkeit des Beanspruchungsniveaus von Belastungspausen

In Abschnitt 3.4 sowie in Hypothese 1 und 2 wurde dargestellt, dass sowohl die einwirkende Spannungsgeschwindigkeit als auch die Probekörpertemperatur direkt von der Belastungsfrequenz abhängen. Dieser Umstand erschwert die separate Betrachtung beider Einflüsse auf Grundlage von üblichen Ermüdungsversuchen. Soll der Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit auf den mechanischen Schädigungsprozess eigenständig untersucht werden, müsste der thermische Schädigungsprozess eliminiert bzw. vereinheitlicht werden. Daher wird die Hypothese formuliert, dass die Probekörpertemperatur eines höherfrequenten Versuchs durch Einhalten von periodischen Unterbrechungen der zyklischen Ermüdungsbelastung an die eines niederfrequenten, aber kontinuierlich belasteten Probekörpers angeglichen werden kann. Vorteil dieses Vorgehens wäre, dass sich lediglich die Spannungsgeschwindigkeiten aufgrund der unterschiedlichen Belastungsfrequenzen voneinander unterscheiden, nicht jedoch die Probekörpertemperaturen. Demnach müssten unabhängig vom Beanspruchungsniveau die pausierten Versu-

che mit höheren Belastungsfrequenzen auch höhere Bruchlastwechselzahlen ergeben als die kontinuierlich belasteten niederfrequenten Versuche. Dieses Versuchsprinzip könnte gleichzeitig zu einem direkten Beweis von Hypothese 1 und einem indirektem Beweis von Hypothese 2 führen. In diesem Hinblick ist zu untersuchen, wie die Probekörper während der Belastungspause zu beanspruchen sind. So könnten die Proben während dieser Zeit entweder vollständig entlastet oder auf dem Unterspannungs-, Mittelspannungs-, Oberspannungs- bzw. auf dem kriechaffinen Beanspruchungsniveau belastet werden.

4.3 Ziel und Vorgehen

Das Hauptziel dieser Arbeit ist es, die zuvor beschriebenen Hypothesen für einen hochfesten Beton experimentell zu belegen und anschließend durch eine makroskopische Modellbildung den alternierenden Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Bruchlastwechselzahlen zu beschreiben. Dafür wurden Ermüdungsversuche mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen durchgeführt, in denen die zyklische Belastung zum einen kontinuierlich und zum anderen mit periodischen Unterbrechungen aufgebracht wurde. Begleitend wurden experimentelle Druckfestigkeitsuntersuchungen mit unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten und Probekörpertemperaturen durchgeführt. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse und der in den Hypothesen beschriebenen physikalischen Schädigungsprozesse wird anschließend ein makroskopisches Modell zur Umrechnung von Wöhlerlinien für unterschiedliche Belastungsfrequenzen entwickelt.

5 Experimentelle Untersuchungen

5.1 Allgemein

Um den Einfluss der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand eines hochfesten Betons experimentell zu untersuchen, wurden Ermüdungsversuche mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen sowohl als kontinuierliche Einstufenversuche als auch mit periodischer Unterbrechung der zyklischen Belastung durchgeführt. Zusätzlich erfolgen Versuche unter monoton steigender Beanspruchung mit unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten und Probekörpertemperaturen. Nachfolgend werden das dazugehörige Versuchsprogramm und alle Versuchsrandbedingungen beschrieben.

5.2 Betoneigenschaften und Probekörperherstellung

Alle experimentellen Untersuchungen fanden an zylindrischen Probekörpern aus einem hochfesten, selbstverdichtenden Beton statt. Dieser Beton, der eine Druckfestigkeit von etwa 120 MPa aufweisen sollte, wurde von der Firma Max Bögl entwickelt und für Untersuchungen innerhalb des Verbundforschungsvorhabens „WinConFat – Materialermüdung von On- und Offshore Windenergieanlagen aus Stahlbeton und Spannbeton unter hochzyklischer Beanspruchung“ hergestellt. Die genaue Betonrezeptur verblieb jedoch im Besitz der Firma Max Bögl. Die groben Angaben über die Betonzusammensetzung sind hingegen bekannt und in Tabelle 5-1 dargestellt.

Tabelle 5-1: Betonzusammensetzung

Bezeichnung	Wert
Zement	CEM I 52,5 R
W/Z-Wert	0,35
Gesteinskörnung	Quarzkies
Größtkorndurchmesser	16 mm

Die untersuchten Probekörper besaßen einen Durchmesser von $d \approx 100$ mm und eine Höhe von $h \approx 300$ mm. Die Schlankheit von $d/h = 1/3$ wurde zur Vermeidung einer Querdehnungsbehinderung im mittleren Probekörperdrittel gewählt. Die Zylindergröße wiederum ergab

sich aus der häufigen Anwendung dieser Abmessungen für druck-schwellbeanspruchte Betonprobekörper und der dadurch guten Ver-gleichbarkeit mit bestehenden Versuchsergebnissen.

Für die Probekörperherstellung wurde ein von der Firma Max Bögl ent-wickeltetes Kunststoffschalungssystem verwendet, welches aus zwei 70 mm dicken Kunststoffplatten mit jeweils zehn ausgefrästen Halbzy-lindern bestand, siehe Bild 5-1 und Bild 5-2. Diese Kunststoffplatten wur-den für die Betonage horizontal verspannt und bildeten dadurch die Zy-linderschalung. Zusätzlich wurden auf und unter den Kunststoffplatten eine 12 mm bzw. 4 mm dicke, längsgeteilte Betoplanplatte mit zylindri-schen Ausarbeitungen angeordnet, welche einen entsprechenden Über-stand der Probekörper über die Kunststoffplatten hinaus gewährleistete. Während der Betonage wurden die Schalungen mit dem selbstverdich-tenden Beton gefüllt und nicht zusätzlich gerüttelt. Insgesamt wurden die Probekörper in zwei Chargen betoniert. Die Betonage der Charge A fand am 29.11.2017 und die der Charge B am 22.02.2018 statt. Die Umge-bungstemperatur betrug jeweils ca. 20 °C. Um das Austrocknungs-schwinden zu verringern, wurde nachträglich das paraffinhaltige Nach-behandlungsmittel MasterKure 217WB der Firma BASF auf die obere luftberührte Zylinderstirnfläche aufgetragen. Etwa eine Woche nach der Herstellung wurden die Betoplanplatten entfernt und die Probekörper-stirnflächen mit einer CNC-Fräse plan geschliffen. Die Probekörper ver-blieben dabei in der Schalung. Anschließend wurden die Proben ausge-schalt und an das Institut für Massivbau (IfMa) transportiert. Nach ihrer Lieferung wurden die Proben am IfMa in einer Klimakammer bei 20 °C (± 2 °C) Lufttemperatur und 65 % (± 5 %) relativer Luftfeuchte gelagert. Vor Versuchsbeginn wurden zudem der Durchmesser, die Höhe, die Rechtwinkligkeit, das Gewicht und die Ebenheit der Stirnflächen eines jeden Probekörpers bestimmt.

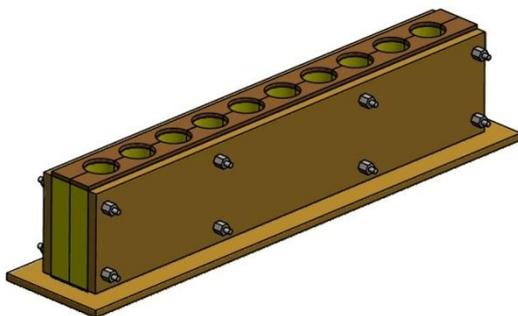


Bild 5-1: Isometrische Darstellung des verwendeten Schalungssystems

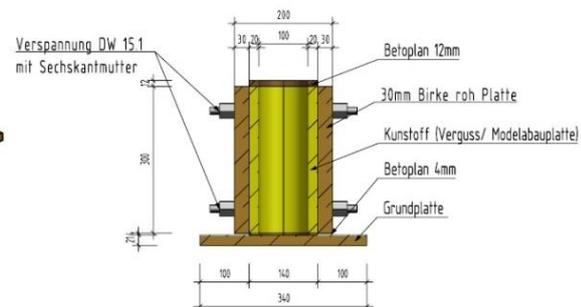


Bild 5-2: Querschnittsdarstellung des verwendeten Schalungssystems

5.3 Versuchsprogramm

5.3.1 Versuche unter monoton steigender Beanspruchung

Vor Beginn der Ermüdungsversuche wurden Versuche unter monoton steigender Druckbelastung und verschiedenen Spannungsgeschwindigkeiten durchgeführt. Diese dienen zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit und der Bruchdehnung sowie deren Änderung in Abhängigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit. Zunächst erfolgten die Versuche mit einer Spannungsgeschwindigkeit von $\dot{\sigma}_{\text{stat}} = 0,5 \text{ MPa/s}$, welche häufig von Forschern für die Bestimmung der Betondruckfestigkeit verwendet wird und auch im Einklang mit den Anforderungen gemäß [DIN EN 12390-3] steht. Die ermittelten Festigkeiten wurden für die weitere Berechnung der zyklischen Versuchslasten verwendet. Daran schlossen sich Versuche mit erhöhten Spannungsgeschwindigkeiten ($\dot{\sigma}_{\text{stat}} \approx 360 \text{ MPa/s}$, $\dot{\sigma}_{\text{stat}} \approx 720 \text{ MPa/s}$ bzw. $\dot{\sigma}_{\text{stat}} \approx 1.440 \text{ MPa/s}$) an, die den erwarteten mittleren Spannungsgeschwindigkeiten $\dot{\sigma}_m$ der nachfolgenden Ermüdungsversuche auf dem Beanspruchungsniveau von $S_{\text{min}}/S_{\text{max}} = 0,05/0,80$ bei Belastungsfrequenzen von 2 Hz, 4 Hz und 8 Hz entsprachen, siehe Tabelle 5-2.

Tabelle 5-2: Versuche unter monoton steigender Beanspruchung mit unterschiedlichen Spannungsgeschwindigkeiten

$f_{\text{cm}}^{\text{A)}$ [MPa]	S_{min} [-]	S_{max} [-]	f [Hz]	$\dot{\sigma}_{\text{stat}} = \dot{\sigma}_m$ [MPa/s]	Anzahl [-]
120	0,05	0,80	-	0,5	3 bis 5 ^{B)}
			2	360	3
			4	720	3
			8	1.440	3

A) Angestrebte Betondruckfestigkeit

B) Abhängig vom Probekörperalter, siehe Anhang E

Die mittleren Spannungsgeschwindigkeiten errechnen sich nach Gleichung (5-1).

$$\dot{\sigma}_{\text{stat}} = \dot{\sigma}_m = \Delta\sigma \cdot f \cdot 2 = (S_{\text{max}} - S_{\text{min}}) \cdot f_{\text{cm}} \cdot f \cdot 2 \quad (5-1)$$

Um Druckfestigkeitssteigerungen infolge der fortschreitenden Zementhydratation während des Versuchsprogramms zu minimieren, wur-

den die Betonproben erst ab einem Alter von 109 Tagen geprüft. In diesem Betonalter ist der Großteil der Hydratation abgeschlossen, und es wurden nur geringfügige nachträgliche Druckfestigkeitssteigerungen erwartet. Um diese dennoch zu berücksichtigen, wurden in verschiedenen zeitlichen Abständen die Druckfestigkeitsuntersuchungen mit einer Beanspruchungsgeschwindigkeit von $\dot{\sigma}_{\text{stat}} = 0,5 \text{ MPa/s}$ wiederholt. Je Versuchsserie wurden mindestens drei Probekörper geprüft.

Um den Temperatureinfluss auf die Druckfestigkeit des hochfesten Betons zu untersuchen, wurden anschließend Druckfestigkeitsversuche unter drei verschiedenen Temperaturen an jeweils acht Probekörpern durchgeführt. Die untersuchten Temperaturen betragen $20 \text{ }^\circ\text{C}$, $40 \text{ }^\circ\text{C}$ und $50 \text{ }^\circ\text{C}$. Die Probekörper entstammten der Charge B und waren zum Versuchszeitpunkt zwischen 1.443 und 1.445 Tage alt. Dabei wurden die Probekörper in einem Laborofen auf eine Temperatur von $40 \text{ }^\circ\text{C}$ bzw. $50 \text{ }^\circ\text{C}$ aufgeheizt. Die Aufwärmkurven der $40 \text{ }^\circ\text{C}$ bzw. $50 \text{ }^\circ\text{C}$ -Versuche waren an die der Ermüdungsversuche unter den Beanspruchungen von $S_{\text{min}}/S_{\text{max}} = 0,05/0,70$ mit $f = 4 \text{ Hz}$ bzw. $f = 7 \text{ Hz}$ angenähert. Zur Bestimmung der inneren Probekörpertemperatur wurde ein Referenzprobekörper mit einem Thermoelement ausgestattet, welches durch eine nachträgliche Bohrung bis in das mittlere Probeninnere eingeführt und anschließend verklebt wurde. Dieser Referenzprobekörper verblieb stets im Laborofen. Bei der Temperierung wurde grundsätzlich darauf geachtet, dass die Solltemperatur von $40 \text{ }^\circ\text{C}$ bzw. $50 \text{ }^\circ\text{C}$ im Inneren dieses Probekörpers erreicht wurde. Anschließend wurden die restlichen Probekörper einzeln dem Laborofen entnommen, in die Prüfmaschine eingebaut und getestet.

5.3.2 Versuche unter Druckschwellbeanspruchung

Es wurden kontinuierliche Ermüdungsversuche mit Belastungsfrequenzen von $f = 2 \text{ Hz}$, $f = 4 \text{ Hz}$ und $f = 7 \text{ Hz}$ durchgeführt. Zusätzlich fanden pausierete Ermüdungsversuche mit Belastungsfrequenzen von 4 Hz und 7 Hz statt. Tabelle 5-3 zeigt das Versuchsprogramm. Die dazugehörigen schematischen Belastungsverläufe sind in Bild 5-3 und Bild 5-5 dargestellt.

Zunächst war eine Versuchsdurchführung mit Belastungsfrequenzen von 2 Hz , 4 Hz und 8 Hz beabsichtigt gewesen, wodurch sich geradzahlige Frequenzverhältnisse ergeben hätten. Aufgrund der unzureichenden Leistungsfähigkeit des verwendeten Hydraulikaggregats konnte jedoch nur eine maximale Belastungsfrequenz von 7 Hz erzeugt werden.

Dies hatte eine verringerte Breite des untersuchten Frequenzbereiches sowie geringere Frequenzverhältnisse zur Folge.

Tabelle 5-3: Versuchsprogramm der Ermüdungsversuche

$f_{cm}^{B)}$ [MPa]	f [Hz]	S_{min} [-]	S_{max} [-]	$\dot{\sigma}_m$ [MPa/s]	$\dot{\sigma}_{max}$ [MPa/s]	$t_{Belastung}$ [s]	t_{Pause} [s]	Anzahl
120	2	0,05	0,80	360	565	-	-	3
			0,75	336	528	-	-	3
			0,70	312	490	-	-	3
	4	0,05	0,80	720	1.131	-	-	3
			0,75	672	1.056	-	-	3
			0,70	624	980	-	-	3
	4 ^{A)}	0,05	0,80	720	1.131	120	120	3
			0,75	672	1.056	240	240	3
			0,70	624	980	480	480	2
	7	0,05	0,80	1.260	1.979	-	-	3
			0,75	1.176	1.847	-	-	3
			0,70	1.092	1.715	-	-	3
7 ^{A)}	0,05	0,80	1.260	1.979	68,6	171,4	3	
		0,75	1.176	1.847	137,1	342,9	3	
		0,70	1.092	1.715	274,3	685,7	2	

A) Versuche mit Belastungspause

B) Angestrebte Betondruckfestigkeit

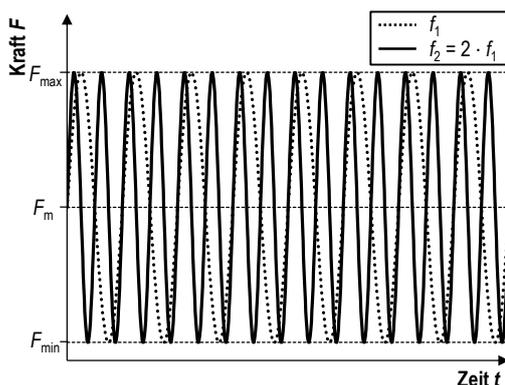


Bild 5-3: Vergleichende schematische Belastungsverläufe der zyklischen Versuche ohne Belastungspause

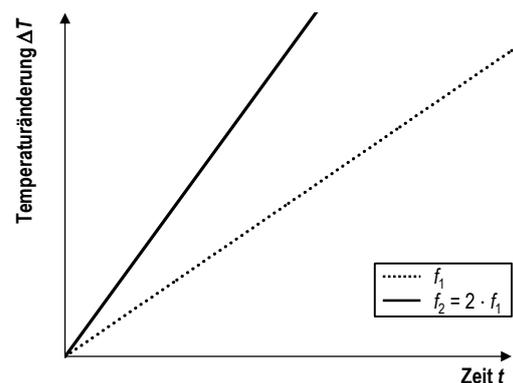


Bild 5-4: Vergleichende schematische Temperaturänderungsverläufe der zyklischen Versuche ohne Belastungspause

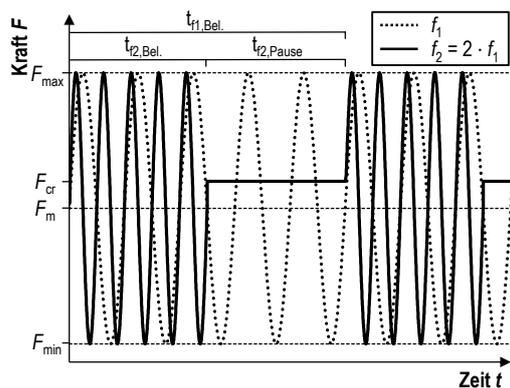


Bild 5-5: Vergleichende schematische Belastungsverläufe der zyklischen Versuche mit und ohne Belastungspause

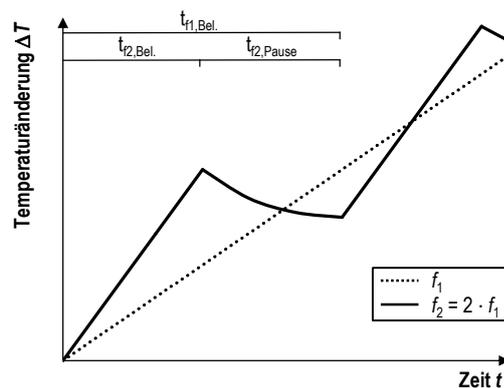


Bild 5-6: Vergleichende schematische Temperaturänderungsverläufe der zyklischen Versuche mit und ohne Belastungspause

Das Unterspannungsniveau betrug bei allen Versuchen stets $S_{\min} = 0,05$. Als Oberspannungsniveaus wurden $S_{\max} = 0,80$, $S_{\max} = 0,75$ und $S_{\max} = 0,70$ gewählt, da durch *Elsmeier* [Els-15] und *von der Haar et al.* [vdHHü-15] insbesondere in diesem Beanspruchungsbereich eine Umkehr des Frequenzeinflusses festgestellt worden war. Von einer Untersuchung des Oberspannungsniveaus $S_{\max} = 0,65$ wurde abgesehen, da insbesondere für die 2-Hz-Versuche sowie für die pausierten Ermüdungsversuche keine Bruchlastwechselzahlen unterhalb von $5 \cdot 10^6$ erwartet wurden, was zu unverhältnismäßig langen Versuchszeiten geführt hätte. Die Grenzlasterwechselzahl betrug $N_{\text{Grenz}} = 3 \cdot 10^6$ Lastwechsel.

Mithilfe der Belastungspausen sollten die Probekörpertemperaturen der 4-Hz- und 7-Hz-Versuche während des Versuchsverlaufs begrenzt und an die Temperaturen der 2-Hz-Versuche angeglichen werden, siehe Bild 5-4 und Bild 5-6. Die Versuche mit einer Belastungsfrequenz von 2 Hz wurden nicht pausiert, da auf Grundlage der bisherigen Erfahrungen sowie der Ergebnisse aus der Literatur bei dieser Belastungsfrequenz keine übermäßig hohen Probekörpertemperaturen erwartet wurden. Sie dienten somit als Referenzversuche. Die unpausierten 4-Hz- und 7-Hz-Versuche dienten letztlich der vergleichenden Untersuchung des Einflusses der Probekörpertemperatur auf den Ermüdungswiderstand in Versuchen mit und ohne Belastungspause.

Bei gleichbleibendem Unterspannungsniveau führen höhere Oberspannungsniveaus aufgrund von stärkeren Energieumwandlungsprozessen im Inneren des Probekörpers zu steileren Temperaturanstiegen und im gleichen Zeitraum zu höheren Probekörpertemperaturen, siehe Abschnitt 3.4. Daher wurden die Intervalllastwechselzahlen $N_{\text{Intervall}}$ der pausierten Versuche mit

steigenden Oberspannungsniveaus verringert, um die absoluten Temperaturunterschiede zwischen den 2-Hz-Versuchen und den höherfrequenten pausierten Versuchen auf maximal 5 K zu begrenzen. Die Anzahl der Intervalllastwechsel $N_{\text{Intervall}}$ betrug für jedes Oberspannungsniveau die Hälfte des vorherigen (niedrigeren). Sowohl die Wahl der Anzahl der Intervalllastwechsel als auch deren Halbierung mit steigendem Oberspannungsniveau wurde auf Grundlage von Temperaturmessungen aus vorangegangenen Untersuchungen an einem hochfesten Beton getroffen. Aus den gewählten Intervalllastwechselzahlen und den Belastungsfrequenzen ergaben sich nach Gleichung (5-2) schließlich die jeweiligen Belastungszeiten $t_{\text{Belastung}}$. Die Längen der Belastungspausen t_{Pause} wurden aus der Überlegung bestimmt, dass die Summe aus der Belastungsdauer und der Pausendauer derselben Zeit entsprechen sollte, die nötig war, um die gewählte Intervalllastwechselzahl mit einer Belastungsfrequenz von 2 Hz zu erzeugen, vgl. Gleichung (5-3). Demnach erzeugten alle pausierten Versuche innerhalb derselben Versuchszeit auch dieselbe Lastwechselzahl wie unter einer kontinuierlichen Versuchsdurchführung mit 2 Hz.

$$t_{\text{Belastung}} = \frac{N_{\text{Intervall}}}{f} \quad (5-2)$$

$$t_{\text{Intervall}} = t_{\text{Belastung}} + t_{\text{Pause}} = \frac{N_{\text{Intervall}}}{2 \text{ Hz}} \quad (5-3)$$

In Tabelle 5-4 sind alle Belastungs- und Pausenzeiten für die jeweiligen Belastungsfrequenzen und Beanspruchungsniveaus zusammengestellt.

Tabelle 5-4: Belastungs- und Unterbrechungszeiten innerhalb der Beanspruchungsintervalle

f [Hz]	S_{min} [-]	S_{max} [-]	$N_{\text{Intervall}}$ [-]	$t_{\text{Intervall}}$ [min]	$t_{\text{Belastung}}$ [s]	t_{Pause} [s]
2	0,05	0,80	480	4	240	0
		0,75	960	8	480	0
		0,70	1.920	16	980	0
4 ^{A)}	0,05	0,80	480	4	120	120
		0,75	960	8	240	240
		0,70	1.920	16	480	480
7 ^{A)}	0,05	0,80	480	4	68,6	171,4
		0,75	960	8	137,1	342,9
		0,70	1.920	16	274,3	685,7

^{A)} Versuche mit Belastungspause

Während der Belastungspausen wurden die Proben konstant auf dem kriechaffinen Beanspruchungsniveau S_{cr} belastet, welches sich nach Gleichung (5-4) errechnet. Dieses frequenzunabhängige Beanspruchungsniveau wurde durch *von der Haar* [vdH-17] hergeleitet und ruft während des Belastungszeitraums die gleiche viskose Kriechdehnung hervor, wie sie während desselben Zeitraums unter zyklischer Belastung erzeugt würde. Durch die Betrachtung eines Lastwechsels kann der formale Zusammenhang zwischen der kriechaffinen Beanspruchung σ_{cr} und dem sinusförmigen Belastungsverlauf mittels Gleichung (5-5) dargestellt werden. Darin beschreibt $\sigma_i(t_i)$ die aufgebrachte Spannung zum Zeitpunkt t_i und $k(\sigma_i)$ den Faktor zur Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechverhaltens. Der Wert n beschreibt die Anzahl der Unterteilungen des betrachteten Lastwechsels [vdH-17].

$$S_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{f_c} \tag{5-4}$$

$$\sigma_{cr} \cdot k(\sigma_{cr}) = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=0}^n \sigma_i(t_i) \cdot k(\sigma_i) \tag{5-5}$$

$$k(\sigma_i) = e^{1,5 \cdot \left(\frac{\sigma_i}{f_c} - 0,4\right)} \geq 1,0 \tag{5-6}$$

In Bild 5-7 ist der Zusammenhang zwischen dem kriechaffinen Beanspruchungsniveau σ_{cr}/f_c und dem linearen bzw. nichtlinearen Kriechverhalten dargestellt. Die sich aus diesem Zusammenhang ergebenden kriechaffinen Beanspruchungsniveaus sind für ein Unterspannungsniveau von $S_{min} = 0,05$ und für verschiedene Oberspannungsniveaus S_{max} in Bild 5-8 dargestellt.

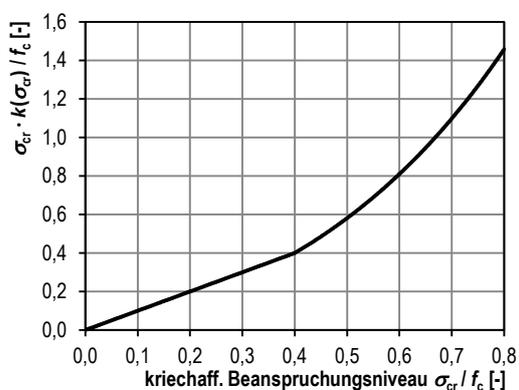


Bild 5-7: Einfluss des zyklischen Spannungsniveaus auf die Kriechverformung

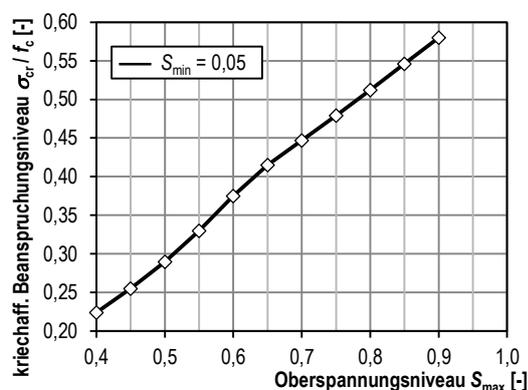


Bild 5-8: Verlauf des kriechaffinen Beanspruchungsniveaus für $S_{min} = 0,05$

Die während der Belastungspausen auf die Proben aufgebrauchten kriechaffinen Beanspruchungsniveaus S_{cr} sind in Tabelle 5-5 zusammengestellt.

Tabelle 5-5: Kriechaffines Beanspruchungsniveau S_{cr}

S_{min} [-]	S_{max} [-]	S_m [-]	S_{cr} [-]
	0,80	0,425	0,512
0,05	0,75	0,400	0,479
	0,70	0,375	0,447

5.3.3 Feuchteuntersuchungen

Für jeden Probekörper wurde nach den zerstörenden Druckfestigkeits- bzw. Ermüdungsversuchen der Feuchtegehalt mittels der Darr-Methode bestimmt. Dazu wurden kleine Bruchstücke mit einem Durchmesser von maximal 20 mm aus dem inneren Bereich der verbliebenen Bruchkegel herausgeschlagen. Diese Bruchstücke, welche eine Gesamtmasse von 350 g bis 400 g hatten, wurden in einem Trockenofen bei 105 °C getrocknet. In Übereinstimmung mit [DIN EN ISO 12570] war die Massekonstanz erreicht, wenn die Masseänderung bei drei aufeinanderfolgenden Wägungen (im Abstand von 24 h) weniger als 0,1 % der Gesamtmasse betrug. Der massebezogene Feuchtegehalt u wurde schließlich nach Gleichung (5-7) errechnet.

$$u = \frac{m - m_0}{m_0} \cdot 100 \quad (5-7)$$

mit: m Masse des Probekörpers vor dem Trocknen

m_0 Masse des trockenen Probekörpers

5.4 Prüfmaschinen, Versuchsaufbau und Messtechnik

Die Versuche unter monoton steigenden Beanspruchungen wurden in zwei Universalprüfmaschinen (UPM 1 und UPM 2) mit servohydraulischen Prüfzylindern des Herstellers Walter & Bai durchgeführt, siehe Bild 5-9 und Bild 5-10. Alle Versuche unter zyklischen Belastungen fanden ausschließlich in der UPM 1 statt. Die maximale Druckkraft des

Prüfzylinders der UPM 1, welcher über ein Servoventil an einen Ölkreislauf mit konstantem Systemdruck von 280 bar angeschlossen war, betrug 2,5 MN. Durch das vorhandene Servoventil und den Förderstrom von 160 l/min konnten Belastungsgeschwindigkeiten von mehr als 11.000 kN/s erzeugt werden. Beide Druckplatten waren starr, wobei sich zwischen der oberen Druckplatte und dem Kraftaufnehmer eine Kalotte befand. Der Kraftaufnehmer des Typs PZ-D 2500/1200/250 besaß im Kraftbereich von 50 kN bis 2.500 kN eine Genauigkeitsklasse von 1,0 gemäß [DIN EN ISO 7500-1]. Die untere Druckplatte war mit einer Druckplattenkühlung ausgestattet, um eine ungewollte Erwärmung der Probekörper aufgrund des sich durch das Hydrauliköl erwärmenden Zylinderkolbens zu vermeiden.

Der Prüfzylinder der UPM 2 wurde durch einen hydraulischen Pulsator betrieben und konnte eine maximale Druckkraft von 1,5 MN erzeugen. Auch dieser Prüfzylinder besaß zwei starre Druckplatten, wobei zwischen der oberen Druckplatte und dem Kraftaufnehmer ebenfalls eine Kalotte angeordnet war. Der Kraftaufnehmer des Typs PZ-D 1500 SP besaß im Kraftbereich von 75 kN bis 1.500 kN eine Genauigkeitsklasse von 1,0 gemäß [DIN EN ISO 7500-1]. Das Hydrauliköl des Pulsators war aufgrund einer deutlich geringeren Öltemperatur nicht in der Lage, die untere Druckplatte über die Umgebungstemperatur hinaus zu erwärmen.



Bild 5-9: Servohydraulische Universalprüfmaschine UPM 1



Bild 5-10: Universalprüfmaschine mit Pulsatorbetrieb UPM 2

In beiden Prüfmaschinen wurden die Probekörperverformungen zwischen den Druckplatten mithilfe von Laserdistanzsensoren des Typs

AWLG 008 S des Herstellers Welotec gemessen. Diese hatten eine Auflösung von 0,0005 mm, eine maximal einstellbare Messfrequenz von 5.000 Hz und erfüllten für den verwendeten Messbereich von 2 mm die Anforderungen der Genauigkeitsklasse 1,0 gemäß [DIN EN ISO 9513]. Grundsätzlich wurden die axialen Probekörperverformungen über die gesamte Probenhöhe mit jeweils drei im Winkel von 120° zueinander angeordneten Laserdistanzsensoren registriert, siehe Bild 5-11. Die axiale Gesamtprobenverformung wurde als Mittelwert aus den drei Einzelmesswerten berechnet. In beiden Universalprüfmaschinen wurde während der Versuche unter monoton steigenden und zyklischen Beanspruchungen stets die Lufttemperatur im Abstand von wenigen Zentimetern vom Probekörper mit jeweils einem Temperatursensor des Typs Pt 100 gemessen. Während der zyklischen Versuche wurden zusätzlich die Temperaturen der oberen und unteren Druckplatte sowie die Oberflächentemperaturen der Probekörper mit Thermoelementen des Typs T der Firma RS Components aufgezeichnet. Die Temperaturmessstellen der Probekörper befanden sich stets etwa 2 cm ober- bzw. unterhalb der Druckplatten sowie auf halber Probenhöhe, siehe Bild 5-11. Mithilfe von einseitig klebendem Gewebepband wurden die Thermoelemente an den Messstellen fixiert.

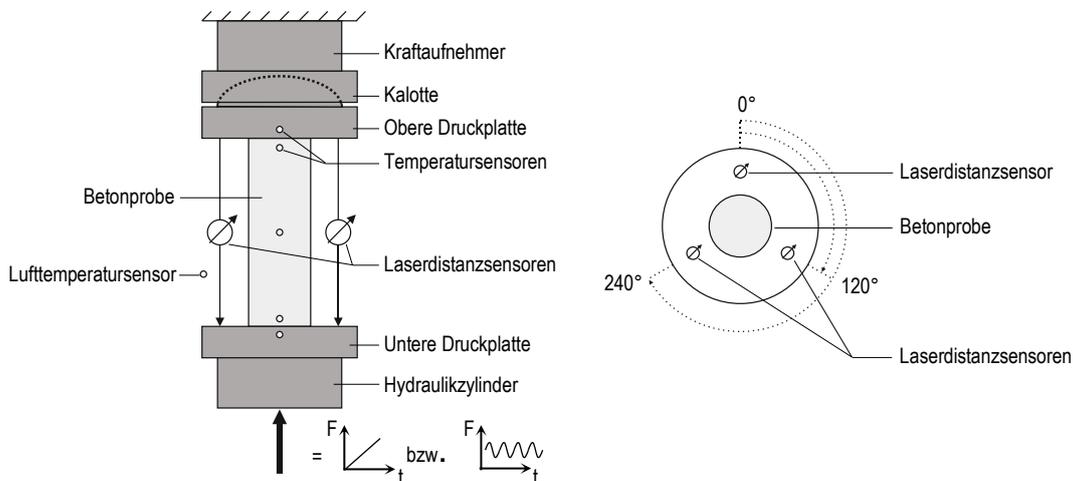


Bild 5-11: Schematischer Versuchsaufbau

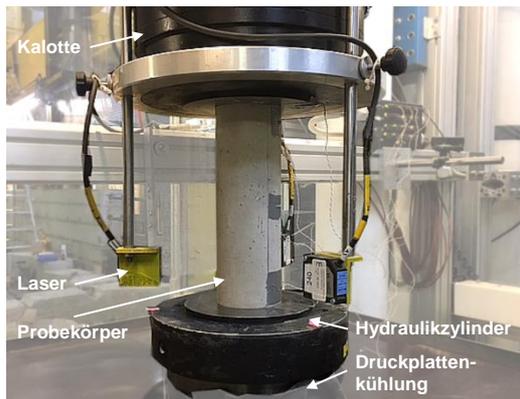


Bild 5-12: Versuchsaufbau in hydraulischer Universalprüfmaschine UPM 1

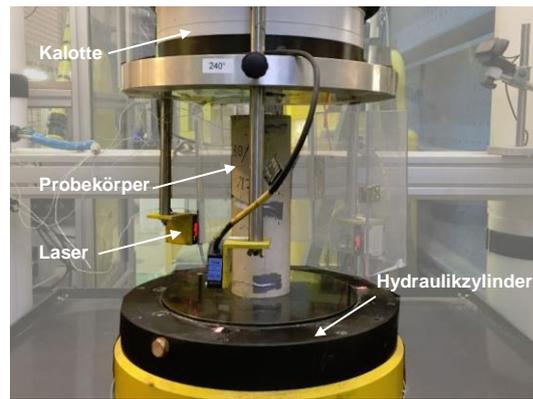


Bild 5-13: Versuchsaufbau in Universalprüfmaschine mit Pulsatorbetrieb UPM 2

Für die Messdatenerfassung und -verarbeitung wurde bei beiden Universalprüfmaschinen jeweils ein Universalmessverstärker des Typs QuantumX MX840A des Herstellers Hottinger Baldwin Messtechnik mit einer maximalen Messfrequenz von 4.800 Hz verwendet. Gleichzeitig kam in der UPM 1 ein Thermoelement-Messverstärker QuantumX MX1609TB für die Temperaturmessungen mithilfe der Thermoelemente zum Einsatz. Schließlich wurden alle Messwerte ungefiltert über eine Ethernetschnittstelle an einen Messrechner übertragen und gespeichert. Alle Messdaten wurden während der Versuche kontinuierlich erfasst. Die verwendeten Messfrequenzen hingen dabei von der Messgröße, der Versuchsart und der Belastungsgeschwindigkeit bzw. der Belastungsfrequenz ab. Tabelle 5-6 zeigt die verwendeten Messfrequenzen für die Versuche unter monoton steigender Belastung. Um auch bei den Versuchen mit hohen Belastungsgeschwindigkeiten eine ausreichende Anzahl von Datenpunkten aufzuzeichnen, wurde die Messfrequenz von 50 Hz auf 4.800 Hz erhöht. Somit konnten während der Druckfestigkeitsversuche mit einer Spannungsgeschwindigkeit von 1.445 MPa/s und einer sich dadurch ergebenden Versuchsdauer von nur etwa 0,11 Sekunden noch 520 bis 550 Messwerte aufgezeichnet werden.

Tabelle 5-6: Messfrequenzen bei Versuchen unter monoton steigenden Beanspruchungen

Prüfmaschine	Spannungsgeschwindigkeit [MPa/s]			
UPM 1	0,5	361	723	1.445
UPM 2	0,5	-	-	-
Sensor	Messfrequenz [Hz]			
Kraftaufnehmer, Induktiver Wegaufnehmer, Laserdistanzsensoren	50	4.800	4.800	4.800
Temperatursensor Pt 100	1	1	1	1

Tabelle 5-7: Messfrequenzen bei Versuchen unter zyklischen Beanspruchungen

Prüfmaschine	Belastungsfrequenz [Hz]		
UPM 1	2	4	7
Sensor	Messfrequenz [Hz]		
Kraftaufnehmer, Induktiver Wegaufnehmer, Laserdistanzsensoren	50	100	200
Temperatursensor Pt 100, Thermoelemente	1	1	1

Analog zu Tabelle 5-6 zeigt Tabelle 5-7 die verwendeten Messfrequenzen während der Versuche unter zyklischen Beanspruchungen. Diese gelten für die Versuche mit und ohne Belastungspausen. Die Messfrequenzen des Kraft- und Wegaufnehmers sowie der Laserdistanzsensoren wurden unter der Prämisse gewählt, während eines Lastwechsels mindestens 25 Messwerte aufzeichnen zu können. Dies ermöglichte eine ausreichend genaue Erfassung der Minima und Maxima, was insbesondere für die spätere Auswertung der Probekörperverformungen von besonderer Bedeutung ist. Die Messungen der Lufttemperatur und der Oberflächentemperaturen wurden mit der kleinstmöglichen Messfrequenz von 1 Hz durchgeführt, mit welcher die Temperaturentwicklungen ausreichend genau abgebildet werden konnten.

Vor Belastungsbeginn wurde stets auf die exakte Ausrichtung des Probekörpers innerhalb der Prüfmaschine und damit auf die zentrische Lasteinleitung geachtet. Für die anschließende Herstellung einer kraftschlüssigen Verbindung zwischen Probekörper und Prüfmaschine wurde eine Vorlast von 2 kN bis 3 kN aufgebracht, woraufhin die Messwerte der Wegaufnehmer und der Laserdistanzsensoren auf null gesetzt wurden. Darauf folgte die Aufbringung der Versuchslasten. Sowohl für die Versuche unter monoton steigenden als auch unter zyklischen Belastungen wurde die Kraft als Regelgröße verwendet. Zu Beginn der zyklischen Versuche wurde zunächst die Mittellast mit einer konstanten Spannungsgeschwindigkeit von 0,5 MPa/s aufgebracht, woraufhin sich die zyklische Belastung mit dem Aufbringen der Oberlast anschloss, siehe Bild 5-14. Regelungsbedingt spannte sich die volle Lastschwinge über fünf Lastwechsel auf, wobei die erste Lastamplitude etwa 97 % der Zielamplitude entsprach.

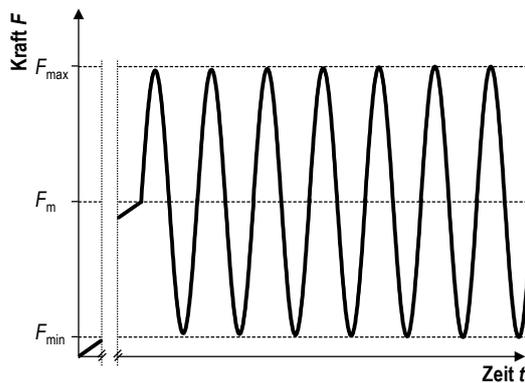


Bild 5-14: Belastungsverlauf während der Versuche mit zyklischer Belastung

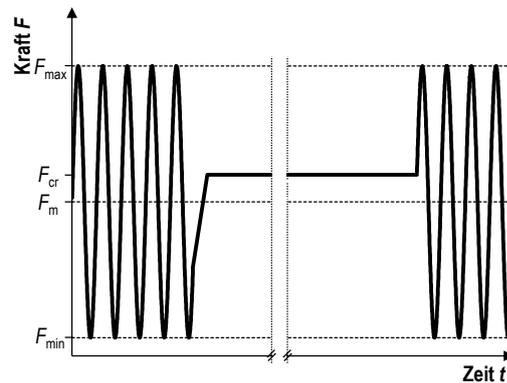


Bild 5-15: Belastungsverlauf während der Belastungspausen

Während der Versuche mit Belastungspause wurde nach Beendigung eines Belastungsblocks eine konstante Last in Höhe der kriechaffinen Belastung aufgebracht. Diese Belastung wurde, ohne den Probekörper zu entlasten, kurz nach der Erzeugung der letzten Unterlast mit einer Spannungsgeschwindigkeit von 50 MPa/s angefahren. Nach Ablauf der voreingestellten Belastungspausen folgte der nächste zyklische Belastungsblock, siehe Bild 5-15.

6 Versuchsergebnisse und -auswertung

6.1 Versuche unter monoton steigender Beanspruchung

Vor Beginn der Ermüdungsversuche wurden an den Probekörpern der Charge A im jüngsten Alter von 109 Tagen fünf Druckfestigkeitsuntersuchungen mit einer Spannungsgeschwindigkeit von $\dot{\sigma}_{\text{stat}} = 0,5 \text{ MPa/s}$ durchgeführt. Zusätzlich wurden im Alter von 152 Tagen und 243 Tagen an jeweils drei weiteren Proben die Druckfestigkeiten geprüft, um eine eventuelle Druckfestigkeitssteigerung infolge der fortschreitenden Zementhydratation zu erfassen. Darüber hinaus wurden Proben der Charge B in einem Alter von 440 bzw. 455 Tagen geprüft. Alle Einzelwerte sind in Anhang E tabellarisch zusammengestellt.

Bild 6-1 und Bild 6-2 zeigen Spannungs–Dehnungslinien von Probekörpern der Charge A im Probenalter von 109 bzw. 243 Tagen. Grundsätzlich weist der überwiegende Teil aller Probekörper bis etwa 16 % der Druckfestigkeit (ca. 20 MPa) einen geringfügigen Anlaufbereich auf, bei dem die Spannungs–Dehnungslinie leicht konvex zur Spannungsachse hin gekrümmt ist. Gründe hierfür wurden bereits in Abschnitt 2.2 erläutert. Im Weiteren verlaufen die Spannungs–Dehnungslinien bis ungefähr 80 % der Druckfestigkeit (ca. 100 MPa) linear. Dies spiegelt im Vergleich zu Normalbetonen einen geringeren Festigkeits- und Steifigkeitsunterschied zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein wider. Diese Eigenschaften führen zusammen mit einem guten Verbundverhalten zwischen der Gesteinskörnung und der Zementmatrix zu einer homogenen Spannungsverteilung innerhalb des Probekörpers und folglich zu einer verringerten Mikrorissdichte. Die kritische Spannung wird aufgrund dieser Beobachtung bei mindestens 80 % der Druckfestigkeit vermutet, kann jedoch aufgrund nichtvorhandener Querdehnungsmessungen nicht eindeutig bestimmt werden. Bis 98 % der Druckfestigkeit krümmt sich die Spannungs–Dehnungslinie durch das Anwachsen vorhandener Mikrorisse leicht zunehmend zur Dehnungsachse hin. Anschließend vereinigen sich diese Mikrorisse bis zum Erreichen der Druckfestigkeit zu Makrorissen, was eine stärkere Dehnungszunahme hervorruft. Bei der Bildung von Bruchflächen versagten die Probekörper sofort spröde und explosionsartig, weshalb keine ausgeprägten abfal-

lenden Äste der Spannungs–Dehnungslinien beobachtet werden konnten. Darüber hinaus verliefen die Bruchflächen sowohl durch den Zementstein als auch durch die Gesteinskörnung.

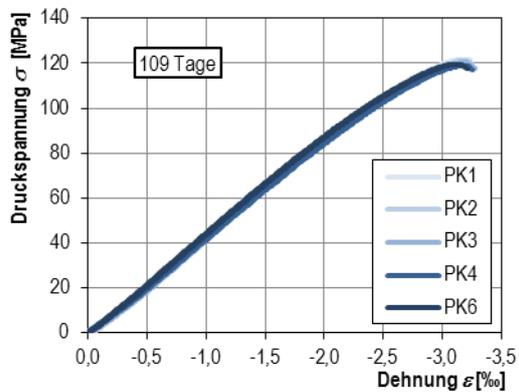


Bild 6-1: Spannungs–Dehnungslinien der Probekörper der Charge A im Alter von 109 Tagen

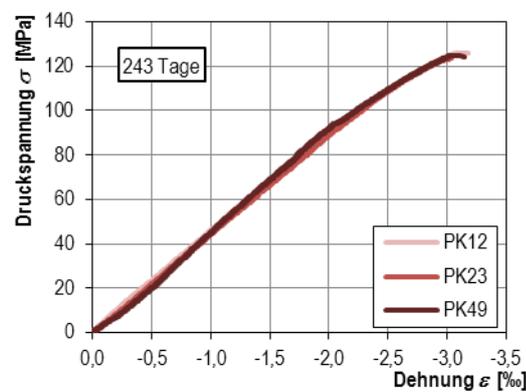


Bild 6-2: Spannungs–Dehnungslinien der Probekörper der Charge A im Alter von 243 Tagen

Die mittlere Druckfestigkeit der 109 Tage alten Proben lag bei $f_{cm} = 120,7 \text{ MPa}$ ($s = 1,2 \text{ MPa}$) und entsprach der beabsichtigten Zielfestigkeit, siehe Bild 6-3. Dieser Mittelwert wurde zunächst als Bezugsdruckfestigkeit für die darauffolgenden Ermüdungsversuche verwendet. Die mittlere Druckfestigkeit der 152 Tage alten Probekörper war mit $f_{cm} = 118,2 \text{ MPa}$ ($s = 4,3 \text{ MPa}$) aufgrund der leicht höheren Versuchswertstreuung etwas geringer. Da die Abnahme der mittleren Druckfestigkeit zwischen den beiden Versuchsserien nicht mit dem Probenalter, sondern einzig mit der Versuchsstreuung erklärt werden konnte, wurde die Referenzdruckfestigkeit von $120,7 \text{ MPa}$ für die nachfolgenden Ermüdungsuntersuchungen beibehalten. Auf Grundlage der Versuche im Alter von 243 Tagen wurde die Referenzdruckfestigkeit auf $125,0 \text{ MPa}$ ($s = 1,3 \text{ MPa}$) angehoben. Diese Erhöhung wurde im Vorfeld erwartet und ist auf die fortschreitende Zementhydratation zurückzuführen. Die Entwicklungskurve der Druckfestigkeit in Bild 6-3, ermittelt gemäß Gleichung (6-1) nach [DIN EN 1992-1-1] sowie Model Code 2010 [Fib-10], bestätigt diese Vermutung. Da die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen unbekannt war, wurde der Wert f_{cm} in Gleichung (6-1) insofern iterativ angepasst, dass die errechnete Druckfestigkeit im Alter von 109 Tagen dem Versuchsmittelwert von $120,7 \text{ MPa}$ entsprach. Aufgrund des verwendeten Zements CEM I 52,5 R wurde dabei der Beiwert $s = 0,2$ verwendet.

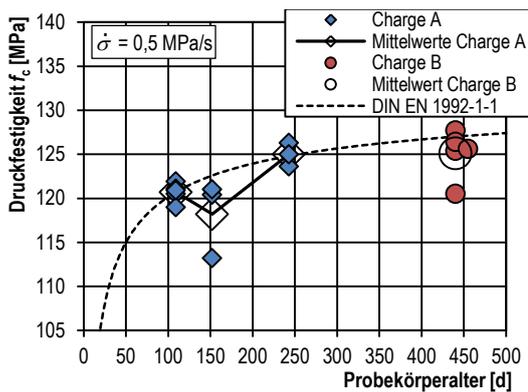


Bild 6-3: Druckfestigkeiten in Abhängigkeit vom Probekörperalter

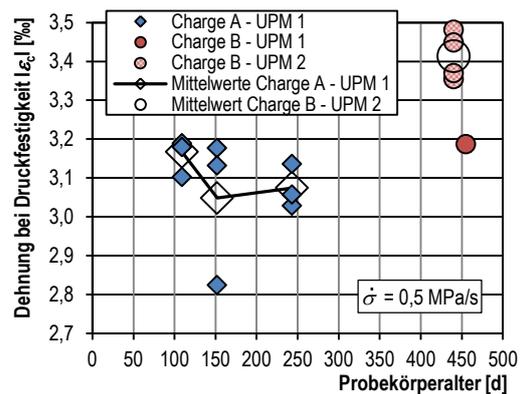


Bild 6-4: Dehnungen bei Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Probekörperalter für 0,5 MPa/s

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (6-1)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot [1 - \sqrt{28/t}]} \quad (6-2)$$

Auch die mittlere Druckfestigkeit der Charge B von 125,1 MPa ($s = 2,7$ MPa) im Alter von 440 bzw. 455 Tagen lag im Bereich der an Charge A angepassten, normativen Druckfestigkeitsentwicklung. Aufgrund dieser Betrachtung lässt sich für die Druckfestigkeit kein negativer Chargeneinfluss beobachten.

Die Dehnungen beim Erreichen der Druckfestigkeit $|\varepsilon_c|$ lagen für zehn der elf Proben der Charge A im Bereich zwischen 3,03 ‰ und 3,19 ‰, siehe Bild 6-4. Einzige Ausnahme stellte, wie schon bei der Betrachtung der Druckfestigkeiten zu sehen war, ein Probekörper dar, dessen Bruchdehnung $|\varepsilon_c| = 2,82$ ‰ betrug. Es wird vermutet, dass die geringere Druckfestigkeit und Bruchdehnung dieser Probe durch Inhomogenitäten in Form von kleinen Lunkern, Kiesnestern oder teilweise niederfester Gesteinskörnung hervorgerufen wurde. Vorschädigungen werden aufgrund des unauffälligen Verlaufs der Spannungs–Dehnungslinie ausgeschlossen. Als Grund für die deutlich höheren Dehnungen beim Erreichen der Druckfestigkeit, welche mit der UPM 2 ermittelt wurden, werden weniger chargenbedingte als vielmehr messtechnische Ursachen vermutet. Bei einer nachträglichen Kalibrierung der Kraftaufnehmer beider Prüfmaschinen konnten keine Unterschiede festgestellt werden. Eine eigene Kalibrierung der Wegmesstechnik konnte aufgrund fehlender Kalibriertechnik nicht erfolgen, weshalb die Ursache in der Verformungsmessung der UPM 1 oder der UPM 2 vermutet wird. Eine fehlerhaft eingestellte Messfrequenz oder Belastungsgeschwindigkeit konnte ausgeschlossen werden. Da in den nachfolgenden Abschnitten dieser Arbeit

in erster Linie die Entwicklungen der Bruchlastwechselzahlen und weniger die Verformungsentwicklung thematisiert wird und da alle Ermüdungsversuche mit der UPM 1 durchgeführt wurden, sind die differierenden Verformungswerte der beiden Maschinen von untergeordneter Bedeutung.

Nachfolgend wird der Einfluss einer erhöhten Spannungsgeschwindigkeit auf das Materialverhalten unter monoton steigender Beanspruchung betrachtet. Eine detaillierte Zusammenstellung aller Einzelwerte ist in Anhang E zu finden. In Bild 6-5 sind die gemittelten Spannungs–Dehnungslinien aus jeweils drei Probekörpern der Charge A im Alter von 152 Tagen bzw. 153 Tagen unter verschiedenen Spannungsgeschwindigkeiten dargestellt. Aufgrund der unterschiedlichen Verläufe der einzelnen Spannungs–Dehnungslinien kommt es bei der Darstellung der Mittelwertlinien insbesondere im oberen Spannungsbereich zu Versätzen. Diese sind rein mathematischer Natur und beschreiben keine realen Dehnungssprünge. Der grundsätzliche Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit auf das Materialverhalten wird dennoch deutlich. So besitzen die Spannungs–Dehnungslinien der Versuche mit höheren Spannungsgeschwindigkeiten einen geringfügig steileren Anstieg und weisen somit auf leicht höhere E-Moduln hin als die Mittelwertlinie der Versuche mit $\dot{\sigma}_{\text{stat}} = 0,5 \text{ MPa/s}$. Dabei sind die Unterschiede zwischen den Versuchen unter höheren Spannungsgeschwindigkeiten gering.

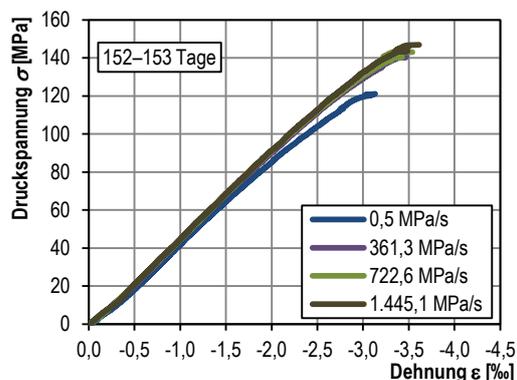


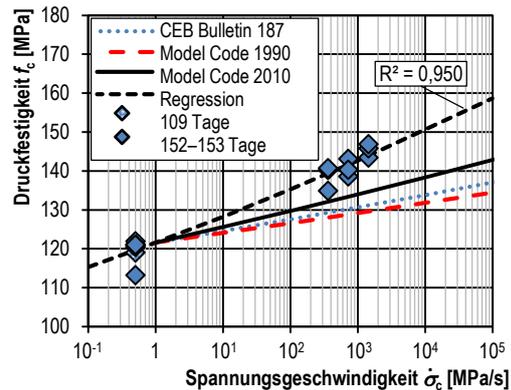
Bild 6-5: Gemittelte Spannungs–Dehnungslinien der Probekörper der Charge A unter verschiedenen Spannungsgeschwindigkeiten

Auch der Übergangsbereich vom linearen zum nichtlinearen Bereich wird durch die Spannungsgeschwindigkeit beeinflusst. Liegt dieser für eine Spannungsgeschwindigkeit von 0,5 MPa/s bei ca. 90 MPa, so befindet er sich unter den höheren Spannungsgeschwindigkeiten bei ca. 110 MPa. Scheinbar wird die Spannungsverteilung im Probekörper homogenisiert und das Anwachsen der Mikrorisse verzögert.

In Bild 6-6 sind die versuchstechnisch ermittelten Druckfestigkeiten über den aufgetragten Spannungsgeschwindigkeiten dargestellt. Die

Druckfestigkeiten steigen wie erwartet mit steigender Spannungsgeschwindigkeit an. In Anlehnung an die Formulierungen in [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10] kann dieser Anstieg mit einem Potenzansatz gemäß Gleichung (6-3) beschrieben werden. Vergleichend sind in Bild 6-6 die nach [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10] berechneten Druckfestigkeitsentwicklungen einander gegenübergestellt. Alle drei Ansätze unterschätzen die versuchstechnisch ermittelten Druckfestigkeiten. Dies ist nicht verwunderlich, da alle drei Modelle sehr konservative Ergebnisse für hochfeste Betone ergeben.

Bild 6-6: Druckfestigkeiten der Charge A in Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit im Vergleich zu [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10]



$$\frac{f_c}{f_{cm,0,5\text{MPa/s}}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c0}} \right)^\alpha \quad (6-3)$$

mit: $\dot{\sigma}_{c0} = 0,5 \text{ MPa/s}$

$\dot{\sigma}_c$ Spannungsgeschwindigkeit in MPa/s

f_c Druckfestigkeit in MPa

$f_{cm,0,5\text{MPa/s}}$ Mittlere Druckfestigkeit bei 0,5 MPa/s in MPa
= 119,7 MPa

$\alpha = 0,0231$

Um zu überprüfen, inwieweit die beabsichtigten hohen Spannungsgeschwindigkeiten mit der UPM 1 erzeugt werden konnten, ist deren Verlauf in Bild 6-7 dargestellt. Vergleichend sind in Bild 6-8 die dazugehörigen Druckspannungsverläufe über der Versuchszeit zu sehen. Grundsätzlich tritt bei allen Versuchen zu Beginn eine regelungsbedingte Anlaufphase auf, in der das Servoventil den Ölvolumenstrom in die Hydraulikzylinderkammer freigibt. Daraufhin wächst die erzeugte Spannungsgeschwindigkeit an, die nach Erreichen des Sollwerts durch die

Begrenzung des Ölvolumenstroms eingeregelt wird. Insbesondere bei den Versuchen mit den Zielspannungsgeschwindigkeiten von $\dot{\sigma}_{\text{stat}} = 722,6 \text{ MPa/s}$ und $\dot{\sigma}_{\text{stat}} = 1.445,1 \text{ MPa/s}$ fällt ein regelungsbedingtes Überschwingen auf. Anschließend werden die Zielspannungsgeschwindigkeiten schnell eingeregelt, wobei eine leichte Geschwindigkeitsabnahme mit zunehmender Belastung bzw. Versuchsdauer zu verzeichnen ist. Dennoch zeigt diese Betrachtung, dass die Spannungsgeschwindigkeiten ausreichend genau und für alle Probekörper gleichartig erzeugt wurden.

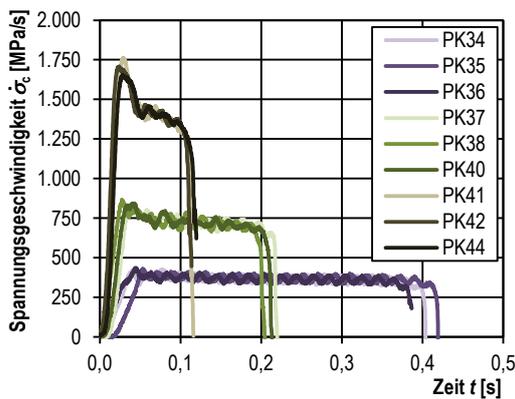


Bild 6-7: Zeitliche Spannungsgeschwindigkeitsentwicklung während der Versuche

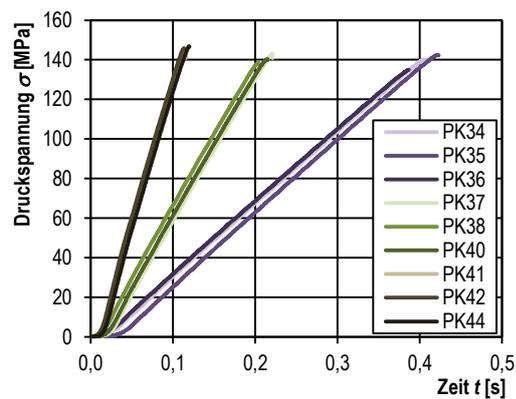


Bild 6-8: Zeitliche Druckspannungsentwicklungen während der Versuche

Mit zunehmender Spannungsgeschwindigkeit steigen auch die Dehnungen bei Erreichen der Druckfestigkeit betragsmäßig an und können ebenfalls in Anlehnung an [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10] mithilfe eines Potenzansatzes approximiert werden, siehe Bild 6-9. Dieser wird durch Gleichung (6-4) beschrieben. Der Ansatz nach [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10] überschätzt die versuchstechnisch ermittelte Steigerung der Dehnung bei Druckfestigkeit geringfügig.

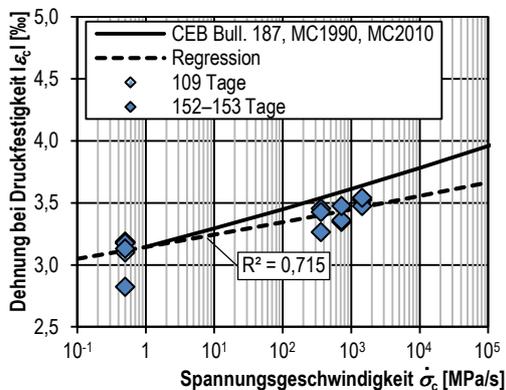


Bild 6-9: Dehnungen beim Erreichen der Druckfestigkeit der Charge A in Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit im Vergleich zu [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10]

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm,1MPa/s}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c0}} \right)^\beta \quad (6-4)$$

mit: $\dot{\sigma}_{c0} = 0,5 \text{ MPa/s}$

$\dot{\sigma}_c$ Spannungsgeschwindigkeit in MPa/s

ε_c Dehnung beim Erreichen der Druckfestigkeit in ‰

$\varepsilon_{cm,0,5MPa/s}$ Mittlere Dehnung beim Erreichen der Druckfestigkeit bei 0,5 MPa/s in ‰
= 3,116 ‰

$\beta = 0,0133$

In Bild 6-10 sind die Dehngeschwindigkeiten der jeweiligen Proben über der Versuchsdauer dargestellt, die der zeitlichen Ableitung der Dehnungen in Bild 6-11 entsprechen. Grundsätzlich weisen alle Proben unter denselben Spannungsgeschwindigkeiten gleichartige Dehnungs- und Dehngeschwindigkeitsverläufe auf. Nach einem anfänglichen Anlaufbereich besitzen die Dehngeschwindigkeiten innerhalb des linearen Materialverhaltens einen nahezu konstanten Wert, der nach dem Übergang zum nichtlinearen Materialverhalten überproportional ansteigt. Dies ist auch ursächlich für die mit zunehmender Versuchsdauer abfallenden Spannungsgeschwindigkeiten in Bild 6-7.

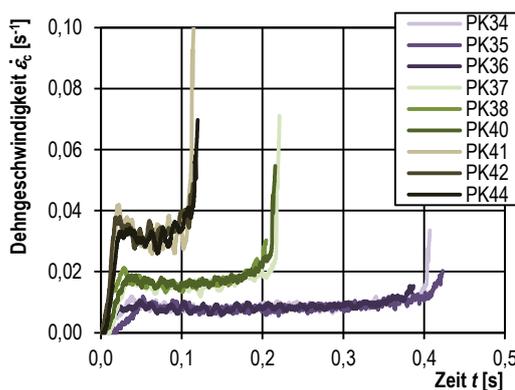


Bild 6-10: Zeitliche Dehngeschwindigkeitsentwicklung während der Versuche

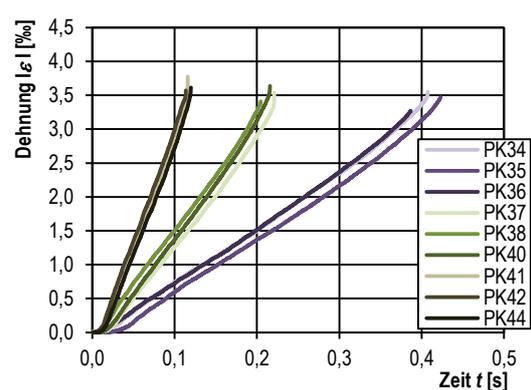


Bild 6-11: Zeitliche Dehnungsentwicklungen während der Versuche

Nachfolgend wird der Einfluss der Probekörpertemperatur auf das Materialverhalten unter monoton steigender Beanspruchung betrachtet. Eine detaillierte Zusammenstellung aller Einzelwerte ist in Anhang E zu finden. Bild 6-12 und Bild 6-13 zeigen die absoluten bzw. relativen temperaturabhängigen Druckfestigkeiten. Vergleichend dazu sind die Approximationen gemäß Model Code 2010 [Fib-10] entsprechend Gleichung (2-15) dargestellt. Mit zunehmender Probekörpertemperatur nahmen die Druckfestigkeiten ab. Die temperaturabhängigen mittleren Druckfestigkeiten liegen dabei nahezu exakt auf der Gerade des Model Code 2010, wodurch die Anwendbarkeit von Gleichung (2-15) für den untersuchten hochfesten Beton bestätigt werden konnte. Die Druckfestigkeitsabnahme wird für den untersuchten Temperaturbereich überwiegend auf die thermische Inkompatibilität zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein zurückgeführt, vgl. Kapitel 2.4. Ein signifikanter Einfluss der Probekörpertemperatur auf die Dehnung beim Erreichen der Druckfestigkeit konnte hingegen nicht festgestellt werden, vgl. Anhang E.

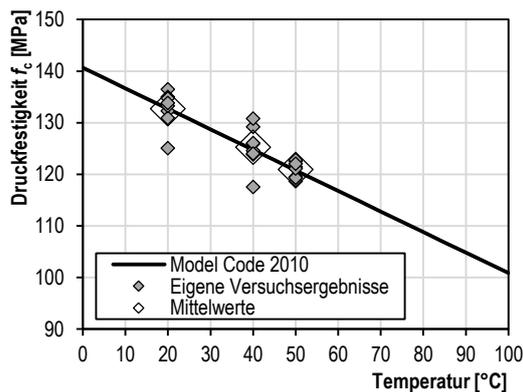


Bild 6-12: Druckfestigkeiten der Charge B in Abhängigkeit von der Probekörpertemperatur im Vergleich zu [Fib-10]

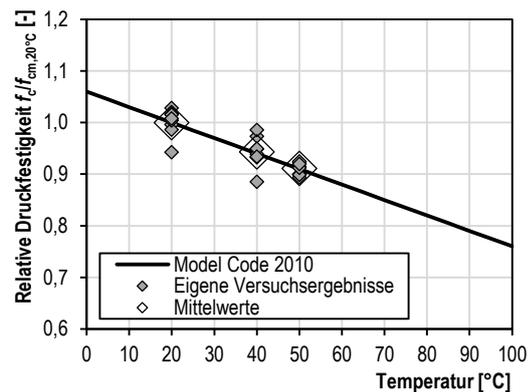


Bild 6-13: Relative Druckfestigkeiten der Charge B in Abhängigkeit von der Probekörpertemperatur im Vergleich zu [Fib-10]

6.2 Versuche unter Druckschwellbeanspruchung

6.2.1 Bruchlastwechselzahlen

Im Folgenden werden die Bruchlastwechselzahlen der Ermüdungsversuche und die daraus abgeleiteten Regressionslinien betrachtet. Eine detaillierte Zusammenstellung aller Ergebnisse ist in Anhängen F bis L zu finden. In Bild 6-14 sind die Bruchlastwechselzahlen der Ermüdungsversuche ohne Belastungspausen dargestellt. Bild 6-15 zeigt darüber hinaus die mittleren Bruchlastwechselzahlen und die daraus errechneten Regressionslinien. Vergleichend ist in beiden Diagrammen die zugehörige Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010 [Fib-10] eingetragen.

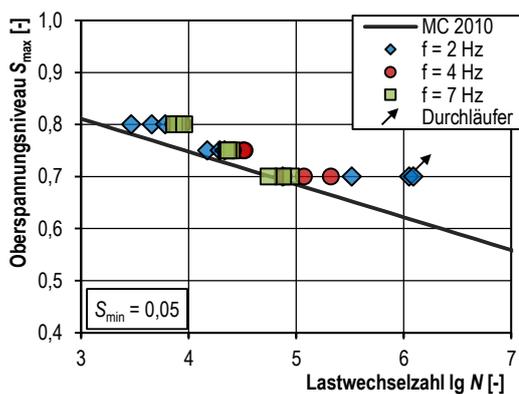


Bild 6-14: Bruchlastwechselzahlen ohne Belastungspausen im Vergleich zur Wöhlerkurve nach [Fib-10]

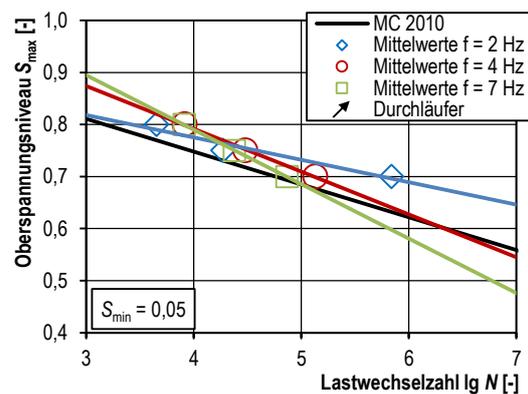


Bild 6-15: Mittlere Bruchlastwechselzahlen ohne Belastungspausen im Vergleich zur Wöhlerkurve nach [Fib-10]

$$f = 2 \text{ Hz: } \lg N = -23,202 \cdot S_{max} + 21,984 \quad R^2 = 0,941 \quad (6-5)$$

$$f = 4 \text{ Hz: } \lg N = -12,151 \cdot S_{max} + 13,622 \quad R^2 = 0,998 \quad (6-6)$$

$$f = 7 \text{ Hz: } \lg N = -9,560 \cdot S_{max} + 11,551 \quad R^2 = 0,999 \quad (6-7)$$

Grundsätzlich wurden die in Bild 6-14 dargestellten Ergebnisse mit Probekörpern aus der Charge A und B erzeugt. Dabei waren die Probekörper der Charge B um 85 Tage älter als die der Charge A. Allerdings gab es keine Anzeichen dafür, dass eine Charge stets höhere oder niedrigere Bruchlastwechselzahlen hervorbrachte, vgl. Anhang F. Somit sind die Ergebnisse aus beiden Chargen trotz des unterschiedlichen Probekörperalters miteinander vergleichbar.

Mit einer Ausnahme lagen alle Bruchlastwechselzahlen oberhalb der Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010. Lediglich ein Versuch, auf dem Oberspannungsniveau von $S_{\max} = 0,70$ und einer Belastungsfrequenz von $f = 7$ Hz, lag mit $N = 55.131$ leicht unterhalb der gemäß Model Code 2010 ermittelten Bruchlastwechselzahl von $N_{MC2010} = 57.489$. Die Streuung der Bruchlastwechselzahlen ist mit Ausnahme der Versuche auf dem Oberspannungsniveau von $S_{\max} = 0,70$ und mit $f = 2$ Hz gering. Auf dem erwähnten Beanspruchungsniveau streuen die Bruchlastwechselzahlen der 2-Hz-Versuche zwischen $N = 74.526$ ($\lg N = 4,87$) und $N = 1.228.501$ ($\lg N = 6,09$). Der Versuch mit der letzteren Lastwechselzahl musste aus zeitlichen Gründen abgebrochen werden und wurde als Durchläufer gewertet. Dennoch ging dieser Wert in die nachträgliche Berechnung der Regressionslinie ein. Dies entspricht einem konservativen Vorgehen, da die tatsächliche Bruchlastwechselzahl dieses Versuchs zwar unbekannt ist, aber grundsätzlich höher lag. Darüber hinaus wurde aufgrund der geringen Stichprobenanzahl auf eine Ausreißerbetrachtung für den Versuch mit der geringsten Bruchlastwechselzahl ($N = 74.526$ ($\lg N = 4,87$)) verzichtet. Eine Entfernung dieses Versuchsergebnisses hätte die mittlere logarithmierte Bruchlastwechselzahl lediglich von $\lg N = 5,84$ auf $\lg N = 5,95$ geändert.

Auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,80$ erreichten die 4-Hz- und 7-Hz-Versuche höhere Bruchlastwechselzahlen als die Versuche mit $f = 2$ Hz. Dies war im Hinblick auf Hypothese 1 zu erwarten. Der dementsprechend vermutete höhere Ermüdungswiderstand der 7-Hz-Versuche stellte sich gegenüber den 4-Hz-Versuchen allerdings nicht dar. Die mittleren Bruchlastwechselzahlen beider Versuchsreihen waren für beide Belastungsfrequenzen nahezu gleich groß. Auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,75$ ergaben die 4-Hz- und 7-Hz-Versuche abermals höhere Bruchlastwechselzahlen als die 2-Hz-Versuche, jedoch lagen die der 7-Hz-Versuche geringfügig unterhalb jener der 4-Hz-Versuche. Auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$ ergab sich für die 7-Hz-Versuche indes die niedrigste mittlere Bruchlastwechselzahl, gefolgt von den 4-Hz- und 2-Hz-Versuchen. Ähnlich wie es auch durch *Elsmeier* [Els-15] an Vergussbeton und durch *von der Haar et al.* [vdHHü-15] an höherfestem Normalbeton für das Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,05$ festgestellt wurde, kehrt sich der Belastungsfrequenzeffekt auch bei dem hier untersuchten selbstverdichtenden hochfesten Beton zwischen den Oberspannungsniveaus $S_{\max} = 0,80$ und $S_{\max} = 0,70$ um. Die Regressionslinien in Bild 6-15 bekräftigen diese Beobachtung. Darüber hinaus verlaufen die Regressionslinien der 4-Hz- und 7-Hz-Versuche steiler als die Wöhlerlinie nach Model Code 2010 und schneiden

diese bei $S_{\max} = 0,684$ bzw. $S_{\max} = 0,604$. Für geringere Oberspannungsniveaus läge die Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010 für diese Belastungsfrequenzen wahrscheinlich auf der unsicheren Seite. Dies konnte versuchstechnisch allerdings nicht überprüft werden. Als Ursache für die steiler verlaufenden Regressionslinien der höherfrequenten Versuche wird in Anlehnung an Hypothese 2 ein negativer Einfluss der höheren Probekörpertemperatur der höherfrequenten Versuche vermutet.

Um den Einfluss der Probekörpertemperatur zu reduzieren, wurden Ermüdungsversuche unter $f = 4$ Hz und $f = 7$ Hz mit Belastungspausen durchgeführt. Deren Bruchlastwechselzahlen sind vergleichend mit denen der ununterbrochenen 2-Hz-Versuche und der Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010 in Bild 6-16 dargestellt. Daneben zeigt Bild 6-17 die mittleren Bruchlastwechselzahlen und die dazugehörigen Regressionslinien.

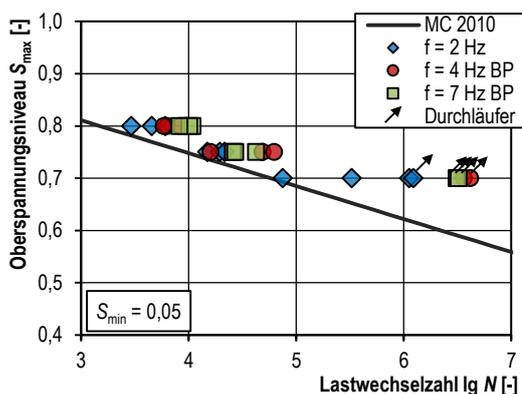


Bild 6-16: Bruchlastwechselzahlen mit Belastungspausen (BP) im Vergleich zur Wöhlerkurve nach [Fib-10]

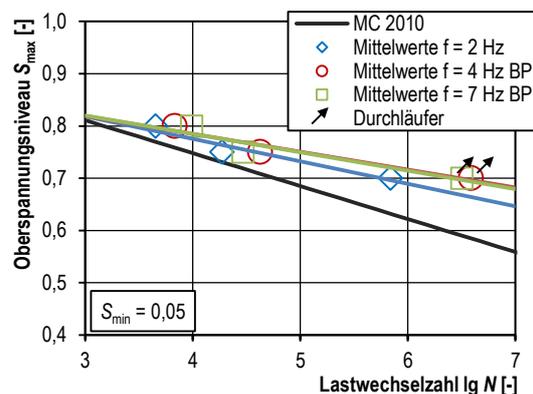


Bild 6-17: Mittlere Bruchlastwechselzahlen mit Belastungspausen (BP) im Vergleich zur Wöhlerkurve nach [Fib-10]

$$f = 4 \text{ Hz BP: } \lg N = -29,240 \cdot S_{\max} + 26,950 \quad R^2 = 0,943 \quad (6-8)$$

$$f = 7 \text{ Hz BP: } \lg N = -28,329 \cdot S_{\max} + 26,224 \quad R^2 = 0,886 \quad (6-9)$$

Auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,80$ führten auch bei den pausierten Versuchen höhere Belastungsfrequenzen im Mittel zu höheren Bruchlastwechselzahlen. Dabei unterscheiden sich die mittleren Bruchlastwechselzahlen der 4-Hz- und 7-Hz-Versuche mit Belastungspausen nicht signifikant von denen der Versuche ohne Belastungspausen. Das lässt darauf schließen, dass die Probekörpertemperaturen auf diesem Beanspruchungsniveau aufgrund der kurzen Versuchszeiten noch keinen relevanten Einfluss entwickeln konnten. Auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,75$ lagen die Bruchlastwechselzahlen der 7-Hz-Versuche, ähnlich wie bei den Versuchen ohne Belastungspausen, zwischen

denen der 2-Hz- und 4-Hz-Versuche. Dabei ist eine leichte Erhöhung der Bruchlastwechselzahlen der Ermüdungsversuche mit Belastungspause zu verzeichnen. Dies könnte an der allgemeinen Streuung oder an den verringerten Temperaturen der pausierten Versuche liegen, vgl. Bild 6-18 und Bild 6-19. Die signifikanteste Änderung ist allerdings auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$ zu verzeichnen. Die Ermüdungswiderstände der 4-Hz- und 7-Hz-Versuche mit Belastungspause liegen deutlich über denen der 2-Hz-Versuche und der Versuche ohne Belastungspause. Alle pausierten 4-Hz- und 7-Hz-Versuche versagten auf diesem Beanspruchungsniveau gar nicht und mussten abgebrochen und als Durchläufer gewertet werden. Die Regressionsgeraden aller Versuche mit Belastungspausen verlaufen im Vergleich zu denen der Versuche ohne Belastungspausen flacher und liegen oberhalb der 2-Hz-Regressionslinie, siehe Bild 6-17. Zudem liegen die 4-Hz- und 7-Hz-Regressionslinie sehr dicht beieinander, was hauptsächlich auf die ähnlichen Lastwechselzahlen der abgebrochenen Durchläufer zurückzuführen ist.

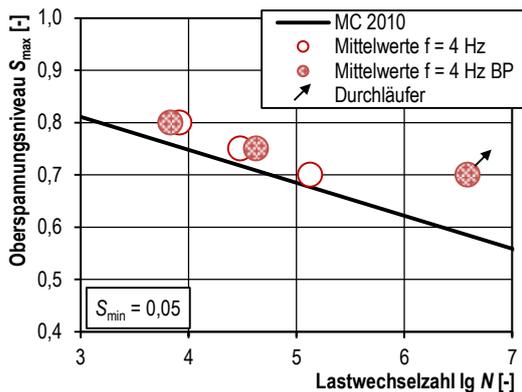


Bild 6-18: Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit und ohne Belastungspausen (BP) und mit einer Belastungsfrequenz von $f = 4$ Hz

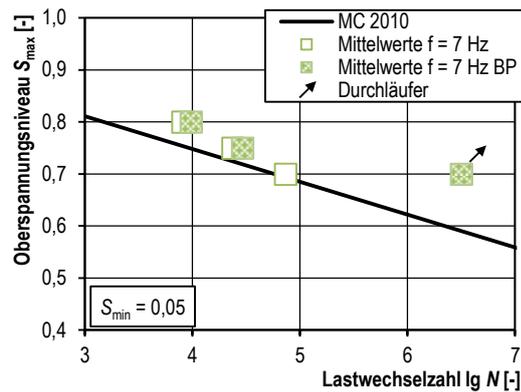


Bild 6-19: Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit und ohne Belastungspausen (BP) und mit einer Belastungsfrequenz von $f = 7$ Hz

Grundsätzlich ist festzustellen, dass die Ermüdungsversuche mit Belastungsfrequenzen von $f = 4$ Hz und $f = 7$ Hz durch die Einhaltung von Belastungspausen höhere Bruchlastwechselzahlen erzielen als die 2-Hz-Versuche. Zudem wird überwiegend eine Erhöhung der Bruchlastwechselzahlen im Vergleich zu den Versuchen ohne Belastungspause und gleicher Belastungsfrequenz beobachtet. Es lässt sich vermuten, dass der Temperatureinfluss durch die Einhaltung von Belastungspausen ausgeschlossen werden konnte und lediglich die höheren Spannungsgeschwindigkeiten infolge einer Belastungsfrequenzerhöhung zu höheren Ermüdungswiderständen führen. Genauere Temperaturbeobachtungen finden im folgenden Abschnitt statt. Diese Beobachtungen

bekräftigen Hypothesen 1 (Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit) und 3 (Einfluss von Belastungspausen), wenngleich die 7-Hz-Versuche auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,75$ geringere Bruchlastwechselzahlen lieferten als die 4-Hz-Versuche. Auch ergeben die pausierten Ermüdungsversuche auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,80$ und mit $f = 7$ Hz eine geringfügig niedrigere mittlere Bruchlastwechselzahl als die Versuche ohne Belastungspause, siehe Bild 6-18. Allerdings liegen die jeweiligen Bruchlastwechselzahlen sehr dicht beieinander, weshalb auch die allgemeine Streuung der Materialeigenschaften, die jedoch nicht klar quantifizierbar war, mitursächlich für diese Beobachtung sein kann. Grundsätzlich weist der Ermüdungswiderstand von Beton mitunter hohe Streuungen auf, weswegen die in dieser Arbeit erzielten Versuchsergebnisse zunächst Tendenzen aufzeigen. Für eine ausreichend genaue stochastische Beschreibung der Ermüdungswiderstände sowie der absoluten Einflüsse des Spannungsgeschwindigkeits- und Temperatureffekts wären umfangreichere Stichproben je Beanspruchungsniveau nötig.

6.2.2 Temperaturen

Wie schon in Abschnitt 3.4 dargestellt wurde, erwärmen sich die Probekörper während der Ermüdungsversuche. Die Temperaturentwicklung ist dabei sowohl vom Beanspruchungsniveau als auch von der Belastungsfrequenz abhängig. Diese Abhängigkeiten konnten ebenfalls bei den durchgeführten Versuchen beobachtet werden. Bild 6-20 zeigt die zeitlichen Temperaturänderungen ΔT_t bzw. die lastwechselabhängigen Temperaturänderungen ΔT_N der Probekörper ohne Belastungspause auf der mittleren Probekörperhöhe.

$$\Delta T_t = T_t - T_0 \quad (6-10)$$

$$\Delta T_N = T_N - T_0 \quad (6-11)$$

mit:	T_t	Temperatur zum Zeitpunkt t
	T_N	Temperatur bei Lastwechsel N
	T_0	Temperatur zu Versuchsbeginn

Die in Bild 6-20 (links) dargestellten zeitlichen Temperaturänderungen der Probekörper unter dem Beanspruchungsniveau $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$ verlaufen nahezu linear mit einem von der Belastungsfrequenz abhängigen Anstieg. Die unterschiedlichen Anstiege sind

in erster Linie auf die unterschiedliche Anzahl von Lastwechseln zurückzuführen, die innerhalb einer konstanten Zeitspanne durch die verschiedenen Belastungsfrequenzen erzeugt wurden. Werden die Temperaturänderungen wie in Bild 6-20 (rechts) über den Lastwechselzahlen dargestellt, so zeigen die Versuche mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen gleiche Temperaturanstiege.

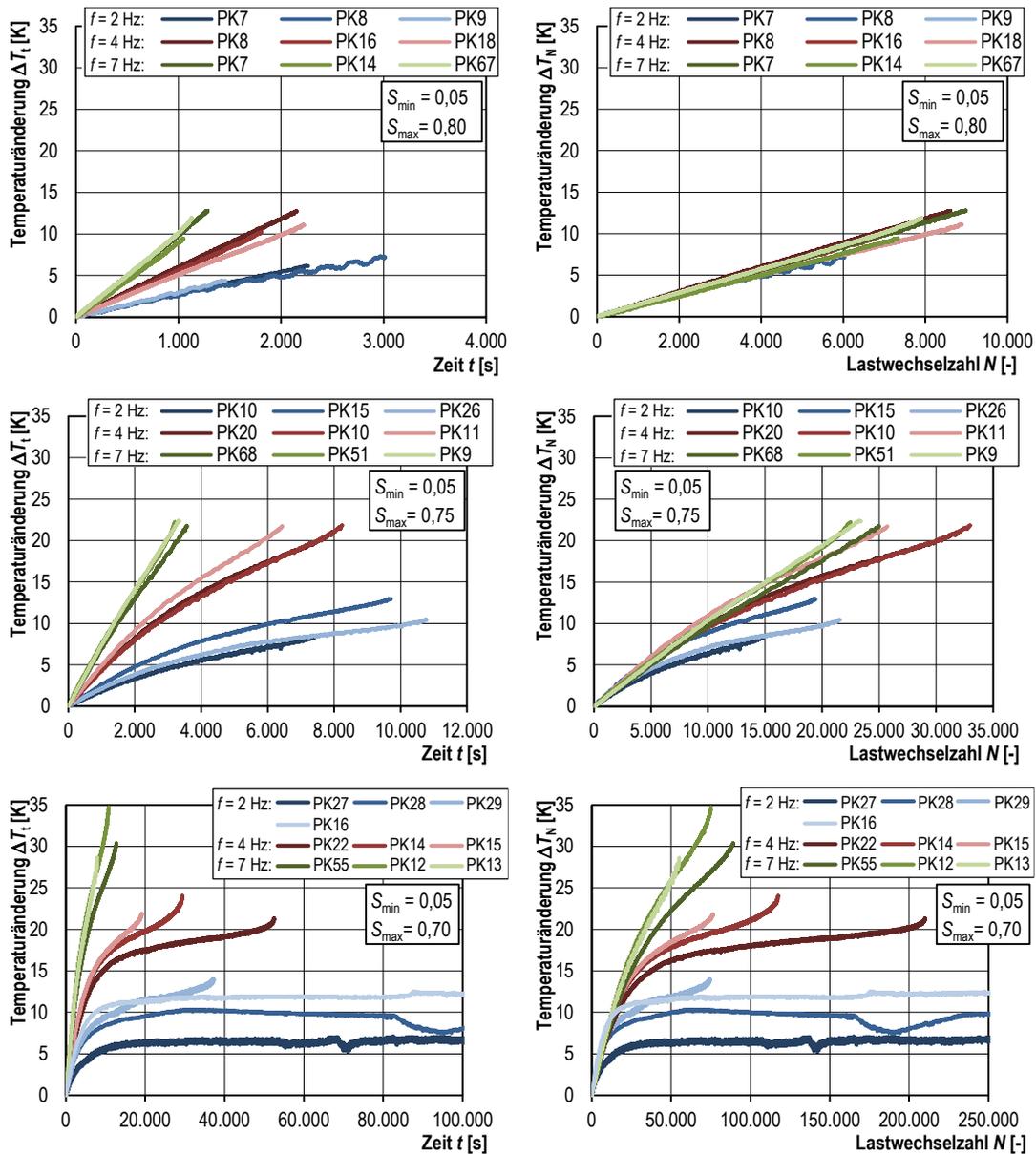


Bild 6-20: Temperaturänderungen ΔT_t (links) und ΔT_N (rechts) auf mittlerer Probenhöhe für die Versuche ohne Belastungspause (verkürzte Abszissenskalierung bei $S_{max}/S_{min} = 0,70/0,05$)

Grundsätzlich führt die Verringerung des Beanspruchungsniveaus zu einer Verringerung des Temperaturanstiegs sowie zu einer Erhöhung der Versuchslaufzeiten bzw. der Bruchlastwechselzahlen. Die zeitlichen

Temperaturänderungen ΔT_t unter dem Beanspruchungsniveau $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$ in Bild 6-20 (links) zeigen zusätzlich einen Übergang von einer linearen zu einer nichtlinearen Temperaturentwicklung. Ein zwei- bis dreiphasiger Temperaturverlauf ist erkennbar. Der Übergang vom linearen zum nichtlinearen Temperaturverlauf erfolgt im Bereich zwischen 1.000 s und 1.500 s. Der nichtlineare Temperaturverlauf ist von einer abnehmenden Temperaturerhöhung gekennzeichnet. Ursache für diese Abnahme ist die Zunahme der vom Probekörper an die Umgebung durch Strahlung emittierten sowie die Zunahme der durch Konvektion und Wärmeleitung an die Luft bzw. an die Druckplatten übertragenen Wärmeenergie. Diese Zunahme ist auf die steigende Temperaturdifferenz zwischen dem Probekörper und den umgebenden Medien bzw. Körpern zurückzuführen. Vor dem Eintritt des Ermüdungsversagens ist bei allen Probekörpern ein leicht überproportional zunehmender Temperaturanstieg zu erkennen. Dieser tritt analog zur Dehnungsentwicklung im Übergang von der Phase II zur Phase III auf und ist auf die Zunahme der Gefügeschädigung und auf die damit verbundene Zunahme innerer Rissreibungseffekte zurückzuführen. Die beschriebenen Phasen der Temperaturentwicklung sind auch in der lastwechselbezogenen Darstellung in Bild 6-20 (rechts) erkennbar. Darin zeigt sich außerdem, dass der Übergang in den nichtlinearen Temperaturverlauf für geringere Belastungsfrequenzen auch bei geringeren Lastwechselzahlen erfolgt. Dies ist insofern nachvollziehbar, da für die Probekörper bei niedrigen Belastungsfrequenzen ein längerer Zeitintervall zur Verfügung steht, um die Wärmeenergie aus einem Lastwechsel an die Umgebung abgeben zu können. Alle Versuche zeigen unabhängig von der Belastungsfrequenz bis etwa $N = 2.000$ die gleiche Temperaturzunahme.

In Bild 6-20 sind ebenfalls die Temperaturverläufe der Versuche auf dem Beanspruchungsniveau $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$ abgebildet. Um die Temperaturverläufe unter allen Belastungsfrequenzen geeignet darzustellen, wurden die Abszissenskalierungen der Diagramme entsprechend begrenzt. Die gesamten Temperaturentwicklungen der 2-Hz-Versuche sind in Anhang L zu finden. Die Verringerung des Beanspruchungsniveaus auf $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$ führte bei drei der vier 2-Hz-Versuche zu einer Ausbildung eines quasi-stationären Temperaturverlaufs. Diese quasi-stationären Temperaturverläufe sind lediglich von der schwankenden Umgebungstemperatur beeinflusst. Bei diesen Versuchen stellt sich ein Gleichgewicht zwischen der im Probekörper je Zeiteinheit in thermische Energie umgewandelten Energiemenge und der gleichzeitig vom Probekörper an die Umgebung abgegebenen Wärmeenergiemenge ein. Aufgrund einer vergleichsweise frühzeitig einsetzenden Schädigungszu-

nahme entwickelte sich bei Probekörper PK 29 kein ausgeprägt konstantes Temperaturniveau. Kurz vor dem Versagen setzte ein überproportionaler Temperaturanstieg ein. Eine vergleichbare Temperaturentwicklung tritt bei den Versuchen mit einer Belastungsfrequenz von 4 Hz und im verkürzten Maß auch bei den Versuchen mit einer Belastungsfrequenz von 7 Hz auf.

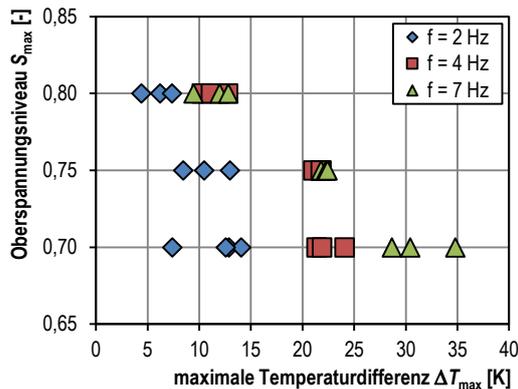


Bild 6-21: Maximale Temperaturdifferenzen ΔT_{\max} auf mittlerer Probekörperhöhe für die Versuche ohne Belastungspause

Aus der vorangegangenen Betrachtung wird deutlich, dass die maximalen Temperaturdifferenzen sowohl vom Beanspruchungsniveau als auch von der Belastungsfrequenz abhängen. Dieser Sachverhalt wird in Bild 6-21 verdeutlicht. Darin beschreibt die maximale Temperaturdifferenz ΔT_{\max} den größten Temperaturunterschied, der während der Versuchsdauer auftrat. Insbesondere die 2-Hz-Versuche weisen auf allen Beanspruchungsniveaus deutlich geringere maximale Temperaturdifferenzen als die 4-Hz- und 7-Hz-Versuche auf. Der Unterschied steigt mit abnehmendem Oberspannungsniveau. Zwischen den 4-Hz- und 7-Hz-Versuchen treten lediglich auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$ unterschiedliche maximale Temperaturdifferenzen auf. Auf den Oberspannungsniveaus $S_{\max} = 0,75$ und $S_{\max} = 0,80$ können sich aufgrund der kürzeren Versuchsdauer der 7-Hz-Versuche keine entsprechenden Unterschiede entwickeln. Würde deren Ermüdungsversagen später einsetzen, so würden auch höhere maximale Temperaturdifferenzen auftreten. Die maximale Temperaturdifferenz ΔT_{\max} ist grundsätzlich von der Erzeugung von thermischer Energie je Lastwechsel, der Speicherung und Abgabe von thermischer Energie an die Umgebung und der Versuchsdauer bzw. der Bruchlastwechselzahl abhängig. Da nicht alle Versuche in einen stationären Temperaturzustand übergehen und somit keine gleichartige Temperaturentwicklung bis zum Ermüdungsversagen aufweisen, kann mithilfe von Bild 6-21 keine Prognose bzw. Extrapolation der maximalen Temperaturdifferenzen ΔT_{\max} für andere Oberspannungsniveaus oder Belastungsfrequenzen vorgenommen werden.

Der lineare Temperaturanstieg innerhalb der ersten 1.000 Sekunden scheint hingegen einen vom Beanspruchungsniveau und der Belastungsfrequenz abhängigen Charakter aufzuweisen, vgl. Bild 6-20 (links). Grundsätzlich steigen die Temperaturdifferenzen $\Delta T_{1000s,mitte}$ mit steigendem Oberspannungsniveau und steigender Belastungsfrequenz an, siehe Bild 6-22. Auf den Oberspannungsniveaus $S_{max} = 0,80$ und $S_{max} = 0,75$ scheinen die gemessenen Temperaturdifferenzen direkt proportional zur Belastungsfrequenz zu sein. Auf dem Oberspannungsniveau $S_{max} = 0,70$ scheint diese direkte Proportionalität nur näherungsweise zu bestehen.

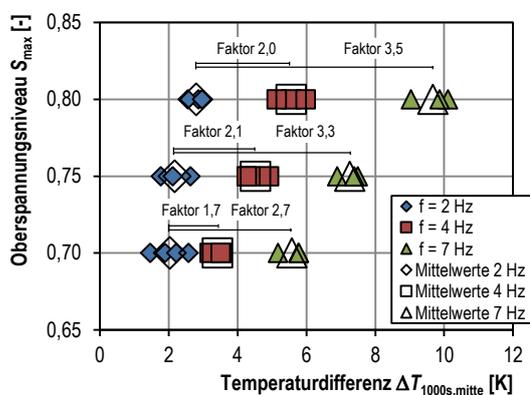


Bild 6-22: Temperaturdifferenzen $\Delta T_{1000s,mitte}$ auf mittlerer Probekörperhöhe der Versuche ohne Belastungspause nach 1.000 Sekunden

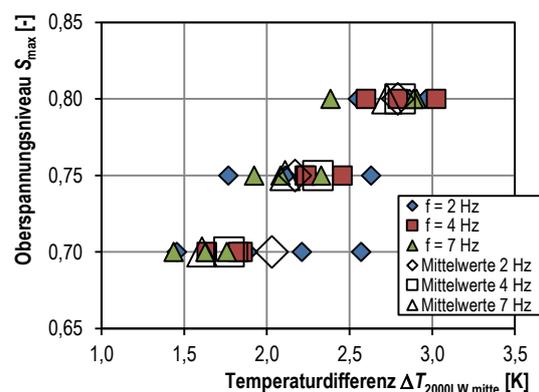


Bild 6-23: Temperaturdifferenzen $\Delta T_{2000LW,mitte}$ auf mittlerer Probekörperhöhe der Versuche ohne Belastungspause nach 2.000 Lastwechseln

Werden die Temperaturentwicklungen über den Lastwechselzahlen betrachtet, so zeigt sich bei allen Versuchen ohne Belastungspause ein konstanter Temperaturanstieg bis zu einer Lastwechselzahl von etwa $N = 2.000$. Die zugehörigen Temperaturdifferenzen $\Delta T_{2000LW,mitte}$ sind in Bild 6-23 dargestellt. Es ist eine Abhängigkeit der Temperaturdifferenz vom Oberspannungsniveau festzustellen. Höhere Oberspannungsniveaus führen zu höheren Temperaturdifferenzen bzw. -anstiegen je Lastwechsel. Eine Abhängigkeit von der Belastungsfrequenz lässt sich für die Oberspannungsniveaus $S_{max} = 0,80$ und $S_{max} = 0,75$ nicht erkennen. Auf dem Oberspannungsniveau $S_{max} = 0,70$ zeigen die 2-Hz-Versuche im Mittel einen geringfügig höheren Temperaturanstieg je Lastwechsel als die 4-Hz- und 7-Hz-Versuche. Besonders die Probekörper PK16 und PK29 weisen dabei einen signifikant steileren Temperaturanstieg auf. Werden ferner die gemittelten Temperaturänderungen je Lastwechsel in Bild 6-24 bis Bild 6-26 betrachtet, so sind keine signifikanten belastungsfrequenzabhängigen Unterschiede festzustellen.

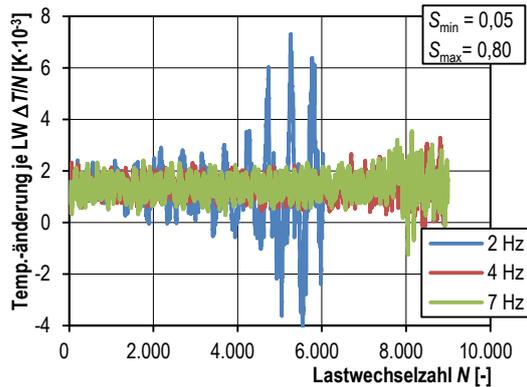


Bild 6-24: Gemittelte Temperaturänderungen je Lastwechsel der Versuche ohne BP auf Beanspruchungsniveau $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,80$

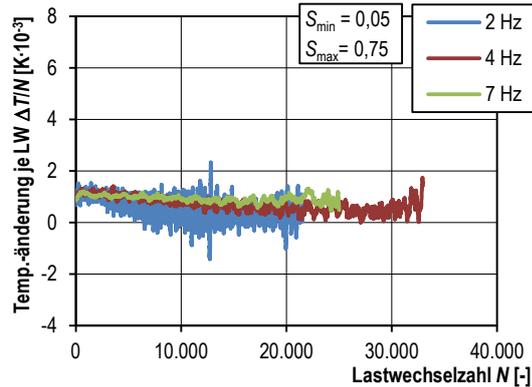


Bild 6-25: Gemittelte Temperaturänderungen je Lastwechsel der Versuche ohne BP auf Beanspruchungsniveau $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,75$

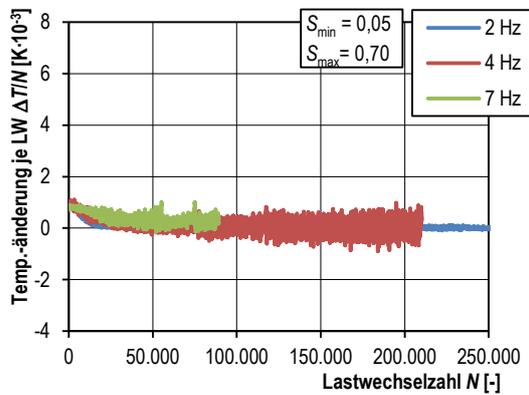


Bild 6-26: Gemittelte Temperaturänderungen je Lastwechsel der Versuche ohne BP auf Beanspruchungsniveau $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,70$

Zusammenfassend zeigt sich hinsichtlich der Abhängigkeit der Temperaturentwicklung von der Belastungsfrequenz ein unklares Bild. Anhand der Temperaturmessungen scheint die Erhöhung der Probekörpertemperaturen für die Oberspannungsniveaus $S_{max} = 0,80$ und $S_{max} = 0,75$ direkt proportional zur Belastungsfrequenz zu sein. Für das Oberspannungsniveau $S_{max} = 0,70$ scheint dies nur näherungsweise zu gelten. Die Beobachtung von *von der Haar et al.* [vdHHü-15] und *Elsmeier* [Els-19], dass niederfrequente Versuche eine stärkere Temperaturzunahme je Lastwechsel aufweisen, konnte nicht eindeutig nachgewiesen werden. Lediglich die Ergebnisse auf dem Oberspannungsniveau $S_{max} = 0,70$ lassen dies vermuten. Grundsätzlich ist die Temperatur eine Funktion der thermischen Energie eines Stoffes bzw. Körpers. Je Lastwechsel wird ein gewisser Teil der in den Probekörper eingebrachten Energie durch innere Reibungsvorgänge in thermische Energie umgewandelt [BoMa-19]. Diese gleichbedeutende Dissipationsenergie entspricht dem Flächeninhalt der Hystereseflächen der zyklischen Spannungs–Dehnungslinien, vgl. Bild 3-43. Für die Versuche auf dem Oberspannungsniveau

$S_{\max} = 0,80$ konnten die Hystereseflächen und anschließend die Dissipationsenergie E_{δ} bestimmt werden, siehe Bild 6-27 bis Bild 6-29. Für die Oberspannungsniveaus $S_{\max} = 0,75$ und $S_{\max} = 0,70$ konnten diese Parameter aufgrund ihrer geringeren Größe und der dafür zu geringen Messfrequenzen nicht zutreffend berechnet werden. Anhand der Verläufe der gemittelten Dissipationsenergien für das Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,80$ in Bild 6-30 zeigt sich, dass die Dissipationsenergien und somit auch die Hystereseflächen mit zunehmender Belastungsfrequenz abnehmen. Demnach ist die Energieumwandlung in thermische Energie durchaus von der Belastungsfrequenz abhängig, worauf auch durch *Bode et al.* [BoMa-19] hingewiesen wird. Entsprechend den mittleren Verläufen der Dissipationsenergien in Bild 6-30 müssten sich die 2-Hz-Versuche je Lastwechsel etwa 1,5- bis 2-fach so stark erwärmen als die 7-Hz-Versuche. Dies kann jedoch durch die Auswertung der Temperaturdifferenzen in Bild 6-22 bis Bild 6-26 nicht bestätigt werden. Stattdessen erwärmen sich die Probekörper auf diesem Beanspruchungsniveau frequenzunabhängig gleich stark. Vermutlich spielt in diesem Hinblick die Wärmeabgabe durch Leitung, Konvektion und Strahlung eine entscheidende Rolle. Denn für die niederfrequenten Versuche steht je Lastwechsel mehr Zeit für die Wärmeabgabe zur Verfügung als für die hochfrequenten Versuche. Für die Bestimmung der Wärmeabgabe hätten allerdings zusätzliche Messungen der Wärmeleitfähigkeit und der spezifischen Wärmekapazität des Betons sowie von Luftkonvektionsströmen erfolgen müssen, mit denen letztlich Wärmeübergangswiderstände berechnet werden könnten. Dies ist jedoch sehr komplex und konnte im Zuge dieser Arbeit nicht durchgeführt werden. Erste Messungen und Simulationen zu diesem Thema liefern *Vogel et al.* [VoVö-20], die allerdings nur für die von *Vogel et al.* beschriebenen Versuchsrandbedingungen gelten.

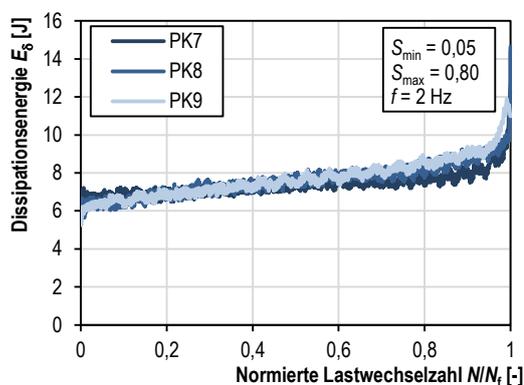


Bild 6-27: Verlauf der Dissipationsenergie E_{δ} für $S_{\max} = 0,80$ und $f = 2$ Hz

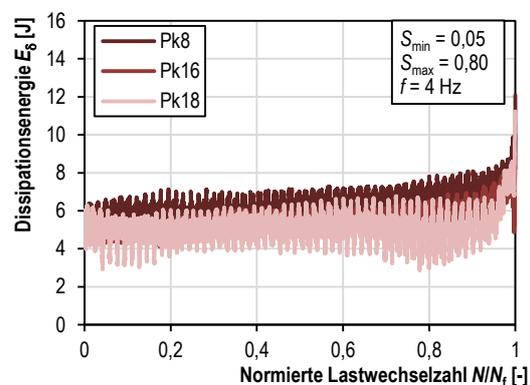


Bild 6-28: Verlauf der Dissipationsenergie E_{δ} für $S_{\max} = 0,80$ und $f = 4$ Hz

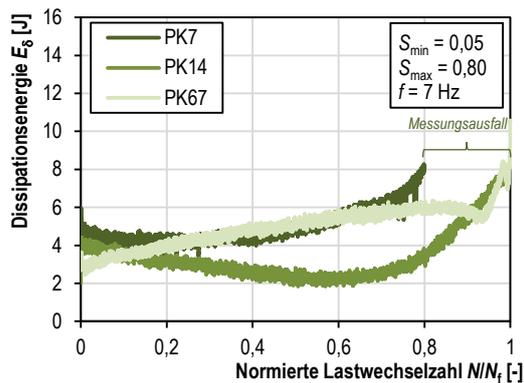


Bild 6-29: Verlauf der Dissipationsenergie E_{δ} für $S_{\max} = 0,80$ und $f = 7$ Hz

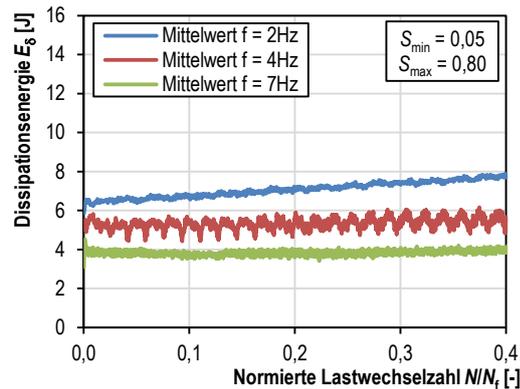


Bild 6-30: Verlauf der anfänglichen gemittelten Dissipationsenergie E_{δ} für $S_{\max} = 0,80$ (Darstellung bis $N/N_f = 0,4$)

Bild 6-31 zeigt die zeitlichen bzw. lastwechselabhängigen Temperaturänderungen ΔT_t bzw. ΔT_N der pausierten 4-Hz- und 7-Hz-Versuche im Vergleich zu den ununterbrochenen 2-Hz-Versuchen. Die Belastungsphasen und -pausen sind durch die Temperaturerhöhungen und -abnahmen deutlich in den Diagrammen erkennbar. Grundsätzlich wird deutlich, dass sich auf den Oberspannungsniveaus $S_{\max} = 0,80$ und $S_{\max} = 0,75$ die Temperaturkurven der Versuche mit Belastungspausen weitestgehend an die der 2-Hz-Versuche angleichen. Auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$ weisen die pausierten Versuche geringfügig niedrigere Temperaturänderungen als die ununterbrochenen 2-Hz-Versuche auf. Dies ist ein weiteres Indiz dafür, dass es bei Versuchen mit einer geringeren Belastungsfrequenz zu einer stärkeren Umwandlung der eingetragenen Energie in thermische Energie kommt als bei den Versuchen mit höheren Belastungsfrequenzen. Grundsätzlich konnten die teilweise starken frequenzbedingten Temperaturunterschiede, wie sie bei den Versuchen ohne Belastungspausen in Bild 6-20 noch vorhanden waren, deutlich reduziert und die Probekörpertemperaturen an die der 2-Hz-Versuche angeglichen werden. Somit liegen auf den jeweiligen Lastniveaus die versuchstechnischen Unterschiede maßgeblich nur noch in der Belastungsfrequenz bzw. Beanspruchungsgeschwindigkeit. Das zeigt, dass die frequenzbedingten Temperaturunterschiede durch die pausierte Versuchsdurchführung minimiert wurden. So verbleiben letztlich die unterschiedlichen Spannungsgeschwindigkeiten als versuchstechnische Unterschiede zu berücksichtigen. Diese Beobachtungen stützen Hypothese 3.

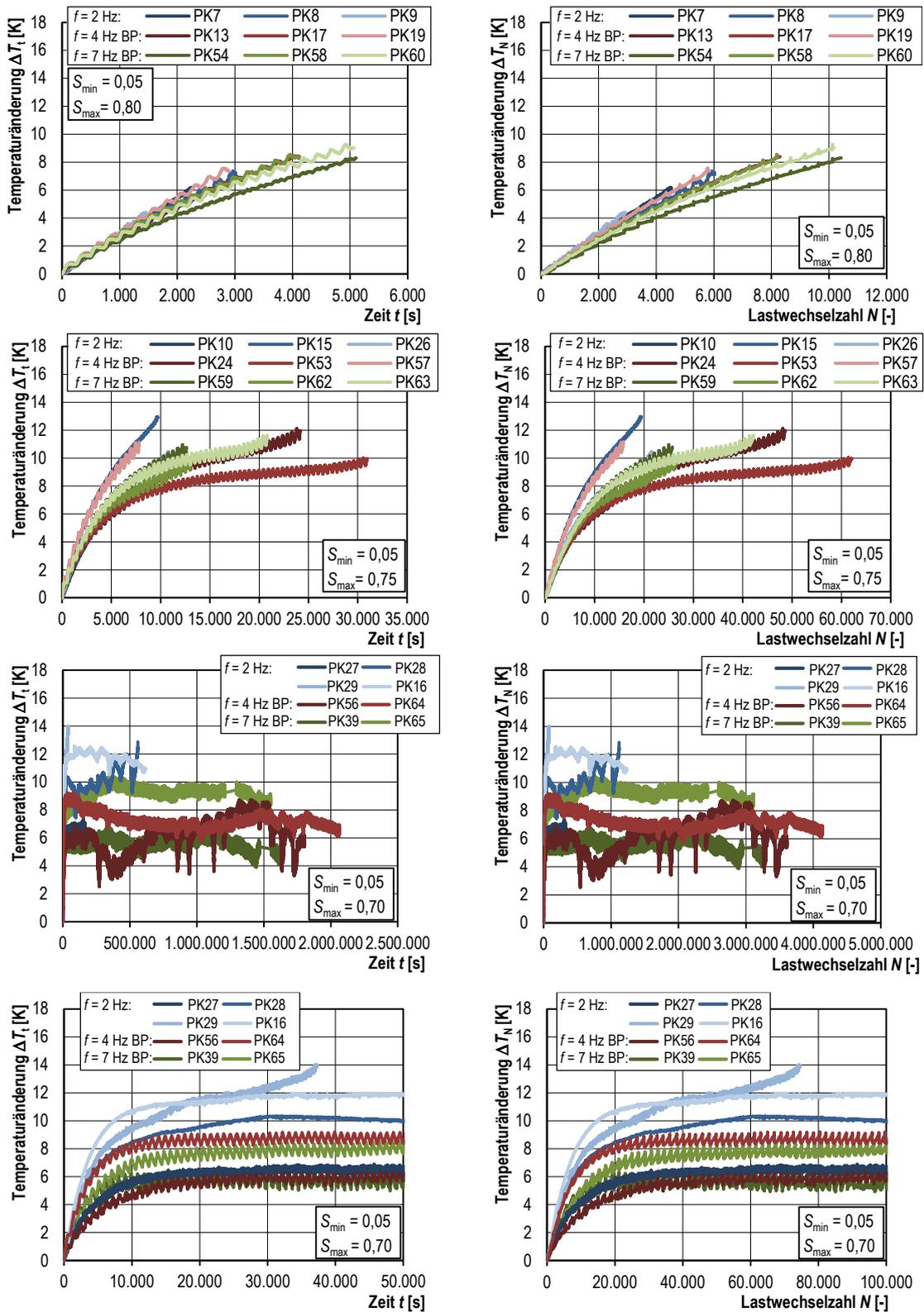


Bild 6-31: Temperaturänderungen ΔT_i (links) und ΔT_N (rechts) auf mittlerer Probekörperhöhe der Versuche mit Belastungspause (verkürzte Abszissenskalierung bei $S_{max}/S_{min} = 0,70/0,05$ unten)

6.2.3 Feuchtegehalt

In Abschnitt 3.4 wurde gezeigt, dass der Ermüdungswiderstand von Beton von dessen Feuchtegehalt beeinflusst wird. Darüber hinaus stellte *Elsmeier* [Els-19] fest, dass hochfester Vergussmörtel unter Ermüdungsbeanspruchungen und infolge der damit einhergehenden Temperaturbeanspruchung Feuchtigkeit an die Umgebung abgibt. Vor diesem Hintergrund wurde im Folgenden untersucht, inwieweit der Feuchtegehalt des in dieser Arbeit untersuchten hochfesten Betons durch die zyklische Beanspruchung beeinflusst wird.

Die Feuchtegehalte der Versuche unter monoton steigender Beanspruchung sind in Bild 6-32 dargestellt und nahmen mit zunehmendem Probekörperalter geringfügig ab. Im Alter von 109 bzw. 152 Tagen lagen sie im Mittel bei 3,30 % bzw. 3,19 %. Der Feuchtegehalt verringerte sich im Alter von 243 Tagen auf 3,04 %. Eine weitere Verringerung fand nicht statt, und im Alter von 443 Tagen betrug der Feuchtegehalt noch 3,11 %. Da die Abnahme des Feuchtegehaltes mit der Festigkeitszunahme in Bild 6-3 korreliert, kann diese der fortschreitenden Hydratation zugeschrieben werden. Darüber hinaus ist festzustellen, dass die Streubereiche der gemessenen Feuchtegehalte der Versuche unter monoton steigender Beanspruchung bei ca. 0,3 % liegen. Einen Einfluss auf die Streuung kann u. a. die Verteilung von Zementstein und Gesteinskörnung in den herausgeschlagenen Bruchstücken besitzen. Dies ist bei der Interpretation der weiteren Daten für die Ermüdungsversuche zu berücksichtigen.

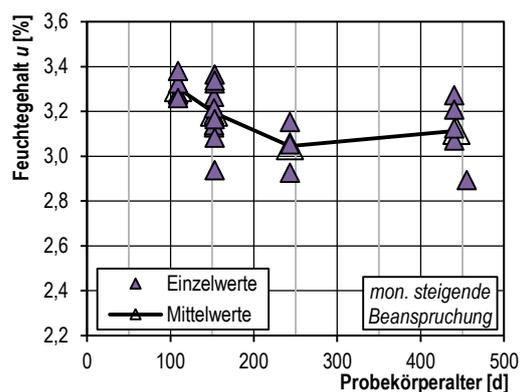


Bild 6-32: Feuchtigkeitsgehalt der Versuche unter monoton steigender Beanspruchung

Die Feuchtegehalte der ununterbrochenen Ermüdungsversuche sind in Bild 6-33 links dargestellt und entsprechen auf dem Beanspruchungsniveau $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$ im Mittel denen unter monoton steigenden Beanspruchungen. Da die Versuchszeiten und Temperaturerhöhungen bei diesen Versuchen gering waren, kam es zu keiner Änderung des

Feuchtegehaltes. Hingegen scheint bei den Probekörpern auf dem Beanspruchungsniveau $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$ mit einer Belastungsfrequenz von $f = 4$ Hz bzw. $f = 7$ Hz sowie bei allen Probekörpern auf dem Belastungsniveau $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$ eine geringfügige Reduktion des Feuchtegehalts (auf 2,9 % bis 2,7 %) stattgefunden zu haben. Der Feuchtegehalt der Versuche unter monoton steigender Beanspruchung lag für ein vergleichbares Probenalter zwischen 3,04% und 3,11 %. Der Grund für die Feuchtereduktion liegt aller Wahrscheinlichkeit nach in den erhöhten Probekörpertemperaturen und der Temperierdauer, wodurch entweder die Hydratation beschleunigt oder Feuchte an die Umgebung abgegeben wird. Aufgrund des hohen Probekörperalters der 4-Hz- und 7-Hz-Versuche wird die Hydratation als abgeschlossen angesehen. Auch *Budermann* [Bud-89] bestätigt, dass eine temperaturbedingte beschleunigte Hydratation für Beton im Alter nach 90 Tagen nicht signifikant nachweisbar ist. Daher wird vielmehr eine leichte Austrocknung vermutet. Auch *Elsmeier* [Els-19] führt die Feuchteänderungen der von ihr geprüften Probekörper ebenfalls auf die Austrocknung anstatt auf eine temperaturbedingte Hydratation zurück.

Eine Austrocknung wirkt sowohl positiv als auch negativ auf die Druckfestigkeit. Eine erhöhte Porosität wirkt sich negativ aus, und die Verringerung der Reduktion der Van-der-Waals-Kräfte sowie des allgemeinen Porenwasserdrucks wirkt sich positiv aus. Da die Feuchteänderungen gering sind und der zu berücksichtigende Streubereich demgegenüber mit 0,3 % relativ groß ist, wird kein signifikanter Einfluss der Austrocknung auf den Ermüdungswiderstand vermutet.

Die mittleren Feuchtegehalte der pausierten 4-Hz- und 7-Hz-Versuche weisen im Vergleich zu denen der 2-Hz-Versuche in Bild 6-33 rechts auf allen Beanspruchungsniveaus keine signifikant unterschiedlichen Werte auf. Dies ist auf die ähnlichen Probekörpertemperaturen aufgrund der pausierten Versuchsdurchführung zurückzuführen. Ein Einfluss einer Feuchtigkeitsänderung auf den Ermüdungswiderstand der pausierten Versuche kann somit ausgeschlossen werden.

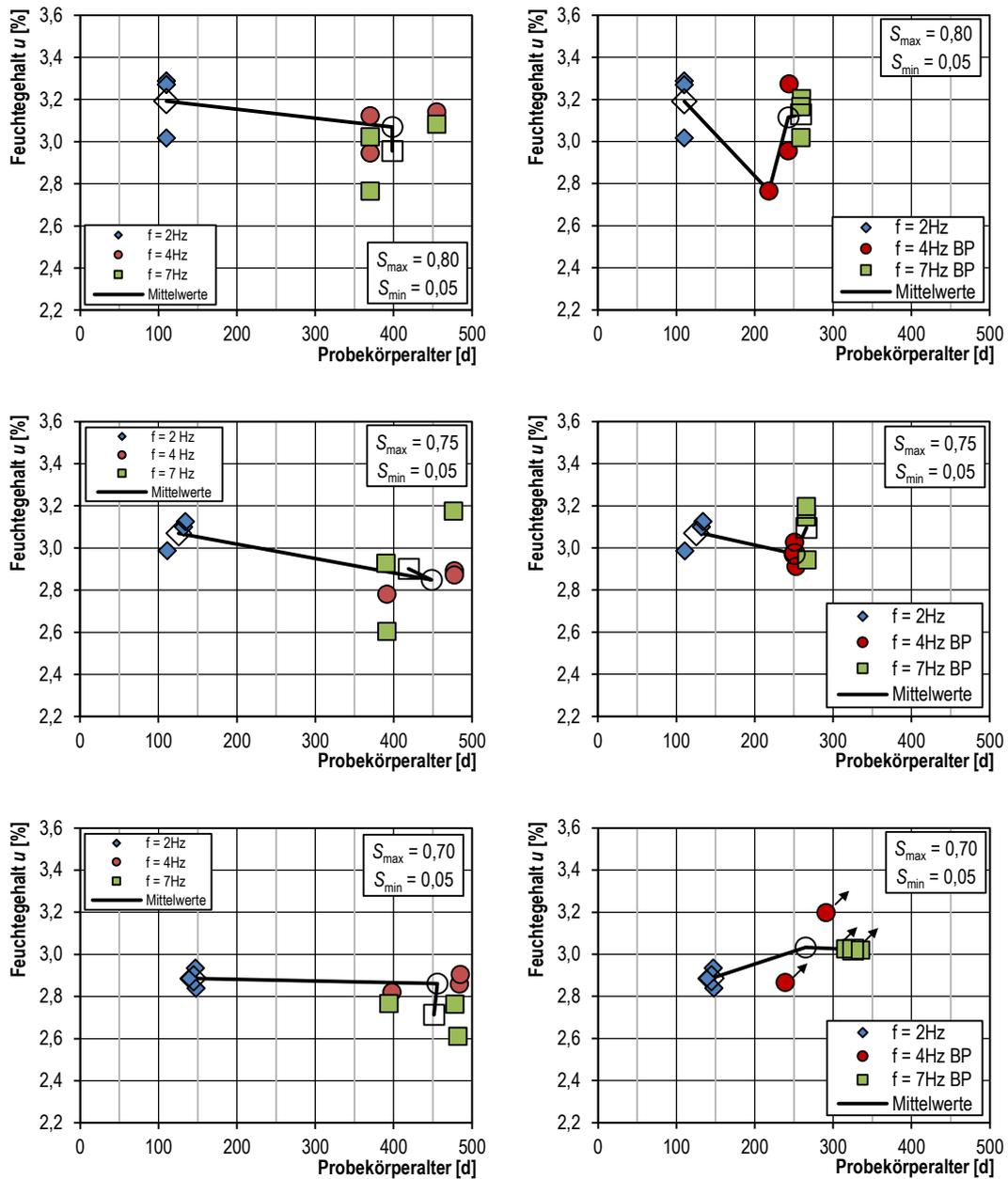


Bild 6-33: Feuchtigkeitsgehalt der Ermüdungsversuche. Links: kontinuierliche Versuche; rechts: kontinuierliche 2-Hz-Versuche und Versuche mit Belastungspause (BP)

7 Modellbildung zur Berücksichtigung der Belastungsfrequenz

7.1 Allgemeine Modellvorstellungen

Die eigenen experimentellen Untersuchungen bestätigen für den hochfesten Beton die bereits aus der Literatur bekannte Abhängigkeit des Ermüdungswiderstandes von der Belastungsfrequenz. Die bislang für die Vorhersage von Bruchlastwechselzahlen verfügbaren Materialmodelle können den experimentell festgestellten Wöhlerlinienverlauf allerdings nicht abbilden, da sie zwar den Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit berücksichtigen, jedoch den Einfluss der Probekörpertemperatur vernachlässigen. Die nachfolgende Modellbildung, welche beide Effekte in sich vereint, beschreibt auf makroskopischer Ebene einen mechanisch–thermischen Schädigungsprozess und soll dadurch dessen Auswirkung und letztlich den divergierenden Einfluss der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand von Beton charakterisieren. Die dazu verwendete Methodik fußt auf der Grundidee, dass der im Beton auf meso- und mikroskopischer Ebene wirkende mechanisch–thermische Schädigungsmechanismus die Bezugsdruckfestigkeit und somit das Beanspruchungsniveau beeinflusst. Mithilfe dieser Vorstellung lassen sich nachfolgend aus einer Bezugswöhlerlinie frequenzabhängige Wöhlerlinien entwickeln, die anschließend an den Versuchsergebnissen validiert werden. Bild 7-1 zeigt das grobe Ablaufschema zur Bestimmung solcher Wöhlerlinien, auf das kurz eingegangen wird. Detaillierte Erläuterungen erfolgen in den anschließenden Abschnitten.

Im ersten Schritt werden auf Grundlage der eigenen unpausierten Ermüdungsversuche die Versuchswöhlerlinien für Belastungsfrequenzen von 2 Hz, 4 Hz und 7 Hz erstellt. Dies fand bereits in Abschnitt 6.2.1 statt.

Im zweiten Schritt wird eine effektive, spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinie hergeleitet, welche die Abhängigkeit der Bezugsdruckfestigkeit von der einwirkenden Spannungsgeschwindigkeit berücksichtigt. Als Bezugsdruckfestigkeit wird dabei anstelle der Druckfestigkeit bei einer Spannungsgeschwindigkeit von 0,5 MPa/s vielmehr die Druckfestigkeit $f_{c,eff}$ verwendet, welche sich infolge der während der Ermüdungsbeanspruchungen auftretenden mittleren Spannungsgeschwindigkeit ergibt. Mithilfe der somit errechenbaren effektiven, spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Beanspruchungsniveaus und den Bruchlastwechselzahlen der konventionellen 2-Hz-Versuche wird eine

effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinie entwickelt, siehe Bild 7-1. Der Grund, weshalb dazu die Bruchlastwechselzahlen der 2-Hz-Versuche verwendet werden, ist, dass diese Versuche am wenigsten von der Temperatur beeinflusst waren und somit am zutreffendsten mit einer linearen Wöhlerlinie abgebildet werden können. Darüber hinaus ähnelten die Temperaturen der pausierten Versuche denen der 2-Hz-Versuche. Die konventionelle 2-Hz-Wöhlerlinie dient daher als sogenannte Bezugswöhlerlinie. Die Grundidee der effektiven Wöhlerlinie ist, dass sie den reinen mechanischen Schädigungsprozess beschreibt und somit für alle auftretenden Spannungsgeschwindigkeiten anwendbar ist. Darüber hinaus kann sie anhand der Bruchlastwechselzahlen der pausierten Ermüdungsversuche validiert werden, um somit Hypothese 1 zu überprüfen.

Im dritten Schritt werden frequenzabhängige Temperaturänderungen in Bezug auf die Probekörpertemperatur der 2-Hz-Bezugsversuche ermittelt. Zusammen mit dem Materialmodell nach Model Code 2010, welches die Temperatur mit der Druckfestigkeit verknüpft, lassen sich anschließend frequenzabhängige, temperaturbedingte Beanspruchungsänderungen gegenüber den 2-Hz-Bezugsversuchen errechnen.

Diese temperaturbedingten Beanspruchungsniveaus lassen sich im nachfolgenden vierten Schritt auf die effektiven Beanspruchungsniveaus transformieren und mit der effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Bezugswöhlerlinie verknüpfen. Somit entsteht ein Ermüdungswiderstandsmodell, welches den lastwechselinvarianten Spannungsgeschwindigkeitseinfluss auf den mechanischen Schädigungsprozess und den lastwechselvarianten Temperatureinfluss auf den thermischen Schädigungsprozess in sich vereint.

Mithilfe der linearen Schadensakkumulation lässt sich schließlich im fünften Schritt die effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Bezugswöhlerlinie in verschiedenfrequente effektive Wöhlerlinien umrechnen, wobei sowohl der mechanische als auch der thermische Schädigungsprozess Berücksichtigung finden. Diese adaptierten effektiven Wöhlerlinien können anhand der experimentell bestimmten effektiven Versuchswöhlerlinien validiert werden, um somit Hypothesen 1 und 2 (siehe Kapitel 4) zu überprüfen.

Diese Wöhlerlinien können im anschließenden sechsten Schritt auf die konventionellen Beanspruchungsniveaus transformiert und ebenfalls mit den experimentellen Versuchsergebnissen verglichen werden.

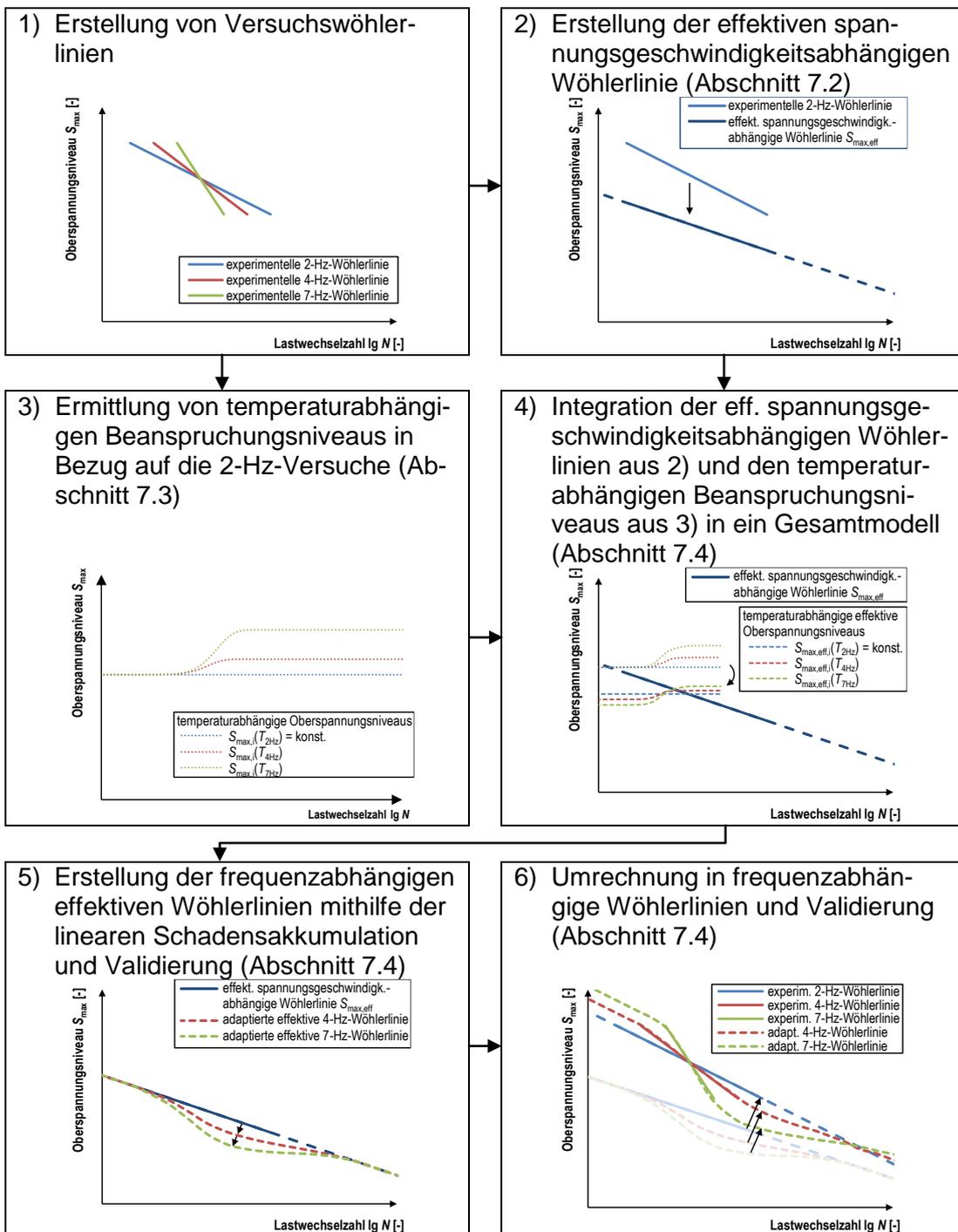


Bild 7-1: Ablaufschema zur Bestimmung frequenzabhängiger Wöhlerlinien

7.2 Berücksichtigung der Spannungsgeschwindigkeit

7.2.1 Allgemein

In Abschnitten 2.3 und 6.1 wurde gezeigt, dass die Betondruckfestigkeit von der einwirkenden Spannungsgeschwindigkeit abhängt. Je höher die Spannungsgeschwindigkeit ist, desto höher ist die Betondruckfestigkeit. Eine Änderung der Belastungsfrequenz im Ermüdungsversuch führt zwangsläufig zu einer Änderung der auf den Probekörper einwirkenden Spannungsgeschwindigkeit. Werden beide Beobachtungen miteinander verknüpft, ergibt sich, dass unterschiedliche Belastungsfrequenzen im Ermüdungsversuch zu unterschiedlichen Beton- bzw. Druckfestigkeiten führen. Diese Druckfestigkeiten bestimmen wiederum das eigentliche Beanspruchungsniveau. Je höher die Betondruckfestigkeit ist, desto geringer ist bei gleichbleibender Belastung das Beanspruchungsniveau. Um diesen Umstand zu berücksichtigen, werden entsprechend Arbeitsschritt 2 in Bild 7-1 nachfolgend effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinien entwickelt. Diese dienen als Baustein für die spätere Erstellung von frequenzabhängigen Wöhlerlinien.

7.2.2 Mathematische Beschreibung der Spannungsgeschwindigkeit

Die Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ ist die Ableitung der Materialspannung σ nach der Zeit t , siehe Gleichung (2.4). Wirkt im Ermüdungsversuch eine sinusförmige Spannungs-Zeit-Funktion $\sigma(t)$ gemäß Gleichung (7-1) auf den Probekörper ein, so ergibt sich die Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ gemäß Gleichung (7-2).

$$\sigma(t) = \frac{\Delta\sigma}{2} \cdot \sin(\Omega t) + \sigma_m \quad (7-1)$$

$$\dot{\sigma}(t) = \frac{d\sigma}{dt} = \frac{\Delta\sigma}{2} \cdot \Omega \cdot \cos(\Omega t) \quad (7-2)$$

$$\text{mit: } \Omega \quad \text{Kreisfrequenz} \\ = 2\pi \cdot f$$

Aus beiden Gleichung wird ersichtlich, dass sich im Ermüdungsversuch nicht nur die Spannung σ , sondern auch die Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ über die Zeit ändert. Dabei tritt die maximale Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_{\max}$ an den Wendepunkten der sinusförmigen Beanspruchungs-Zeit-Kurve auf, siehe Bild 7-2. Die mittlere Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_m$ definiert hingegen den mittleren Spannungsanstieg zwischen der Unterspannung σ_{\min} und der Oberspannung σ_{\max} innerhalb eines halben Beanspruchungsintervalls t_m .

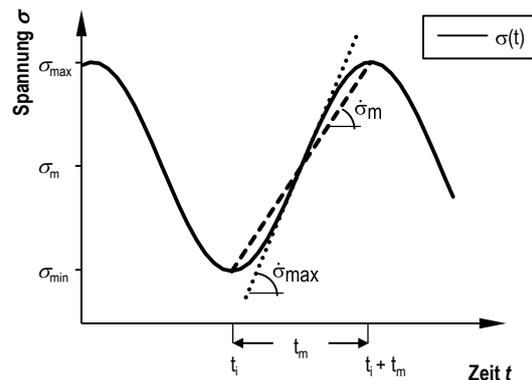


Bild 7-2: Sinusförmige Beanspruchungs-Zeit-Kurve $\sigma(t)$ mit mittlerer Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_m$ und maximaler Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_{\max}$

Für kraftgeregelte Einstufenversuche mit einer konstanten Belastungsfrequenz f und Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ lassen sich die maximale Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_{\max}$ und die mittlere Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_m$ mit Gleichung (7-3) bzw. (7-4) bestimmen.

$$\dot{\sigma}_{\max} = \Delta\sigma \cdot f \cdot \pi \quad (7-3)$$

$$\dot{\sigma}_m = \Delta\sigma \cdot f \cdot 2 \quad (7-4)$$

Während eines Ermüdungsversuchs ändert sich mit der Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ auch die Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ über die Zeit. Unter kraftgeregelten Versuchsbedingungen wird die Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ gemäß Gleichung (7-2) durch die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ und die Belastungsfrequenz f vorgegeben. Somit schlägt sich die stoffliche Nichtlinearität des Betons nicht in der Spannungsgeschwindigkeit, sondern vielmehr in der im Beton eintretenden Dehngeschwindigkeit nieder.

7.2.3 Bestimmung des effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Beanspruchungsniveaus

Bei der Berechnung der ermüdungswirksamen Beanspruchungsniveaus S_{\max} und S_{\min} werden die einwirkenden Ober- und Unterspannungen σ_{\max} und σ_{\min} stets auf die statische Druckfestigkeit f_c bezogen, vgl. Gleichungen (3-1) und (3-2). Als statische Druckfestigkeit wird üblicherweise die Druckfestigkeit verwendet, die mit einer Spannungsgeschwindigkeit zwischen $0,5 \text{ MPa/s} \leq \dot{\sigma} \leq 1,0 \text{ MPa/s}$ ermittelt wurde. Diese Vorgehensweise ist in der Fachliteratur allgemein anerkannt und soll insbesondere die Vergleichbarkeit des Ermüdungswiderstandes zwischen Betonen unterschiedlicher Druckfestigkeiten ermöglichen. Da jedoch die statische Druckfestigkeit f_c von der Spannungsgeschwindigkeit abhängt, ist eine von der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ und Belastungsfrequenz f unabhängige Betondruckfestigkeit eine inkonsistente Modellannahme. Vielmehr ist zur Bestimmung der effektiven Beanspruchungsniveaus eine effektive Druckfestigkeit $f_{c,\text{eff}}$ zu verwenden, welche sich infolge derselben Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ einstellt, die auch im Ermüdungsversuch auftritt, siehe Gleichung (7-5).

$$f_{c,\text{eff}} = f_c(\dot{\sigma}) \quad (7-5)$$

In diesem Hinblick ist zunächst fraglich, welche Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ den Wert der effektiven Druckfestigkeit $f_{c,\text{eff}}$ bestimmt. Dies kann die mittlere Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_m$, die maximale Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_{\max}$ oder gar eine andere Spannungsgeschwindigkeit sein. Grundsätzlich gilt zu bedenken, dass zum Zeitpunkt der maximalen Beanspruchung σ_{\max} die einwirkende Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}(\sigma=\sigma_{\max})$ den Wert null annimmt, vgl. Bild 7-2. Unter Vernachlässigung der Belastungsgeschichte dürfte Beton zu diesem Zeitpunkt lediglich eine Druckfestigkeit in Höhe seiner Dauerfestigkeit ($\approx 0,85 \cdot f_c$) aufweisen. Dass Beton auf Oberspannungsniveaus von $S_{\max} > 0,85$ dennoch deutlich mehr als nur einen Lastwechsel ertragen kann, ist hingegen aufgrund zahlreicher experimenteller Beweise unstrittig, siehe Abschnitt 3.3 bis 3.6. Somit müssen die Materialeigenschaften vom Verlauf der Spannungsgeschwindigkeit vor Erreichen der maximalen Beanspruchung abhängen. Die Mechanismen, durch die ein Probekörper trotz einer Beanspruchung über seiner Dauerfestigkeit nicht versagt, wurden in Abschnitt 2.3 bereits detailliert beschrieben. Zum einen führt eine vergleichmäßigte Spannungsverteilung zu einer erhöhten Festigkeit und zum ande-

ren führt der sogenannte „Memoryeffekt“, welcher eine verzögerte Schädigungsevolution infolge von Trägheitseffekten beschreibt, auch bei einer Spannungsgeschwindigkeit von null nicht zu einem sofortigem Versagen des Betons. Der Beton „erinnert“ sich an seine Beanspruchungsgeschichte. Nicht zuletzt deshalb erscheint es konsequent, die Bezugsdruckfestigkeit in Abhängigkeit von der im Ermüdungsversuch auftretenden Spannungsgeschwindigkeit zu errechnen. Da die Gesamtheit der Beanspruchungsgeschichte in diese Berechnung einbezogen werden soll, wird hierzu im Folgenden anstatt der maximalen Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_{\max}$ die mittlere Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_m$ verwendet. Diese beschreibt die aufgebrachte Spannungsgeschwindigkeit während des Zeitraums zwischen der Erzeugung der Unterspannung σ_{\min} und der Oberspannung σ_{\max} zutreffender als die maximale Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_{\max}$, die lediglich im Wendepunkt der Beanspruchungs-Zeit-Funktion nach Gleichung (7-1) auftritt. Folglich errechnet sich die effektive Druckfestigkeit $f_{c,\text{eff}}$ gemäß Gleichung (7-6). Diese Gleichung entspricht dabei der experimentell hergeleiteten Gleichung (6-3), wobei die einwirkende Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_c$ durch die mittlere Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_m$ infolge der Ermüdungsbeanspruchung substituiert wird.

$$\begin{aligned}
 f_{c,\text{eff}} &= f_{cm,0,5\text{MPa/s}} \cdot \left(\frac{\dot{\sigma}_{m,f}}{0,5 \text{ MPa/s}} \right)^\alpha & (7-6) \\
 f_{c,\text{eff}} &= f_{cm,0,5\text{MPa/s}} \cdot \left(\frac{2 \cdot f \cdot \Delta\sigma}{0,5 \text{ MPa/s}} \right)^\alpha \\
 f_{c,\text{eff}} &= f_{cm,0,5\text{MPa/s}} \cdot \left(\frac{2 \cdot f \cdot (S_{\max} - S_{\min}) \cdot f_{cm,0,5\text{MPa/s}}}{0,5 \text{ MPa/s}} \right)^\alpha
 \end{aligned}$$

mit: α Exponent für Druckfestigkeitssteigerung
 = 0,0231 (siehe Abschnitt 6.1)

Werden ferner die einwirkenden Ober- und Unterspannungen σ_{\max} und σ_{\min} auf die effektiven Druckfestigkeiten $f_{c,\text{eff}}$ bezogen, ergeben sich die effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Beanspruchungsniveaus $S_{\max,\text{eff}}$ und $S_{\min,\text{eff}}$ nach Gleichung (7-7) bzw. (7-8).

$$S_{\max,\text{eff}} = \frac{\sigma_{\max}}{f_{c,\text{eff}}} = \frac{\sigma_{\max}}{f_{cm,0,5\text{MPa/s}} \cdot \left(\frac{2 \cdot f \cdot \Delta\sigma}{0,5 \text{ MPa/s}} \right)^\alpha} \quad (7-7)$$

$$S_{\max,\text{eff}} = S_{\max} \cdot \left(\frac{0,5 \text{ MPa/s}}{2 \cdot f \cdot \Delta\sigma} \right)^\alpha$$

$$S_{\max, \text{eff}} = S_{\max} \cdot \left(\frac{0,5 \text{ MPa/s}}{2 \cdot f \cdot (S_{\max} - S_{\min}) \cdot f_{\text{cm}, 0,5 \text{ MPa/s}}} \right)^\alpha$$

$$S_{\min, \text{eff}} = \frac{\sigma_{\min}}{f_{\text{c, eff}}} = \frac{\sigma_{\min}}{f_{\text{cm}, 0,5 \text{ MPa/s}} \cdot \left(\frac{2 \cdot f \cdot \Delta \sigma}{0,5 \text{ MPa/s}} \right)^\alpha} \quad (7-8)$$

$$S_{\min, \text{eff}} = S_{\min} \cdot \left(\frac{0,5 \text{ MPa/s}}{2 \cdot f \cdot \Delta \sigma} \right)^\alpha$$

$$S_{\min, \text{eff}} = S_{\min} \cdot \left(\frac{0,5 \text{ MPa/s}}{2 \cdot f \cdot (S_{\max} - S_{\min}) \cdot f_{\text{cm}, 0,5 \text{ MPa/s}}} \right)^\alpha$$

mit: $f_{\text{cm}, 0,5 \text{ MPa/s}} = 120,4 \text{ MPa}$ (für 2-Hz-Versuche)
 $f_{\text{cm}, 0,5 \text{ MPa/s}} = 125,0 \text{ MPa}$ (für 4-Hz- und 7-Hz-Versuche)

Da die Ermüdungsversuche mit einer Belastungsfrequenz von $f = 2 \text{ Hz}$ zu einem früheren Zeitpunkt stattfanden als jene mit einer Belastungsfrequenz von $f = 4 \text{ Hz}$ bzw. 7 Hz , kam es bei den letztgenannten zu einer geringfügigen Nacherhärtung des Betons, vgl. Bild 6-3. Dementsprechend wird in den nachfolgenden Berechnungen für die 2-Hz-Versuche eine Druckfestigkeit von $f_{\text{cm}, 0,5 \text{ MPa/s}} = 120,4 \text{ MPa}$ und für die 4-Hz- und 7-Hz-Versuche eine Druckfestigkeit von $f_{\text{cm}, 0,5 \text{ MPa/s}} = 125,0 \text{ MPa}$ verwendet.

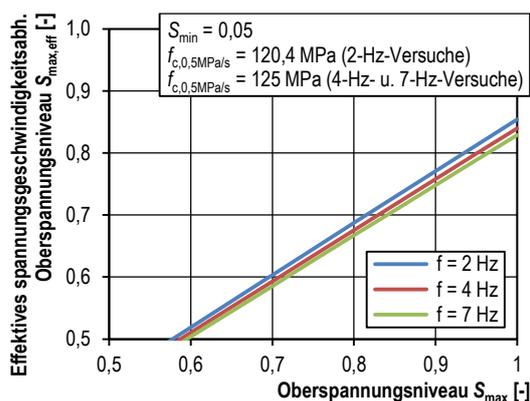


Bild 7-3: Effektives spannungsgeschwindigkeitsabhängiges Oberspannungsniveau $S_{\max, \text{eff}}$

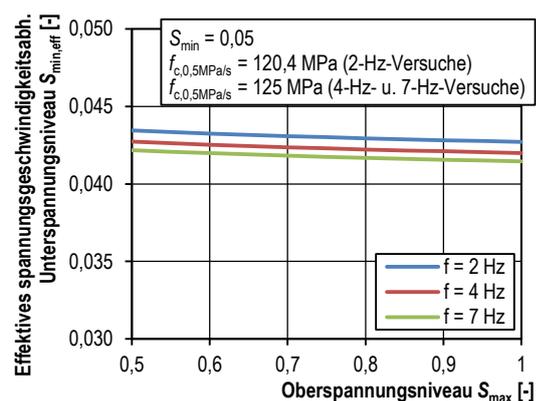


Bild 7-4: Effektives spannungsgeschwindigkeitsabhängiges Unterspannungsniveau $S_{\min, \text{eff}}$

Die Beziehungen zwischen den mit Gleichung (7-7) und (7-8) errechneten effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Beanspruchungsniveaus $S_{\max, \text{eff}}$ und $S_{\min, \text{eff}}$ mit dem konventionellen Oberspannungsniveau S_{\max} sind für die drei untersuchten Belastungsfrequenzen

in Bild 7-3 und Bild 7-4 dargestellt. Bild 7-3 zeigt, dass sich, ausgehend von einem konventionellen Oberspannungsniveau S_{\max} , das effektive Oberspannungsniveau $S_{\max,\text{eff}}$ mit zunehmender Belastungsfrequenz f verringert. Gleichzeitig führt ein höheres Oberspannungsniveau S_{\max} bei konstantem Unterspannungsniveau S_{\min} zu einer unterproportionalen Erhöhung des effektiven Oberspannungsniveaus $S_{\max,\text{eff}}$. Parallel dazu wird das effektive Unterspannungsniveau $S_{\min,\text{eff}}$ verringert, siehe Bild 7-4. Für die in diesem Diagramm dargestellten Oberspannungsniveaus S_{\max} und Belastungsfrequenzen f liegen die effektiven Unterspannungsniveaus bei $0,415 \leq S_{\min,\text{eff}} \leq 0,435$. Für diesen schmalen Zahlenbereich kann für alle Versuchskombinationen zwischen S_{\max} und f ein mittleres effektives Unterspannungsniveaus von $S_{\min,\text{eff}} = 0,425$ angenommen werden. Für geringere Oberspannungsniveaus und unterschiedlichere Belastungsfrequenzen vergrößert sich dieser Bereich, was unter Umständen bei einer späteren Zuordnung von spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Wöhlerlinien zu einem bestimmten effektiven Unterspannungsniveau von Bedeutung sein könnte.

7.2.4 Approximation und Validierung von spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Wöhlerlinien

Durch Kombination der in Abschnitt 7.2.3 hergeleiteten effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Beanspruchungsniveaus $S_{\max,\text{eff}}$ und $S_{\min,\text{eff}}$ mit den experimentell ermittelten Bruchlastwechselzahlen N lassen sich effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinien erstellen. Das entsprechende Verfahren ist schrittweise und schematisch in Bild 7-5 abgebildet. Bestünde eine alleinige Abhängigkeit des Ermüdungswiderstandes von der Spannungsgeschwindigkeit, so würden die Wöhlerlinien für unterschiedliche Belastungsfrequenzen wie in Bild 7-5 parallelversetzt zueinander liegen. Durch den Bezug der Bruchlastwechselzahlen auf die effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Beanspruchungsniveaus $S_{\max,\text{eff}}$ lassen sich diese mit ein und derselben effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Wöhlerlinie beschreiben. Die frequenzabhängigen Bruchlastwechselzahlen können somit mit lediglich einer Wöhlerlinie und angepassten Beanspruchungsniveaus anstelle von verschiedenen Wöhlerlinien und einem Beanspruchungsniveau beschrieben werden.

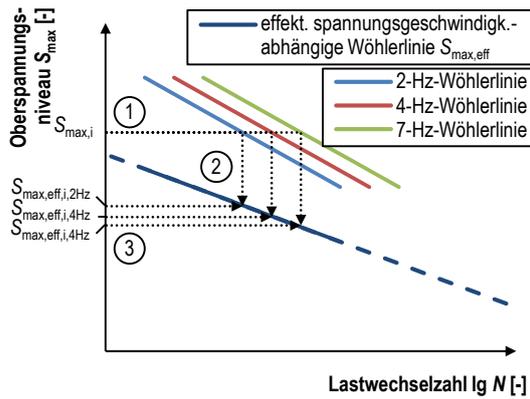


Bild 7-5: Schematische Darstellung der effektiven, spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Wöhlerlinie

Um diese Annahme mithilfe der experimentellen Versuchsergebnisse zu verifizieren, sind nachfolgend in Bild 7-6 und Bild 7-7 die Bruchlastwechselzahlen N und die zugehörigen linearen Regressionsgeraden der kontinuierlichen und pausierten Versuche über den mithilfe von Gleichung (7-7) errechneten effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Oberspannungsniveaus $S_{max,eff}$ abgebildet.

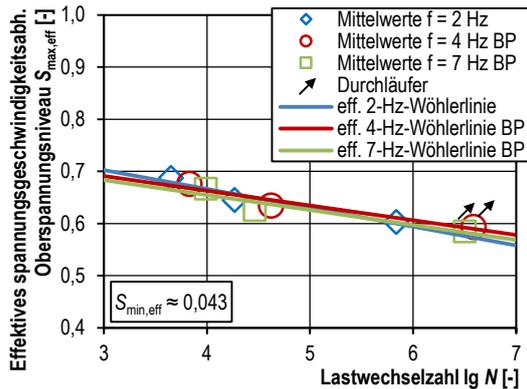


Bild 7-6: Effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinien für die 2-Hz-Versuche ohne und die 4-Hz- und 7-Hz-Versuche mit Belastungspause

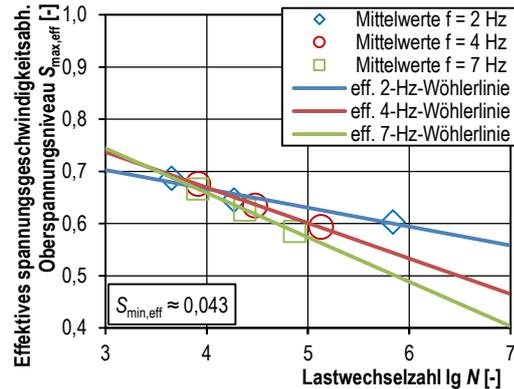


Bild 7-7: Effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinien für die 2-Hz-, 4-Hz- und 7-Hz-Versuche ohne Belastungspause

Die in Bild 7-6 und Bild 7-7 dargestellten effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Wöhlerlinien lauten wie folgt:

$$f = 2 \text{ Hz: } \lg N = -27,6778 \cdot S_{max,eff} + 22,4448 \quad (7-9)$$

$$R^2 = 0,941$$

$$f = 4 \text{ Hz BP: } \lg N = -35,3857 \cdot S_{max,eff} + 27,4636 \quad (7-10)$$

$$R^2 = 0,998$$

$$f = 7 \text{ Hz BP: } \lg N = -34,8311 \cdot S_{\max, \text{eff}} + 26,7983 \quad (7-11)$$

$$R^2 = 0,999$$

$$f = 4 \text{ Hz: } \lg N = -14,7254 \cdot S_{\max, \text{eff}} + 13,8501 \quad (7-12)$$

$$R^2 = 0,944$$

$$f = 7 \text{ Hz: } \lg N = -11,7426 \cdot S_{\max, \text{eff}} + 11,7358 \quad (7-13)$$

$$R^2 = 0,886$$

Werden die Bruchlastwechselzahlen der pausierten Versuche in Bild 7-6 betrachtet, so sind sie im Vergleich zu Bild 6-17 zu niedrigeren effektiven Oberspannungsniveaus hin verschoben. Es zeigt sich darüber hinaus ein nahezu deckungsgleicher Verlauf der drei Wöhlerlinien. Durch die pausierte Versuchsdurchführung konnten die Probekörpertemperaturen der 4-Hz- und 7-Hz-Versuche an die der ununterbrochenen 2-Hz-Versuche angeglichen werden, siehe Bild 6-31. Ein übermäßiger Einfluss von unterschiedlichen Probekörpertemperaturen wurde dadurch verhindert. Somit führten die unterschiedlichen Belastungsfrequenzen in versuchs-technischer Hinsicht lediglich zu unterschiedlichen Spannungsgeschwindigkeiten. Durch die Beobachtung in Bild 7-6 bewährt sich Hypothese 1, die aussagt, dass unter alleinigem Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit die Bruchlastwechselzahl mit ein und derselben Wöhlerlinie beschrieben werden kann, in diesem Fall mit der effektiven 2-Hz-Bezugswöhlerlinie.

Werden die Bruchlastwechselzahlen der kontinuierlichen Versuche in Bild 7-7 betrachtet, so tritt der zuvor beschriebene Effekt, bei dem die Bruchlastwechselzahlen mit einer effektiven Wöhlerlinie beschrieben werden können, nur für die beiden höchsten Oberspannungsniveaus auf. Für das geringste Oberspannungsniveau trifft dies nicht zu. Der Grund hierfür liegt allem Anschein nach in den unterschiedlichen Probekörpertemperaturen, die insbesondere auf dem geringsten Oberspannungsniveau zu deutlich unterschiedlichen Bruchlastwechselzahlen führen. Scheinbar bildet sich bei kleiner werdenden Oberspannungsniveaus und ansteigenden Belastungsfrequenzen ein Knick der Wöhlerlinie zu geringeren Bruchlastwechselzahlen aus. Vor diesem Hintergrund wäre eine lineare Approximation der Wöhlerlinie, wie sie in Bild 7-7 gewählt wurde, für hohe Belastungsfrequenzen nicht gerechtfertigt. Dies wird insbesondere im Lastwechselzahlenbereich $\lg N < 3,6$ deutlich. Da

für diese geringen Lastwechselzahlen nur unwesentliche absolute Temperaturunterschiede zwischen den Probekörpern mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen auftreten, müssten deren Bruchlastwechselzahlen ähnlich wie in Bild 7-6 mit ein und derselben effektiven Wöhlerlinie beschrieben werden können. Die in diesen Bereich extrapolierten, sich spreizenden effektiven Wöhlerlinien würden sich in der Realität höchstwahrscheinlich nicht einstellen, siehe Bild 7-7.

In diesem Abschnitt konnte somit theoretisch und experimentell bestätigt werden, dass Bruchlastwechselzahlen von Ermüdungsversuchen mit gleichen Probekörpertemperaturen, aber unterschiedlichen Belastungsfrequenzen mit derselben effektiven Wöhlerlinie beschrieben werden können. Dieser Effekt kann auf den Einfluss der einwirkenden Spannungsgeschwindigkeit auf den mechanischen Schädigungsprozess zurückgeführt werden. Treten jedoch zusätzlich zu den unterschiedlichen Belastungsfrequenzen auch unterschiedliche Probekörpertemperaturen auf, so ist dies nicht mehr möglich. Der Einfluss der Probekörpertemperatur ist dann gesondert zu berücksichtigen.

7.3 Berücksichtigung der Probekörpertemperatur

7.3.1 Allgemein

Aus den Darstellungen in Abschnitt 2.4 ist bekannt, dass die Betondruckfestigkeit von der einwirkenden Temperatur abhängt. Im Temperaturbereich zwischen 20 °C und 100 °C scheinen höhere Temperaturen zu geringeren Druckfestigkeiten zu führen. Unter Ermüdungsbeanspruchungen erwärmen sich die Probekörper innerhalb dieses Temperaturbereichs, wobei die Erwärmung mit steigender Belastungsfrequenz zunimmt. Die Verknüpfung dieser beiden Beobachtungen führt zu dem Schluss, dass mit zunehmender Belastungsfrequenz und somit steigender Temperatur die Druckfestigkeit zeitvariant herabgesetzt wird. Je stärker sich die Druckfestigkeit verringert, desto höher ist das Beanspruchungsniveau. Wie sich die Probekörpertemperaturen unter Ermüdungsbeanspruchungen für den untersuchten Beton entwickeln und wie sie dessen Druckfestigkeit und somit wiederum das ermüdungswirksame Beanspruchungsniveau beeinflussen, wird nachfolgend in Anlehnung an Arbeitsschritt 3 in Bild 7-1 untersucht.

7.3.2 Mathematische Beschreibung der Temperaturänderung

Gemäß des ersten Hauptsatzes der Thermodynamik setzt sich die Änderung der inneren Energie eines geschlossenen Systems aus der Summe der Änderung der Wärme und der Änderung der Arbeit zusammen. Um die Wärmeänderung bzw. die thermische Energiebilanz eines Probekörpers zu beschreiben, eignet sich zunächst eine einfache Betrachtung eines homogenen Körpers. Dessen durch eine Erwärmung hervorgerufene Temperatur wird über den gesamten Körper vereinfacht als konstant angenommen, siehe Bild 7-8. Wird dem Körper über die Zeit dt die Wärmemenge $p \cdot dt$ zugeführt, so speichert er einen Teil dieser Wärmemenge in Höhe von $(c \cdot m) \cdot d\Delta T$ und gibt den restlichen Teil in Höhe von $((\alpha \cdot A) \cdot \Delta T(t)) \cdot dt$ in Abhängigkeit von seiner Übertemperatur wieder an die Umgebung ab [Bol-18]. Diese Energiebilanz ist in Gleichung (7-14) zusammengefasst.

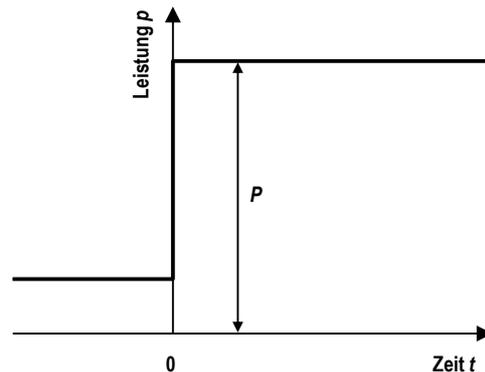
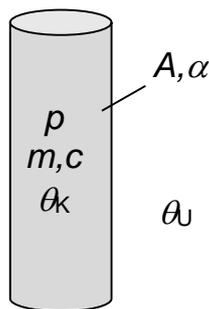


Bild 7-8: Zylindrischer Körper zur Betrachtung des thermischen Einkörperproblems

Bild 7-9: Erhöhung der konstant zugeführten Leistung p

$$\begin{aligned} \text{Zugeführte Wärme} &= \text{gespeicherte Wärme} + \text{abgeführte Wärme} \\ p(t) \cdot dt &= (c \cdot m) \cdot d\Delta T + ((\alpha \cdot A) \cdot \Delta T(t)) \cdot dt \end{aligned} \quad (7-14)$$

- mit: p Leistung
- t Zeit
- c Spezifische Wärmekapazität

m	Masse
ΔT	Übertemperatur $= \theta_k - \theta_U$
θ_k	Körpertemperatur
θ_U	Umgebungstemperatur
α	Wärmeübergangskoeffizient
A	Oberfläche

Gleichung (7-14) besitzt als Differentialgleichung erster Ordnung unter Annahme einer über die Zeit konstanten Energiezufuhr $p(t) = P$ gemäß Bild 7-9 die Lösung in Form von Gleichung (7-15) [Bol-18].

$$\Delta T(t) = \Delta T(\infty) + (\Delta T(0) - \Delta T(\infty)) \cdot e^{-k \cdot t} \quad (7-15)$$

mit: $\Delta T(\infty)$ stationäre Endübertemperatur ($\Delta T_{\text{stationär}}$)

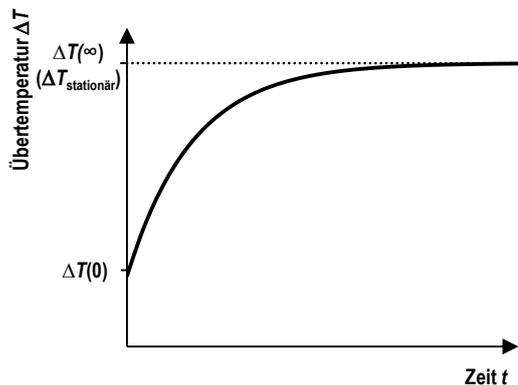
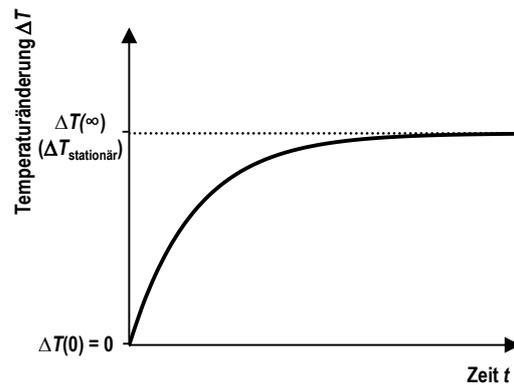
$$= \frac{P}{\alpha \cdot A}$$

$\Delta T(0)$ Anfangsübertemperatur

k Proportionalitätsfaktor

$$= \frac{\alpha \cdot A}{\rho \cdot V \cdot c}$$

Der durch Gleichung (7-15) beschriebene Temperaturverlauf ist für eine Erwärmung mit der Bedingung $\Delta T(0) < \Delta T(\infty)$ in Bild 7-10 schematisch dargestellt. Der Proportionalitätsfaktor k beschreibt, wie schnell die Endübertemperatur $\Delta T(\infty)$ erreicht wird. Für einen vorher erhitzten Probekörper mit der Bedingung $\Delta T(0) > \Delta T(\infty)$, welcher anschließend abkühlt, entspricht Gleichung (7-15) dem Newtonschen Abkühlaxiom.


 Bild 7-10: Schematischer Verlauf der Übertemperatur für $\Delta T(0) < \Delta T(\infty)$

 Bild 7-11: Schematischer Verlauf der Temperaturänderung für $\Delta T(0) = 0$

Bei Ermüdungsversuchen kann davon ausgegangen werden, dass die Anfangsübertemperatur $\Delta T(0)$ zu Beginn der Erwärmung bzw. des Versuchs null beträgt. Unter dieser Voraussetzung kann Gleichung (7-15) zu Gleichung (7-16) vereinfacht werden. Der zugehörige Verlauf der Temperaturänderung ist in Bild 7-11 schematisch dargestellt.

$$\Delta T(t) = \Delta T_{\text{stationär}} - \Delta T_{\text{stationär}} \cdot e^{-k \cdot t} \quad (7-16)$$

$$\Delta T(t) = \Delta T_{\text{stationär}} \cdot (1 - e^{-k \cdot t})$$

Um die Kennwerte $\Delta T(\infty)$ bzw. $\Delta T_{\text{stationär}}$ und k für die eigenen Versuche zu bestimmen, ist u. a. die Kenntnis über die zugeführte Leistung P , die zur Wärmespeicherung erforderliche spezifische Wärmekapazität c und den für die Wärmeabgabe erforderlichen Wärmeübergangskoeffizienten α notwendig. Die in einem Probekörper unter zyklischer Beanspruchung umgewandelte thermische Energie entspricht der Dissipationsenergie und kann bei ausreichend hoher Messfrequenz anhand der zyklischen Spannungs–Dehnungslinien ermittelt werden. In den eigenen experimentellen Untersuchungen konnten die zugeführten thermischen Energien anhand der Messdaten allerdings nur für das Oberspannungsniveau $S_{\text{max}} = 0,80$ mit ausreichender Sicherheit bestimmt werden, vgl. Kap. 6.2.2. Auf den restlichen Oberspannungsniveaus gelang dies aufgrund der geringeren Hysteresefflächen und der daher zu geringen Messfrequenzen nicht.

Für die Berechnung des Proportionalitätsfaktors k ist unter anderem die Kenntnis der spezifischen Wärmekapazität c und des Wärmeübergangskoeffizienten α nötig. Deren genauer Wert der spezifischen Wärmekapazität ist jedoch unbekannt und hätte mit der Methode der dynamischen

Differenzkalorimetrie bestimmt werden müssen. Die Wärmeabgabe eines Probekörpers erfolgt grundsätzlich durch Wärmeleitung an die Druckplatten und an die umgebende Luft, durch Konvektion und durch Wärmestrahlung. Um die Wärmeübertragung infolge der jeweiligen Mechanismen zu bestimmen, wären Stoffeigenschaften wie z. B. die Wärmeleitfähigkeit, Wärmeübergangskoeffizienten und Emissionsgrade notwendig. Diese Übertragungsmechanismen sind in der vereinfachten Energiebilanzbetrachtung des Einkörperproblems nach Gleichung (7-14) im Wärmeübergangskoeffizient α „verschmiert“ abgebildet. Sowohl dieser als auch die weiteren genannten Stoffeigenschaften konnten im Zuge dieser Arbeit nicht versuchstechnisch bestimmt werden. Erste Ansätze diesbezüglich liefern jedoch *Vogel et al.* [VoVö-20]. Ungeachtet dessen weisen die Temperaturkurven der Ermüdungsversuche in Bild 6-20 eine vergleichbare Verlaufscharakteristik zu der in Bild 7-11 dargestellten Temperaturänderung auf. Aufgrund dieser empirischen, phänomenologischen Beobachtung wird es als praktikabel erachtet, die gemessenen Temperaturverläufe mithilfe der Gleichung (7-16) zu approximieren. Da die dazu erforderlichen Kennwerte $\Delta T(\infty)$ bzw. $\Delta T_{\text{stationär}}$ und k aus den genannten Gründen nicht errechnet werden können, müssen sie mithilfe einer geeigneten Methode der Kurvenanpassung angenommen werden.

Drei Unzulänglichkeiten gilt es dabei jedoch zu beachten. Zum einen kann Gleichung (7-16) den ansteigenden Temperaturverlauf kurz vor dem Ermüdungsversagen nicht abbilden. Dies wird aufgrund der Kürze der dritten Risswachstumsphase als vernachlässigbar angesehen. Allgemein wird von einer rissinitiierenden Wirkung erhöhter Temperaturen ausgegangen. Zum Zeitpunkt der instabilen Risswachstumsphase ist die Gefügestruktur schon derart geschädigt, dass sich die zuvor entstandenen Mikrorisse zu Makrorissen vereinigen. Die weitere Schädigung findet somit an den Orten der Spannungskonzentrationen der bereits vorhandenen Risse statt, weshalb die rissinitiierende Wirkung der Temperatur in den Hintergrund tritt. Des Weiteren geht Gleichung (7-16) von einem temperaturunabhängigen Wärmeübergangskoeffizienten α und einer temperaturunabhängigen spezifischen Wärmekapazität c aus. Dies gilt näherungsweise nur für einen bestimmten Temperaturbereich. Dessen Breite verbleibt zwar unbekannt, die Änderungen der beiden Kennwerte innerhalb des untersuchten Temperaturbereichs werden allerdings als vernachlässigbar angesehen. Als letztes geht Gleichung (7-16) von einer konstant zugeführten Wärmeenergie aus. Für hohe Oberspannungsniveaus zeigt sich, dass die Dissipationsenergie E_{δ} über die Versuchsdauer nicht konstant ist sondern ansteigt, vgl. Bild 6-27 bis

6-30. Somit würde sich auf solchen Oberspannungsniveaus keine stationäre Temperaturänderung einstellen, was durch Gleichung (7-16) nicht abgebildet werden könnte. Dies ist allerdings insofern von untergeordneter Bedeutung, da Versuche mit solch hohen Oberspannungsniveaus deutlich vor Erreichen der stationären Temperaturen versagen. Für Versuche auf geringeren Oberspannungsniveaus, die einen stationären Temperaturzustand erreichen, kann hingegen von einem annähernd konstanten Verlauf der Dissipationsenergie über den Großteil der Versuchszeit ausgegangen werden.

7.3.3 Approximation der Temperaturänderung für Versuche ohne Belastungspause

In Bild 7-12 sind die auf mittlerer Probenhöhe gemessenen und die mithilfe Gleichung (7-16) approximierten Temperaturänderungen ΔT der Probekörper der Ermüdungsversuche ohne Belastungspausen dargestellt. Die approximierten mittleren Ausgleichskurven ergeben sich aus den Ausgleichskurven der Einzelversuche und sind bis in den stationären Temperaturbereich hinein extrapoliert. Eine Zusammenstellung der Ausgleichskurven der Einzelversuche befindet sich in Anhang M.

Tabelle 7-1: Parameter für die Ausgleichskurven nach Gleichung (7-6) zur Berechnung der zeitlichen Temperaturänderung $\Delta T(t)$

S_{\min} [-]	S_{\max} [-]	f [Hz]	$\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$ [K]	k_{mittel} [-]
0,05	0,80	2	22,0 ¹⁾	0,000139
		4	44,0 ¹⁾	0,000138
		7	77,0 ¹⁾	0,000131
0,05	0,75	2	12,0	0,000199
		4	28,5	0,000173
		7	52,3 ¹⁾	0,000152
0,05	0,70	2	10,1	0,000203
		4	20,0	0,000178
		7	34,8	0,000173

¹⁾ Annahme von $\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$

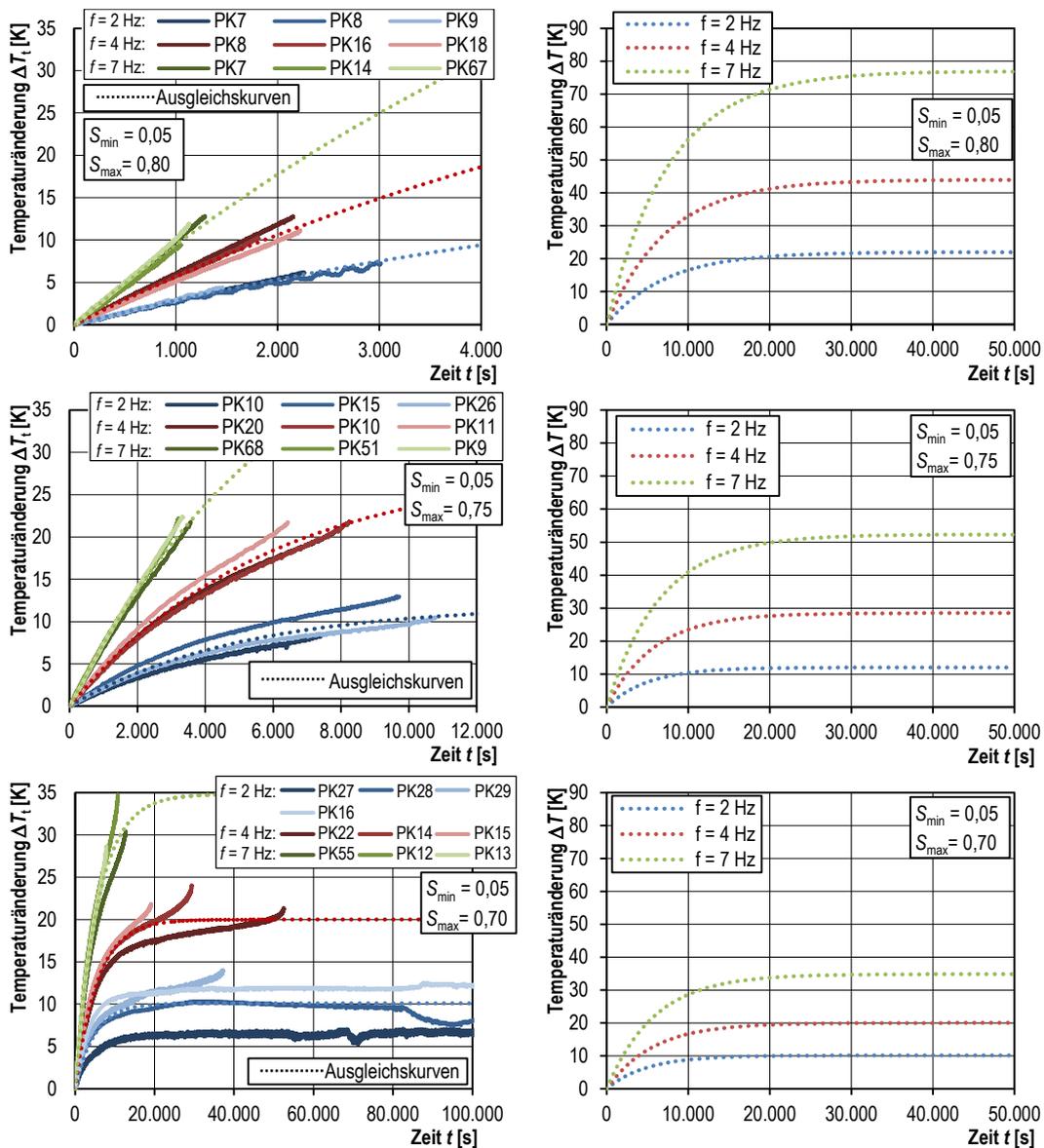


Bild 7-12: Gemessene Temperaturänderungen und Ausgleichskurven nach Gleichung (7-6) der ununterbrochenen Ermüdungsversuche

Die Parameter der in Bild 7-12 dargestellten Ausgleichskurven sind in Tabelle 7-1 zusammengestellt. Die Kurvenanpassungen erfolgten durch die iterative Minimierung der summierten Fehlerquadrate zwischen den Ausgleichskurven und den diskreten Temperaturmesswerten. Alle nicht-linearen Temperaturverläufe konnten durch die Ausgleichskurven unkompliziert approximiert werden. Dies gelang insbesondere für das Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$ und teilweise für $S_{\max} = 0,75$. Hierbei ergab die Approximation einen nahezu direkt proportionalen Zusammenhang zwischen der stationären Temperaturerhöhung $\Delta T_{\text{stationär, mittel}}$ und der Belastungsfrequenz, siehe Tabelle 7-1. Eine Verdopplung der Belastungsfrequenz führte in etwa zu einer Verdopplung der stationären

Temperaturerhöhungen. Für das Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$ steht dies zunächst im Widerspruch zu den Verhältnissen der in Bild 6-22 und 6-23 dargestellten Temperaturdifferenzen $\Delta T_{1000s,mitte}$ bzw. $\Delta T_{2000LW,mitte}$. Jedoch hätte eine Anwendung der in diesen Bildern dargestellten Temperaturverhältnisse für die Berechnung der stationären Temperaturänderungen unzutreffende Verläufe der Ausgleichskurven ergeben. Diese hätten im Vergleich zu den Messwerten zu geringe Temperaturerhöhungen beschrieben. Die iterative Anpassung der exponentiellen Ausgleichskurven an die auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,80$ und teilweise auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,75$ gemessenen linearen Temperaturverläufe ergab teils unrealistisch hohe stationäre Temperaturerhöhungen $\Delta T_{stationär}$. So wurde auch für diese Versuche ein direkt proportionaler Zusammenhang zwischen der stationären Temperaturerhöhung $\Delta T_{stationär}$ und der Belastungsfrequenz f angenommen. Dies steht zumindest im Einklang mit den in Bild 6-22 und Bild 6-23 dargestellten Temperaturdifferenzen $\Delta T_{1000s,mitte}$ bzw. $\Delta T_{2000LW,mitte}$. Die Dissipationsenergien in Bild 6-30 spiegeln dies allerdings nicht wider. Diese Unstimmigkeiten zwischen den frequenzbedingten Verhältnissen der Dissipationsenergien, der Temperaturanstiege und der ganzheitlichen Temperaturverläufe weisen auf weiteren Forschungsbedarf hinsichtlich der Bestimmung der thermischen Energiebilanzen von ermüdungsbeanspruchten Betonprobekörpern hin.

Die Gegenüberstellungen von den gemessenen Temperaturänderungen und den mittleren Ausgleichskurven in Bild 7-12 links zeigen insbesondere im Bereich der linearen Temperaturanstiege eine sehr gute Übereinstimmung. Offensichtlich ist jedoch, dass der zweiphasige Kurvenverlauf der Ausgleichskurven den dreiphasigen Charakter der gemessenen Temperaturkurven nicht beschreiben kann. Diese Divergenz tritt insbesondere bei den Versuchen auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$ auf, was im unteren linken Bereich von Bild 7-12 zu sehen ist. Allerdings ist die Dauer der überproportionalen Temperaturzunahme während der dritten Risswachstumsphase im Vergleich zur Gesamtversuchszeit kurz. Weiterhin überschreiten die gemessenen Maximaltemperaturen zum Zeitpunkt des Ermüdungsversagens die Ausgleichskurven nicht übermäßig. Aus diesem Grund und durch die Annahme, dass der rissinitiierende Temperatureinfluss zu diesem Zeitpunkt in den Hintergrund tritt, wird die gewählte, mithilfe Gleichung (7-16) durchgeführte Approximation im Hinblick auf die modellhafte Beschreibung der zeitlichen Temperaturänderungen als zielführend erachtet.

Stationäre Temperaturänderung $\Delta T_{\text{stationär}}$

Um im Weiteren die Temperaturänderungen über die getesteten Belastungsfrequenzen und Beanspruchungsniveaus hinaus extrapolieren zu können, ist es nötig, die stationären Temperaturerhöhungen $\Delta T_{\text{stationär}}$ in Abhängigkeit vom Oberspannungsniveau S_{max} und der Belastungsfrequenz f zu approximieren. In Bild 7-13 sind die in Tabelle 7-1 enthaltenen stationären Temperaturerhöhungen grafisch dargestellt. Diese wurden jeweils durch eine exponentielle Regressionskurve approximiert, siehe Gleichungen (7-17) bis (7-20). Eine lineare Approximation der stationären Temperaturerhöhung $\Delta T_{\text{stationär}}$ wäre unrealistisch, da sie für Oberspannungsniveaus $S_{\text{max}} < 0,62$ unabhängig von der Belastungsfrequenz zu keiner Temperaturerhöhung führen würde. Da vermutet wird, dass die Entwicklung der Dissipationsenergie ähnlich wie das statische Spannungs-Dehnungsverhalten mit steigender Oberspannung nichtlinear verläuft, ist der exponentielle Ansatz dem linearen vorzuziehen.

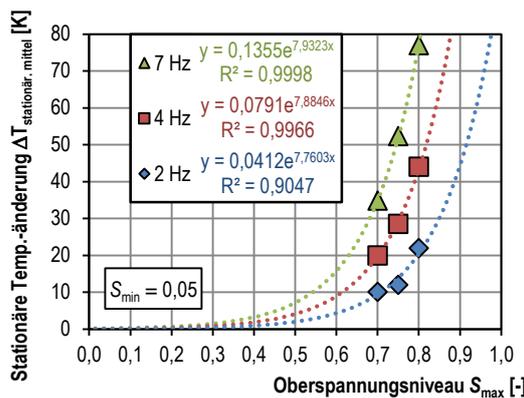


Bild 7-13: Stationäre Temperaturerhöhungen $\Delta T_{\text{stationär}}$ und Regressionskurven

$$\Delta T_{\text{stationär}} = a \cdot e^{b \cdot S_{\text{max}}} \quad (7-17)$$

$$f = 2 \text{ Hz: } \Delta T_{\text{stationär}} = 0,0412 \cdot e^{7,7603 \cdot S_{\text{max}}} \quad (7-18)$$

$$f = 4 \text{ Hz: } \Delta T_{\text{stationär}} = 0,0791 \cdot e^{7,8846 \cdot S_{\text{max}}} \quad (7-19)$$

$$f = 7 \text{ Hz: } \Delta T_{\text{stationär}} = 0,1355 \cdot e^{7,9323 \cdot S_{\text{max}}} \quad (7-20)$$

Der Faktor a in Gleichung (7-17) beschreibt unter anderem die Lage der Kurve entlang der Ordinate. Aus physikalischen Gesichtspunkten müsste der Faktor a einen frequenzunabhängigen konstanten Wert annehmen, der für ein Oberspannungsniveau $S_{\text{max}} = 0,05$ eine stationäre Temperaturerhöhung von $\Delta T_{\text{stationär}} = 0$ ergibt. Diese Bedingung kann die gewählte Ansatzfunktion zwar nicht vollkommen, aber doch in ausreichend guter Näherung erfüllen. Vielmehr spiegelt sie die direkte Propor-

tionalität zwischen der stationären Temperaturerhöhung und der Belastungsfrequenz wider, siehe Bild 7-14. Die Wahl eines konstanten Wertes a oder gar eines zusätzlichen Subtrahenden hätte eine geringfügig schlechtere Approximation der stationären Temperaturerhöhungen für $S_{\max} = 0,70$, $S_{\max} = 0,75$ und $S_{\max} = 0,80$ zur Folge. Durch den Zwangsschnittpunkt der Regressionsgerade in Bild 7-14 mit dem Koordinatenursprung wird zumindest der physikalischen Forderung entsprochen, dass bei einer Belastungsfrequenz von 0 Hz keine Temperaturerhöhung eintreten darf.

Der Exponent b in Gleichung (7-17) wird wie in Bild 7-15 dargestellt ebenfalls linear approximiert. Ein linear veränderlicher Exponent b verletzt zwar die direkte Proportionalität zwischen der stationären Temperaturerhöhung und der Belastungsfrequenz, dies wird allerdings erst für hohe Oberspannungsniveaus und hohe Belastungsfrequenzen spürbar. Für die spätere Modellanwendung sind die für diese Beanspruchungskombinationen errechneten Temperaturen allerdings von untergeordneter Bedeutung, da die Probekörper in diesen Fällen deutlich vor dem Erreichen einer stationären Temperatur versagen. Ein konstanter Exponent b würde zwar zu einem konstanten Oberspannungs–Belastungsfrequenz-Verhältnis führen, würde allerdings im vorliegenden Fall die absoluten stationären Temperaturerhöhungen deutlich schlechter abbilden. Ein linear veränderlicher Regressionsansatz führt zur besten Approximation. Ob der Exponent b tatsächlich einen linear veränderlichen oder eher einen konstanten Charakter hat, müsste in weiterführenden Untersuchungen unter Berücksichtigung der tatsächlichen Energiebilanz für verschiedene Oberspannungs–Belastungsfrequenz-Verhältnisse ermittelt werden. Die gewählte Anpassung wird als zielführend erachtet.

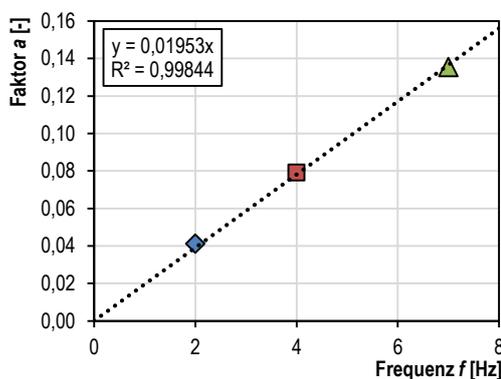


Bild 7-14: Approximation des Faktors a von Gleichung (7-17)

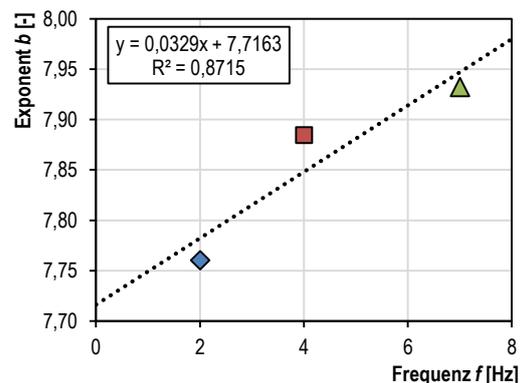


Bild 7-15: Approximation des Exponenten b von Gleichung (7-17)

Die für den Faktor a und den Exponenten b in Bild 7-14 und Bild 7-15 dargestellten Regressionsgeraden errechnen sich nach Gleichung (7-21) bzw. (7-22).

$$a = 0,01953 \cdot f \quad (7-21)$$

$$b = 0,0329 \cdot f + 7,7163 \quad (7-22)$$

Durch Einsetzen dieser beiden Regressionsgleichungen in Gleichung (7-17) ergibt sich mit Gleichung (7-23) die Möglichkeit, die stationäre Temperaturänderung $\Delta T_{\text{stationär}}$ in Abhängigkeit vom Überspannungsniveau S_{max} und der Belastungsfrequenzen f zu berechnen. Hierbei sei darauf hingewiesen, dass die mit dieser Gleichung berechenbaren stationären Temperaturänderungen in experimentellen Untersuchungen nicht gänzlich erreicht werden können. Insbesondere auf hohen Überspannungsniveaus versagen die Probekörper deutlich vor dem Erreichen der stationären Temperaturen. Daher ist die Anpassungsgüte der Kurve für Überspannungsniveaus $S_{\text{max}} < 0,80$ von größerem Interesse als für höhere Überspannungsniveaus.

$$\Delta T_{\text{stationär}} = 0,01953 \cdot f \cdot e^{(0,0329 \cdot f + 7,7163) \cdot S_{\text{max}}} \quad (7-23)$$

In Bild 7-16 ist der Verlauf von Gleichung (7-23) für Belastungsfrequenzen $f = 2 \text{ Hz}$, $f = 4 \text{ Hz}$ und $f = 7 \text{ Hz}$ ausgewertet und den mittleren stationären Temperaturänderungen $\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$ aus Tabelle 7-1 gegenübergestellt. Eine sehr gute Übereinstimmung ist ersichtlich. Die in Tabelle 7-2 dargestellten Differenzen zwischen den besagten Werten sind gering. Zur weiteren Veranschaulichung ist in Bild 7-17 die Entwicklung der stationären Temperaturänderung in einer dreidimensionalen Darstellung zu sehen.

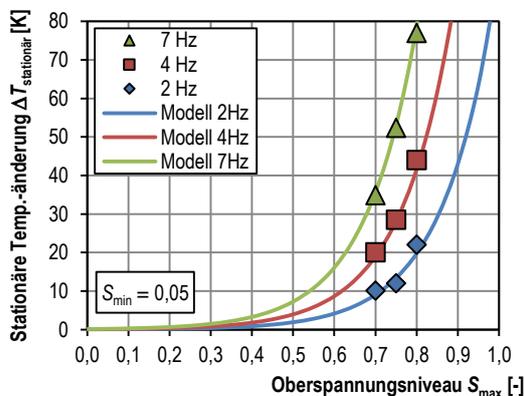


Bild 7-16: Vergleich von Gleichung (7-23) mit $\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$

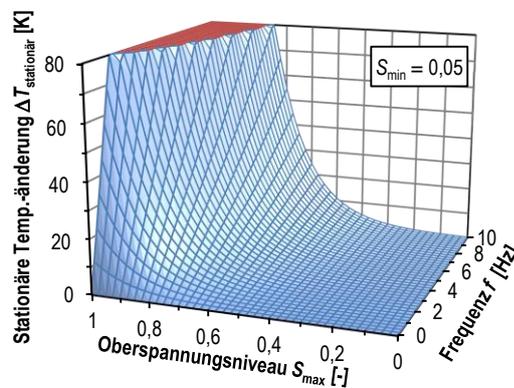


Bild 7-17: Verlauf von Gleichung (7-23) für verschiedene Werte von S_{max} und f

Tabelle 7-2: Abweichungen zwischen der Modellgleichung (7-23) und den mittleren stationären Temperaturänderungen $\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$ aus Tabelle 7-1

S_{max} [-]	f [Hz]	$\Delta T_{\text{stationär,Gl.}(7-23)}$ [K]	$\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$ [K]	Differenz [K]
0,80	2	19,7	22,0	-2,3
	4	41,6	44,0	-2,4
	7	78,8	77,0	1,8
0,75	2	13,4	12,0	1,4
	4	28,1	28,5	-0,4
	7	53,0	52,3	0,7
0,70	2	9,1	10,1	-1,1
	4	19,0	20,0	-1,0
	7	35,6	34,8	0,8

Exponent k

Um die zeitliche Temperaturänderung gemäß Gleichung (7-6) bestimmen zu können, ist neben der Approximation von $\Delta T_{\text{stationär}}$ auch die des Exponenten k erforderlich. Der Exponent k beschreibt, wie schnell die stationäre Temperatur erreicht wird. Da der Exponent k von der spezifischen Wärmekapazität c und dem Wärmeübergangskoeffizienten α abhängt, ist er keine Materialkonstante. So kann etwa die Wärmeleitfähigkeit λ , welche verschmiert in den Wärmeübergangskoeffizienten α in Gleichung (7-14) eingeht, und die Wärmekapazität c mit steigender Probekörpertemperatur abnehmen [VoVö-20]. Die Berechnung des Wärmeübergangskoeffizienten α ist darüber hinaus sehr komplex, da er sich aus Anteilen der Wärmeleitung, -konvektion und -strahlung zusammensetzt. Seine Ermittlung müsste zudem stets für die spezifischen Umgebungs- bzw. Versuchsbedingungen sowie für die entsprechenden Temperaturbereiche erfolgen. Hierzu sind umfangreiche Messungen von Strahlungs- und Konvektionsströmen sowie komplexe thermodynamische Berechnungen erforderlich, die im Zuge dieser Arbeit nicht durchgeführt werden konnten. Erste Erkenntnisse hierzu liefern allerdings Vogel *et al.* [VoVö-20]. Nachfolgend wird der Exponent k vielmehr auf Grundlage der extrapolierten Ausgleichskurven aus Bild 7-12 in Abhängigkeit zum Beanspruchungsniveau S_{max} und zur Belastungsfrequenz f gesetzt und damit indirekt mit der im Versuch auftretenden Temperaturerhöhung verknüpft. Dies ist für die mittleren Exponenten k_{mittel} nach Tabelle 7-1 in Bild 7-18 und Bild 7-19 zu sehen. Anhand der linearen Regressionskurven ist die abnehmende Tendenz des Exponenten k mit steigendem Oberspannungsniveau und steigender Belastungsfrequenz zu erkennen. Dies kann durch die oben genannten Ursachen zwar ver-

mutet werden, ob der Exponent k jedoch wirklich in diesem Maße abnimmt, müsste in weiterführenden Untersuchungen überprüft werden. Grundsätzlich bedeutet ein abnehmender Exponent k , dass für das Erreichen einer stationären Temperatur mehr Zeit benötigt wird.

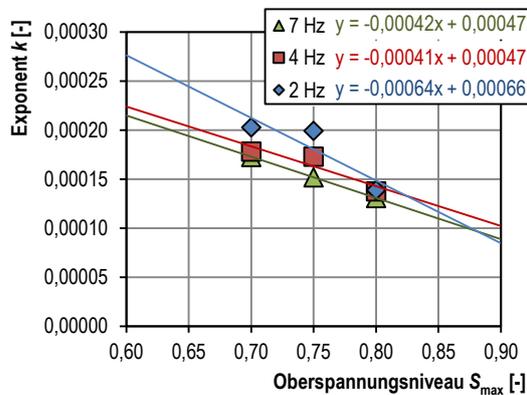


Bild 7-18: Regressionslinien des Exponenten k_{mittel} nach Tabelle 7-1 in Abhängigkeit von S_{max}

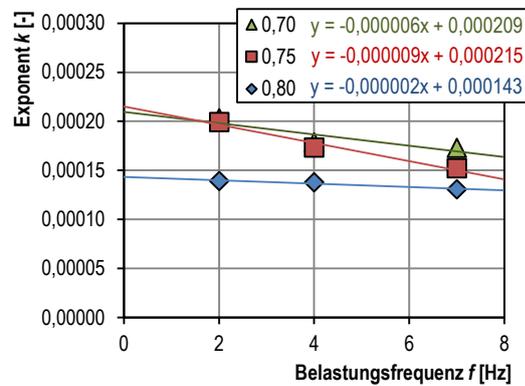


Bild 7-19: Regressionslinien des Exponenten k_{mittel} nach Tabelle 7-1 in Abhängigkeit von f

Aufgrund der in Bild 7-18 und Bild 7-19 dargestellten zweifachen linearen Abhängigkeit des Exponenten k wird dieser nachfolgend mit einer zweiparametrischen Ebenengleichung (Gleichung (7-24)) approximiert.

$$k = a \cdot S_{max} + b \cdot f + c \quad (7-24)$$

mit: $a = -0,0004199$
 $b = -0,00000604$
 $c = 0,00050893$

Für die drei erforderlichen Aufspannpunkte der Ebenengleichung wurden die in Tabelle 7-3 dargestellten Parameter verwendet. Der Grund für die Verwendung der beiden Punkte des Spannungsniveaus $S_{max} = 0,7$ lag darin, dass die zugehörigen Ausgleichskurven und somit auch deren Parameter an nichtlineare Temperaturverläufe angepasst werden konnten. Darüber hinaus führte die Wahl dieser Parameter zur besten Approximation des Exponenten k .

Tabelle 7-3: Aufspannpunkte für Ebenengleichung (7-24)

S_{min} [-]	S_{max} [-]	f [Hz]	k_{mittel} [-]
0,05	0,70	2	0,00020296
	0,80	7	0,00013079
	0,70	7	0,00017277

Der nach der Ebenengleichung (7-24) berechnete Verlauf des Exponenten k ist im Vergleich mit den mittleren Exponenten nach Tabelle 7-1 in Bild 7-20 über dem Oberspannungsniveau S_{\max} und in Bild 7-21 über der Belastungsfrequenz f dargestellt. In beiden Darstellungen werden gute Approximationen erzielt. Die absoluten Abweichungen sind in Tabelle 7-4 zusammengestellt.

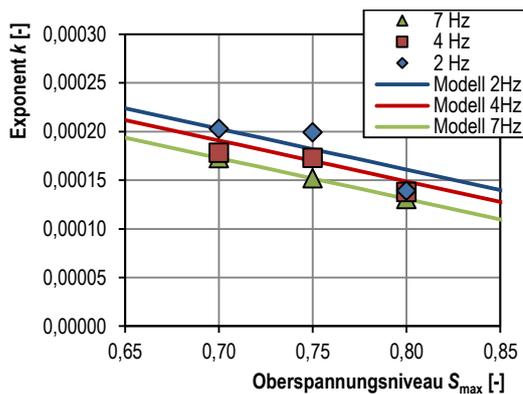


Bild 7-20: Vergleich der Ebenengleichung (7-24) mit k_{mittel} über S_{\max}

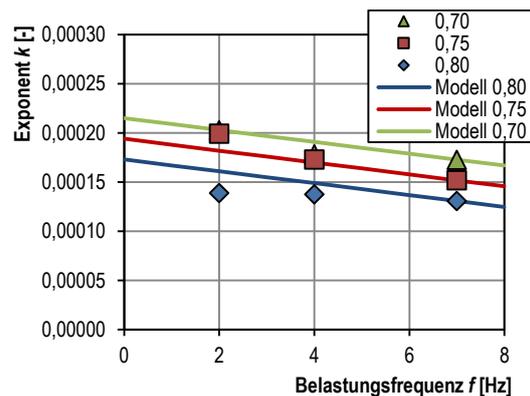


Bild 7-21: Vergleich der Ebenengleichung (7-24) mit k_{mittel} über f

Tabelle 7-4: Abweichungen zwischen der Ebenengleichung (7-24) und den mittleren Exponenten k_{mittel}

S_{\max} [-]	f [Hz]	$k_{\text{Gl.}(7-23)}$ [-]	k_{mittel} [-]	Differenz [-]
0,80	2	0,000161	0,000139	0,000022
	4	0,000149	0,000138	0,000011
	7	0,000130	0,000131	0,000001
0,75	2	0,000182	0,000199	-0,000017
	4	0,000170	0,000173	-0,000003
	7	0,000152	0,000152	0,000000
0,70	2	0,000203	0,000203	0,000000
	4	0,000191	0,000178	0,000013
	7	0,000173	0,000173	0,000000

Die zweifache lineare Abhängigkeit von Gleichung (7-24) wird durch die dreidimensionale Darstellung in Bild 7-22 nochmals verdeutlicht. Durch die Abnahme des Exponenten k mit zunehmender Belastungsfrequenz beschränkt sich der Anwendungsbereich von Gleichung (7-24). Denn wird der Exponent k gleich null, findet keine Erwärmung statt. Ein Wert kleiner als null führt hingegen zu einer Temperaturabnahme. Beides ist physikalisch nicht begründbar, weshalb der Anwendungsbereich von Gleichung (7-24) auf Belastungsfrequenzen $f \leq 12$ Hz begrenzt wird.

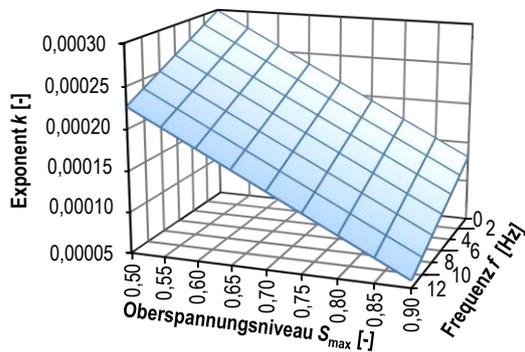


Bild 7-22: Anwendung der Gleichung (7-24) für verschiedene Werte von S_{\max} und f

Durch Einsetzen der Gleichungen (7-23) und (7-24) in Gleichung (7-16) lässt sich schließlich die zeitliche Temperaturentwicklung $\Delta T(t)$ für verschiedene Oberspannungen S_{\max} und Belastungsfrequenzen f approximieren, siehe Gleichung (7-25). Der Vorteil dieser Modellgleichung liegt darin, dass sie aufgrund der getroffenen Annahmen über die untersuchten Oberspannungsniveaus und Belastungsfrequenzen hinaus verwendet werden kann. Mit Gleichung (7-26) kann zusätzlich die Temperaturentwicklung $\Delta T(N)$ in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl N berechnet werden.

$$\Delta T(t) = 0,01953 \cdot f \cdot e^{(0,0329 \cdot f + 7,7163) \cdot S_{\max}} \cdot (1 - e^{(-0,0004199 \cdot S_{\max} - 0,00000604 \cdot f + 0,00050893) \cdot t}) \quad (7-25)$$

mit: $t = N / f$

$$\Delta T(N) = 0,01953 \cdot f \cdot e^{(0,0329 \cdot f + 7,7163) \cdot S_{\max}} \cdot (1 - e^{(-0,0004199 \cdot S_{\max} - 0,00000604 \cdot f + 0,00050893) \cdot \frac{N}{f}}) \quad (7-26)$$

Vergleichend sind in Bild 7-23 links die Ausgleichskurven gemäß Tabelle 7-1 und die mit Gleichung (7-25) berechneten Temperaturänderung $\Delta T(t)$ dargestellt. Die Verläufe der Kurven stimmen sehr gut überein. Darüber hinaus zeigt Bild 7-23 rechts die mehrdimensionalen Kurvenverläufe gemäß Gleichung (7-25) für die drei untersuchten Oberspannungsniveaus.

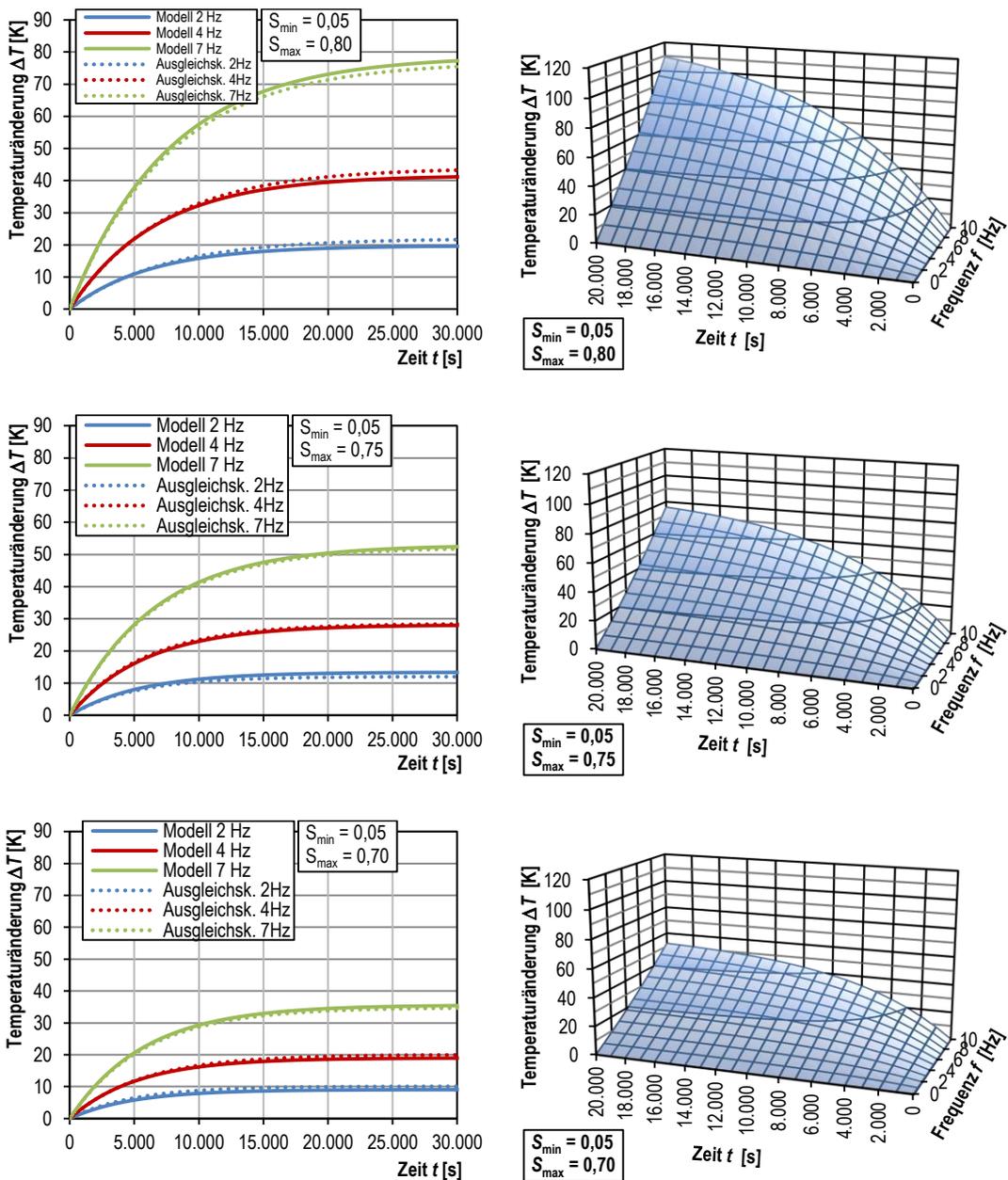


Bild 7-23: Vergleich von Gleichung (7-25) mit den Ausgleichskurven (links), Anwendung von Gleichung (7-25) für verschiedene Belastungsfrequenzen und Spannungsniveaus (rechts)

7.3.4 Approximation der Temperaturänderung für Versuche mit Belastungspause

Nachfolgend werden die gemessenen Temperaturänderungen der Probestkörper der Ermüdungsversuche mit Belastungspause (BP) und die daran angepassten mittleren Ausgleichskurven grafisch dargestellt.

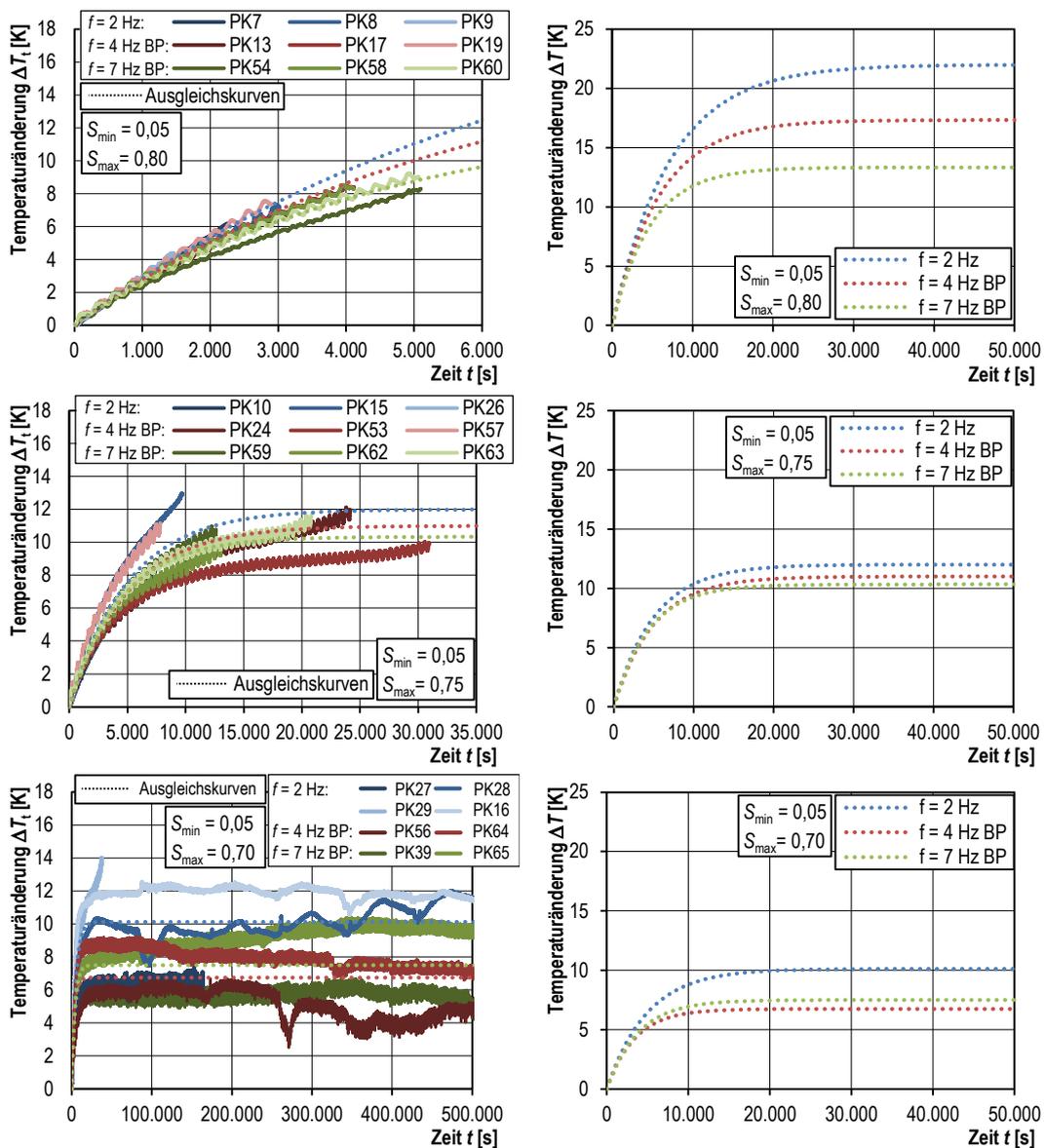


Bild 7-24: Gemessene Temperaturänderungen und Ausgleichskurven nach Gleichung (7-16) der ununterbrochenen 2-Hz- und der pausierten 4-Hz- und 7-Hz-Versuche

Die zur Erstellung dieser Kurven verwendete Methode entspricht jener, die in Abschnitt 7.3.3 auch für die ununterbrochenen Versuche angewendet wurde. Darüber hinaus werden die Ausgleichskurven ebenfalls

bis in den stationären Temperaturbereich extrapoliert. Die Auflistung ihrer Parameter erfolgt in Tabelle 7-5. Eine Darstellung aller einzelnen Ausgleichskurven befindet sich in Anhang M.

Tabelle 7-5: Parameter für die Ausgleichskurven nach Gleichung (7-16) zur Berechnung der zeitlichen Temperaturänderung $\Delta T(t)$

S_{\min} [-]	S_{\max} [-]	f_P [Hz]	$\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$ [K]	k_{mittel} [-]
0,05	0,80	2	22,0 ¹⁾	0,000139
		4 BP	17,3	0,000172
		7 BP	13,3	0,000214
0,05	0,75	2	12,0	0,000199
		4 BP	11,0	0,000200
		7 BP	10,3	0,000228
0,05	0,70	2	10,1	0,000203
		4 BP	6,8	0,000293
		7 BP	7,5	0,000261

¹⁾ Annahme von einem oder mehreren Werten für $\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$

Auch wenn die gemessenen Temperaturen der pausierten 4-Hz- und 7-Hz-Versuche weitestgehend denen der 2-Hz-Versuche entsprechen und kein großer Unterschied mehr auszumachen ist, so zeigen die Ausgleichskurven dennoch unterschiedliche Verläufe. Auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,80$ sind die Unterschiede am stärksten ausgeprägt. Dabei ist jedoch die erhöhte Unsicherheit bei der Anpassung der experimentellen Ausgleichskurven an die relativ linearen Temperaturverläufe zu bedenken. Auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,75$ besteht die größte Übereinstimmung der Kurven. Darüber hinaus führen die Ausgleichskurven der 2-Hz-Versuche stets zu höheren Temperaturen als die der pausierten 4-Hz- und 7-Hz-Versuche. Die Verläufe der Ausgleichskurven könnten einen Hinweis darauf geben, dass niederfrequente Ermüdungsversuche eine stärkere Wärmeerzeugung aufweisen als höherfrequente Versuche. Für das Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,80$ konnte dies durch die Betrachtung der Dissipationsenergien in Bild 6-30 bereits nachgewiesen werden. Klar ist auch, dass die höherfrequenten Versuche auf einem geringeren effektiven Beanspruchungsniveau getestet wurden. Die Schädigung je Lastwechsel war für diese Versuche geringer, was auch ein Hinweis auf die geringere Wärmeentwicklung durch die infolge der Hysterese umgewandelte Dämpfungsenergie sein kann. Für die weitere Modellbildung wird auf eine gesonderte Approximation der zeitlichen Temperaturänderungen $\Delta T(t)$ der pausierten Versuche verzichtet.

7.3.5 Bestimmung der temperaturabhängigen, effektiven Beanspruchungsniveaus

Mithilfe der Approximation der Temperaturentwicklungen durch Gleichung (7-25) bzw. (7-26) und eines geeigneten Materialgesetzes lassen sich die Auswirkungen der durch zyklische Beanspruchungen hervorgerufenen Probekörpertemperaturen auf die mechanischen Betoneigenschaften respektive auf die unter Ermüdungsbeanspruchungen anzusetzende Druckfestigkeit bestimmen. Dies entspricht Schritt 3 in Bild 7-1. Als Materialgesetz wurde jenes gemäß Gleichung (7-27) verwendet, welches dem Model Code 2010 [Fib-10] entstammt. Dieses Materialgesetz konnte für den hier untersuchten hochfesten Beton für einen Temperaturbereich von 20 °C bis 50 °C experimentell bestätigt werden, vgl. Abschnitt 6.1. Es führt die Druckfestigkeitsänderungen bis zu Temperaturen von etwa 80 °C bis 120 °C fast ausschließlich auf physikalische Effekte wie die Änderung der Van-der-Waals-Kräfte, der Porosität, der Oberflächenenergie und die Entstehung von Mikrorissen durch thermische Inkompatibilitäten und Porenwasserdrücke zurück. Durch die genannten Effekte wird eine Abnahme der Druckfestigkeit mit steigenden Temperaturen (bis 80 °C) prognostiziert. Ein positiver Effekt einer beschleunigten Hydratation wird dabei nicht berücksichtigt, welcher bei den durchgeführten Ermüdungsversuchen aufgrund des hohen Probekörperalters auch ausgeschlossen werden kann. Da hydrothermale Reaktionen sowie eine Trocknung durch Entweichen von Wasserdampf erst ab etwa 100 °C einen erwähnenswerten druckfestigkeitssteigernden Effekt aufweisen, wurden diese Faktoren ebenfalls ausgeschlossen. Somit wurde dieses Materialgesetz für die hier durchgeführten Ermüdungsuntersuchungen als anwendbar erachtet. Mithilfe von Gleichung (7-27) kann folglich die temperaturabhängige mittlere Druckfestigkeit $f_{cm}(T)$ errechnet werden. Durch das Einsetzen von Gleichung (7-28) bzw. (7-29) in Gleichung (7-27) lässt sich diese in eine zeit- bzw. lastwechselvariante Druckfestigkeit konvertieren. Demnach wird die Betondruckfestigkeit durch die während der zyklischen Beanspruchung erzeugte Probekörpererwärmung reduziert.

$$f_{cm}(T) = (1,06 - 0,003 \cdot T) \cdot f_{cm,20^{\circ}\text{C}} \quad (7-27)$$

mit: T innere Betonprobentemperatur in °C
 $= 20 + \eta \cdot \Delta T(N)$ bzw. (7-28)

$= 20 + \eta \cdot \Delta T(t)$ (7-29)

η Umrechnungsfaktor zwischen innerer und äußerer Betonprobekörpertemperatur
 $= 1,3$

Die in Gleichung (7-27) zu berücksichtigende Temperatur T entspricht gemäß Model Code 2010 [Fib-10] der Probekörpertemperatur. Diese errechnet sich aus der Umgebungstemperatur (20 °C im Fall der durchgeführten Versuche) zuzüglich der η -fachen Temperaturänderung der Probenoberfläche $\Delta T(N)$ bzw. $\Delta T(t)$. Die Erhöhung der Temperaturänderung um den Faktor η berücksichtigt die Beobachtungen von *Elsmeier* [Els-15], dass die innere Probekörpertemperaturänderung während eines Ermüdungsversuchs etwa dem 1,3-fachen Wert der an der Probenoberfläche gemessenen Temperaturänderung entspricht. Dabei wird angenommen, dass sich die Temperatur im Probeninneren durch eine gleichmäßige Mikrorissverteilung nahezu konstant über den Querschnitt verteilt und an den Probenrändern durch den Wärmeübergang an die Umgebung abfällt. Inwieweit der Faktor 1,3 von der Probekörpergröße, dem Beanspruchungsniveau und der Versuchsdauer abhängt, müsste in weiteren Untersuchungen betrachtet werden. Da die innere Probekörpertemperatur die Betondruckfestigkeit weit mehr bestimmt als die Oberflächentemperatur, wird sie nachfolgend zur Berechnung der temperaturabhängigen Druckfestigkeit $f_{cm}(T)$ verwendet. Gemäß der allgemeinen Modellvorstellungen in Abschnitt 7.1 werden die 2-Hz-Versuche als Bezugsversuche betrachtet. Das bedeutet, dass die temperaturabhängige Druckfestigkeit stets in Bezug auf die 2-Hz-Versuche gesetzt wird. Aufgrund dieser Überlegungen können die temperaturabhängigen Beanspruchungsniveaus $S_{max}(T)$ und $S_{min}(T)$ entsprechend Gleichungen (7-30) und (7-31) formuliert werden.

$$S_{max}(T) = S_{max} \cdot \frac{f_{cm,2Hz}(T)}{f_{cm,f}(T)} = S_{max} \cdot \frac{(1,06 - 0,003 \cdot T_{2Hz})}{(1,06 - 0,003 \cdot T_f)} \quad (7-30)$$

$$S_{min}(T) = S_{min} \cdot \frac{f_{cm,2Hz}(T)}{f_{cm,f}(T)} = S_{min} \cdot \frac{(1,06 - 0,003 \cdot T_{2Hz})}{(1,06 - 0,003 \cdot T_f)} \quad (7-31)$$

mit: T_f innere Probekörpertemperatur in °C für eine Belastungsfrequenz von f nach Gleichung (7-28) bzw. (7-29)

T_{2Hz} innere Probekörpertemperatur in °C für eine Belastungsfrequenz von $f = 2$ Hz nach Gleichung (7-28) bzw. (7-29)

In Bild 7-25 sind die temperaturabhängigen Ober- und Unterspannungsniveaus $S_{max}(T)$ und $S_{min}(T)$ gemäß Gleichung (7-30) und (7-31) über der Versuchszeit dargestellt.

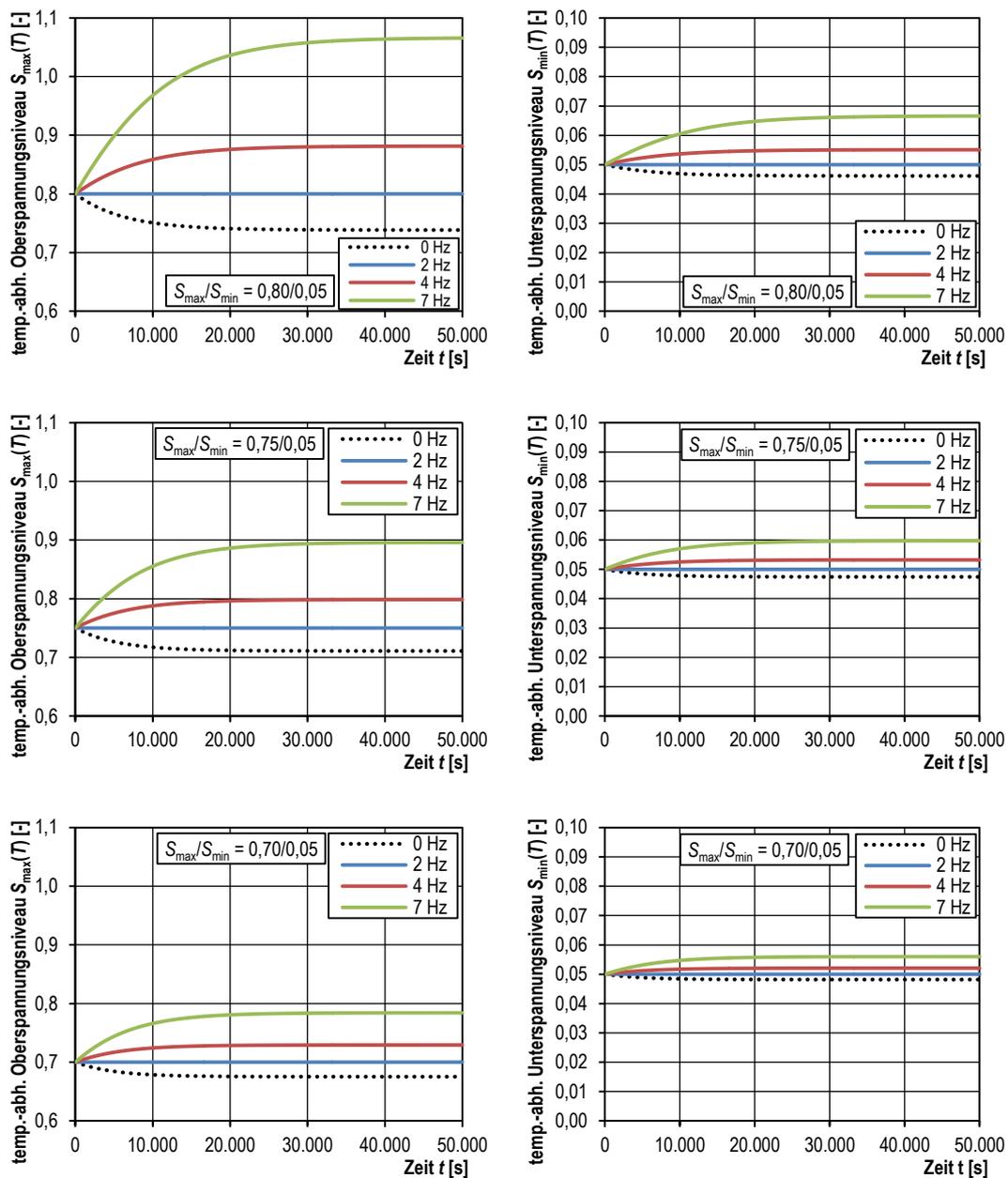


Bild 7-25: Temperaturabhängige Oberspannungsniveaus $S_{max}(T)$ nach Gleichung (7-30) (links), temperaturabhängige Unterspannungsniveaus $S_{min}(T)$ nach Gleichung (7-31) (rechts)

Da die temperaturabhängigen Druckfestigkeiten stets auf die der 2-Hz-Versuche bezogen werden, bleiben die temperaturabhängigen Spannungsniveaus der 2-Hz-Versuche unverändert. Hingegen erhöhen sich die temperaturabhängigen Spannungsniveaus der höherfrequenten Versuche infolge der stärkeren Temperaturerhöhungen und der dadurch verstärkten Druckfestigkeitsabnahmen. Die Kurven für eine theoretische Belastungsfrequenz von 0 Hz zeigen verringerte thermische Beanspru-

chungs-niveaus und spiegeln indirekt die temperaturbedingte Druckfestigkeitsabnahme der 2-Hz-Versuche wider. Zusätzlich zu den Oberspannungsniveaus $S_{\max}(T)$ ändern sich auch die temperaturabhängigen Unterspannungsniveaus $S_{\min}(T)$ geringfügig, siehe Bild 7-25 rechts. Bei höheren Unterspannungsniveaus wie z. B. $S_{\min} = 0,20$ kann diese Änderung größer ausfallen. Dies muss ggf. für eine spätere Zuordnung zu bestimmten Unterspannungsniveaus beachtet werden. Bild 7-26 veranschaulicht in dreidimensionaler Darstellung noch eindrücklicher die Entwicklung der temperaturabhängigen Oberspannungsniveaus $S_{\max}(T)$ in Abhängigkeit von der Zeit t und der Belastungsfrequenz f .

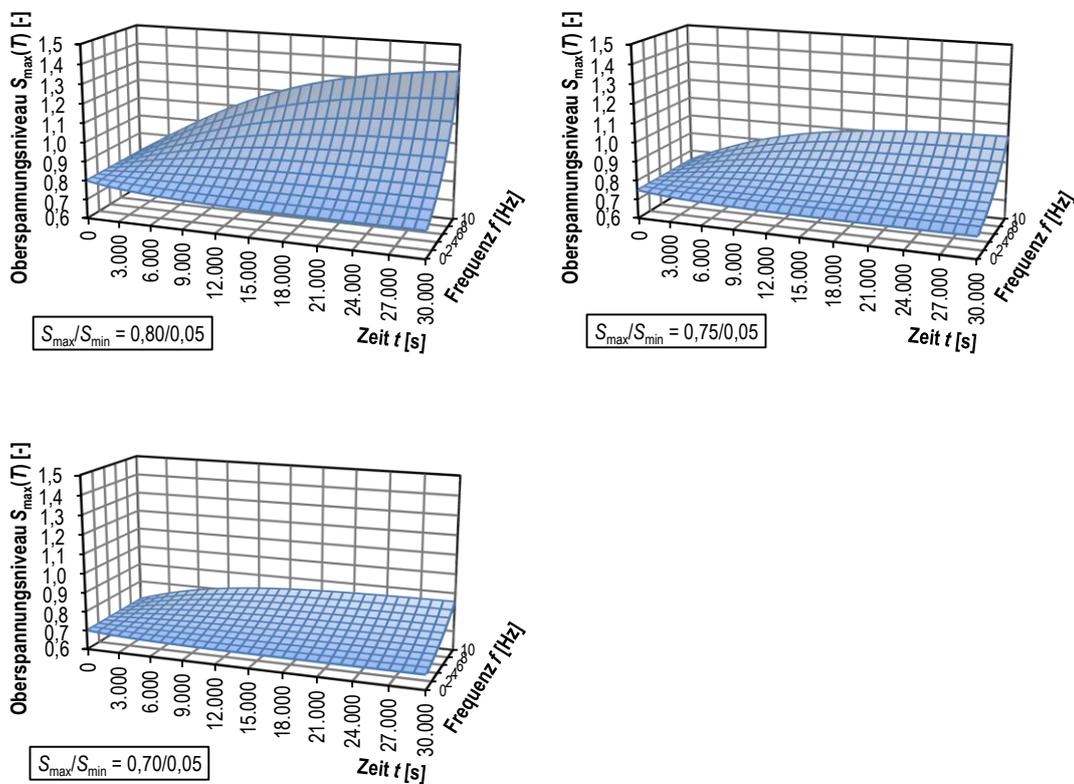


Bild 7-26: Temperaturabhängige Oberspannungsniveaus $S_{\max}(T)$ nach Gleichung (7-30) in Abhängigkeit von der Zeit t und der Belastungsfrequenz f

Die temperaturabhängigen Oberspannungsniveaus $S_{\max}(T)$ können unter Verwendung von Gleichung (7-28) auch über der Lastwechselzahl N dargestellt werden, siehe Bild 7-27. Dabei wird in der einfach logarithmischen Darstellung ersichtlich, dass in Abhängigkeit von der Belastungsfrequenz erst ab 1.000 bis 10.000 Lastwechseln bedeutsame Änderungen der temperaturabhängigen Beanspruchungsniveaus eintreten. Für geringere Lastwechselzahlen sind die Unterschiede zwischen den Probekörpertemperaturen noch zu gering. Treten Bruchlastwechselzahlen in diesem niedrigen Bereich auf, so sind diese unbedeutend von der

Temperatur beeinflusst. Die signifikanten Temperaturerhöhungen finden für Belastungsfrequenzen von $2 \leq f \leq 10$ Hz zwischen ungefähr 10.000 und 500.000 Lastwechseln statt. In diesem Bereich und darüber hinaus kommt es für diese Belastungsfrequenzen zu einer nicht zu vernachlässigenden schädigenden thermischen Zusatzbeanspruchung.

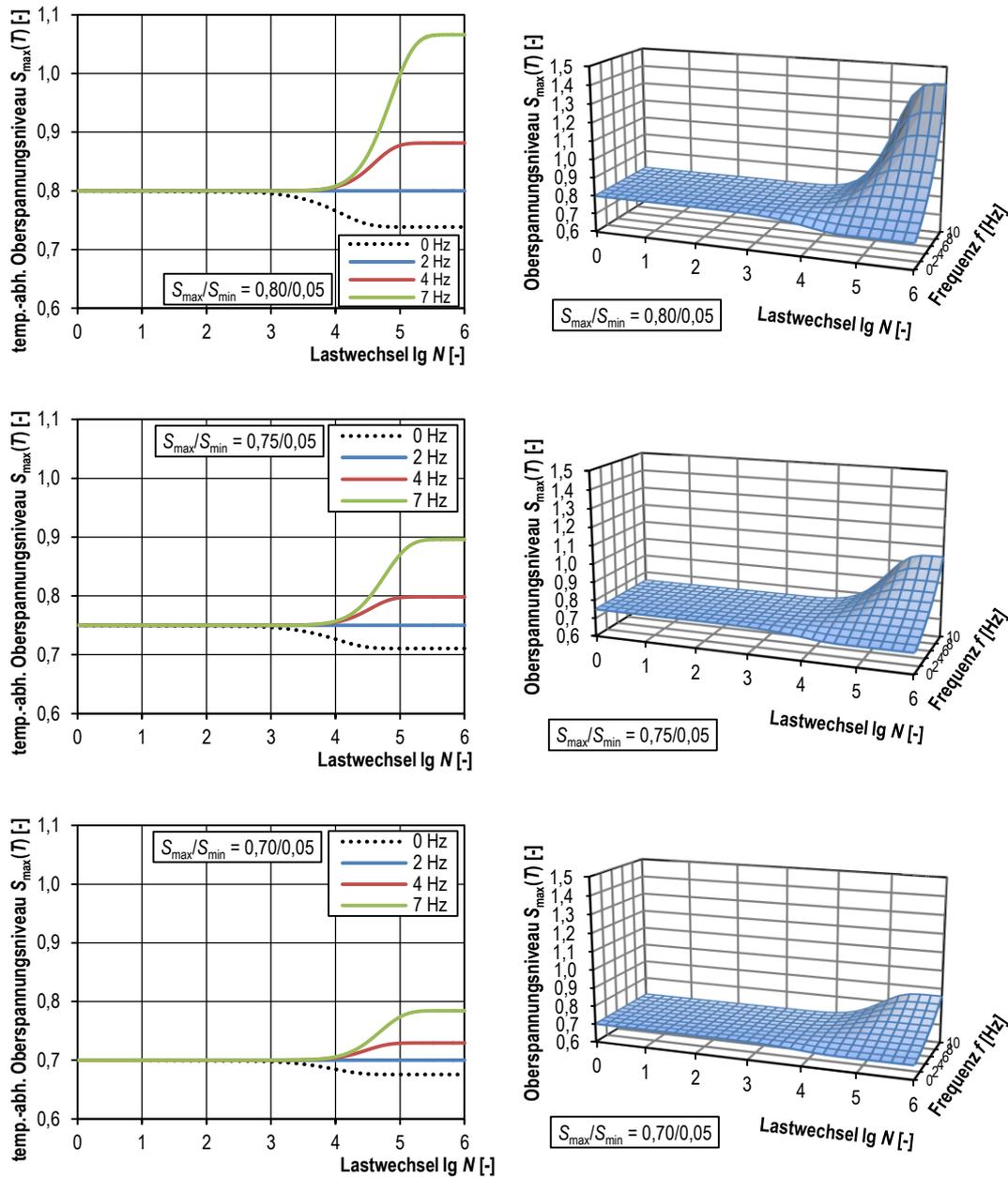


Bild 7-27: Temperaturabhängige Oberspannungsniveaus $S_{max}(T)$ über der Zeit t nach Gleichung (7-30) (links) und über der Zeit t und der Belastungsfrequenz f (rechts)

7.4 Integration der Materialmodelle in ein Gesamtmodell

7.4.1 Allgemein

In den vorangegangenen Abschnitten wurden die während eines Ermüdungsversuchs erzeugten Spannungsgeschwindigkeiten und Probekörpertemperaturen in Abhängigkeit von der Beanspruchung und der Belastungsfrequenz mathematisch beschrieben. Zugleich wurde ihr Einfluss auf die Druckfestigkeit mithilfe von experimentell bestimmten sowie bereits existierenden Materialmodellen hergeleitet. Um die ertragbaren Lastwechselzahlen infolge einer Belastungsfrequenzänderung bestimmen zu können, müssen die Materialmodelle in ein Gesamtmodell integriert werden. Diese Integration sowie die damit beschreibbare Entwicklung der frequenzabhängigen Bruchlastwechselzahlen wird im Folgenden thematisiert und entspricht den Arbeitsschritten 4 bis 6 in Bild 7-1. Weiterhin soll das Gesamtmodell auch auf nicht experimentell untersuchte Belastungsfrequenzen und Beanspruchungsniveaus extrapoliert werden.

7.4.2 Mathematische Beschreibung des Gesamtmodells

Entsprechend der bisherigen Erkenntnisse führt in kontinuierlich durchgeführten Einstufenversuchen eine Erhöhung der Belastungsfrequenz zu einer spannungsgeschwindigkeitsabhängigen, zeitinvarianten Verringerung des Beanspruchungsniveaus und zugleich zu einer temperaturabhängigen, zeitvarianten Erhöhung des Beanspruchungsniveaus. Der thermische Schädigungsprozess nimmt dabei erst mit steigender Versuchsdauer bzw. Lastwechselzahl an Relevanz zu, wohingegen der Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit auf den mechanischen Schädigungsprozess zeitinvariant ist und somit kontinuierlich wirkt. Aus diesem Grund kann von einer Überlagerung des Einflusses der Spannungsgeschwindigkeit durch den Temperatureinfluss gesprochen werden. Die aufgrund dieser Erkenntnisse schrittweise Entwicklung des Gesamtmodells ist in Bild 7-28 schematisch abgebildet und wird nachfolgend erläutert.

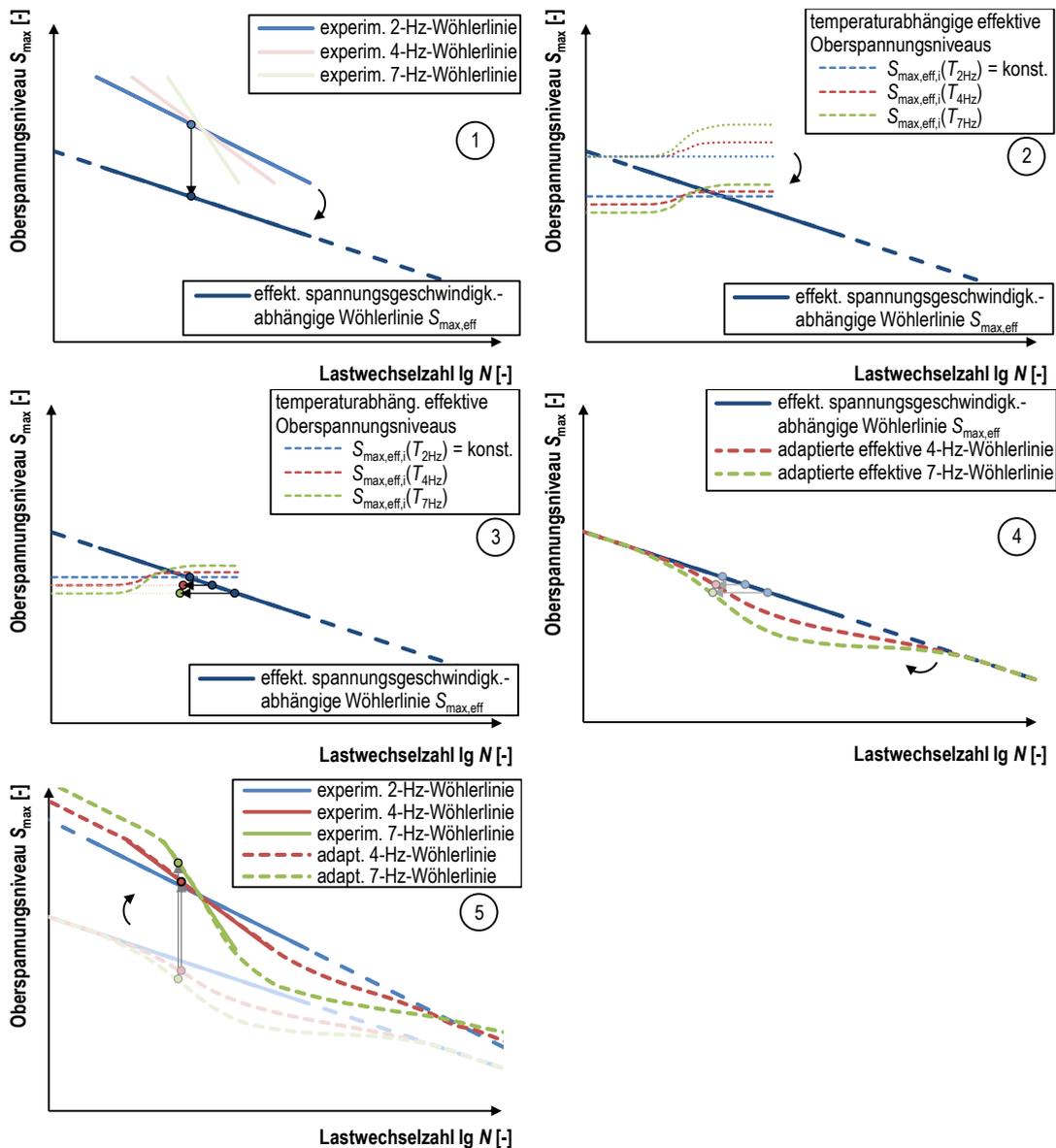


Bild 7-28: Schrittweise Integration der makroskopischen Schädigungsmodelle in ein Gesamtmodell zur Erstellung frequenzabhängiger Wöhlerlinien

Innerhalb des Gesamtmodells wird der zeitinvariante Spannungsgeschwindigkeitseinfluss auf der Widerstandsseite mithilfe der effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Wöhlerlinie berücksichtigt, siehe Schritt 1) in Bild 7-28. Hierfür wird die effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige 2-Hz-Wöhlerlinie nach Gleichung (7-9) gewählt, da sie von den experimentellen Wöhlerlinien am wenigsten von der Temperatur beeinflusst ist und somit am zutreffendsten linear approximiert werden kann. Gleichzeitig lässt sich somit der spannungsgeschwindigkeitsabhängige Ermüdungswiderstand mit ein und derselben

Wöhlerlinie beschreiben. Der zeitvariante Temperatureinfluss wird hingegen auf der Einwirkungsseite berücksichtigt und durch die auf die 2-Hz-Versuche bezogenen temperaturabhängigen Beanspruchungsniveaus $S_{\max}(T)$ bzw. $S_{\min}(T)$ nach Gleichung (7-30) bzw. (7-31) beschrieben. Um diese Beanspruchungsniveaus mit der effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Wöhlerlinie zu verknüpfen, müssen sie ebenfalls auf die effektiven Oberspannungsniveaus transformiert werden, siehe Bild 7-28, Schritt 2). Dies geschieht, indem in Gleichung (7-30) bzw. (7-31) die konventionellen Beanspruchungsniveaus S_{\max} und S_{\min} durch die effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Beanspruchungsniveaus $S_{\max,\text{eff}}$ bzw. $S_{\min,\text{eff}}$ nach Gleichung (7-7) bzw. (7-8) ersetzt werden. Somit ergeben sich die effektiven, temperaturabhängigen Beanspruchungsniveaus $S_{\max,\text{eff}}(T)$ bzw. $S_{\min,\text{eff}}(T)$. Um nun für jede kumulierte Lastwechselzahl N_i die spannungsgeschwindigkeits- und temperaturabhängige Bruchlastwechselzahl zu errechnen, wird das effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Oberspannungsniveau $S_{\max,\text{eff}}$ in Gleichung (7-9) durch das effektive, temperaturabhängige Oberspannungsniveau $S_{\max,\text{eff}}(T)$ ersetzt. Dadurch ergibt sich Gleichung (7-32). Diese Gleichung gilt mit ihren Konstanten zunächst lediglich für den hier untersuchten Beton und für ein Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,05$.

$$N_f = 10^{(-27,6778 \cdot S_{\max,\text{eff}}(T) + 22,4448)} \quad (7-32)$$

mit: $S_{\max,\text{eff}}(T)$ effektives, temperaturabhängiges Oberspannungsniveau

$$= S_{\max,\text{eff}} \cdot \frac{(1,06 - 0,003 \cdot T_{2\text{Hz}})}{(1,06 - 0,003 \cdot T_f)}$$

$S_{\max,\text{eff}}$ effektives, spannungsgeschwindigkeitsabhängiges Oberspannungsniveau

$$= S_{\max} \cdot \left(\frac{0,5 \text{ MPa/s}}{2 \cdot f \cdot (S_{\max} - S_{\min}) \cdot f_{\text{cm},0,5\text{MPa/s}}} \right)^\alpha$$

f Belastungsfrequenz in [Hz]

α Exponent für Druckfestigkeitssteigerung
= 0,0231

T innere Probekörpertemperatur
= $20 + \eta \cdot \Delta T(N)$

η	Umrechnungsfaktor zwischen innerer und äußerer Betonprobekörpertemperatur [-] = 1,3
$\Delta T(N)$	äußere Temperaturerhöhung = $0,01953 \cdot f \cdot e^{(0,0329 \cdot f + 7,7163) \cdot S_{\max}}$ $\cdot (1 - e^{-(-0,0004199 \cdot S_{\max} - 0,00000604 \cdot f + 0,00050893) \cdot \frac{N_i}{f}})$
N_i	kumulierte Lastwechselzahl
für: S_{\min}	= 0,05

Der Vorzug von Gleichung (7-32) ist, dass sie den Ermüdungswiderstand mit der zeit- bzw. lastwechselvarianten, frequenzabhängigen Änderung des Beanspruchungsniveaus kombiniert. Aber genau das muss bei der Anwendung dieser Gleichung bedacht werden. Da der Gleichung die effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinie der 2-Hz-Versuche zu Grunde liegt, sind die ertragbaren Lastwechselzahlen N_f für eine Belastungsfrequenz von $f = 2$ Hz unabhängig von der aufgetragenen Lastwechselzahl N_i . Wird in Gleichung (7-32) die Belastungsfrequenz $f = 2$ Hz eingesetzt, so entspricht sie Gleichung (7-9). Dies gilt jedoch nicht für andere Belastungsfrequenzen. Für andere Belastungsfrequenzen ergibt Gleichung (7-32) stets die ertragbare Lastwechselzahl N_f für das effektive Beanspruchungsniveau $S_{\max, \text{eff}}(T)$, welches sich bei einer kumulierten Lastwechselzahl von N_i ergibt. Die tatsächliche Bruchlastwechselzahl für eine Belastungsfrequenz $f \neq 2$ Hz wird schließlich mithilfe der allgemein anerkannten Methode der linearen Schädigungsakkumulation nach *Palmgren* [Pal-24] und *Miner* [Min-45] gewonnen, siehe Bild 7-28, Schritt 3). Hierzu werden die auf jedem effektiven Spannungsniveau $S_{\max, \text{eff}}(T)$ einwirkenden Lastwechsel $N_{k,i}$ auf die auf demselben Beanspruchungsniveau ertragbaren Lastwechsel N_{f, N_i} bezogen, siehe Gleichung (7-33). Die daraus errechneten Teilschädigungen D_i sind aufzusummieren, bis die Gesamtschädigung D den Wert 1 ergibt. Die dabei kumulierte Lastwechselzahl N_i entspricht der gesuchten Bruchlastwechselzahl. In Bild 7-29 ist der schematische Ablauf zur Bestimmung der ertragbaren Lastwechselzahl mithilfe der linearen Schädigungsakkumulation dargestellt. Reihenfolgeeffekte wie sie z. B. durch *Holmen* [Hol-79] beschrieben werden bleiben in dieser Modellüberlegung unberücksichtigt. Hierzu bestünde weiterer Forschungsbedarf. Erfolgt die Schädigungsberechnung auf mehreren effektiven Spannungsniveaus, lassen sich frequenzadaptierte effektive Wöhlerlinien erstellen, siehe Bild 7-28, Schritt 4). Diese können darauffolgend auf die

konventionellen Oberspannungsniveaus transformiert und mit den experimentellen Wöhlerlinien verglichen werden, siehe Bild 7-28, Schritt 5).

$$D = \sum_{i=1}^j D_i = \sum_{i=1}^j \frac{N_{k,i}}{N_{f,N_i}} = 1,0 \quad (7-33)$$

mit: $N_{k,i}$ Lastwechselzahl auf dem effektiven, temperaturabhängigen Oberspannungsniveau $S_{\max,\text{eff},i}(T)$
 = konstant = 1,0 (theoretisch)

N_i kumulierte Lastwechselzahl
 = $\sum_{i=1}^j N_{k,i}$

N_{f,N_i} ertragbare Lastwechselzahl auf dem effektiven, temperaturabhängigen Oberspannungsniveau $S_{\max,\text{eff},i}(T)$

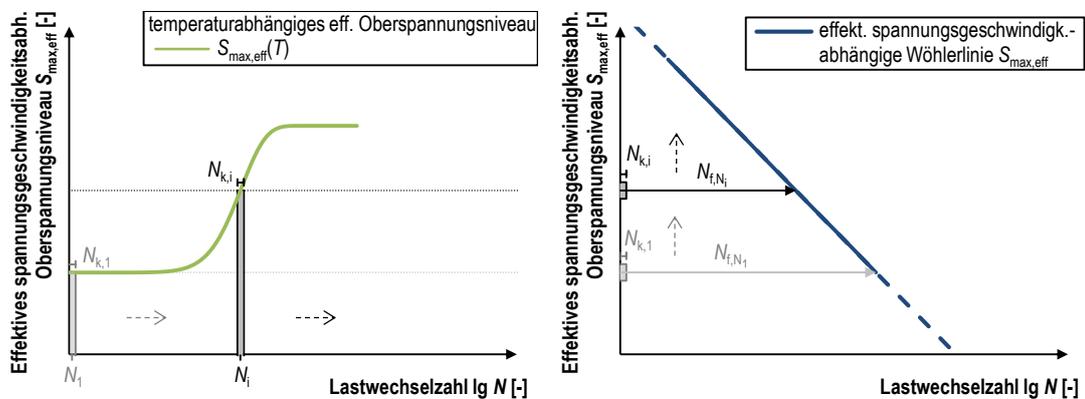


Bild 7-29: Schematischer Ablauf zur Bestimmung der ertragbaren Lastwechselzahl

7.4.3 Approximation und Validierung von frequenzabhängigen Wöhlerlinien

Nachfolgend soll Gleichung (7-32) in Kombination mit der linearen Schädigungsakkumulation nach Gleichung (7-33) anhand der eigenen Versuchsergebnisse validiert werden. Dazu wurden mit beiden Gleichungen die auf eine Belastungsfrequenz von $f = 4$ Hz und $f = 7$ Hz adaptierten effektiven Wöhlerlinien errechnet. In Bild 7-30 sind diese zusammen mit der effektiven 2-Hz-Bezugswöhlerlinie den experimentell bestimmten

mittleren Bruchlastwechselzahlen der Versuche ohne Belastungspausen gegenübergestellt.

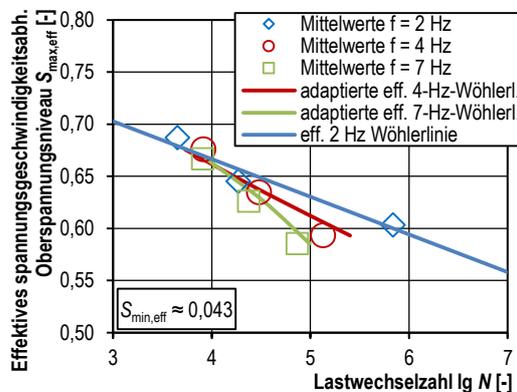


Bild 7-30: Vergleich der experimentellen mittleren Bruchlastwechselzahlen mit den adaptierten effektiven Wöhlerlinien

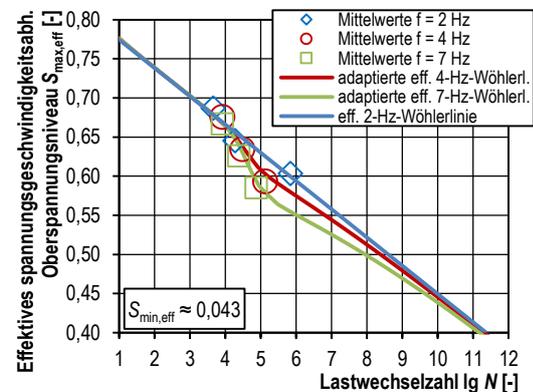


Bild 7-31: Extrapolation der effektiven 2-Hz-Wöhlerlinie und der adaptierten effektiven Wöhlerlinien

Mit abnehmendem Oberspannungsniveau werden die adaptierten effektiven Wöhlerlinien zunehmend zu niedrigeren Bruchlastwechselzahlen hin verschoben. Dies ist auf den zunehmenden Temperaturunterschied zwischen den höherfrequenten und den 2-Hz-Versuchen zurückzuführen. Grundsätzlich ist festzustellen, dass Gleichung (7-32) in Kombination mit der linearen Schädigungsakkumulationshypothese die experimentell beobachteten Versuchsergebnisse im Rahmen der nicht vermeidbaren Versuchsstreuung gut abbildet. Zwar werden die Bruchlastwechselzahlen nicht exakt wiedergegeben, deren tendenzielle Entwicklung kann allerdings gut vorausgesagt werden.

In Bild 7-31 sind die adaptierten effektiven Wöhlerlinien über die untersuchten Beanspruchungsniveaus hinaus dargestellt. Hier wird der Einfluss der Probekörpertemperatur noch deutlicher. Für effektive Oberspannungsniveaus von $S_{max,eff} > 0,675$ fallen die adaptierten effektiven Wöhlerlinien zusammen. Der Grund dafür liegt darin, dass sich für diese hohen Beanspruchungsniveaus noch keine signifikanten Temperaturunterschiede bis zum Versagen der Probekörper entwickeln. Solche treten für die betrachteten Belastungsfrequenzen erst ab Lastwechselzahlen von etwa $N \approx 10.000$ auf, vgl. Bild 7-27. Für abnehmende Oberspannungsniveaus werden die höherfrequenten effektiven Wöhlerlinien zunehmend zu geringeren Bruchlastwechselzahlen hin verschoben, um sich bei weiter abnehmenden Oberspannungsniveaus wieder der effektiven 2-Hz-Bezugswöhlerlinie anzunähern. In der einfachlogarithmischen Darstellung bildet sich ein temperaturbedingter Einbruch der

Bruchlastwechselzahlen im Bereich zwischen $0,45 < S_{\max, \text{eff}} < 0,65$ charakteristisch heraus.

Die mithilfe des beschriebenen Modells bestimmten Bruchlastwechselzahlen können auch über den konventionellen Oberspannungsniveaus S_{\max} dargestellt werden, siehe Bild 7-32 und Bild 7-33.

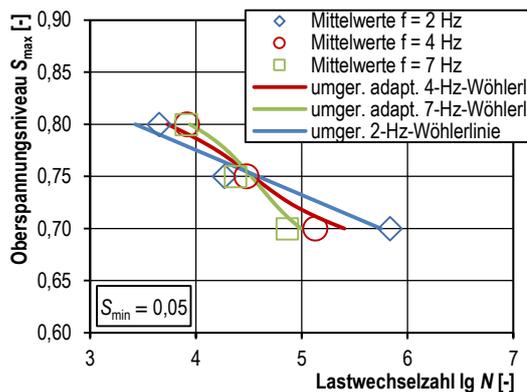


Bild 7-32: Vergleich der experimentellen mittleren Bruchlastwechselzahlen mit den adaptierten Wöhlerlinien

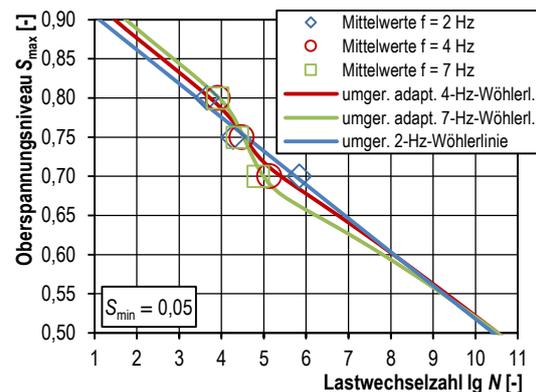


Bild 7-33: Extrapolation der 2-Hz-Wöhlerlinie und der adaptierten Wöhlerlinien

Die adaptierten Wöhlerlinien in Bild 7-32 ergeben auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,80$ mit zunehmender Belastungsfrequenz höhere ertragbare Lastwechselzahlen. Auf diesem Oberspannungsniveau überwiegt der Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit auf den mechanischen Schädigungsprozess, da sich die erhöhten Probekörpertemperaturen für die betrachteten Belastungsfrequenzen erst ab Lastwechselzahlen von etwa $N \approx 10.000$ bemerkbar machen. Die adaptierte 7-Hz-Wöhlerlinie bildet dabei die experimentell bestimmte mittlere Bruchlastwechselzahl sehr gut ab. Auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,75$ ergeben alle drei Wöhlerlinien nahezu dieselben ertragbaren Lastwechselzahlen. Dies kann bei den mittleren experimentell bestimmten Bruchlastwechselzahlen im Rahmen der üblichen Versuchsstreuung ebenfalls beobachtet werden. Auf diesem Beanspruchungsniveau heben sich sowohl bei den experimentellen Untersuchungen als auch in den adaptierten Wöhlerlinien der druckfestigkeitssteigernde Einfluss aus den erhöhten Spannungsgeschwindigkeiten und der druckfestigkeitsverringende Einfluss aus den erhöhten Probekörpertemperaturen nahezu auf. Die adaptierten Wöhlerlinien bilden die Versuchsergebnisse gut ab. Auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$ liefern die experimentellen Ermüdungsversuche mit steigender Belastungsfrequenz geringere Bruchlastwechselzahlen. Dies kann auch mit den entwickelten Wöhlerlinien abgebildet werden. Die adaptierten Wöhlerlinien nähern sich den experimen-

tellen Ergebnissen gut an. Auf diesem Beanspruchungsniveau überwiegt der Einfluss des druckfestigkeitsverringernenden thermischen Schädigungsprozesses, da sich die Temperaturdifferenz zwischen den Versuchen mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen aufgrund der längeren Versuchszeit am stärksten ausbilden kann.

Bild 7-33 zeigt die auf weitere Oberspannungsniveaus erweiterten adaptierten 4-Hz- und 7-Hz-Wöhlerlinien im Vergleich zur Bezugswöhlerlinie. Es ist deutlich der divergierende Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Bruchlastwechselzahlen zu erkennen. Oberhalb von $S_{max} = 0,75$ führen im Modell höhere Belastungsfrequenzen zu höheren Bruchlastwechselzahlen und unterhalb von $S_{max} = 0,75$ zu geringeren Bruchlastwechselzahlen. Dabei treten bei den dargestellten Wöhlerlinien die größten relativen Unterschiede zur Bezugswöhlerlinie bei $S_{max} = 0,70$ auf. Für geringere Oberspannungsniveaus nähern sich die Wöhlerlinien einander wieder an. Für $S_{max} \leq 0,55$ treten in der einfach logarithmischen Darstellung kaum noch erkennbare Unterschiede auf, da sich die Probekörper aufgrund des geringeren Oberspannungsniveaus nur noch geringfügig erwärmen. Hierbei können höherfrequente Wöhlerlinien die 2-Hz-Bezugswöhlerlinie wieder schneiden, da der Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit wieder dominiert.

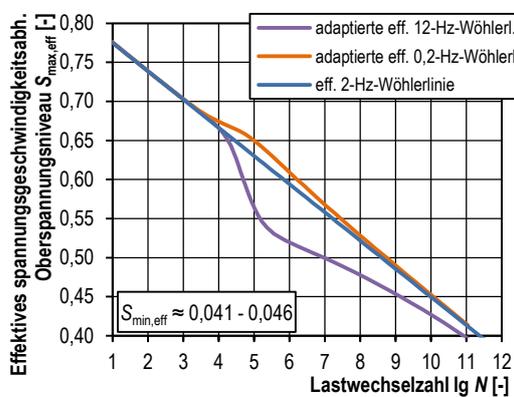


Bild 7-34: Extrapolation der effektiven 2-Hz-Wöhlerlinie und der adaptierten effektiven Wöhlerlinien für 0,2 Hz und 12 Hz

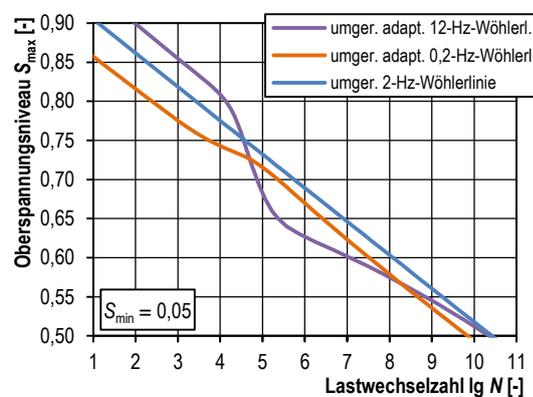


Bild 7-35: Extrapolation der 2-Hz-Wöhlerlinie und der adaptierten Wöhlerlinien für 0,2 Hz und 12 Hz

In Ergänzung zeigt Bild 7-34 die adaptierte effektive 0,2-Hz- und 12-Hz-Wöhlerlinie. In Bild 7-35 sind die adaptierten Wöhlerlinien für das konventionelle Oberspannungsniveau dargestellt. Die 0,2-Hz-Wöhlerlinie verläuft in Bild 7-35 stets unterhalb der 2-Hz-Bezugswöhlerlinie. Eine Ursache sind die im Vergleich zur Bezugswöhlerlinie kleineren Spannungsgeschwindigkeiten. Eine weitere Ursache liegt darin, dass die Temperaturunterschiede zwischen den beiden Wöhlerlinien dermaßen

gering sind, dass sie den Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit auch im stationären Temperaturzustand nicht gänzlich aufheben oder gar überschreiten können. Die adaptierte 12-Hz-Wöhlerlinie zeigt hingegen eine beträchtliche Unterschreitung der 2-Hz-Bezugswöhlerlinie für Spannungsniveaus $S_{\max} < 0,75$. Im Gegensatz zu den adaptierten 4-Hz- und 7-Hz-Wöhlerlinien treten hier bei $S_{\max} = 0,65$ die größten relativen Unterschiede zur Bezugswöhlerlinie auf.

Um die Entwicklung der Bruchlastwechselzahlen nach Gleichung (7-32) und (7-33) stärker zu verdeutlichen, sind diese in Bild 7-36 dreidimensional über der Belastungsfrequenz f und dem Spannungsniveau S_{\max} dargestellt. Mit steigender Belastungsfrequenz ($f > 2$ Hz) ist ein temperaturbedingter, zunehmender Einbruch der Versagensfläche ersichtlich. Mit fallender Belastungsfrequenz ($f < 1$ Hz) ist eine generelle Abnahme der Bruchlastwechselzahlen zu beobachten, welche bei höheren Spannungsniveaus stärker ausgeprägt ist. Für die Interpretation von Bild 7-36 sei nochmal darauf hingewiesen, dass die Beanspruchungsniveaus stets in Bezug zu denen der 2-Hz-Versuche stehen. Deswegen verlaufen die Wöhlerlinien und die Versagensfläche bei einer Belastungsfrequenz von 2 Hz gemäß Gleichung (7-32) linear.

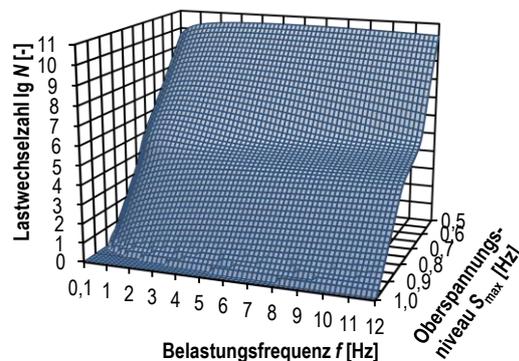


Bild 7-36: Darstellung der ertragbaren Lastwechselzahlen nach Gleichung (7-32) für verschiedene Belastungsfrequenzen und Spannungsniveaus

Um die Gültigkeit der bislang präsentierten Ergebnisse für den untersuchten Beton zu beleuchten, sind in Bild 7-37 die berechneten inneren Probekörpertemperaturen zum Zeitpunkt des Ermüdungsversagens dreidimensional dargestellt. Für die untersuchten Kombinationen von Beanspruchung und Belastungsfrequenz werden keine höheren inneren Probekörpertemperaturen als 80 °C erzielt. Somit wird für den untersuchten Frequenzbereich die Gültigkeitsgrenze des Materialmodells zur Berechnung von $f_{cm}(T)$ in Gleichung (7-27) nach Model Code 2010 [Fib-10] eingehalten. Darüber hinaus zeichnet sich in dieser Darstellung ein Temperaturgrat ab, welcher die höchsten Versagenstemperaturen beschreibt.

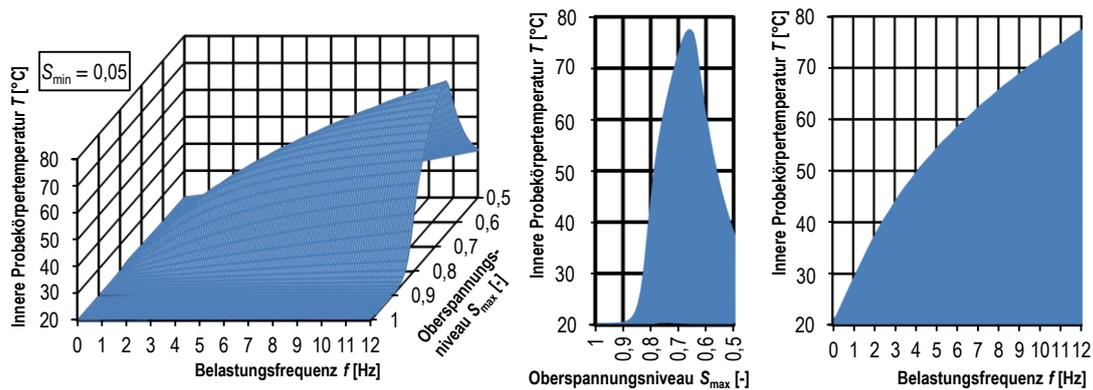


Bild 7-37: Berechnete innere Probekörpertemperaturen T beim Ermüdungsversagen

Die diesem Temperaturgrad zugehörigen Spannungsniveaus können als kritische Spannungsniveaus $S_{\max, \text{krit}}$ definiert werden, auf denen der thermische Schädigungsprozess den Ermüdungswiderstand am stärksten herabsetzt. Bild 7-38 zeigt den Zusammenhang zwischen dem kritischen Spannungsniveau $S_{\max, \text{krit}}$ und der Belastungsfrequenz f . Je höher die Belastungsfrequenz ist, desto geringer ist das kritische Spannungsniveau $S_{\max, \text{krit}}$. Die Berechnungen bestätigen somit auch die Beobachtungen aus der Literatur, dass für die üblicherweise verwendeten Belastungsfrequenzen ($1 \text{ Hz} \leq f \leq 10 \text{ Hz}$) auf Spannungsniveaus zwischen $0,65 \leq S_{\max} \leq 0,76$ mit erhöhten thermisch bedingten Schädigungen zu rechnen ist.

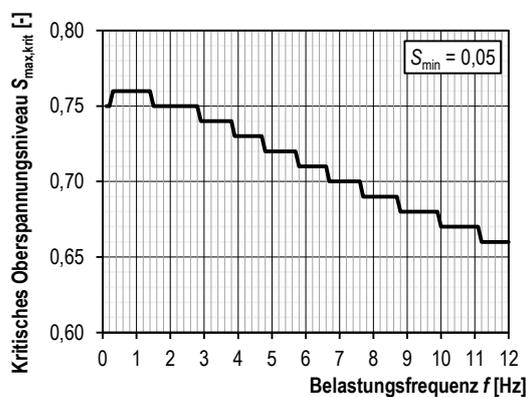


Bild 7-38: Betonspezifische kritische Spannungsniveaus $S_{\max, \text{krit}}$ für verschiedene Belastungsfrequenzen

Ferner lassen sich für den untersuchten Beton die belastungsfrequenzabhängigen Streubreiten der Bruchlastwechselzahlen darstellen und wie in Bild 7-39 mit der Wöhlerlinie nach Model Code 2010 [Fib-10] vergleichen. Die im Diagramm links des Streubereichs aufgeführten Belastungsfrequenzen ergeben auf den jeweiligen, dunkelgrau hinterlegten Beanspruchungsniveaus die geringste mittlere Bruchlastwechselzahl und die rechts stehenden Belastungsfrequenzen die höchste. Führen auf Spannungsniveaus $S_{\max} > 0,75$ noch die Belastungsfrequenzen

0,1 Hz und 12 Hz zu den minimalen bzw. maximalen Bruchlastwechselzahlen, so trifft dies für $S_{\max} \leq 0,75$ nicht mehr zu. Durch die gleichzeitige Wirkung des mechanischen und thermischen Schädigungsprozesses führen unterschiedliche Belastungsfrequenzen zu den geringsten bzw. größten Bruchlastwechselzahlen. Darüber hinaus wird deutlich, dass je nach einwirkender Belastungsfrequenz die Bruchlastwechselzahlen oberhalb oder unterhalb der Wöhlerlinie nach Model Code 2010 liegen können.

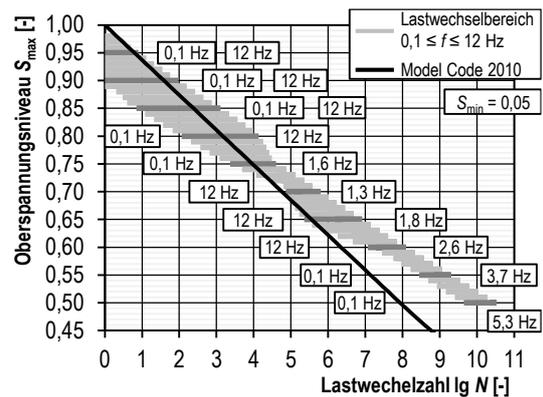


Bild 7-39: Bruchlastwechselzahlenbereiche mit zugehörigen Belastungsfrequenzen für minimale und maximale Bruchlastwechselzahl

So lassen sich mit Gleichung (7-32) auch die Belastungsfrequenzen ermitteln, mit denen Bruchlastwechselzahlen oberhalb eines bestimmten Mindestwiderstandes wie z. B. der Wöhlerlinie nach Model Code 2010 [Fib-10] erzielt werden können. Bild 7-40 zeigt für die dunkelgrau hinterlegten Streubereiche die Belastungsfrequenzen, welche die minimalen und maximalen Bruchlastwechselzahlen oberhalb der Model-Code-Wöhlerlinie erzeugen. Diese Belastungsfrequenzen grenzen dabei nur für Spannungsniveaus $S_{\max} \geq 0,80$ den zulässigen Frequenzbereich nach unten bzw. oben ab. Für den Spannungsbereich von $S_{\max} \leq 0,75$ ist dies durch die gleichzeitige Wirkung des Spannungsgeschwindigkeits- und Temperatureinflusses nicht der Fall. So führt z. B. auf dem Spannungsniveau $S_{\max} = 0,75$ auch eine Belastungsfrequenz von $f = 12$ Hz zu einer Bruchlastwechselzahl, die oberhalb der Wöhlerlinie liegt. Diese ist allerdings kleiner als die mit einer Frequenz von $f = 1,6$ Hz errechnete Bruchlastwechselzahl. Die entsprechend zulässigen Belastungsfrequenzen f_{zul} sind in Bild 7-41 dargestellt.

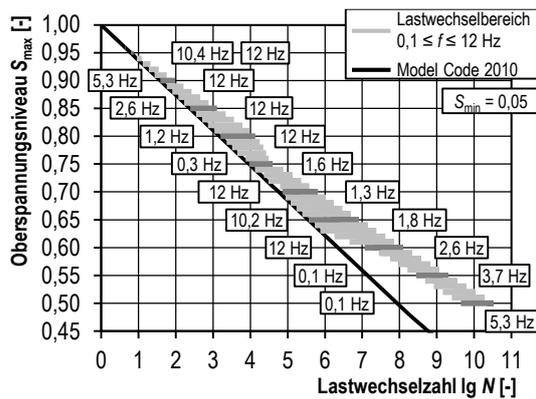


Bild 7-40: Bruchlastwechselzahlenbereiche oberhalb der Model Code 2010 Wöhlerlinie mit zugehörigen Belastungsfrequenzen für die minimale und maximale Lastwechselzahl

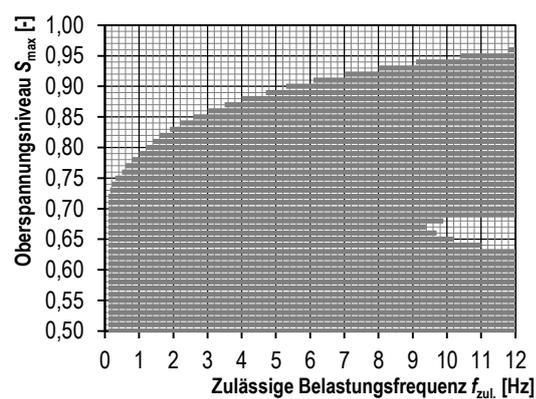


Bild 7-41: Zulässige Belastungsfrequenzen für Bruchlastwechselzahlenbereiche oberhalb der Model Code 2010 Wöhlerlinie

7.5 Modellvalidierung

7.5.1 Modellvalidierung mit Literaturdaten

Um die Eignung des in Abschnitt 7.4 vorgestellten Gesamtmodells umfassender zu untersuchen, ist eine Modellvalidierung anhand von Versuchsergebnissen aus der Literatur zwar von höchstem Interesse, scheitert allerdings an fehlenden Temperaturmessdaten. Somit kann lediglich ein phänomenologischer Vergleich der in der Literatur vorhandenen Ergebnisse mit den in Abschnitt 7.4.3 hergeleiteten frequenzabhängigen Wöhlerlinien erfolgen.

Werden vergleichbare, in Kapitel 3 bereits präsentierte Versuchsergebnisse auf einem Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,05$ betrachtet, so zeigen sich bei den Untersuchungsergebnissen von *Holmen* (Bild 3-22), *Hohberg* (Bild 3-26), *Grünberg & Oneschkow* (Bild 3-29), *Oneschkow* (Bild 3-33), *Elsmeier* (Bild 3-38) und *von der Haar et al.* (Bild 3-41) für Oberspannungsniveaus $S_{\max} \geq 0,75$, dass eine Erhöhung der Belastungsfrequenz zu einer erhöhten Bruchlastwechselzahl führt. Diese Beobachtung konnte auch mit dem Gesamtmodell für den hier untersuchten Beton hergeleitet werden. Für geringere Oberspannungsniveaus zeigen die Untersuchungen von *Hohberg* (Bild 3-26), *Elsmeier* (Bild 3-38) und *von der Haar et al.* (Bild 3-41) eine Verringerung der Bruchlastwechselzahlen bei ansteigender Belastungsfrequenz. Auch diese Beobachtung kann mit dem Gesamtmodell hergeleitet werden. Insbesondere in

den Versuchsergebnissen von *Elsmeier* (Bild 3-38) kann der durch Gleichung (7-32) beschriebene temperaturbedingte Einbruch der höherfrequenten Wöhlerlinie erkannt werden.

Werden die Versuchsergebnisse von unter Wasser getesteten Betonproben betrachtet, wie jene von *Siemes* (Bild 3-45) und *Tomann* (Bild 3-46), so fällt auf, dass es auch für Oberspannungsniveaus $S_{\max} < 0,75$ zu keiner Umkehr des Frequenzeinflusses kommt. Dies widerspricht zunächst den Beobachtungen für Ermüdungsversuche unter trockenen Umgebungsbedingungen sowie den Ergebnissen des entwickelten Gesamtmodells. Es drängt sich allerdings die Vermutung auf, dass das umgebende Wasser die Probekörper kühlt, wodurch es zu keiner oder nur einer geringen temperaturbedingten Reduktion der Bruchlastwechselzahlen kommt. Dies kann durchaus eine Ursache sein, deren quantitatives Ausmaß noch zu untersuchen wäre. Jedoch ist zusätzlich festzustellen, dass der feuchteinduzierte Schädigungsprozess bei der Prüfung unter Wasser bzw. im wassergesättigten Zustand den Ermüdungswiderstand von Beton drastisch verringert. Aufgrund der geringen Bruchlastwechselzahlen kann sich der Temperatureffekt in den angesprochenen Untersuchungen nicht entsprechend ausbilden. Hierzu wären Untersuchungen auf Oberspannungsniveaus von $S_{\max} < 0,65$ wünschenswert. Auch wenn sich bei den von *Siemes* [Sie-82] und *Tomann* [ToLo-19] unter Wasser geprüften Probekörpern kein Temperatureinfluss darstellt, so scheint dennoch der Spannungsgeschwindigkeitseffekt zu wirken.

Zusammenfassend zeigt sich, dass die in Abschnitt 7.4.3 vorgestellten frequenzabhängigen Wöhlerlinien die qualitativen Verläufe der in der Literatur vorhandenen Wöhlerlinien von höher- und hochfesten Betonen unter trockenen Bedingungen und einem Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,05$ widerspiegeln. In diesem Hinblick sind die Aussagen in früherer Literatur wie z. B. *König & Danielewicz* [KöDa-94], nach denen die Belastungsfrequenz für Oberspannungsniveaus $S_{\max} < 0,75$ keinen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand hat, zu revidieren. Im gleichen Hinblick ist festzustellen, dass die von *Hsu* [Hsu-81], *Furtak* [Fur-84] und *Zhang et al.* [ZhPh-96] entwickelten Modelle zur Beschreibung frequenzabhängiger Wöhlerlinien zwar den Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit berücksichtigen, nicht jedoch den der Probekörpertemperatur. Aus diesem Grund wären diese Modelle für höher- und hochfeste Betone lediglich für Oberspannungsniveaus von etwa $S_{\max} \geq 0,80$ gültig.

7.5.2 Modellvalidierung mit eigenen Versuchsergebnissen

Bruchlastwechselzahlreduktion eines Beton C80/95

Am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover wurden in [Gut-18] Ermüdungsuntersuchungen an einem Beton der Festigkeitsklasse C 80/95 durchgeführt, die sich für die qualitative Modellvalidierung eignen. In Bild 7-42 sind die Bruchlastwechselzahlen des Betons C 80/95 dargestellt, die genau wie die eigenen Versuche an zylindrischen Probekörpern ($d/h = 100/300$ mm) unter einstufiger Druckschwellbelastung ermittelt wurden. Die Belastungsfrequenz betrug stets $f = 5$ Hz und das Unterspannungsniveau $S_{\min} = 0,05$. Zwar wurde der Einfluss der Belastungsfrequenz nicht untersucht, jedoch zeigen die in Bild 7-42 dargestellten Bruchlastwechselzahlen einen Einbruch auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$. Die Versuche auf dem geringeren Oberspannungsniveau ($S_{\max} = 0,60$) erreichten hingegen die Grenzlastwechselzahl von $N_{\text{Grenz}} = 5.000.000$, wurden abgebrochen und als Durchläufer gewertet. Deren tatsächliche Bruchlastwechselzahlen liegen also grundsätzlich höher. Somit entspricht der Verlauf der Bruchlastwechselzahlen qualitativ dem des in Abschnitt 7.4 entwickelten Modells. Für diesen Beton stellt sich im Rahmen der untersuchten Oberspannungsniveaus ein kritisches Niveau bei $S_{\max, \text{krit}} = 0,70$ ein. Dies passt zu den Ergebnissen in Bild 7-38. Die reduzierten Bruchlastwechselzahlen der Versuche auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$ korrelieren auch mit der hohen Temperaturentwicklung in Bild 7-43. So unterstützen diese Versuchsergebnisse qualitativ das entwickelte Gesamtmodell.

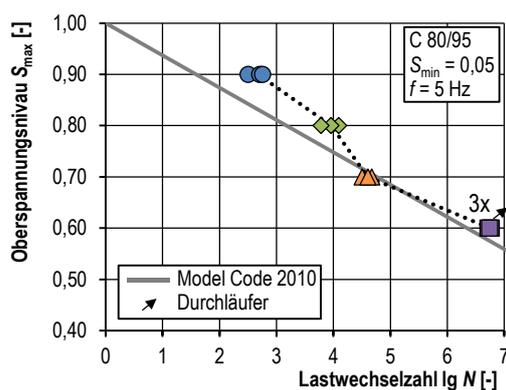


Bild 7-42: Bruchlastwechselzahlen eines Betons C 80/95

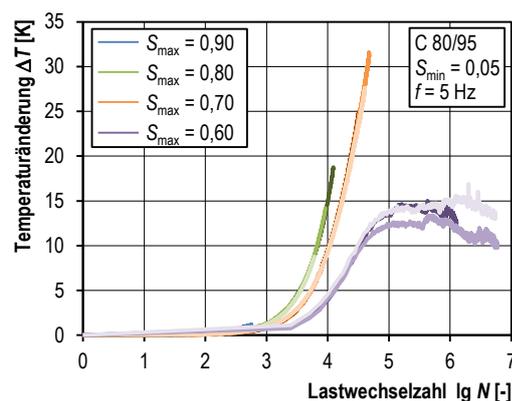


Bild 7-43: Temperaturänderungen eines Betons C 80/95 während Ermüdungsversuchen

Anwendung des Modells für weitere Beanspruchungsniveaus und Belastungsfrequenzen für den in Kapitel 6 untersuchten Beton

Im Zuge des Forschungsvorhabens WinConFat wurden neben den in Kapitel 5 und 6 beschriebenen Versuchen noch weitere Ermüdungsuntersuchungen mit Probekörpern des gleichen Betons durchgeführt. Der Beton entstammte allerdings einer anderen Betoncharge. Die Spannungsniveaus lagen zwischen $S_{\min} = 0,05$ und $S_{\max} = 0,65$ und die Belastungsfrequenz betrug $f = 5$ Hz bzw. $f = 2$ Hz. Die Temperaturerhöhungen und Ermüdungswiderstände dieser Versuche werden nachfolgend mit den Werten verglichen, die sich aus dem in Kapitel 7 hergeleiteten Modell ergeben. Aufgrund der geringen Stichproben, dienen diese Vergleiche zunächst nur als grobe Validierung. In Bild 7-44 bis Bild 7-46 sind die gemessenen Temperaturerhöhungen und die mithilfe von Gleichung (7-26) errechneten Temperaturerhöhungen bis zu einer Versuchszeit von 200.000 Sekunden gegenübergestellt. Bei der Interpretation der Verläufe ist zu bedenken, dass die stationären Temperaturerhöhungen $\Delta T_{\text{stationär}}$ zwischen mehreren Versuchen auf demselben Beanspruchungsniveau und mit derselben Belastungsfrequenz um bis zu 5 K streuen können, vgl. Bild 7-12. In diesem Streubereich bildet die Modellgleichung (7-26) die gemessenen Temperaturerhöhungen gut bis sehr gut ab. Um die Streubereiche genauer bestimmen zu können, wären mehr Versuchsergebnisse wünschenswert. Darüber hinaus werden die Zeiten bis zum Erreichen der stationären Temperaturerhöhungen (Exponent k) durch die Gleichung (7-26) sehr gut approximiert.

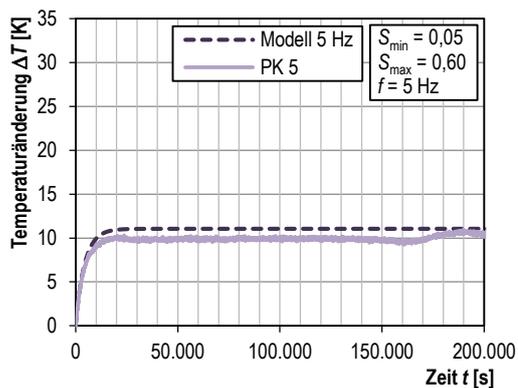


Bild 7-44: Gemessene und nach Gleichung (7-26) berechnete Temperaturänderungen für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,60$ und $f = 5$ Hz

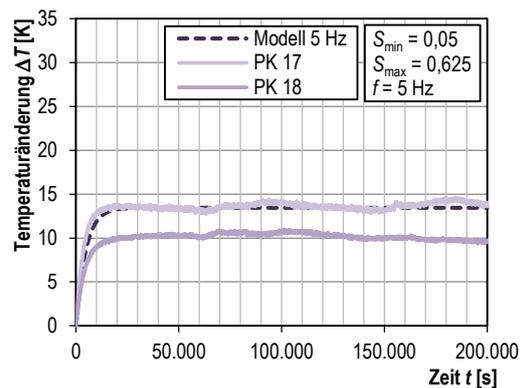


Bild 7-45: Gemessene und nach Gleichung (7-26) berechnete Temperaturänderungen für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,625$ und $f = 5$ Hz

Die aufgebrauchten Lastwechselzahlen sind in Bild 7-47 dargestellt und den frequenzabhängigen Wöhlerlinien nach Gleichung (7-32) und (7-33) gegenübergestellt. Alle dargestellten Probekörper versagten durch die

Ermüdungsbeanspruchungen nicht, woraufhin die Versuche abgebrochen und als Durchläufer gewertet wurden. Die aufgebrachten Lastwechselzahlen aller Versuche liegen korrekterweise unterhalb der jeweils zugehörigen frequenzabhängigen Wöhlerlinie. Wäre der Versuch auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,65$ anstatt mit einer Belastungsfrequenz von 2 Hz mit einer Frequenz von 5 Hz durchgeführt wurden, hätte er gemäß Bild 7-47 vorzeitig versagt. Zusammenfassend treten durch den Vergleich der vorgestellten Versuchsergebnisse mit den Modellergebnissen keine Widersprüche auf, wodurch die Plausibilität des in Kapitel 7 vorgestellten Modells weiter gestützt wird.

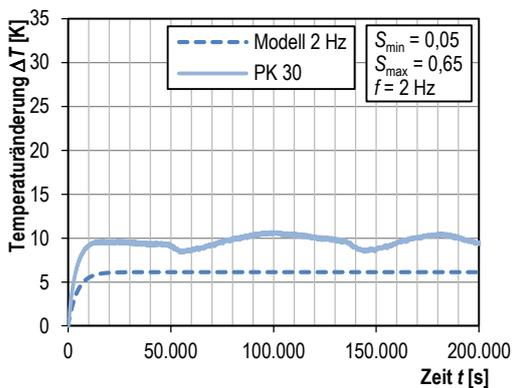


Bild 7-46: Gemessene und nach Gleichung (7-26) berechnete Temperaturänderungen für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,65$ und $f = 2$ Hz

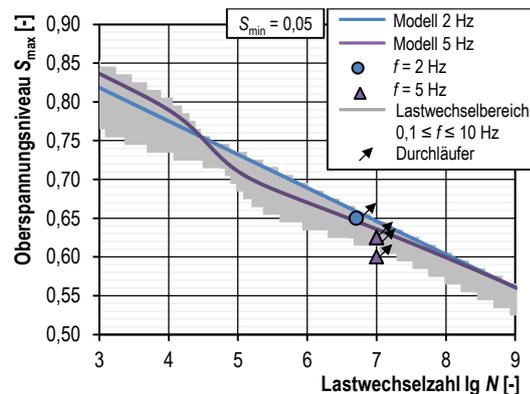


Bild 7-47: Vergleich der aufgebrachten Lastwechselzahlen mit den frequenzabhängigen Wöhlerlinien nach Gleichung (7-32) und (7-33)

Anwendung des angepassten Modells für einen Beton C 80/95

In einer weiteren Untersuchung wurde geprüft, ob die in Kapitel 7 beschriebenen Modellüberlegungen auch die Approximation von frequenzabhängigen Bruchlastwechselzahlen eines Betons der Festigkeitsklasse C 80/95 ermöglichen. Um die dazu notwendigen Modellanpassungen vorzunehmen, wurden für diesen Beton eigene experimentelle Untersuchungen in Anlehnung an das Versuchsprogramm durchgeführt, welches schon in Abschnitt 5.3 beschrieben wurde. Es wurden ebenfalls Druckfestigkeitsuntersuchungen mit unterschiedlichen Spannungsgeschwindigkeiten als auch pausierte und unpausierte Ermüdungsversuche durchgeführt. Auf Druckfestigkeitsuntersuchungen unter erhöhten Probekörpertemperaturen musste aufgrund der geringen Probenanzahl verzichtet werden. Stattdessen wurde das Materialmodell gemäß Model Code 2010 [Fib-10] nach Gleichung (7-27) verwendet. Die groben Angaben über die Betonzusammensetzung des Betons C 80/95 sind in Tabelle 7-6 angegeben. In den Ermüdungsuntersuchungen konnten lediglich zwei Probekörper je Lastniveau geprüft werden.

Tabelle 7-6: Betonzusammensetzung des Betons C 80/95

Bezeichnung	Wert
Zement	CEM I 52,5 R
W/Z-Wert	0,47
Gesteinskörnung	50 % Quarzkies, 50 % Kalkstein
Größtkorndurchmesser	16 mm

In Bild 7-48 sind die Bruchlastwechselzahlen der Versuche ohne Belastungspausen dargestellt. Bild 7-49 bildet zusätzlich zu den Bruchlastwechselzahlen der kontinuierlichen 2-Hz-Versuche auch die der pausierten 4-Hz- und 7-Hz-Versuche ab. Hierbei ist besonders auf die hohe Streuung der Ergebnisse der pausierten 7-Hz-Versuche auf dem Spannungsniveau $S_{max} = 0,70$ hinzuweisen.

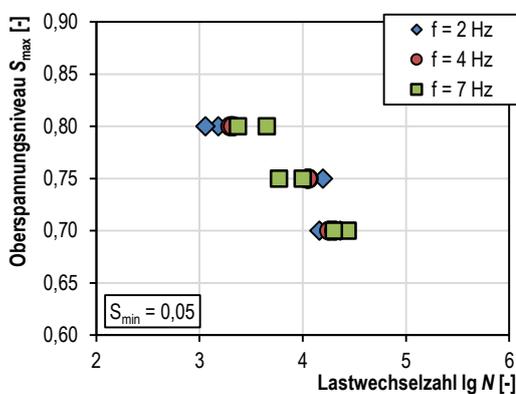


Bild 7-48: Bruchlastwechselzahlen der Versuche ohne Belastungspausen an einem Beton C 80/95

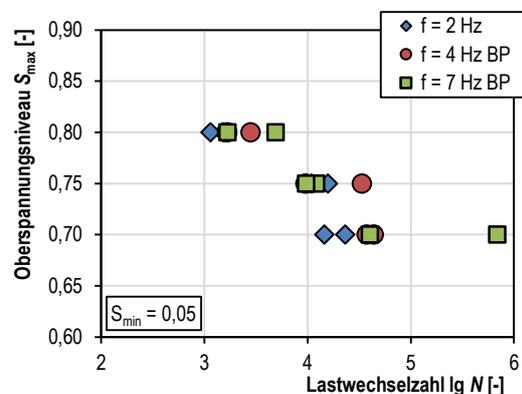


Bild 7-49: Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit Belastungspausen (BP) an einem Beton C 80/95

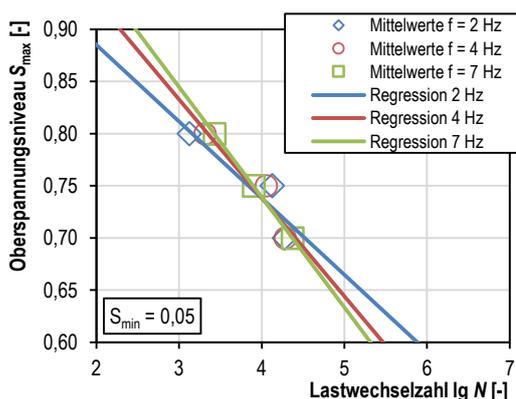


Bild 7-50: Mittlere Bruchlastwechselzahlen der Versuche ohne Belastungspausen an einem Beton C 80/95

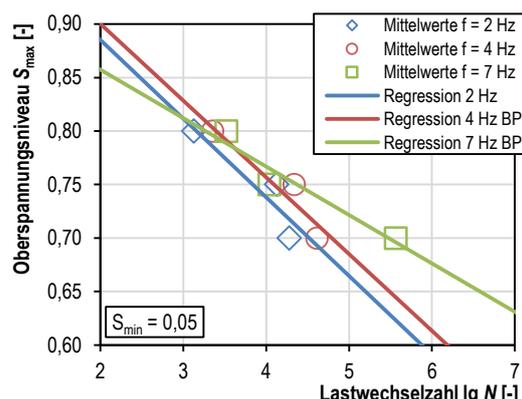


Bild 7-51: Mittlere Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit Belastungspausen (BP) an einem Beton C 80/95

In Bild 7-50 und Bild 7-51 sind die jeweiligen mittleren Bruchlastwechselzahlen und die daraus entwickelten Regressionsgeraden zu sehen.

Grundsätzlich ist festzustellen, dass der Beton C 80/95 einen geringeren Ermüdungswiderstand aufweist als der in Kapitel 6 beschriebene Beton. Dennoch schneiden sich die Regressionslinien der ununterbrochenen Versuche im Bereich zwischen $0,75 > S_{\max} > 0,70$, siehe Bild 7-50.

Die Wöhlerlinien der 2-Hz-Versuche und der pausierten 4-Hz-Versuche liegen wie erwartet parallelverschoben nebeneinander, siehe Bild 7-51. Die Wöhlerlinie der pausierten 7-Hz-Versuche besitzt aufgrund der hohen Streuung der beiden Einzelergebnisse auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$ einen flacheren Verlauf. Hier wäre eine höhere Stichprobenanzahl wünschenswert gewesen. Die auch für diesen Beton experimentell bestimmte Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit ist in Anhang N dargestellt. Die damit errechnete effektive, spannungsgeschwindigkeitsabhängige 2-Hz-Wöhlerlinie und die pausierte effektive 4-Hz-Wöhlerlinie fallen wie erwartet zusammen, siehe Bild 7-52. Dies gilt für die pausierte effektive 7-Hz-Wöhlerlinie aufgrund ihrer hohen Ergebnisstreuung nicht. Die errechneten effektiven spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Wöhlerlinien der ununterbrochenen Versuche liegen aufgrund des Temperatureinflusses nicht übereinander, siehe Bild 7-53. Dies entspricht den Beobachtungen von Abschnitt 7.2.4.

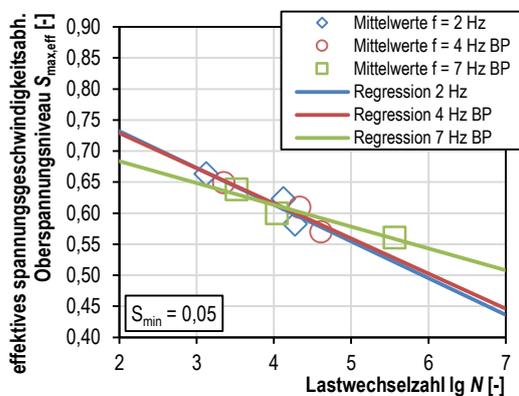


Bild 7-52: Mittlere effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinien der Versuche mit Belastungspause (BP) an einem Beton C 80/95

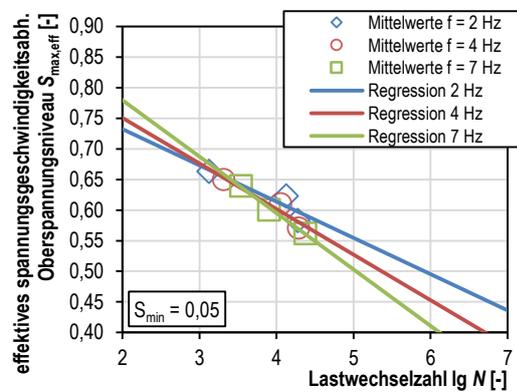


Bild 7-53: Mittlere effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinien der Versuche ohne Belastungspause an einem Beton C 80/95

Gegenüber dem in Kapitel 6 untersuchten Beton wies der Beton C 80/95 eine deutlich schnellere und höhere Temperaturzunahme auf, vgl. Bild 6-18 und Bild N-2 bis N-6. Eine Approximation der Temperaturentwicklung war für diesen Beton ebenfalls möglich, jedoch stellte sie sich aufgrund der überwiegend linearen Temperaturzunahmen als schwieriger und für eine Extrapolation als weniger genau dar, siehe Anhang N. Mit der nach Gleichung N-8 angepassten Modellvorstellung konnte die in

Bild 7-54 dargestellte effektive 2-Hz-Wöhlerlinie in eine effektive 4-Hz- bzw. 7-Hz-Wöhlerlinie adaptiert, und mit den mittleren Bruchlastwechselzahlen verglichen werden. Die adaptierten effektiven Wöhlerlinien können den Einbruch der Bruchlastwechselzahlen bei $S_{\max, \text{eff}} < 0,60$ tendenziell abbilden, unterschätzen jedoch leicht die quantitative Auswirkung. Gleiches gilt für die konventionellen Wöhlerlinien in Bild 7-55 auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,70$. Dennoch wird die Entwicklung der mittleren Bruchlastwechselzahlen qualitativ angemessen abgebildet.

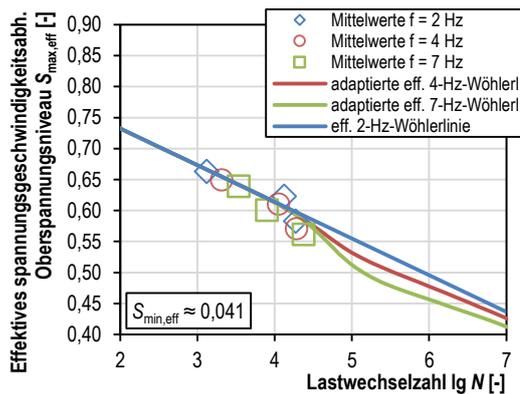


Bild 7-54: Extrapolation der effektiven 2-Hz-Wöhlerlinie und der adaptierten effektiven Wöhlerlinien

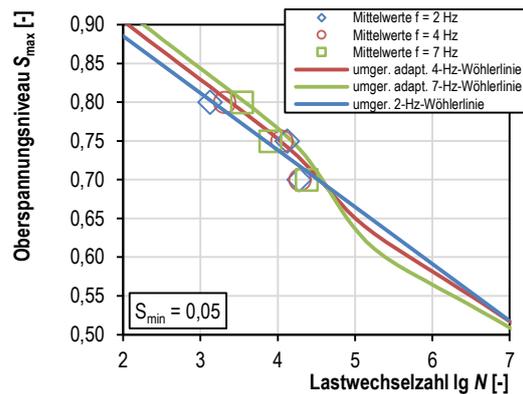


Bild 7-55: Extrapolation der 2-Hz-Wöhlerlinie und der adaptierten Wöhlerlinien

Aufgrund dieser Ergebnisse wird vermutet, dass der untersuchte Beton der Festigkeitsklasse C 80/95 mit einer stärkeren Verringerung der Druckfestigkeit reagiert als es mithilfe von Gleichung (7-27) abgebildet werden kann. Als Grund wird der 50 %ige Anteil von Kalkstein an der verwendeten Gesteinskörnung und der höhere W/Z -Wert vermutet. In Abschnitt 2.4 wurde gezeigt, dass Kalkstein aufgrund seines im Vergleich zum Zement geringeren Wärmeausdehnungskoeffizienten α zu stärkeren thermischen Inkompatibilitäten führt als quarzitisches Gesteinskörnung. Aufgrund dessen kann es bei einer Erwärmung zu einer verstärkten Haftrissbildung und einer stärkeren Druckfestigkeitsreduktion kommen. Darüber hinaus könnten durch den höheren W/Z -Wert wassergefüllte Kapillarporen gebildet werden, die den feuchte-induzierten Schädigungsprozess begünstigen. Auch aus diesen Gründen scheint der geringere Ermüdungswiderstand des Betons C 80/95 im Vergleich zu dem in Kapitel 6 untersuchten Beton mit vollständig quarzitischer Gesteinskörnung und einem W/Z -Wert von 0,35 plausibel. Um diese Vermutungen genauer zu untermauern, wären Druckfestigkeitsuntersuchungen für unterschiedliche Probekörpertemperaturen wünschenswert.

Darüber hinaus wurden an dem Beton C 80/95 weitere Ermüdungsversuche auf dem Beanspruchungsniveau $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,625$ durchgeführt, mit denen die Temperaturentwicklungen und die frequenzabhängigen Wöhlerlinien verglichen werden können. Dabei handelt es sich um jeweils drei Versuche mit einer Belastungsfrequenz von 2 Hz und zwei Versuche mit 5 Hz. Die Temperaturentwicklungen werden durch die Modellgleichung etwas überschätzt, siehe Bild 7-56 und Bild 7-57. Dies wird auf die für eine Extrapolation etwas ungenaue Anpassung der stationären Temperaturerhöhung $\Delta T_{\text{stationär}}$ (Gleichung N-5) anhand der linearen Temperaturerhöhungen zurückgeführt, vgl. Bild N-2 bis N-7. Die Zeiten bis zum Erreichen der stationären Temperaturerhöhungen (Exponent k) werden durch die Gleichung N-6 hingegen gut approximiert.

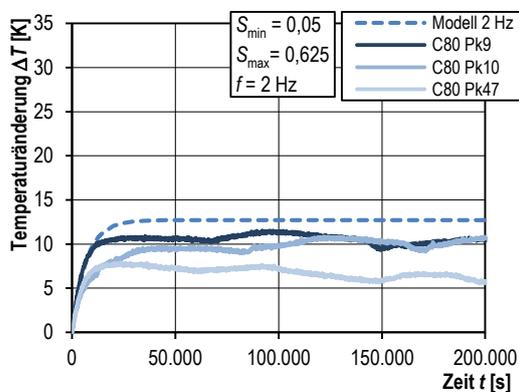


Bild 7-56: Gemessene und nach Gleichung N-7 berechnete Temperaturänderungen für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,625$ und $f = 2$ Hz

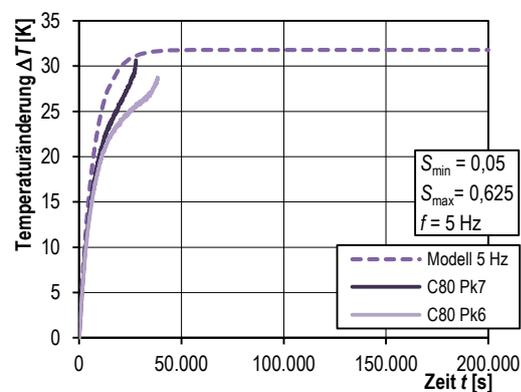


Bild 7-57: Gemessene und nach Gleichung N-7 berechnete Temperaturänderungen für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,625$ und $f = 5$ Hz

Der Vergleich der aufgebrachten Lastwechselzahlen mit den frequenzabhängigen Wöhlerlinien in Bild 7-58 zeigt eine Unterschätzung der Bruchlastwechselzahlen der 2-Hz-Versuche und eine sehr gute Approximation der 5-Hz-Versuche. In diesem Hinblick wird vermutet, dass die lineare Approximation der 2-Hz-Bezugswöhlerlinie anhand der Versuchsergebnisse auf den Oberspannungsniveaus $S_{\max} = 0,80$, $S_{\max} = 0,75$ und $S_{\max} = 0,70$ nicht optimal war, siehe Bild 7-50. Da diese Versuche einen deutlich stärkeren Temperaturzuwachs aufwiesen als die des in Kapitel 6 untersuchten Betons, wird vielmehr ein nichtlinearer Verlauf der 2-Hz-Wöhlerlinie mit einem thermisch bedingten Bruchlastwechselzahleinbruch bei $S_{\max} = 0,70$ vermutet. Dies würde den zu flachen Verlauf der 2-Hz-Wöhlerlinie in Bild 7-58 erklären und zeigt nochmals das Erfordernis, dass die Bezugswöhlerlinie möglichst wenig von der Temperatur beeinflusst sein sollte. Dass dennoch die 5-Hz-Versuche sehr gut durch die adaptierte 5-Hz-Wöhlerlinie approximiert werden,

könnte auf die zu gering angenommene temperaturabhängige Druckfestigkeitsreduktion zurückzuführen sein. Denn durch den höheren W/Z -Wert und den 50 %igen Anteil von Kalkstein an der verwendeten Gesteinskörnung wird eher eine stärkere temperaturbedingte Druckfestigkeitsreduktion vermutet als jene, die durch Gleichung (7-27) angenommen wird. Damit ließe sich der große Unterschied zwischen den Bruchlastwechselzahlen der 2-Hz- und 5-Hz-Versuche erklären. Ungeachtet der genannten Abweichung beschreibt das Modell nach Gleichung N-8 die qualitativen Versuchsergebnisse durchaus zutreffend. Hinsichtlich der Approximation der Bezugswöhlerlinie und den temperaturabhängigen Druckfestigkeiten besteht jedoch weiterer Untersuchungsbedarf.

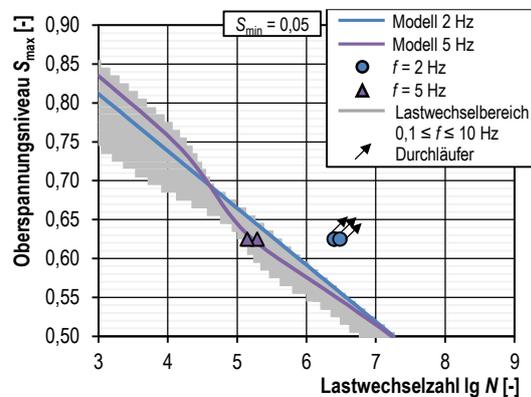


Bild 7-58: Vergleich der aufgetragenen Lastwechselzahlen mit den frequenzabhängigen Wöhlerlinien nach Gleichung N-8 und (7-33)

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass sich mit der in Abschnitt 7.4 entwickelten und mit Gleichung N-8 an den Beton C 80/95 adaptierten Modellvorstellung die qualitative und teils quantitative Entwicklung frequenzabhängiger Bruchlastwechselzahlen abbilden lässt. Der quantitative Verlauf der Bruchlastwechselzahlen wurde aller Voraussicht nach aufgrund der Wahl einer linearen 2-Hz-Bezugswöhlerlinie anstatt einer nichtlinearen, der verwendeten Gesteinskörnung aus Kalksplitt und den dadurch stärker auftretenden thermischen Inkompatibilitäten sowie eines höheren W/Z -Werts, für Spannungsniveau $S_{max} < 0,70$ noch nicht vollkommen zutreffend abgebildet. Der für die Modelladaptation verwendete geringe Stichprobenumfang von lediglich zwei Versuchen je Lastniveau und Belastungsfrequenz ist bei der Bewertung dieser Ergebnisse ebenfalls zu bedenken.

7.6 Empfehlungen zur Wahl der Belastungsfrequenz

7.6.1 Allgemein

Die praktische Anwendbarkeit des in Abschnitt 7.4 vorgestellten Modells hängt zum einen von der konkreten Fragestellung und im Weiteren von den zur Verfügung stehenden Materialmodellen und Temperaturkurven ab. Dennoch sollen im Folgenden mithilfe der Modellvorstellung Empfehlungen für die Wahl einer geeigneten Belastungsfrequenz für Ermüdungsversuche erarbeitet werden. Diese Empfehlungen werden anhand der Ergebnisse des in Kapitel 6 untersuchten hochfesten Betons hergeleitet.

7.6.2 Frequenzempfehlungen und Versuchskonzepte

Die experimentelle Untersuchung des Ermüdungswiderstandes ist insbesondere auf Oberspannungsniveaus $S_{\max} < 0,75$ aufgrund der hohen Lastwechselzahlen sehr zeit- und kostenintensiv. Daher liegt häufig das Bestreben in der Erhöhung der Belastungsfrequenz, um die Versuchsdauer zu reduzieren. Gleichzeitig sollte jedoch der Einfluss des thermisch induzierten Schädigungsprozesses minimiert werden, da dies ein versuchstechnischer Effekt ist, welcher in der Realität nicht in dieser Art auftritt. Der in diesem Fall dominierende, zeitinvariante Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit auf den Ermüdungswiderstand könnte im Nachgang relativ einfach berücksichtigt werden. Die Forderung nach der höchstmöglichen Belastungsfrequenz bei minimaler thermisch induzierter Schädigung ergibt gemäß der Grundidee des in Abschnitt 7.4 vorgestellten Modells die höchstmögliche Bruchlastwechselzahl. Bild 7-59 zeigt für den untersuchten hochfesten Beton die dazu aufzubringenden Belastungsfrequenzen für einen Frequenzbereich bis 10 Hz. In Bild 7-60 sind die zugehörigen maximalen Temperaturänderungen an der Probekörperoberfläche dargestellt. Aus Bild 7-59 ist ersichtlich, dass die Belastungsfrequenz f auf dem Oberspannungsniveau $S_{\max} = 0,75$ deutlich reduziert werden muss. Für geringere Oberspannungsniveaus kann die Belastungsfrequenz wieder geringfügig erhöht werden. Die zugehörigen Temperaturerhöhungen in Bild 7-60 liegen zwischen 0,01 K bis 27,8 K. Dass auf Oberspannungsniveaus zwischen $0,76 \leq S_{\max} \leq 0,80$ trotz der relativ hohen maximalen Temperaturänderungen die höchsten Bruchlastwechselzahlen erreicht werden, spiegelt den divergierenden Einfluss

der beiden Schädigungsprozesse wider. Die Anzahl der unter den hohen Temperaturen stattfindenden Lastwechsel ist noch nicht ausreichend, um eine Belastungsfrequenzreduktion herbeizuführen. Erst für geringere Oberspannungsniveaus nimmt die Anzahl der Lastwechsel mit hohen Temperaturen und somit auch der Temperatureinfluss dermaßen zu, dass eine Reduktion der Spannungsgeschwindigkeiten und Probekörpertemperaturen zu den höchsten Bruchlastwechselzahlen führt.

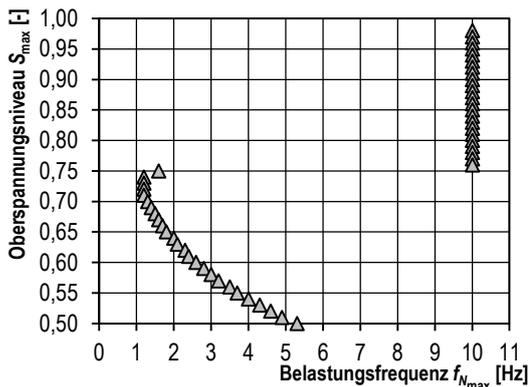


Bild 7-59: Zugehörige Belastungsfrequenzen f bei höchster Bruchlastwechselzahl

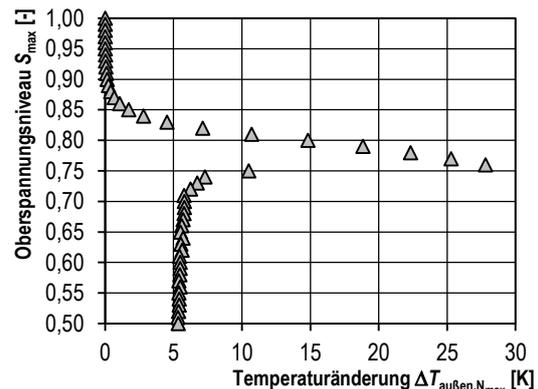


Bild 7-60: Maximale Temperaturänderungen $\Delta T_{\max, \text{außen}}$ bei höchster Bruchlastwechselzahl

Nun könnten die in Bild 7-59 dargestellten Belastungsfrequenzen als Empfehlung für weitere Ermüdungsuntersuchungen an hochfesten Betonen gelten. Solch stark differenzierte spannungsniveauabhängige Belastungsfrequenzen sind in ihrer Anwendung allerdings unpraktisch. Eine etwas pragmatischere Empfehlung ist hingegen in Tabelle 7-7 dargestellt, welche drei Frequenzbereiche definiert. Die mit diesen Belastungsfrequenzen nach Gleichung (7-32) errechneten Bruchlastwechselzahlen sind in Bild 7-61 dargestellt und liegen im obersten Bereich der Bruchlastwechselzahlenbereiche. Ein ausgeprägter thermisch bedingter Einbruch ist nicht vorhanden. Bei der Betrachtung der frequenzkonstanten Wöhlerlinien wird auch klar, dass an den Grenzen der in Tabelle 7-7 dargestellten Beanspruchungs–Frequenzbereiche die benachbarten Belastungsfrequenzen ähnliche Bruchlastwechselzahlen ergeben. So könnte auf den Bereichsgrenzen durchaus die höhere Belastungsfrequenz gewählt werden, wodurch nur geringfügig niedrigere Bruchlastwechselzahlen zu erwarten sind.

Tabelle 7-7: Pragmatische Empfehlung für Belastungsfrequenzen zum Erreichen hoher Bruchlastwechselzahlen

d/h [mm]	S_{\min} [-]	S_{\max} [-]	f [Hz]
100/300	0,05	0,98–0,76	10 Hz
		0,75–0,60	2 Hz
		0,59–0,50	5 Hz

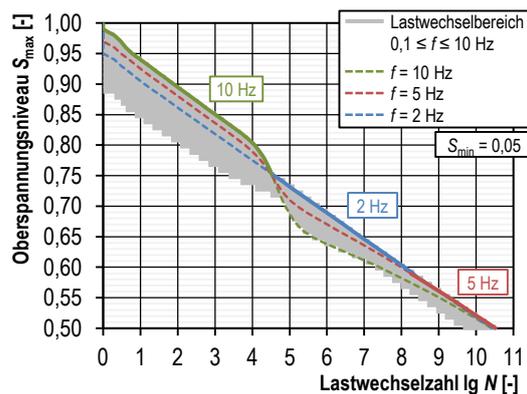


Bild 7-61: Bruchlastwechselzahlen infolge der in Tabelle 7-7 empfohlenen Belastungsfrequenzen f für den untersuchten hochfesten Beton

Grundlage für die in Tabelle 7-7 dargestellten Empfehlungen sind u. a. die gemessenen Temperaturentwicklungen für den in dieser Arbeit untersuchten Beton und das Materialgesetz nach Model Code 2010 [Fib-10] gemäß Gleichung (7-27). Andere Betone können durchaus andere Temperaturentwicklungen unter den beschriebenen Belastungsfrequenzen besitzen, weshalb sich die Begrenzung der maximal zulässigen Probekörpertemperatur als alternative Methode darstellt, um den Einfluss des thermischen Schädigungsprozesses zu begrenzen. Dies wird auch im Hinblick auf eine zukünftige Entwicklung einer standardisierten Prüfmethodik zur Bestimmung des Ermüdungswiderstands von Beton als realisierbar angesehen. Diese Methodik wird auch in [DIN 50100] für Ermüdungsversuche an metallischen Werkstoffen verfolgt, bei denen sich die gemessene Temperatur um maximal $\Delta T = 30$ K bei ferritischen Stählen bzw. $\Delta T = 20$ K bei austenitischen Stählen oder Aluminium erhöhen darf. Aufgrund der heterogenen Materialstruktur von Beton und seiner mechanischen, thermischen und hygrischen Inkompatibilitäten sowie aufgrund der Erkenntnisse aus Bild 7-37 wäre eine geringere zulässige Temperaturerhöhung als für metallische Werkstoffe zu erwarten. Zunächst ließen sich die in Bild 7-60 dargestellten Temperaturen als Grenztemperaturen definieren. Für eine verallgemeinerte Empfehlung wären solch differenzierte, spannungsabhängige zulässige Temperaturerhöhungen allerdings nicht praktikabel. Eine konstante zulässige Temperaturerhöhung in Anlehnung an [DIN 50100] wäre dies jedoch schon. Aus diesem Grund wird im Folgenden die Sensitivität der Temperaturerhöhung auf die Bruchlastwechselzahlen untersucht. In Bild 7-62 sind Wöhlerlinien nach Gleichung (7-32) für unterschiedliche maximal zulässige äußere Temperaturänderungen $\Delta T_{\max, \text{außen}}$ dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass die maximalen äußeren Temperaturänderungen aufgrund des begrenzten Frequenzbereichs von $f \leq 10$ Hz nur auf bestimmten Spannungsniveaus erreicht werden, siehe Bild 7-63. Bei den in Bild 7-62 dargestellten Wöhlerlinien treten im Bereich zwischen $0,79 \leq S_{\max} \leq 0,81$ Knicke auf, die auf die Verringerung der

Belastungsfrequenz zur Einhaltung der Temperaturgrenzen zurückzuführen sind. Dadurch werden die Spannungsgeschwindigkeiten reduziert, was zu einer Druckfestigkeitsreduktion führt. Diese Knicke sind für geringere zulässige äußere Temperaturänderungen wie z. B. 10 K oder 15 K stärker ausgeprägt. Demgegenüber kommt es bei diesen Wöhlerlinien nicht zu einem deutlichen thermischen Einbruch wie etwa bei jenen mit einer zulässigen äußeren Temperaturänderung von 30 K. Die thermisch bedingten Einbrüche der Bruchlastwechselzahlen bei $\Delta T_{\max, \text{außen}} = 10 \text{ K}$ sind vernachlässigbar, bei $\Delta T_{\max, \text{außen}} = 15 \text{ K}$ sehr schwach ausgeprägt und werden bei höheren Temperaturänderungen immer ausgeprägter. In Bild 7-64 sind die zugehörigen Belastungsfrequenzen dargestellt.

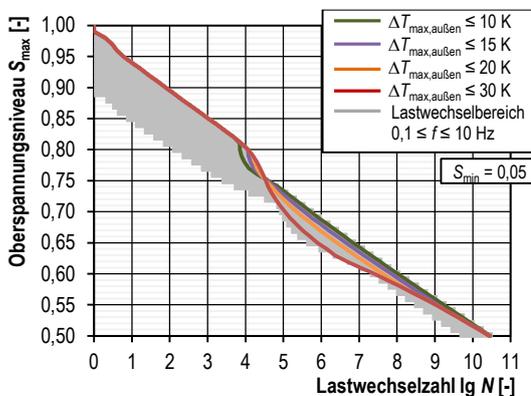


Bild 7-62: Wöhlerlinien für maximale Temperaturänderungen $\Delta T_{\max, \text{außen}}$

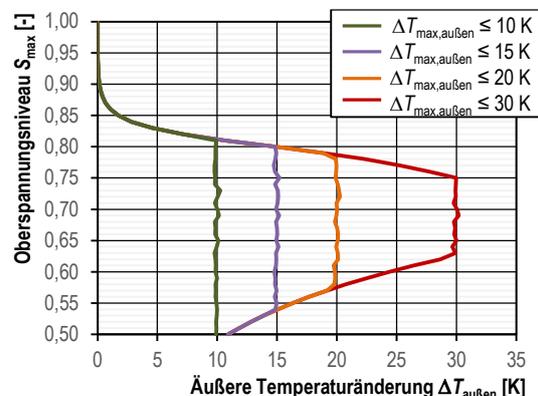


Bild 7-63: Äußere Temperaturänderungen $\Delta T_{\text{außen}}$

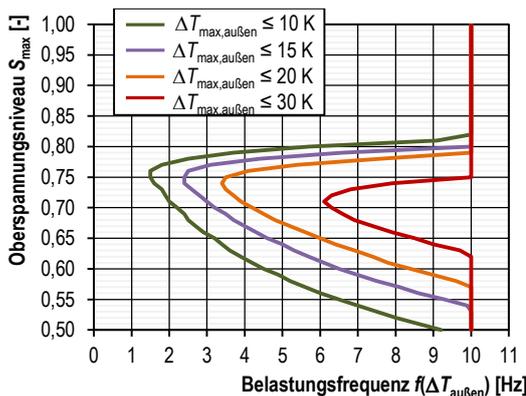


Bild 7-64: Zugehörige Belastungsfrequenzen f für maximale Temperaturänderungen $\Delta T_{\max, \text{außen}}$

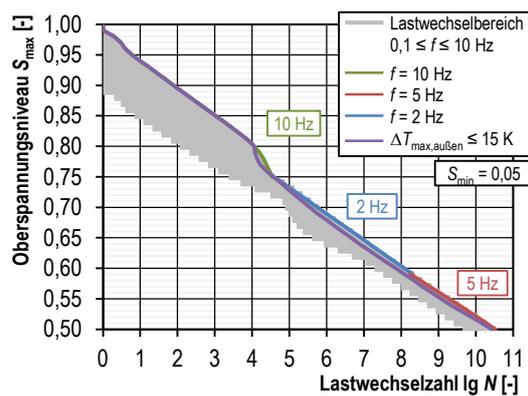


Bild 7-65: Vergleich der temperaturbegrenzten mit der frequenzbegrenzten Wöhlerlinie

Für weitere Ermüdungsversuche an hochfesten Betonen, wird aufgrund der in Bild 7-62 dargestellten Wöhlerlinien eine maximal zulässige äußere Temperaturerhöhung von $\Delta T_{\text{außen}} \approx 15 \text{ K}$ als pragmatischer Ansatz

vorgeschlagen. Die zugehörige Wöhlerlinie besitzt lediglich einen schwachen Knick und einen sehr schwachen thermischen Einbruch.

Ein Vergleich zwischen dieser temperaturbegrenzten Wöhlerlinie und der frequenzbegrenzten Wöhlerlinie nach Tabelle 7-7 ist in Bild 7-65 dargestellt. Die zulässigen Belastungsfrequenzen der temperaturbegrenzten Wöhlerlinie müssen im Vergleich zur frequenzbegrenzten Wöhlerlinie im Bereich zwischen $0,76 \leq S_{\max} \leq 0,80$ reduziert werden, können aber für geringere Oberspannungsniveaus erhöht werden. Die zulässigen Belastungsfrequenzen in Bild 7-64 können für die Oberspannungsniveaus $S_{\max} \leq 0,60$ gegenüber denen in Tabelle 7-7 deutlich erhöht werden. Sie gelten allerdings nur für den hier untersuchten Beton und die hier verwendete Probekörpergeometrie. Andere hochfeste Betone können unter diesen Belastungsfrequenzen durchaus höhere Temperaturänderungen aufweisen. Damit dennoch während eines Ermüdungsversuchs eine Temperaturerhöhung von 15 K nicht überschritten wird, sind verschiedene Versuchskonzepte denkbar.

Ein mögliches Versuchskonzept zur Begrenzung der Probekörpertemperatur fußt auf der Einhaltung von temperaturgeregelten Belastungspausen, siehe Bild 7-66. Hierzu ist eine automatisierte temperaturgeregelte Versuchsdurchführung erforderlich, die mit heutigen Maschinencontrollern und Regelprogrammen ohne größere Probleme umsetzbar ist. Beim Überschreiten einer oberen Grenztemperatur, welche 1 K über der zulässigen Temperaturerhöhung von 15 K liegt, ist die zyklische Belastung zu pausieren. Die Last ist während der Pause auf dem kriechaffinen Beanspruchungsniveau zu halten. Nachdem die Temperatur die untere Grenztemperatur erreicht hat, welche 1 K unterhalb der zulässigen Temperaturerhöhung von 15 K liegt, ist die zyklische Belastung fortzusetzen. Der vorgeschlagene Abstand zwischen der oberen und unteren Temperaturbereichsgrenze von 2 K ist ein pragmatischer Ansatz, der an die Temperaturentwicklungen der eigenen pausierten Versuche angelehnt ist.

Im Gegensatz zu der von *Elsmeier* [Els-19] vorgeschlagenen temperaturverlaufsabhängigen Belastungsfrequenzregelung, bei der die Belastungsfrequenz stets nach Erreichen eines stationären Temperaturzustandes erhöht wird, verbleibt die Belastungsfrequenz bei der hier vorgeschlagenen Methodik während des gesamten Versuchs unverändert. Somit lässt sich der Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit nachträglich einfacher bewerten bzw. das effektive Beanspruchungsniveau eindeutiger berechnen. Denn durch die von *Elsmeier* vorgeschlagene Ver-

suchsmethodik stellt sich nicht nur der Einfluss der Probekörpertemperatur sondern auch der Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit auf das effektive Beanspruchungsniveau als zeitvariant dar. Darüber hinaus reagiert die in der vorliegenden Arbeit vorgeschlagene temperaturgeregelte Versuchsdurchführung automatisch auf jegliche betonspezifische Temperaturentwicklung. Sie ist daher deutlich einfacher in der Anwendung. Inwieweit sich die mit beiden Methoden ermittelten Ermüdungswiderstände unterscheiden, sollte in weiterführenden Untersuchungen überprüft werden. Ggf. ließe sich die in dieser Arbeit entwickelte Modellvorstellung auch auf die von *Elsmeier* vorgeschlagene Versuchsmethodik anpassen, um auch den Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit als zeitvariant zu berücksichtigen.

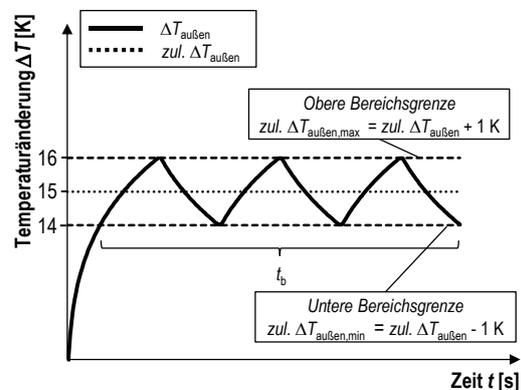


Bild 7-66: Temperaturerhöhung eines temperaturgeregelten Ermüdungsversuchs

Alternativ zu einer automatisierten temperaturgeregelten Versuchsdurchführung ist eine kontinuierliche Versuchsdurchführung mit einer belastungsniveauabhängigen Belastungsfrequenz möglich, die mithilfe einer mechanisch–thermischen Analyse an ein bis zwei Proben abgeschätzt wird. Hierbei sind die Probekörper zunächst auf den jeweiligen Beanspruchungsniveaus mit der höchstmöglichen Belastungsfrequenz zu beanspruchen. Nach dem Überschreiten der oberen Grenztemperatur wird die zyklische Belastung pausiert und nach dem Abkühlen bis auf die untere Grenztemperatur wieder fortgesetzt. Dieses Vorgehen wird ein- oder mehrmals wiederholt. Anschließend kann nach Gleichung (7-34) aus den innerhalb der Zeit t_b aufgebrauchten Lastwechseln N_b die zulässige Belastungsfrequenz $f_{zul.}$ abgeschätzt werden. Mithilfe dieser Belastungsfrequenz lassen sich nachfolgend Ermüdungsversuche als kontinuierliche Einstufenversuche durchführen. Diese Methode unterstellt, dass die Erwärmung bzw. die Erzeugung der Dissipationsenergie während der Ermüdungsbeanspruchung frequenzunabhängig und über die Versuchsdauer konstant ist. Da bei geringeren Belastungsfrequenzen meist höhere Dissipationsenergien gemessen werden, könnten die Probekörpertemperaturen der kontinuierlichen niederfrequenten Einstufenversuche zunächst geringfügig über der beabsichtigten zulässigen

Temperaturerhöhung liegen. Dies sollte bei der Anwendung dieser pragmatischen Analyse­methode bedacht werden. Aus diesem Grund ist die automatisierte temperatur­ge­regelte Versuchsdurchführung dieser Methode vorzuziehen.

$$f_{\text{zul.}} = \frac{N_b}{t_b} \quad (7-34)$$

7.6.3 Normative Sicherheitsbeiwerte

Wöhlerlinien, welche mithilfe der zuvor beschriebenen Methoden erstellt werden, weisen aller Voraussicht nach keinen ausgeprägten thermischen Einbruch der Bruchlastwechselzahlen auf. Allerdings ist zu beachten, dass die erhöhten Spannungsgeschwindigkeiten einen reduzierten mechanischen Schädigungsprozess bewirken. Realitätsnahe, geringere Belastungsfrequenzen würden geringere Ermüdungswiderstände verursachen. Die Umrechnung der ermittelten Wöhlerlinien auf andere, realitätsnahe Belastungsfrequenzen und Temperaturniveaus kann mit der in Abschnitt 7.4 vorgestellten Methode erfolgen. Dazu müssten allerdings die Modellparameter der spannungsgeschwindigkeitsabhängigen sowie temperaturabhängigen Beanspruchungsniveaus angepasst werden. Das beinhaltet auch die Anpassung der Koeffizienten der Temperaturverläufe, um diese abzubilden und auch für nicht untersuchte Belastungsfrequenzen zu errechnen. Sollten zur Approximation der spannungsgeschwindigkeitsabhängigen und temperaturabhängigen Druckfestigkeit keine experimentellen Ergebnisse vorliegen, kann näherungsweise auf die Materialmodelle nach Gleichung (2-10) bzw. (2-15) gemäß Model Code 2010 [Fib-10] zurückgegriffen werden.

Auf reale Tragwerke wirken mitunter Belastungen mit einer großen Bandbreite von Frequenzen ein. Deren Größe ist grundsätzlich beanspruchungs- und bauwerksspezifisch. Um ein breites Spektrum abzudecken, wird nachfolgend eine untere Frequenzgrenze von $f = 0,1$ Hz definiert, was einer Periodendauer von $T = 10$ s entspricht. Wird die frequenz- und temperaturbegrenzte Wöhlerlinie mit der Wöhlerlinie für eine konstante Belastungsfrequenz von $f = 0,1$ Hz verglichen, so erzielt diese grundsätzlich geringere Bruchlastwechselzahlen, siehe Bild 7-67 und Bild 7-68. Die prozentual stärksten Unterschiede treten auf Oberspannungsniveaus $S_{\text{max}} \geq 0,80$ auf und sind auf den Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit zurückzuführen. Die geringfügige Zunahme der Bruchlastwechselzahlen der 0,1-Hz-Wöhlerlinie für Oberspannungsniveaus

$S_{\max} \leq 0,75$ liegt in der linearen Approximation der 2-Hz-Bezugswöhlerlinie in Abschnitt 6.2.1 begründet. Aus beiden Abbildungen wird jedoch klar, dass sowohl die frequenz- als auch die temperaturbegrenzte Wöhlerlinie höhere Ermüdungswiderstände aufweist als die 0,1-Hz-Wöhlerlinie. Für eine Bemessung von Bauteilen, welche unter entsprechend geringen Belastungsfrequenzen beansprucht werden, sollte daher eine Reduktion der mit beiden Wöhlerlinien ermittelten Bruchlastwechselzahlen erwogen werden. Sowohl in CEB-FIP Model Code 1990 [CEB-93] und DIN EN 1992-2 [DIN EN 1992-2] als auch in fib-Model Code 2010 [Fib-10] ist für die Berechnung der Bemessungsdruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung $f_{cd,fat}$ der Beiwert α_{cc} (in DIN EN 1992-2) bzw. $\beta_{c,sus}(t, t_0) = 0,85$ (in Model Code 1990 und Model Code 2010) zu berücksichtigen, vgl. Gleichung (3-3). Entlehnt aus der statischen Bemessung, in der dieser Beiwert die Dauerstandsfestigkeit des Betons abbildet, soll er in der Ermüdungsbemessung den Einfluss der Belastungsfrequenz berücksichtigen. Zur Überprüfung dieses pauschalen Sicherheitsbeiwertes wurde in Bild 7-67 bzw. Bild 7-68 die frequenz- bzw. temperaturbegrenzte Wöhlerlinie auf die 0,85-fachen Oberspannungsniveaus verschoben. Die verschobenen Wöhlerlinien unterschreiten neben der 0,1-Hz-Wöhlerlinie sogar den gesamten Streubereich der mittleren Bruchlastwechselzahlen und liegen somit auf der sicheren Seite. In diesem Fall wäre sogar eine geringfügige Erhöhung des Frequenzbeiwertes möglich. Eine Wöhlerlinienerstellung mithilfe der beiden in Abschnitt 7.6.2 vorgeschlagenen Konzepte mit einer zusätzlichen Anwendung des pauschalen Frequenzbeiwertes von 0,85 würde somit die Bemessung von Tragwerken mit geringeren Belastungsfrequenzen ermöglichen.

Eine ähnliche Betrachtung kann auch für die Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010 erfolgen. Werden die Gegenüberstellungen in Bild 7-69 und Bild 7-70 betrachtet, so liegt die um den Frequenzbeiwert von 0,85 verschobene Model-Code-Wöhlerlinie überwiegend unterhalb der ebenfalls um 0,85 verschobenen frequenz- und temperaturbegrenzten Wöhlerlinien. Einzig im Oberspannungsbereich $S_{\max} > 0,80$ kommt es zu Schnittpunkten der verschobenen Wöhlerlinien. Allerdings liefern sie in diesem Bereich sehr ähnliche Bruchlastwechselzahlen. Darüber hinaus unterschreitet die verschobene, gemäß Model Code 2010 bestimmte Wöhlerlinie auch den gesamten Streubereich der mittleren Bruchlastwechselzahlen. Somit wäre auch die um den Frequenzbeiwert von 0,85 verschobene, gemäß Model Code 2010 bestimmte Wöhlerlinie für die Bemessung von Tragwerken mit geringeren Belastungsfrequenzen geeignet. Dies gilt natürlich nur unter der Voraussetzung, dass die temperatur- bzw. frequenzbegrenzten Wöhlerlinien oberhalb der Model-Code-Wöhlerlinie liegen. Aufgrund der vorangegangenen Betrachtungen wird die

grundsätzliche Berücksichtigung eines Beiwertes von 0,85 sowohl in CEB-FIP Model Code 1990 [CEB-93] und DIN EN 1992-2 [DIN EN 1992-2] als auch in fib-Model Code 2010 [Fib-10] als erforderlich und sinnvoll erachtet.

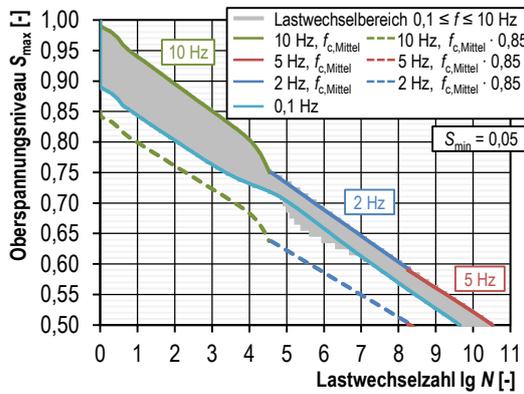


Bild 7-67: Frequenzbegrenzte Wöhlerlinie mit Frequenzbeiwert im Vergleich zur 0,1-Hz-Wöhlerlinie

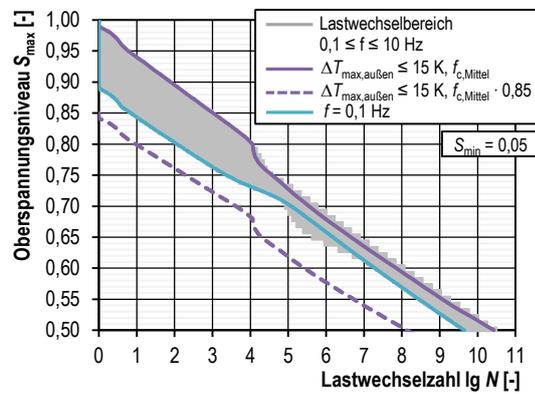


Bild 7-68: Temperaturbegrenzte Wöhlerlinie mit Frequenzbeiwert im Vergleich zur 0,1-Hz-Wöhlerlinie

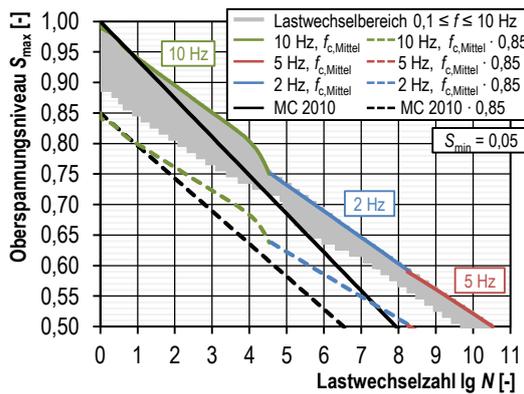


Bild 7-69: Frequenzbegrenzte Wöhlerlinie mit Frequenzbeiwert im Vergleich zur Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010

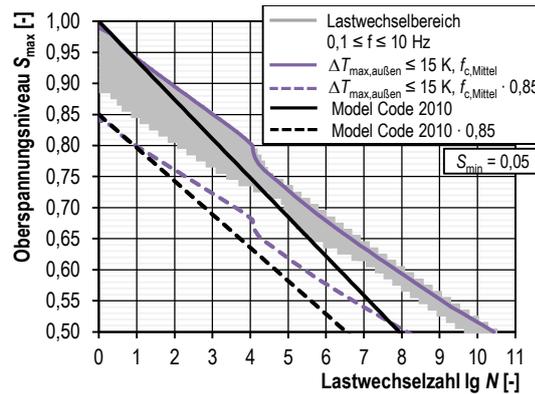


Bild 7-70: Temperaturbegrenzte Wöhlerlinie mit Frequenzbeiwert im Vergleich zur Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sowohl die frequenz- und temperaturbegrenzten Wöhlerlinien als auch die gemäß Model Code 2010 bestimmte Wöhlerlinie, bei denen durch den Beiwert 0,85 der Frequenzeinfluss pauschal berücksichtigt wird, den frequenzbedingten Streubereich der mittleren Bruchlastwechselzahlen unterschreiten. Sie liegen damit auf der sicheren Seite und wären für die Ermüdungsbeurteilung von Tragwerken aus dem hier untersuchten Beton geeignet. Der pauschale Frequenzbeiwert wird darüber hinaus grundsätzlich als erforderlich angesehen, besitzt allerdings Anpassungspotenzial. Inwieweit dieser Beiwert erhöht werden kann und welche Auswirkungen er

auf das eigentliche Sicherheitsniveau besitzt, ist in weiteren Untersuchungen zu überprüfen.

Darüber hinaus legen die vorangegangenen Betrachtungen nahe, dass für die Bemessung des hier untersuchten Betons mithilfe der gemäß Model Code 2010 bestimmten Wöhlerlinie keine Notwendigkeit für eine druckfestigkeitsabhängige Reduktion der Bemessungsdruckfestigkeit für Ermüdungsbeanspruchungen $f_{cd,fat}$ durch den Faktor α_{fat} besteht. Voraussetzung dafür ist, dass die um den Frequenzbeiwert von 0,85 verschobene Wöhlerlinie den frequenzbedingten Streubereich der mittleren Bruchlastwechselzahlen unterschreitet und dass die materialbedingte Streuung der Bruchlastwechselzahlen auf die Streuung der Betondruckfestigkeit zurückführbar ist. Dies gilt selbstverständlich nicht für die Verwendung des Betons in ständig nasser Umgebung oder unter Wasser.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Um Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen für nicht ruhende Einwirkungen zu bemessen, sind neben der ausreichend genauen Beschreibung der einwirkenden Beanspruchungen und einem geeigneten Nachweiskonzept auch Kenntnisse über den Ermüdungswiderstand von Beton erforderlich. Der Ermüdungswiderstand von Beton wird seit Mitte des 20. Jahrhunderts auf Grundlage experimenteller Untersuchungen zunehmend erforscht. Um die entsprechenden Ermüdungsversuche in einem angemessenen zeitlichen Rahmen durchführen zu können, war und ist es üblich, die zyklischen Belastungen mit Belastungsfrequenzen zwischen 1 Hz und 10 Hz aufzubringen. Vereinzelt konnten auch höhere Belastungsfrequenzen realisiert werden. Anhand vieler Versuchsergebnisse erkannte man früh, dass der Ermüdungswiderstand von der aufgebrachten Belastungsfrequenz abhängt. Dabei wurde insbesondere für hochfeste Betone ein divergierender Einfluss der Belastungsfrequenz festgestellt. Auf hohen Beanspruchungsniveaus ($S_{\max} > 0,75$) verursachten höhere Belastungsfrequenzen höhere Bruchlastwechselzahlen, und auf niedrigeren Beanspruchungsniveaus führten höhere Belastungsfrequenzen zu geringeren Bruchlastwechselzahlen. Neben weiteren Einflussfaktoren erschwerten diese empirischen Beobachtungen zusätzlich die Vergleichbarkeit verschiedener Versuchsergebnisse untereinander sowie die Übertragbarkeit der im Labor erzielten Versuchsergebnisse auf reale Bauteile. Ziel dieser Arbeit war es, den Einfluss der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand eines hochfesten Betons auf Grundlage von makroskopischen Schädigungsmodellen zu beschreiben und den Einfluss einzelner Schädigungsprozesse herauszuarbeiten.

Für in trockener Umgebung ermüdungsbeanspruchten hochfesten Beton wurden anhand einer umfangreichen Literaturlauswertung zwei grundlegende Schädigungsprozesse identifiziert, welche von der Belastungsfrequenz beeinflusst werden. Dies ist zum einen der mechanische Schädigungsprozess, der zeitinvariant von der einwirkenden Spannungsgeschwindigkeit abhängt. Dabei bedingen erhöhte Belastungsfrequenzen erhöhte Spannungsgeschwindigkeiten, welche aufgrund unterschiedlicher meso- und mikroskopischer Effekte zu höheren Betondruckfestigkeiten führen. Diese verringern das effektive, ermüdungswirksame Beanspruchungsniveau und bewirken schließlich einen erhöh-

ten Ermüdungswiderstand. Gleichzeitig erwärmt sich ermüdungsbeanspruchter Beton, sodass zum anderen ein thermisch induzierter Schädigungsprozess auftritt. Eine erhöhte Belastungsfrequenz verursacht eine zeitvariante Erwärmung und führt zu höheren Probekörpertemperaturen. Aufgrund weiterer meso- und mikroskopischer Effekte wie den thermischen Inkompatibilitäten, geänderten Porenwasserdrücken und der Änderung der Van-der-Waals-Kräfte verringert sich die Betondruckfestigkeit mit ansteigender Temperatur. Dadurch erhöht sich letztlich das effektive, ermüdungswirksame Beanspruchungsniveau, was eine zeit- bzw. lastwechselvariante Reduktion des Ermüdungswiderstands bewirkt.

Eigene Ermüdungsuntersuchungen an einem hochfesten Beton auf einem Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,05$ und mit Belastungsfrequenzen von $f = 2$ Hz, $f = 4$ Hz und $f = 7$ Hz bestätigten den divergierenden Einfluss der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand. Mithilfe von Ermüdungsversuchen mit Belastungspausen und Belastungsfrequenzen von $f = 4$ Hz und $f = 7$ Hz wurde darüber hinaus die Temperaturentwicklung der Probekörper erfolgreich an die der kontinuierlichen Versuche mit einer Belastungsfrequenz von 2 Hz angepasst. Hierbei zeigte sich, dass bei angeglichenen Probekörpertemperaturen auch auf niedrigen Beanspruchungsniveaus höhere Belastungsfrequenzen höhere Bruchlastwechselzahlen bewirken. Darüber hinaus konnte der Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit und der Probekörpertemperatur auf die Betondruckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung experimentell nachgewiesen werden.

Gemäß der entwickelten Modellvorstellung treten unter Ermüdungsbeanspruchungen beide erwähnten Schädigungsprozesse gleichzeitig auf, wobei sich der Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit auf den mechanischen Schädigungsprozess als zeitinvariant und der thermische Schädigungsprozess sich als zeitvariant darstellt. Ermüdungsversuche mit hohen Oberspannungsniveaus ($S_{\max} \geq 0,80$) erwärmen sich aufgrund ihrer kurzen Versuchslaufzeiten nur geringfügig. Aus diesem Grund ist auf diesen Beanspruchungsniveaus der Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit auf den mechanischen Schädigungsprozess dominant und höhere Belastungsfrequenzen verursachen höhere Bruchlastwechselzahlen. Auf niedrigeren Oberspannungsniveaus ($S_{\max} < 0,80$) können sich die Probekörper aufgrund der längeren Versuchszeiten stärker erwärmen und der thermisch induzierte Schädigungsprozess nimmt an Einfluss zu. Der thermische Schädigungsprozess übersteigt den erstgenannten Effekt, sodass nunmehr höhere Belastungsfrequenzen gerin-

gere Bruchlastwechselzahlen verursachen. Für ein Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,05$ und Oberspannungsniveaus zwischen $0,75 \geq S_{\max} \geq 0,65$ zeichnen sich dabei die prozentual stärksten thermisch bedingten Einbrüche ab. Diese Effekte können mithilfe des entwickelten Modells abgebildet werden. Darüber hinaus erlaubt das Modell, Bruchlastwechselzahlen für unterschiedliche Belastungsfrequenzen innerhalb eines Frequenzbereichs von $0,1 \text{ Hz} \leq f \leq 12 \text{ Hz}$ ineinander umzurechnen.

Für zukünftige Ermüdungsversuche sollte der Einfluss des thermischen Schädigungsprozesses möglichst minimiert werden, da er zum einen in dieser Art nur bei Versuchen und nicht in der Realität vorkommt und sein Einfluss zum anderen nur bei Kenntnis der betonspezifischen Temperaturentwicklung und des Temperaturverhaltens berücksichtigt werden kann. Daher wurden in einem ersten Konzept Empfehlungen für einzuhalten Belastungsfrequenzen erarbeitet, siehe Tabelle 7-7. In einem zweiten Konzept wird anstelle der Einhaltung von Belastungsfrequenzen vielmehr die Begrenzung der zulässigen Temperaturerhöhung an der Oberfläche von ermüdungsbeanspruchten Probekörpern auf 15 K vorgeschlagen. Mithilfe der entwickelten Modellvorstellung wurden für beide Konzepte nur geringfügige thermisch bedingte Bruchlastwechselzahleneinbrüche prognostiziert. Um die zulässige Temperaturerhöhung einzuhalten, wird ferner die Durchführung von temperaturgeregelten Ermüdungsversuchen empfohlen, bei denen infolge einer Temperaturüberschreitung die Ermüdungsbeanspruchungen automatisch pausiert werden. Alternativ kann im Vorfeld anhand einer beanspruchungsniveauabhängigen experimentellen mechanischen–thermischen Analyse die zulässige Belastungsfrequenz für Ermüdungsversuche ohne Belastungspausen festgelegt werden. Eine automatisierte temperaturgeregelte Versuchsdurchführung ist allerdings vorzuziehen. Gegenüber realen Beanspruchungssituationen könnten durch die beschriebenen Versuchskonzepte aufgrund der höheren Belastungsfrequenzen höhere Bruchlastwechselzahlen erzeugt werden. Dies hätte zur Folge, dass das reale Sicherheitsniveau niedriger läge als das der Versuchsergebnisse. Um diesen Umstand zu berücksichtigen, ist der in mehreren Normen angeführte pauschale Sicherheitsbeiwert von 0,85 zur Berechnung der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchungen ausreichend.

8.2 Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde der Einfluss der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand eines hochfesten Betons untersucht. Die Anwendbarkeit der entwickelten Modellvorstellung sollte für normalfeste als auch für weitere hochfeste Betone untersucht werden. Hierzu sind entsprechende Ermüdungsuntersuchungen mit und ohne Belastungspausen mit verschiedenen Belastungsfrequenzen im Bereich der Ober Spannungsniveaus durchzuführen, in dem eine Umkehr des Belastungsfrequenzeinflusses erwartet wird. Als geringste Belastungsfrequenz ist jene zu wählen, die auf dem geringsten Ober Spannungsniveau zu einem Ermüdungsversagen führt, dabei aber die Probekörper so wenig wie möglich erwärmt. Dabei sollten je Beanspruchungsniveau mindestens drei, besser noch sechs Probekörper geprüft werden. Grundsätzlich ist darauf zu achten, dass die Ermüdungsuntersuchungen in einem Betonalter von möglichst über 100 Tagen durchgeführt werden, um den Einfluss einer zeitlich fortschreitenden aber auch thermisch beschleunigten Hydratation zu vermeiden. Begleitend sind experimentelle Untersuchungen unter monoton steigender Beanspruchung und unterschiedlichen Spannungsgeschwindigkeiten sowie unter unterschiedlichen Probekörpertemperaturen durchzuführen. Auch für diese Untersuchungen sollten je Stützstelle mindestens drei Probekörper geprüft werden. Die Versuche unter erhöhten Temperaturen sollten dabei so durchgeführt werden, dass sie zunächst auf dem kriechaffinen Beanspruchungsniveaus belastet und anschließend mit einer vergleichbaren Geschwindigkeit wie unter einer Ermüdungsbeanspruchung erwärmt werden. Nach Erreichen der Zieltemperatur ist die Belastung bis zum Bruch zu steigern. Die aus allen experimentellen Untersuchungen gewonnenen Materialmodelle dienen als Eingangsgröße für die Erstellung des makroskopischen Modells zur Beschreibung des Frequenzeinflusses.

Bei der weiteren Untersuchung von verschiedenen Betonen ist besonderes Augenmerk auf die Art der Gesteinskörnung zu legen. Im Hinblick auf die thermischen Inkompatibilitäten zwischen Gesteinskörnung und Zement wird nämlich durch den Einsatz von kalzitischer Gesteinskörnung ein schlechterer Ermüdungswiderstand erwartet als bei einer Verwendung von rein quarzitischer Gesteinskörnung.

In der vorliegenden Arbeit wurden die Untersuchungen für ein Unterspannungsniveau von $S_{\min} = 0,05$ durchgeführt. Für eine weitere Untersuchung des Frequenzeinflusses sowie die Anwendung der entwickelten Modellvorstellung wären Versuche auf höheren Unterspannungsniveaus wünschenswert. Im Vergleich zum Unterspannungsniveau von

$S_{\min} = 0,05$ werden auf höheren Unterspannungsniveaus aufgrund der geringeren Spannungsschwingbreiten zwar geringere Erwärmungsraten, aber längere Versuchslaufzeiten erwartet. Inwieweit bzw. auf welchen Oberspannungsniveaus sich der thermische Einbruch der Bruchlastwechselzahlen mit steigender Belastungsfrequenz abbildet, ist daher von weiterem Interesse.

Um den Einfluss der Temperatur detaillierter zu untersuchen wären Ermüdungsuntersuchungen unter geregelten Temperaturbedingungen von Interesse. Dabei könnten niederfrequente Ermüdungsversuche während der Versuchsdurchführung auf die Temperaturen von höherfrequenten Versuchen aufgeheizt werden. So ließe sich zum einen der Temperatureinfluss versuchstechnisch separieren und anschließend wissenschaftlich bewerten. Zum anderen könnte durch vergleichende Betrachtungen von verschiedenfrequenten Versuchen, bei denen die niederfrequenten Proben auf die Temperatur der höherfrequenten Proben aufgeheizt wurden, der Frequenzeinfluss weitergehend untersucht werden.

Weiterhin sollte der Einfluss der Belastungsfrequenz auf den feuchteinduzierten Schädigungsprozess weiter untersucht werden. Diesbezüglich sind Ermüdungsuntersuchungen unter Wasser mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen auf grundsätzlich geringeren Oberspannungsniveaus als für Versuche in trockener Umgebung durchzuführen. Die Verwendung der geringeren Oberspannungsniveaus wird empfohlen, weil Proben unter Wasser frühzeitiger versagen und dadurch der divergierende Einfluss der Belastungsfrequenz bisher noch nicht beobachtet werden konnte.

Grundsätzlich ist bei allen zukünftigen Ermüdungsuntersuchungen auf die Probengröße zu achten. Die in dieser Arbeit erstellten frequenzabhängigen Wöhlerlinien gelten für eine zylindrische Probekörpergeometrie mit $d/h = 100/300$ mm. Bei der Verwendung kleinerer Probekörper mit z. B. $d/h = 60/180$ mm könnte sich aufgrund der unterschiedlichen Oberflächen/Volumen-Verhältnisse der thermisch induzierte Schädigungsprozess weniger dominant darstellen. Vergleichende Untersuchungen aus der Literatur zeigen einen höheren Ermüdungswiderstand kleiner Proben im Vergleich zu größeren [Schü-18].

Zur Vorhersage der Temperaturentwicklungen von ermüdungsbeanspruchten Probekörpern ist die Weiterentwicklung von energetischen Betrachtungsweisen bzw. der Energiebilanzen von weiterem Interesse. Dabei spielen sowohl die Zufuhr als auch die Speicherung und Abgabe

von thermischer Energie eine Rolle. Für die Bestimmung der Energiezufuhr sind geeignete Methoden zur Bestimmung der Hystereseflächen notwendig. Zur Berechnung der gespeicherten thermischen Energie müssen Messungen der spezifischen Wärmekapazität durchgeführt werden. Die Beschreibung der abgegebenen thermischen Energie kann nur erfolgen, sobald Wärmeleitfähigkeits-, Wärmeübergangs-, Konvektions- und Emissionskoeffizienten vorliegen. Darüber hinaus sollte auch der Einfluss der Probenfeuchte, des Verhältnisses von Bindemittelteil und Gesteinskörnung, des W/Z-Wertes, des E-Moduls der Gesteinskörnung und der ITZ auf die Temperaturentwicklung untersucht werden. Mithilfe geeigneter Methoden könnten anschließend die in dieser Dissertation gemachten Annahmen zur Abhängigkeit der Temperaturentwicklung von der Belastungsfrequenz physikalisch überprüft und allgemein beschrieben werden.

Generell sind weiterführende Betrachtungen zum tatsächlichen Sicherheitsniveau des Ermüdungsnachweises erforderlich. Hierzu sind umfangreiche Versuchsergebnisse und deren sicherheitstheoretische Auswertung nötig. In diesen Betrachtungen könnten die Erfordernisse der Sicherheitsbeiwerte α_{cc} bzw. $\beta_{c,sus}(t, t_0)$, deren Wert 0,85 ist, und α_{fat} unter Verwendung der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse bewertet werden. Lügen umfangreiche und verwertbare Versuchsergebnisse vor, ließe sich der Frequenzbeiwert von 0,85 gegebenenfalls überarbeiten. Der Sprödigkeitsbeiwert α_{fat} könnte vielleicht sogar entfallen.

Darüber hinaus ist die Entwicklung einer allgemeinen Prüfnorm für Ermüdungsuntersuchungen an Beton voranzutreiben. Hierzu sollte insbesondere das vorgeschlagene, temperaturbegrenzte Versuchskonzept ausführlich erprobt werden. Aufgrund des komplexen Materialverhaltens sollten zudem die Auswirkungen aller den Ermüdungswiderstand beeinflussenden Versuchs- und Materialparameter wissenschaftlich untersucht werden (vgl. Tabelle 3-1), um anschließend eine sichere aber auch effiziente Prüfnorm zu entwickeln.

Literaturverzeichnis

- [Aas-70] Aas-Jakobsen, K.: *Fatigue of concrete beams and columns*. Division of Concrete Structures, The Norwegian Institute of Technology, The University of Trondheim, 1970.
- [And-14] Anders, S.: *Hochfeste Betone unter Ermüdungsbeanspruchung – Einfluss der Temperaturentwicklung bei hohen Lastfrequenzen*. In: Festschrift Ludger Lohaus zur Vollendung des sechzigsten Lebensjahres. Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 12, Leibniz Universität Hannover, 2014, S. 209-218.
- [AnEr-17] Andersen, M. S., Ertel, C.: *Concrete compression fatigue – Design rules and focus areas for testing*. ISMEM 2017 – 2nd International Symposium on Multiscale Experimental Mechanics: Multiscale Fatigue. 08. - 09.11.2017, Lyngby, Dänemark.
- [BaAs-10] Bastami, M., Aslani, F., Omran Esmaeilnia, M.: *High-Temperature Mechanical Properties of Concrete*. International Journal of Civil Engineering, Vol. 8, No. 4, December 2010.
- [Bac-93] Bachmann, H.: *Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung*. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 19, Universität Karlsruhe, 1993.
- [BaSt-19] Baehr, H. D., Stephan, K.: *Wärme- und Stoffübertragung*. 10. Auflage, Springer-Vieweg, 2013.
- [BiPe-91] Bischoff, P. H., Perry, S. H.: *Compressive behaviour of concrete at high strain rates*. Materials and Structures, Volume 24, 1991, pp. 425-450.
- [BIDi-76] Blundell, R., Dimond, C., Browne, R. G.: *The properties of concrete subjected to elevated temperatures*. CIRIA Underwater Engineering group, Technical Note, June 1976.
- [Bol-18] Bolte, E.: *Elektrische Maschinen*. 2. Auflage, Springer Vieweg, 2018.

- [BoMa-19] Bode, M., Marx, S., Vogel, A., Völker, C.: *Dissipationsenergie bei Ermüdungsversuchen an Betonprobekörpern*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, Jahrgang 114, 2019, S. 548-556.
- [BoMa-19b] Bode, M., Marx, S.: *Energetische Schädigungsanalyse der Betonermüdung*. In: Beiträge zur 7. DAfStb-Jahrestagung mit 60. Forschungskolloquium. Hannover : Institutionelles Repositorium der Leibniz Universität Hannover, 2019, S. 45-55.
- [Brlb-07] Breitenbücher, R., Ibuk, H., Osterminski, K.: *Veränderung der Steifigkeit und des Dehnungsverhaltens von Normalbeton bei zyklischer Druckschwellbeanspruchung mit Ruhepausen*. Beton- und Stahlbeton, Heft 2, Jahrgang 102, 2007, S. 80-87.
- [Bro-59] Bronzel, J.: *Zur Gestalt der Betondruckfestigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9 und 10, Jahrgang 54, 1959, S. 223-228 und S. 247-248
- [Bud-89] Budelmann, H.: *Verhalten von Beton bei mäßig erhöhten Betriebstemperaturen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 404, Beuth, Berlin, 1989.
- [Cao-04] Cao, W.: *Experimental and theoretical research on fatigue properties of plain concrete under triaxial cyclic loading with constant lateral pressure*. Dissertation, Dalian University of Technology, China, 2004. (auf Chinesisch)
- [CEB-88] CEB – Comité Euro – International du Béton: *Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading*. Bulletin d'Information No. 187, Lausanne, 1988.
- [CEB-93] CEB – Comité Euro – International du Béton: *CEB-FIP Model Code 1990*. Bulletin d'Information No. 213/214, Thomas Telford Ltd, 1993.
- [ChKh-01] Cheyrezy, M., Khoury, G., Behloul, M.: *Mechanical properties of four high-performance concretes in compression at high temperatures*. Revue Française de Génie Civil, Vol. 5, Issue 8, pp. 1159-1180, 2001.

- [ChKo-04] Cheng, F. P., Kodur, V. K. R., Wang, T. C.: *Stress-Strain Curves for High Strength Concrete at Elevated Temperatures*. Journal of Materials in Civil Engineering, No. 1, Vol. 16, pp. 84-90, 2004.
- [ChNi-11] Chen, Y., Ni, J., Zheng, P., Azzam, R., Zhou, Y., Shao, W.: *Experimental research on the behaviour of high frequency fatigue in concrete*. Engineering Failure Analysis, No. 7, Vol. 18, pp. 1848-1857, 2011.
- [Cos-81] COSMAR - Concrete Structures for Marine Protection Storage and Transportation of Hydrocarbons: Investigation of offshore concrete structures with respect to fatigue strength. Part Project 2, Report No. PP2-1. 1981-04-14.
- [Cur-87] Curbach, M.: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 1, Universität Karlsruhe, 1987.
- [Dan-94] Danielewicz, I.: *Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken*. Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Technische Hochschule Darmstadt, 1994.
- [Det-62] Dettling, H.: *Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone*. Otto-Graf-Institut, Amtliche Forschungs- und Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Technische Hochschule Stuttgart, 1962.
- [DiJu-89] Diederichs, U., Jumppanen, U.-M., Penttala, V.: *Behaviour of high strength concrete at high temperatures*. Helsinki University of Technology, Department of Structural Engineering, Report 92, Espoo, 1989.
- [DiKh-90] Dias, W. P. S., Khoury, G. A., Sullivan, P. J. E.: *Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperature up to 700 C (1292 F)*. ACI Materials Journal, Volume 87, No. 2, March-April 1990, pp. 160-166.
- [DIN 18088] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 18088-2 Tragstrukturen für Windenergieanlagen und Plattformen – Teil 2: Stahlbeton- und Spannbetontragwerke. Beuth Verlag, Berlin, Januar 2019.

- [DIN 50100] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 50100 Schwingfestigkeitsversuch – Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile. Beuth Verlag, Berlin, 2016.
- [DIN 53442] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 53442 Prüfung von Kunststoffen – Dauerschwingversuch im Biegebereich an flachen Probekörpern. Beuth Verlag, Berlin, 1990.
- [DIN 53535] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 53535 Prüfung von Kautschuk und Elastomeren – Grundlagen für dynamische Prüfverfahren. Beuth Verlag, Berlin, 1982.
- [DIN EN 1992-1-1] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2001 + AC:2010. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [DIN EN 1992-1-2] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1992-1-2 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [DIN EN 1992-2] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1992-2 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2005. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [DIN EN 12390-1] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 12390-1 Prüfung von Festbeton – Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen. Deutsche Fassung EN 12390-1:2012. Beuth Verlag, Berlin, 2012.

- [DIN EN 12390-3] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 12390-3 Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Deutsche Fassung EN 12390-3:2009. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [DIN EN ISO 7500-1] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN ISO 7500-1: Metallische Werkstoffe – Kalibrierung und Überprüfung von statischen einachsigen Prüfmaschinen – Teil 1: Zug- und Druckprüfmaschinen – Kalibrierung und Überprüfung der Kraftmesseinrichtung. Deutsche Fassung EN ISO 7500-1:2018. Beuth Verlag, Berlin, 2018.
- [DIN EN ISO 9513] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN ISO 9513: Metallische Werkstoffe – Kalibrierung von Längenänderungs-Messeinrichtungen für die Prüfung mit einachsiger Beanspruchung. Deutsche Fassung EN ISO 9513:2012. Beuth Verlag, 2013.
- [DIN EN ISO 10456] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN ISO 10456: Baustoffe und Bauprodukte – Wärme- und feuchtetechnische Eigenschaften – Tabellierte Bemessungswerte und Verfahren zur Bestimmung der wärmeschutztechnischen Nenn- und Bemessungswerte. Deutsche Fassung EN ISO 10456:200 + AC:2009. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [DIN EN ISO 12570] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN ISO 12570: Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten – Bestimmung des Feuchtegehaltes durch Trocknen bei erhöhter Temperatur. Deutsche Fassung EN ISO 12570:2000 + A1:2013 + A2:2018. Beuth Verlag, Berlin, 2018.
- [DjNe-77] Djamous, F., Neisecke, J., Schwick, W., Waubke, N. V.: *Festigkeitsveränderungen von Beton bei Feuerangriff*. Sonderforschungsbereich 148, Brandverhalten von Bauteilen, Arbeitsbericht 1975 – 1977, Teil II, Juli 1977.
- [DNV-502] Det Norske Veritas AS: DNV-OS-C502 Offshore Concrete Structures. September, 2012.

- [EiSc-99] Eibl, J., Schmidt-Hurtienne, B.: *Betonstoffgesetze für hochdynamische Beanspruchungen*. Beton- und Stahlbetonbau, Jahrgang 91, Heft 7, 1999, S. 278-288.
- [ElHü-16] Elsmeier, K., Hümme, J., Oneschkow, N., Lohaus, L.: *Prüftechnische Einflüsse auf das Ermüdungsverhalten hochfester feinkörniger Vergussbetone*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, Jahrgang 111, 2016, S. 233-240.
- [ElLo-14] Elsmeier, K., Lohaus, L.: *Temperature development of concrete due to fatigue loading*. In: Bastien, J., Rouleau, N., Fiset, M., Thomassin, M. (Hrsg.): The 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, 21.-23. Juli 2014, S. 137–142.
- [Els-15] Elsmeier, K.: *Influence of temperature on the fatigue behaviour of concrete*. Concrete – Innovation and Design, fib Symposium, Copenhagen May 18-20, 2015.
- [Els-19] Elsmeier, K.: *Einfluss der Probekörpererwärmung auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Vergussbeton*. Dissertation, Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 18, Leibniz Universität Hannover, 2019.
- [FeSe-68] Feldmann, R. F., Sereda, P. J.: *A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties*. Materials and Structures, Volume 1, Issue 6, pp. 509-520, 1968.
- [Fib-07] FIB – Fédération internationale du béton: *Fire design of concrete structures – materials, structures and modelling*. Bulletin 38, 2007.
- [Fib-08] FIB – Fédération internationale du béton: *Constitutive modelling of high strength / high performance concrete*. Bulletin 42, 2008.
- [Fib-10] FIB – Fédération internationale du béton: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn, 2013.
- [Fib-13] FIB – Fédération internationale du béton: *Code-type models for concrete behavior*. Bulletin 70, 2013.

- [Fip-90] FIP-CEB – Fédération Internationale de la Précontrainte: High Strength Concrete – State of the Art Report. Bulletin d'Information No. 197, London, 1990.
- [Fur-84] Furtak, K.: *Ein Verfahren zur Berechnung der Betonfestigkeit unter schwellenden Belastungen*. Cement and Concrete Research, Vol. 14, pp. 855-865, 1984.
- [Gae-62a] Gaede, K.: *Über den Einfluß der Größe der Proben auf die Würfeldruckfestigkeit von Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 144, Ernst & Sohn Verlag, 1962.
- [Gae-62b] Gaede, K.: *Versuche über die Festigkeit und Verformung von Beton bei Druckschwellbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 144, Ernst & Sohn Verlag, 1962.
- [GrOn-11] Grünberg, J., Oneschkow, N.: *Gründung von Offshore-Windenergieanlagen aus filigranen Betonkonstruktionen unter besonderer Beachtung des Ermüdungsverhaltens von hochfestem Beton*. Abschlussbericht zum BMU-Verbundforschungsprojekt FKZ 0327673A, Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, 2011.
- [Grü-01] Grübl, P., Weigler, H., Karl, S.: *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, 2001.
- [Gut-18] Gutachten Nr. 1570-2: *Ermüdungsuntersuchungen an drei „Hochfesten Betonen der Max Bögl Fertigteilewerke GmbH & Co. KG“*. Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, 2018.
- [Hel-92] Held, M.: *Ein Beitrag zur Herstellung und Bemessung von Druckgliedern aus hochfestem Normalbeton (B60 – B125)*. Dissertation, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau, Technische Hochschule Darmstadt, 1992.
- [Här-77] Härig, S.: *Ruhepausen und Dauerschwingfestigkeit - Einflüsse im Druckschwell- und Biegeschwellbereich von Beton*. Beton, Heft 5, 1977, S. 200-204.

- [HiKe-66] Hilsdorf, H. K., Kesler, C. E.: *Fatigue strength of concrete under varying flexural stresses*. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 63, No. 10, pp. 1059-1076, 1966.
- [Hin-87] Hinrichsmeyer, K.: *Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton*. Dissertation. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Heft 74, 1987.
- [Hoh-04] Hohberg, R.: *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*. Dissertation, Fakultät VI Bauingenieurwesen und Angewandte Geowissenschaften, Technische Universität Berlin, 2004.
- [Hol-79] Holmen, J. O.: *Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading*. Division of Concrete Structures, The Norwegian Institute of Technology, The University of Trondheim, 1979.
- [Hsu-81] Hsu, T. T. C.: *Fatigue of plain concrete*. ACI Journal, Vol. 78, No. 4, July-August, pp. 292-305, 1981.
- [Hui-10] Huismann, S.: *Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung*. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Wien, 2010.
- [HuLi-17] Huang, B.-T., Li, Q.-H., Xu, S.-L., Zhou, B.-M.: *Frequency effect on the compressive fatigue behavior of ultrahigh toughness cementitious composites: Experimental study and probabilistic analysis*. Journal of Structural Engineering, No. 8, Vol. 143, 2017.
- [Ibu-08] Ibuk, H.: *Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbeanspruchung*. Dissertation, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Ruhr-Universität Bochum, 2008.
- [Ili-15] Ilias, O.: *Zur Abhängigkeit der Betondruck- und Zugfestigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit*. Bachelorarbeit, Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, 2015.

- [InDo-90] Internes Dokument zu den Wöhlerlinien des druckbeanspruchten Beton, Diskussionsvorlage der GTG 15 des CEB-FIP Model Code 1990, unveröffentlicht.
- [JaSh-97] Jansen, D. C., Shah, S. P.: *Effect of length on compressive strain softening of concrete*. Journal of Engineering Mechanics, No. 1, Vol. 123, pp. 25-35, 1997.
- [Kel-91] Keller, T.: *Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken*. Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1991.
- [Kho-92] Khoury, G. A.: *Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment*. Magazine of Concrete Research, Vol. 44, No. 161, pp. 291-309, 1992.
- [KiKi-96] Kim, J.-K., Kim, Y.-Y.: *Experimental study of the fatigue behavior of high strength concrete*. Cement and Concrete Research No. 10, Vol. 26, pp. 1513-1523, 1996.
- [Kla-78] Klausen, D.: *Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung*. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1978.
- [Kod-14] Kodur, V.: *Properties of Concrete at Elevated Temperatures*. ISRN Civil Engineering, Volume 2014, Article ID 468510, 15 pages, 2014.
- [KoSe-79] Kottas, R., Seeberger, J., Hilsdorf, H. K.: *Strength characteristics of concrete in the temperature range of 20 °C to 200 °C*. 5th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, SMiRT 5, Berlin, 1979.
- [KöDa-94] König, G., Danielewicz, I.: *Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 439, Beuth, Berlin, 1994.
- [LeSi-79] van Leeuwen, J., Siemes, A. J. M.: *Miner's rule with respect to plain concrete*. Heron No. 1, Vol. 24, 1979.

- [Lin-05] Lin, F.: *Materialmodelle und Querschnittsverhalten von Stahlbetonbauteilen unter extrem dynamischer Beanspruchung*. Dissertation, Lehrstuhl für Stahlbeton- und Spannbetonbau, Ruhr-Universität Bochum, 2005.
- [LoWe-11] Lohaus, L., Wefer, M., Oneschkow, N.: *Ermüdungsbemessungsmodell für normal-, hoch- und ultrahochfeste Betone*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 12, Jahrgang 106, 2011, S. 836-846.
- [MaGr-17] Marx, S., Grünberg, J., Hansen, M., Schneider, S.: *Über den Stand der Forschung zu Grenzzuständen der Ermüdung von dynamisch hoch beanspruchten Tragwerken aus Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 618, Beuth Verlag, Berlin 2017.
- [Mal-56] Malhotra, H. L.: *The effect of temperature on the compressive strength of concrete*. Magazine of Concrete Research, Volume 8, Issue 23, 1956, pp. 85-94.
- [MeZh-15] Medeiros, A., Zhang, X., Ruiz, G., Yu, R. C., de Souza Lima Velasco, M.: *Effect of the loading frequency on the compressive fatigue behavior of plain concrete and fiber reinforced concrete*. International Journal of Fatigue, Vol. 70, pp. 342-350, 2015.
- [Min-45] Miner, M. A.: *Cumulative Damage in Fatigue*. Journal of Applied Mechanics, 1945, S. A159-A164.
- [MoCu-19] Mosig, O., Curbach, M.: *Einfluss der Wassersättigung auf die statische und dynamische Druckfestigkeit von Beton*. Beton- und Stahlbetonbau, Jahrgang 114, Heft 3, 2019, S. 168-175.
- [MuAn-13] Müller, H. S., Anders, I., Breiner, R., Vogel, M.: *Concrete: treatment of types and properties in fib Model Code 2010*. Structural Concrete No. 4, Vol. 14, pp. 320-334, 2013.
- [MüKv-02] Müller, H. S., Kvitsel, V.: *Kriechen und Schwinden von Beton*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1, Jahrgang 97, 2002, S. 8-19.

- [Nöl-10] Nöldgen, M.: *Modellierung von ultrahochfestem Beton (UHPC) unter Impaktbelastung*. Dissertation, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 14, Universität Kassel, 2010.
- [Oh-91] Oh, B. H.: *Fatigue-Life distribution of concrete for various stress levels*. ACI Materials Journal, No. 2, Vol. 88, 1991, pp. 122-128.
- [One-14] Oneschkow, N.: *Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung*. Dissertation, Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 13, Leibniz Universität Hannover, 2014.
- [OnLo-17a] Oneschkow, N., Lohaus, L.: *Zum Ermüdungsnachweis von druckschwellbeanspruchtem Beton - Teil 1: Struktur des Ermüdungsnachweises*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, Jahrgang 112, 2017, S. 530-540.
- [OnLo-17b] Oneschkow, N., Lohaus, L.: *Zum Ermüdungsnachweis von druckschwellbeanspruchtem Beton - Teil 2: Sicherheitsüberlegungen und Potenzial für Weiterentwicklungen*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9, Jahrgang 112, 2017, S. 611-622.
- [OnVdH-18] Oneschkow, N., von der Haar, C., Hümme, J., Otto, C., Lohaus, L., Marx, S.: *Ermüdung von druckschwellbeanspruchtem Beton – Materialverhalten, Modellbildung, Bemessung*. In: Beton-Kalender 2018 Teil 2: Bautenschutz, Brandschutz. Hrsg.: Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J. D. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2018.
- [Ort-06] Ortlepp, S.: *Zur Beurteilung der Festigkeitssteigerung von hochfestem Beton unter hohen Dehngeschwindigkeiten*. Dissertation, Technische Universität Dresden, 2006.
- [OtLo-18] Otto, C., Lohaus, L., Cortado, D.: *Premature failure of high-strength grout in fatigue tests due to the warming of specimen during cyclic loading*. Proceedings of the 5th International fib Congress, 07.-11.10.2018, Melbourne, Australia
- [Paj-11] Pająk, M: *The influence of the strain rate on the strength of concrete taking into account the experimental techniques*. ACEE Journal, 3/2011, pp. 77-86.

- [Pal-24] Palmgren, A.: *Die Lebensdauer von Kugellagern*. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure. Band 68, Nr. 14, 1924, S. 339-341.
- [PeLe-90] Petkovic, G.; Lenschow, R.; Stemland, H.; Rosseland, S.: *Fatigue of High-Strength Concrete*. High-strength concrete: Second International Symposium, American Concrete Institute (ACI Special Publication 121), Detroit, 1990, pp. 505–525.
- [PeSt-92] Petkovic, G., Rosseland, S., Stemland, H.: *High Strength Concrete SP 3 Fatigue, Report 3.2 - Fatigue of High Strength Concrete*. SINTEF Report No. STF70 A92128, Trondheim 1992.
- [Pih-74] Pihlajavaara, S. E.: *A review of some of the main results of a research on the ageing phenomena of concrete: Effect of moisture conditions on strength, shrinkage and creep of mature concrete*. Cement and Concrete Research, Volume 4, Issue 5, pp. 761–771, 1974.
- [Pow-65] Powers, T. C.: *Mechanisms of shrinkage and reversible creep of hardened cement paste*. The structure of concrete and its behaviour under load, Proceedings of an International Conference, London, September 1965.
- [Pöl-00] Pölling, R.: *Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2000.
- [Ras-62] Rasch, C.: *Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 154, Ernst & Sohn Verlag, 1962.
- [ReSt-78] Reinhardt, H. W., Stroeven, P., den Uijl, J. A., Kooistra, T. R., Vrencken, J. H. M.: *Einfluß von Schwingbreite, Belastungshöhe und Frequenz auf die Schwingfestigkeit von Beton bei niedrigen Bruchlastwechselzahlen*. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 9, 1978, S. 498-503.

- [RiYu-17] Rivas-López, M. J., Yu, R. C., López-Fidalgo, J., Ruiz, G.: *Optimal experimental design on the loading frequency for a probabilistic fatigue model for plain and fibre-reinforced concrete*. Computational Statistics and Data Analysis, Vol. 113, pp. 363-374, 2017.
- [Ros-91] Rossi, P.: *Influence of cracking in the presence of free water on the mechanical behavior of concrete*. Magazine of concrete research, Volume 43, Issue 154, 1991, pp. 53-57.
- [RüFr-01] Rübner, K., Fritz, T., Jacobs, F.: *Ringversuch zur Quecksilberporosimetrie an Zementmörtel*. Forschungsbericht 250, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, 2001.
- [SaYu-13] Saucedo, L., Yu, R. C., Medeiros, A., Zhang, X., Ruiz, G.: *A probabilistic fatigue model based on the initial distribution to consider frequency effect in plain and fiber reinforced concrete*. International Journal of Fatigue, Vol. 48, pp. 308-318, 2013.
- [Sch-81] Schickert, G.: *Formfaktoren der Betondruckfestigkeit*. Die Bautechnik, Heft 2, Jahrgang 58, 1981, S. 52-57.
- [Sch-82] Schneider, U.: *Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 337, Ernst & Sohn Verlag, 1982.
- [Sch-01] Schmidt-Hurtienne, B.: *Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluss des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung*. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 42, Universität Karlsruhe, 2001.
- [Sch-05] Schwabach, E.: *Verformungs- und Degradationsverhalten von niederzyklisch uniaxial druckbeanspruchtem Beton*. Dissertation, Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus-Universität Weimar, 2005.
- [SchHü-18] Schneider, S., Hümme, J., Marx, S., Lohaus, L.: *Untersuchungen zum Einfluss der Probekörpergröße auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1, Jahrgang 113, 2018, S. 58-67.

- [ScVö-12] Schneider, S., Vöcker, D., Marx, S.: *Zum Einfluss der Belastungsfrequenz und der Spannungsgeschwindigkeit auf die Ermüdungsfestigkeit von Beton*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 12, Jahrgang 107, 2012, S. 836-845.
- [SeKr-85] Seeberger, J., Kropp, J., Hilsdorf, H. K.: *Festigkeitsverhalten und Strukturänderungen von Beton bei Temperaturbeanspruchung bis 250 °C*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 360, Ernst & Sohn Verlag, 1985.
- [Set-77] Setzer, M. J.: *Einfluss des Wassergehalts auf die Eigenschaften des erhärteten Betons*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 280, Ernst & Sohn Verlag, 1977.
- [Sie-82] Siemes, A. J. M.: *Fatigue of plain concrete in uniaxial compression*. IABSE Report 37, 1982, pp. 283-292.
- [Sie-89] Siebel, E.: *Verformungsverhalten, Energieaufnahme und Tragfähigkeit von Normal- und Leichtbeton im Kurzzeitdruckversuch*. Forschungsinstitut der Zementindustrie, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1989.
- [SmSl-89] Smadi, M. M., Slate, F. O.: *Microcracking of High and Normal Strength Concretes under Short- and Long-Term Loadings*. ACI Materials Journal, No. 2, Vol. 86, 1989.
- [SpMe-73] Sparks, P. R., Menzies, J. B.: *The effect of rate of loading upon the static and fatigue strengths of plain concrete in compression*. Magazine of Concrete Research, No. 83, Vol. 25, 1973, pp. 73-80.
- [StLa-06] Stempniewski, L., Larcher, M., Steiner, S.: *Beton unter hochdynamischer Belastung*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, Jahrgang 101, 2006, S. 152-162.
- [StMö-01] Stark, J., Möser, B., Eckart, A.: *Neue Ansätze zur Zementhydratation, Teil 1*. ZKG-International. Jahrgang 54, Heft 1, 2001, S. 52-60.
- [StMö-01b] Stark, J., Möser, B., Eckart, A.: *Neue Ansätze zur Zementhydratation, Teil 2*. ZKG-International. Jahrgang 54, Heft 2, 2001, S. 114-119.

- [StSc-13] Stephan, P., Schaber, K., Stephan, K., Mayinger, F.: *Thermodynamik – Grundlagen und technische Anwendungen Band 1: Einstoffsysteme*. 19. Auflage, Springer-Vieweg, 2013.
- [StWi-98] Stark, J., Wicht, B.: *Anorganische Bindemittel – Zement – Kalk – Spezielle Bindemittel*. Schriften der Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, Heft 109, 1998. ISBN 3-86068-093-5
- [StWi-13] Stark, J., Wicht, B.: *Dauerhaftigkeit von Beton*. 2. Auflage, Springer Vieweg Verlag, 2013.
- [TaKe-09] Taferner, J., Keuser, M., Bergmeister, K.: *Integrale Konstruktionen aus Beton*. In: Beton-Kalender 2009 Teil 2: Konstruktiver Hochbau – Aktuelle Massivbaunormen. Hrsg.: Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J. D. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2009.
- [TeFr-77] Tepfers, R., Fridén, C., Georgsson, L.: *A study of the applicability to the fatigue of concrete of the Palmgren-Miner partial damage hypothesis*. Magazine of Concrete Research, No. 100, Vol. 29, 1977, pp. 123-130.
- [TeGö-73] Tepfers, R., Görlin, J., Samuelsson, T.: *Concrete subjected to pulsating load and pulsating deformation of different pulse waveforms*. Nordisk Betong, Vol. 17, No. 4, pp. 27-36, 1973.
- [TeKu-79] Tepfers, R., Kutti, T.: *Fatigue Strength of Plain, Ordinary, and Lightweight Concrete*. ACI Journal, Vol. 76, No. 5, pp. 635-652, 1979.
- [Thi-93] Thienel, K.-C.: *Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung - Versuche und Modellbildung*. Dissertation. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Heft 104, 1993.

- [ToLo-19] Tomann, C.; Lohaus, L.; Aldakeel, F.; Wriggers, P.: *Influence of water-induced damage mechanisms on the fatigue deterioration of high-strength concrete*. Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - innovations in materials, design and structures, Krakow, Poland, 27-29 May, 2019, pp. 1944-1951.
- [TuMu-06] Tue, N. V., Mucha, S.: *Ermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton unter Druckbeanspruchung*. Bautechnik, Heft 7, Jahrgang 83, 2006, S. 497-504.
- [Urr-18] Urrea, F. A.: *Influence of elevated temperatures up to 100 °C on the mechanical properties of concrete*. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe, KIT Scientific Publishing, Heft 84, 2018
- [vdH-17] von der Haar, C.: *Ein mechanisch basiertes Dehnungsmodell für ermüdungsbeanspruchten Beton*. Dissertation. Berichte des Instituts für Massivbau der Universität Hannover, Heft 11, 2017.
- [vdHHü-15] von der Haar, C., Hümme, J., Marx, S., Lohaus, L.: *Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten eines höherfesten Normalbetons*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10, Jahrgang 110, 2015, S. 699-709.
- [VDZ-02] Verein Deutscher Zementwerke e. V. (Hrsg.): *Zement-Taschenbuch 2002*. Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 2002. ISBN 3-7640-427-4
- [vMie-86] van Mier, J. G. M.: *Fracture of concrete under complex stress*. Heron, No. 3, Vol. 31, 1986.
- [VoVö-20] Vogel, A., Völker, C., Bode, M., Marx, S.: *Messung und Simulation der Erwärmung von ermüdungsbeanspruchten Betonprobekörpern*. Bauphysik, Heft 2, Jahrgang 42, 2020, S. 86-93.
- [Wal-57] Walz, K.: *Gestaltfestigkeit von Betonkörpern*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 122, Ernst & Sohn Verlag, 1957.

- [WeCh-96] Wee, T. H., Chin, M. S., Mansur, M. A.: *Stress-strain relationship of high-strength concrete in compression*. Journal of Materials in Civil Engineering, No. 2, Vol. 8, 1996.
- [Wef-10] Wefer, M.: *Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung*. Dissertation, Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 13, Leibniz Universität Hannover, 2010.
- [WeFr-71] Weigler, H., Freitag, W.: *Dauerschwell- und Betriebsfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton*. Forschungsvorhaben des Bundesministeriums für Verkehr. A.Z. W6-6024 W69, 1971.
- [Wes-93] Wesche, K.: *Baustoffe für tragende Bauteile. Bd. 2. Beton, Mauerwerk (Nichtmetallisch-organische Stoffe): Herstellung, Eigenschaften, Verwendung, Dauerhaftigkeit*. 3., völlig neubearb. und erw. Aufl., Bauverlag GmbH, 1993.
- [Win-10] Winkler, H.: *Über mechanische Eigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls*. Forschungsbericht 288, BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, 2010.
- [Wis-72] Wischers, G., Lusche, M.: *Einfluß der inneren Spannungsverteilung auf das Tragverhalten von druckbeanspruchtem Normal- und Leichtbeton*. Beton, Heft 8, 1972, S. 343-347.
- [Wit-77] Wittmann, F. H.: *Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 290, Ernst & Sohn Verlag, 1977.
- [Wit-87] Wittmann, F. H.: *Structure of concrete and crack formation*. In: Herrmann, K. P., Larsson, L. H. (Hrsg.): *Fracture of Non-Metallic Materials: Proceeding of the 5th Advanced Seminar on Fracture Mechanics*, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 14-18 October 1985.
- [Wöh-70] Wöhler, A.: *Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl*. Verlag von Ernst & Korn, Berlin, 1870.

- [Wör-04] Wörmann, R.: *Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nichtlineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken*. Dissertation. Abteilung Bauingenieurwesen im Fachbereich D, Bergische Universität Wuppertal, 2004.
- [ZhPh-96] Zhang, B., Phillips, D. V., Wu, K.: *Effects of loading frequency and stress reversal on fatigue life of plain concrete*. Magazine of Concrete Research, Vol. 48, No. 177, 1996, pp. 361–375.
- [Zie-82] Zielinski, A. J.: *Fracture of concrete and mortar under uniaxial impact tensile loading*. Dissertation, Technische Hogeschool van Delft, 1982.
- [ZiKI-79] Ziegeldorf, S., Kleiser, K., Hilsdorf, H. K.: *Vorherbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 305, Ernst & Sohn Verlag, 1979.
- [Zil-10] Zilch, K., Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau – Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2. neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Springer-Verlag, 2010. DOI 10.1007/978-3-540-70638-0

Abbildungsverzeichnis

2-1:	Betrachtungsebenen von Beton nach [Zil-10]	5
2-2:	ESEM Aufnahme von spitznadligen C-S-H-Phasen nach 360 Tagen Hydratationszeit [StWi-13]	6
2-3:	Phasengrenzbereich zwischen Gesteinskörnung und Zementstein [StWi-13]	6
2-4:	Größenvergleich von Partikeln und Poren im Beton [Set-77]	6
2-5:	Volumenanteile im Zementstein in Abhängigkeit vom W/Z-Wert [VDZ-02]	6
2-6:	$E_{\text{Gesteinskorn}} > E_{\text{Matrix}}$ – Hauptspannungslinien (links), Spannungsverteilung an einem Einschluss (Mitte), Mikrorissbildung (rechts) [Wis-72]	8
2-7:	$E_{\text{Gesteinskorn}} < E_{\text{Matrix}}$ – Hauptspannungslinien (links), Spannungsverteilung an einem Einschluss (Mitte), Mikrorissbildung (rechts) [Wis-72]	8
2-8:	Relative Abhängigkeit der Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen von der Probekörpergröße [Wes-93]	9
2-9:	Einfluss der Probekörperschlankheit auf die Druckfestigkeit [Grü-01]	9
2-10:	Bruchkörper von Würfeln und Zylindern mit unterschiedlichen Lasteinleitungsplatten nach [Zil-10]	9
2-11:	Schematische Spannungs-Dehnungslinie unter monoton steigender einaxialer Beanspruchung [Pöl-00]	10
2-12:	Einfluss der Probekörperhöhe auf den Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie im Nachbruchbereich [vMie-86]	11
2-13:	Spannungs-Verformungslinie im Nachbruchbereich für unterschiedliche Probekörperhöhen [vMie-86]	11

2-14:	Konvexer Verlauf der unteren Spannungs-Dehnungslinie bei Längsverformungsmessung über gesamte die Probekörperhöhe [Grü-01]	12
2-15:	Längs- und Querdehnungsverlauf sowie Volumenänderung unter Druckbeanspruchung [Wes-93]	13
2-16:	Prinzipielle Spannungs-Dehnungslinien für normalfesten Beton und dessen Gesteinskörnung sowie Zementstein [Fip-90]	14
2-17:	Prinzipielle Spannungs-Dehnungslinien für hochfesten Beton und dessen Gesteinskörnung sowie Zementstein [Fip-90]	14
2-18:	Spannungs-Dehnungslinien von Betonen unterschiedlicher Druckfestigkeiten [WeCh-96]	15
2-19:	Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Gleichung (2-2) für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten nach [Fib-10]	15
2-20:	Aufbringbare Dehngeschwindigkeiten verschiedener Prüfmaschinen nach [Paj-11] sowie für verschiedene Belastungsszenarien nach [CEB-88] und [Fib-10]	16
2-21:	Spannungs–Dehnungslinien für unterschiedliche Dehngeschwindigkeiten [Ras-62]	18
2-22:	Dehnung bei Maximallast für unterschiedliche Dehngeschwindigkeiten [Fib-10]	18
2-23:	Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf die Betondruckfestigkeit [BiPe-91]	19
2-24:	Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf die Betonzugfestigkeit [Bac-93]	19
2-25:	Vergleich der Festigkeitssteigerung zwischen zug- und druckbeanspruchten Betonproben [Paj-11]	20
2-26:	Ursachen der Festigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit [Cur-87]	20

2-27:	Einfluss der Feuchte: a) Porenwasser-druck und b) Stefan-Effekt [Sch-01]	22
2-28:	Homogenisierung der dynamischen Spannungsverteilung nach [Cur-87] aus [Ort-06]	22
2-29:	Dehnungs-Zeit-Verlauf am Zugrand eines dynamisch beanspruchten Bal-kens [Cur-87]	23
2-30:	Geschwindigkeitsabhängige Zugspannungs- entwicklungen im Rissbereich (Ligament) einer Betonscheibe [Cur-87]	23
2-31:	Druckfestigkeitserhöhung in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit nach [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10]	25
2-32:	Druckfestigkeitserhöhung in Abhängig-keit von der Spannungsgeschwindigkeit nach [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10]	25
2-33:	Porenradienverteilung eines thermisch beanspruchten Betons mit Mikrosilika [DiJu-89]	30
2-34:	Porenradienverteilung eines thermisch beanspruchten Betons mit Flugasche [DiJu-89]	30
2-35:	Schematische Darstellung des trockenen Zementgels (links), des expandierten Zementgels im unteren Feuchtigkeitsbereich (Mitte) und der trennenden Wirkung des Spaltdrucks an einigen Kontaktstellen (rechts) [Wit-77]	31
2-36:	Bild 2 36: Beispiele für den Bereich der thermischen Stabilitäten und Prozesse in der Gesteinskörnung durch während Temperaturerhöhungen [Fib-07]	33
2-37:	Einfluss des Feuchtegehalts auf die Temperaturdehnung von Zementstein [Bud-89]	35
2-38:	Anteile des Zementsteins und der Gesteinskörnung am Längenausdehnungskoeffizienten α von Beton nach Gleichung (2-14)	37

2-39:	Schematische Darstellung der thermischen Inkompatibilität zwischen Gesteinskörnung und Zementstein [Fib-07]	37
2-40:	Gefügespannungen im Beton infolge einer Erwärmung nach [ZiKI-79]	38
2-41:	Haftrisse [Hin-87]	38
2-42:	Matrixrisse [Hin-87]	38
2-43:	Schematische Darstellung der hydrothermalen Reaktion zwischen quarzitischer Gesteinskörnung und Calciumhydroxid [KoSe-79]	39
2-44:	Beziehung zwischen relativem Elastizitätsmodul und Probekörpertemperatur nach [Fib-13]	42
2-45:	Temperaturabhängige Spannungs–Dehnungslinien eines hochfesten Betons mit Polypropylenfasern [Hui-10]	42
2-46:	Vergleich zwischen Warm- und Kalt-druckfestigkeit nach Abkühlung von unversiegelten Betonen [Mal-56]	42
2-47:	Vergleich zwischen Warm- und Kalt-druckfestigkeit von unversiegelten hochfesten Betonen [ChKh-01]	42
2-48:	Druckfestigkeitsverlust von Beton in Abhängigkeit vom E-Modul bzw. dem Längenausdehnungskoeffizienten [BIDi-76]	43
2-49:	Relative temperaturabhängige Warmdruckfestigkeit von normal- und hochfestem Beton [DiJu-89]	44
2-50:	Relative temperaturabhängige Druckfestigkeit von normalfesten Betonen [Kod-14]	44
2-51:	Relative temperaturabhängige Druckfestigkeit von hochfesten Betonen [Kod-14]	44
2-52:	Warmdruckfestigkeit von hochfestem Beton mit Polypropylen-Fasern für verschiedene Belastungsgrade α [Hui-10]	45

2-53: Warm- und Kaltdruckfestigkeit von hochfestem Beton mit und ohne Vorbelastung [ChKh-01]	45
2-54: Vergleich der Warmdruckfestigkeit aus isothermischen und anisothermischen Versuchen [Thi-93]	46
2-55: Einfluss der Temperatur (bis 160 °C) auf die Warmdruckfestigkeit von Beton [BIDi-76]	46
2-56: Bezogene Warmdruckfestigkeit von normalfestem Beton unter erhöhten Temperaturen und verschiedenen Luftfeuchtigkeiten [Urr-18]	47
2-57: Warmdruckfestigkeit von unversiegeltem und nicht vorbelastetem Zementstein [DiKh-90]	47
2-58: Beziehung zwischen bezogener Druckfestigkeit und Probekörpertemperatur nach [Fib-13]	50
3-1: Einteilung ermüdungsbeanspruchter Bauwerke in Lastwechselbereiche [Hsu-81]	51
3-2: Kennwerte einer sinusförmigen Spannungs-Zeit-Funktion	52
3-3: Beanspruchungsbereiche im Ermüdungsversuch nach [DIN 50100]	52
3-4: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach [CEB-93]	56
3-5: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach [Fib-10]	56
3-6: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach [DIN EN 1992-2]	56
3-7: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach [DNV-502]	56
3-8: Schematische Darstellung der Palmgren-Miner-Regel	60

3-9:	Schematischer Dehnungsverlauf von einaxial druckschwellbeanspruchtem Beton	61
3-10:	Vergleich des logarithmischen Dehnungszuwachses zwischen normal- und hochfestem Beton [Wef-10]	61
3-11:	Schematische Darstellung der Dehnungsanteile im Ermüdungsversuch [vdH-17]	62
3-12:	Zyklische Spannungs-Dehnung-Linien eines normalfesten Betons [Hol-79]	62
3-13:	Abnahme des Sekantenmoduls eines normalfesten Betons [Hol-79]	62
3-14:	Bruchlastwechselzahlen von normal- und hochfestem Beton [KiKi-96]	64
3-15:	Bruchlastwechselzahlen von normal- und hochfestem Beton [Hoh-04]	64
3-16:	Bruchlastwechselzahlen von Leichtbeton für unterschiedliche Belastungsfrequenzen und $S_{\min} \approx 0,20$ [WeFr-71]	66
3-17:	Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton für unterschiedliche Belastungsfrequenzen $S_{\min} = 0,20$ [Kla-78]	66
3-18:	Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton mit Flussskies unter unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten [SpMe-73]	67
3-19:	Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton mit Kalkstein unter unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten [SpMe-73]	67
3-20:	Bruchlastwechselzahlen kleinformatiger und hochfrequent geprüfter Proben aus Normalbeton [TeFr-77]	68
3-21:	Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen und konstanter Oberspannung $S_{\max} = 0,875$ [ReSt-78]	68

3-22: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen [Hol-79]	69
3-23: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton und unterschiedlichen Belastungsfrequenzen [Hsu-81]	69
3-24: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton und unterschiedlichen Belastungsfrequenzen mit $S_{\min} = 0,05$ [Fur-84]	70
3-25: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton und unterschiedlichen Belastungsfrequenzen mit $S_{\min} = 0,05$ [ZhPh-96]	70
3-26: Einfluss der Belastungsfrequenz in Abhängigkeit von der Oberspannung für luftgelagerte Betone und $\sigma_{\min} = 2$ MPa [Hoh-04]	71
3-27: Einfluss der Belastungsfrequenz in Abhängigkeit von der Oberspannung für wassergelagerte Betone und $\sigma_{\min} = 2$ MPa [Hoh-04]	71
3-28: Bruchlastwechselzahlen eines UHPC ($f_c = 180$ MPa) für Belastungsfrequenzen von 10 Hz und 65 Hz und $S_{\min} = 0,05$ [Wef-10]	72
3-29: Bruchlastwechselzahlen eines HPC ($f_c = 117$ MPa) für Belastungsfrequenzen von 0,1 Hz, 1 Hz und 5 Hz und $S_{\min} = 0,05$ [GrOn-11]	73
3-30: Bruchlastwechselzahlen eines HPC ($f_c = 117$ MPa) für Belastungsfrequenzen von 10 Hz, 1 Hz und 62 Hz und $S_{\min} = 0,05$ [GrOn-11]	73
3-31: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton für unterschiedliche Belastungsfrequenzen und $S_{\min} = 0,255$ [SaYu-13]	74
3-32: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton für unterschiedliche Belastungsfrequenzen [SaYu-13], [MeZh-15]	74

3-33: Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Beton für unterschiedliche Belastungsfrequenzen und sinusförmiger Beanspruchung [One-14]	75
3-34: Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Beton unter Berücksichtigung der umgerechneten Beanspruchungsniveaus [One-14]	75
3-35: Temperaturentwicklung einer nicht wärmebehandelten Probe bei einer Belastungsfrequenz f von ca. 60 Hz [And-14]	76
3-36: Bruchlastwechselzahlen wärmebehandelter und nicht wärmebehandelter hochfester Betone [And-14]	76
3-37: Temperaturzunahme von hochfestem Vergussbeton unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen [EILo-14]	77
3-38: Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Vergussbeton unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen [Els-15]	77
3-39: Temperaturzunahme eines hochfesten Vergussbetons bei auf $S_{\min} / S_{\max} = 0,05 / 0,75$ und 1 Hz bzw. 10 Hz [Els-15]	77
3-40: Temperaturzunahme eines hochfesten Vergussbetons bei auf $S_{\min} / S_{\max} = 0,05 / 0,60$ und 1 Hz bzw. 10 Hz [Els-15]	77
3-41: Bruchlastwechselzahlen eines höherfesten Normalbetons unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen [vdHHü-15]	78
3-42: Probekörpertemperaturen eines höher-festen Normalbetons auf unterschiedlichen Lastniveaus und unter 1 Hz und 10 Hz [vdHHü-15]	78
3-43: Dissipationsenergie unter zyklischer Beanspruchung [BoMa-19]	79
3-44: Gegenüberstellung der Dissipationsenergie und der Probekörpertemperatur [BoMa-19]	79
3-45: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton unter Wasser mit $R = 0,1$ und versch. Belastungsfrequenzen [Sie-82]	80

3-46: Bruchlastwechselzahlen eines hochfesten Betons unter Wasser für versch. Belastungsfrequenzen [ToLo-19]	80
3-47: Sinus-, dreick- und rechteckförmige Belastungsfunktion [MaGr-17]	81
3-48: Bruchlastwechselzahlen von Leichtbeton für unterschiedliche Belastungsfunktionen [WeFr-71]	82
3-49: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton für unterschiedliche Belastungsfunktionen [TeGö-73]	82
3-50: Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Beton für unterschiedliche Belastungsfunktionen [One-14]	83
3-51: Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Beton für unterschiedliche Belastungsfunktionen [One-14]	83
3-52: Belastungsfunktionen mit Lage ihrer Flächenschwerpunkte	84
3-53: Wöhlerlinien für Biegeschwellversuche an Normalbeton mit und ohne Belastungspausen [HiKe-66]	85
3-54: Bruchlastwechselzahlen von Leichtbeton unter Berücksichtigung von Belastungspausen [WeFr-71]	85
3-55: Bruchlastwechselzahlen von Versuchen an Normalbeton ohne Belastungspausen und mit 3-minütigen Belastungspausen [Här-77]	85
3-56: Einfluss von Belastungspausen auf den Ermüdungswiderstand von Normalbeton bei $S_{\max} = 0,66$ [Hoh-04]	86
3-57: Einfluss von Belastungspausen auf den Ermüdungswiderstand von Normalbeton bei $S_{\max} = 0,84$ [Hoh-04]	86
3-58: Mittelwerte der Längsdehnungen für $S_{\max} = 0,675$ und $S_{\min} = 0,10$ aus je drei Proben [Brlb-07]	87
3-59: Mittelwerte der Querdehnungen für $S_{\max} = 0,675$ und $S_{\min} = 0,10$ aus je drei Proben [Brlb-07]	87

4-1:	Prüftechnisch beeinflussbare Schädigungsprozesse unter zyklischer Belastung	90
5-1:	Isometrische Darstellung des verwendeten Schalungssystems	98
5-2:	Querschnittsdarstellung des verwendeten Schalungssystems	98
5-3:	Vergleichende schematische Belastungsverläufe der zyklischen Versuche ohne Belastungspause	101
5-4:	Vergleichende schematische Temperaturänderungsverläufe der zyklischen Versuche ohne Belastungspause	101
5-5:	Vergleichende schematische Belastungsverläufe der zyklischen Versuche mit und ohne Belastungspause	101
5-6:	Vergleichende schematische Temperaturänderungsverläufe der zyklischen Versuche mit und ohne Belastungspause	101
5-7:	Einfluss des zyklischen Spannungsniveaus auf die Kriechverformung	104
5-8:	Verlauf des kriechaffinen Beanspruchungsniveaus für $S_{\min} = 0,05$	104
5-9:	Servohydraulische Universalprüfmaschine UPM 1	106
5-10:	Universalprüfmaschine mit Pulsatorbetrieb UPM 2	106
5-11:	Schematischer Versuchsaufbau	107
5-12:	Versuchsaufbau in hydraulischer Universalprüfmaschine UPM 1	107
5-13:	Versuchsaufbau in Universalprüfmaschine mit Pulsatorbetrieb UPM 2	107
5-14:	Belastungsverlauf während der Versuche mit zyklischer Belastung	109
5-15:	Belastungsverlauf während der Belastungspausen	109

6-1:	Spannungs-Dehnungslinien der Probekörper der Charge A im Alter von 109 Tagen	112
6-2:	Spannungs-Dehnungslinien der Probekörper der Charge A im Alter von 243 Tagen	112
6-3:	Druckfestigkeiten in Abhängigkeit vom Probekörperalter	113
6-4:	Dehnungen bei Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Probekörperalter für 0,5 MPa/s	113
6-5:	Gemittelte Spannungs-Dehnungslinien der Probekörper der Charge A unter verschiedenen Spannungsgeschwindigkeiten	114
6-6:	Druckfestigkeiten der Charge A in Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit im Vergleich zu [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10]	115
6-7:	Zeitliche Spannungsgeschwindigkeitsentwicklung während der Versuche	116
6-8:	Zeitliche Druckspannungsentwicklungen während der Versuche	116
6-9:	Dehnungen beim Erreichen der Druckfestigkeit der Charge A in Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit im Vergleich zu [CEB-88], [CEB-93] und [Fib-10]	116
6-10:	Zeitliche Dehngeschwindigkeitsentwicklung während der Versuche	117
6-11:	Zeitliche Dehnungsentwicklungen während der Versuche	117
6-12:	Druckfestigkeiten der Charge B in Abhängigkeit von der Probekörpertemperatur im Vergleich zu [Fib-10]	118
6-13:	Relative Druckfestigkeiten der Charge B in Abhängigkeit von der Probekörpertemperatur im Vergleich zu [Fib-10]	118
6-14:	Bruchlastwechselzahlen ohne Belastungspausen im Vergleich zur Wöhlerkurve nach [Fib-10]	119

6-15: Mittlere Bruchlastwechselzahlen ohne Belastungspausen im Vergleich zur Wöhlerkurve nach [Fib-10]	119
6-16: Bruchlastwechselzahlen mit Belastungspausen (BP) im Vergleich zur Wöhlerkurve nach [Fib-10]	121
6-17: Mittlere Bruchlastwechselzahlen mit Belastungspausen (BP) im Vergleich zur Wöhlerkurve nach [Fib-10]	121
6-18: Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit und ohne Belastungspausen (BP) und mit einer Belastungsfrequenz von $f = 4$ Hz	122
6-19: Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit und ohne Belastungspausen (BP) und mit einer Belastungsfrequenz von $f = 7$ Hz	122
6-20: Temperaturänderungen ΔT_t (links) und ΔT_N (rechts) auf mittlerer Probenhöhe ohne Belastungspause (verkürzte Abszissenskalierung bei $S_{\max}/S_{\min} = 0,70/0,05$)	124
6-21: Maximale Temperaturdifferenzen ΔT_{\max} auf mittlerer Probekörperhöhe für die Versuche ohne Belastungspause	127
6-22: Temperaturdifferenzen $\Delta T_{1000s,mitte}$ auf mittlerer Probekörperhöhe der Versuche ohne Belastungspause nach 1.000 Sekunden auf mittlerer Probekörperhöhe	127
6-23: Temperaturdifferenzen $\Delta T_{2000LW,mitte}$ auf mittlerer Probekörperhöhe der Versuche ohne Belastungspause nach 2.000 Lastwechseln auf mittlerer Probekörperhöhe	126
6-24: Gemittelte Temperaturänderungen je Lastwechsel der Versuche ohne BP auf Beanspruchungsniveau $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$	128
6-25: Gemittelte Temperaturänderungen je Lastwechsel der Versuche ohne BP auf Beanspruchungsniveau $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$	128
6-26: Gemittelte Temperaturänderungen je Lastwechsel der Versuche ohne BP auf Beanspruchungsniveau $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$	128

6-27: Verlauf der Dissipationsenergie E_δ für $S_{\max} = 0,80$ und $f = 2$ Hz	129
6-28: Verlauf der Dissipationsenergie E_δ für $S_{\max} = 0,80$ und $f = 4$ Hz	129
6-29: Verlauf der Dissipationsenergie E_δ für $S_{\max} = 0,80$ und $f = 7$ Hz	130
6-30: Verlauf der gemittelten Dissipationsenergie E_δ für $S_{\max} = 0,80$ (Darstellung bis $N/N_f = 0,4$)	130
6-31: Temperaturänderungen ΔT_t (links) und ΔT_N (rechts) auf mittlerer Probekörperhöhe der Versuche mit Belastungspause auf mittlerer Probekörperhöhe (verkürzte Abszissenskalierung bei $S_{\max}/S_{\min} = 0,70/0,05$ unten)	131
6-32: Feuchtigkeitsgehalt der Versuche unter monoton steigender Beanspruchung	132
6-33: Feuchtigkeitsgehalt der Ermüdungsversuche. Links: kontinuierliche Versuche; rechts: kontinuierliche 2-Hz-Versuche und Versuche mit Belastungspause (BP)	134
7-1: Ablaufschema zur Bestimmung frequenzabhängiger Wöhlerlinien	137
7-2: Sinusförmige Beanspruchungs-Zeit-Kurve $\sigma(t)$ mit mittlerer $\dot{\sigma}_m$ und maximaler Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_{\max}$	139
7-3: Effektives spannungsgeschwindigkeitsabhängiges Oberspannungsniveau $S_{\max,eff}$	142
7-4: Effektives spannungsgeschwindigkeits-abhängiges Unterspannungsniveau $S_{\min,eff}$	142
7-5: Schematische Darstellung der effektiven, spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Wöhlerlinie	144
7-6: Effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinien für die 2-Hz-Versuche ohne und die 4-Hz- und 7-Hz-Versuche mit Belastungspause	144

7-7:	Effektive spannungsgeschwindigkeits-abhängige Wöhlerlinien für die 2-Hz-, 4-Hz- und 7-Hz-Versuche ohne Belastungspause	144
7-8:	Zylindrischer Körper zur Betrachtung des thermischen Einkörperproblems	147
7-9:	Erhöhung der konstant zugeführten Leistung p	147
7-10:	Schematischer Verlauf der Übertemperatur für $\Delta T(0) < \Delta T(\infty)$	149
7-11:	Schematischer Verlauf der Temperaturänderung für $\Delta T(0) = 0$	149
7-12:	Gemessene Temperaturänderungen und Ausgleichskurven nach Gleichung (7-6) der ununterbrochenen Ermüdungsversuche	152
7-13:	Stationäre Temperaturerhöhungen $\Delta T_{\text{stationär}}$ und Regressionskurven	154
7-14:	Approximation des Faktors a in Gleichung (7-17)	155
7-15:	Approximation des Exponenten b in Gleichung (7-17)	155
7-16:	Vergleich der Gleichung (7-23) mit $\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$	156
7-17:	Anwendung der Gleichung (7-23) für verschiedene S_{max} und f	156
7-18:	Regressionen des Exponenten k_{mittel} nach Tabelle 7-1 in Abhängigkeit von S_{max}	158
7-19:	Regressionen des Exponenten k_{mittel} nach Tabelle 7-1 in Abhängigkeit von f	158
7-20:	Vergleich der Modellgleichung (7-24) mit k_{mittel} über S_{max}	159
7-21:	Vergleich der Modellgleichung (7-24) mit k_{mittel} über f	159
7-22:	Anwendung der Gleichung (7-24) für verschiedene S_{max} und f	160

7-23: Vergleich von Gleichung (7-25) mit den Ausgleichskurven (links), Anwendung von Gleichung (7-25) für verschiedene Belastungsfrequenzen und Oberspannungsniveaus (rechts)	161
7-24: Gemessene Temperaturänderungen und Ausgleichskurven nach Gleichung (7-16) der ununterbrochenen 2-Hz- und der pausierten 4-Hz- und 7-Hz-Versuche	162
7-25: Temperaturabhängige Oberspannungsniveaus $S_{\max}(T)$ nach Gleichung (7-30) (links), temperaturabhängige Unterspannungsniveaus $S_{\min}(T)$ nach Gleichung (7-31) (rechts)	166
7-26: Temperaturabhängige Oberspannungsniveaus $S_{\max}(T)$ nach Gleichung (7-30) in Abhängigkeit von der Zeit t und der Belastungsfrequenz f	167
7-27: Temperaturabhängige Oberspannungsniveaus $S_{\max}(T)$ über der Zeit t nach Gleichung (7-30) (links) und über der Zeit t und der Belastungsfrequenz f (rechts)	168
7-28: Schrittweise Integration der makroskopischen Schädigungsmodelle in ein Gesamtmodell zur Erstellung frequenzabhängiger Wöhlerlinien	170
7-29: Schematische Ablauf zur Bestimmung der ertragbaren Lastwechselzahl	173
7-30: Vergleich der experimentellen mittleren Bruchlastwechselzahlen mit den adaptierten effektiven Wöhlerlinien	174
7-31: Extrapolation der effektiven 2 Hz Wöhlerlinie und der adaptierten effektiven Wöhlerlinien	174
7-32: Vergleich der experimentellen mittleren Bruchlastwechselzahlen mit den adaptierten Wöhlerlinien	175
7-33: Extrapolation der 2 Hz Wöhlerlinie und der adaptierten Wöhlerlinien	175
7-34: Extrapolation der effektiven 2 Hz Wöhlerlinie und der adaptierten effektiven Wöhlerlinien für 0,2 Hz und 12 Hz	176

7-35: Extrapolation der 2 Hz Wöhlerlinie und der adaptierten Wöhlerlinien für 0,2 Hz und 12 Hz	176
7-36: Darstellung der ertragbaren Lastwechselzahlen nach Gleichung (7-32) für verschiedene Belastungsfrequenzen und Oberspannungsniveaus	177
7-37: Berechnete innere Probekörpertemperaturen T beim Ermüdungsversagen	178
7-38: Kritisches Oberspannungsniveau $S_{\max, \text{krit}}$ für verschiedene Belastungsfrequenzen	178
7-39: Bruchlastwechselzahlenbereiche mit zugehörigen Belastungsfrequenzen für minimale und maximale Bruchlastwechselzahl	179
7-40: Bruchlastwechselzahlenbereiche oberhalb der Model Code 2010 Wöhlerlinie mit zugehörigen Belastungsfrequenzen für minimale und maximale Lastwechselzahl	180
7-41: Zulässige Belastungsfrequenzen für Bruchlastwechselzahlenbereiche oberhalb der Model Code 2010 Wöhlerlinie	180
7-42: Bruchlastwechselzahlen eines C 80/95	182
7-43: Temperaturänderungen eines C 80/95 während Ermüdungsversuchen	182
7-44: Gemessene und nach Gleichung (7-26) berechnete Temperaturänderungen für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,60$ und $f = 5$ Hz	183
7-45: Gemessene und nach Gleichung (7-26) berechnete Temperaturänderungen für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,625$ und $f = 5$ Hz	183
7-46: Gemessene und nach Gleichung (7-26) berechnete Temperaturänderungen für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,65$ und $f = 2$ Hz	184

7-47: Vergleich der aufgetragten Lastwechselzahlen mit den frequenzabhängigen Wöhlerlinien nach Gleichung (7-32) und (7-33)	184
7-48: Bruchlastwechselzahlen der Versuche ohne Belastungspausen an einem Beton C 80/95	185
7-49: Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit Belastungspausen (BP) an einem Beton C 80/95	185
7-50: Mittlere Bruchlastwechselzahlen der Versuche ohne Belastungspausen an einem Beton C 80/95	185
7-51: Mittlere Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit Belastungspausen (BP) an einem Beton C 80/95	185
7-52: Mittlere effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinien der Versuche mit Belastungspause (BP) an einem Beton C 80/95	186
7-53: Mittlere effektive spannungsgeschwindigkeitsabhängige Wöhlerlinien der Versuche ohne Belastungspause an einem Beton C 80/95	186
7-54: Extrapolation der effektiven 2 Hz-Wöhlerlinie und der adaptierten effektiven Wöhlerlinien	187
7-55: Extrapolation der 2 Hz Wöhlerlinie und der adaptierten Wöhlerlinien	187
7-56: Gemessene und nach Gleichung N-7 berechnete Temperaturänderungen für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,625$ und $f = 2$ Hz	188
7-57: Gemessene und nach Gleichung N-7 berechnete Temperaturänderungen für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,625$ und $f = 5$ Hz	188
7-58: Vergleich der aufgetragten Lastwechselzahlen mit den frequenzabhängigen Wöhlerlinien nach Gleichung N-8 und (7-33)	189
7-59: Zugehörige Belastungsfrequenzen f bei höchster Bruchlastwechselzahl	191

7-60: Maximale Temperaturänderungen $\Delta T_{\max, \text{au\ss en}}$ bei höchster Bruchlastwechselzahl	191
7-61: Bruchlastwechselzahlen infolge der in Tabelle 7-7 empfohlenen Belastungsfrequenzen f	192
7-62: Wöhlerlinien für maximale Temperaturänderungen $\Delta T_{\max, \text{au\ss en}}$	193
7-63: Äußere Temperaturänderungen $\Delta T_{\text{au\ss en}}$	193
7-64: Zugehörige Belastungsfrequenzen f für maximale Temperaturänderungen $\Delta T_{\max, \text{au\ss en}}$	193
7-65: Vergleich der temperaturbegrenzten Wöhlerlinie mit der frequenzbegrenzten Wöhlerlinie	193
7-66: Temperaturerhöhung eines temperaturgeregelten Ermüdungsversuchs	195
7-67: Frequenzbegrenzte Wöhlerlinie mit Frequenzbeiwert im Vergleich zur 0,1 Hz-Wöhlerlinie	198
7-68: Temperaturbegrenzte Wöhlerlinie mit Frequenzbeiwert im Vergleich zur 0,1 Hz-Wöhlerlinie	198
7-69: Frequenzbegrenzte Wöhlerlinie mit Frequenzbeiwert im Vergleich zur Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010	198
7-70: Temperaturbegrenzte Wöhlerlinie mit Frequenzbeiwert im Vergleich zur Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010	198

Tabellenverzeichnis

2-1:	Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen von quarzitischem und kalzitischem Beton nach [Sch-82] und [Thi-93]	28
2-2:	Längenausdehnungskoeffizienten α_G von Gesteinsarten [Det-62]	34
2-3:	Längenausdehnungskoeffizienten von Zementen [Det-62]	36
3-1:	Maßgebende Einflussparameter auf das Ermüdungsverhalten von Beton	54
5-1:	Betonzusammensetzung	97
5-2:	Versuche unter monoton steigender Beanspruchung mit unterschiedlichen Spannungsgeschwindigkeiten	99
5-3:	Versuchsprogramm der Ermüdungsversuche	101
5-4:	Belastungs- und Unterbrechungszeiten innerhalb der Beanspruchungsintervalle	103
5-5:	Kriechaffines Beanspruchungsniveau S_{cr}	105
5-6:	Messfrequenzen bei Versuchen unter monoton steigenden Beanspruchungen	108
5-7:	Messfrequenzen bei Versuchen unter zyklischen Beanspruchungen	109
7-1:	Parameter für die Ausgleichskurven nach Gleichung (7-6) zur Berechnung der zeitlichen Temperaturänderung $\Delta T(t)$	151
7-2:	Abweichungen zwischen der Modellgleichung (7-23) und den mittleren stationären Temperaturänderungen $\Delta T_{stationär,mittel}$ aus Tabelle 7-1	157
7-3:	Aufspannpunkte für Ebenengleichung (7-24)	158

7-4:	Abweichungen zwischen der Ebenengleichung (7-24) und den mittleren Exponenten k_{mittel}	159
7-5:	Parameter für die Ausgleichskurven nach Gleichung (7-16) zur Berechnung der zeitlichen Temperaturänderung $\Delta T(t)$	163
7-6:	Betonzusammensetzung des C 80/95	185
7-7:	Pragmatische Empfehlung für Belastungsfrequenzen zum Erreichen hoher Bruchlastwechselzahlen	191

Anhang

A Relative Druckfestigkeiten in Abhängigkeit von der Dehn- und Spannungsgeschwindigkeit

A-1 CEB Bulletin 187

Druckfestigkeitserhöhung $f_{c,imp,k}/f_{cm}$ in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon}_c$ nach CEB Bulletin 187 [CEB-88]:

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c}{\dot{\varepsilon}_{c0}} \right)^{1,026 \cdot \alpha} \quad \text{für } \dot{\varepsilon}_c \leq 30 \text{ s}^{-1} \quad (\text{A-1})$$

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \gamma \cdot \dot{\varepsilon}_c^{1/3} \quad \text{für } \dot{\varepsilon}_c > 30 \text{ s}^{-1} \quad (\text{A-2})$$

mit: $\dot{\varepsilon}_{c0} = 30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$

$$\alpha = 1 / (5 + \frac{3}{4} \cdot f_{cm})$$

$$\log \gamma = 6,156 \cdot \alpha - 0,492$$

$\dot{\varepsilon}_c$ Dehngeschwindigkeit des Betons in s^{-1}

$f_{c,imp,k}$ Dynamische Druckfestigkeit des Betons in MPa

f_{cm} Mittlere Druckfestigkeit des Betons in MPa

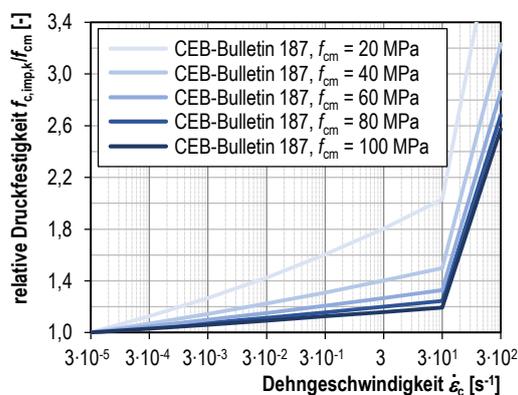


Bild A-1: Druckfestigkeitserhöhung in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit nach [CEB-88]

Druckfestigkeitserhöhung $f_{c,imp,k}/f_{cm}$ in Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_c$ nach CEB Bulletin 187 [CEB-88]:

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c0}} \right)^\alpha \quad \text{für } \dot{\sigma}_c \leq 10^6 \text{ MPa/s} \quad (\text{A-3})$$

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \beta \cdot \dot{\sigma}_c^{1/3} \quad \text{für } \dot{\sigma}_c > 10^6 \text{ MPa/s} \quad (\text{A-4})$$

mit: $\dot{\sigma}_{c0} = 1 \text{ MPa/s}$

$$\alpha = 1 / (5 + \frac{3}{4} \cdot f_{cm})$$

$$\log \beta = 6 \cdot \alpha - 2$$

$\dot{\sigma}_c$ Spannungsgeschwindigkeit des Betons in MPa/s

$f_{c,imp,k}$ Dynamische Druckfestigkeit des Betons in MPa

f_{cm} Mittlere Druckfestigkeit des Betons in MPa

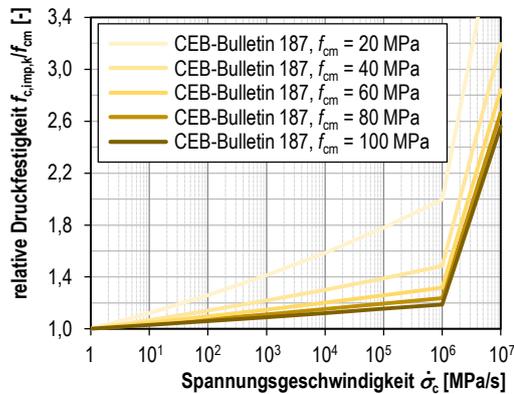


Bild A-2: Druckfestigkeitserhöhung in Abhängigkeit der Spannungsgeschwindigkeit nach [CEB-88]

A-2 Model Code 1990

Druckfestigkeitserhöhung $f_{c,imp,k}/f_{cm}$ in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon}_c$ nach CEB-FIP Model Code 1990 [CEB-93]:

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c}{\dot{\varepsilon}_{c0}} \right)^{1,026 \cdot \alpha_s} \quad \text{für } \dot{\varepsilon}_c \leq 30 \text{ s}^{-1} \quad (\text{A-5})$$

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \gamma_s \cdot \left(\frac{\dot{\varepsilon}_c}{\dot{\varepsilon}_{c0}} \right)^{1/3} \quad \text{für } \dot{\varepsilon}_c > 30 \text{ s}^{-1} \quad (\text{A-6})$$

mit: $\dot{\varepsilon}_{c0} = 30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$

$$\alpha_s = 1 / (5 + 9 \cdot f_{cm} / f_{cm0})$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$$\log \gamma_s = 6,156 \cdot \alpha_s - 2$$

$\dot{\varepsilon}_c$ Dehngeschwindigkeit des Betons in s^{-1}

$f_{c,imp,k}$ Dynamische Druckfestigkeit des Betons in MPa

f_{cm} Mittlere Druckfestigkeit des Betons in MPa

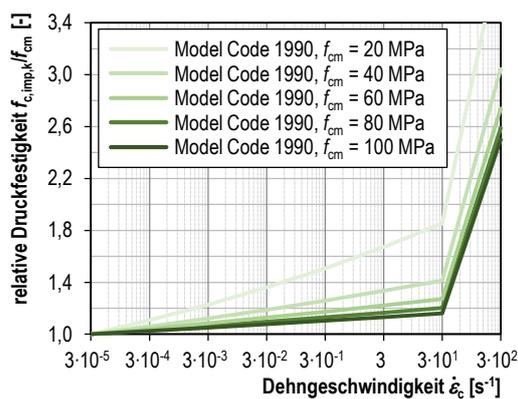


Bild A-3: Druckfestigkeitserhöhung in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit nach [CEB-93]

Druckfestigkeitserhöhung $f_{c,imp,k}/f_{cm}$ in Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_c$ nach CEB-FIP Model Code 1990 [CEB-93]:

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c0}} \right)^{\alpha_s} \quad \text{für } \dot{\sigma}_c \leq 10^6 \text{ MPa/s} \quad (\text{A-7})$$

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \beta_s \cdot \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c0}} \right)^{1/3} \quad \text{für } \dot{\sigma}_c > 10^6 \text{ MPa/s} \quad (\text{A-8})$$

mit: $\dot{\sigma}_{c0} = 1 \text{ MPa/s}$

$$\alpha_s = 1 / (5 + 9 \cdot f_{cm} / f_{cm0})$$

$$\log \beta_s = 6 \cdot \alpha_s - 2$$

$\dot{\sigma}_c$ Spannungsgeschwindigkeit des Betons in MPa/s

$f_{c,imp,k}$ Dynamische Druckfestigkeit des Betons in MPa

f_{cm} Mittlere Druckfestigkeit des Betons in MPa

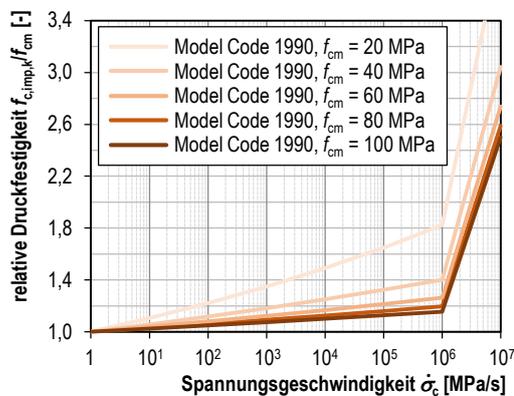


Bild A-4: Druckfestigkeitserhöhung in Abhängigkeit der Spannungsgeschwindigkeit nach [CEB-93]

B Relative Druckfestigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur

B-1 DIN EN 1992-1-2

Die relativen Druckfestigkeiten unter monoton steigender Beanspruchung bei erhöhten Temperaturen $f_{c,\theta}/f_{ck}$ sind nach [DIN EN 1992-1-2] für Normalbeton in Tabelle B-1 und für hochfesten Beton in Tabelle B-2 zusammengestellt.

Tabelle B-1: Reduzierung der Betondruckfestigkeit bei erhöhten Temperaturen für normalfeste Betone nach [DIN EN 1992-1-2]

Betontemperatur θ [°C]	Relative Druckfestigkeit $f_{c,\theta}/f_{ck}$ [-]	
	Quarzhaltige Zuschläge	Kalkhaltige Zuschläge
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91
400	0,75	0,85
500	0,60	0,74
600	0,45	0,60
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1.000	0,04	0,06
1.100	0,01	0,02
1.200	0,00	0,00

Tabelle B-2: Reduzierung der Betondruckfestigkeit bei erhöhten Temperaturen für höherfeste und hochfeste Betone nach [DIN EN 1992-1-2]

Betontemperatur θ [°C]	Relative Druckfestigkeit $f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]		
	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3
	C 55/67 C 60/75	C 55/67 C 60/75	C 90/105
20	1,00	1,00	1,00
50	1,00	1,00	1,00
100	0,90	0,75	0,75
200	0,90	0,75	0,70
250	0,90	0,75	0,675
300	0,85	0,75	0,65
400	0,75	0,75	0,45

Tabelle B-2: Reduzierung der Betondruckfestigkeit bei erhöhten Temperaturen für höherfeste und hochfeste Betone nach [DIN EN 1992-1-2]

Betontemperatur θ [°C]	Relative Druckfestigkeit $f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]		
	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3
	C 55/67 C 60/75	C 55/67 C 60/75	C 90/105
500	0,60	0,60	0,30
600	0,45	0,45	0,25
700	0,30	0,30	0,20
800	0,15	0,15	0,15
900	0,08	0,1125	0,08
1.000	0,04	0,075	0,04
1.100	0,01	0,0375	0,01
1.200	0,00	0,00	0,00

Die grafischen Verläufe der relativen Druckfestigkeiten sind für normalfeste und hochfeste Betone in Bild B-1 und Bild B-2 bis zu einer Betontemperatur von 200 °C dargestellt. Die Zahlenwerte entstammen stationären und instationären Versuchen sowie zum Teil aus einer Kombination beider. Eine Differenzierung zwischen quarzitischer und kalkitischer Gesteinskörnung erfolgt lediglich für normalfeste Betone. Deren Druckfestigkeitsabnahme beginnt ab einer Betontemperatur von 100 °C, für hochfeste Betone allerdings schon bei 50 °C um der dichteren Mikrostruktur der Zementmatrix und den damit einhergehenden erhöhten Porendrücken Rechnung zu tragen. Weiterhin werden die höherfesten Betone in drei Klassen unterteilt. Für Betone höherer Festigkeitsklassen als C 90/105 sowie für Aufheizgeschwindigkeiten unterhalb von 2 K/min bzw. oberhalb von 50 K/min gelten die Druckfestigkeitsangaben nach [DIN EN 1992-1-2] nicht mehr.

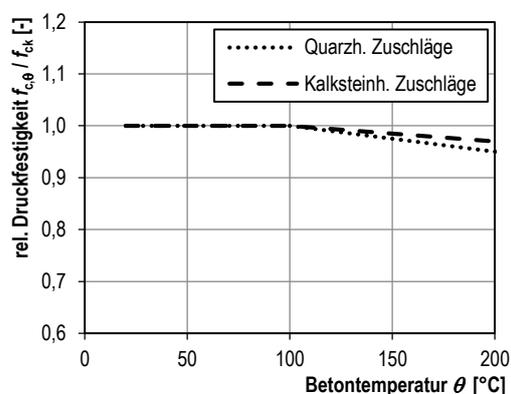


Bild B-1: Relative charakteristische Druckfestigkeit bei unterschiedlichen Betontemperaturen für normalfeste Betone [DIN EN 1992-1-2]

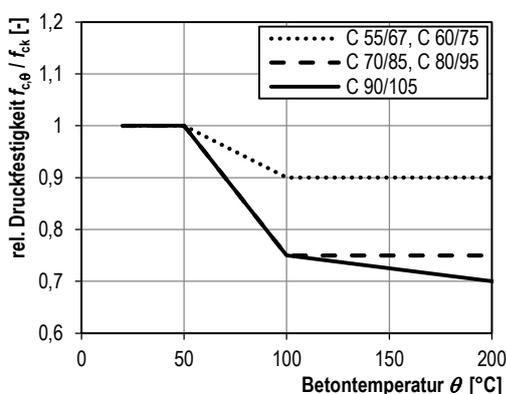


Bild B-2: Relative charakteristische Druckfestigkeit bei unterschiedlichen Betontemperaturen für hochfeste Betone [DIN EN 1992-1-2]

C Wöhlerlinien

C-1 DIN EN 1992-2

Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach DIN EN 1992-2 [DIN EN 1992-2]:

$$\log N = 14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max}}{\sqrt{1 - R}} \quad (C-1)$$

mit: R Spannungsverhältnis
 $= E_{cd,min} / E_{cd,max}$

$E_{cd,min}$ Minimales Niveau der Druckspannungen
 $= \sigma_{cd,min} / f_{cd,fat}$

$E_{cd,max}$ Maximales Niveau der Druckspannungen
 $= \sigma_{cd,max} / f_{cd,fat}$

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchungen $f_{cd,fat}$ errechnet sich nach Gl. (C-2).

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (C-2)$$

mit: k_1 Korrekturfaktor
 $= 1,0$

f_{cd} Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
 $= 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_{c,fat}$

f_{ck} Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit

$\gamma_{c,fat}$ Teilsicherheitsbeiwert
 $= 1,5$

Der Faktor $\beta_{cc}(t)$ berücksichtigt die Erhöhung der Betondruckfestigkeit infolge fortschreitender Hydratation zum Zeitpunkt der Erstbelastung im Vergleich zur Druckfestigkeit nach 28 Tagen.

$$\beta_{cc}(t) = e^{-s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (\text{C-3})$$

mit: t Alter des Betons in Tagen bei Erstbelastung

s vom Zementtyp abhängiger Beiwert
 = 0,2 für CEM 41,5 R, CEM 52,5 N und CEM 52,5 R
 = 0,25 für CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
 = 0,38 für CEM 32,5 N

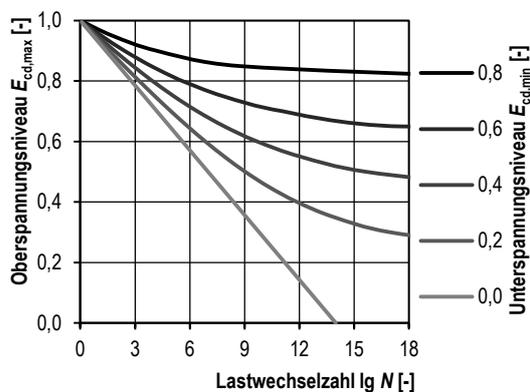


Bild C-1: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton bis $\log N = 10^{18}$ nach [DIN EN 1992-2]

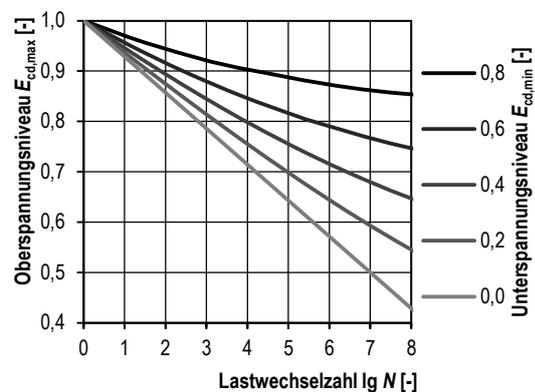


Bild C-2: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton bis $\log N = 10^8$ nach [DIN EN 1992-2]

C-2 Model Code 1990

Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach CEB-FIP Model Code 1990 [CEB-93]:

$$\log N_1 = (12 + 16 \cdot S_{cd,min} + 8 \cdot S_{cd,min}^2) \cdot (1 - S_{cd,max}) \quad (C-4)$$

$$\log N_2 = 0,2 \cdot \log N_1 \cdot (\log N_1 - 1) \quad (C-5)$$

$$\log N_3 = \log N_2 \cdot (0,3 - 0,375 \cdot S_{cd,min}) / \Delta S_{cd} \quad (C-6)$$

Die Verwendung der drei beschriebenen Wöhlerlinien erfolgt gemäß den folgenden Randbedingungen:

wenn $\log N_1 \leq 6$, dann $\log N = \log N_1$

wenn $\log N_2 > 6$ und $\Delta S_c \geq 0,3 - 0,375 \cdot S_{cd,min}$, dann $\log N = \log N_2$

wenn $\log N_3 > 6$ und $\Delta S_c < 0,3 - 0,375 \cdot S_{cd,min}$, dann $\log N = \log N_3$

mit: $S_{cd,min}$ Unterspannungsniveau
 $= \gamma_{Sd} \cdot |\sigma_{c,min}| \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$

$S_{cd,max}$ Oberspannungsniveau
 $= \gamma_{Sd} \cdot |\sigma_{c,max}| \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$

ΔS_{cd} Niveau der Spannungsschwingbreite
 $= S_{cd,max} - S_{cd,min}$

γ_{Sd} Teilsicherheitsbeiwert zur Erfassung von Modellungenauigkeiten bei der Spannungsermittlung
 $= 1,1$
 Bei ausreichend genauer oder konservativer Beanspruchungsermittlung kann $\gamma_{sd} = 1,1$ auf $\gamma_{sd} = 1,0$ abgemindert werden.

η_c Abminderungsbeiwert für die Betondruckspannungen in der Biegedruckzone

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchungen $f_{cd,fat}$ errechnet sich nach Gl. (C-7).

$$f_{cd,fat} = 0,85 \cdot \beta_{cc}(t) \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) / \gamma_c \quad (C-7)$$

mit: f_{ck} Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit

γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdung
 $= \gamma_{c,fat} = 1,5$

Der Faktor $\beta_{cc}(t)$ berücksichtigt die Erhöhung der Betondruckfestigkeit infolge fortschreitender Hydratation zum Zeitpunkt der Erstbelastung im Vergleich zur Druckfestigkeit nach 28 Tagen.

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (C-8)$$

mit: t Alter des Betons bei Erstbelastung in Tagen

t_1 1 Tag

s vom Zementtyp abhängiger Beiwert
 $= 0,20$ f. hochfesten schnell erhärtenden Zement RS
 $= 0,25$ f. normal und schnell erhärtenden Zement N und R
 $= 0,38$ für langsam erhärtenden Zement SL

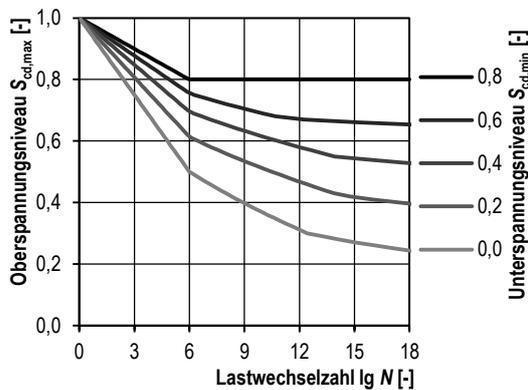


Bild C-3: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton bis $\log N = 10^{18}$ nach [CEB-93]

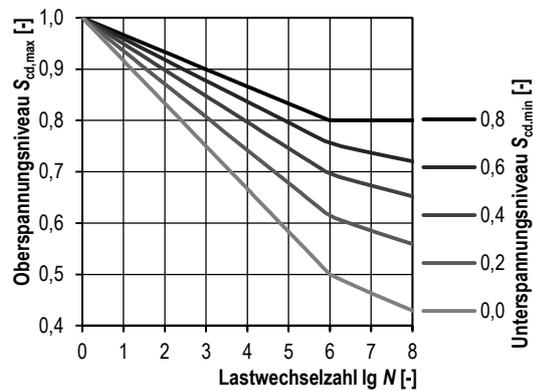


Bild C-4: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton bis $\log N = 10^8$ nach [CEB-93]

C-3 Model Code 2010

Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach fib Model Code 2010 [Fib-10]:

$$\log N_1 = \frac{8}{(Y - 1)} \cdot (S_{cd,max} - 1) \quad (C-9)$$

$$\log N_2 = 8 + \frac{8 \cdot \ln(10)}{(Y - 1)} \cdot (Y - S_{cd,min}) \cdot \log \left(\frac{S_{cd,max} - S_{cd,min}}{Y - S_{cd,min}} \right) \quad (C-10)$$

$$Y = \frac{0,45 + 1,8 \cdot S_{cd,min}}{1 + 1,8 \cdot S_{cd,min} - 0,3 \cdot S_{cd,min}^2} \quad (C-11)$$

Die Verwendung der zwei beschriebenen Wöhlerlinien erfolgt gemäß den folgenden Randbedingungen:

wenn $\log N_1 \leq 8$, dann $\log N = \log N_1$

wenn $\log N_1 > 8$, dann $\log N = \log N_2$

mit: $S_{cd,min}$ Unterspannungsniveau
 $\gamma_{Ed} \cdot |\sigma_{c,min}| \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$

$S_{cd,max}$ Oberspannungsniveau
 $= \gamma_{Ed} \cdot |\sigma_{c,max}| \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$

γ_{Ed} Teilsicherheitsbeiwert zur Erfassung von Modellungenauigkeiten bei der Spannungsermittlung
 $= 1,1$
 Bei ausreichend genauer oder konservativer Beanspruchungsermittlung kann $\gamma_{Ed} = 1,1$ auf $\gamma_{Ed} = 1,0$ abgemindert werden.

η_c Abminderungsbeiwert für die Betondruckspannungen in der Biegedruckzone

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchungen $f_{cd,fat}$ errechnet sich nach Gl. (C-12).

$$f_{cd,fat} = 0,85 \cdot \beta_{cc}(t) \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{400} \right) / \gamma_{c,fat} \quad (C-12)$$

mit: f_{ck} Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit

$\gamma_{C,fat}$ Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdung
= 1,5

Der Faktor $\beta_{cc}(t)$ berücksichtigt die Erhöhung der Betondruckfestigkeit infolge fortschreitender Hydratation zum Zeitpunkt der Erstbelastung im Vergleich zur Druckfestigkeit nach 28 Tagen.

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (C-13)$$

mit: t Alter des Betons bei Erstbelastung in Tagen

s vom Zementtyp abhängiger Beiwert
= 0,20 für CEM 41,5 R, CEM 52,5 N und CEM 52,5 R ($f_{cm} \leq 60$ MPa)
= 0,25 für CEM 32,5 R, CEM 42,5 N ($f_{cm} \leq 60$ MPa)
= 0,38 für CEM 32,5 N ($f_{cm} \leq 60$ MPa)
= 0,20 für $f_{cm} > 60$ MPa

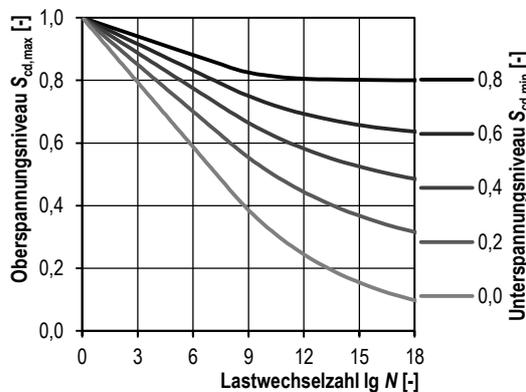


Bild C-5: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton bis $\log N = 10^{18}$ nach [Fib-10]

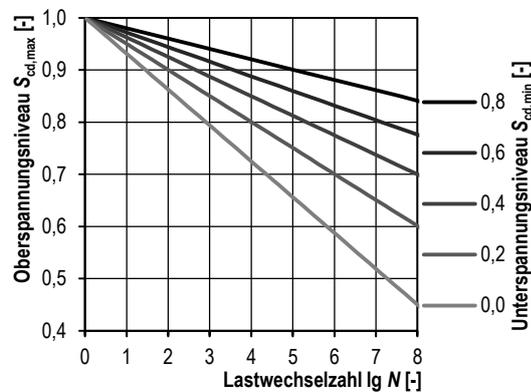


Bild C-6: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton bis $\log N = 10^8$ nach [Fib-10]

C-4 Det Norske Veritas

Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach Det Norske Veritas [DNV-502]:

$$\log N = C_1 \cdot \frac{\left(1 - \frac{\sigma_{\max}}{C_5 \cdot f_{rd}}\right)}{\left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{C_5 \cdot f_{rd}}\right)} \quad (\text{C-14})$$

Ist der Wert für $\log N$ nach Gl. (C-14) größer als X nach Gl. (C-15), so darf $\log N$ nach Gl. (C-14) durch die Multiplikation mit C_2 nach Gl. (C-16) erhöht werden.

$$X = \frac{C_1}{1 - \frac{\sigma_{\min}}{C_5 \cdot f_{rd}} + 0,1 \cdot C_1} \quad (\text{C-15})$$

$$C_2 = (1 + 0,2 (\log N - X)) > 1,0 \quad (\text{C-16})$$

mit: σ_{\max} maximaler Wert der Betondruckspannung, der als Mittelwert für jeden Spannungsblock bestimmt wird.

σ_{\min} minimaler Wert der Betondruckspannung, der als Mittelwert für jeden Spannungsblock bestimmt wird.

C_1 Parameter für den Ermüdungswiderstand
 = 12 für Bauteile an der Luft
 = 10 für Bauteile unter Wasser und Spannungsblöcken im Druckschwellbereich
 = 8 für Bauteile unter Wasser und Spannungsblöcken im Wechselschwellbereich

C_5 Parameter für den Ermüdungswiderstand
 = 1,0 für Beton
 = Für Grout Mörtel ist C_5 experimentell zu bestimmen. Ohne experimentelle Untersuchungen darf C_5 zu 0,8 gesetzt werden.

f_{rd}	Betondruckfestigkeit für die vermutete Versagensart = f_{cd} für Versagen unter axialer Druckschwellbeanspruchung
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit = f_{cn} / γ_m
γ_m	Teilsicherheitsbeiwert für unbewehrten Beton = 1,5
f_{cn}	Wert der Betondruckfestigkeit am Bauwerk

Der Wert der Betondruckfestigkeit am Bauwerk errechnet sich nach Gl. (C-17).

$$f_{cn} = f_{cck} \cdot \left(1 - \frac{f_{cck}}{600} \right) \quad (C-17)$$

mit: f_{cck} Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit

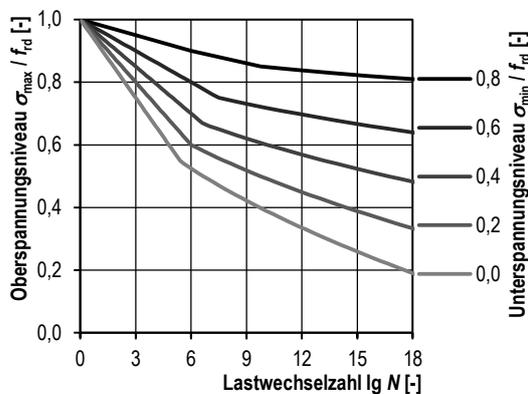


Bild C-7: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton bis $\log N = 10^{18}$ nach [DNV-502]

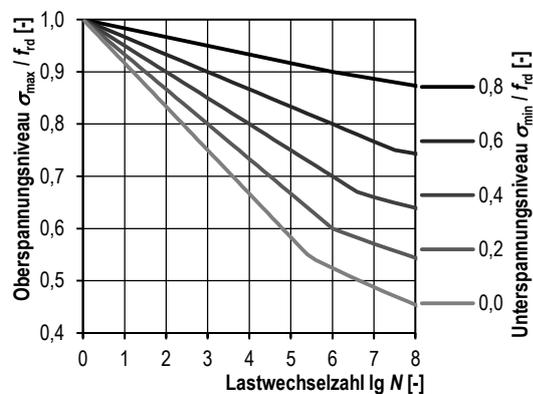


Bild C-8: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton bis $\log N = 10^8$ nach [DNV-502]

C-5 Hsu

Frequenzabhängige Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach Hsu [Hsu-81]:

Die Grenze zwischen dem High-Cycle Fatigue und den Low-Cycle Fatigue beschreibt Gleichung (C-18)

$$\frac{\log N}{3} + \frac{\log T}{8,5} = 1 \quad (\text{C-18})$$

mit: N Bruchlastwechselzahl

T Periodendauer eines Lastwechsels in s

Low-Cycle Fatigue Bereich:

$$\log N = \frac{1,2 - 0,20 \cdot R - 0,053 \cdot (1 - 0,445 \cdot R) \cdot \log T - \frac{\sigma_{\max}}{f_c}}{0,133 \cdot (1 - 0,779 \cdot R)} \quad (\text{C-19})$$

High-Cycle Fatigue Bereich:

$$\log N = \frac{1 - 0,0294 \cdot \log T - \frac{\sigma_{\max}}{f_c}}{0,0662 \cdot (1 - 0,556 \cdot R)} \quad (\text{C-20})$$

mit: R Spannungsverhältnis
 $= \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$

f_c Druckfestigkeit unter monoton steigende Beanspruchung nach ASTM Standard und einer Spannungsgeschwindigkeit von 0,23 MPa/s

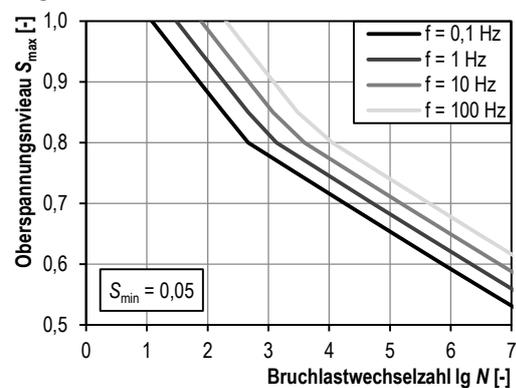


Bild C-9: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton und unterschiedlichen Belastungsfrequenzen [Hsu-81]

C-6 Furtak

Frequenzabhängige Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach *Furtak* [Fur-84]:

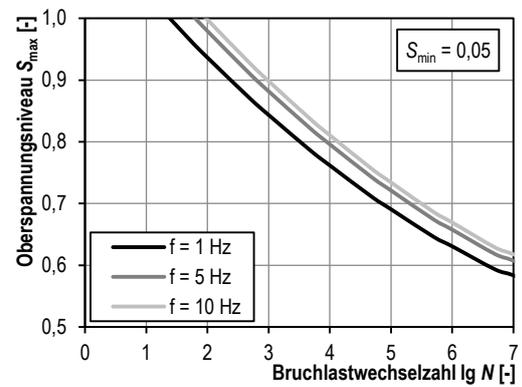
$$\frac{\sigma_{\max}}{\beta_c} = C \cdot N^{-A} (1 + B \cdot R \cdot \log N) \cdot C_f \quad (\text{C-21})$$

$$C_f = 1 + a \cdot (1 - b \cdot R) \cdot \log f \quad (\text{C-22})$$

mit:	R	Spannungsverhältnis = $\sigma_{\min} / \sigma_{\max}$
	σ_{\max}	Oberspannung
	σ_{\min}	Unterspannung
	σ	Spannung unter der keine Mikrorissbildung stattfindet
	σ_{I}	Kritische Spannung
	f	Belastungsfrequenz
	β_c	Betondruckfestigkeit
	a	Konstanter Faktor = 0,07
	b	Konstanter Faktor = 1,00
	A	Faktor zur Berücksichtigung der kritischen Spannung = $0,008 - 0,118 \cdot \log (\sigma / \beta_c)$
	B	Faktor zur Berücksichtigung der kritischen Spannung = $0,118 \cdot (\sigma_{\text{I}} / \sigma - 1)$
	C	Faktor zur Berücksichtigung der dynamischen Belastung auf die Betondruckfestigkeit = 1,16

C_f Faktor zur Berücksichtigung der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf die Betondruckfestigkeit

Bild C-10: Wöhlerlinien für druck-schwellbeanspruchten Beton und unterschiedlichen Belastungsfrequenzen mit $S_{\min} = 0,05$ [Fur-84]



C-7 Zhang et al.

Frequenzabhängige Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach *Zhang et al.* [ZhPh-96]:

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_c} = C_f \cdot [1 - (1 - R) \cdot \beta \cdot \log N] \quad (\text{C-23})$$

Der Faktor C_f fungiert als Umrechnungsfaktor zwischen statischer Druckfestigkeit f_c und der erhöhten Druckfestigkeit f_{cf} und wurde aus Versuchen unter monoton steigender Belastung mit Belastungszeiten von 5 s bis 500 s und zyklische Versuche mit Belastungsfrequenzen von $f = 0,5$ Hz bis 30 Hz bestimmt

$$C_f = a \cdot b^{-\log f} + c \quad (\text{C-24})$$

für: $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} \leq 0,75$

mit: a Materialparameter
= 0,249

b Materialparameter
= 0,2920

c Materialparameter
= 0,796

β Materialparameter
= 0,0804

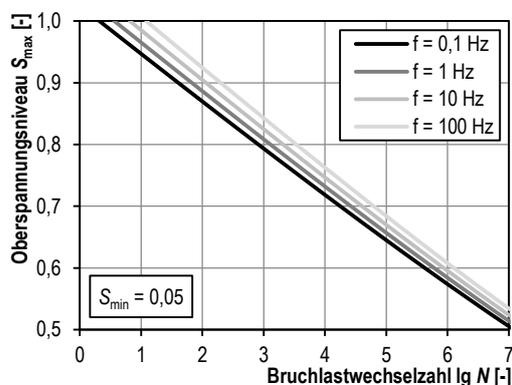


Bild C-11: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton und unterschiedlichen Belastungsfrequenzen mit $S_{\min} = 0,05$ [ZhPh-96]

C-8 Saucedo et al.

Frequenzabhängige Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach Saucedo et al. [SaYu-13]:

$$N(PF, \sigma_{\max}, R, f) = \left(\frac{\lambda \cdot k \sqrt{-\ln(1-PF)}}{\sigma_{\max} \cdot \left(\frac{\dot{\sigma}_0}{2 \cdot f \cdot (1-R) \cdot \sigma_{\max}} \right)^{0,014 \cdot e^{\gamma f}} - \sigma_{\min,0}} \right)^{\frac{1}{(b+c \cdot \ln(1+f)) \cdot (1-R)}} \quad (C-25)$$

- mit:
- PF Versagenswahrscheinlichkeit
 - R Spannungsverhältnis
= $\sigma_{\min} / \sigma_{\max}$
 - σ_{\max} Oberspannung
 - σ_{\min} Unterspannung
 - f Belastungsfrequenz
 - $\sigma_{\min,0}$ Spannung bei der gemäß der Weibullverteilung kein Ermüdungsversagen auftritt
 - $\dot{\sigma}_0$ Spannungsgeschwindigkeit im Druckfestigkeitsversuch
 - λ Skalenparameter der Weibullverteilung
 - k Formparameter der Weibullverteilung
 - γ Koeffizient der die Belastungsfrequenz in der Erhöhung der statischen Druckfestigkeit berücksichtigt
 - b, c Materialparameter für die Beziehung zwischen $\ln N$, f und R

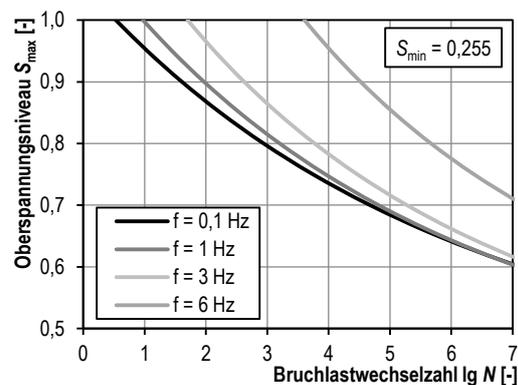


Bild C-12: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton und unterschiedlichen Belastungsfrequenzen mit $S_{\min} = 0,255$ [SaYu-13]

D Tabellarische Übersicht von Literaturergebnissen

D-1 Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Bruchlastwechselzahlen

Quelle	Beton	Form	Maße [mm]	Lagerung (Prüfung)	S_{min} [-]	S_{max} [-]	$\dot{\sigma}$ [MPa/s] f [Hz]	Belastungsfunktion	Beobachtung
[WeFr-71]	LB 44,1 MPa	Zylinder	50/100	trocken (trocken)	0,05 0,196 0,40	0,882 0,834 0,785 0,683	0,1 Hz 1 Hz 10 Hz 200 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{min} = 0,20$ und $S_{max} > 0,80$
[SpMe-73]	LB 20 MPa NB 30 MPa	Prismen	102/102/203	trocken (trocken)	0,33	0,90 0,85 0,80 0,75	0,5 MPa/s 50 MPa/s	Dreieck	$\uparrow \dot{\sigma} \rightarrow N \uparrow$ für $S_{max} \geq 0,75$
[TeFr-77]	NB 20,9 MPa	Zylinder	25/50	trocken (trocken)	0,17 0,16 0,15 0,14	0,85 0,80 0,75 0,70	150 Hz bis 200 Hz	Sinus	kein Unterschied zu Wöhlerlinien für große, niederfrequent geprüfte Betonproben
[ReSt-78]	NB 56,2 MPa	Prismen	100/100/345	trocken (trocken)	0,85 bis 0,40	0,875	0,175 Hz 17,5 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{max} = 0,875$ u. $0,85 \geq S_{min} \geq 0,40$
[Kla-78]	NB 44 MPa	Zylinder	50/100	trocken (trocken)	0,05 0,20 0,40	0,875 0,78 0,68 0,64 0,63	1 Hz 10 Hz 200 Hz	Sinus	Kein Frequenzeinfluss erkennbar

Quelle	Beton	Form	Maße [mm]	Lagerung (Prüfung)	S_{\min} [-]	S_{\max} [-]	$\dot{\sigma}$ [MPa/s] f [Hz]	Belastungs- funktion	Beobachtung
[Hol-79]	NB 36,9 MPa	Zylinder	100/250	trocken (trocken)	0,05	0,90 0,825 0,75	1 Hz 5 Hz 10 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{\max} \geq 0,75$
[LeSi-79]	NB 45 MPa	Zylinder	150/450	nass (nass) (trocken)	R=0,0 R=0,2 R=0,4 R=0,6 R=0,8	0,95 0,90 0,85 0,80 0,75 0,70 0,65 0,60 0,55 0,50	0,7 Hz 6 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{\max} \geq 0,50$
[Ste-82]	NB 45 MPa	Zylinder	150/450	nass (nass)	R=0,1 R=0,4 R=0,7	0,80 0,70 0,60	0,06 Hz 0,6 Hz 6 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{\max} \geq 0,60$
[ZhPh-96]	NB 50,7 MPa	Biege- balken	500/100/100	feucht / trocken (trocken)	R=-1 R=-0,8 R=-0,5 R=-0,2 R=0 R=0,2 R=0,5	0,50 bis 0,975	0,5 Hz 1 Hz 5 Hz 10 Hz 20 Hz 30 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$

Quelle	Beton	Form	Maße [mm]	Lagerung (Prüfung)	S_{min} [-]	S_{max} [-]	$\dot{\sigma}$ [MPa/s] f [Hz]	Belastungs- funktion	Beobachtung
[Hoh-04]	NB 25 MPa NB 45 MPa NB 95 MPa	Zylinder	100/300	trocken nass (trocken)	2 MPa	0,78 0,75 0,73 0,72 0,70 0,65 ----- 0,80 0,71 0,62 0,55	0,1 Hz 1 Hz 5 Hz 10 Hz 20 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $\sigma_{max} > \sigma_{krit}$ $\uparrow f_p \rightarrow N \downarrow$ für $\sigma_{max} < \sigma_{krit}$
[Wef-10]	UHPC 180 MPa	Zylinder	60/180	trocken (trocken)	0,05	0,70	10 Hz 65 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \downarrow$ für $S_{max} = 0,70$
[GrOn-11]	HPC 117 MPa	Zylinder	60/180	trocken (trocken)	0,05	0,95 0,90 0,80 0,70 0,60 0,50	0,1 Hz 1 Hz 5 Hz 10 Hz 62 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{max} \geq 0,80$ insbes. für 0,1 Hz $\uparrow f_p \rightarrow N \downarrow$ für $S_{max} = 0,60$ zwi- schen 10 Hz und 62 Hz

Quelle	Beton	Form	Maße [mm]	Lagerung (Prüfung)	S_{min} [-]	S_{max} [-]	$\dot{\sigma}$ [MPa/s] f [Hz]	Belastungs- funktion	Beobachtung
[ChNi-11]	NB 29,1 MPa	Zylinder	70/100	trocken (trocken)	0,05 0,10 0,13 0,15 0,17	0,85 0,80 0,77 0,75 0,73	hoch niedrig	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{max} \geq 0,73$
[One-14]	HPC 112,5 MPa	Zylinder	60/180	trocken (trocken)	0,05	0,95 0,90 0,80	0,09 Hz 0,1 Hz 0,89 Hz 1 Hz 10 Hz	Sinus Dreieck	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{max} = 0,80$
[MeZh-15]	NB 79 MPa	Würfel	100	(trocken)	0,255	0,85	0,0625 Hz 0,25 Hz 1 Hz 4 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{max} = 0,85$
[Eis-15]	HPC 130 MPa	Zylinder	60/180	trocken (trocken)	0,05	0,85 0,75 0,65 0,60	1 Hz 10 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{max} \geq 0,75$ $\uparrow f_p \rightarrow N \downarrow$ für $S_{max} < 0,75$

Quelle	Beton	Form	Maße [mm]	Lagerung (Prüfung)	S_{min} [-]	S_{max} [-]	$\dot{\sigma}$ [MPa/s] f [Hz]	Belastungs- funktion	Beobachtung
[HuLi-17]	NB 30,2 MPa (PVA-Fasern)	Zylinder	70/140	trocken (trocken)	R=0,1	0,85	0,125 Hz 0,25 Hz 0,5 Hz 1 Hz 2 Hz 4 Hz 8 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{max} = 0,85$ (für 1/8 Hz u. 8 Hz) $\uparrow f_p \rightarrow N -$ für $S_{max} = 0,85$ (für 1/4 Hz bis 4 Hz)
[OtLo-18]	HPC 145 MPa HPC 138 MPa HPC 113 MPa	Zylinder	60/180	nass (feucht)	0,05	0,65	1 Hz 10 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ bzw. \downarrow für $S_{max} = 0,65$ abh. von Material und Korngröße
[ToLo-19]	HPC 107 MPa	Zylinder	100/300	nass (nass)	0,05	0,65	0,35 Hz 1 Hz 5 Hz 10 Hz	Sinus	$\uparrow f_p \rightarrow N \uparrow$ für $S_{max} = 0,65$

D-2 Einfluss der Belastungsfunktion auf die Bruchlastwechselzahlen

Quelle	Beton	Form	Maße [mm]	Lagerung (Prüfung)	S_{\min} [-]	S_{\max} [-]	$\dot{\sigma}$ [MPa/s] f [Hz]	Belastungs- funktion	Beobachtung
[WeFr-71]	LB 44,1 MPa	Zylinder	50/100	trocken (trocken)	0,20	0,882 0,785 0,683	0,1 Hz 10 Hz	Rechteck	\square → $N \downarrow$
								Dreieck	\sim → $N \rightarrow$
								Sinus	\wedge → $N \uparrow$
[TeGö-73]	NB 24,0 MPa	Prismen	150/150/500	trocken (trocken)	0,13	0,80	3 Hz 5 Hz	Rechteck	\square → $N \downarrow$
								Dreieck	\sim → $N \rightarrow$
								Sinus	\wedge → $N \uparrow$
[One-14]	HPC 112,5 MPa	Zylinder	60/180	trocken (trocken)	0,05	0,90 0,80	0,09 Hz 0,1 Hz 0,89 Hz 1 Hz	Dreieck	\sim → $N \downarrow$
								Sinus	\wedge → $N \uparrow$

D-3 Einfluss von Belastungspausen auf die Bruchlastwechselzahlen

Quelle	Beton	Form	Maße [mm]	Lagerung (Prüfung)	S_{min} [-]	S_{max} [-]	S_{Pause} [-]	$\dot{\sigma}$ [MPa/s] f [Hz]	Ruhepausen	Beobachtung
[HiKe-66]	NB 34,5 MPa	Biegebalken	1.524 / 152 / 152	trocken (trocken)	$R = 0,17$	0,63 bis 0,79	S_{min}	7,5 Hz	1, 5, 10, 20, 27 min. nach 4.500 LW	Pause $\rightarrow N \uparrow$ Stagnation des Pauseneinflusses zwischen 5 und 27 min.
[WeFr-71]	LB 44,1 MPa	Zylinder	50/100	trocken (trocken)	0,196	0,736	0,196	10 Hz	1 min. bzw. 10 min. nach je 1.000 LW	Ruhepausen wei- sen keinen Einfluss auf Bruchlastwech- selzahlen auf.
[Här-77]	NB 24,1 MPa NB 25,8 MPa NB 36,3 MPa NB 38,5 MPa	Zylinder	75/100	trocken (trocken)	$R = 0,15$	0,97 bis 0,65	S_{min}	8,33 Hz	3 min. nach 1.500 LW	Pause $\rightarrow N \uparrow$
[Hoh-04]	NB 45 MPa	Zylinder	100/300	trocken (trocken)	2 MPa	0,84 0,66	2 MPa	10 Hz	1, 5, 30, 120 min. nach 100 LW bzw. 2.500 LW	Pause $\rightarrow N \uparrow$ für $\sigma_{max} < \sigma_{krit}$ Pause $\rightarrow N \downarrow$ für $\sigma_{max} > \sigma_{krit}$ Stagnation des Pauseneinflusses zwischen 5 und 30 min.

Quelle	Beton	Form	Maße [mm]	Lagerung (Prüfung)	S_{min} [-]	S_{max} [-]	S_{Pause} [-]	$\dot{\sigma}$ [MPa/s] f [Hz]	Ruhepausen	Beobachtung
[Brlb-07]	C30/37	Zylinder	100/350	trocken (trocken)	0,10	0,75 0,675	unbe- lastet	7 Hz	20, 120 min, 72 h nach 600.000 bzw. 20, 120 min, nach 40.000 LW	Kein signifikanter Erholungseffekt

E Versuchsergebnisse unter monoton steigender Belastung

Tabelle E-1: Ergebnisse der Versuche unter monoton steigender Belastung der Charge A

Pk	Prüfmaschine	Alter [d]	$\dot{\sigma}$ [MPa/s]	f_c [MPa]	f_{cm} [MPa]	S [MPa]	ε_c [‰]	ε_{cm} [‰]
1	UPM 1	109	0,5	121,9	120,7	1,2	-3,180	-3,167
2	UPM 1	109	0,5	121,1			-3,183	
3	UPM 1	109	0,5	120,5			-3,189	
4	UPM 1	109	0,5	119,0			-3,179	
6	UPM 1	109	0,5	120,9			-3,102	
31	UPM 1	152	0,5	120,4	118,2	4,3	-3,177	-3,048
32	UPM 1	152	0,5	121,0			-3,132	
33	UPM 1	152	0,5	113,2			-2,824	
34	UPM 1	152	361,3	140,2	138,6	3,2	-3,455	-3,382
35	UPM 1	152	361,3	140,7			-3,428	
36	UPM 1	152	361,3	134,9			-3,265	
37	UPM 1	153	722,5	143,1	140,7	2,3	-3,348	-3,395
38	UPM 1	153	722,5	138,6			-3,361	
40	UPM 1	153	722,5	140,3			-3,475	
41	UPM 1	153	1445,1	143,4	145,4	1,8	-3,524	-3,514
42	UPM 1	153	1445,1	145,8			-3,476	
44	UPM 1	153	1445,1	146,9			-3,543	
12	UPM 1	243	0,5	126,3	125,0	1,32	-3,136	-3,074
23	UPM 1	243	0,5	123,6			-3,028	
49	UPM 1	253	0,5	125,0			-3,057	

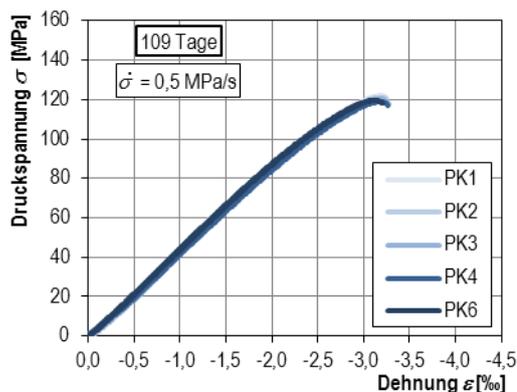


Bild E-1: Spannungs-Dehnungslinien, Charge A, 109 Tage, $\dot{\sigma} = 0,5$ MPa/s, UPM 1

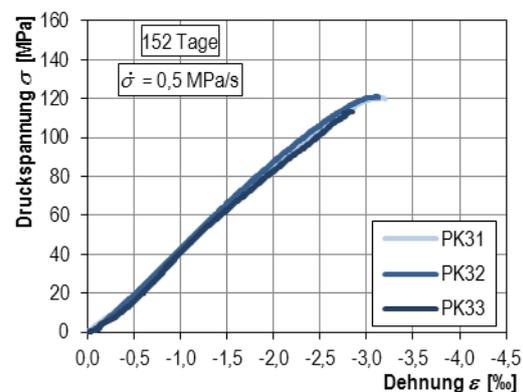


Bild E-2: Spannungs-Dehnungslinien, Charge A, 152 Tage, $\dot{\sigma} = 0,5$ MPa/s, UPM 1

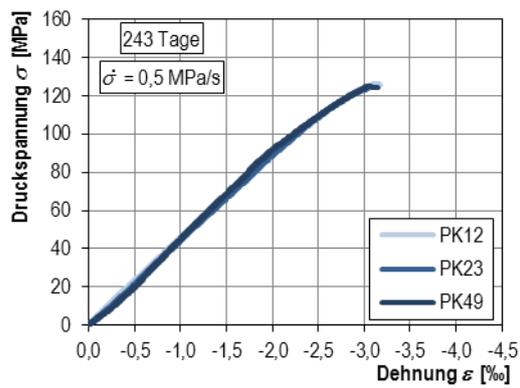


Bild E-3: Spannungs-Dehnungslinien, Charge A, 243 Tage, $\dot{\sigma} = 0,5 \text{ MPa/s}$, UPM 1

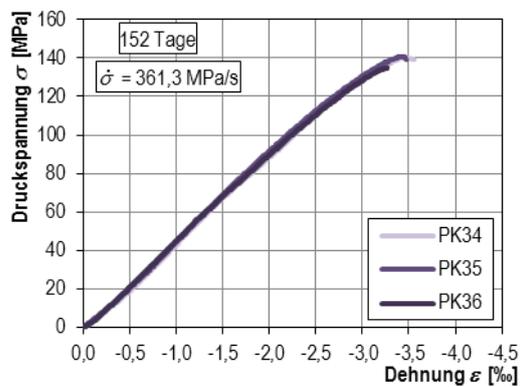


Bild E-4: Spannungs-Dehnungslinien, Charge A, 152 Tage, $\dot{\sigma} = 361,3 \text{ MPa/s}$, UPM 1

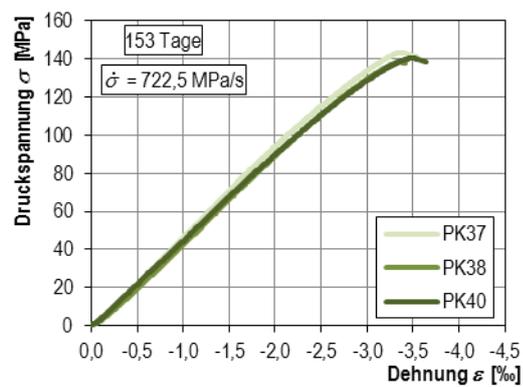


Bild E-5: Spannungs-Dehnungslinien, Charge A, 153 Tage, $\dot{\sigma} = 722,5 \text{ MPa/s}$, UPM 1

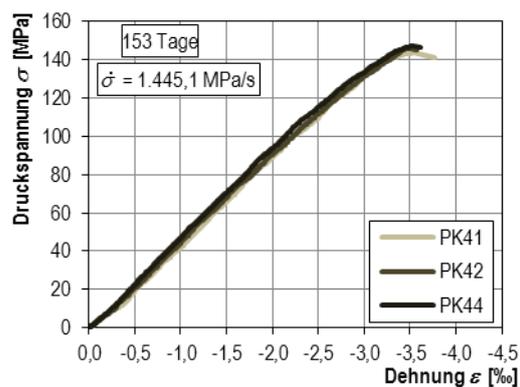


Bild E-6: Spannungs-Dehnungslinien, Charge A, 153 Tage, $\dot{\sigma} = 1.445,1 \text{ MPa/s}$, UPM 1

Tabelle E-2: Ergebnisse der Versuche unter monoton steigender Belastung der Charge B

Pk	Prüfmaschine[d]	Alter	$\dot{\sigma}$ [MPa/s]	f_c [MPa]	f_{cm} [MPa]	S [MPa]	ε_c [‰]	ε_{cm} [‰]
1	UPM 2	440	0,5	127,7	125,1	2,7	-3,354	-3,368
2	UPM 2	440	0,5	125,4			-3,369	
3	UPM 2	440	0,5	120,5			-3,482	
4	UPM 2	440	0,5	126,4			-3,449	
6	UPM 1	455	0,5	125,6			-3,187	

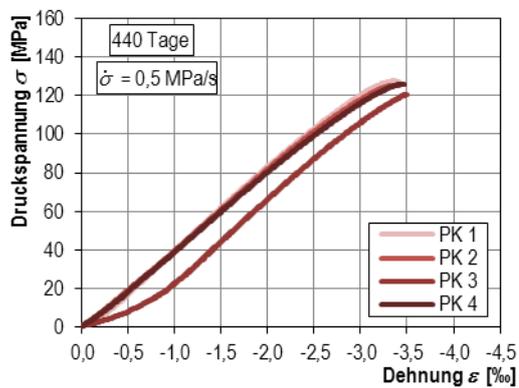
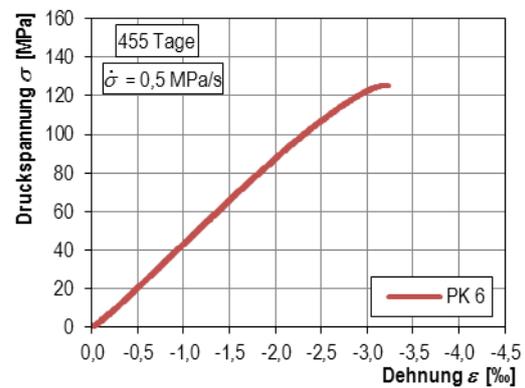
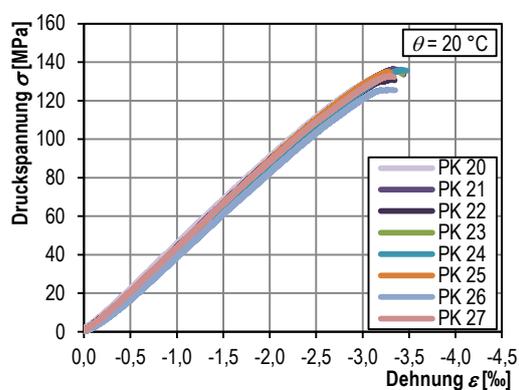
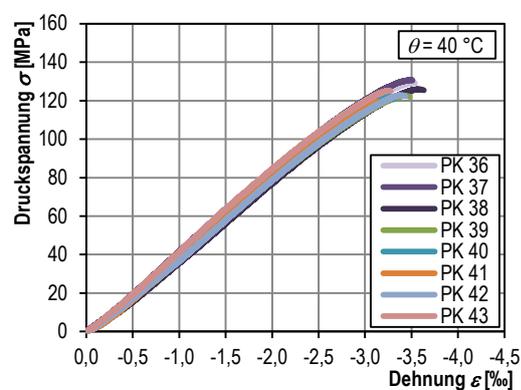
Bild E-7: Spannungs-Dehnungslinien, Charge B, 440 Tage, $\dot{\sigma} = 0,5$ MPa/s, UPM 2Bild E-8: Spannungs-Dehnungslinien, Charge B, 455 Tage, $\dot{\sigma} = 0,5$ MPa/s, UPM 1

Tabelle E-3: Ergebnisse der Versuche unter monoton steigender Belastung der Charge B für unterschiedliche Probekörpertemperaturen

Pk	Prüfmaschine	Alter [d]	$\dot{\sigma}$ [MPa/s]	f_c [MPa]	f_{cm} [MPa]	θ [°C]	ε_c [‰]	ε_{cm} [‰]
20	UPM 1	1443	0,5	132,2	132,7	20	-3,136	-3,304
21	UPM 1	1443	0,5	136,5		20	-3,331	
22	UPM 1	1443	0,5	130,9		20	-3,284	
23	UPM 1	1443	0,5	133,3		20	-3,370	
24	UPM 1	1443	0,5	135,0		20	-3,427	
25	UPM 1	1443	0,5	134,7		20	-3,274	
26	UPM 1	1443	0,5	125,1		20	-3,310	
27	UPM 1	1443	0,5	133,8		20	-3,301	
28	UPM 1	1444	0,5	121,4	120,9	50	-3,423	-3,349
29	UPM 1	1444	0,5	122,5		50	-3,388	
30	UPM 1	1444	0,5	118,6		50	-3,323	
31	UPM 1	1444	0,5	119,4		50	-3,325	
32	UPM 1	1444	0,5	119,3		50	-3,311	
33	UPM 1	1444	0,5	121,1		50	-3,376	
34	UPM 1	1444	0,5	122,7		50	-3,355	
35	UPM 1	1444	0,5	122,0		50	-3,292	
36	UPM 1	1445	0,5	129,2	125,2	40	-3,489	-3,380
37	UPM 1	1445	0,5	130,8		40	-3,502	
38	UPM 1	1445	0,5	125,9		40	-3,572	
39	UPM 1	1445	0,5	124,6		40	-3,421	
40	UPM 1	1445	0,5	123,8		40	-3,272	
41	UPM 1	1445	0,5	117,5		40	-3,137	
42	UPM 1	1445	0,5	126,0		40	-3,394	
43	UPM 1	1445	0,5	124,0		40	-3,255	

Bild E-9: Spannungs-Dehnungslinien, Charge B, 1.443 Tage, $\dot{\sigma} = 0,5$ MPa/s, $\theta = 20\text{ °C}$, UPM 1Bild E-10: Spannungs-Dehnungslinien, Charge B, 1.443 Tage, $\dot{\sigma} = 0,5$ MPa/s, $\theta = 40\text{ °C}$, UPM 1

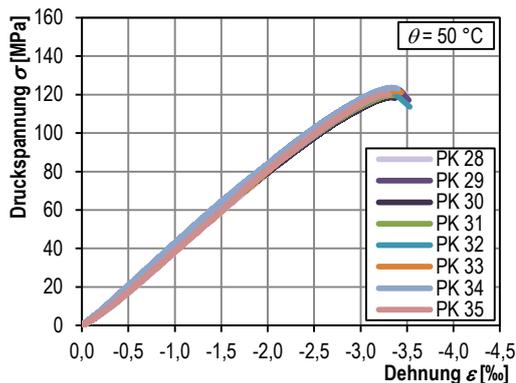


Bild E-11: Spannungs-Dehnungslinien, Charge B, 1.443 Tage, $\dot{\sigma} = 0,5 \text{ MPa/s}$, $\theta = 50 \text{ °C}$, UPM 1

Die Probekörper wurden in einem Laborofen bis auf 40 °C bzw. 50 °C erwärmt, anschließend in die Prüfmaschine eingebaut und getestet. Die zugehörigen Temperaturkurven sind in Bild E-12 und Bild E-13 dargestellt. Die Sollkurven entsprechen den Temperaturkurven unter den Ermüdungsbeanspruchungen auf $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$ mit $f = 4 \text{ Hz}$ bzw. $f = 7 \text{ Hz}$. Die Temperatur der Kurve in Bild E-13 wurde bei einem Wert von 50 °C konstant gehalten, da die Proben der Referenzermüdungsversuche bei dieser Temperatur versagten. Die anschließenden kurzzeitigen Erhöhungen der Ofentemperatur dienten zur schnelleren Angleichung der inneren Probekörpertemperaturen an den Sollwert. Zur Bestimmung der inneren Probekörpertemperatur wurde ein Referenzprobekörper mit einem Thermoelement ausgestattet, welches durch eine nachträgliche Bohrung bis in das mittlere Probeninnere eingeführt und anschließend verklebt wurde. Bei der Temperierung wurde grundsätzlich darauf geachtet, dass die Solltemperatur im Inneren des Probekörpers erreicht wurde. Im Vergleich zur Ofentemperatur wurde eine zeitverzögerte Erwärmung der Probeninneren festgestellt.

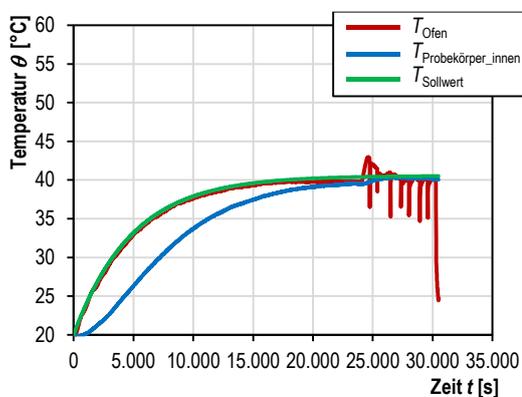


Bild E-12: Temperaturkurven der Versuche bis 40 °C

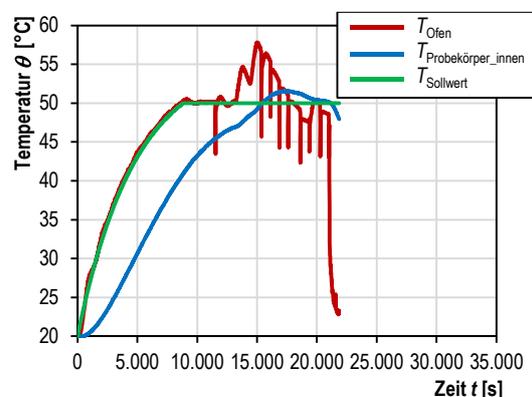


Bild E-13: Temperaturkurven der Versuche bis 50 °C

F Versuchsergebnisse unter zyklischer Belastung

Tabelle F-1: Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit und ohne Belastungspause

PK	Alter [d]	f_{cm} [MPa]	f [Hz]	S_{min} [-]	S_{max} [-]	N [-]	$\log N$ [-]	$\log N_m$ [-]
7	110	120,4	2	0,05	0,80	4.530	3,66	
8	110	120,4	2	0,05	0,80	6.031	3,78	3,65
9	110	120,4	2	0,05	0,80	2.923	3,47	
10	111	120,4	2	0,05	0,75	14.833	4,17	
15	132	120,4	2	0,05	0,75	19.431	4,29	4,27
26	134	120,4	2	0,05	0,75	21.557	4,33	
27	137	120,4	2	0,05	0,70	327.704	5,52	
28	140	120,4	2	0,05	0,70	1.118.921	6,05	5,84
29	147	120,4	2	0,05	0,70	74.526	4,87	
16 ^{D)}	817	125,1	2	0,05	0,70	1.228.501 ^{A)}	6,09 ^{A)}	
16	370	125,0	4	0,05	0,80	7.237	3,86	
18	370	125,0	4	0,05	0,80	8.887	3,95	3,92
8 ^{D)}	787	125,1	4	0,05	0,80	8.608	3,93	
13	243	125,0	4 ^{B)}	0,05	0,80	6.310	3,80	
17	217	120,4	4 ^{B)}	0,05	0,80	8.265	3,92	3,83
19	244	125,0	4 ^{B)}	0,05	0,80	5.825	3,77	
20	391	125,0	4	0,05	0,75	31.778	4,50	
10 ^{D)}	809	125,1	4	0,05	0,75	32.974	4,52	4,48
11 ^{D)}	809	125,1	4	0,05	0,75	25.727	4,41	
24	250	125,0	4 ^{B)}	0,05	0,75	48.495	4,69	
57	250	125,0	4 ^{B)}	0,05	0,75	15.900	4,20	4,63
53	252	125,0	4 ^{B)}	0,05	0,75	62.175	4,79	
22	397	125,0	4	0,05	0,70	209.975	5,32	
14 ^{D)}	815	125,1	4	0,05	0,70	117.422	5,07	5,13
15 ^{D)}	816	125,1	4	0,05	0,70	76.312	4,88	
64	267	125,0	4 ^{B)}	0,05	0,70	4.129.920 ^{A)}	6,62 ^{A)}	6,59 ^{A)}
56	218	120,4	4 ^{B)}	0,05	0,70	3.598.080 ^{A)}	6,56 ^{A)}	
67	370	125,0	7	0,05	0,80	7.904	3,90	
14	370	125,1	7	0,05	0,80	7.335	3,87	3,91
7 ^{D)}	787	125,1	7	0,05	0,80	9.046 ^{E)}	3,96	

Tabelle F-2: Bruchlastwechselzahlen der Versuche mit und ohne Belastungspause

PK	Alter [d]	f_{cm} [MPa]	f [Hz]	S_{min} [-]	S_{max} [-]	N [-]	$\log N$ [-]	$\log N_m$ [-]
54	259	125,0	7 ^{B)}	0,05	0,80	10.868 ^{C)}	4,04	
60	259	125,0	7 ^{B)}	0,05	0,80	10.140	4,01	3,99
58	260	125,0	7 ^{B)}	0,05	0,80	8.185	3,91	
68	390	125,0	7	0,05	0,75	25.006	4,40	
51	390	125,0	7	0,05	0,75	22.488	4,35	4,37
9 ^{D)}	808	125,1	7	0,05	0,75	23.416	4,37	
59	265	125,0	7 ^{B)}	0,05	0,75	25.733	4,41	
62	266	125,0	7 ^{B)}	0,05	0,75	26.973	4,43	4,50
63	267	125,0	7 ^{B)}	0,05	0,75	42.139	4,62	
55	392	125,0	7	0,05	0,70	89.222	4,40	
12 ^{D)}	810	125,1	7	0,05	0,70	75.162	4,35	4,37
13 ^{D)}	813	125,1	7	0,05	0,70	23.416	4,37	
65	298	125,0	7 ^{B)}	0,05	0,70	3.102.720 ^{A)}	6,49 ^{A)}	6,50 ^{A)}
39	316	125,0	7 ^{B)}	0,05	0,70	3.235.200 ^{A)}	6,51 ^{A)}	

A) Durchläufer

B) Versuche mit Belastungspause

C) davon 484 Lastwechsel mit $f = 8$ Hz

D) Charge B

E) davon 57 Lastwechsel mit $f = 6$ Hz

G Dehnungsentwicklung unter Druckschwellbeanspruchung

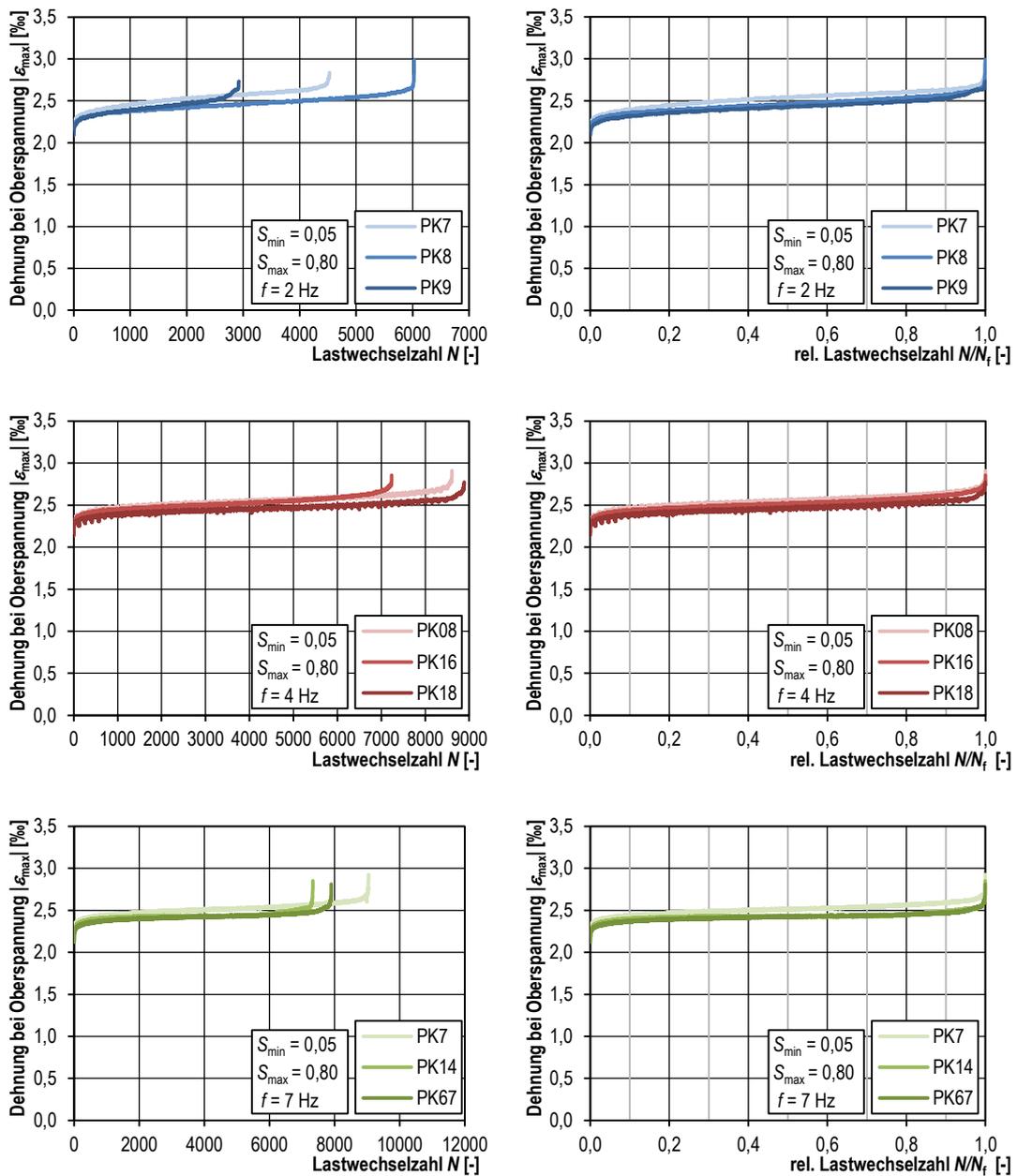


Bild G-1: Gemessene Probekörperdehnungen bei Oberspannung σ_{max} der unpau-
sierten Ermüdungsversuche für $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,80$, links: über den absoluten
Lastwechselzahlen N , rechts: über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f

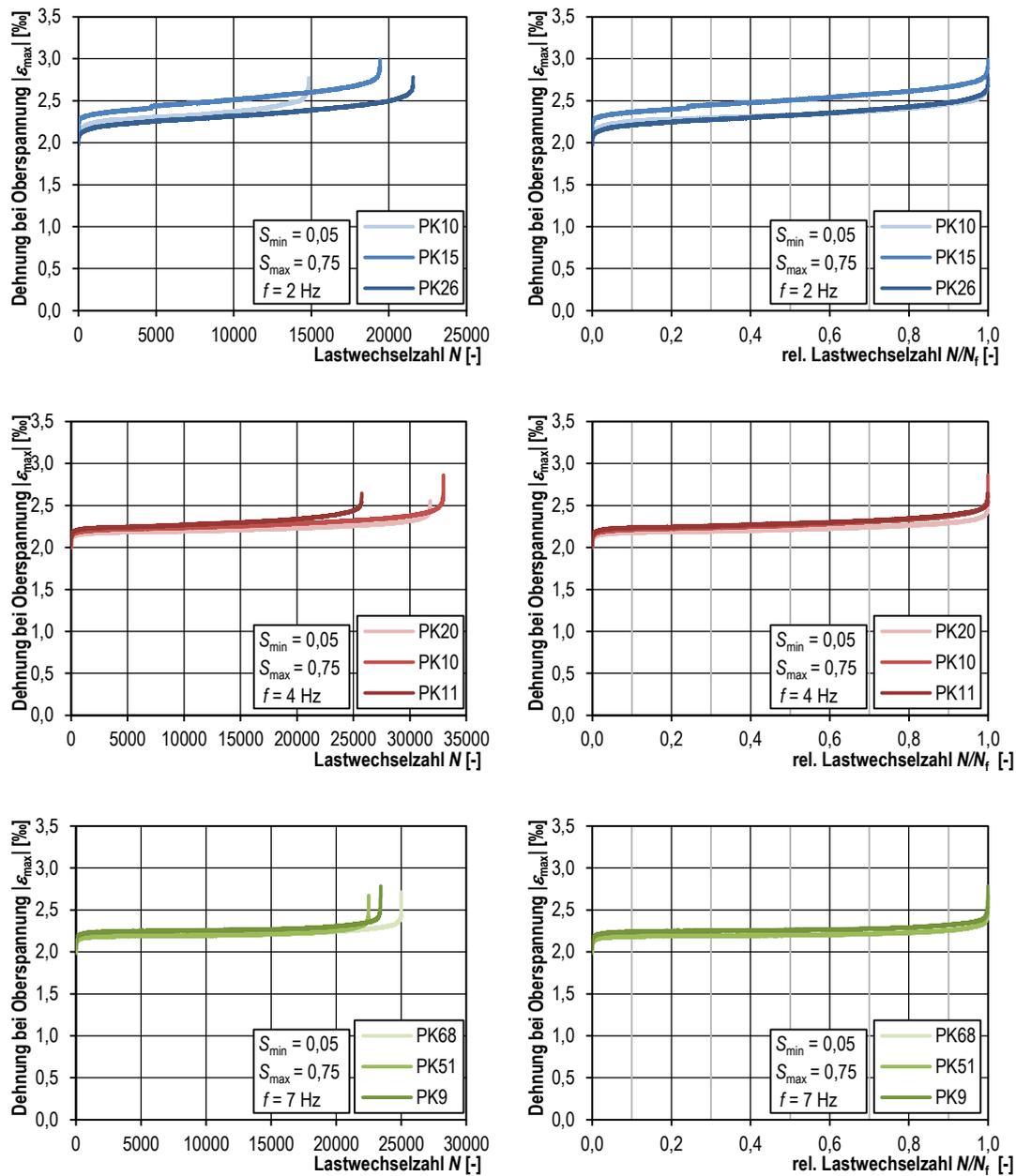


Bild G-2: Gemessene Probekörperdehnungen bei Oberspannung σ_{max} der unpau-sierten Ermüdungsversuche für $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,75$, links: über den absoluten Lastwechselzahlen N , rechts: über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f

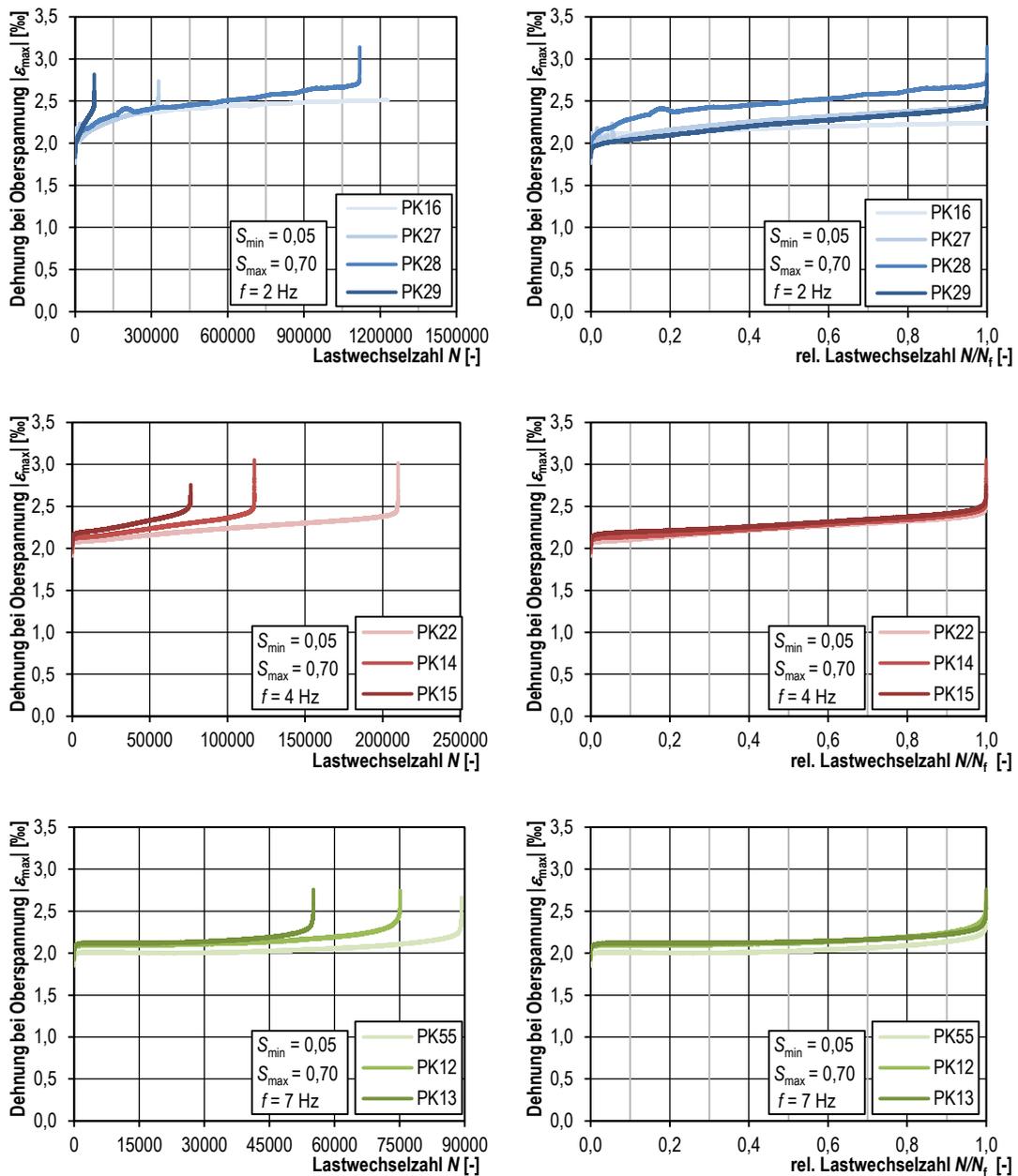


Bild G-3: Gemessene Probekörperdehnungen bei Oberspannung σ_{max} der unpau-sierten Ermüdungsversuche für $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,70$, links: über den absoluten Lastwechselzahlen N , rechts: über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f

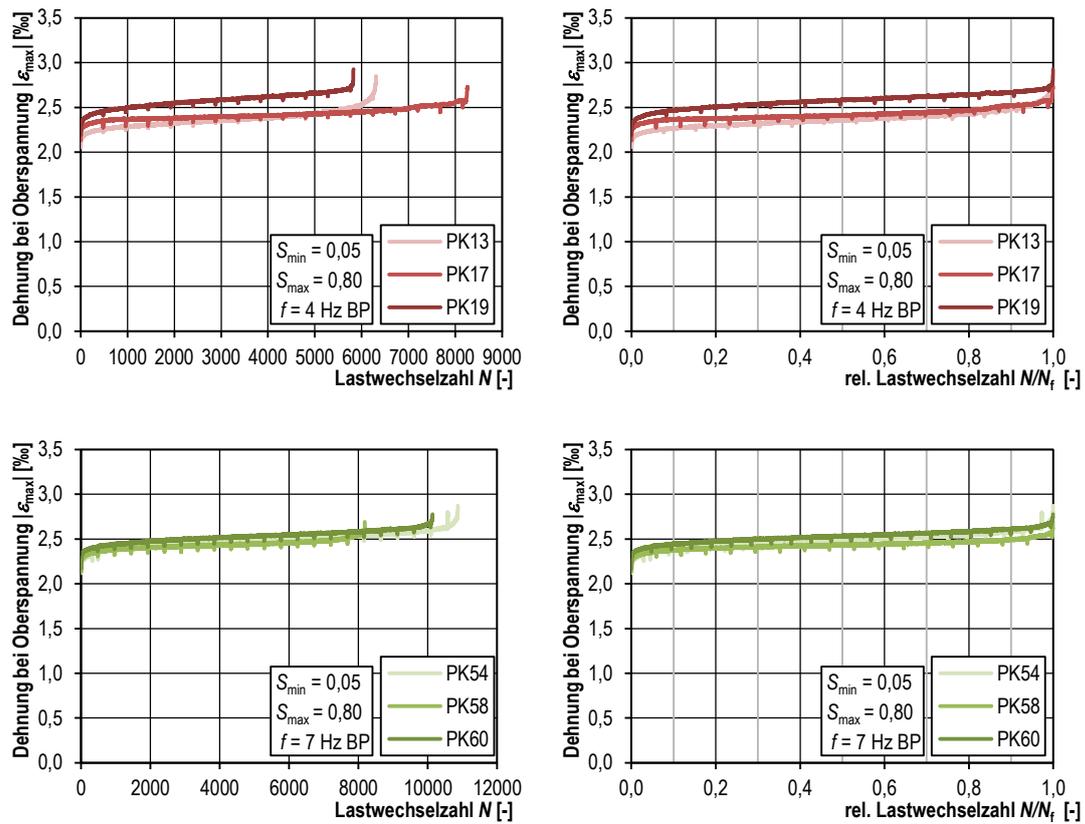


Bild G-4: Gemessene Probekörperdehnungen bei Oberspannung σ_{max} der pausierten Ermüdungsversuche für $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,80$, links: über den absoluten Lastwechselzahlen N , rechts: über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f

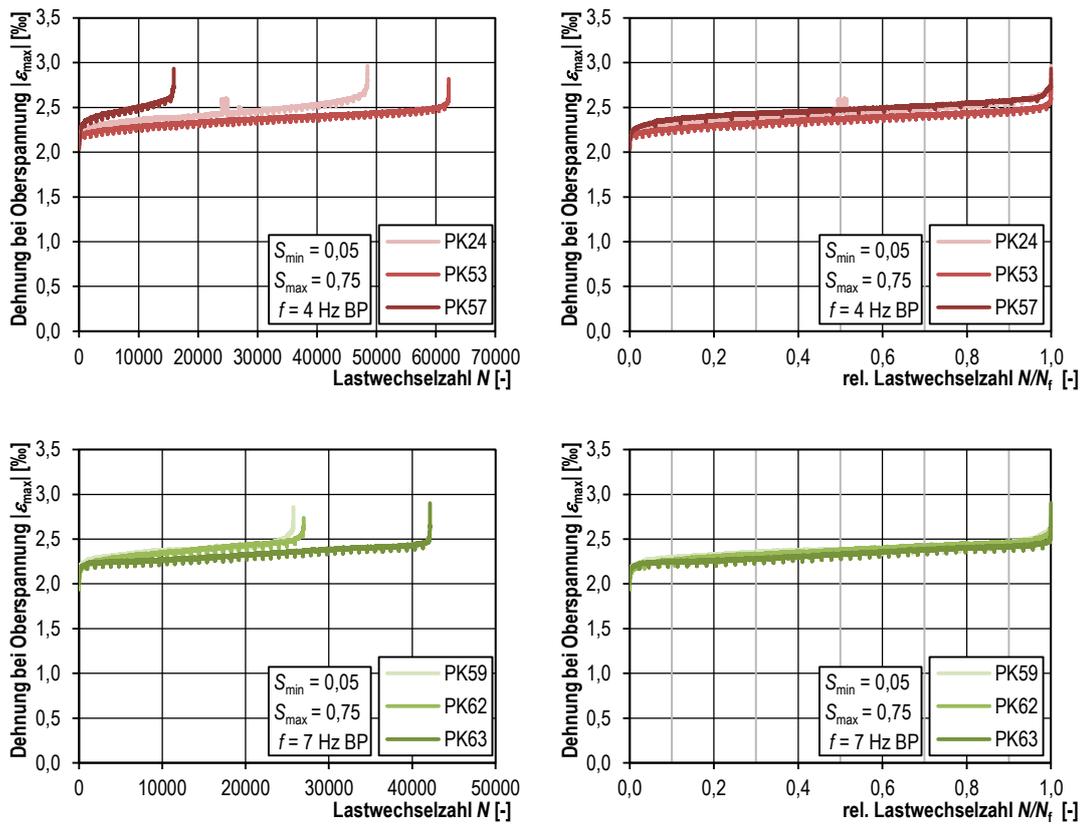


Bild G-5: Gemessene Probekörperdehnungen bei Oberspannung σ_{\max} der pausierten Ermüdungsversuche für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, links: über den absoluten Lastwechselzahlen N , rechts: über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f

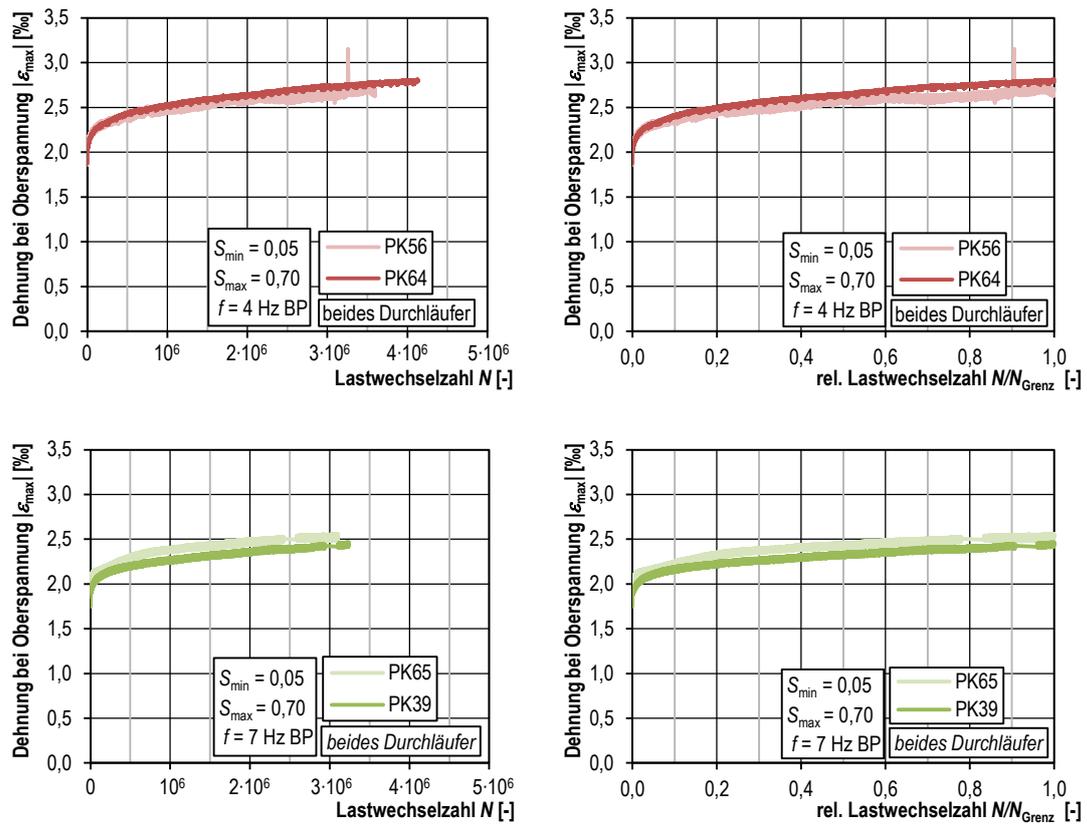


Bild G-6: Gemessene Probekörperdehnungen bei Oberspannung σ_{\max} der pausierten Ermüdungsversuche für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, links: über den absoluten Lastwechselzahlen N , rechts: über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f

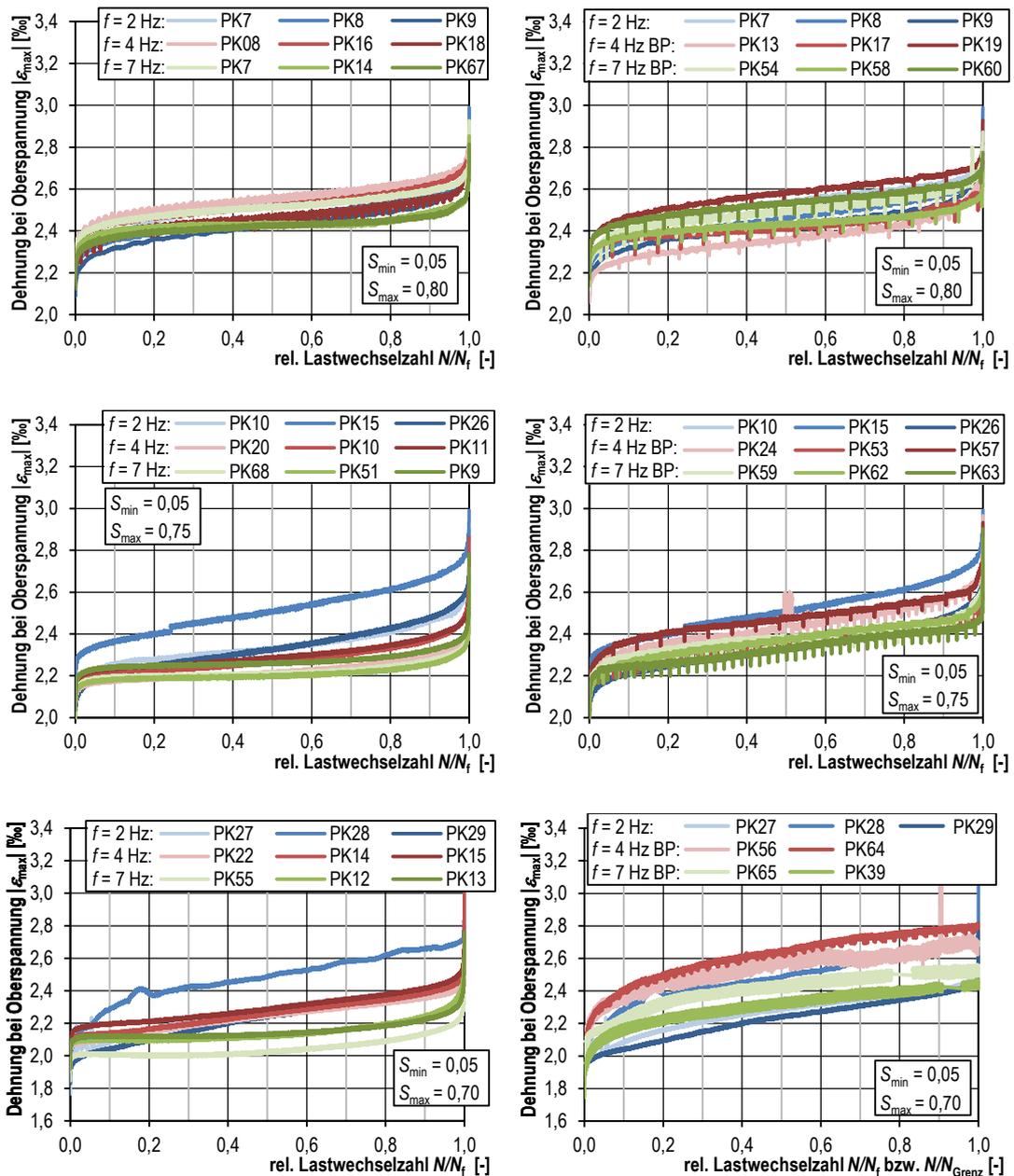


Bild G-7: Vergleichende Darstellung der gemessenen Probekörperdehnungen unter Oberspannung σ_{\max} , links: ohne Belastungspause, rechts: mit Belastungspause

H Elastischer Dehnungsanteil unter Druckschwellbeanspruchung

Die in den folgenden Bildern dargestellten elastischen Dehnungsanteile unter Oberspannung σ_{\max} errechnen sich nach Gleichung (H-1).

$$\varepsilon_{\text{el}} = \varepsilon_{\text{max}} - \varepsilon_{\text{min}} \quad (\text{H-1})$$

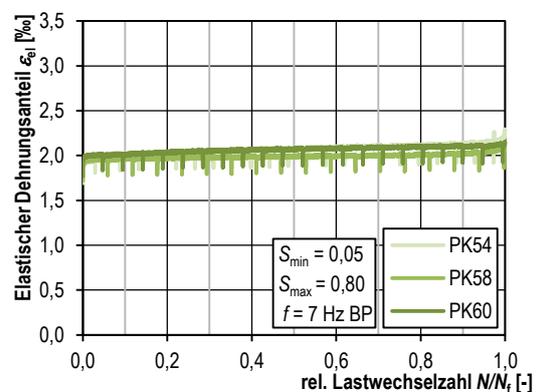
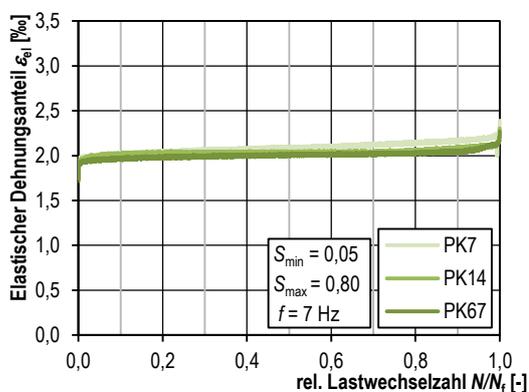
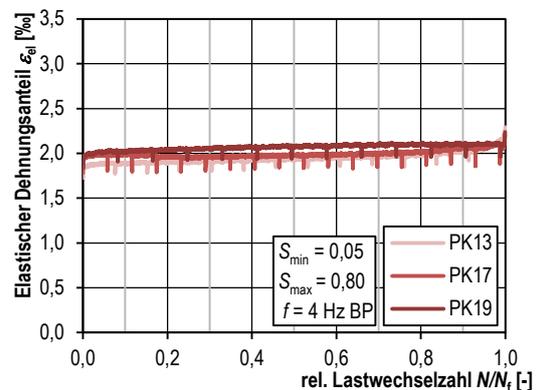
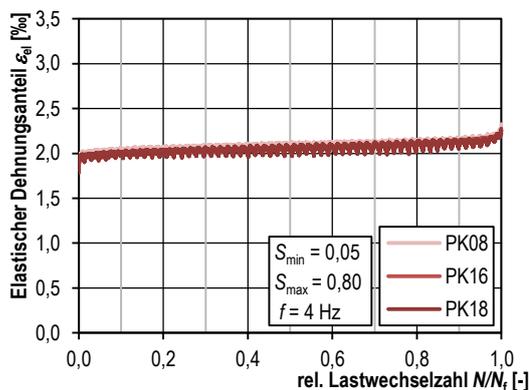
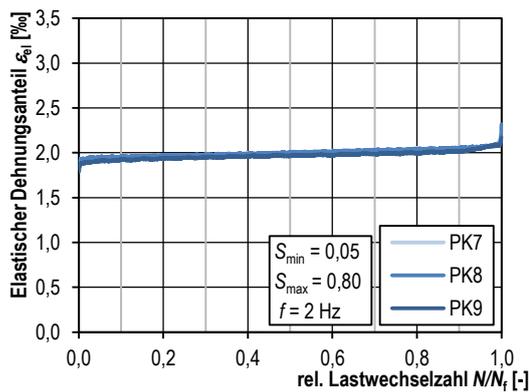


Bild H-1: Elastische Probekörperdehnungen unter Oberspannung σ_{\max} auf $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,80$ über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f , links: ohne Belastungspause, rechts: mit Belastungspause

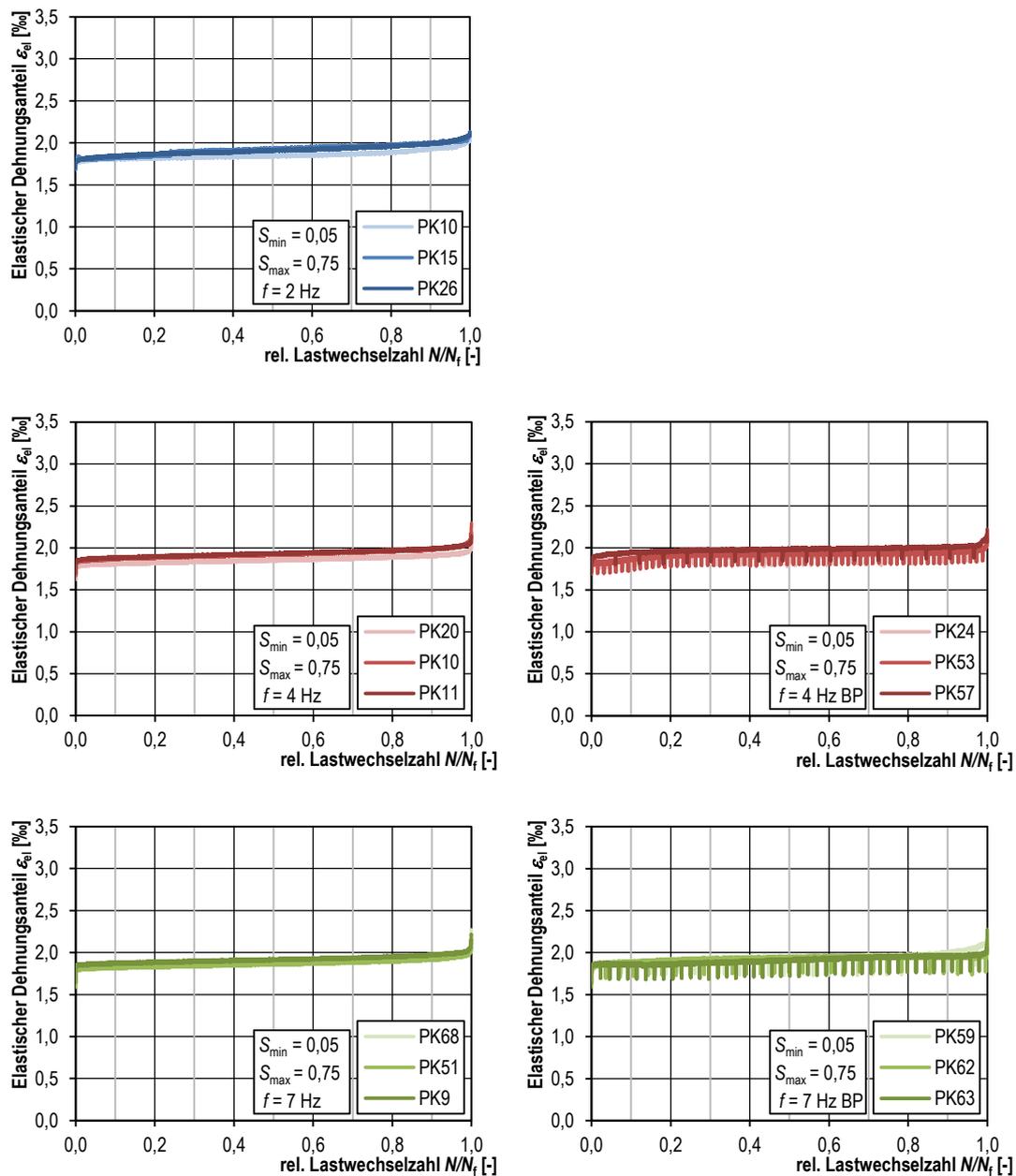


Bild H-2: Elastische Probekörperdehnungen unter Oberspannung σ_{max} auf $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,75$ über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f , links: ohne Belastungspause, rechts: mit Belastungspause

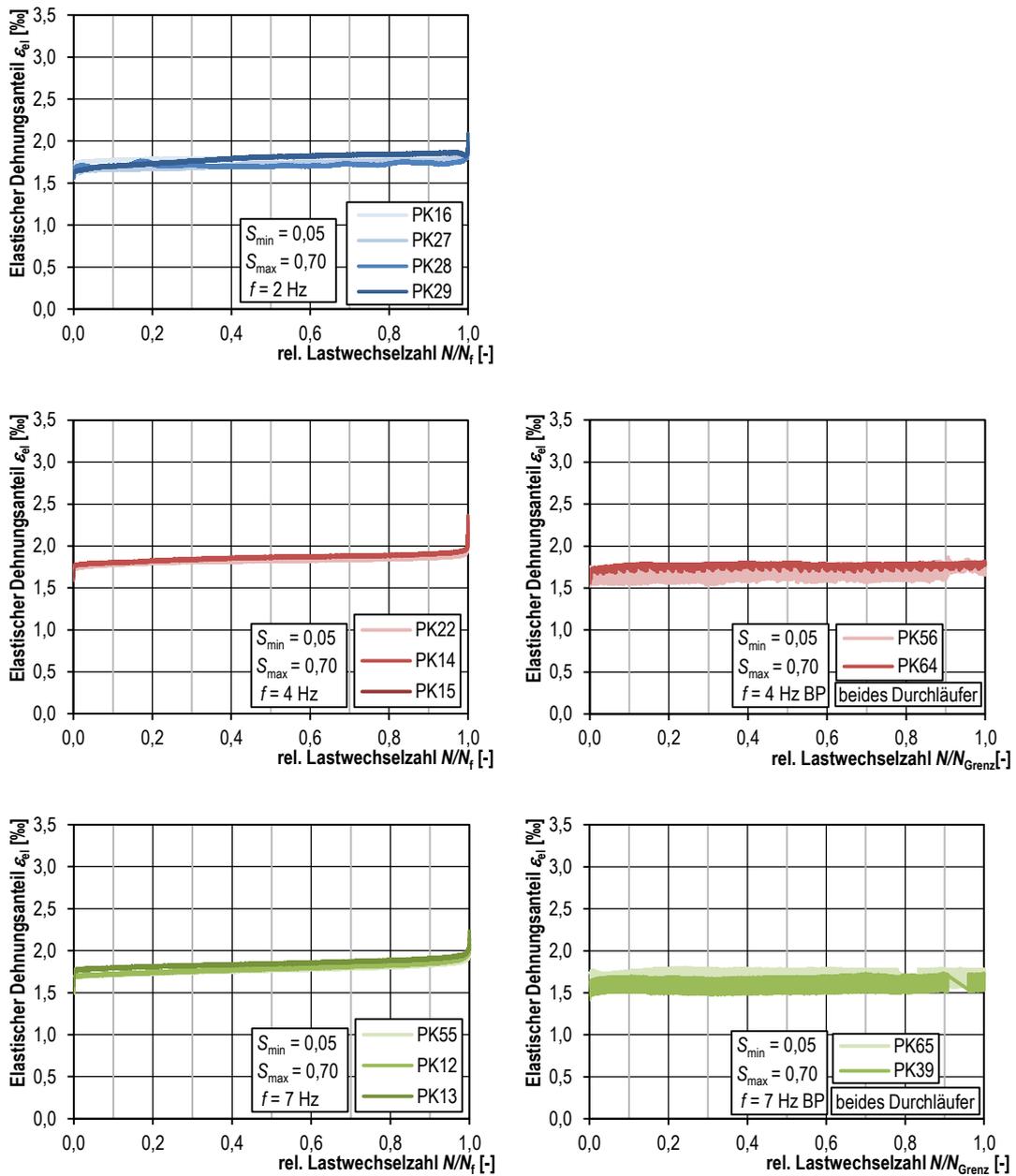


Bild H-3: Elastische Probekörperdehnungen unter Oberspannung σ_{max} auf $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,70$ über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f , links: ohne Belastungspause, rechts: mit Belastungspause

I Sekantenmodul unter Druckschwellbeanspruchung

Die in den folgenden Bildern dargestellten Sekantenmodul errechnen sich nach Gleichung (I-1).

$$E_{\text{fat}} = \frac{\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}}{\varepsilon_{\text{max}} - \varepsilon_{\text{min}}} \quad (\text{I-1})$$

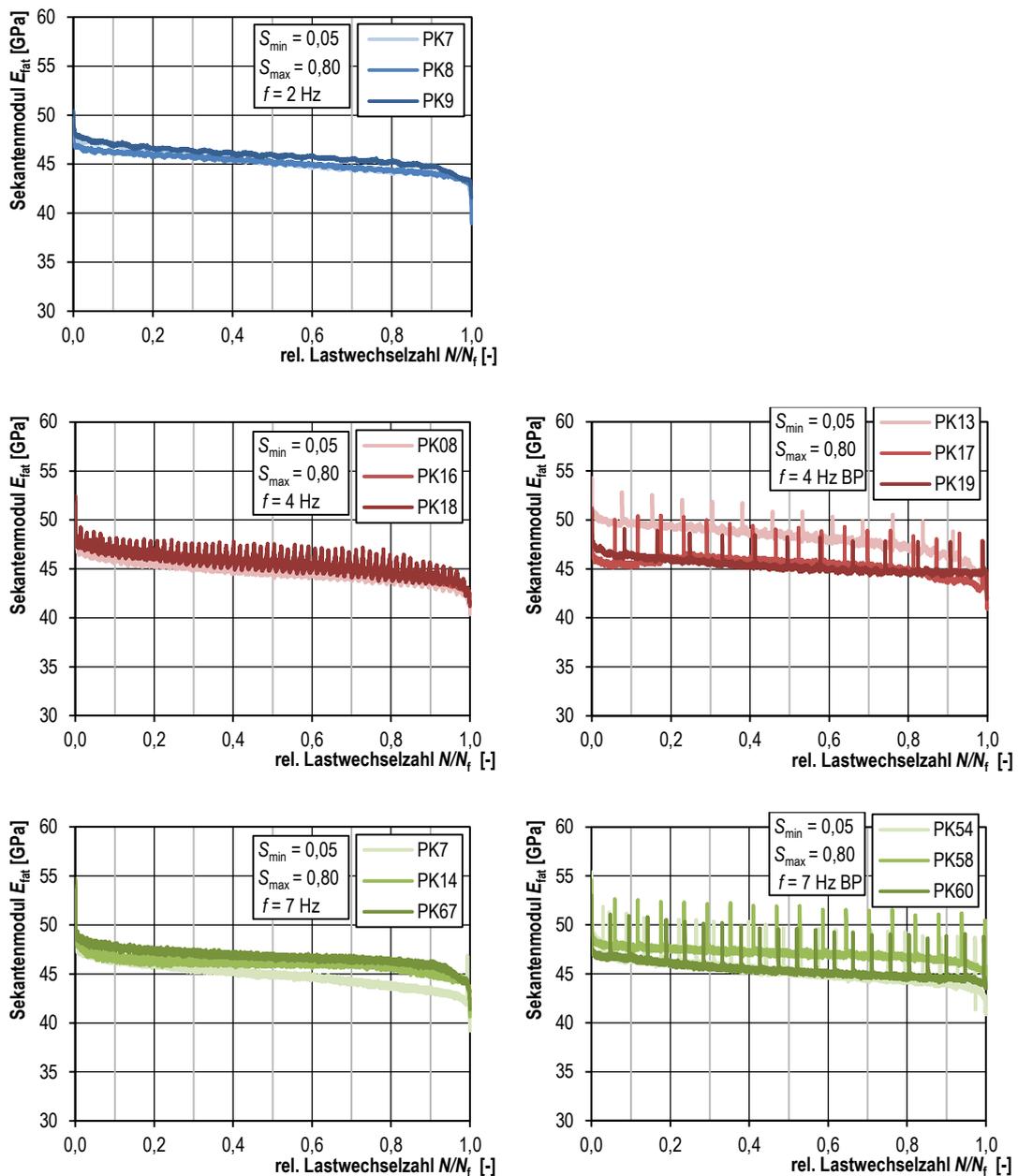


Bild I-1: Sekantenmodul bei $S_{\text{max}}/S_{\text{min}} = 0,05/0,80$ über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f , links: ohne Belastungspause, rechts: mit Belastungspause

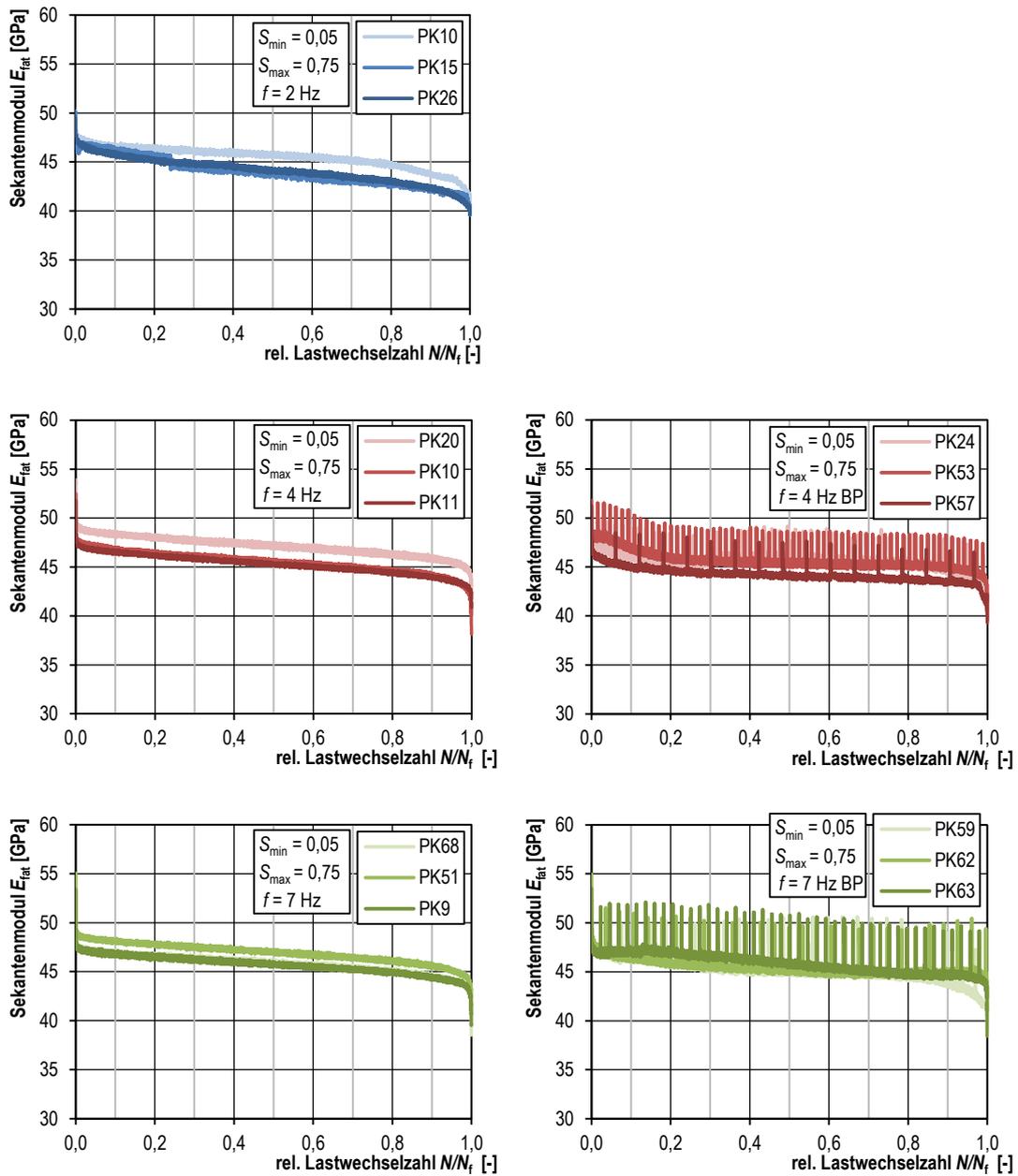


Bild I-2: Sekantenmoduln bei $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,75$ über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f , links: ohne Belastungspause, rechts: mit Belastungspause

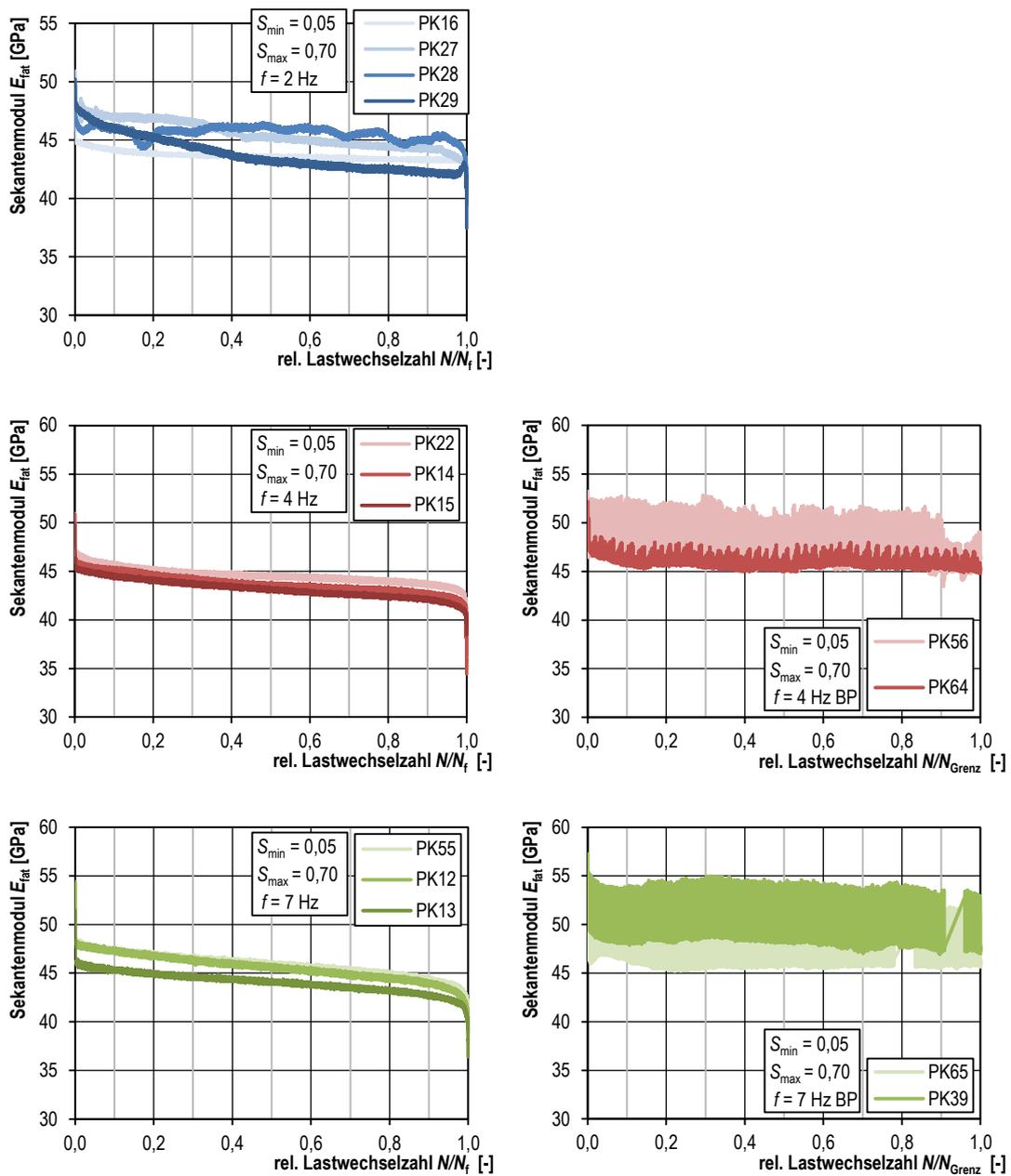


Bild I-3: Sekantenmodul bei $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,70$ über den relativen Lastwechselzahlen N/N_f , links: ohne Belastungspause, rechts: mit Belastungspause

J Dehnungszunahme in der stabilen Risswachstumsphase (Phase II)

Die in den folgenden Bildern dargestellten Dehnungszunahmen in der stabilen Risswachstumsphase errechnen sich nach Gleichung (J-1)

$$\lg \varepsilon_{\max, \text{PhII}} = \frac{\varepsilon_{80\%, \max} - \varepsilon_{20\%, \max}}{N_{80\%} - N_{20\%}} \quad (\text{J-1})$$

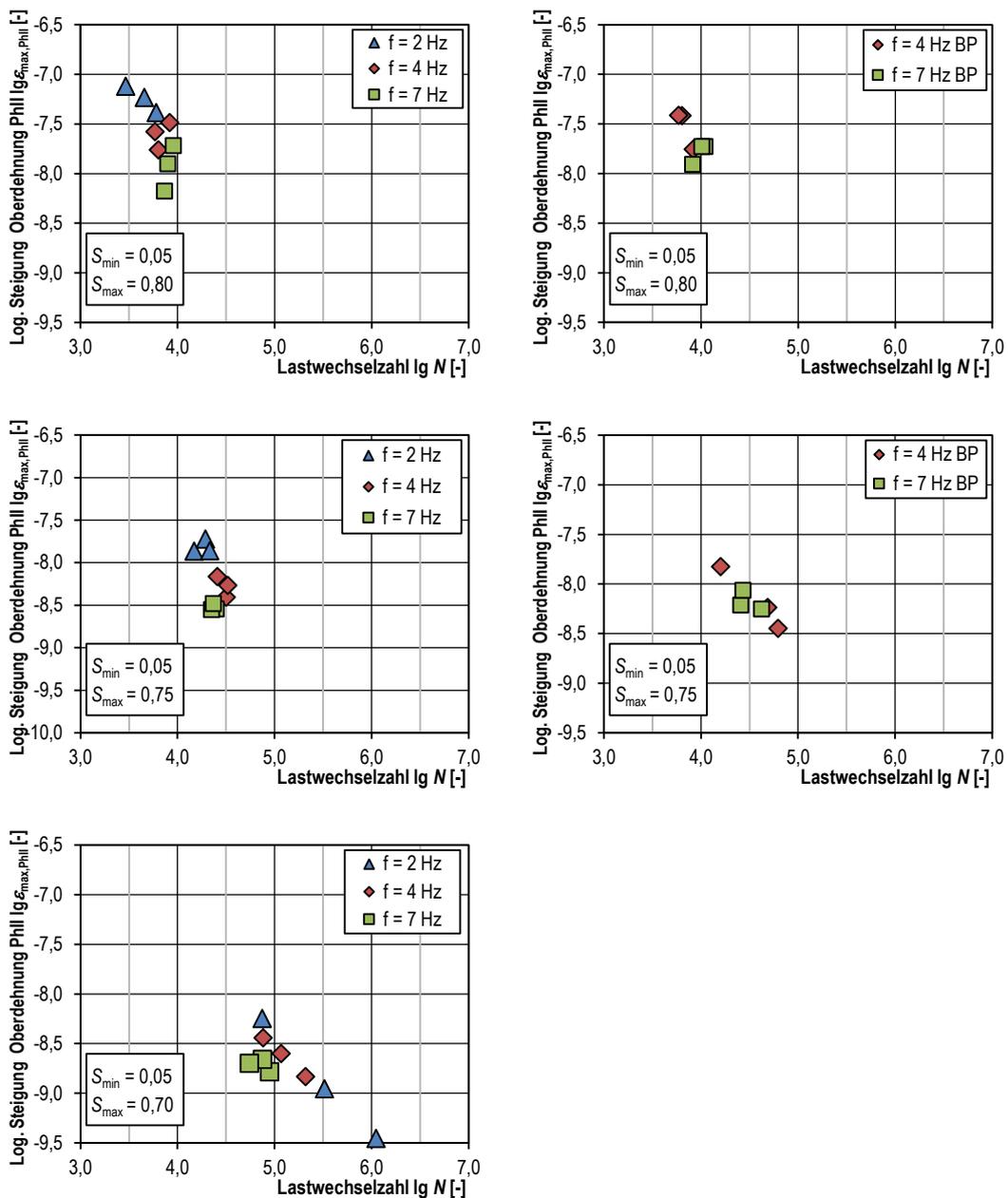


Bild J-1: Dehnungszunahme in der stabilen Risswachstumsphase, links: ohne Belastungspause, rechts: mit Belastungspause

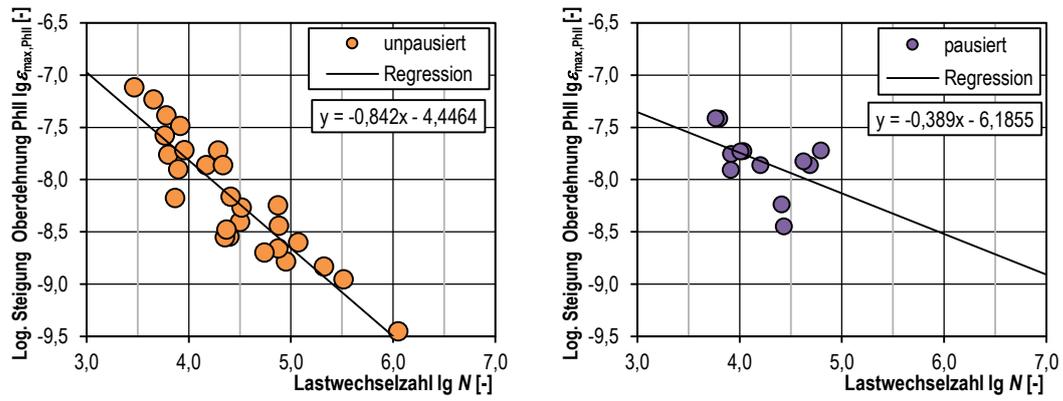


Bild J-2: Zusammenfassende Darstellung der Dehnungszunahme in der stabilen Risswachstumsphase, links: ohne Belastungspause, rechts: mit Belastungspause

K Bruchdehnungen unter Druckschwellbeanspruchung

In Bild K-1 sind die Bruchdehnungen der Ermüdungsversuche dargestellt. Dabei handelt es sich jeweils um die Dehnungen bei Oberspannung σ_{\max} und Unterspannung σ_{\min} des letzten vollständigen Lastwechsels.

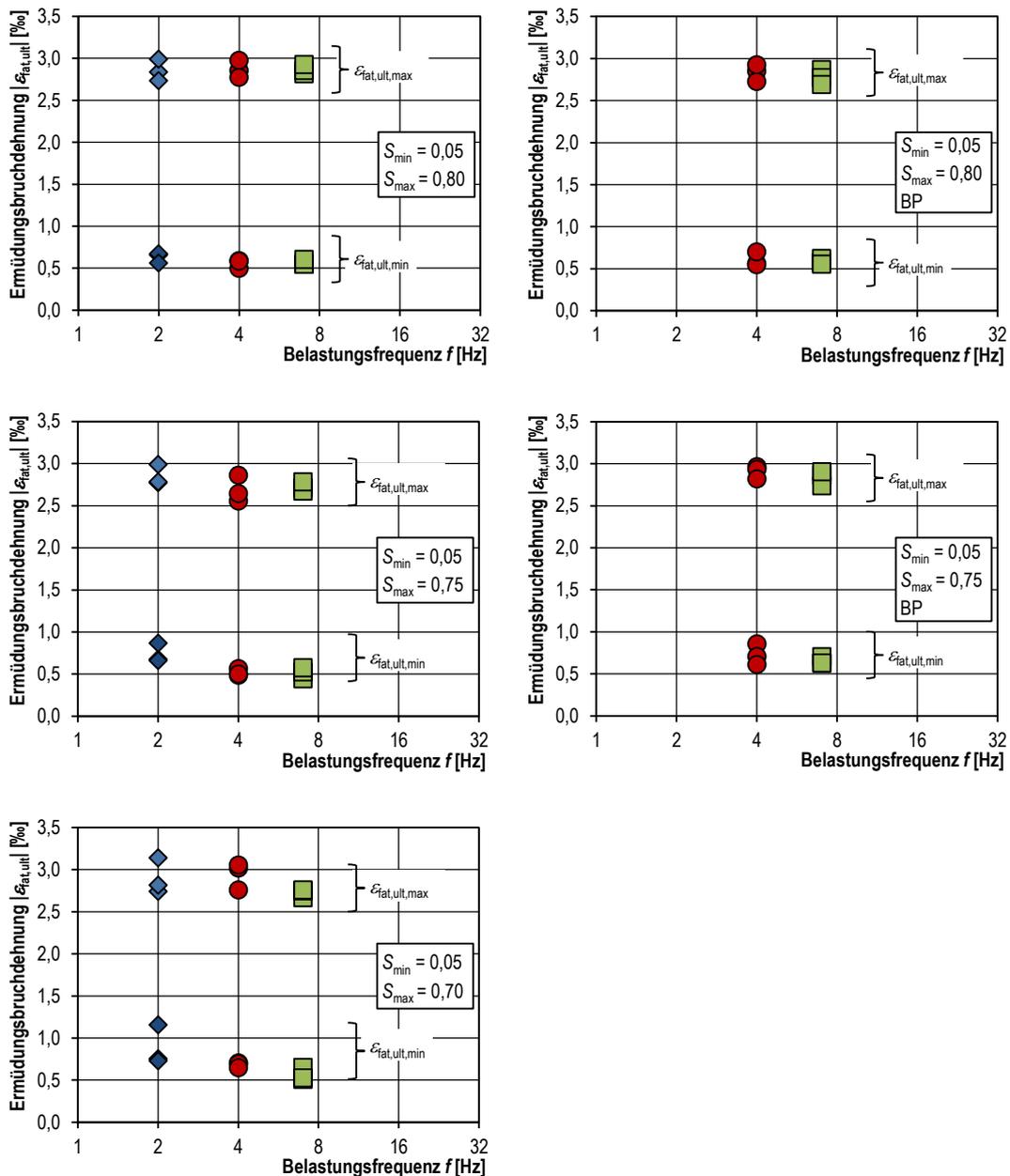


Bild K-1: Bruchdehnungen der Versuche unter Druckschwellbeanspruchung, links: ohne Belastungspause, rechts: mit Belastungspause

In Bild K-2 sind die Bruchdehnungen der Ermüdungsversuche bei Oberspannung σ_{max} im Vergleich zu den Dehnungen bei Druckfestigkeit der Versuche unter monoton steigender Beanspruchung unter unterschiedlichen Spannungsgeschwindigkeiten dargestellt.

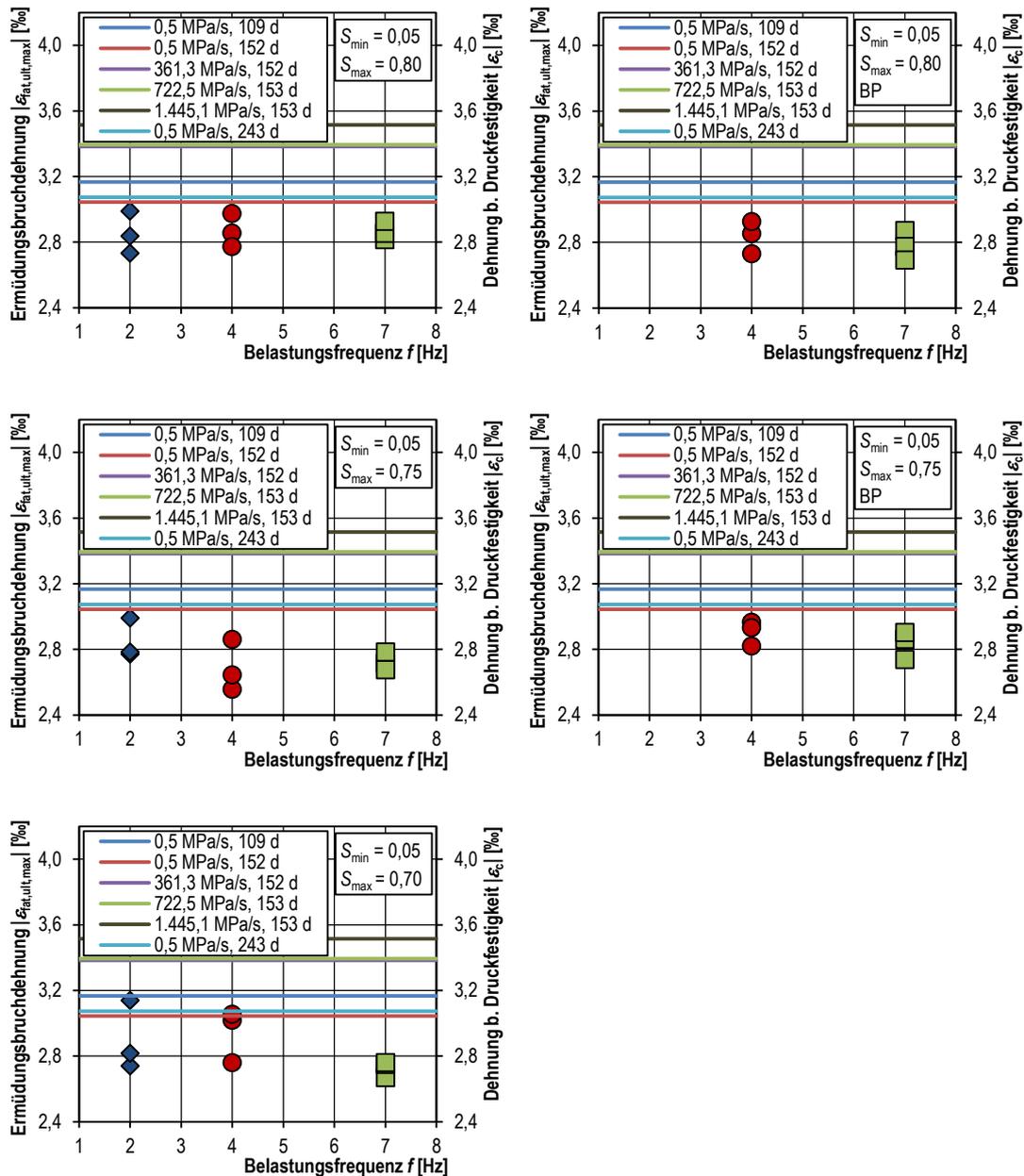


Bild K-2: Bruchdehnungen bei Oberspannung σ_{max} der Versuche unter Druck-schwellbeanspruchung im Vergleich zu den Bruchdehnungen unter monoton steigender Beanspruchung, links: ohne Belastungspause, rechts: mit Belastungspause

L Probekörpererwärmungen

L-1 Temperaturanstiege

Tabelle L-1: Temperaturanstiege der Ermüdungsversuche ohne Belastungspause

PK	f [Hz]	S_{\min} [-]	S_{\max} [-]	$\Delta T_{1.000s}$ [K]	$\Delta T_{1.000s,\emptyset}$ [K]	Faktor [-]	$\Delta T_{2.000LW}$ [K]	$\Delta T_{2.000LW,\emptyset}$ [K]
7	2	0,05	0,80	2,86			2,86	
8	2	0,05	0,80	2,55	2,79	-	2,55	2,79
9	2	0,05	0,80	2,96			2,96	
10	2	0,05	0,75	1,77			1,77	
15	2	0,05	0,75	2,63	2,17	-	2,63	2,17
26	2	0,05	0,75	2,11			2,11	
27	2	0,05	0,70	1,45			1,45	
28	2	0,05	0,70	1,88	2,03	-	1,88	2,03
29	2	0,05	0,70	2,21			2,21	
16 ^{A) C)}	2	0,05	0,70	2,57			2,57	
16	4	0,05	0,80	5,56			2,79	
18	4	0,05	0,80	5,13	5,55	1,99	2,60	2,81
8 ^{C)}	4	0,05	0,80	5,98			3,02	
20	4	0,05	0,75	4,37			2,23	
10 ^{C)}	4	0,05	0,75	4,26	4,51	2,08	2,24	2,31
11 ^{C)}	4	0,05	0,75	4,91			2,46	
22	4	0,05	0,70	3,19			1,64	
14 ^{C)}	4	0,05	0,70	3,55	3,41	1,68	1,85	1,77
15 ^{C)}	4	0,05	0,70	3,51			1,83	
67	7	0,05	0,80	10,11			2,90	
14	7	0,05	0,80	9,03	9,67	3,46	2,39	2,73
7 ^{C)}	7	0,05	0,80	9,87			2,89	
68	7	0,05	0,75	6,90			1,92	
51	7	0,05	0,75	7,49	7,26	3,34	2,33	2,11
9 ^{C)}	7	0,05	0,75	7,39			2,08	
55	7	0,05	0,70	5,17			1,44	
12 ^{C)}	7	0,05	0,70	5,76	5,57	2,74	1,63	1,61
13 ^{C)}	7	0,05	0,70	5,77			1,76	

A) Durchläufer

C) Charge B

L-2 Maximaltemperaturen

Tabelle L-2: Maximaltemperaturen der Versuche mit und ohne Belastungspause

PK	f [Hz]	S_{\min} [-]	S_{\max} [-]	$\Delta T_{\max, \text{mitte}}$ [K]	$\Delta T_{\max, \text{unten}}$ [K]	$\Delta T_{\max, \text{oben}}$ [K]
7	2	0,05	0,80	6,19	2,58	1,56
8	2	0,05	0,80	7,35	2,84	3,28
9	2	0,05	0,80	4,39	1,75	1,40
10	2	0,05	0,75	8,43	3,73	2,81
15	2	0,05	0,75	12,97	4,18	6,07
26	2	0,05	0,75	10,47	4,09	3,93
27	2	0,05	0,70	7,37	3,23	3,95
28	2	0,05	0,70	12,87	4,16	8,05
29	2	0,05	0,70	14,04	4,10	6,54
16 ^{A) C)}	2	0,05	0,70	12,56	4,75	6,85
16	4	0,05	0,80	10,26	5,12	4,45
18	4	0,05	0,80	11,13	4,84	5,84
8 ^{C)}	4	0,05	0,80	12,76	5,01	4,44
13	4 ^{B)}	0,05	0,80	6,95	4,73	3,21
17	4 ^{B)}	0,05	0,80	8,48	5,53	3,01
19	4 ^{B)}	0,05	0,80	7,57	3,21	2,90
20	4	0,05	0,75	21,05	7,69	8,54
10 ^{C)}	4	0,05	0,75	21,82	7,56	9,81
11 ^{C)}	4	0,05	0,75	21,74	7,15	8,78
24	4 ^{B)}	0,05	0,75	12,12	5,11	6,22
57	4 ^{B)}	0,05	0,75	11,16	2,72	3,40
53	4 ^{B)}	0,05	0,75	10,03	2,76	4,84
22	4	0,05	0,70	21,35	7,55	12,61
14 ^{C)}	4	0,05	0,70	24,06	6,95	10,08
15 ^{C)}	4	0,05	0,70	21,88	6,20	9,82
64 ^{A)}	4 ^{B)}	0,05	0,70	9,21	2,67	4,06
56 ^{A)}	4 ^{B)}	0,05	0,70	8,74	5,74	6,94
67	7	0,05	0,80	11,95	3,15	8,16
14	7	0,05	0,80	9,44	3,63	5,30
7 ^{C)}	7	0,05	0,80	12,79	5,47	5,41
54	7 ^{B)}	0,05	0,80	8,31	3,65	2,89
60	7 ^{B)}	0,05	0,80	9,25	4,39	4,47
58	7 ^{B)}	0,05	0,80	8,54	4,03	2,59

68	7	0,05	0,75	21,79	5,99	7,53
51	7	0,05	0,75	22,26	6,13	9,21
9 ^{C)}	7	0,05	0,75	22,41	7,04	10,29
59	7 ^{B)}	0,05	0,75	10,96	5,07	6,15
62	7 ^{B)}	0,05	0,75	10,32	3,53	3,88
63	7 ^{B)}	0,05	0,75	11,65	4,13	6,39
55	7	0,05	0,70	30,41	8,00	13,09
12 ^{C)}	7	0,05	0,70	34,78	8,02	13,91
13 ^{C)}	7	0,05	0,70	28,64	9,89	12,21
65 ^{A)}	7 ^{B)}	0,05	0,70	10,42	6,32	7,97
39 ^{A)}	7 ^{B)}	0,05	0,70	6,94	2,89	4,35

A) Durchläufer

B) Versuche mit Belastungspause

C) Charge B

L-3 Temperaturverläufe ohne Belastungspausen

Nachfolgend sind die gemessenen Temperaturänderungen sowie die Temperaturänderungen je Lastwechsel dargestellt. Die Temperaturänderungen je Lastwechsel wurden in Probenmitte als gleitender Durchschnitt aus 100 aufeinanderfolgenden Messwerten bestimmt.

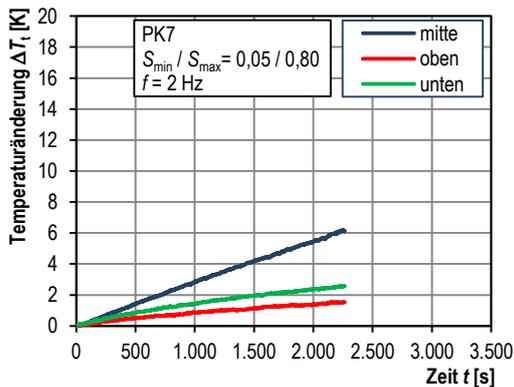


Bild L-1: Probekörpererwärmung, PK7, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 2$ Hz

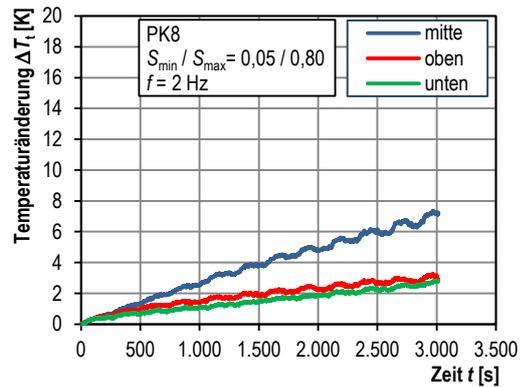


Bild L-2: Probekörpererwärmung, PK8, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 2$ Hz

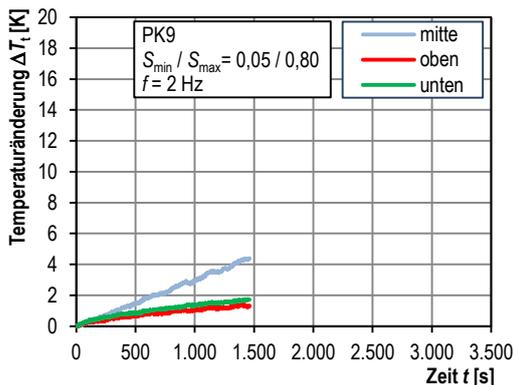


Bild L-3: Probekörpererwärmung, PK9, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 2$ Hz

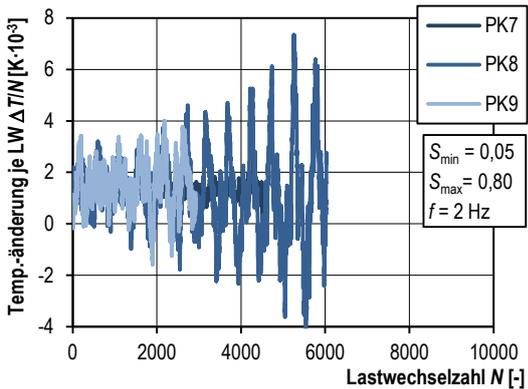


Bild L-4: Temperaturänderung je Lastwechselzahl, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 2$ Hz

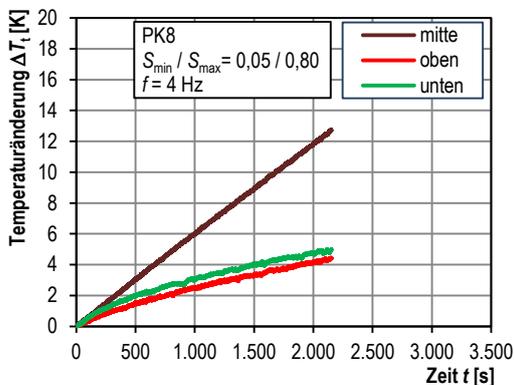


Bild L-5: Probekörpererwärmung, PK8, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 4$ Hz

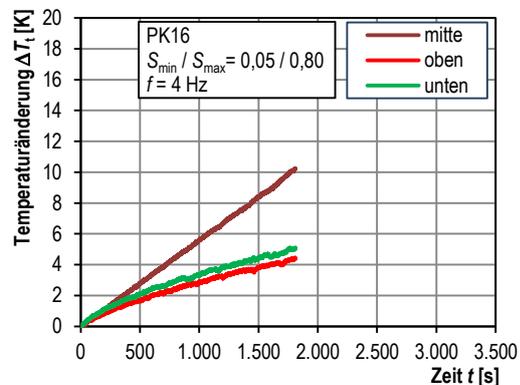


Bild L-6: Probekörpererwärmung, PK16, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 4$ Hz

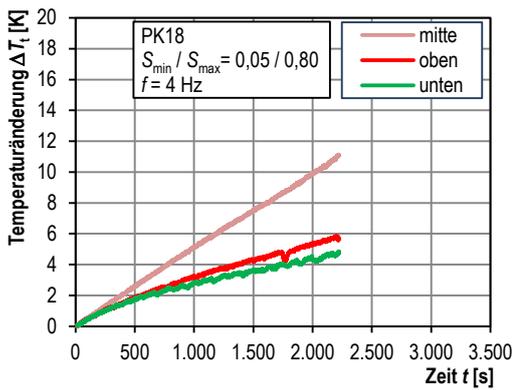


Bild L-7: Probekörpererwärmung, PK18, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,80$, $f = 4$ Hz

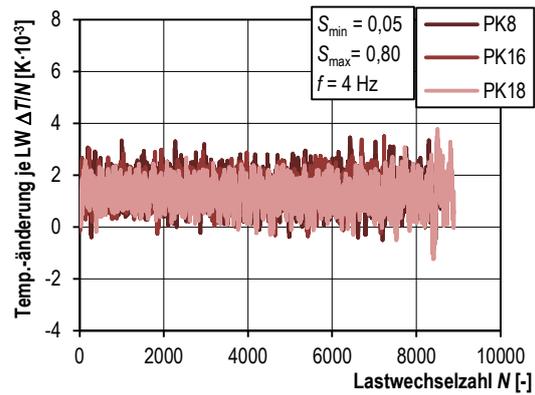


Bild L-8: Temperaturänderung je Lastwechselzahl, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,80$, $f = 4$ Hz

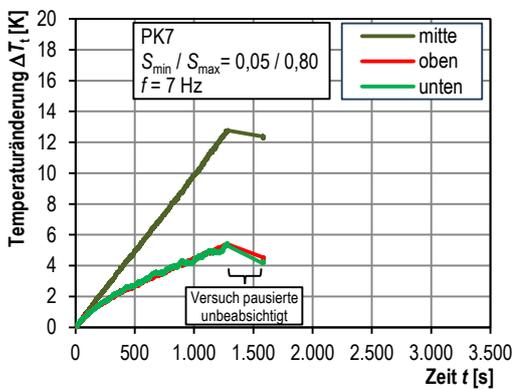


Bild L-9: Probekörpererwärmung, PK7, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,80$, $f = 7$ Hz

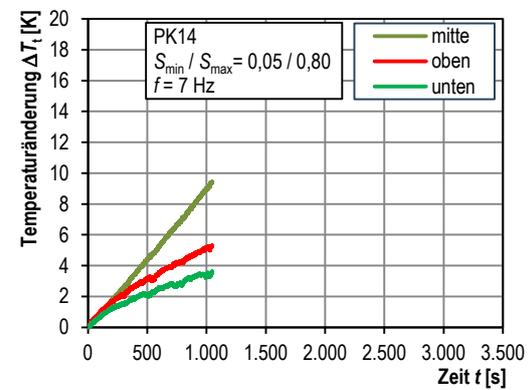


Bild L-10: Probekörpererwärmung, PK14, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,80$, $f = 7$ Hz

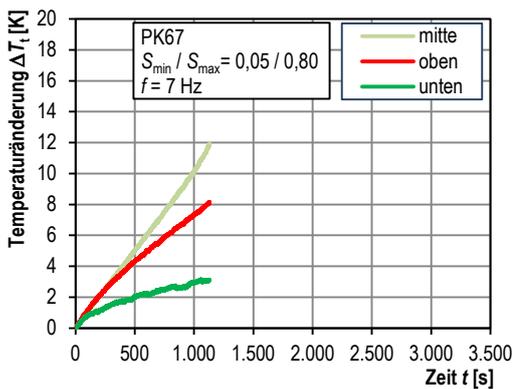


Bild L-11: Probekörpererwärmung, PK67, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,80$, $f = 7$ Hz

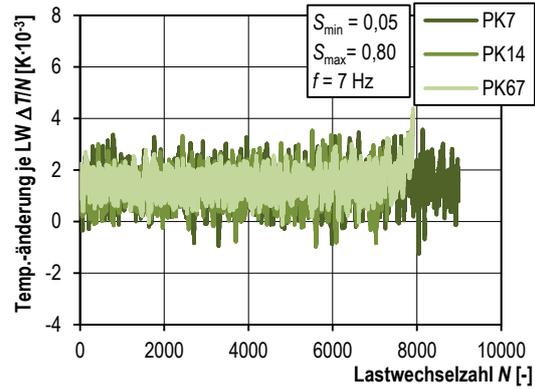


Bild L-12: Temperaturänderung je Lastwechselzahl, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,80$, $f = 7$ Hz

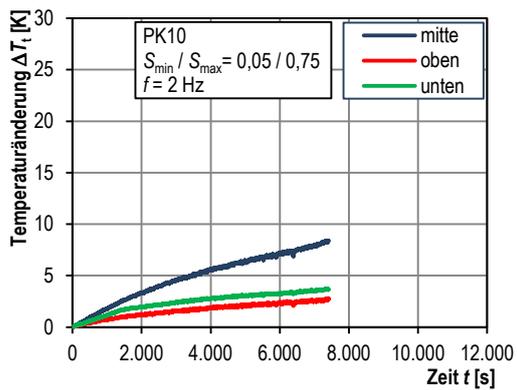


Bild L-13: Probekörpererwärmung, PK10, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 2$ Hz

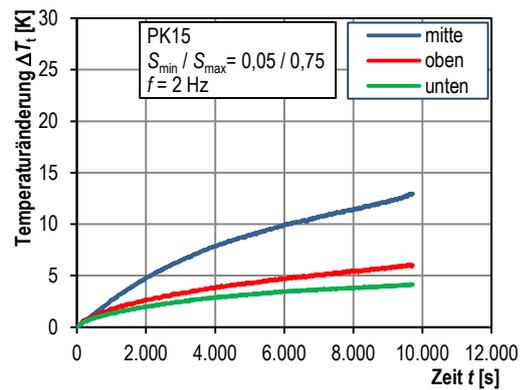


Bild L-14: Probekörpererwärmung, PK15, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 2$ Hz

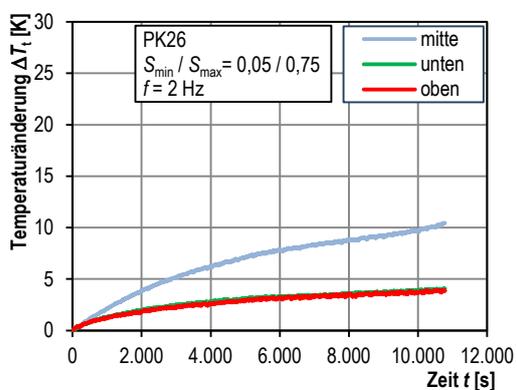


Bild L-15: Probekörpererwärmung, PK26, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 2$ Hz

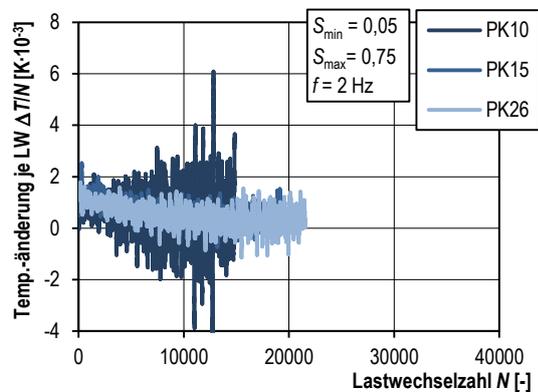


Bild L-16: Temperaturänderung je Lastwechselzahl, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 2$ Hz

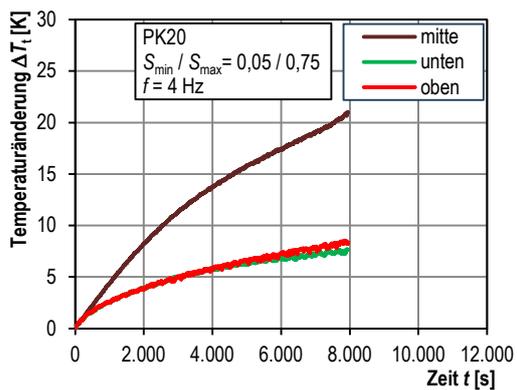


Bild L-17: Probekörpererwärmung, PK20, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 4$ Hz

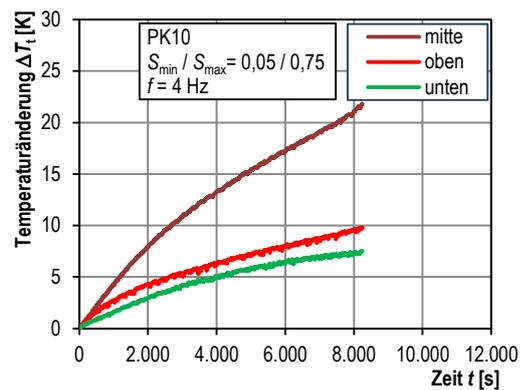


Bild L-18: Probekörpererwärmung, PK10, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 4$ Hz

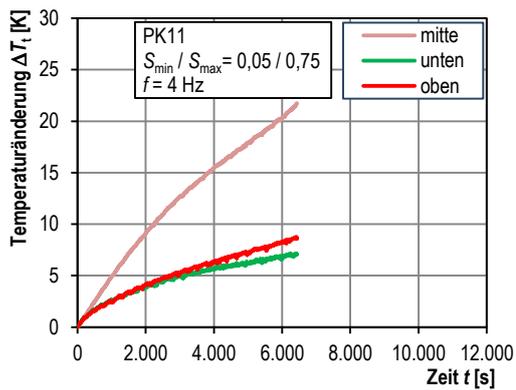


Bild L-19: Probekörpererwärmung, PK11, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,75$, $f = 4$ Hz

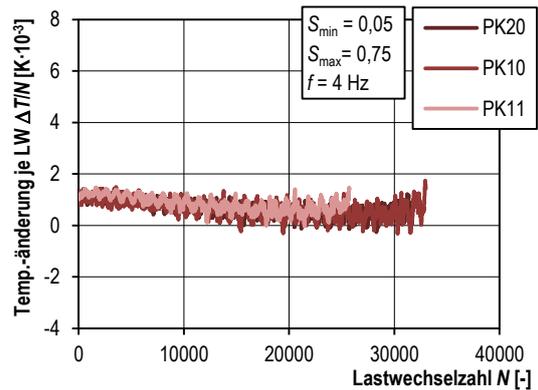


Bild L-20: Temperaturänderung je Lastwechselzahl, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,75$, $f = 4$ Hz

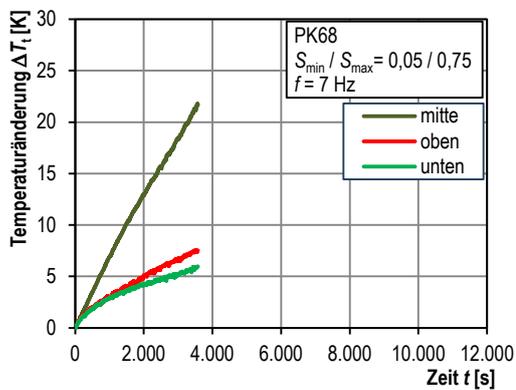


Bild L-21: Probekörpererwärmung, PK68, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,75$, $f = 7$ Hz

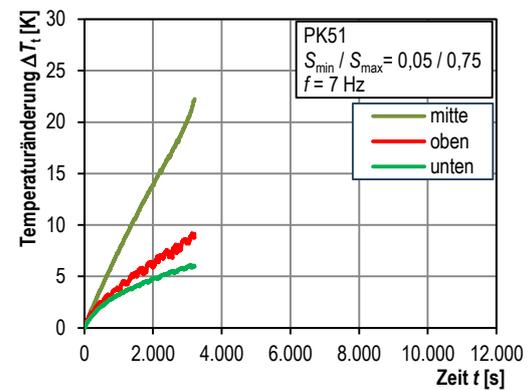


Bild L-22: Probekörpererwärmung, PK51, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,75$, $f = 7$ Hz

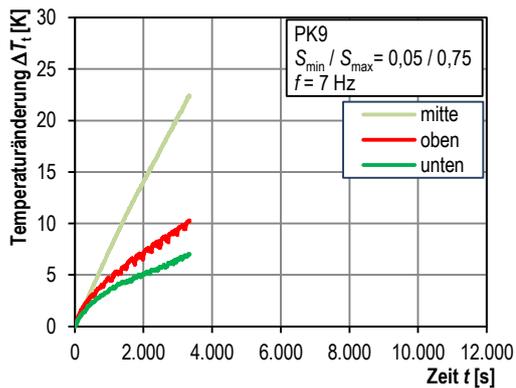


Bild L-23: Probekörpererwärmung, PK9, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,75$, $f = 7$ Hz

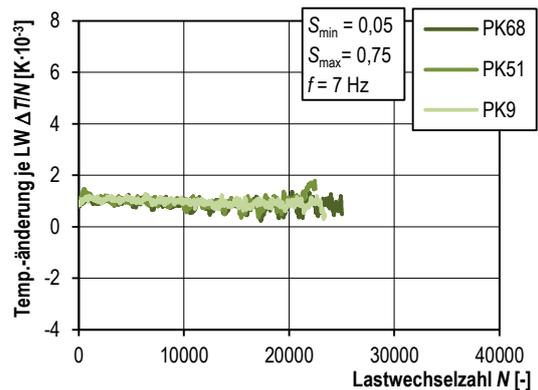


Bild L-24: Temperaturänderung je Lastwechselzahl, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,75$, $f = 7$ Hz

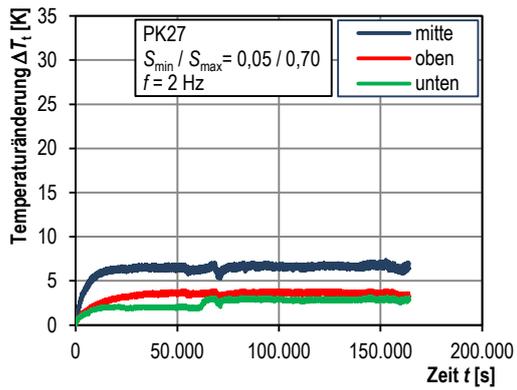


Bild L-25: Probekörpererwärmung, PK27, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, $f = 2$ Hz

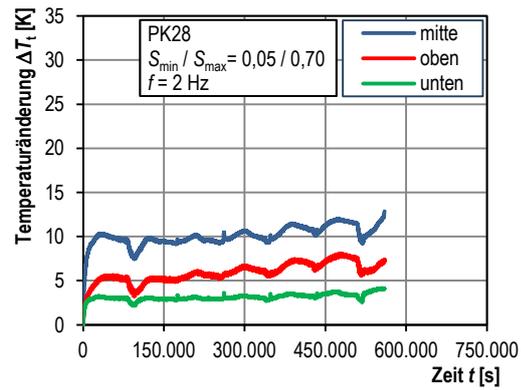


Bild L-26: Probekörpererwärmung, PK28, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, $f = 2$ Hz

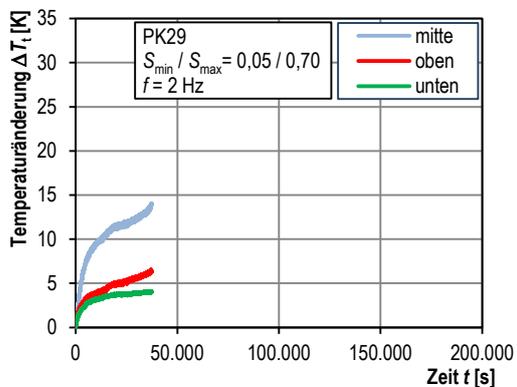


Bild L-27: Probekörpererwärmung, PK29, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, $f = 2$ Hz

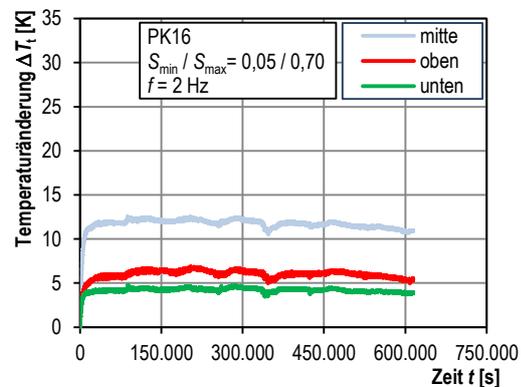


Bild L-28: Probekörpererwärmung, PK16, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, $f = 2$ Hz

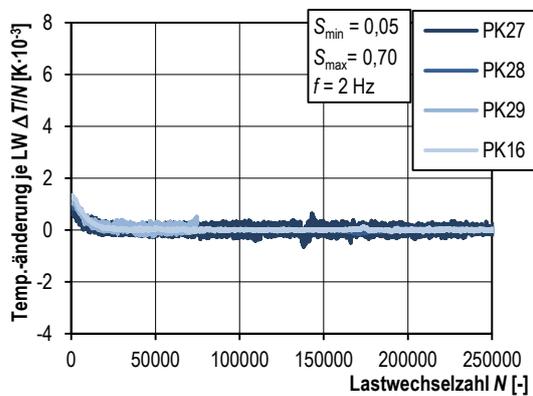


Bild L-29: Temperaturänderung je Lastwechselzahl, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, $f = 2$ Hz

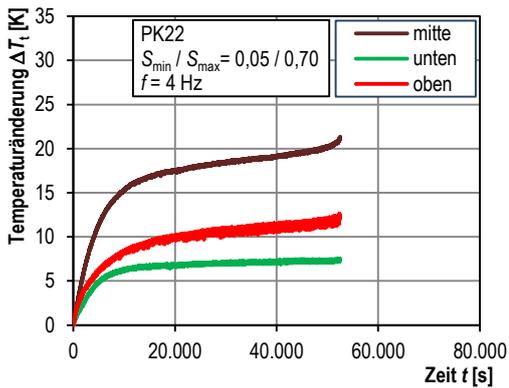


Bild L-30: Probekörpererwärmung, PK22, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,70$, $f = 4$ Hz

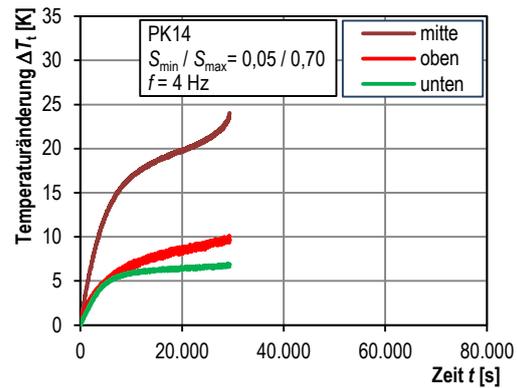


Bild L-31: Probekörpererwärmung, PK14, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,70$, $f = 4$ Hz

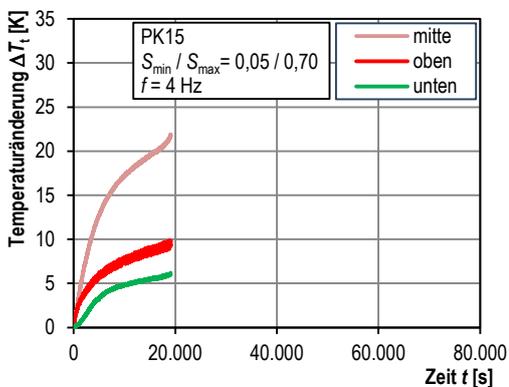


Bild L-32: Probekörpererwärmung, PK15, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,70$, $f = 4$ Hz

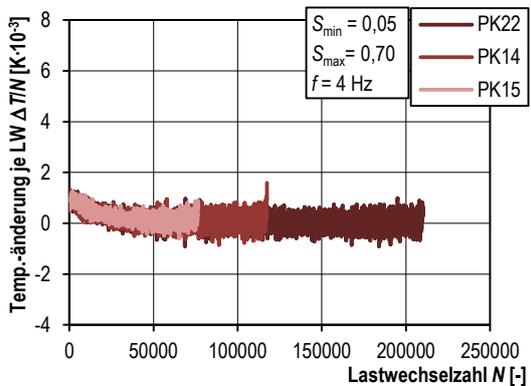


Bild L-33: Temperaturänderung je Lastwechselzahl, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,70$, $f = 4$ Hz

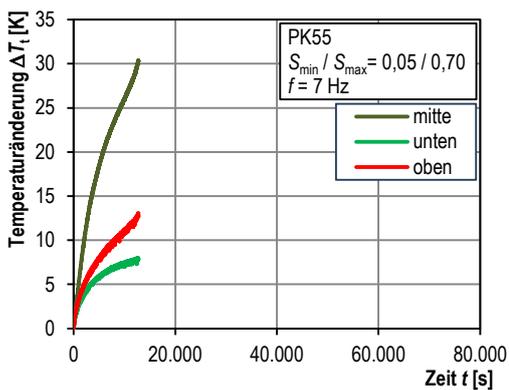


Bild L-34: Probekörpererwärmung, PK55, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,70$, $f = 7$ Hz

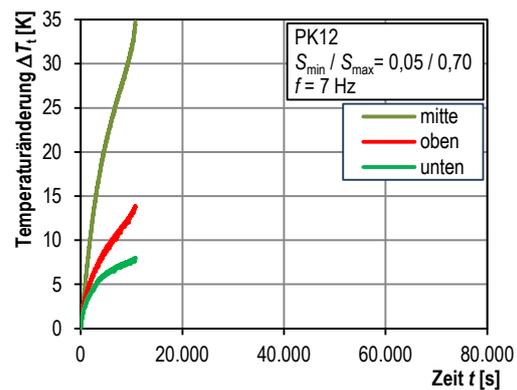


Bild L-35: Probekörpererwärmung, PK12, $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,70$, $f = 7$ Hz

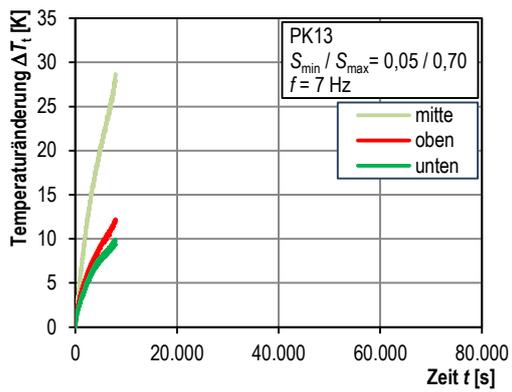


Bild L-36: Probekörpererwärmung, PK13, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, $f = 7 \text{ Hz}$

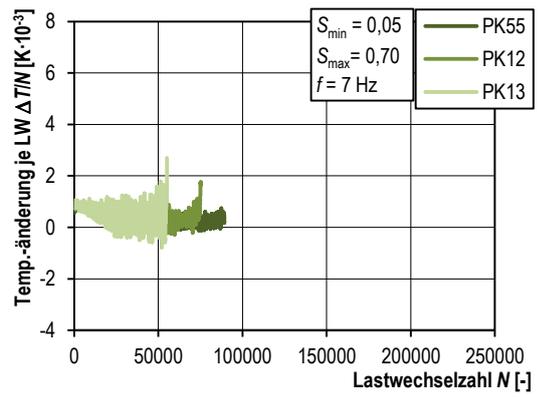


Bild L-37: Temperaturänderung je Lastwechselzahl, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, $f = 7 \text{ Hz}$

L-4 Temperaturverläufe mit Belastungspause

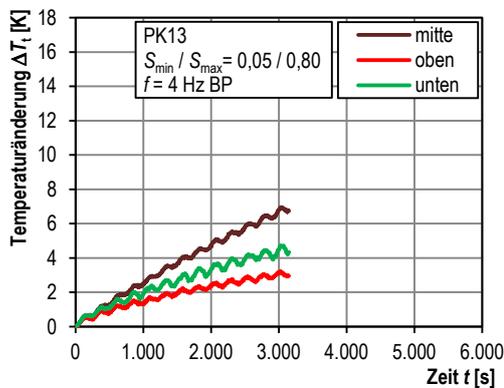


Bild L-38: Probekörpererwärmung, PK13, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 4$ Hz BP

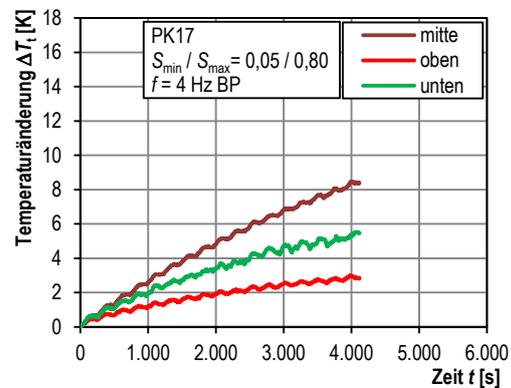


Bild L-39: Probekörpererwärmung, PK17, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 4$ Hz BP

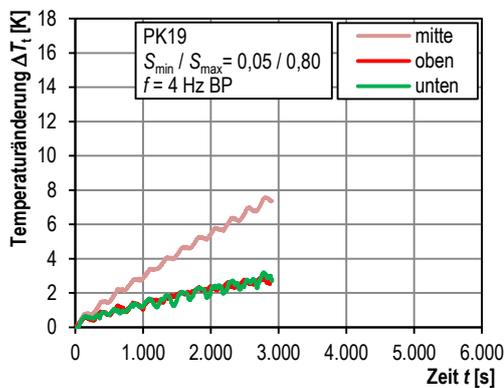


Bild L-40: Probekörpererwärmung, PK19, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 4$ Hz BP

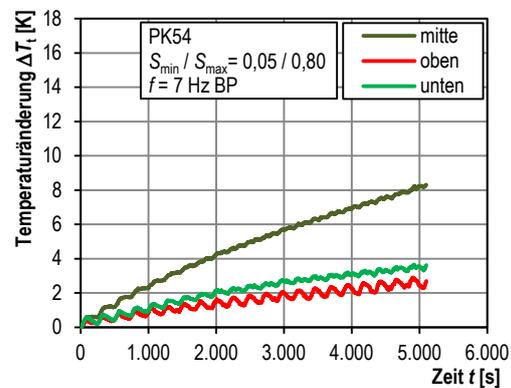


Bild L-41: Probekörpererwärmung, PK54, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 7$ Hz BP

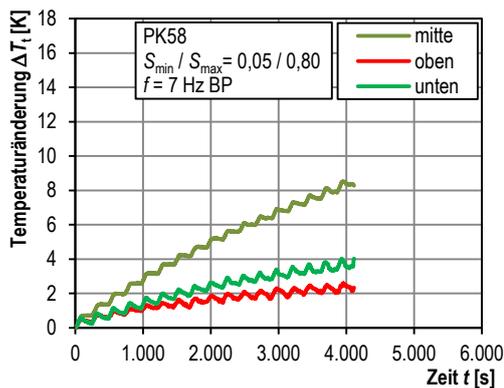


Bild L-42: Probekörpererwärmung, PK58, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 7$ Hz BP

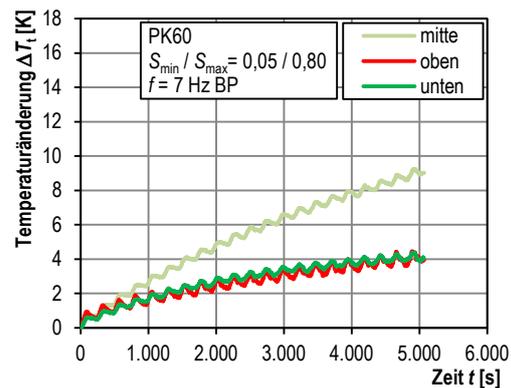


Bild L-43: Probekörpererwärmung, PK60, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$, $f = 7$ Hz BP

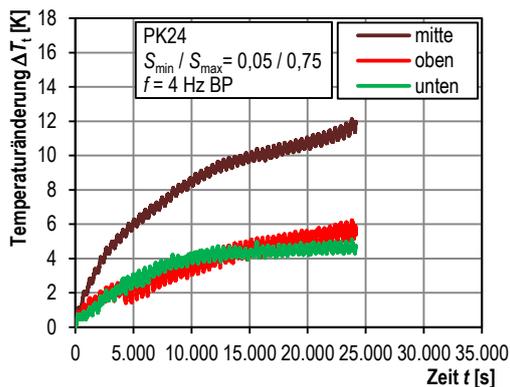


Bild L-44: Probekörpererwärmung, PK24, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 4$ Hz BP

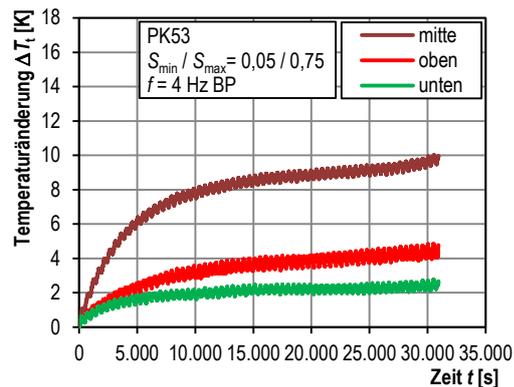


Bild L-45: Probekörpererwärmung, PK53, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 4$ Hz BP

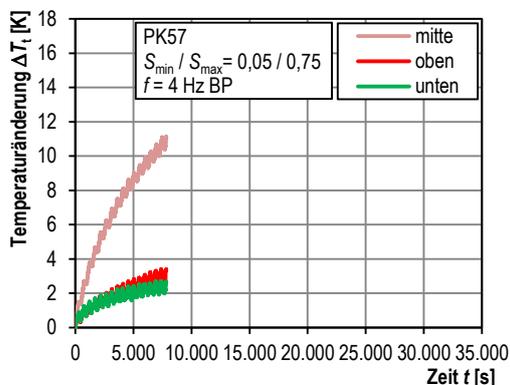


Bild L-46: Probekörpererwärmung, PK57, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 4$ Hz BP

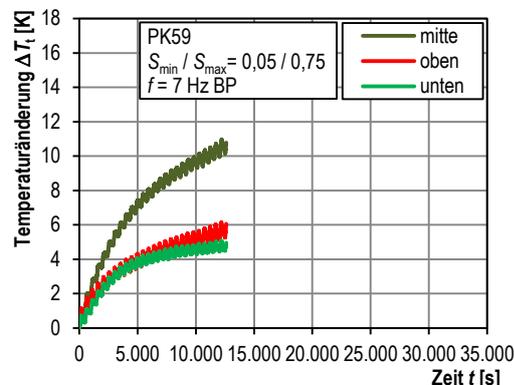


Bild L-47: Probekörpererwärmung, PK59, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 7$ Hz BP

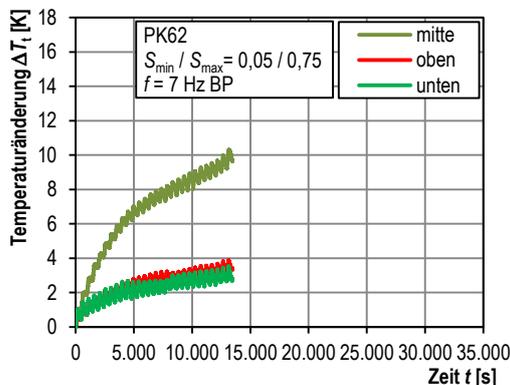


Bild L-48: Probekörpererwärmung, PK62, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 7$ Hz BP

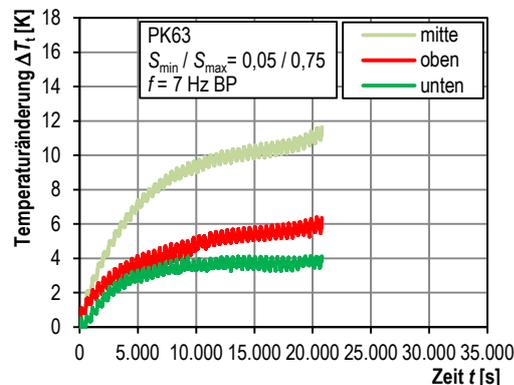


Bild L-49: Probekörpererwärmung, PK63, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$, $f = 7$ Hz BP

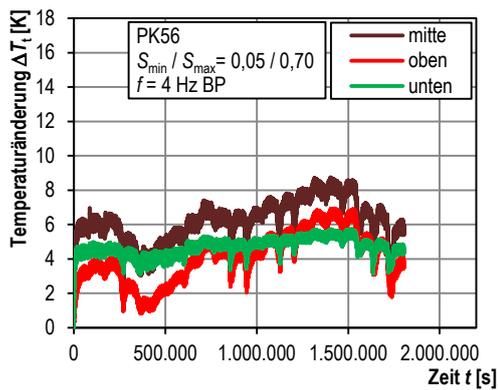


Bild L-50: Probekörpererwärmung, PK56, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, $f = 4$ Hz BP

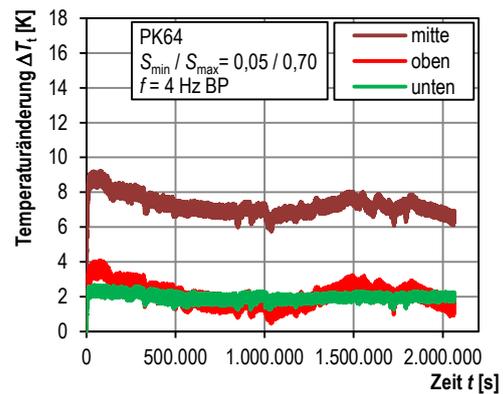


Bild L-51: Probekörpererwärmung, PK64, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, $f = 4$ Hz BP

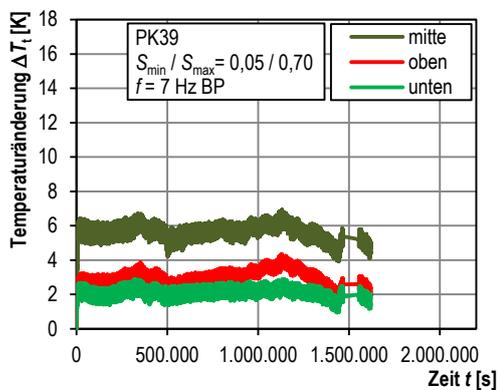


Bild L-52: Probekörpererwärmung, PK39, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, $f = 7$ Hz BP

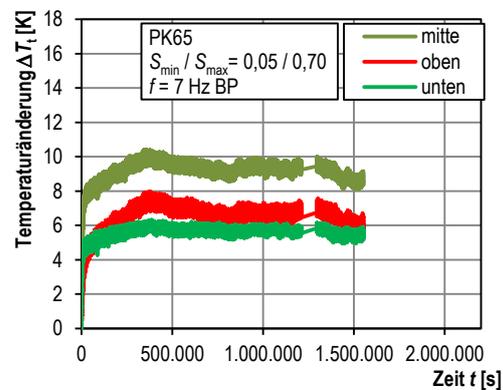


Bild L-53: Probekörpererwärmung, PK65, $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$, $f = 7$ Hz BP

M Approximierte Temperaturänderungen

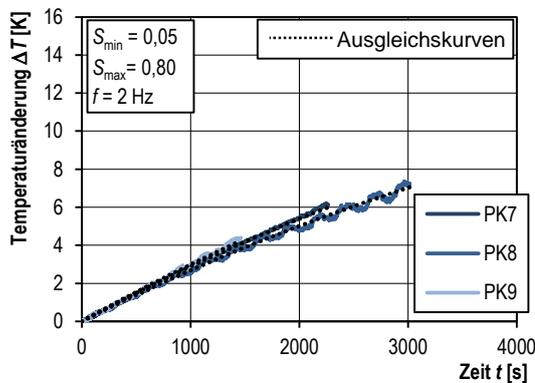


Bild M-1: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,80$, $f = 2$ Hz, ohne Belastungspause

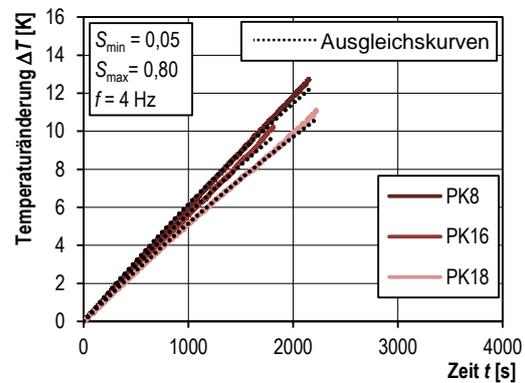


Bild M-2: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,80$, $f = 4$ Hz, ohne Belastungspause

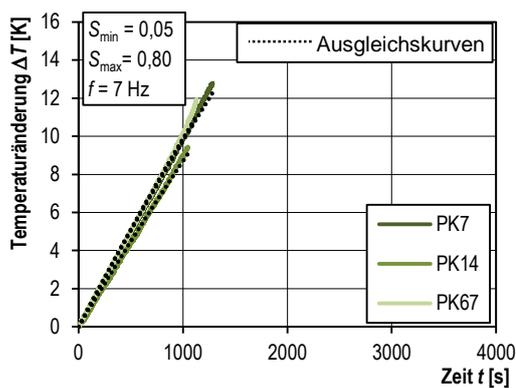


Bild M-3: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,80$, $f = 7$ Hz, ohne Belastungspause

Tabelle M-1: Parameter für die Ausgleichskurven nach Gleichung (7-16) zur Berechnung der zeitlichen Temperaturänderung $\Delta T(t)$ für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$

PK	f [Hz]	t [s]	$\Delta T_{\text{stationär}}$ [K]	$\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$ [K]	k [-]	k_{mittel} [-]
7	2	2.265	22,0 ¹⁾		0,000140	
8	2	3.015	20,0	22,0	0,000144	0,000139
9	2	1.461	24,0 ¹⁾		0,000133	
8	4	2.152	44,0 ¹⁾		0,000151	
16	4	1.810	44,0 ¹⁾	44,0	0,000138	0,000138
18	4	2.222	44,0 ¹⁾		0,000125	
7	7	1.284	77,0 ¹⁾		0,000135	
14	7	1.048	77,0 ¹⁾	77,0	0,000120	0,000131
67	7	1.129	77,0 ¹⁾		0,000137	

¹⁾ Annahme von $\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$

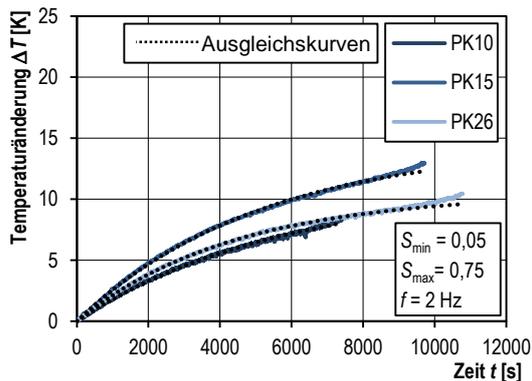


Bild M-4: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,75$, $f = 2$ Hz, ohne Belastungspause

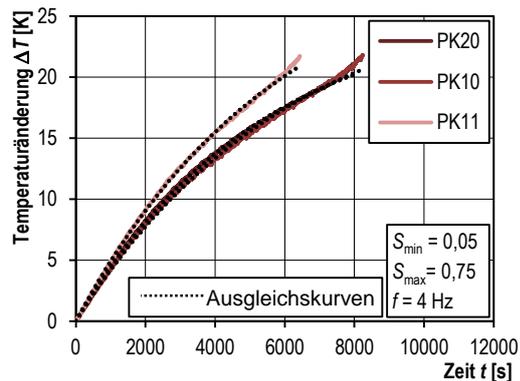


Bild M-5: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,75$, $f = 4$ Hz, ohne Belastungspause

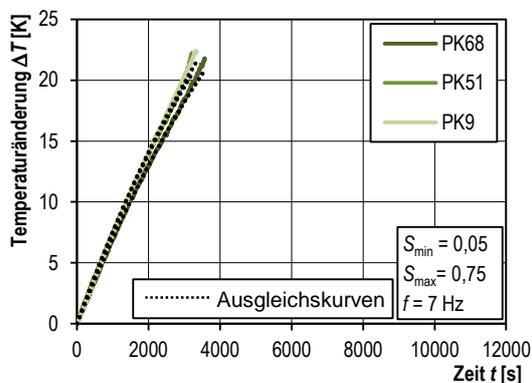


Bild M-6: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,75$, $f = 7$ Hz, ohne Belastungspause

Tabelle M-2: Parameter für die Ausgleichskurven nach Gleichung (7-16) zur Berechnung der zeitlichen Temperaturänderung $\Delta T(t)$ für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$

PK	f [Hz]	t [s]	$\Delta T_{\text{stationär}}$ [K]	$\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$ [K]	k [-]	k_{mittel} [-]
10	2	7.416	11,0		0,000177	
15	2	9.719	14,5	12,0	0,000194	0,000199
26	2	10.782	10,5		0,000227	
20	4	7.947	26,0		0,000188	
10	4	8.246	28,0	28,5	0,000162	0,000173
11	4	6.434	31,5		0,000169	
68	7	3.574	50,0 ¹⁾		0,000151	
51	7	3.214	51,0 ¹⁾	52,3	0,000160	0,000152
9	7	3.346	56,0 ¹⁾		0,000145	

¹⁾ Annahme von $\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$

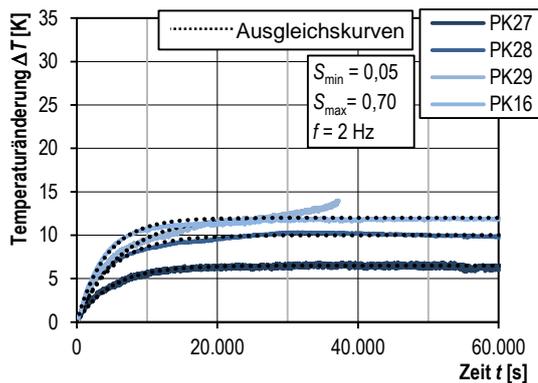


Bild M-7: Approx. Temperaturänderungen $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,70$, $f = 2$ Hz, ohne Belastungspause

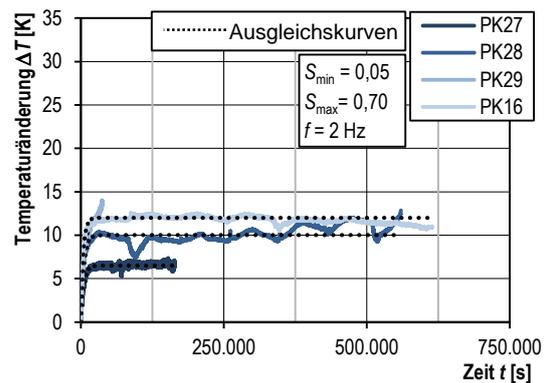


Bild M-8: Approx. Temperaturänderungen $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,70$, $f = 2$ Hz, ohne Belastungspause

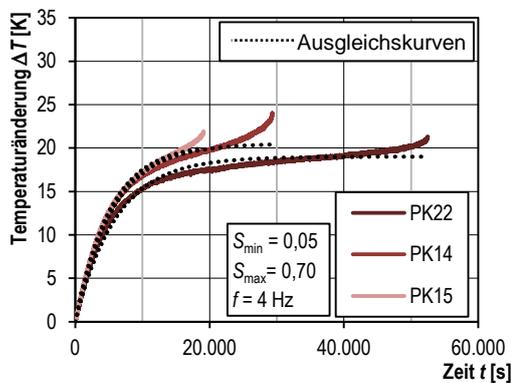


Bild M-9: Approx. Temperaturänderungen $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,70$, $f = 4$ Hz, ohne Belastungspause

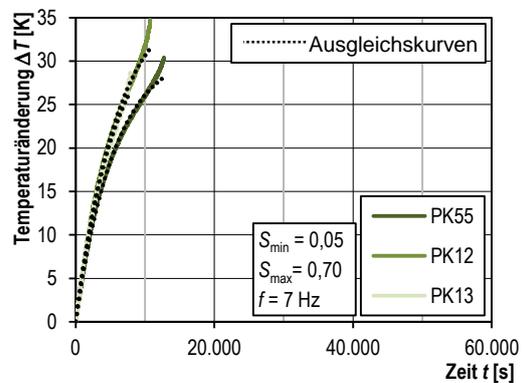


Bild M-10: Appr. Temperaturänderungen $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,70$, $f = 7$ Hz, ohne Belastungspause

Tabelle M-3: Parameter für die Ausgleichskurven nach Gleichung (7-16) zur Berechnung der zeitlichen Temperaturänderung $\Delta T(t)$ für $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,70$

PK	f [Hz]	t [s]	$\Delta T_{stationär}$ [K]	$\Delta T_{stationär, mittel}$ [K]	k [-]	k_{mittel} [-]
27	2	163.895	6,5		0,000204	
28	2	559.607	10,0	10,1	0,000201	0,000203
29	2	37.272	12,0		0,000164	
16	2	614.412	12,0		0,000243	
22	4	52.509	19,0		0,000164	
14	4	29.364	20,5	20,0	0,000179	0,000174
15	4	19.110	20,5		0,000192	
55	7	12.749	31,5		0,000176	
12	7	10.741	38,0	34,8	0,000164	0,000173
13	7	7.878	35,0		0,000179	

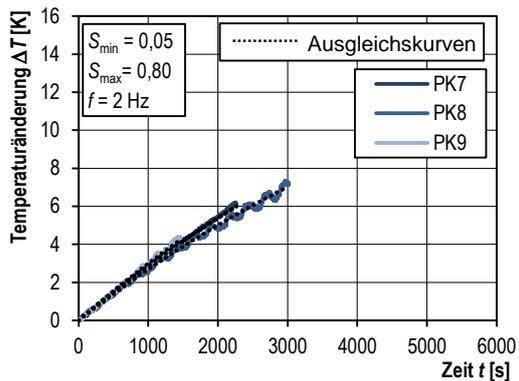


Bild M-11: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,80$, $f = 2$ Hz, mit Belastungspause

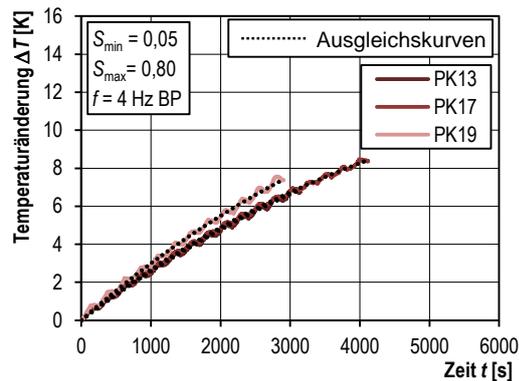


Bild M-12: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,80$, $f = 4$ Hz, mit Belastungspause

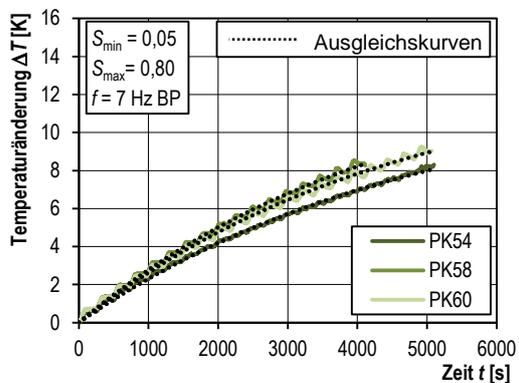


Bild M-13: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,80$, $f = 7$ Hz, mit Belastungspause

Tabelle M-4: Parameter für die Ausgleichskurven nach Gleichung (7-16) zur Berechnung der zeitlichen Temperaturänderung $\Delta T(t)$ für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$ mit Belastungspausen

PK	f [Hz]	t [s]	$\Delta T_{\text{stationär}}$ [K]	$\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$ [K]	k [-]	k_{mittel} [-]
13	4 ^{A)}	3.147	17,5		0,000159	
17	4 ^{A)}	4.120	16,0	17,3	0,000182	0,000172
19	4 ^{A)}	2.905	18,5		0,000176	
54	7 ^{A)}	5.103	12,5		0,000204	
58	7 ^{A)}	4.114	14,0	13,3	0,000221	0,000214
60	7 ^{A)}	5.069	13,5		0,000217	

^{A)} Versuche mit Belastungspause

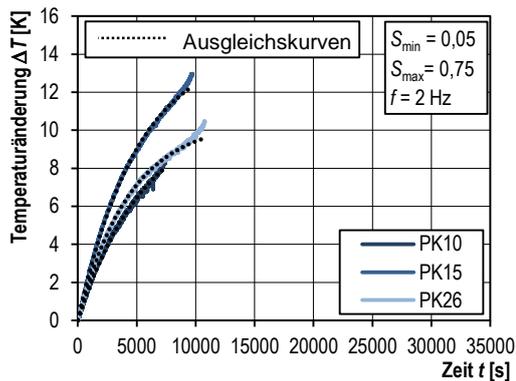


Bild M-14: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,75$, $f = 2$ Hz, mit Belastungspause

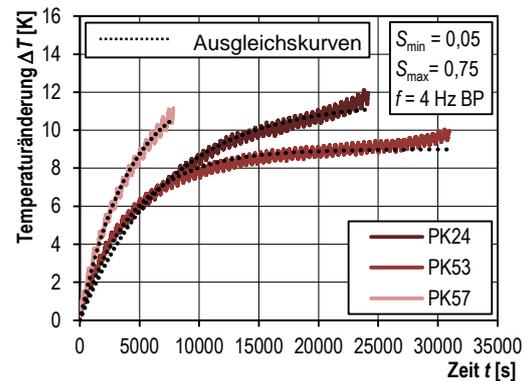


Bild M-15: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,75$, $f = 4$ Hz, mit Belastungspause

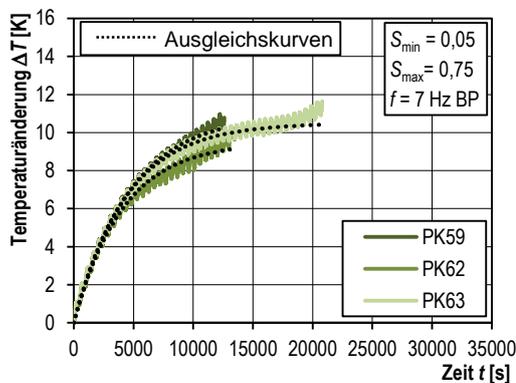


Bild M-16: Approx. Temperaturänderungen $S_{\max}/S_{\min} = 0,05/0,75$, $f = 7$ Hz, mit Belastungspause

Tabelle M-5: Parameter für die Ausgleichskurven nach Gleichung (7-16) zur Berechnung der zeitlichen Temperaturänderung $\Delta T(t)$ für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$ mit Belastungspausen

PK	f [Hz]	t [s]	$\Delta T_{\text{stationär}}$ [K]	$\Delta T_{\text{stationär, mittel}}$ [K]	k [-]	k_{mittel} [-]
24	4 ^{A)}	24.161	11,5		0,000138	
53	4 ^{A)}	30.950	9,0	11,0	0,000223	0,000200
57	4 ^{A)}	7.827	12,5		0,000240	
59	7 ^{A)}	12.615	11,0		0,000212	
62	7 ^{A)}	13.481	9,5	10,3	0,000244	0,000228
63	7 ^{A)}	20.804	10,5		0,000229	

A) Versuche mit Belastungspause

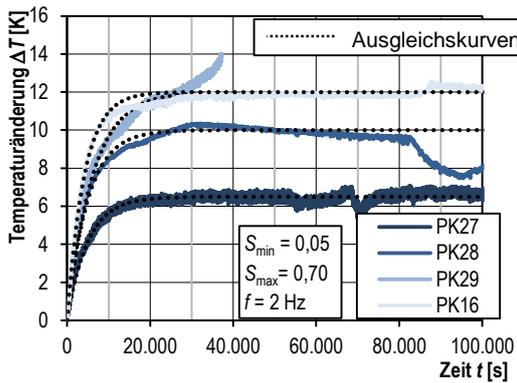


Bild M-17: Appr. Temperaturänderungen $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,70$, $f = 2$ Hz, mit Belastungspause

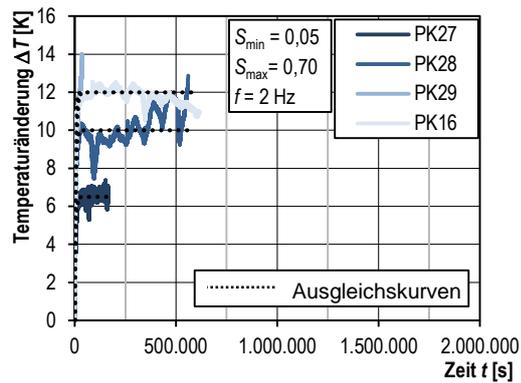


Bild M-18: Appr. Temperaturänderungen $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,70$, $f = 2$ Hz, mit Belastungspause

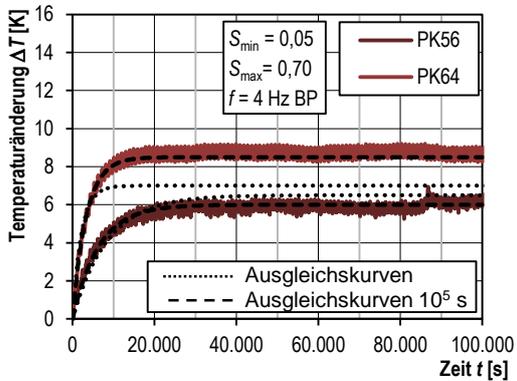


Bild M-19: Appr. Temperaturänderungen $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,70$, $f = 4$ Hz, mit Belastungspause

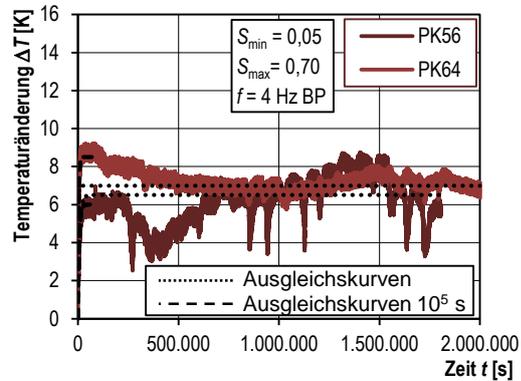


Bild M-20: Appr. Temperaturänderungen $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,70$, $f = 4$ Hz, mit Belastungspause

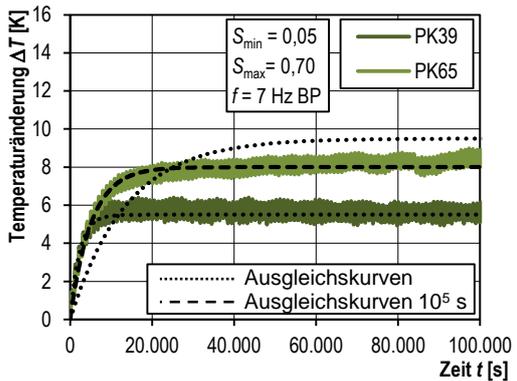


Bild M-21: Appr. Temperaturänderungen $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,70$, $f = 7$ Hz, mit Belastungspause

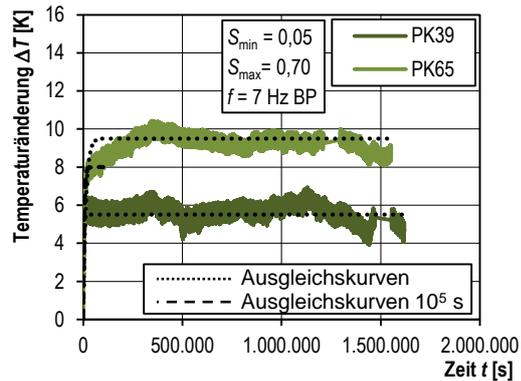


Bild M-22: Appr. Temperaturänderungen $S_{max}/S_{min} = 0,05/0,70$, $f = 7$ Hz, mit Belastungspause

Tabelle M-6: Parameter für die Ausgleichskurven nach Gleichung (7-16) zur Berechnung der zeitlichen Temperaturänderung $\Delta T(t)$ für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$ mit Belastungspausen

PK	f [Hz]	t [s]	$\Delta T_{\text{stationär}}$ [K]	$\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$ [K]	k [-]	k_{mittel} [-]
56	4 ^{A)}	1.804.355	6,5 6,0 ^{B)}		0,000118 0,000158 ^{B)}	0,000293
64	4 ^{A)}	2.066.328	7,0 8,5 ^{B)}	6,8 7,3 ^{B)}	0,000467 0,000301 ^{B)}	0,000229 ^{B)}
39	7 ^{A)}	1.618.565	5,5		0,000448	0,000261
65	7 ^{A)}	1.552.013	9,5 8,0 ^{B)}	7,5 6,8 ^{B)}	0,000073 0,000196 ^{B)}	0,00032 ^{B)}

A) Versuche mit Belastungspause
B) Werte für Anpassung bis 100.000 s

N Modellanwendung an einem C 80/95

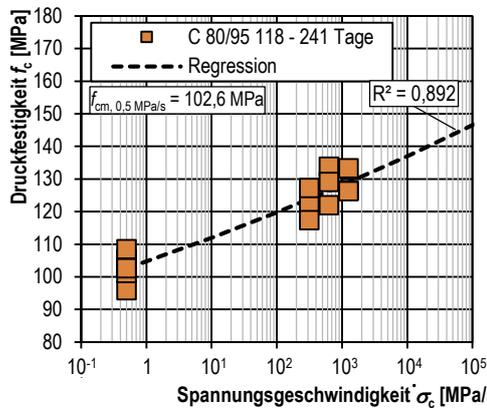


Bild N-1: Druckfestigkeiten in Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit

$$\frac{f_c}{f_{cm,0,5MPa/s}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c0}} \right)^\alpha \quad (\text{N-1})$$

mit: $\dot{\sigma}_{c0} = 0,5 \text{ MPa/s}$

$\dot{\sigma}_c$ Spannungsgeschwindigkeit in MPa/s

f_c Druckfestigkeit in MPa

$f_{cm,0,5MPa/s}$ Mittlere Druckfestigkeit bei 0,5 MPa/s in MPa
= 102,6 MPa

$\alpha = 0,0292$

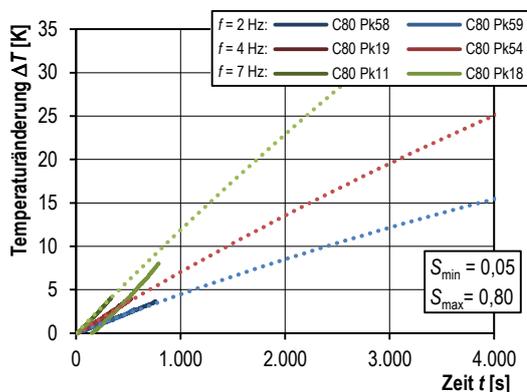


Bild N-2: Gemessene Temperaturänderungen und Ausgleichskurven nach Gl. (7-16) für $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,80$ des C 80/95

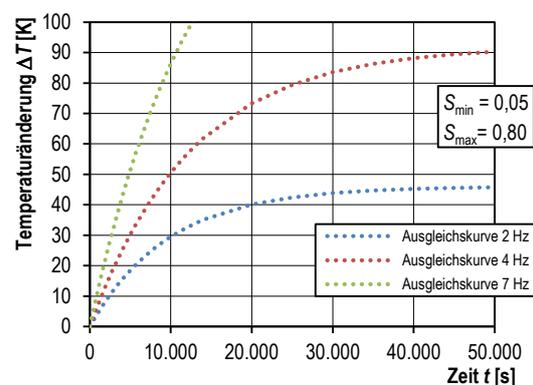


Bild N-3: Ausgleichskurven nach Gl. (7-16) für Temperaturänderung für $S_{min}/S_{max} = 0,05/0,70$ des C 80/95

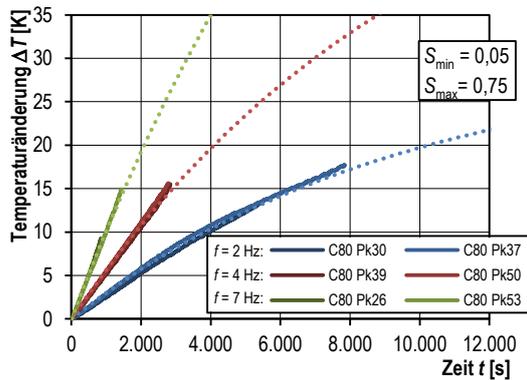


Bild N-4: Gemessene Temperaturänderungen und Ausgleichskurven nach Gl. (7-16) für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$ des C 80/95

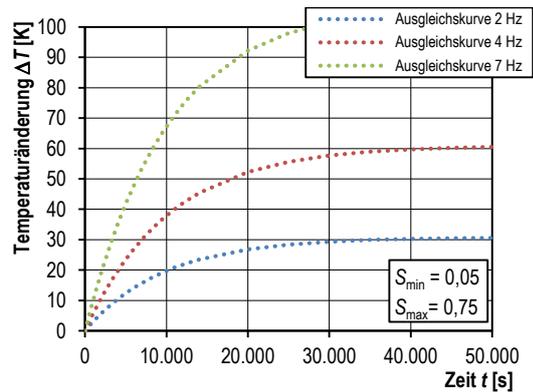


Bild N-5: Ausgleichskurven nach Gl. (7-16) für Temperaturänderung für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,75$ des C 80/95

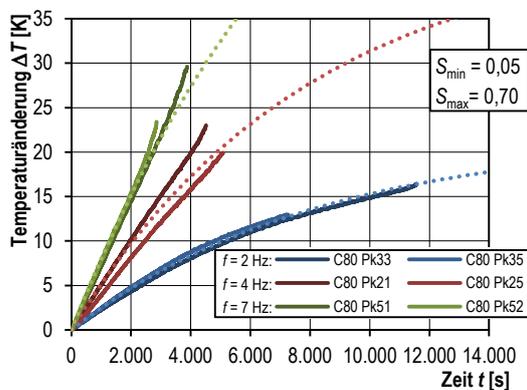


Bild N-6: Gemessene Temperaturänderungen und Ausgleichskurven nach Gl. (7-16) für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$ des C 80/95

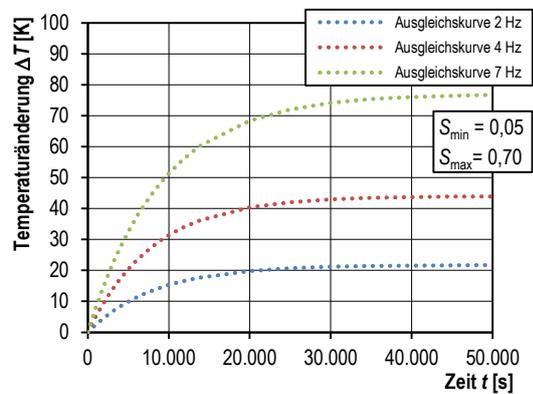


Bild N-7: Ausgleichskurven nach Gl. (7-16) für Temperaturänderung für $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,70$ des C 80/95

Tabelle N-1: Parameter für die Ausgleichskurven nach Gleichung Gl. (7-16) zur Berechnung der zeitlichen Temperaturänderung $\Delta T(t)$ des C 80/95

S_{\min} [-]	S_{\max} [-]	f [Hz]	$\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$ [K]	k_{mittel} [-]
0,05	0,80	2	46,0 ¹⁾	0,000102
		4	92,0 ¹⁾	0,000079
		7	161,0 ¹⁾	0,000077
0,05	0,75	2	30,8 ¹⁾	0,000103
		4	61,0 ¹⁾	0,000097
		7	107,0 ¹⁾	0,000099
0,05	0,70	2	21,7	0,000121
		4	44,0 ¹⁾	0,000125
		7	77,0 ¹⁾	0,000110

¹⁾ Annahme von ein oder mehreren Werten für $\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$

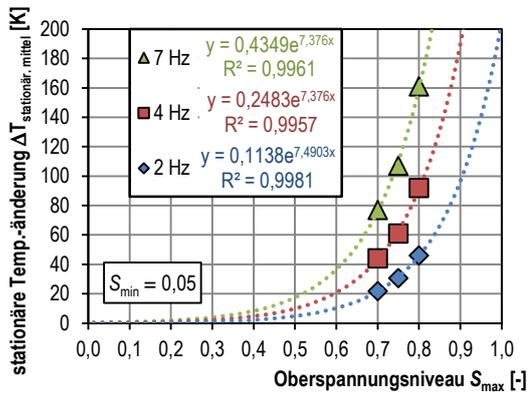


Bild N-8: Stationäre Temperaturerhöhungen $\Delta T_{\text{stationär}}$ und Regressionskurven des C 80/95

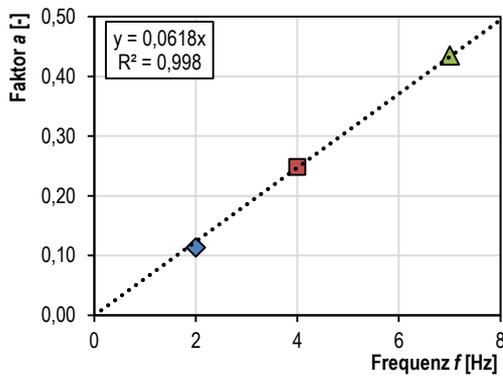


Bild N-9: Approximation des Faktors a in Gleichung (N-2)

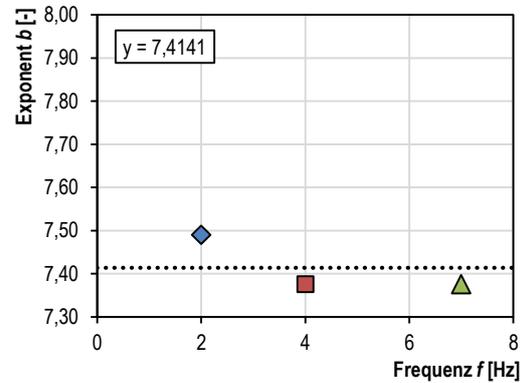


Bild N-10: Approximation des Exponenten b in Gleichung (N-2)

$$\Delta T_{\text{stationär}} = a \cdot e^{b \cdot S_{\text{max}}} \quad (\text{N-2})$$

$$a = 0,0618 \cdot f \quad (\text{N-3})$$

$$b = 7,4141 \quad (\text{N-4})$$

$$\Delta T_{\text{stationär}} = 0,0618 \cdot f \cdot e^{7,4141 \cdot S_{\text{max}}} \quad (\text{N-5})$$

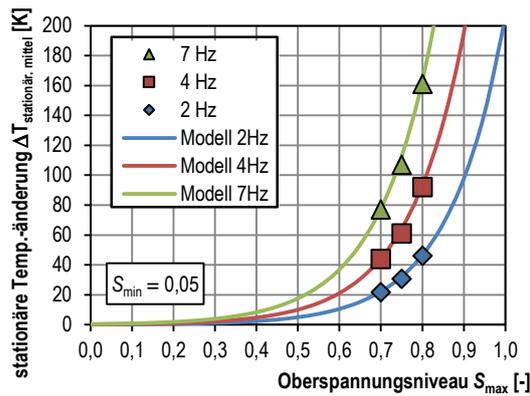


Bild N-11: Vergleich des Modellgleichung (N-5) mit $\Delta T_{\text{stationär,mittel}}$

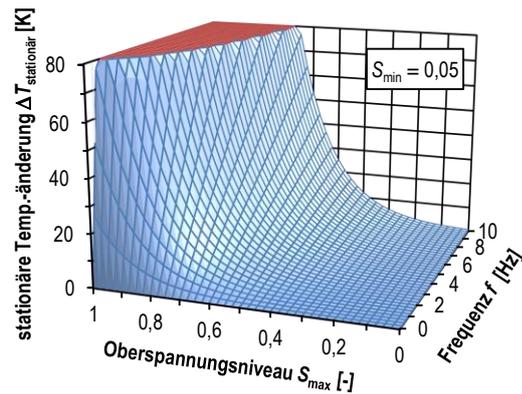


Bild N-12: Anwendung der Modellgleichung (N-5) für verschiedene S_{max} und f

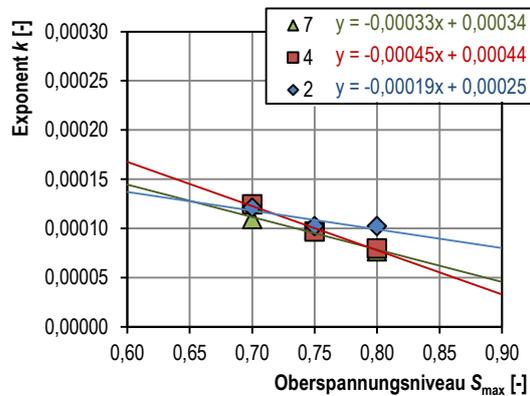


Bild N-13: Mittlerer Exponent k in Abhängigkeit von S_{max}

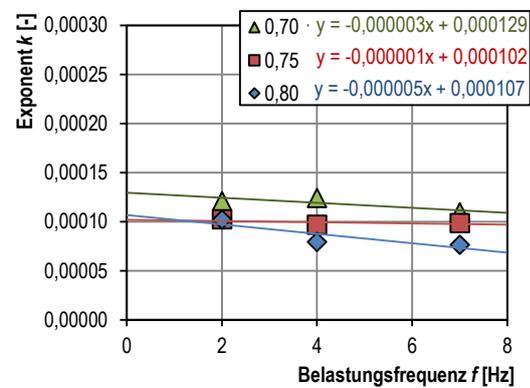


Bild N-14: Mittlerer Exponent k in Abhängigkeit von f

$$k = a \cdot S_{\text{max}} + b \cdot f + c \quad (\text{N-6})$$

mit: $a = -0,000334$
 $b = -0,000002$
 $c = 0,00036$

Tabelle N-2: Aufspannpunkte für Ebenengleichung (N-6)

S_{min} [-]	S_{max} [-]	f [Hz]	k_{mittel} [-]
0,05	0,70	2	0,00012125
	0,80	7	0,00007670
	0,70	7	0,00010963

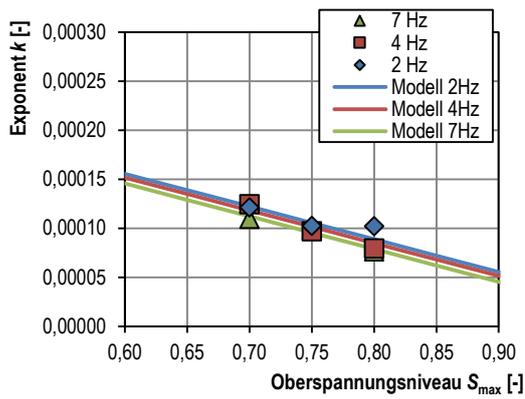


Bild N-15: Vergleich des Modellgleichung (N-6) mit k_{mittel}

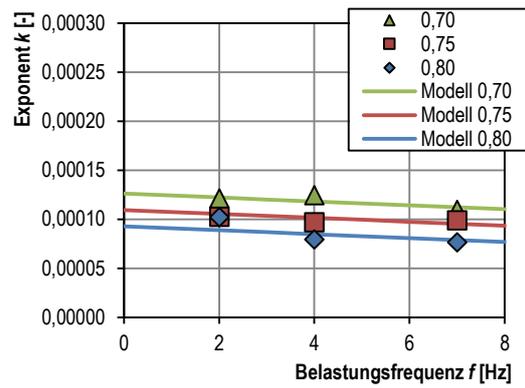


Bild N-16: Vergleich des Modellgleichung (N-6) mit k_{mittel}

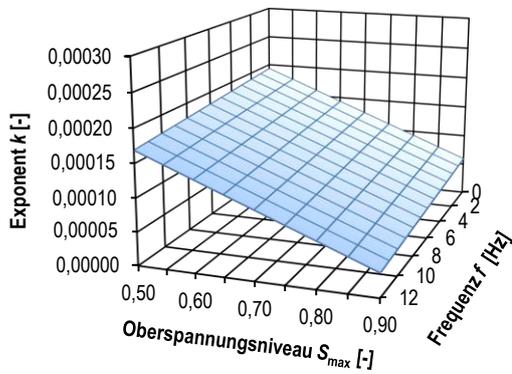


Bild N-17: Anwendung der Gleichung (N-6) für verschiedene S_{max} und f

$$\Delta T(N) = 0,0618 \cdot f \cdot e^{7,4141 \cdot S_{max}} \cdot (1 - e^{-(0,000334 \cdot S_{max} - 0,000002 \cdot f + 0,00036) \cdot \frac{N}{f}}) \quad (N-7)$$

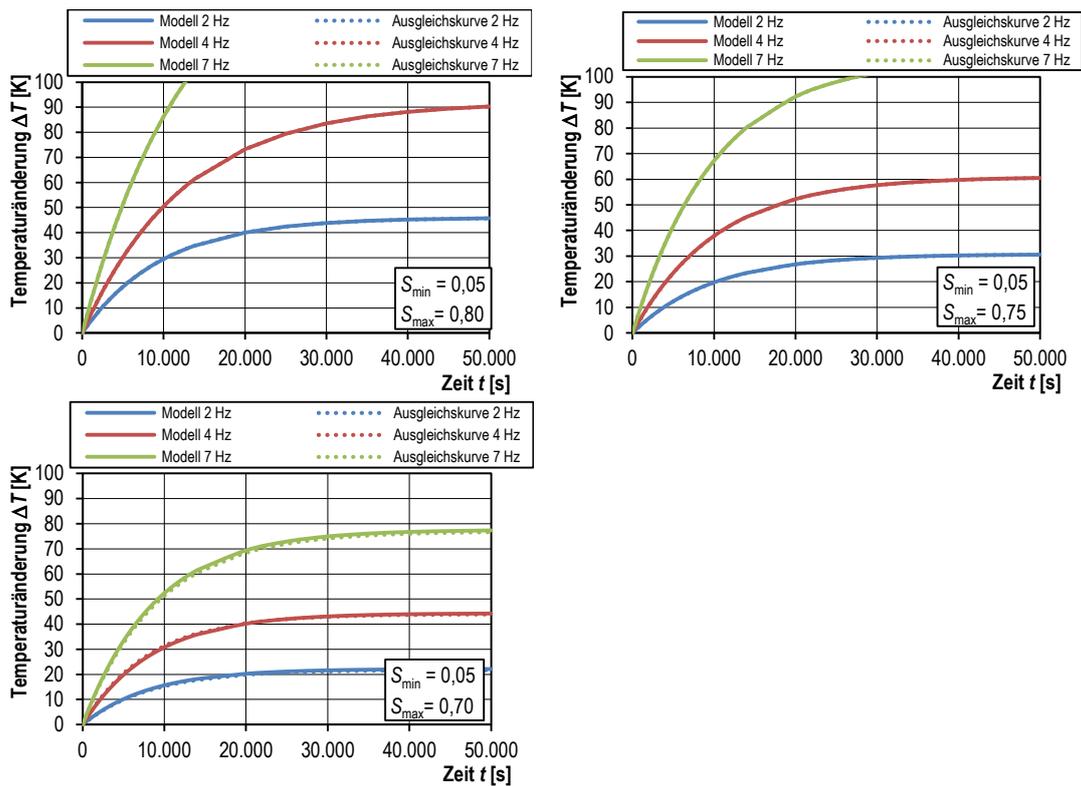


Bild N-18: Vergleich der Gleichung (N-7) mit den Ausgleichskurven

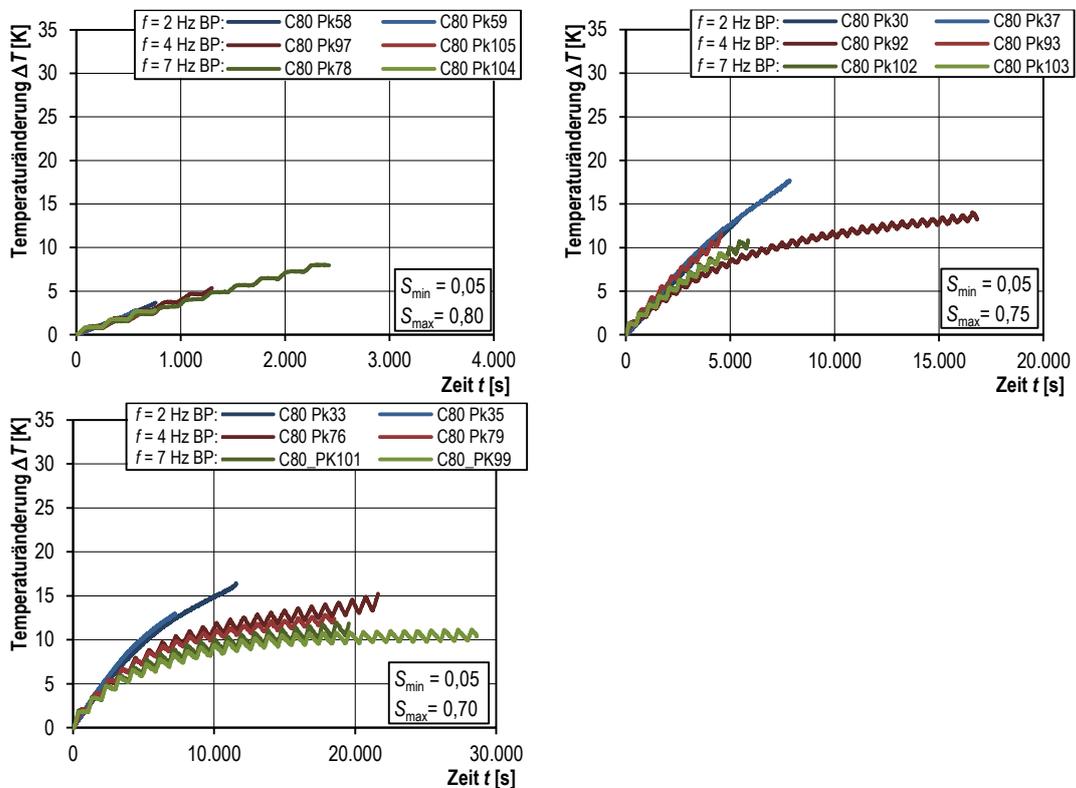


Bild N-19: Temperaturerhöhungen der kontinuierlichen 2-Hz-Versuche im Vergleich mit den pausierten 4-Hz- und 7-Hz-Versuchen

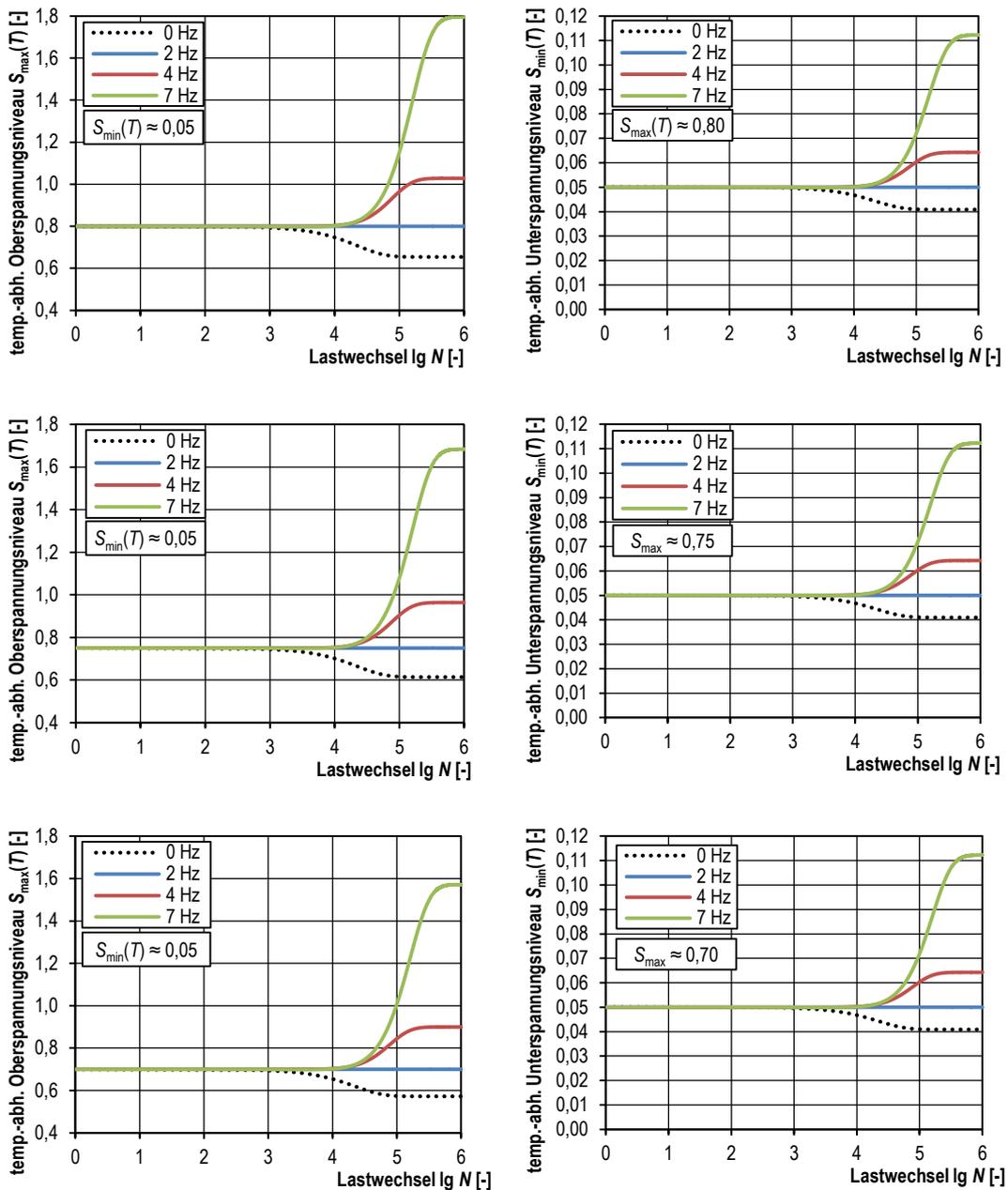


Bild N-20: Temperaturabhängige Oberspannungsniveaus $S_{\max}(T)$ (links) und Unterspannungsniveaus $S_{\min}(T)$ (rechts)

$$N_f = 10^{(-16,8919 \cdot S_{\max, \text{eff}}(T) + 14,3682)} \quad (\text{N-8})$$

mit: $S_{\max, \text{eff}}(T)$ effektives, temperaturabhängiges Oberspannungsniveau

$$= S_{\max, \text{eff}} \cdot \frac{(1,06 - 0,003 \cdot T_{2\text{Hz}})}{(1,06 - 0,003 \cdot T_f)}$$

$S_{\max, \text{eff}}$ effektives, spannungsgeschwindigkeits-

abhängiges Oberspannungsniveau

$$= S_{\max} \cdot \left(\frac{0,5 \text{ MPa/s}}{2 \cdot f \cdot (S_{\max} - S_{\min}) \cdot f_{\text{cm},0,5\text{MPa/s}}} \right)^\alpha$$

f Belastungsfrequenz in [Hz]

α Exponent für Druckfestigkeitssteigerung
 $= 0,0292$

T innere Probekörpertemperatur
 $= 20 + \eta \cdot \Delta T(N)$

η Umrechnungsfaktor zwischen innerer und äußerer Betonprobekörpertemperatur [-]
 $= 1,3$

$\Delta T(N)$ äußere Temperaturerhöhung
 $= 0,01953 \cdot f \cdot e^{7,4141 \cdot S_{\max}}$
 $\cdot (1 - e^{-(0,000334 \cdot S_{\max} - 0,000002 \cdot f + 0,00036) \cdot \frac{N_i}{f}})$

N_i aufgebrauchte Lastwechselzahl

für: $S_{\min} = 0,05$

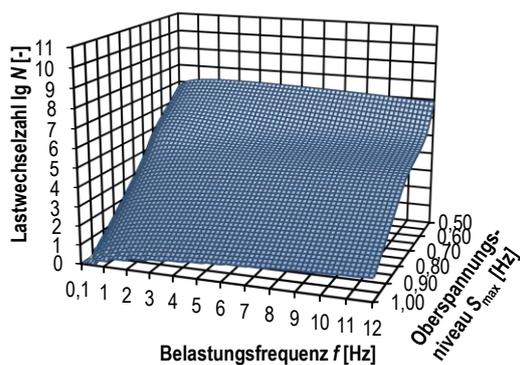


Bild N-21: Darstellung der ertragbaren Lastwechselzahlen nach Gleichung (N-8) für verschiedene Belastungsfrequenzen und Oberspannungsniveaus

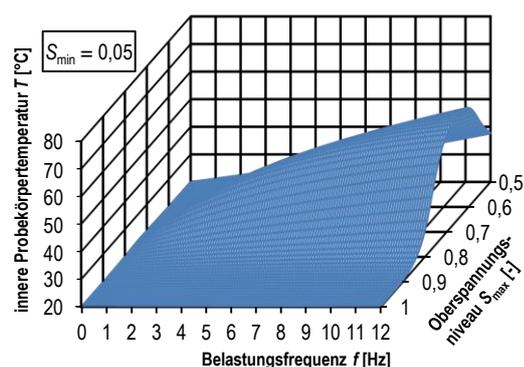


Bild N-22: Berechnete innere Probekörpertemperaturen T beim Ermüdungsversagen

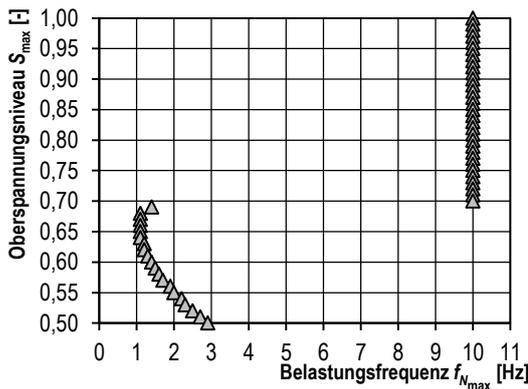


Bild N-23: Zugehörige Belastungsfrequenzen f bei höchster Bruchlastwechselzahl

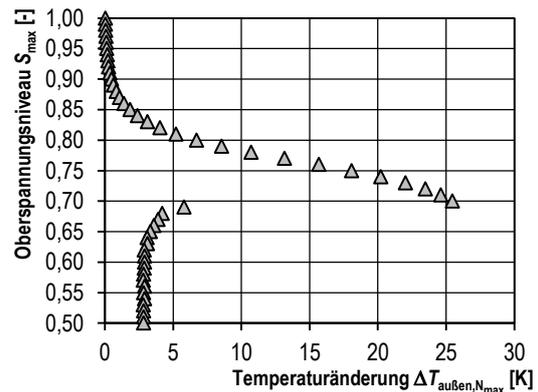


Bild N-24: Maximale Temperaturänderungen $\Delta T_{\max, \text{außen}}$ bei höchster Bruchlastwechselzahl

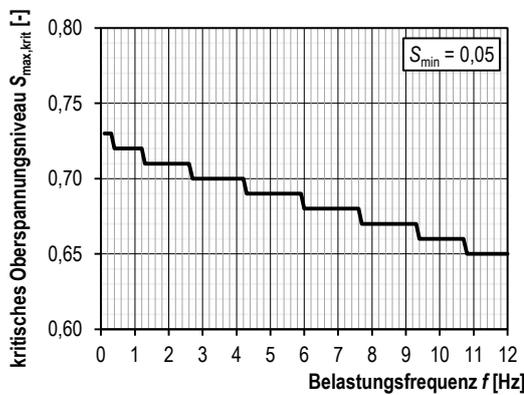


Bild N-25: Kritisches Spannungsniveau $S_{\max, \text{krit}}$ für verschiedene Belastungsfrequenzen

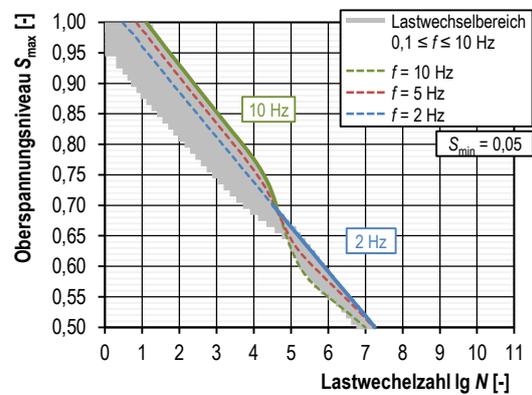


Bild N-26: Bruchlastwechselzahlen infolge der in Tabelle N-3 empfohlenen Belastungsfrequenzen f

Tabelle N-3: Pragmatische Empfehlung für Belastungsfrequenzen zum Erreichen hoher Bruchlastwechselzahlen

d/h [mm]	S_{\min} [-]	S_{\max} [-]	f [Hz]
100/300	0,05	0,98–0,70	10 Hz
		0,69–0,50	2 Hz
		< 0,50	5 Hz

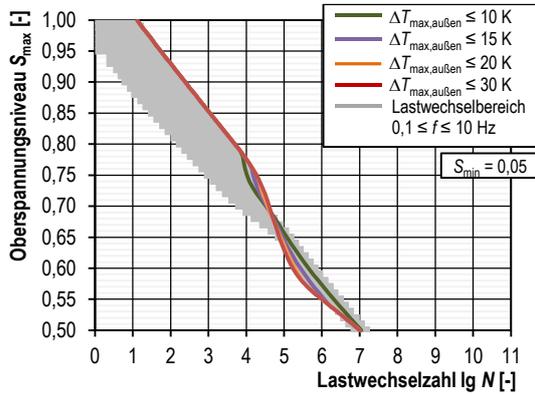


Bild N-27: Wöhlerlinien für maximale Temperaturänderungen $\Delta T_{\max, \text{außen}}$

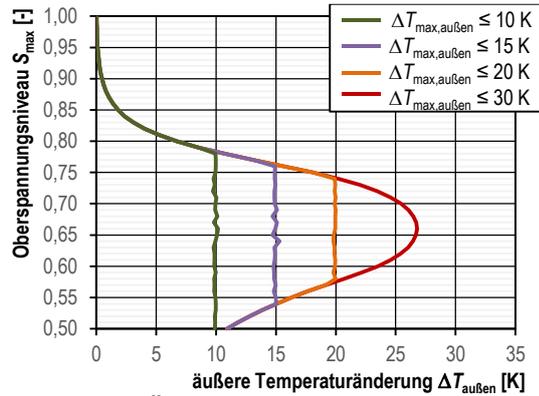


Bild N-28: Äußere Temperaturänderungen $\Delta T_{\text{außen}}$

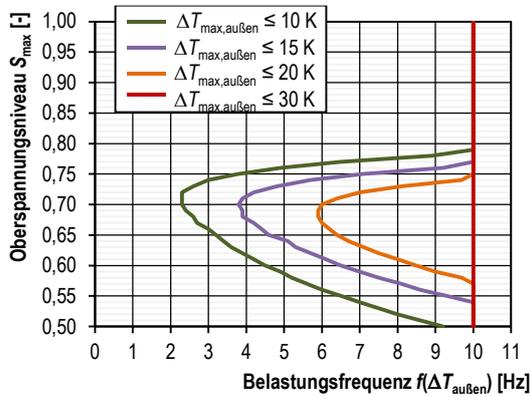


Bild N-29: Zugehörige Belastungsfrequenzen f für maximale Temperaturänderungen $\Delta T_{\max, \text{außen}}$

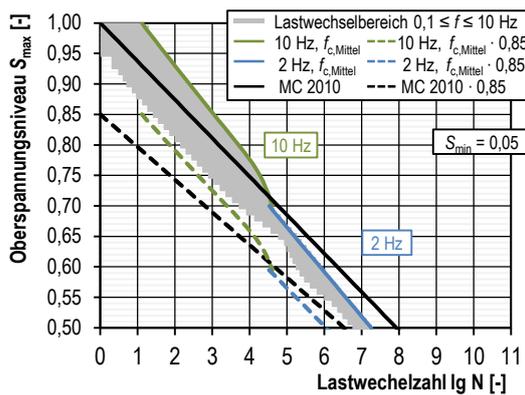


Bild N-30: Frequenzbegrenzte Wöhlerlinie mit Frequenzbeiwert im Vergleich zur Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010

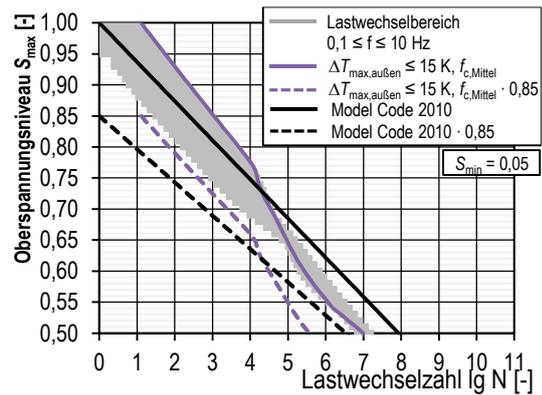


Bild N-31: Temperaturbegrenzte Wöhlerlinie mit Frequenzbeiwert im Vergleich zur Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010

O Kriechversuche

Für den untersuchten hochfesten Beton wurden jeweils drei Dauerstandversuche auf den in Tabelle O-2 dargestellten Spannungsniveaus durchgeführt. Die Versuche erfolgten nacheinander in drei Kriechversuchsständen, wobei jedem Kriechversuchsstand ein eigenes Kriechspannungsniveau zugeordnet war. Die Mindestversuchsdauer betrug 28 Tage.

Tabelle O-1: Versuchsprogramm der Dauerstandversuche

Lastniveau	S_{cr} [-]	Anzahl [-]
1	0,35	3
2	0,45	3
3	0,55	3



Bild O-1: Kriechversuchsstand 2

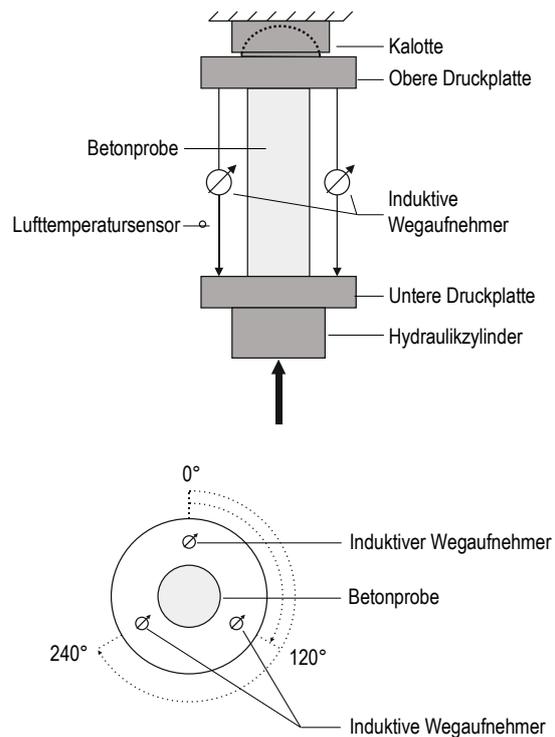


Bild O-2: Schematischer Versuchsaufbau der Kriechversuche

Die Dauerstandversuche fanden innerhalb eines Klimaraums in drei baugleichen Kriechversuchsständen statt, in denen die Druckkräfte mit jeweils einem Hydraulikzylinder auf die Betonproben aufgebracht wurden, siehe Bild O-4. Bild O-5 zeigt einen schematischen Versuchsaufbau der Kriechversuche. Die Kraftmessung erfolgte indirekt über die

Messung des Öldrucks mit Druckaufnehmern des Typs P3TCP des Herstellers HBM. Parallel wurden die Probekörperverformungen zwischen den Druckplatten mit drei im Winkel von 120° angeordneten induktiven Wegaufnehmern des Typs WA 10 des Herstellers HBM erfasst. Für die Datenerfassung aller Messwerte dienen Messmodule des Typs A106 und A107 in Zusammenhang mit einem Datenlogger des Typs Q-station 101 des Herstellers Ganter Instruments.

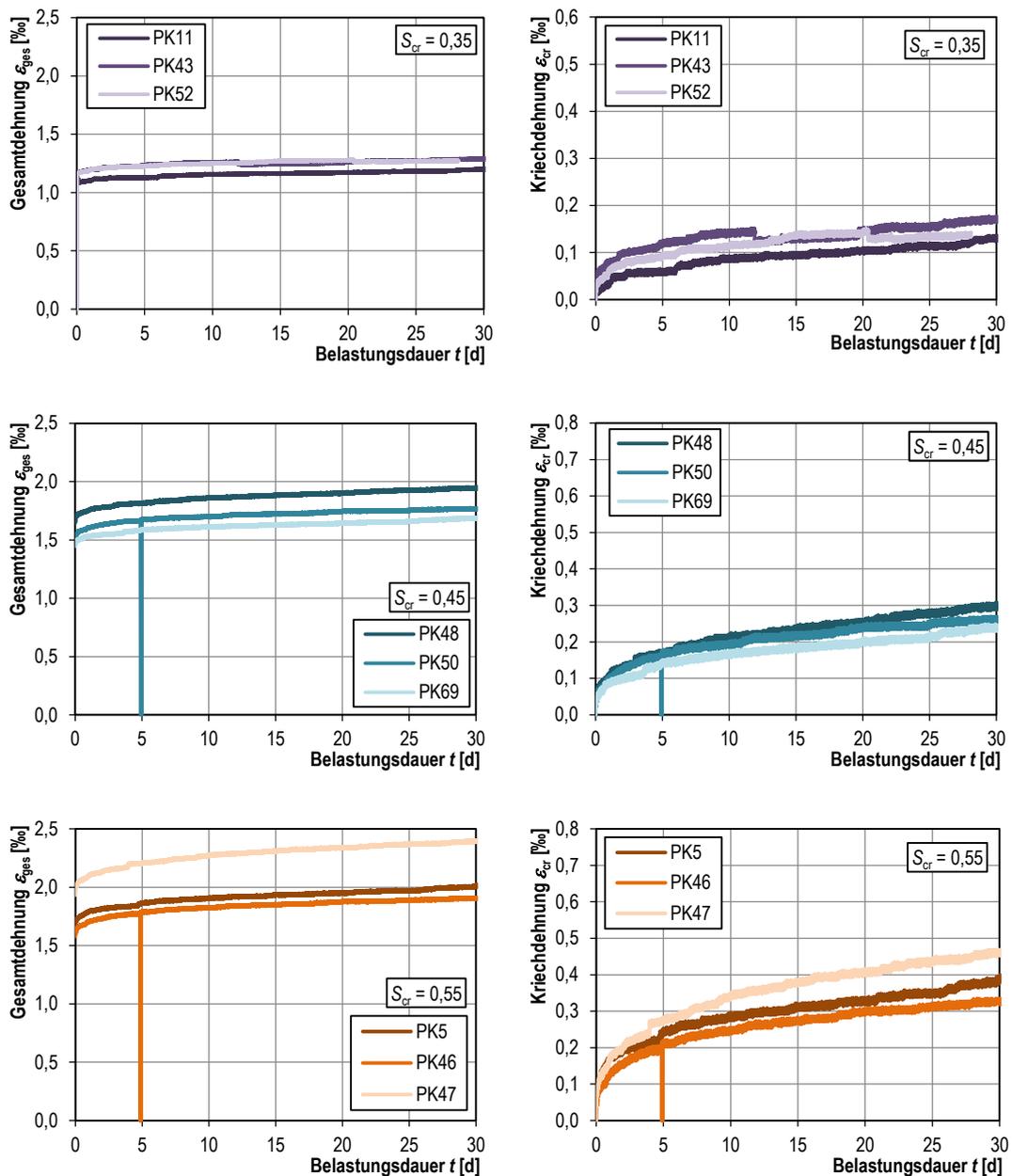


Bild O-3: Probekörperdehnungen unter verschiedenen Kriechbeanspruchungen S_{cr} , links: Gesamtverformung, rechts: Kriechdehnung

In Bild O-3 sind die Probekörperdehnungen unter verschiedenen Kriechbeanspruchungen S_{cr} dargestellt. Bei der Kriechdehnung ε_{cr} handelt es sich um den viskosen Dehnungsanteil. Dieser wurde errechnet, indem von der gemessenen Gesamtdehnung ε_{ges} die Dehnung beim erstmaligen Erreichen der Kriechlast F_{cr} subtrahiert wurde.