

Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windkraftanlagen

T 3305

T 3305

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2014

ISBN 978-3-8167-9258-1

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Abschlussbericht

Institutsberichts - Nr. 266/2011
des Instituts für Massivbau (IMB) der RWTH Aachen
Bericht-Nr. G10-76 der H+P Ingenieure GmbH & Co. KG

Gegenstand: Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windkraftanlagen

Auftraggeber: DIBt Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)
Kolonnenstr. 30 L
10829 Berlin

erstattet von: Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
Dr.-Ing. Thomas Roggendorf
Dr.-Ing. Claus Goralski
Dr.-Ing. Wolfgang Roeser

Datum: Aachen, 31. Oktober 2012

Projekt-Nr. IMB: F-2010-016

Projekt-Nr. H+P: G10-76

Dieser Bericht umfasst 147 Seiten Text.

 INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1 Einführung	1
1.1 Einleitung	1
1.2 Veranlassung und Zielsetzung	3
2 Stand der Kenntnisse	4
2.1 Grundlagen	4
2.2 Ermüdungsverhalten von Beton	11
2.2.1 Allgemeines	11
2.2.2 Rissentstehung und Ermüdungsrisswachstum	11
2.2.3 Druckschwellbeanspruchung	13
2.2.4 Zugschwellbeanspruchung	22
2.2.5 Wechselbeanspruchung	28
2.2.6 Schubbeanspruchung	34
3 Existenz einer Dauerschwingfestigkeit für Beton	36
4 Steifigkeitsverlust als Indikator zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses	40
5 Einflussparameter des Ermüdungsprozesses	45
5.1 Allgemeines	45
5.2 Betonfestigkeit	45
5.3 Umgebungsbedingungen	50
5.4 Belastungsgeschwindigkeit und Belastungsfrequenz	53
5.5 Belastungsgeschichte	58
5.5.1 Belastungsfunktion	58
5.5.2 Spannungsschwingbreite	58
5.5.3 Ruhephasen	60
5.5.4 Vorbelastung	61
5.5.5 Minerversuche	62
5.5.6 Mehrstufenversuche	65
5.5.7 Mehraxiale Beanspruchung	66
5.5.8 Betonalter	70
5.6 Betontechnologische Parameter	71
5.6.1 Zementgehalt	71
5.6.2 Zuschlag	72
5.6.3 Luftporengehalt	73
5.6.4 Wasserzementwert	73
6 Schädigungsmodelle für Ermüdung aus Regelwerken und der Literatur	75
6.1 Allgemeines	75
6.2 Regelwerke	76
6.2.1 CEB-FIB Model Code 2010	76
6.2.2 DIN EN 1992-1-1, DIN EN 1992-2, DIN 1045-1 und DIN Fachbericht 102	81
6.2.3 DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen	86
6.2.4 DIN 4212 - Kranbahnen aus Stahlbeton und Spannbeton	87

6.2.5 Norwegische Normung (DNV-OS-C502)	88
6.2.6 Niederländische Normung (NEN 6723)	92
6.2.7 Nordamerikanische Normung (ACI 318-08)	94
6.2.8 Zusammenfassung und Gegenüberstellung der Regelwerke	94
6.3 Energetische Ansätze aus der Literatur	97
7 Charakteristische Bereiche einer Windenergieanlage unter Ermüdung	105
7.1 Allgemeines	105
7.2 Verankerungsbereich in Stahlbetonfundamenten	106
7.3 Verbindung zwischen Stahlsektion und Spannbetonsektion des Turms	109
8 Finite-Elemente Berechnungen	111
8.1 Allgemeines	111
8.2 Materialmodell	111
8.3 Turmverankerung mittels Fundamenteinbauteil	112
8.4 Turmverankerung mittels Ankerkorb	115
8.5 Verbindung zwischen Stahlsektion und Spannbetonsektion des Turms	116
8.6 Ausblick	118
9 Rechnerische Ermüdungsnachweise	121
9.1 Allgemeines	121
9.2 Turmverankerung mittels Fundamenteinbauteil	122
9.3 Turmverankerung mittels Ankerkorb	123
9.4 Verbindung zwischen Stahlsektion und Spannbetonsektion des Turms	127
10 Forschungsbedarf	131
10.1 Theoretische Untersuchungen	131
10.2 Experimentelle Untersuchungen	133
10.3 Numerische Untersuchungen	136
11 Zusammenfassung	137
12 Verwendete Unterlagen	140
12.1 Normen	140
12.2 Veröffentlichungen	141

1 Einführung

1.1 Einleitung

Die ersten wissenschaftlichen Betrachtungen zur Ermüdung begannen im frühen 19. Jahrhundert. Im Jahr 1829 beobachtete ALBERT Versagensfälle an eisernen Kettengliedern von Minenfahrstühlen [Hoh2004]. Einige Jahre später veranlassten auftretende Achsbrüche bei Eisenbahnen und Postkutschen WÖHLER die Ermüdungsvorgänge bei metallischen Werkstoffen systematisch zu erforschen. Ergebnis dieser Ermüdungsuntersuchungen waren die so genannten „Wöhler-Gesetze für metallische Werkstoffe“, die im Jahr 1870 veröffentlicht wurden [Hoh2004].

Mitte des 20. Jahrhunderts wurde die Forschung zur Ermüdung von metallischen Werkstoffen vorrangig durch das Interesse der Flugzeug- und Autoindustrie vorangetrieben. In dieser Zeit kam es zu einer Absturzserie von De Havilland Comet-Jets, den ersten kommerziellen Passagierflugzeugen. Nach Untersuchungen fand man heraus, dass diese Unfälle auf die Materialermüdung im Bereich der Kanten der fast quadratischen Fenster zurückzuführen waren.

Die Untersuchungen an metallischen Werkstoffen waren Grundlage späterer Ermüdungsversuche an Beton. VAN ORNUM [Orn1907] beschrieb im Jahr 1907 das Verhalten zyklisch beanspruchter unbewehrter Betonzylinder. Er beobachtete, dass beim Beton nach einer gewissen Lastspielzahl ein Versagen auftritt, obwohl die aufgebrachten Spannungen unterhalb der statischen Festigkeit liegen. Damit wurde für Beton eine Eigenschaft festgestellt, die für Stahl vierzig Jahre zuvor von WÖHLER dokumentiert worden war.

Der Bedarf zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Beton entstand durch den Einsatz zyklisch beanspruchter Bauteile. Zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurden erste Eisenbahnbrücken aus Stahlbeton konstruiert. Es folgte der Bau eines Schnellstraßennetzes (1920) und von Flugzeuglandeplätzen (1930). Mit der Errichtung von Offshore-Anlagen zur Ölgewinnung in den fünfziger und sechziger Jahren wurde intensiv mit der Untersuchung des Betonverhaltens unter zyklischer Beanspruchung begonnen. Wie Maschinenfundamente erfuhren diese Anlagen durch Windlasten und Wellenschlag 50 bis 500 Millionen Lastwechsel während ihrer Nutzungsdauer.

Seit einigen Jahren führen der Klimawandel und die Erschöpfung fossiler Energieträger zu einer massiven Förderung bzw. zum Ausbau der regenerativen Energien, allen voran zur Entwicklung von immer leistungsfähigeren Windenergieanlagen (WEA). Dies erfordert immer widerstandsfähigere Tragkonstruktionen, wie beispielsweise die Hybridbauweise im Turmbereich. Bei einer geplanten Lebensdauer von 20 bis 25 Jahren erreichen diese zyklisch beanspruchten Bauwerke Lastspielzahlen von bis zu $\Sigma N = 10^9$, wobei Offshore-Anlagen zusätzlich Wellenschlag mit bis zu $\Sigma N = 10^8$ Lastspielen erfahren. In Bild 1-1 sind typische Lastspielzahlen verschiedener Konstruktionen bzw. Einwirkungsgruppen zusammengefasst.

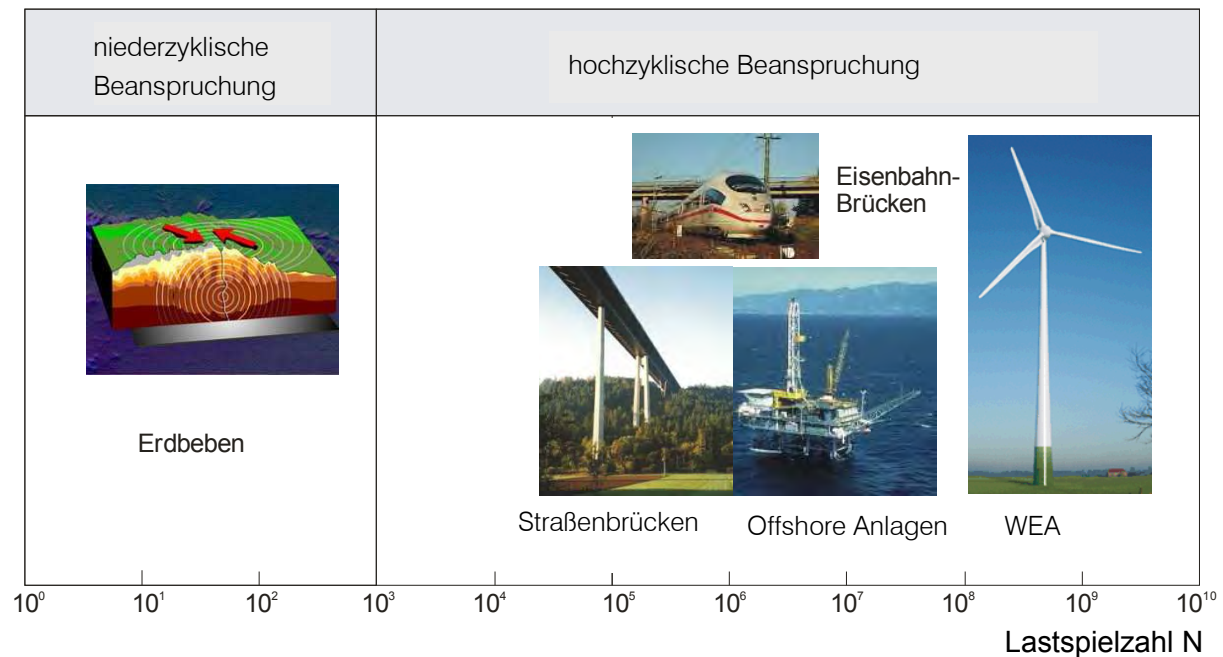


Bild 1-1: Lastspielzahlen verschiedener zyklisch beanspruchter Bauwerke

Bisher sind nur wenige unmittelbare und eindeutige Versagensfälle von Betontragwerken durch Ermüdungsbeanspruchungen bekannt geworden, wie z.B. Schäden an Maschinenfundamenten [Ril1984] oder an Fahrbahnplatten von Betonbrücken aus den sechziger und siebziger Jahren im Autobahnnetz von Osaka. Möglicherweise sind jedoch zahlreiche Ermüdungsfälle nicht als solche erkannt worden, da die Rissbilder infolge statischer Belastung und Ermüdung auf den ersten Blick nicht voneinander zu unterscheiden sind. Weiterhin sind viele zyklisch beanspruchte Betonbauwerke erst in den letzten Jahrzehnten entstanden. Da Ermüdungsschädigungen häufig erst nach einer langen Einwirkungsdauer bzw. hohen Lastspielzahlen zum Ende der Nutzungsdauer sichtbar werden, kann nicht ausgeschlossen werden, dass Schadensfälle infolge Betonermüdung in Zukunft zunehmen werden.

Die vorrangigen Ursachen für ein Anwachsen der Ermüdungsgefahr und der aus der zyklischen Beanspruchung resultierenden Betonschädigung sind die zunehmende Ausnutzung der Tragfähigkeit der Baustoffe und schlankere Bauteile bei vergleichbar geringen Grundkenntnissen über das Ermüdungsverhalten von Beton. Aufgrund verfeinerter Bemessungsverfahren und des zunehmenden Einsatzes höherfester Materialien gelingt es immer filigranere Bauwerke zu erstellen, die infolge ihres geringeren Eigengewichtes anfälliger für Schwingungen sind. Außerdem wirken zum Beispiel bei Verkehrsbauwerken durch höhere Geschwindigkeiten und die Zunahme des Verkehrsvolumens oder bei Windenergieanlagen durch zunehmende Bauhöhen und Leistungsanforderungen größere Nutzlasten auf die Betonkonstruktionen ein. Ein abnehmendes Verhältnis zwischen Eigengewicht und Verkehrslast wird in Zukunft eine noch genauere Erfassung des Verhaltens unter zyklischer Beanspruchung erfordern. Dies bedarf immer präziserer Kenntnisse über den Werkstoff Beton in Bezug auf Festigkeit, Verformbarkeit und Ermüdungswiderstandsfähigkeit.

1.2 Veranlassung und Zielsetzung

Ermüdungsbeanspruchungen sind für die Dimensionierung von modernen Windenergieanlagen (WEA) der Multi-Megawatt-Klasse von entscheidender Bedeutung. Dabei sind in der Vergangenheit die Turmbauwerke von WEA immer wieder durch Schadensfälle in die Schlagzeilen geraten, die auf ein Ermüdungsversagen einzelner Bereiche der Konstruktion hindeuten (z.B. „Spiegel“ vom 20.08.2007). An Windenergieanlagen mit einer Fundamentsektion aus einem Stahlzylinder wurden Schäden in Form von Betonabplatzungen sowie Bewegungen der Stahlsektion im Fundamentbeton festgestellt.

Die in verschiedenen Regelwerken für Beton [DIN1045-1], [EN1992], [CEB1990], [CEB2010] enthaltenen Bemessungsansätze erfassen das Ermüdungsverhalten von Beton nur unzureichend. In erster Linie zielt die Berücksichtigung des Ermüdungsprozesses auf die Vorbeugung eines Ermüdungsbruchs ab. Jedoch kann die dazu häufig verwendete PALMGREN-MINER-Regel für Beton in Abhängigkeit vom Beanspruchungsszenario sowohl zu unsicheren als auch zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen. Für den heterogenen Werkstoff Beton sind die beiden Grundvoraussetzungen dieser Hypothese, (a) Linearität und (b) Reihenfolgeunabhängigkeit, nicht gegeben. Weiterhin reagieren die derzeitigen Bemessungskonzepte sehr empfindlich auf die Eingangsparameter (insbesondere Mittelspannung und Erstbelastungsalter).

Bei der üblichen Nachweisführung bleibt der zeitliche Verlauf der Materialdegradation bis zum theoretischen Ermüdungsbruch unbekannt. Es liegen keinerlei Informationen über den Grad des Steifigkeits- und des Tragfähigkeitsverlustes während einer bestimmten Ermüdungsbeanspruchung vor. Außerdem erfolgt zumeist eine vereinfachte Bemessung für den Maximalwert der elastischen Spannungen, so dass keine Spannungumlagerungen berücksichtigt werden. Vor dem Hintergrund eines lebensdauerorientierten wirtschaftlichen Tragwerksentwurfs besteht der Bedarf ein Bemessungsverfahren zu entwickeln, das die Auswirkungen des Ermüdungsprozesses auf die Tragstruktur zutreffender berücksichtigt. Zielsetzung ist eine sichere und wirtschaftliche Bemessung der zyklisch beanspruchten Turm- und Gründungsbauteile von WEA, die während ihrer Lebensdauer sehr hohen Lastspielzahlen ausgesetzt sind. Dies setzt die Kenntnis des Ermüdungsverhaltens von Beton für die unterschiedlichen auftretenden Beanspruchungen (Zug-, Druck-, Wechselbeanspruchung) und unter den verschiedensten Randbedingungen (Wassersättigung, hohe bzw. niedrige Belastungsgeschwindigkeit, Beanspruchungshöhe usw.) voraus.

Ziel der Untersuchungen ist die Schaffung einer objektiven Bewertungsgrundlage zur Einstufung der derzeitigen Nachweiskonzepte für zyklische Beanspruchungen aus dem Betrieb von WEA. Dazu werden theoretische und experimentelle Untersuchungen, die als Grundlage für die in bestehenden Regelwerken verankerten Ansätze dienen, zusammengestellt und bewertet. Darüber hinaus werden weiterführende Bemessungsansätze aus der Literatur dargestellt und verglichen. Es folgen eigene Vergleichsberechnungen zur Ermüdungsfestigkeit an für WEA spezifischen Beispielen. Basierend auf diesen Untersuchungen werden abschließend unter Berücksichtigung der speziellen Beanspruchungsszenarien für Bauteile von WEA der weitere Forschungsbedarf aufgezeigt und Modellversuche konzipiert.

2 Stand der Kenntnisse

2.1 Grundlagen

Zyklische Beanspruchungen führen im Vergleich zu statischen Belastungen bei gleicher maximaler Beanspruchungshöhe zu einer schnelleren Werkstoffermüdung und zu einem vorzeitigen Versagen. Die Schädigung des Betons, d.h. die Entstehung und Ausbreitung von Mikro- und Makrorissen, wird durch eine zyklisch wiederkehrende Energiezufuhr verursacht bzw. gefördert. In der Regel ist die maximal ertragbare Spannungsamplitude bei zyklischen Beanspruchungen weitaus kleiner als die statische Bruchfestigkeit.

Im Wesentlichen werden niederzyklische (low cycle fatigue) und hochzyklische (high cycle fatigue) Beanspruchungen unterschieden (Bild 1-1). Beim Ermüdungsnachweis für Betonbauteile nach DIN 1045-1 [DIN1045-1] wird prinzipiell nur letztere Beanspruchungsart betrachtet. Im Hinblick auf das Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von WEA werden im vorliegenden Bericht ebenfalls nur hochzyklische Beanspruchungen behandelt.

Zur Beschreibung einer zyklischen Beanspruchung von Beton sind zwei Darstellungsformen möglich. Zum einen ist die Angabe der Unter- und Oberspannung σ_{min} und σ_{max} üblich. Zum anderen die Angabe der Unter-, Mittel-, bzw. Oberspannung σ_{min} , σ_m bzw. σ_{max} und der Schwingbreite $\Delta\sigma$ oder der relativen Schwingbreite $R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$. Die Spannungsamplitude wird mit σ_a bezeichnet. Diese Kenngrößen sind in Bild 2-1 dargestellt.

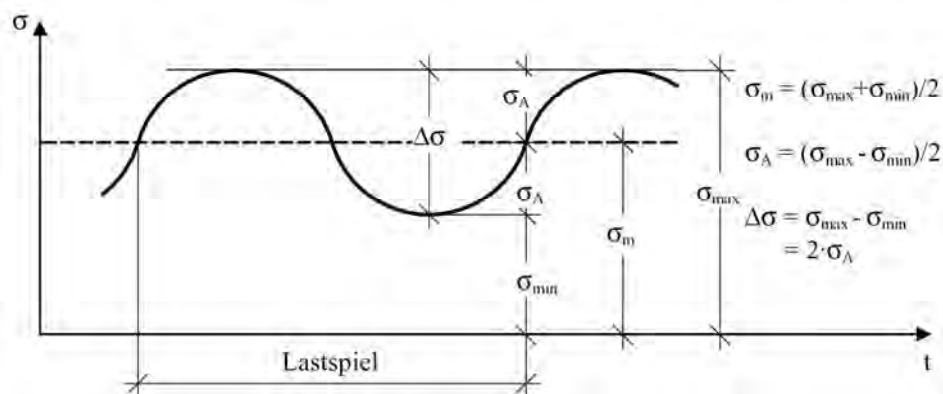


Bild 2-1: Charakteristische Kenngrößen bei zyklischer Beanspruchung [Hoh2004]

Je nach aufgebrachtener Unter- und Oberspannung lassen sich Schwell- und Wechselbeanspruchungen unterscheiden (Bild 2-2). Bei der Schwellbeanspruchung besitzen Ober- und Unterspannung das gleiche, bei Wechselbeanspruchung unterschiedliche Vorzeichen. Sinngemäß ergeben sich die Begriffe Schwelldruck-, Schwellzug- und Wechselbereich.

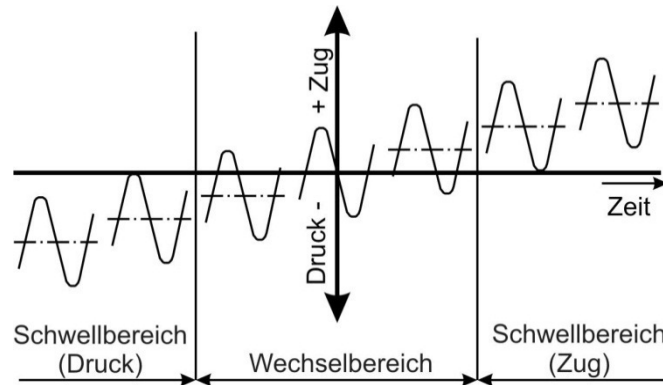
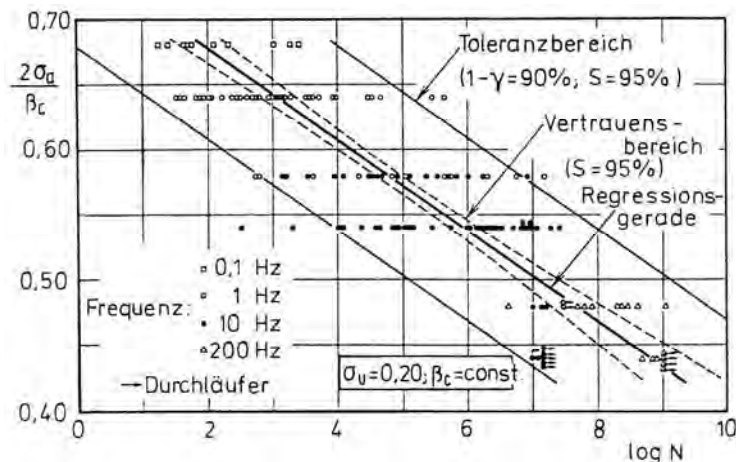


Bild 2-2: Beanspruchungsfälle [Kön1994]

Die Ermüdungsfestigkeit der Baustoffe wird üblicherweise in sogenannten Einstufenversuchen (auch "Wöhlerversuche" genannt) ermittelt. In diesen Versuchen wird eine meist sinusförmige Beanspruchung mit unterschiedlicher aber jeweils konstanter Schwingbreite aufgebracht. Die Prüfung wird so lange fortgesetzt, bis die Probe versagt oder eine bestimmte Anzahl von Lastzyklen erreicht wird (Durchläufer). Die in einem Diagramm eingetragene Regressionsfunktion durch die einzelnen Versuchsergebnisse (erreichte bzw. ertragbare Bruchlastspielzahlen für verschiedene Schwingbreiten) wird als Wöhlerlinie bezeichnet, wobei die Bruchlastspielzahl N üblicherweise logarithmisch dargestellt wird und sich mit ausreichender Genauigkeit Regressionsgeraden ergeben (Bild 2-3).

Bild 2-3: Typische Wöhlerlinie des Betons für $\sigma_{min} = \sigma_u = 0,2 f_c$ [Kla1978]

Als Konstante wird bei der Ermittlung und Darstellung der Wöhlerlinien von Betonprobekörpern zumeist die Unterspannung σ_{min} , die Mittelspannung σ_m oder das Verhältnis zwischen Unter- und Oberspannung $R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$ gewählt. In der Regel ist die Spannungsschwingbreite variabel, da sie vor allen anderen Einflussfaktoren für das vorzeitige Versagen des Werkstoffes verantwortlich ist [Kön1994]. Nach [Pfa2003] beinhaltet die Wöhlerlinie die Rissinitiierung sowie den Rissfortschritt bis zum Versagen eines Prüfkörpers und beschreibt somit die gesamte Ermüdungslebensdauer des betrachteten Materials. Da die experimentell ermittelten Ergebnisse zumeist starke Streuungen aufweisen, werden häufig Wöhlerlinien bestimmter „Überlebenswahrscheinlichkeiten“ P_s angegeben. Nach [Grün2008] kann die Streuung experimentell ermittelter Ermüdungsfestigkeiten als annähernd logarithmisch normalverteilt angenommen werden. Bild 2-4 zeigt Wöhlerlinien aus Zugversuchen mit konstanter Unterspannung σ_{min} für Überlebenswahrscheinlichkeiten von 5 %, 50 % und 95 %

[Hoh2004]. Diese Diagramme werden auch S-P-N-Diagramme genannt (mit: S = Belastungsgrad, P = Überlebenswahrscheinlichkeit, N = Anzahl der Lastspiele).

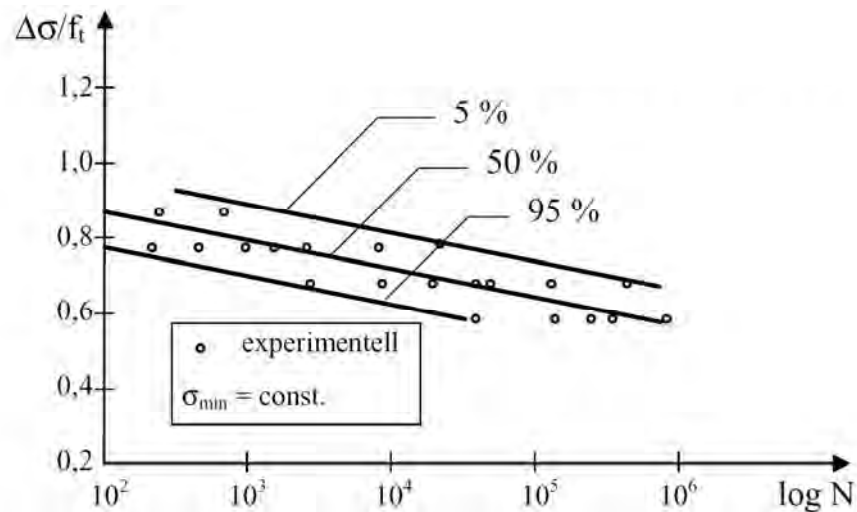


Bild 2-4: Wöhlerlinien verschiedener Überlebenswahrscheinlichkeiten bei einer konstanten Unterspannung (S-P-N Diagramm) [Hoh2004]

Die Wöhlerlinie grenzt im $\Delta\sigma$ -log N-Diagramm zwei für das Festigkeitsverhalten charakteristische Bereiche voneinander ab. Je nach ertragbarer Lastspielzahl N wird zwischen dem Zeitfestigkeitsbereich und dem Dauerfestigkeitsbereich unterschieden (Bild 2-5).

Der Zeitfestigkeitsbereich wird dadurch charakterisiert, dass ein Werkstoffversagen nach einer bestimmten Anzahl von Lastwechseln auf jeden Fall eintritt. Dabei wird oftmals weiter der Bereich der niederzyklischen Beanspruchung (auch Kurzzeitfestigkeitsbereich genannt) mit hohen Spannungsamplituden $\Delta\sigma$ und kleinen zugehörigen Lastspielzahlen N unterschieden. Ab etwa 10^2 bis 10^4 Lastspielen nimmt die ertragbare Spannungsamplitude $\Delta\sigma$ mit zunehmender Lastspielzahl N deutlicher ab. Nach [Kön1994] ist ein Nachweis für niederzyklische Beanspruchungen mit bis zu 10^3 Lastspielen nicht erforderlich, da die Gebrauchstauglichkeitsnachweise die zulässige maximale Beanspruchung so weit beschränken, dass die für ein Versagen unter niederzyklischer Beanspruchung notwendigen Oberspannungen ausgeschlossen sind.

Die Dauerschwingfestigkeit beschreibt die Beanspruchungshöhe, die theoretisch unendlich oft aufgebracht werden kann, ohne zum Bauteilversagen zu führen. An der Existenz einer Dauerschwingfestigkeit für Beton besteht theoretisch kein Zweifel. Wird die zur Schädigung des Betongefüges erforderliche Energie durch die Beanspruchung nicht erreicht, kann auch kein Versagen auftreten. Jedoch konnte die Dauerschwingfestigkeit von Beton bisher experimentell noch nicht bestätigt werden [Hoh2004], [Fre1970], [Ril1984], [Mül1983]. Da nur sehr wenige Versuche im „möglichen“ Dauerschwingfestigkeitsbereich durchgeführt wurden [Bre2006], beschränken sich die Aussagen zu einer Dauerschwingfestigkeit von Beton im Wesentlichen auf extrapolierte Ergebnisse aus Versuchen mit höheren Belastungsniveaus und Erkenntnisse aus Ultraschallmessungen. Nach [Zil2004] existiert eine Dauerfestigkeitsgrenze für Werkstoffe, die Betriebsbeanspruchungen ausgesetzt sind und ggf. Vorschädigungen aufweisen, nach heutigem Wissenstand nicht. Auf die Existenz einer Dauerschwingfestigkeit und die durchgeführten Untersuchungen wird in Kapitel 3 näher eingegangen.

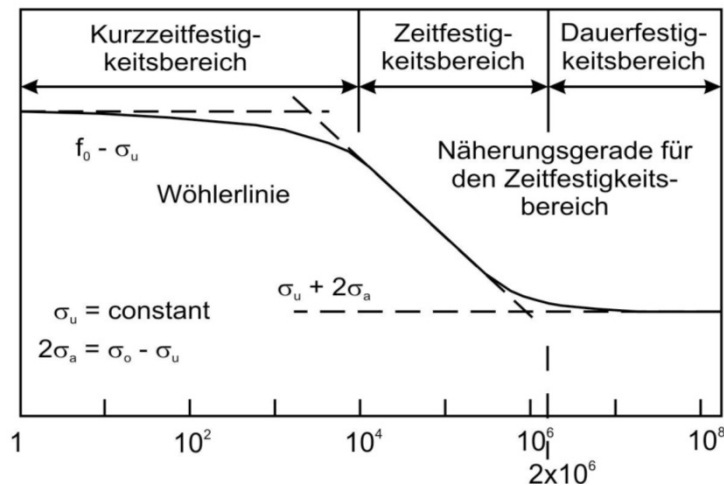


Bild 2-5: Bereiche der Ermüdungsfestigkeit [Kön1994]

Während eine Wöhlerlinie die Ermüdungsfestigkeit für eine bestimmte Unterspannung σ_{min} , Mittelspannung σ_m oder das Verhältnis zwischen Unter- und Oberspannung $R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$ angibt, können in einem so genannten Dauerfestigkeitsdiagramm nach SMITH oder einem GOODMAN-Diagramm für eine definierte Lastspielzahl verschiedene mögliche Kombinationen von Mittelspannung und Spannungsschwingbreite grafisch dargestellt werden. Während beim GOODMAN-Diagramm die ertragbare Oberspannung σ_{max} über der Unterspannung σ_{min} aufgetragen ist, beschreibt das SMITH-Diagramm σ_{max} und σ_{min} in Abhängigkeit der Mittelspannung σ_m (Bild 2-6). Für Beton haben sich nach [Zil2004] aufgrund der starken Abhängigkeit des Ermüdungsverhaltens von der Mittelspannung insbesondere GOODMAN-Diagramme durchgesetzt.

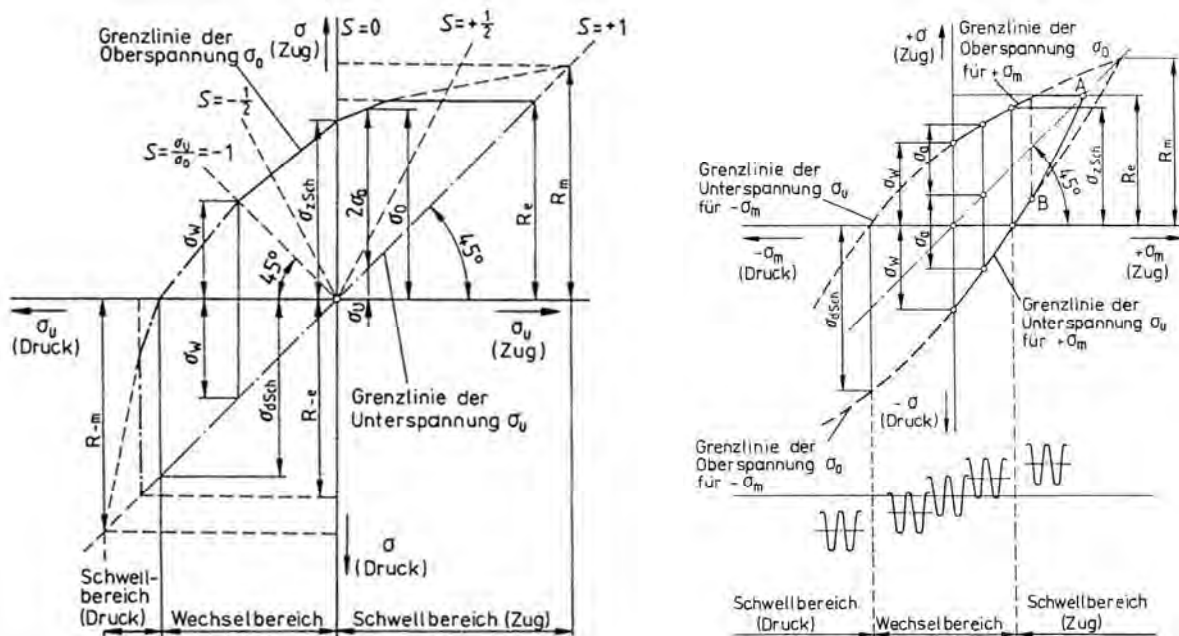


Bild 2-6: Dauerschwingfestigkeitsschaubild nach GOODMAN (links) und SMITH (rechts)

Den Zusammenhang zwischen den Wöhlerlinien und GOODMAN-Diagrammen für druckbeanspruchten Beton verdeutlicht Bild 2-7. Aus den verschiedenen Wöhlerlinien für unterschiedliche Unterspannungen ($E_{cd,min} = \sigma_{min} / f_c$ im Wertebereich 0,0; 0,2; 0,4; 0,6 und 0,8)

werden bei einer Lastspielzahl $N = 10^7$ die Punkte zur Bestimmung der Grenzlinien des ertragbaren bzw. zulässigen Spannungsbereichs im GOODMAN-Diagramm übertragen. In Bild 2-7 ist ergänzend die obere Grenze des ertragbaren Spannungsbereichs für eine höhere Lastspielzahl von $N = 10^8$ dargestellt, die analog aus den Wöhlerlinien zu konstruieren ist.

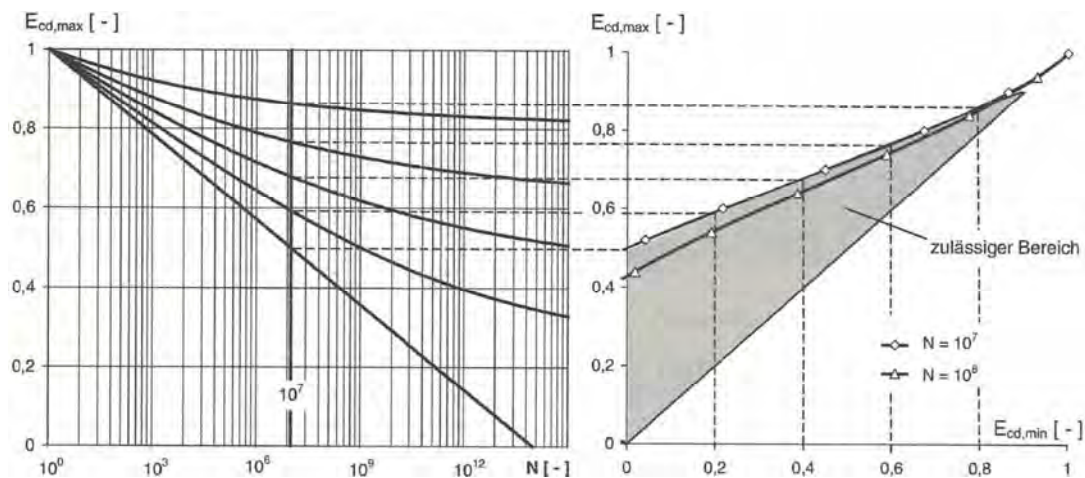


Bild 2-7: Zusammenhang zwischen Wöhlerlinien und GOODMAN-Diagrammen für druckbeanspruchten Beton [Zil2004]

In der Realität treten nur selten zyklische Beanspruchungen mit konstanter Schwingbreite auf. Von praktischer Bedeutung sind vielmehr unregelmäßige Betriebsbeanspruchungen mit verschiedenen Lastspielzahlen und Amplituden in beliebiger zeitlicher Reihenfolge. Dabei treten üblicherweise kleine Amplituden mit größeren und umgekehrt hohe Amplituden mit geringeren Schwingspielzahlen auf. Daher wären durch eine detaillierte Ermittlung der Betriebsfestigkeit zumeist längere Lebensdauern als auf Grundlage der Ermüdungsfestigkeit unter der maximal auftretenden Spannungsamplitude ausnutzbar, aus Kostengründen oder aufgrund teilweise unbekannter Betriebsbeanspruchungen ist diese Vorgehensweise im Bauwesen jedoch kaum verbreitet. Um dennoch einen Nachweis der Betriebsfestigkeit führen zu können, sind aus Betriebsbeanspruchungen definierte Spannungsamplituden und Lastspielzahlen auszuzählen, mit denen schließlich das Maß der „Gesamtbeanspruchung“ aus den einzelnen zyklischen Beanspruchungen zu ermitteln ist. Im Massivbau wird zur Auszählung der Amplituden und Lastspielzahlen üblicherweise das Rainflow-Verfahren oder die Reservoir-Methode verwendet und die Gesamtbeanspruchung wird mit der linearen Schadensakkumulation nach PALMGREN-MINER bestimmt.

Beim Rainflow-Verfahren ist die Spannungsschwingbreite als Differenz zwischen maximaler und minimaler Spannung einer geschlossenen Hysterese in einem σ - ε -Diagramm definiert (Bild 2-8, oben). Zum gleichen Ergebnis führt die Reservoir-Methode (Bild 2-8, unten). Hierbei wird ein σ - t -Diagramm gedanklich mit Wasser gefüllt, das anschließend am tiefsten Punkt wieder abgelassen wird. Die Änderung des „Wasserstandes“ an diesem Punkt entspricht der Schwingbreite eines Lastspiels. Anschließend wird am nächst höhergelegenen Punkt das Wasser abgelassen usw. Die einzelnen Spannungsschwingbreiten können nach ihrer Größe geordnet in einem $\Delta\sigma$ - N -Diagramm aufgetragen werden (Summenhäufigkeitsdiagramm).

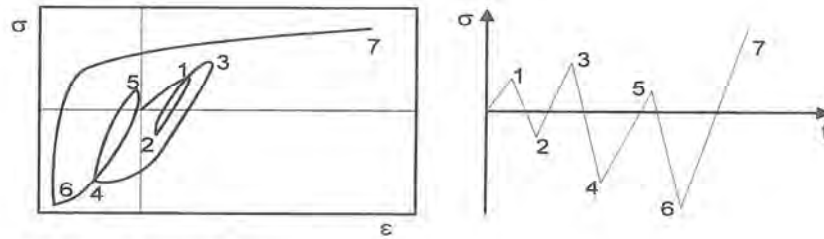


Bild 4.17: Rainflow-Verfahren

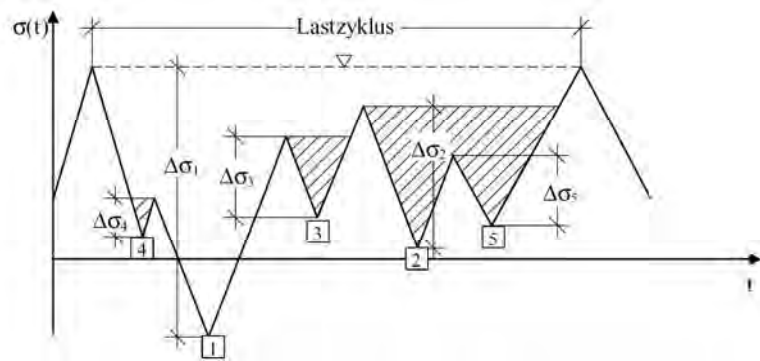


Bild 2-8: Rainflow-Verfahren [Kön1990] (oben) und Reservoir Methode [Kes2002] (unten)

Um mit Hilfe von Festigkeitsdaten, die bei konstanter Spannungsamplitude ermittelt wurden, Aussagen über die Lebensdauer von Bauwerken unter Betriebsbeanspruchungen treffen zu können, werden Schadensakkumulationshypothesen herangezogen. Die einfachste Hypothese, die PALMGREN-MINER-Regel, stammt aus dem Stahlbau und geht von einer linearen Zunahme der Schädigung mit steigender Lastspielzahl aus. Ihre Anwendung erfordert die Einteilung der Lastgeschichte in verschiedene Kollektive mit konstanter Spannungsamplitude. Bei mehrstufiger zyklischer Beanspruchung werden die einzelnen Teilschädigungen linear aufsummiert (Bild 2-9) [Wei1979].

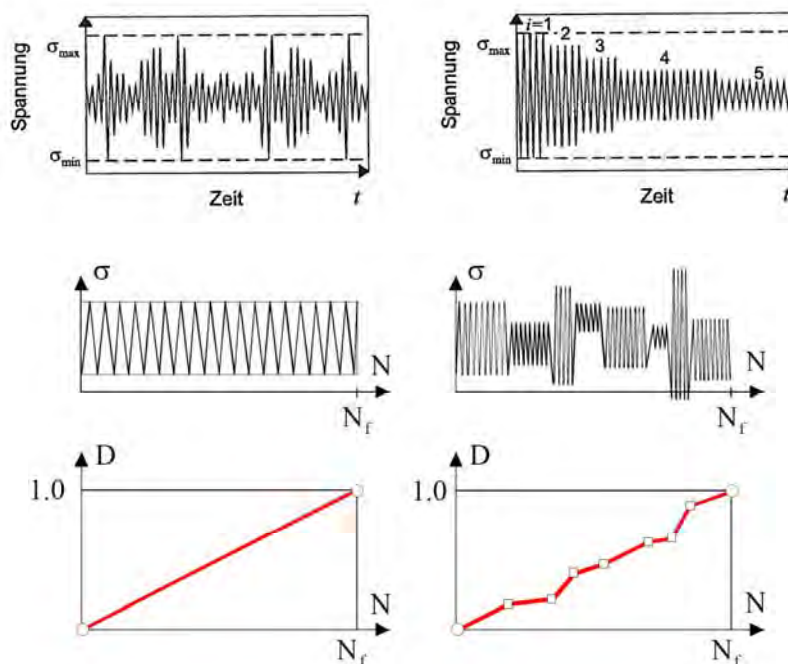
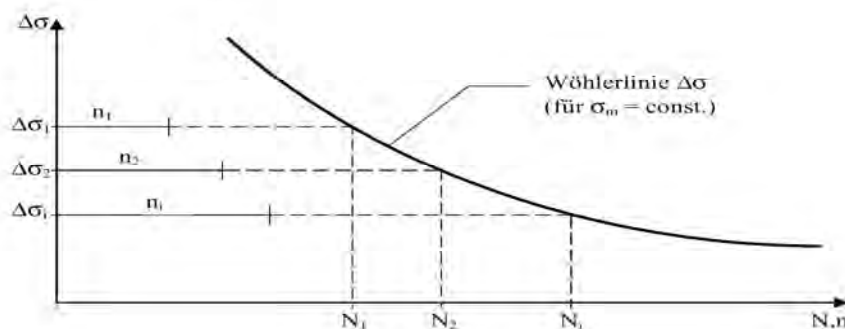


Bild 2-9: Zufälliger variabler Lastprozess und dessen reihenfolgeunabhängige Aufbereitung (oben) und lineare Schadenakkumulation nach PALMGREN und MINER (unten)

Ein Lastspiel ruft nach der PALMGREN-MINER-Regel die Schädigung $1/N_i$ hervor (mit N_i : ertragbare Bruchlastspielzahl bei der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$ im Wöhlerversuch, Bild 2-10). Mit der tatsächlich auftretenden Anzahl n_i der Lastspiele auf dem entsprechenden Schwingbreitenniveau ergibt sich eine Teilschädigung von n_i/N_i . Ein Versagen des Bauwerks tritt rechnerisch ein, wenn die Summe aus den einzelnen Teilschädigungen den Wert Eins erreicht. Nach der PALMGREN-MINER-Regel ergibt sich der Schädigungsparameter D allgemein gemäß Gleichung 1.1:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots \leq 1 \quad (1.1)$$



2.19: Grafische Darstellung der Palmgren-Miner-Regel

Bild 2-10: Grafische Darstellung der PALMGREN-MINER-Regel [Kön1994]

Die PALMGREN-MINER-Regel stellt einen Zusammenhang zwischen den Ergebnissen aus Einstufen- bzw. Wöhlerversuchen und der Schädigung durch ein unregelmäßiges, zufälliges Lastkollektiv her. Dabei werden durch die PALMGREN-MINER-Regel nach [Lee1979] unter anderem die Parameter Belastungsfrequenz, Betonfestigkeit, Betonalter und die Umweltbedingungen während des Erhärtens sowie des Versuches berücksichtigt. Dennoch ist die Anwendbarkeit dieser Regel in der Bemessungspraxis deutlich begrenzt. Bereits 1924 beschränkte PALMGREN seine „bequeme Formel“ auf „periodisch wechselnde Belastungen“ [Pal1924]. Auch MINER warnte 1945 davor, „das Konzept der Schadensakkumulation auf andere Materialien als Alcad 24S-T Aluminium“ zu übertragen [Min1945]. MUELLER et al. [Mül1983] führen an, dass es bei Versuchen zur Überprüfung der PALMGREN-MINER-Regel für verschiedenste Werkstoffe in der Regel zu großen Abweichungen zwischen den berechneten und den experimentell ermittelten Schadenssummen kam. Dabei wurden die berechneten Lebensdauern sowohl unter- als auch überschritten. Grundvoraussetzung der PALMGREN-MINER-Regel ist, dass die Reihenfolge der Lastspiele mit unterschiedlichen Amplituden auf die Entwicklung und das Fortschreiten der Schädigung keinen Einfluss hat.

Besonders für den Werkstoff Beton ist die Anwendbarkeit der PALMGREN-MINER-Regel stark eingeschränkt bzw. nach Ansicht verschiedener Autoren nicht gegeben [Pfa2003], [Ril1984]. Nach [Pfa2003] sind insbesondere die Linearität und die Reihenfolgeunabhängigkeit der Schadensakkumulation als Grundvoraussetzungen für die Anwendbarkeit der Hypothese für Beton nicht erfüllt. Außerdem ist der Zusammenhang zwischen der Belastungsgeschichte und der daraus resultierenden Schädigung nicht vollständig geklärt [Ril1984].

2.2 Ermüdungsverhalten von Beton

2.2.1 Allgemeines

In den folgenden Abschnitten werden zunächst allgemeine Erkenntnisse zur Entstehung bzw. zum Wachstum von Ermüdungsrissen in Beton zusammengestellt. Es folgt eine Beschreibung des Ermüdungsverhaltens unter Druckschwell-, Zugschwell-, Wechsel- und Schubbeanspruchungen mit konstanter Spannungsschwingbreite. Dabei werden an gegebener Stelle niederzyklische und hochzyklische Beanspruchungen unterschieden und allgemeine Besonderheiten von hochfestem Beton dargestellt. Verschiedene Einflussparameter des Ermüdungsprozesses werden in Kapitel 5 weiter beschrieben.

2.2.2 Rissentstehung und Ermüdungsrisswachstum

Der Ermüdungsvorgang des heterogenen Werkstoffs Beton ist noch nicht im gleichen Maße geklärt wie die Materialdegradation metallischer Werkstoffe. Er scheint in stärkerem Maße als bei Metallen dem Versagensvorgang bei statischer Belastung zu gleichen [Sur1970], [Mül1983]. Dabei ist das Ermüdungsversagen durch größere Verformungen und eine diffusere Mikrorissbildung gekennzeichnet [Aci1974], [Tou1998], [Pfa2003]. Erste Mikrorisse weist Beton aufgrund der Hydratations- und Schwindvorgänge bereits vor einer äußeren Erstbelastung auf, vorwiegend in der Kontaktzone zwischen den Zuschlagkörnern und der umgebenden Zementsteinmatrix. Diese sind auf eine Behinderung des Schwindens des Zementsteins durch die Zuschlagstoffe sowie eine Anlagerung von freiem Wasser an den Korngrenzen zurückzuführen und verlaufen ohne ausgeprägte Richtung dreidimensional im Raum. Außerdem führen das unterschiedliche Verformungsvermögen und die Querdehnung der Betonkomponenten (Zementstein, Zuschlag) bei einer äußeren Belastung zu Diskontinuitätsstellen, die das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundwerkstoffes Beton maßgeblich beeinflussen.

Im Wesentlichen gibt es zwei Hypothesen zur Rissentwicklung im Beton unter zyklischer Beanspruchung, die sich beide an Erkenntnisse aus monotonen Versuchen mit konstanter Schwingbreite anlehnen [Ril1984]. Die erste Hypothese geht von einer fortschreitenden Auflösung des Verbundes zwischen den größeren Zuschlagkörnern und der Zementsteinmatrix als Ursache für das Ermüdungsversagen aus. Bei der zweiten Hypothese gilt das Wachstum der bereits vor der Belastung entstandenen Mikrorisse als Ursache für das Ermüdungsversagen.

Zur Beschreibung des charakteristischen Verhaltens des Betons ist eine Aufteilung in drei Ebenen sinnvoll. Unterschieden werden die Mikro-, Meso- und Makroebene (Bild 2-11). In der Makroebene wird der Beton als homogener Werkstoff (Kontinuum) angesehen. Ein Zweistoffsystem liegt in der Mesoebene vor, in der die Zuschlagkörner (≥ 2 bis 4 mm) in einer „homogenen“ Matrix eingebettet sind. In der Mikroebene werden die kristalline Struktur und die mechanischen Eigenschaften des Zementsteins sowie der Grenzflächen zwischen Zuschlagkörnern und Zementstein betrachtet. Da diese Ebene im Zusammenhang mit der Betonermüdung nur begrenzt erforscht ist [Hoh2004], werden im Folgenden vorrangig die beiden anderen Ebenen behandelt.

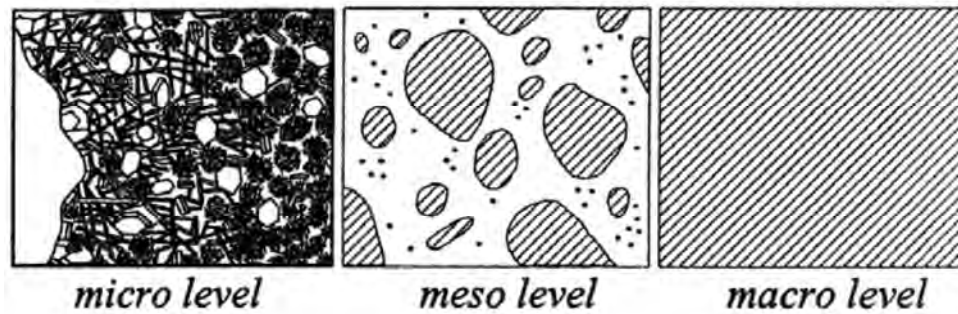


Bild 2-11: Maßstabsebenen zur Beschreibung von Beton [Sch2005]

In der Makroebene werden als Auswirkungen einer Ermüdungsbeanspruchung irreversible Verformungen und ein Steifigkeitsverlust beobachtet. Hervorgerufen wird dies durch die insbesondere in der Verbundzone zwischen Zementstein und Zuschlag auftretenden Mikrorisse. Dabei kann der Rissfortschritt durch Zuschlagkörner und Poren „aufgehalten“ werden, aber auch durch ein Zusammenwachsen der Risse zunehmen. Nach [Hoh2004] bilden sich bei Entlastung die aufgetretenen viskosen Verformungen zum Teil analog zu den reversiblen Verformungsanteilen bei Kriechversuchen wieder zurück. Bei Betrachtung in der Mesoebene treiben wiederkehrende kurzfristige Mechanismen bei der zyklischen Be- und Entlastung einen dreiphasigen Schadensprozess der „akkumulativen Mikrorissbildung und -vereinigung“ an [Pfa2003]. Der wichtigste Einflussfaktor auf dieser Ebene ist der Gehalt an freiem Wasser, der wiederum vom Hydratationsgrad, dem Wasser-Zement-Wert und der Nachbehandlung des Betons abhängig ist.

Unterschiedliche Verformungseigenschaften des Zuschlags und der umgebenden Zementsteinmatrix führen zu Längszugspannungen im Kornelement. Dabei verformt sich das auf Abscheren belastete Zuschlagkorn bei Entlastung weniger stark zurück als die umschließende Matrix. Dies regt die Rissbildung in der Verbundzone und besonders an der der Belastung zugewandten Seite an (Bild 2-12). Außerdem führen die sich mit unterschiedlicher Geschwindigkeit quer zur Spannungsrichtung zurückverformenden Gefügeteilchen im Entlastungsprozess zu zusätzlichen Eigenspannungen. Zusätzlich treten beim Öffnen und Schließen der entstandenen Risse infolge der zyklischen Belastung mechanische Schädigungseffekte auf. Es entsteht eine Art „Keilwirkung“ an der Risspitze aufgrund verlagerter Zuschlag- und Zementsteinpartikel, die sich bei geöffnetem Riss aus der Rissoberfläche gelockert haben. Die Keilwirkung verursacht lokale Zugspannungen, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons das Mikrorisswachstum beschleunigen.

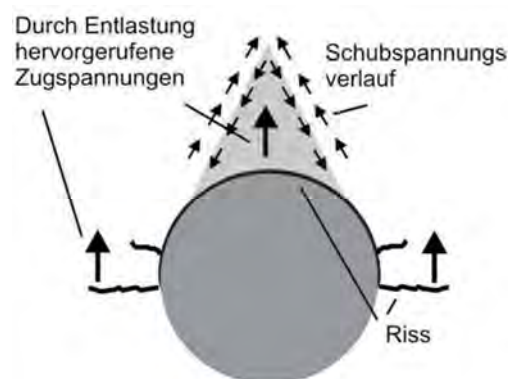


Bild 2-12: Charakteristische Bruchelemente bei Druckentlastung

Auch [Sch1999], [Tou1998] führen als Ursache des Ermüdungsvorgangs von Beton die zuvor beschriebenen Effekte an. Danach wachsen die Mikrorisse mit zunehmender Verformung zu Makrorissen zusammen, wodurch der Querschnitt geschwächt wird und die aufgebrachte Last schließlich nicht mehr aufnehmen kann. In den folgenden Abschnitten wird weiter beschrieben, dass die Rissentstehung und der Rissfortschritt bei hochfestem Beton (>C55/67) aufgrund einer homogeneren Struktur mit ähnlichen Steifigkeitseigenschaften von Matrix und Zuschlag anders als bei normalfestem Beton verlaufen.

2.2.3 Druckschwellbeanspruchung

Schädigungsmechanismus

Wie in [Grü2008] beschrieben treten bei quasi-statischen Druckversuchen aufgrund der zunehmenden Querkzugbeanspruchung an den Korngrenzen und einer zunehmenden Mikrorissbildung bereits ab etwa 30 % der Druckfestigkeit nichtlineare Verformungen auf (Bild 2-13). Ab 70 % bis 75 % der Druckfestigkeit vereinigen sich Mikrorisse zu Makrorissen und das Versagen der Probe wird durch die Bildung von Bruchflächen eingeleitet.

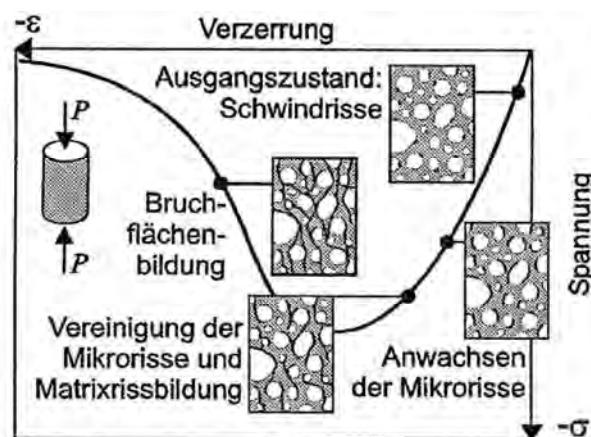


Bild 2-13: Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung [Pfa2003]

Wenn das Betongefüge bei ausreichend hoher Druckbeanspruchung einen instabilen Zustand erreicht und sich die Risse in der Verbundzone zwischen Matrix und Zuschlagkorn mit Rissen in der Matrix verbinden, nimmt die Steigung der Volumenänderungskurve nicht mehr ab (theoretische Kurve), sondern durch wachsende Querdehnungen zu (Bild 2-14). Der Punkt der Querdehnungserhöhung wird als „kritische Spannung“ oder „lower limit of structural loading“ bezeichnet. Er beschreibt nach [Hoh2004] ungefähr die Dauerstandfestigkeit und liegt je nach Beton zwischen 65% und 90% der Bruchfestigkeit. Gemäß [Hoh2004] ist ein Versagen infolge quasi-statischer Beanspruchung unterhalb dieses Punktes aufgrund fehlender durchgehender Risse nicht möglich.

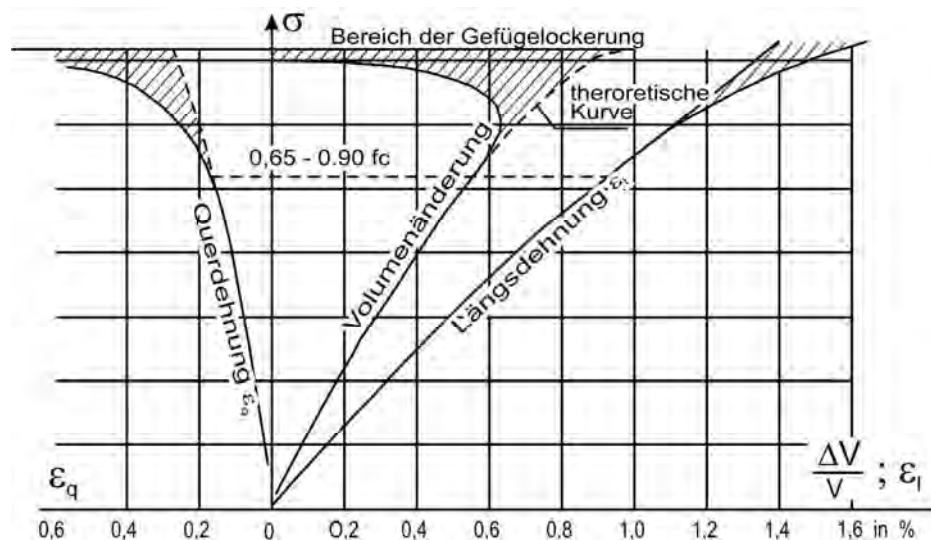


Bild 2-14: Längen- und Volumenänderung bei Druckbeanspruchung [Hoh2004]

Ein vergleichbarer Diskontinuitätspunkt wie unter quasi-statischer Beanspruchung konnte für Prüfkörper unter zyklischer Druckschwellbeanspruchung durch Ultraschallemissionsanalysen in [Spo1975] nicht bestätigt werden. Es wurde vielmehr festgestellt, dass bereits geringere Stauchungen Schädigungen hervorrufen. SPOONER et al. [Spo1975] beschreiben schließlich den Ermüdungsprozess als einen kontinuierlichen Schädigungsprozess, wobei nennenswerte Schädigungen nur bei Erstbelastung auftreten. Eine Beanspruchung unterhalb eines vorherigen Belastungsniveaus führe demnach zu keiner weiteren Schädigung.

Der Schädigungsmechanismus unter zyklischer Druckschwellbeanspruchung ist aufgrund der Mikrorissbildung vom Beanspruchungsniveau abhängig [Hoh2004]. Bei Beanspruchungshöhen bis etwa $S_{max} = \sigma_{max} / f_c \leq 0,75$ dominieren die aus Ermüdung resultierenden Dehnungen. Das Ermüdungsverhalten ist gekennzeichnet durch eine langsame aber kontinuierliche Mikrorissakkumulation. Es kommt zu einer Materialzermürbung infolge zyklisch-mechanischer Beanspruchung und das Versagen tritt schließlich durch viele verteilte Gefügerisse auf. Allgemein verstärkt sich mit fallender Beanspruchung eine feinere Rissverteilung. In [Bre2006] konnte ein langsamer Degradationsprozess für Ermüdungsbeanspruchungen unterhalb von $S_{max} = 0,75$ mittels dynamischer E-Modul-Messungen belegt werden.

Ein höheres Beanspruchungsniveau ($S_{max} > 0,75$) führt dagegen unmittelbar zu einer verstärkten vertikalen Rissbildung. Der Beton versagt demzufolge nicht durch feinere verteilte Risse, sondern durch die Öffnung größerer Axialrisse. Es entstehen zunächst weiterhin tragfähige Betonsäulen, welche die zyklische Beanspruchung mit zunehmender Lastspielzahl jedoch nicht mehr aufnehmen können. Allgemein weist Beton bei hohem zyklischem Beanspruchungsniveau ein spröderes Versagen auf, das dem unter quasi-statischer Belastung sehr ähnlich ist. [Hoh2004] beschreibt eine exponentiell abnehmende Ermüdungslebensdauer mit steigender Oberspannung. Dabei ist die ertragbare Bruchlastspielzahl jedoch auch von der Spannungsamplitude abhängig. Nach [Rei1978] führen sowohl sehr kleine als auch hohe Spannungsamplituden zu einer geringeren Lebensdauer.

Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Verformungsverhalten

Wie in Bild 2-15 dargestellt bilden der Be- und Entlastungspfad unter zyklischer Erstbelastung eine nicht geschlossene Hystereseschleife. Nach einigen Lastzyklen schließt sich die Hystereseschleife so weit, dass die bleibenden Verformungen nur noch über eine große Anzahl von Lastwechseln hinweg gemessen werden können. Entsprechend beobachtete [Gae1962], dass der Zuwachs bleibender Verformungen nach den ersten Lastzyklen besonders groß ist und anschließend abnimmt. Dabei bleibt der Zuwachs mit steigender Lastspielzahl jedoch stets größer Null.

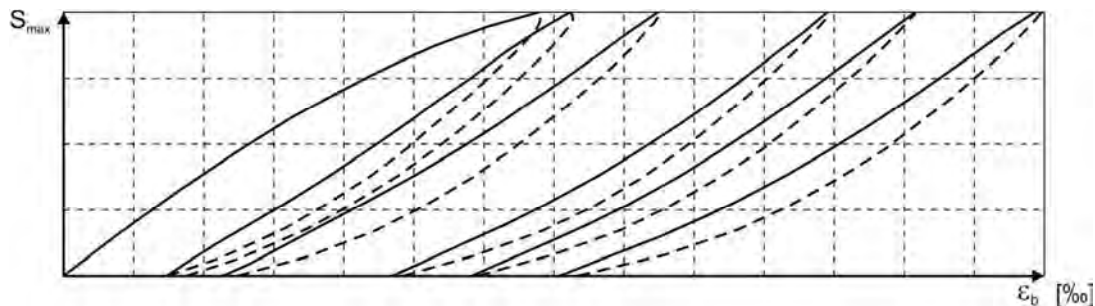


Bild 2-15: Be- und Entlastungspfade der Spannungs-Dehnungs-Beziehung [Meh1962]

Bei der Erstbelastung ist bis zum Erreichen der Druckfestigkeit eine (aus Sicht der Dehnungsachse) konkave Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons bekannt. Bereits nach wenigen Zyklen stellt sich jedoch ein annähernd linear-elastisches Materialverhalten ein, d.h. der Belastungspfad verläuft geradlinig. Bei hohen Belastungen ($\sigma_{max} = 0,80 f_{ck}$) wurde dieses Verhalten schon bei der ersten Wiederbelastung beobachtet. Gemäß Bild 2-15 geht der Wiederbelastungspfad schließlich mit zunehmender Lastspielzahl in eine konvexe Krümmung über. Diese Krümmungsumkehr wird durch eine Zunahme der Steifigkeit auf den oberen Spannungsniveaus und eine Abnahme auf den unteren Niveaus hervorgerufen [Gae1962], [Meh1962], [Fre1970], [ACI1974], [Mül1983], [Oh1991]. Mit jedem Belastungszyklus erhöht sich die Verdichtung bzw. der Zermürbungsprozess der Zementsteinmatrix in Beanspruchungsrichtung und mit zunehmender Druckbeanspruchung nimmt die Dehnsteifigkeit durch ein Schließen der entstandenen Risse zu. Dementsprechend sind die relativen Stauchungen bei niedriger Laststufe maximal und verringern sich bei steigender Beanspruchung. Nach [Hol1979] ist der Grad der „Konvexität“ ein Maß dafür, wie nahe ein Probekörper vor dem Versagen steht.

Die Ausprägung der Krümmungsumkehr ist von der Belastung, der Schwingbreite und dem Zementsteingehalt abhängig [Meh1962], [Fre1970]. Sie ist umso größer, je höher die Oberspannung sowie die Spannungsschwingbreite sind und je geringer der Zementsteinanteil ist. Versuche an Probekörpern aus reinem Zementstein ergaben keine Krümmungsumkehr. Die Krümmungsumkehr ist somit auf die Wechselwirkung zwischen „kontinuierlich fester“ (Zuschlag) und viskoser (Zementstein bzw. Matrix) Phase zurückzuführen [Meh1962]. Dabei wird das mechanische Verhalten in den ersten Lastzyklen im Wesentlichen vom Zementstein bestimmt [Meh1962]. Allgemein verändert der Entlastungspfad im Gegensatz zum Belastungspfad seine Krümmung kaum.

Die Gesamtverformung des Werkstoffs Beton setzt sich aus mehreren reversiblen, irreversiblen, spannungsunabhängigen und spannungsabhängigen Formänderungen zusammen. Eine

äußere Beanspruchung bewirkt zunächst eine direkte Dehnung ε_σ , wobei diese in einen elastischen und einen plastischen Anteil zu unterteilen ist ($\varepsilon_\sigma = \varepsilon_{\sigma,el} + \varepsilon_{\sigma,pl}$). Bei zyklischer Druckbeanspruchung nehmen beide Dehnungsanteile mit steigender Lastspielzahl zu. Die zeitabhängigen Dehnungen $\varepsilon_k(t)$ resultierend aus den visko-elastischen Eigenschaften des Betons und sind maßgebend vom Belastungsniveau, vom Betonalter bei Belastungsbeginn sowie von der Einwirkungsdauer abhängig. So verändert sich die Spannungs-Dehnungs-Beziehung je nach Belastungszeit und –geschwindigkeit. Entsprechend Bild 2-16 nimmt die Verformbarkeit bei schneller Belastung ab, während das Festigkeitsniveau ansteigt.

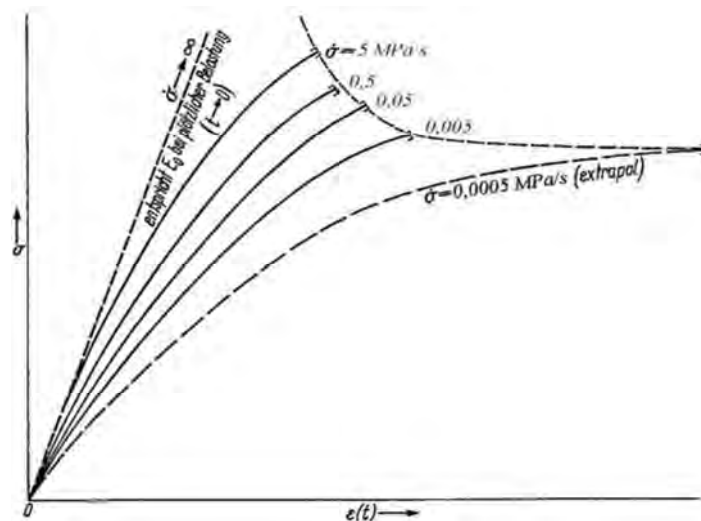


Bild 2-16: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf den Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung [Hoh2004] (quasi-statische Belastung)

Betrachtet man den Verformungsverlauf in Abhängigkeit der bezogenen Lastspielzahl N/N_f (mit N_f : ertragbare Bruchlastspielzahl), so ist zu erkennen, dass sich der gesamte Schädigungsverlauf ähnlich wie bei metallischen Werkstoffen in drei Phasen unterteilen lässt [Wei1985], [Kla1977] [Kla1978], [Wei1979], [Mül1983], [Kön1994], [Pfa2003], [Hoh2004], [Grü2006], [Bre2007], [Grü2008] (Bild 2-17). Für die verschiedenen Beanspruchungsarten (Druck-, Zug-, Wechsel- oder Biegebeanspruchungen) sind charakteristische Kriechkurven („cyclic creep curve“) zu beobachten [Kla1977], [Cor1984], [Rin1986], [Kes2002] [Pfa2003], [Grü2006]. Bei hochfesten Betonen verschiebt sich die Kriechkurve auf betragsmäßig größere Dehnungen, was in erster Linie auf die höheren Absolutwerte der Oberspannung bei gleichem Belastungsgrad S zurückzuführen ist.

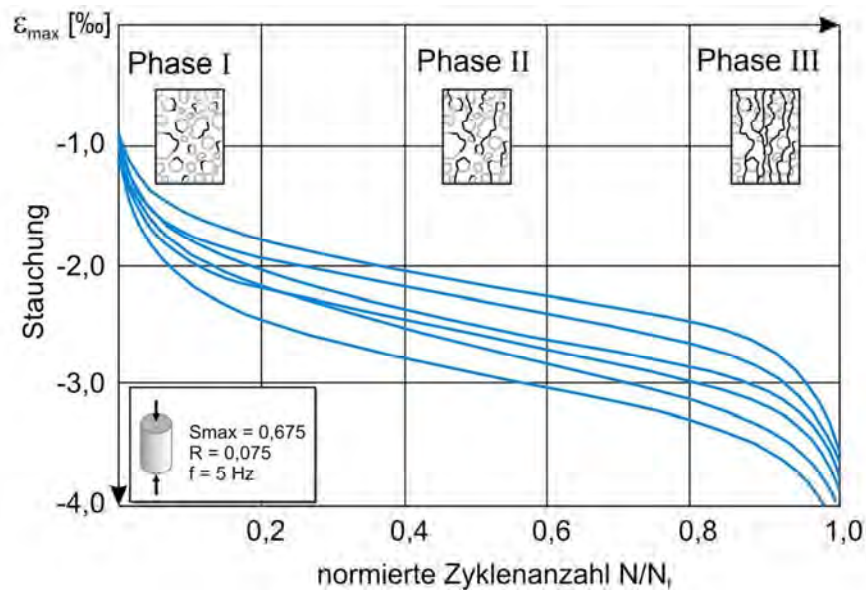


Bild 2-17: Phasen bei Ermüdungsbeanspruchung, Formänderungsevolution bei zentrischer Druckschwellbeanspruchung ($f_c = 40 \text{ N/mm}^2$) nach Versuchen aus [Hol1979]

Die drei Phasen des Schädigungsverlaufs gemäß Bild 2-17 lassen sich wie folgt charakterisieren:

Phase I Die Rissentstehungsphase ist bereits nach 5 % bis 20 % der insgesamt ertragbaren Lastspiele abgeschlossen. In dieser ersten Phase nehmen die Dehnungen sehr rasch zu und die Steifigkeit entsprechend schnell ab. Diese Effekte werden durch eine erste, relativ rasche Veränderung im Mikrogefüge verursacht. Die erste Phase ist durch Spannungsumlagerungen und den Ausgleich von Fehlstellen gekennzeichnet.

Phase II Den größten Anteil am Schädigungsverlauf nimmt die zweite Phase des stabilen Risswachstums ein, in der die Dehnungszuwächse und Steifigkeitsverluste zwar nicht so intensiv wie in der Anfangsphase sind, jedoch kontinuierlich fortschreiten.

Phase III In der dritten Phase, die zum endgültigen Bruch führt, beschleunigt sich die Zunahme der Dehnungen bzw. der Abfall der Steifigkeiten rapide, was durch eine rasch fortschreitende Gefügeschädigung erklärt werden kann. Diese Phase des Schädigungsverlaufs ist durch ein instabiles Risswachstum gekennzeichnet, in dem sich Mikrorisse zu Makrorissen vereinigen und sich schließlich die endgültigen Bruchflächen bilden. Die dritte Phase spielt sich in etwa den letzten 20 % der Lebensdauer ab.

Über die Länge der einzelnen Phasen gibt es in der Literatur unterschiedliche Angaben. Nach einer statistischen Auswertung quantifiziert [Pfa2003] die erste und die letzte Phase bei Druckbeanspruchung auf 20 % der ertragbaren Lastspielzahl. Die Länge der Phase II beeinflusst maßgeblich die Widerstandsfähigkeit des Betons unter zyklischer Beanspruchung [Oh1991], [Cor1984]. Auch SPARKS und MENZIES [Spa1973] zeigten einen linearen Zusammenhang zwischen der konstanten Verzerrungsrate während der zweiten Phase des stabilen Risswachstums und der Bruchlastspielzahl.

Bei Betonproben ohne Versuchsende durch einen Dauerbruch (Durchläufer) fehlt zunächst die Phase III des Schädigungsverlaufs. Ob die zyklische Kriechkurve nach ausreichend langer Fortsetzung der zyklischen Beanspruchung immer flacher verläuft (keine Existenz einer Dauerfestigkeitsgrenze) oder schließlich auch im Dauerbruch endet, ist nach [Gae1962] nicht eindeutig vorherzusagen (Kapitel 3). Auch bei einer Wechselbeanspruchung kann in Abhängigkeit der aufgetragenen Unterspannung die charakteristische Krümmungsumkehr der dritten Phase fehlen (Kapitel 2.2.5). Die Ausprägung der Phase III ist nach [Oh1991] von der Oberlast, der Schwingbreite und der Betonfestigkeitsklasse abhängig. Mit steigender Betonfestigkeit verläuft der abschließend zum Versagen führende Dehnungsanstieg in der Regel steiler [Hoh2004]. Jedoch berichtet BREITENBÜCHER [Bre2006] insbesondere in der Phase III über große Streuungen der Versuchsergebnisse, was sich in einem Anstieg des Variationskoeffizienten um 50 % ausdrückt, und fordert dementsprechend eine umsichtige Interpretation der Ergebnisse.

Der Schädigungsprozess äußert sich neben der Formänderungsevolution, die in Wöhlerversuchen gemessen wurde, auch in den Ergebnissen alternativer zerstörungsfreier Untersuchungen wie z.B. Ultraschallmessungen und Schallemissionsanalysen. So lassen sich die drei charakteristischen Bereiche der Schädigungsentwicklung auch erkennen, wenn die durch die Rissbildung oder -fortpflanzung verursachten Schallemissionen über der bezogenen Lastspielzahl N/N_f aufgetragen werden (Bild 2-18). Nach [Kla1978] streuen die absoluten Schallemissionen jedoch schon bei gleichartigen Versuchen derart, dass sie als Schädigungskriterium nicht geeignet erscheinen.

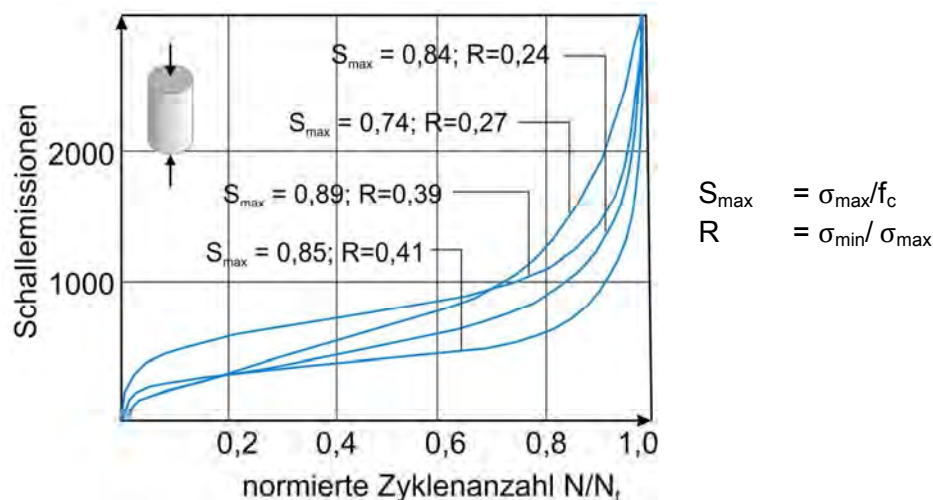


Bild 2-18: Phasen bei Ermüdungsbeanspruchung, Schallemissionen während zentrischer Druckschwellbeanspruchung nach [Kla1978]

Steifigkeitsreduktion

Bei einer Betrachtung des Betons auf der Makroebene ist als Folge einer Ermüdungsbelastung neben irreversiblen Verformungen auch ein kontinuierlicher Steifigkeitsverlust feststellbar, der analog zur zyklischen Kriechkurve einen dreiphasigen Verlauf aufweist. Allgemein ist die Steifigkeitsabnahme auf ein Wachstum und die Vereinigung von Mikrorissen zurückzuführen. Die Dehnsteifigkeit strebt bei druckschwellbeanspruchtem Beton

unabhängig vom Beanspruchungsniveau einem Endwert in Höhe von etwa 60 % des Anfangswertes entgegen [Meh1962], [Hol1979]. Bei Versuchskörpern hingegen, die kein Ermüdungsversagen erlitten, stellt sich nach [Pro1925], [Hol1979] ein Beharrungszustand ein. Offenbar verweilen diese Prüfkörper in der zweiten, durch ein stabiles Risswachstum gekennzeichneten Schädigungsphase. Der von [Pro1925] ermittelte Sekantenmodul im Beharrungszustand betrug ungefähr 90 % des Anfangsmoduls.

Die verbleibende Reststeifigkeit zum Zeitpunkt des Ermüdungsbruchs in Höhe von etwa 60 % des Anfangswertes bedeutet nach [Grü2008], dass der Eintritt des Versagens im Wöhlerversuch lediglich den Zeitpunkt kennzeichnet, ab dem das vorhandene Beanspruchungsniveau nicht mehr ertragen werden kann und es zur Schädigungslokalisierung kommt. Auf niedrigerem Spannungsniveau könnte demnach noch eine gewisse Anzahl von Lastspielen aufgenommen werden.

In [Meh1962] wird beschrieben, dass der Steifigkeitsverlust mit zunehmender Schwingbreite ansteigt. Bei einheitlicher Oberspannung, einer Lastspielzahl von $2 \cdot 10^6$ und höherer Schwingbreite ($R = 0,15$) betrug der Quotient aus Anfangssteifigkeit und verbleibender Steifigkeit 1,33, während er bei einer kleineren Schwingbreite ($R = 0,90$) bei nur 1,18 lag (Bild 2-19).

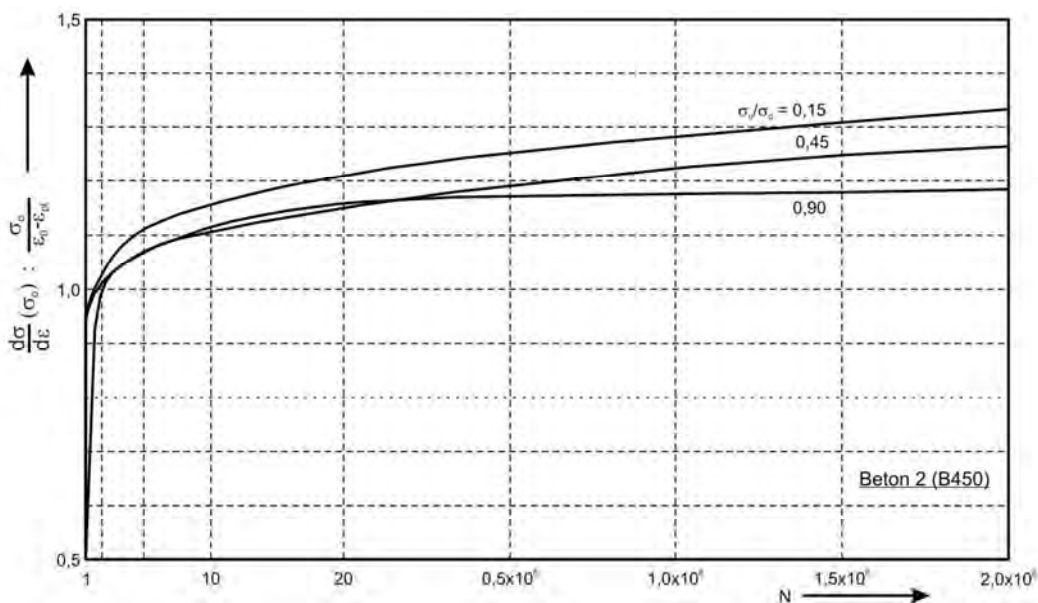


Bild 2-19: Einfluss der Schwingbreite auf das Verhältnis von ursprünglichem Sekantenmodul $\Delta\sigma/\Delta\varepsilon$ (σ_0) zum Sehnenmodul $\sigma_0/(\varepsilon_0 - \varepsilon_{pl})$ bei Druckschwellbeanspruchung ($\sigma_0 = 0,60 f_c$) [Meh1962]

Untersuchungen von [Hol1979] konnten die Beobachtungen aus [Meh1962] nicht bestätigen. Grundsätzlich wurde während der Ermüdungsbeanspruchung ebenfalls ein Steifigkeitsverlust festgestellt, jedoch kam es nach [Hol1979] bei höherer bezogener Oberspannung und konstanter Unterspannung (demnach einer größeren Schwingbreite) zu einer geringeren Steifigkeitsreduktion (Bild 2-20). Der geringere Steifigkeitsverlust mit zunehmender Oberspannung erscheint zunächst günstig für den Ermüdungswiderstand, doch die ertragbare Bruchlastspielzahl nimmt erheblich ab (vgl. Schädigungsmechanismus). Wie [Bre2006] für eine Oberspannung von $0,65 f_c$ hervorhebt, stellt sich bei einem höheren Lastniveau viel

schneller die charakteristische Krümmungsumkehr der dritten Schädigungsphase und somit auch das Versagen ein.

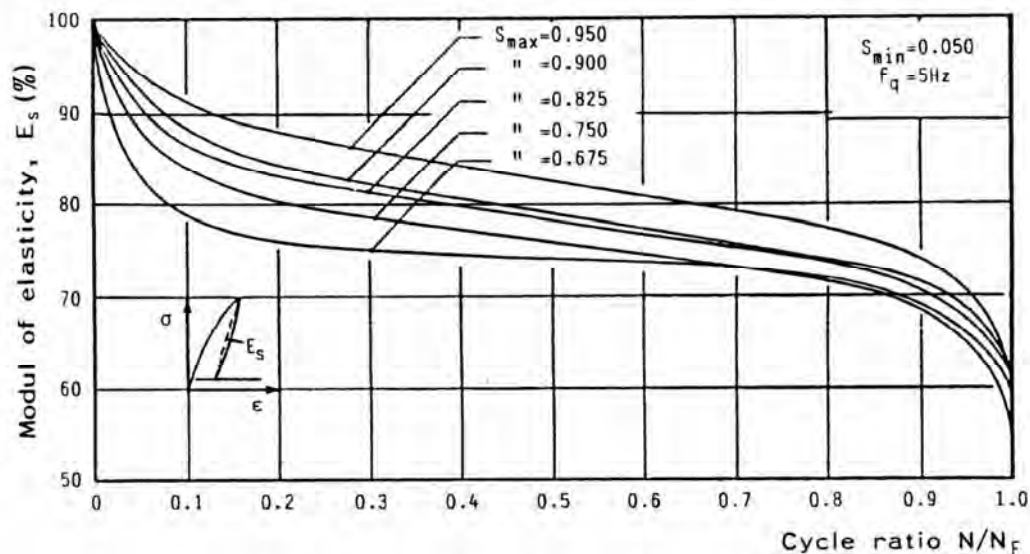


Bild 2-20: Steifigkeitsverlust für verschiedene bezogene Oberspannungen bei konstanter Unterspannung [Hol1979]

Nach [Hol1979], [Sch2005] scheint der Steifigkeitsverlust frequenzunabhängig zu sein. Dagegen hat die Art bzw. die Zusammenstellung der zyklischen Beanspruchungen offenbar einen Einfluss auf die Steifigkeit des Betons. In [Hol1979] wurden betriebsähnliche Versuche mit Variation der Spannungsschwingbreite und des Anteils an hohen bzw. geringeren Belastungen durchgeführt. Die Steifigkeitsreduktion war unter den gewählten Betriebsbeanspruchungen geringer als bei Einstufenversuchen, wobei zunehmende bezogene Oberspannungen wiederum zu geringeren Steifigkeitsverlusten führten.

Die Materialdegradation bzw. die Schädigungsentwicklung unter Ermüdungsbeanspruchung kann anhand der kontinuierlichen Abnahme der Probensteifigkeit erfasst und durch die Änderungen des Sekantenmoduls beschrieben werden [Grü2008]. Daher wird die Steifigkeitsreduktion in Kapitel 4 als Schädigungsparameter des Betons unter Ermüdungsbeanspruchung untersucht.

Spannungsumlagerungen

Allgemein treten bei Dauerschwingversuchen auf höheren Belastungsstufen tendenziell geringere Streuungen auf. Diese Verminderung wird auf Spannungsumlagerungen bzw. den Ausgleich von Fehlstellen zurückgeführt. In [Opl1966] wurde die Ermüdungsfestigkeit von Prismen unter exzentrischer Druckbeanspruchung untersucht. Die Prüflinge wurden so beansprucht, dass die Randfasern bei unterschiedlichen Lastexzentrizitäten stets gleiche Spannungen erfuhren. In Bild 2-21 entspricht S_{max} dem Verhältnis zwischen der Beanspruchung der Randfasern und der Prismendruckfestigkeit. Nach den Versuchsergebnissen steigt die Ermüdungsfestigkeit mit zunehmender Exzentrizität, was auf günstig wirkende Spannungsumlagerungen im Querschnitt schließen lässt. Auch in [Wei1982] werden bei exzentrisch belasteten Prüfkörpern derartige Spannungsumlagerungen beschrieben, d.h.

eine Entlastung der Randfasern und eine Zunahme der Völligkeit der Druckzone mit steigender Lastspielzahl. [Aas1970] wählte als Bezugsgröße der Ermüdungsfestigkeit nicht die Bruchfestigkeit des zentrisch belasteten Prüfkörpers, sondern die jeweilige Traglast der exzentrisch beanspruchten Probe, und kam zum Ergebnis, dass bei zyklisch beanspruchten Prüfkörpern etwa die gleichen Spannungumlagerungen wie bei statisch belasteten Proben auftreten.

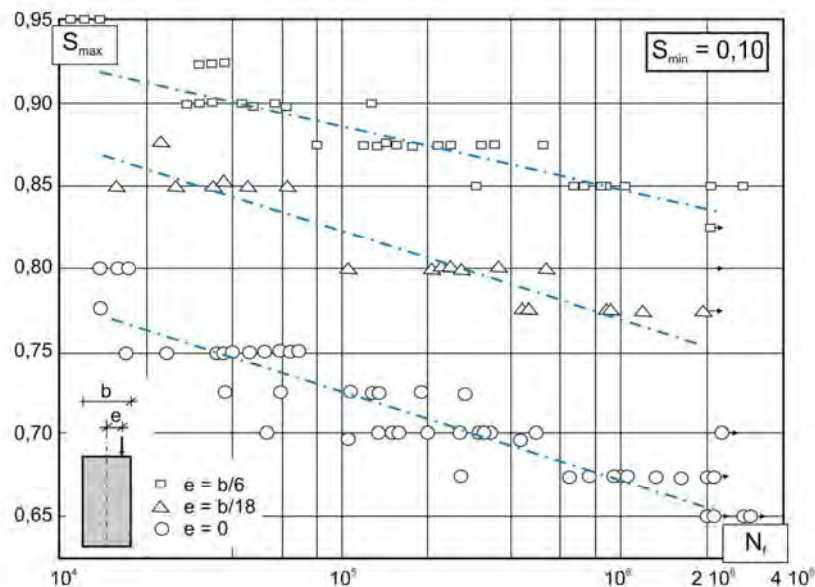


Bild 2-21: Wöhlerlinien für exzentrisch druckbeanspruchten Beton nach [Olp1966]

Auch in [Meh1962] wird von Spannungumlagerungen bei druckschwellbeanspruchten Zylindern berichtet. Bei der Ermittlung der Resttragfähigkeit nach einer Ermüdungsbeanspruchung wurden höhere Druckfestigkeiten als bei nicht vorbelasteten Prüfkörpern festgestellt. Die Festigkeitszunahme betrug maximal 20 % und im Mittel etwa 10 %. Aussagen über eine Beeinflussung der Festigkeitszunahme durch Versuchsparameter wie das Beanspruchungsniveau sowie die Betonzusammensetzung konnten aufgrund der geringen Probenanzahl nicht getroffen werden. Dabei scheint die Ursache der Festigkeitszunahme nach [Meh1962] ein Schwellkriechen des Zementsteins zu sein, wodurch der Einfluss örtlicher Störungen auf die Bruchlast durch Spannungumlagerungen abgeschwächt wird. Durch den Abbau von Spannungsspitzen wird das Material homogener, was sich auch in Verformungsmessungen niederschlägt. Gemäß [Meh1962] gleichen sich die an den einzelnen Messstellen auftretenden, oft sehr unterschiedlichen Stauchungen im Laufe der Belastung einander an. Dieses Phänomen wurde selbst an Prüfkörpern mit sichtbaren Rissen nachgewiesen.

Besonderheiten von hochfestem Beton

Die ausgewogenen Steifigkeitsverhältnisse von Zuschlag und Zementsteinmatrix des hochfesten Beton (>C55/67) verhindern im Unterschied zu normalfestem Beton die frühe Mikrorissbildung im Gefüge. Daraus folgt ein spröderes Schädigungsverhalten mit einem deutlich schwächer ausgeprägten Nachbruchbereich. Des Weiteren sind eine geringe Rauigkeit der Bruchflächen sowie der Verlauf der Risse durch die Zuschläge für den

hochfesten Beton charakteristisch [Han2006]. Hochfester Beton besitzt neben der Festigkeit üblicherweise auch eine höhere Steifigkeit als normalfester Beton. Allgemein weisen Betone mit höherer Steifigkeit ein günstigeres Verhalten unter hohen Beanspruchungsniveaus auf, während bei geringeren Spannungen eine höhere Nachgiebigkeit von Vorteil ist. Die Beeinflussung des Ermüdungsvorgangs durch die Betonfestigkeit wird in Kapitel 5.2 weiter beschrieben

2.2.4 Zugschwellbeanspruchung

Schädigungsmechanismus

Das Ermüdungsverhalten zugbeanspruchter Bauteile kann allgemein durch zentrische Zugversuche, Biegeversuche und Spaltzugversuche analysiert werden. Zumeist wurden zur Untersuchung der Kenngrößen, Zugfestigkeit, E-Modul, Bruchenergie und Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung zentrische Zugversuche durchgeführt.

In einem quasi-statischen zentrischen Zugversuch verhält sich der Beton bis ungefähr 90 % der Zugfestigkeit nahezu linear-elastisch (Bild 2-22). Anschließend setzt eine verstärkte Mikrorissbildung mit entsprechender Steifigkeitsabnahme ein [Grü2008]. Ein ausgeprägtes nichtlineares Verhalten zeigt sich jedoch erst nach Erreichen der Zugfestigkeit durch den schlagartigen Abfall der Spannungs-Dehnungs- bzw. Spannungs-Verschiebungs-Beziehung und resultiert aus einem Makroriss in der Zementsteinmatrix. Das Risswachstum wird zunächst gestoppt, wenn der Riss auf ein Zuschlagkorn trifft. Erst beim Versagen des Verbundes zwischen Korn und Matrix, was im Versuch eine leichte Erhöhung der Zugkraft erfordert, kommt es zum weiteren Rissfortschritt. Untersuchungen an hochfestem Beton (>C55/67) zeigen, dass die zentrische Zugfestigkeit mit steigender Festigkeit unterproportional zunimmt. Nach dem Überschreiten der Maximallast ist ein zunehmend sprödes Verhalten zu erkennen [Han2006].

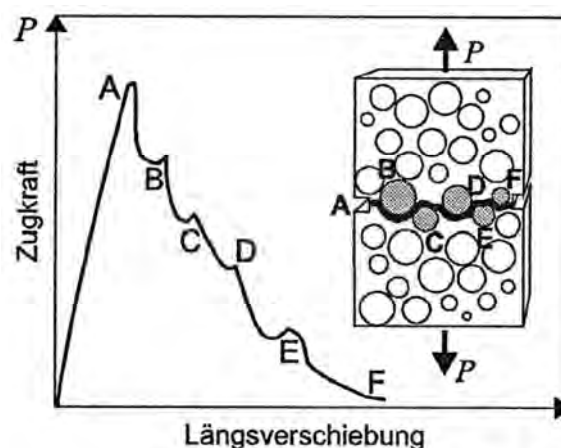


Bild 2-22: Beton unter einaxialer zentrischer Zugbeanspruchung [Pfa2003]

Für den Ermüdungsvorgang im Zugbereich gibt es nach [Kes2002] noch keine „schlüssige Erklärung der Phänomenologie des Rissfortschrittes.“ Der Autor geht davon aus, dass bis zu einer Rissöffnung von ca. 50 μm vorwiegend eine Mikrorissakkumulation stattfindet und in dieser Phase die Haftwirkung zwischen den Zuschlagkörnern und der umgebenen Zementsteinmatrix für die übertragbare Spannung ausschlaggebend ist. ZANG [Zan1997] bestätigte

mittels Quecksilber- porosimetrie sowie Gaspermeabilitätsverfahren bei biegebeanspruchten Prüfkörpern experimentell die Erhöhung der Porosität der Zementmatrix auf der Mikro- bzw. Mesoebene im Laufe des Ermüdungsprozesses und damit die allgemeine Vorstellung der Mikrorissakkumulation. Bei zunehmender Rissöffnung scheinen die maßgebenden Mechanismen Rissuferüberbrückung und Rissuferverzahnung zu sein [Kes2002]. Bei Zugbeanspruchungen führt eine vollständige Entlastung nicht zu einer kompletten Riss-schließung [Rei1984]. Die Rissöffnungsverschiebung wird allgemein als „crack mouth opening displacement“ (CMOD) bezeichnet.

Nach dem so genannten Envelope-Konzept bildet die monotone Arbeitslinie eine Einhüllende sämtlicher Be- und Entlastungshysteresen unter zyklischer Beanspruchung. Insbesondere nach neueren Erkenntnissen kann diese Vorstellung jedoch weder für den nieder- noch für den hochzyklischen Bereich zugbeanspruchter Proben angewendet werden [Pfa2003], [Kes2002]. Gemäß Bild 2-23 weisen die Kurven unter monotoner und zyklischer Beanspruchung bis zum Erreichen von ca. 80 % der Nettozugfestigkeit etwa den gleichen Verlauf auf. Danach liegt die Kurve der hochzyklischen Beanspruchung aufgrund der höheren Materialermüdung durch das stetige Be- und Entlasten unterhalb derer für niederzyklische und monotone Belastungen. Bei hochzyklisch beanspruchten Prüfkörpern findet somit bereits im ansteigenden Ast eine verstärkte Werkstoffschädigung statt, die eine Reduktion der maximal ertragbaren Kraft bzw. der Nettozugfestigkeit bewirkt. Zudem weist der Kurvenverlauf für hochzyklisch beanspruchte Proben einen steileren Abfall nach Erreichen der Maximallast auf. Mit zunehmender Lastspielzahl N ergibt sich demnach eine deutliche Abnahme der Bruchenergie G_F , die [Kes2002] mit folgender Gleichung beschreibt:

$$G_F = G_{F0} - 16,0 \cdot \log N$$

mit $G_{F0} = 220 \text{ N/m}$ für normalfesten Beton

$G_{F0} = 260 \text{ N/m}$ für hochfesten Beton

Dabei entspricht die Bruchenergie gemäß [Kes2002] der Fläche unter der Umhüllenden abzüglich der innerhalb der Hystereseschleifen (durch innere Reibung dissipierte Arbeit) zuzüglich dem für den Rissfortschritt benötigtem Anteil (Bild 2-23). Die Bruchenergie bei hochzyklischer Beanspruchung der normalfesten Probekörper lag 42 % und der hochfesten Proben 37 % unter den entsprechenden Werten für monotone Belastung [Kes2002]. PFANNER [Pfa2003] führt die geringeren Werte der Bruchenergie bei zyklischer Beanspruchung auf den beobachteten Abfall der Zugfestigkeit und eine stärkere diffuse Vorschädigung des Materials zurück, wodurch im Nachbruchbereich eine geringere Energie zur fortschreitenden Makrorissbildung erforderlich ist. Generell wurde in Versuchen ein spröderes Bruchverhalten insbesondere von hochfestem Beton unter hochzyklischer Beanspruchung beobachtet.

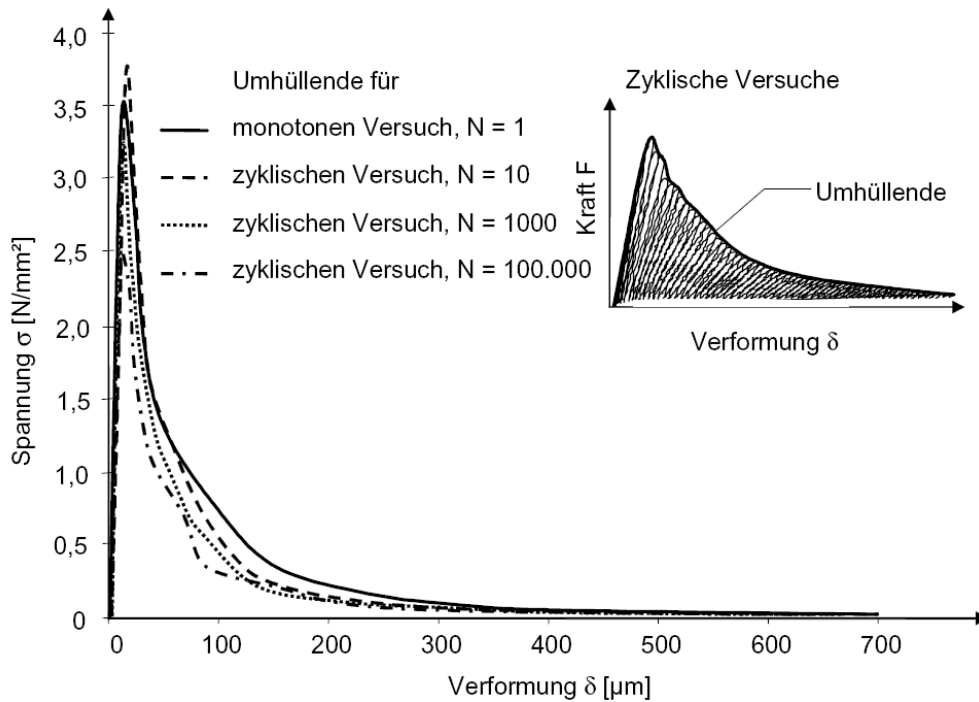


Bild 2-23: Einhüllende der Spannungs-Verformungs-Beziehungen monotoner und zyklischer einachsiger Biegezugversuche an gekerbten Prismen [Kes2002]

Da die aufgebrachte Energie verstärkt durch Reibung zwischen den Rissufern dissipiert wird (Materialzermürbung), steigen die Energieverläufe hochzyklisch beanspruchter Versuche mit zunehmender Rissöffnung weniger stark an als die entsprechender monotoner und niederzyklischer Untersuchungen (Bild 2-24) [Kes2002]. Der zunehmend geringere Energieverbrauch deutet auf eine vorgreifende Werkstoffschädigung bzw. ein weiter fortgeschrittenes Rissstadium hochzyklisch beanspruchter Proben im Vergleich zu solchen unter monotoner Beanspruchung hin. CORNELISSEN [Cor1984] berichtet dementsprechend, dass bei einem Beanspruchungsniveau über $S_{max} = 0,70$ (niederzyklische Beanspruchung) bzw. $S_{max} = 0,90$ (monotone Belastung) das Risswachstum maßgebend ist, während unterhalb von $S_{max} = 0,60$ (hochzyklische Beanspruchung) vor allem Spannungumlagerungen stattfinden.

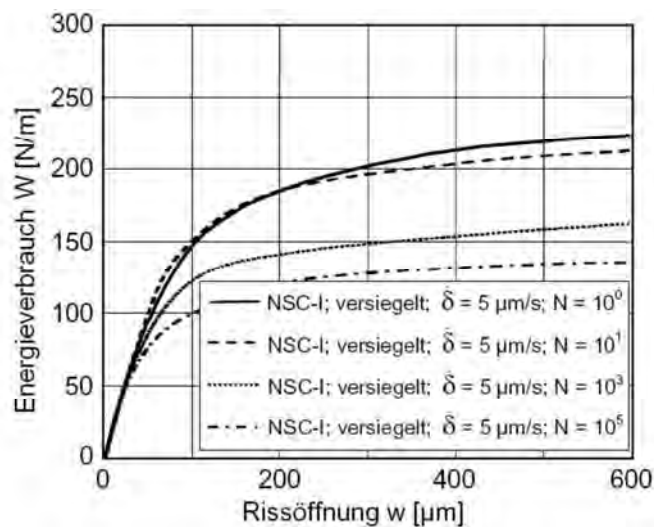


Bild 2-24: Energieverbrauch mit zunehmender Rissöffnung bei gekerbten Zugprismen aus normalfestem Beton in Abhängigkeit von der Lastspielzahl [Kes2002]

Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Verformungsverhalten

Eine Krümmungsumkehr der Spannungs-Dehnungs-Beziehung wie unter zyklischer Druckbeanspruchung (Kapitel 2.2.3) konnte bei einer Zugschwellbeanspruchung bisher nicht festgestellt werden. In [Cor1984] wird ein nahezu linearer Verlauf der Be- und Entlastungspfade während fast der gesamten Ermüdungsbeanspruchung aufgezeigt. Die in Kapitel 2.2.2 beschriebene Mikrorissakkumulation führt schließlich zum Versagen, was durch hohe irreversible Verformungen und ein Anwachsen der Hystereseflächen zwischen den Lastpfaden angekündigt wird (Bild 2-25).

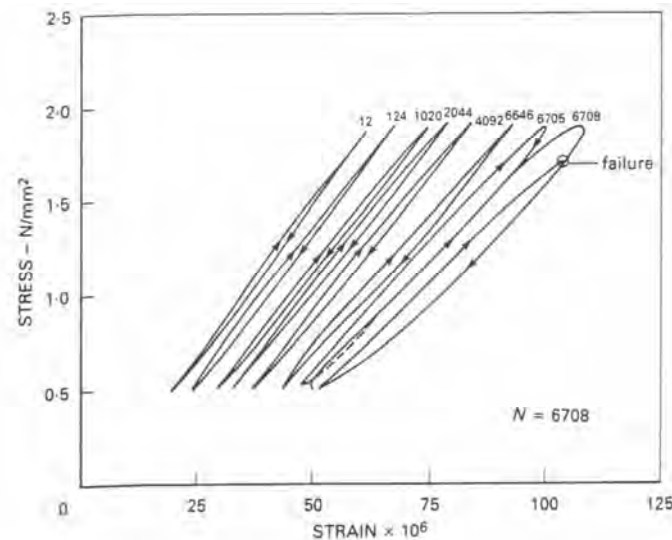


Bild 2-25: Spannungs-Dehnungs-Beziehung zyklischer Zugversuche an normalfesten Prüfcylindern [Cor1984]

KESSLER-KRAMER [Kes2002] führte unter anderem verformungsgesteuerte zentrische Zugversuche und Dreipunktbiegeversuche an Prüfkörpern aus normalfestem und hochfestem Beton durch. Die Versuchsreihen wurden erstmals auch im hochzyklischen Bereich verformungsgesteuert durchgeführt. Dabei wurde für beide untersuchten Festigkeitsbereiche und beide Versuchsarten mit zunehmender Lastspielzahl eine Abnahme der maximal ertragbaren Last (Nettozugfestigkeit f_{tn}) festgestellt. Die Reduktion der Nettozugfestigkeit mit steigender Lastspielzahl gegenüber der statischen Bruchfestigkeit f_{t0} betrug bei normalfestem Beton ca. 35 % und bei hochfestem Beton ca. 20 %. In [Kes2002] ist unter Vernachlässigung des Einflusses der Betonfestigkeit folgende Beziehung zwischen f_{tn} und f_{t0} gegeben:

$$f_{tn} = f_{t0} - 0,20 \cdot \log N$$

Wie in Kapitel 2.2.3 beschrieben ist analog zu einer Druckschwellbeanspruchung auch unter Zugschwellbeanspruchung anhand der Dehnungen bzw. Verformungen ein dreiphasiger Schädigungsverlauf (zyklische Kriechkurve, Bild 2-17) zu beobachten (Bild 2-26).

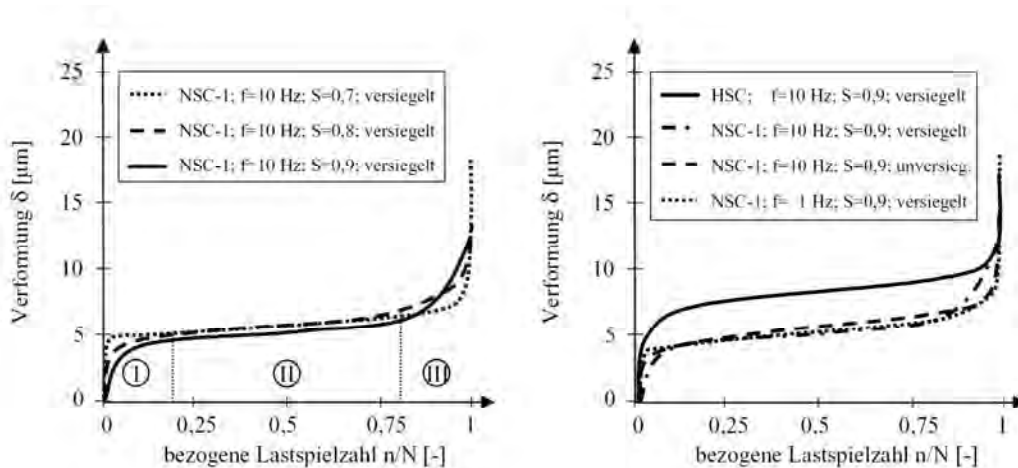


Bild 2-26: Mittlere Verformungen (Rissverläufe) gekerbter Zugprismen in Wöhlerversuchen mit zunehmender Lastspielzahl für verschiedene Belastungsgrade (links) sowie Betongüten, Prüffrequenzen und Nachbehandlungsarten (rechts) [Kes2002].

Dabei bleibt im Gegensatz zur Druckbeanspruchung bei zugbeanspruchtem Beton die Größe der elastischen Dehnungen von der Lastspielzahl unabhängig. Der Zuwachs der Gesamtdehnung bzw. –verformung während einer Zugschwellbeanspruchung ist allein durch zunehmende plastische Verformungen bedingt [Kön1994]. Weiterhin sind die Längen der ersten und der letzten Schädigungsphase an der gesamten Lebensdauer geringer als unter einer Druckbeanspruchung. Nach einer statistischen Auswertung in [Pfa2003] erstrecken sie sich über jeweils 10 % der ertragbaren Lastspielzahl. Auf Grundlage der konstanten Verzerungsrate während der zweiten Schädigungsphase mit stabilem Risswachstum, welche entscheidend für die Widerstandsfähigkeit des Betons unter zyklischer Beanspruchung ist (Kapitel 2.2.3), leitete [Cor1984] folgende empirische Gleichung zur Bestimmung der Ermüdungslebensdauer bzw. der ertragbaren Lastspielzahl unter zyklischer Zugbeanspruchung her:

$$\log N = -3,25 - 0,89 \log \varepsilon_{\text{sec}}$$

Nach [Cor1984] bildet diese verzerrungsbasierte Gleichung den Schädigungsverlauf besser ab als die spannungsabhängigen Wöhlerlinien mit großen Streuungen der zugehörigen Versuchsergebnisse.

Steifigkeitsreduktion

Unabhängig von den Parametern Belastungsgrad, Betongüte, Prüffrequenz und Nachbehandlungsmethode weisen kraftgesteuerte Wöhlerversuche im Zugschwellbereich einen S-förmigen Verlauf der Steifigkeitsreduktion auf. Dabei unterliegt der Verlauf des Steifigkeitsverlustes nach [Kes2002], [Pfa2003] großen Streuungen, da der Schädigungszuwachs unter Zugbeanspruchung auf einen Riss zurückzuführen ist, dessen Fortschritt im zyklischen Versuch von den Materialdiskontinuitäten in Form der Zuschläge abhängt. Allgemein weist Beton unter Zugbeanspruchung zudem eine höhere Sprödigkeit auf. Anhand des S-förmigen Verlaufs der Steifigkeitsreduktion sind wiederum die drei Phasen des Ermüdungsprozesses erkennbar. Diese Phasen sind jedoch gemäß Bild 2-27 nicht so ausgeprägt wie bei einer

Druckbeanspruchung. Die erste Phase geht bereits ab etwa $N/N_f = 0,05$ in die Phase eines stabilen Risswachstums über oder fehlt vollständig. Es wurden Endwerte der Steifigkeit von 40 % bis 60 % der Anfangssteifigkeit beobachtet [Kes2002], [Eur2000b].

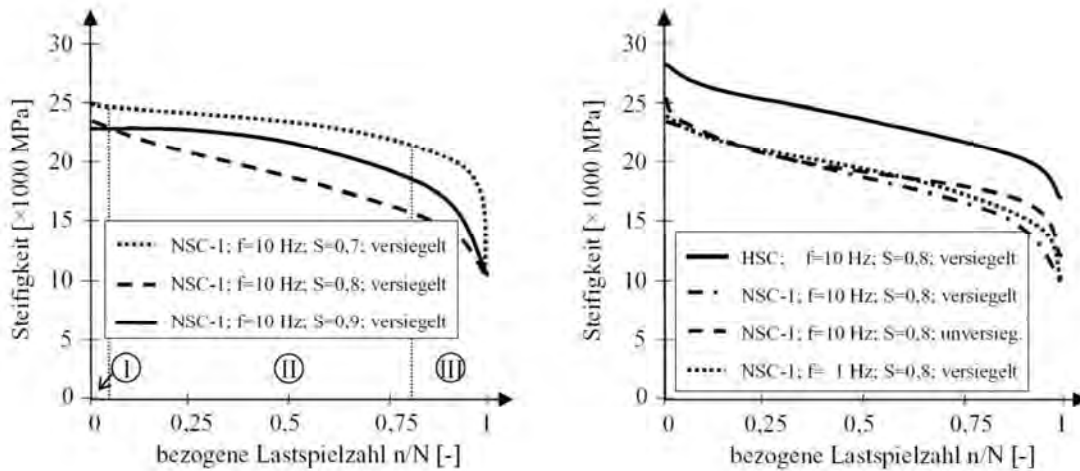


Bild 2-27: Mittlere Abnahme der Steifigkeit von gekerbten Zugprismen in Wöhlerversuchen für verschiedene Belastungsgrade (links) und verschiedene Betongüten, Prüffrequenzen und Nachbehandlungsarten (rechts) [Kes2002].

In [Cor1984] wurden die Steifigkeitsverluste in Abhängigkeit der Rissbreite getrennt für den Be- und den Entlastungspfad sowie für verschiedene Unterspannungen bestimmt. In den verformungsgesteuerten Versuchen wurde eine große Reduktion während der ersten Lastwechsel festgestellt. Bei einer Rissbreite von $10 \mu\text{m}$ beträgt die Steifigkeit des Entlastungsastes nur noch rund 25 % des Anfangswertes (Bild 2-28). Die Steifigkeitsreduktion des Belastungsastes ist noch etwas ausgeprägter als die des Entlastungsastes, so dass bei einer Rissbreite von $10 \mu\text{m}$ lediglich etwa 20 % der Anfangssteifigkeit erreicht werden. Die hohen Steifigkeitsverluste werden in [Cor1984] auf zusätzlichen Schädigungsvorgänge während der Entlastung zurückgeführt. Dabei scheint eine abnehmende Unterspannung (insbesondere bei einer Wechselbeanspruchung) einen ungünstigen Einfluss zu haben.

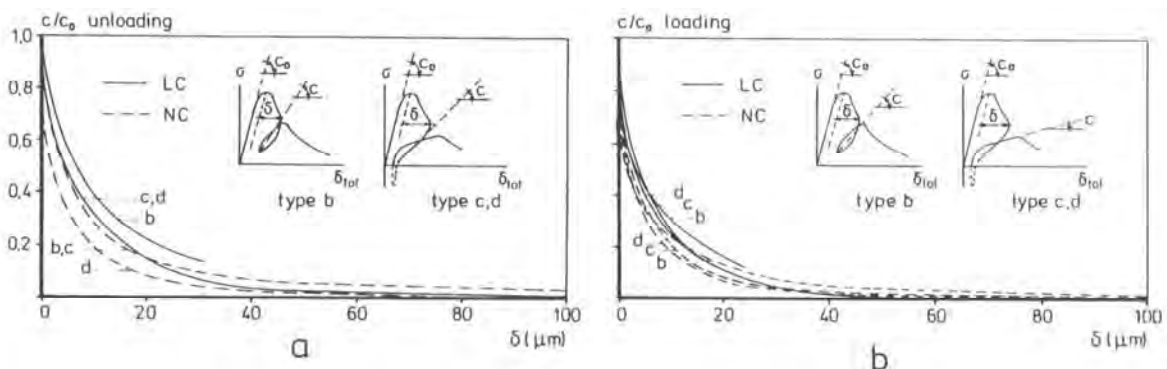


Bild 2-28: „Post-Peak“-Steifigkeitsreduktion während der Entlastung (links) und Belastung (rechts) verformungsgesteuerter Versuche an gekerbten normalfesten Prüfprismen unter Zug- bzw. Wechselbeanspruchung [Cor1984]

Der fortschreitende Steifigkeitsverlust unter zyklischer Beanspruchung lässt sich auch anhand der Be- und Entlastungspfade eines Dreipunktbiegeversuchs unter zyklischer

Beanspruchung verdeutlichen (Bild 2-29). Nach Überschreiten der Maximaltragfähigkeit kann mit zunehmender Durchbiegung und abnehmender Steifigkeit eine immer geringere Last aufgenommen werden.

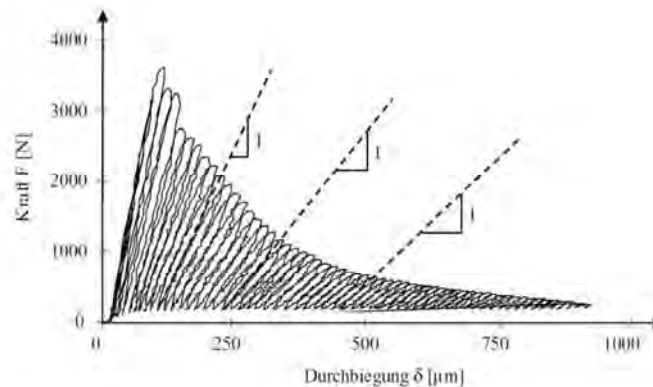


Abb. 3.35: Typischer Kraft-Durchbiegungsverlauf eines niederzyklischen Biegezugversuches

Bild 2-29: Typische Kraft-Durchbiegungs-Beziehung eines Dreipunktbiegeversuchs mit Kennzeichnung der kontinuierlichen Steifigkeitsabnahme [Kes2002]

Analog zu Beton unter Druckschwellbeanspruchung kann auch unter einer Zugschwellbeanspruchung die auftretende Steifigkeitsreduktion als Kennwert des Ermüdungsprozesses herangezogen werden (Kapitel 4).

2.2.5 Wechselbeanspruchung

Schädigungsmechanismus

Allgemein fanden bisher nur vergleichsweise wenige Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten unter Wechselbeanspruchung statt. Dabei führt eine Wechselbeanspruchung nach den Versuchsergebnissen aus [Cor1984] zu geringeren ertragbaren Lastspielzahlen als eine reine Schwellzugbeanspruchung. Die in Kapitel 2.2.3 und 2.2.4 beschriebenen Schädigungsmechanismen unter reiner Druckschwell- und Zugschwellbeanspruchung werden durch eine Wechselbeanspruchung deutlich verstärkt.

Eine Ursache für die größere Schädigung bei Wechselbeanspruchung als bei reiner Schwellbeanspruchung ist offenbar, dass die Zugspannungen insbesondere nach einer fortgeschrittenen Mikrorissbildung unter Druck- und Zugbeanspruchung in unterschiedliche Richtungen verlaufen und zudem überwiegend in unterschiedlichen Bereichen des Betongefüges auftreten (Bild 2-30). Aus einer Druckbeanspruchung resultieren orthogonal zur Krafrichtung orientierte Zugspannungen unter- und oberhalb der Zuschlagkörner, während unter Zugbeanspruchung die Zugspannungen um die Zuschlagkörner in Krafrichtung verlaufen.

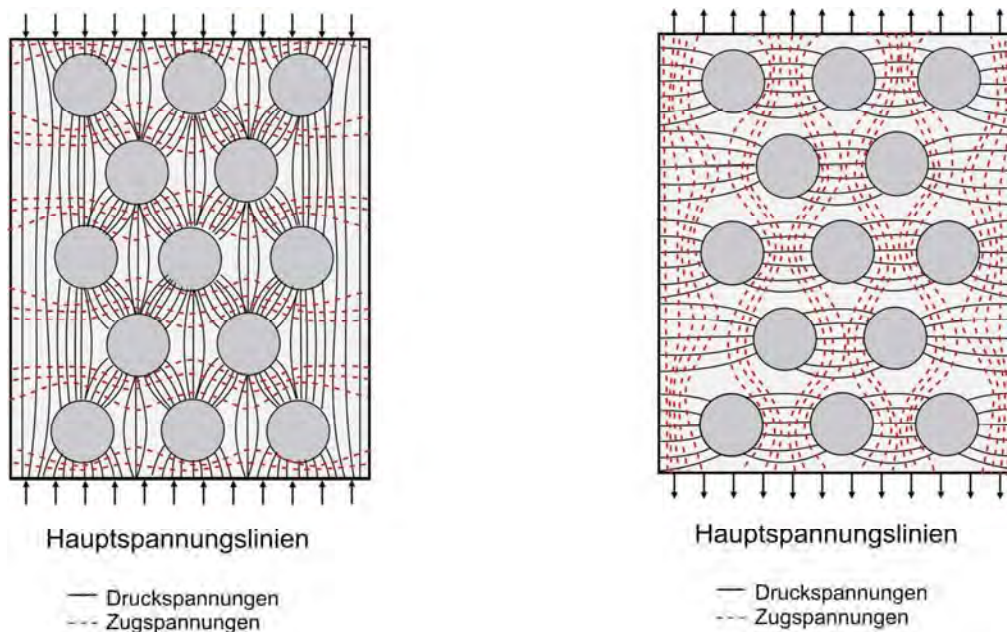
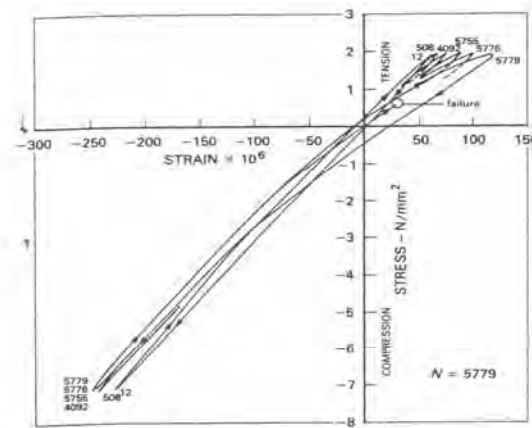


Bild 2-30: Spannungsverteilung bei Druck- und Zugbeanspruchung unter Berücksichtigung einer fortgeschrittenen Mikrorissbildung [Rin1986]

Nach [Kes2002] ist bei einer Zug-Druck-Wechselbeanspruchung die Druckbeanspruchung am unteren Umkehrpunkt der Hystereseschleifen für eine Verstärkung der lokalen Spannungen an den vorhandenen Risspitzen verantwortlich, da aus der Matrix Zuschlag- und Zementsteinpartikel gelockert wurden und diese ein vollständiges Schließen der Risse verhindern. Daher kommt es zu einem zusätzlichen Rissfortschritt im Druckbereich, was in [Kes2002] durch deutlich ausgeprägte Impulse bei einer Schallemissionsanalyse bestätigt wurde. In [Rin1986] wurde aufgezeigt, welche Spannungsverhältnisse im Falle einer Wechselbeanspruchung zu einem Druck- bzw. zu einem Zugversagen führen. Demnach tritt ein Zugversagen ab einem Verhältnis $|\sigma_{Zug}|/|\sigma_{Druck}| \geq 0,02$ auf, also bereits bei sehr geringen anteiligen Zugspannungen.

Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Verformungsverhalten

Bei einer niederzyklischen Wechselbeanspruchung verlaufen die Be- und Entlastungspfade der Spannungs-Dehnungs-Beziehung wie bei einer Zugschwellbeanspruchung (Kapitel 2.2.4) zunächst annähernd linear. Erst kurz vor dem Versagen weichen die Hystereseschleifen unter einer Wechselbeanspruchung immer mehr von dem linearen Verlauf ab.



(b)
Figure 10: Typical stress strain relations for concrete subjected (a) to repeated tensile stresses and (b) to stress reversals.

Bild 2-31: Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Versuchen mit zyklischer Wechselbeanspruchung [Cor1984]

In [Cor1984] und [Kes2002] wurde der Einfluss der Druckbeanspruchung auf die Zugfestigkeit unter zyklischer Wechselbeanspruchung untersucht. Nach [Kes2002] wurde an gekerbten normalfesten Zugprismen kein Einfluss einer Unterspannung im Druckbereich auf die Höhe der zu erwartenden Nettozugfestigkeit im Vergleich zu einer reinen Schwellzugbeanspruchung festgestellt. Allerdings wurden deutlich niedrigere kritische Rissöffnungen und eine geringere Bruchenergie bei Wechselbeanspruchung ermittelt (Bild 2-32). Die Versuche mit Wechselbeanspruchung verlaufen also erheblich spröder als Zugschwellversuche.

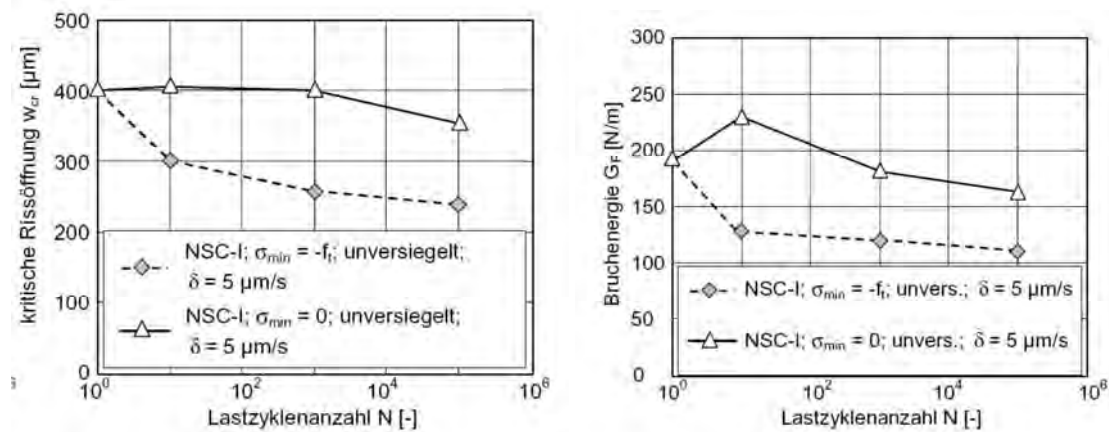


Bild 2-32: Einfluss der Lastspielzahl auf die kritische Rissöffnung (links) und die Bruchenergie (rechts) für reine Zugschwell- und Zug-Druck Wechselversuche [Kes2002]

Gemäß [Cor1984] führen (betragsmäßig) hohe Druckunterspannungen zu einer deutlichen Reduktion der Zugfestigkeit. Weiterhin hat nach [Cor1984] ein Vorzeichenwechsel der Unter- bzw. Druckspannung bei kraftgeregelten Wöhlerversuchen (für gleiche Ober- bzw. Zugspannungen S_{max}) einen deutlichen Einfluss auf die ertragbare Lastspielzahl N_f . Ein Vergleich des Ermüdungswiderstandes unter Schwellzug- und Wechselbeanspruchung ist in Bild 2-33 dargestellt. Während unter Schwellzugbeanspruchung mit $S_{min} = 0$ bei $1 \cdot 10^6$ Lastspielen eine Ermüdungszugfestigkeit von 60 % der Bruchzugfestigkeit erreicht wird, beträgt diese bei

Wechselbeanspruchung nur noch etwa 40 %. Das von [Kes2002] beschriebene sprödere Verhalten bei einer Wechselbeanspruchung wurde gleichermaßen beobachtet.

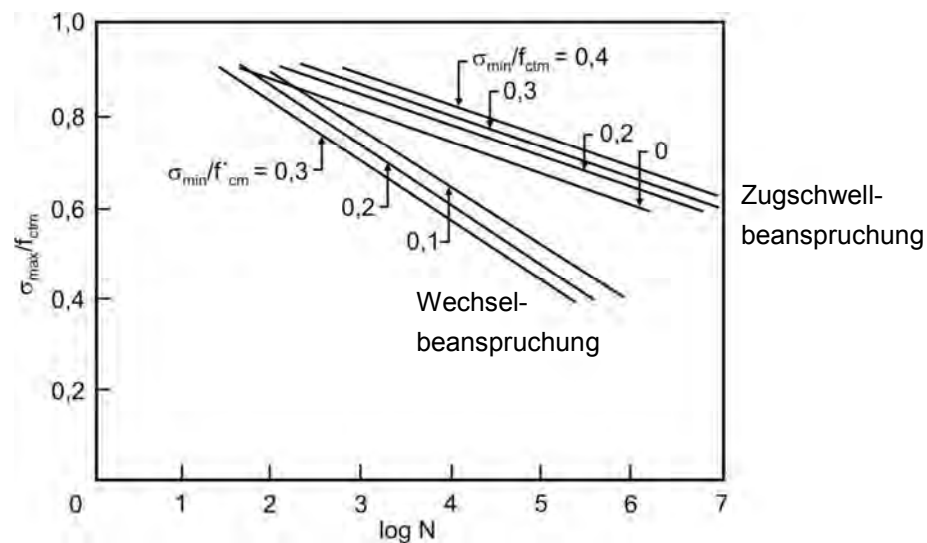


Bild 2-33: Vergleich der Ermüdungsfestigkeit gekerbter Prüfsylinder unter Zugschwellbeanspruchung und Wechselbeanspruchung [Cor1984]

In Bild 2-34 sind die Spannungs-Verformungs-Beziehungen eines Zug-Druck-Wechselversuchs und eines Zugschwellversuchs dargestellt. Danach führt eine Druckbeanspruchung in den ersten Lastzyklen zu einer negativen Verformung (Riss-schließung). Mit zunehmender Lastspielzahl nehmen die Verformungen beim Nulldurchgang der Beanspruchung jedoch deutlich zu. Schließlich verläuft die Einhüllende der Be- und Entlastungspfade im Zugbereich in der gleichen Form wie im Zugschwellversuch.

Bei der in [Rin1986] untersuchten Druck-Zug-Wechselbeanspruchung (mit deutlich höherer Druckbeanspruchung als bei den Versuchen aus Bild 2-34) beeinflusste der Vorzeichenwechsel der zyklischen Beanspruchung neben dem Ermüdungswiderstand (ertragbare Lastspielzahl und Ermüdungsfestigkeit) auch die Versagensart. Bei einer geringen Zugbeanspruchung von $\sigma_u = 0,1 f_{ct}$ versagte der Probekörper auf Druck, während es bei einer Zugbeanspruchung bis $\sigma_u = 0,3 f_{ct}$ zu einem Versagen ohne Vorankündigung auf Zug kam (Bild 2-35). Allgemein hat bereits eine sehr geringe anteilige Zugbeanspruchung signifikanten Einfluss auf das Ermüdungsverhalten.

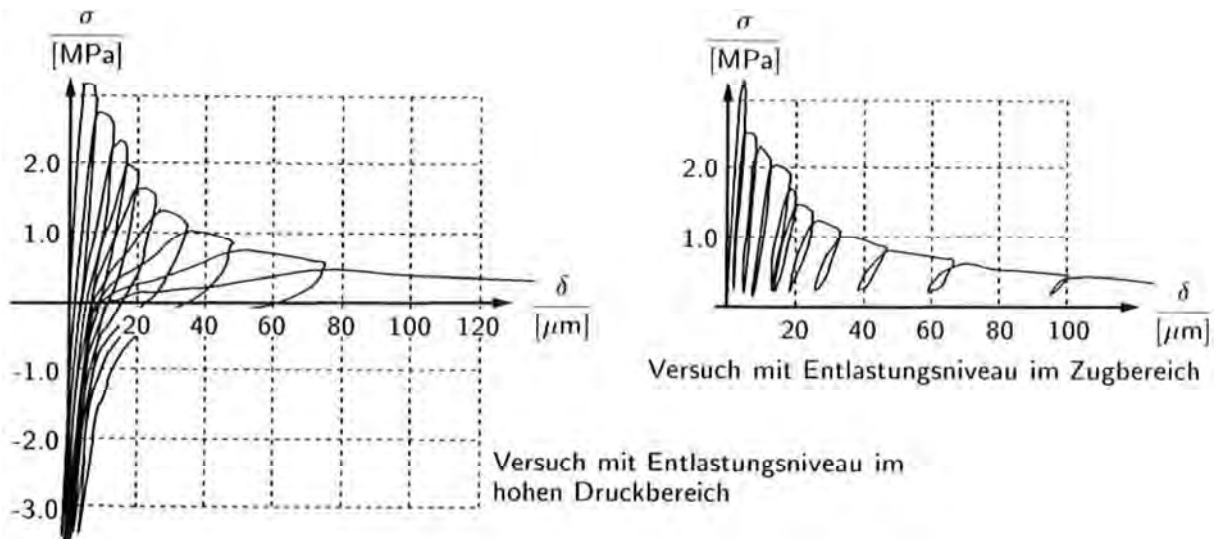


Bild 2-34: Einachsige zyklische Wechselversuche und Zugschwellversuche an gekerbten Betonzylindern [Rei1978]

Die Betrachtung der Wöhlerlinien in Bild 2-35 deutet zusätzlich auf den Einfluss des Beanspruchungsniveaus hin. Offenbar ist oberhalb von $S_{max} = 0,65$ die Druckbeanspruchung maßgebend für das Versagen des Prüfkörpers. Bei $S_{max} < 0,65$ und einer Bruchlastspielzahl von etwa $1 \cdot 10^5$ weisen die Wöhlerlinien eine starke Richtungsänderung auf und beschreiben ein deutlich früheres Versagen. In diesem Bereich ist die Zugbeanspruchung für den Versagenszeitpunkt maßgebend.

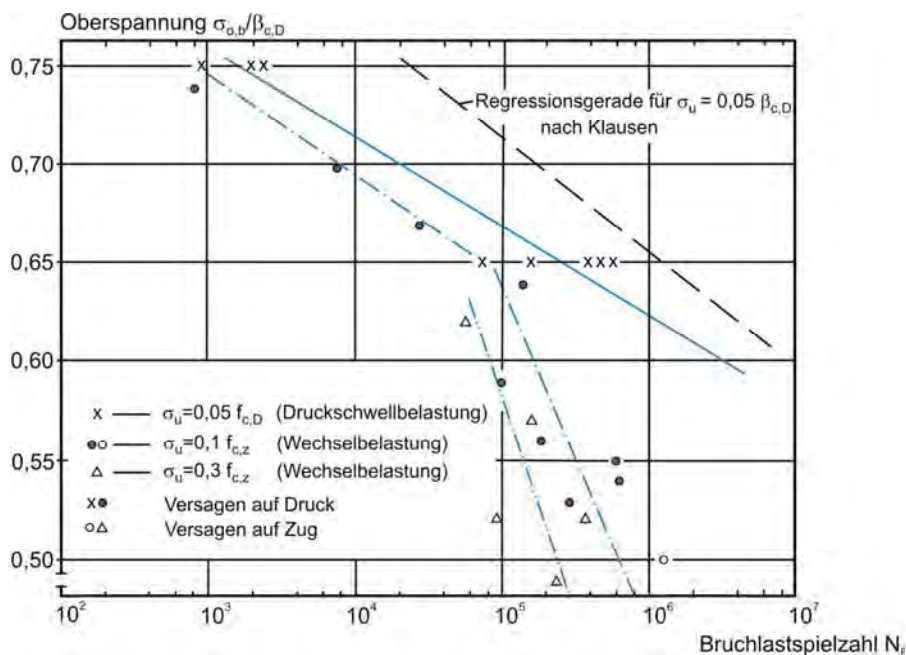


Bild 2-35: Ermüdungswiderstand zyklisch beanspruchter Betonprismen unter Druck-Zug-Wechselbeanspruchung und Druckschwellbeanspruchung [Rin1986]

Wie in Kapitel 2.2.3 beschrieben ist auch unter einer Wechselbeanspruchung der dreigliedrige Verlauf der Schädigungskurve zu beobachten. Dabei tritt in der dritten Phase bei Wechselversuchen mit geringer Zugbeanspruchung ($\sigma_u = 0,1 f_{ct}$) eine Zunahme der Betonstauungen durch instabiles Risswachstum auf (Bild 2-36). Die Dehnungen bei Erreichen der

Ober- bzw. Unterspannung nehmen affin zu den dargestellten Druckversuchen zu, was auf ein entsprechendes Druckversagen hindeutet.

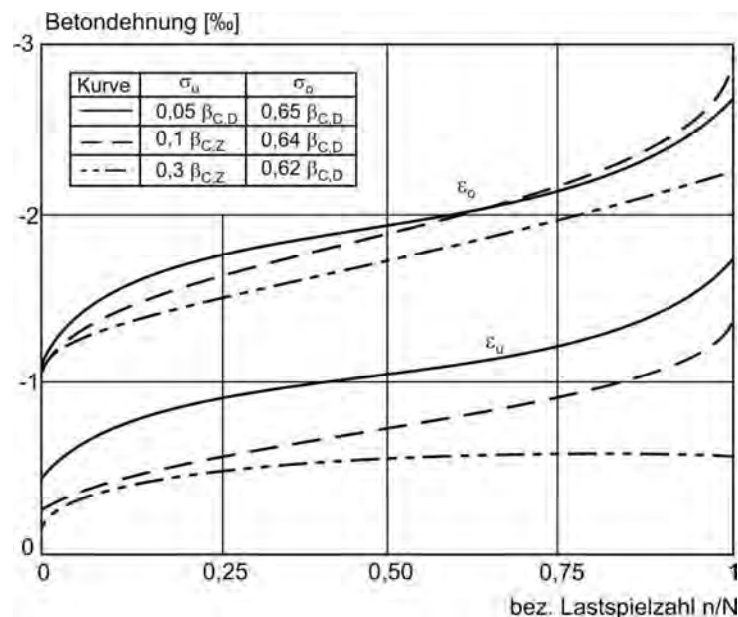


Bild 2-36: Betonverformungen bei Druckschwell- und Wechselbeanspruchung an Betonprismen nach [Rin1986]

Bei einer Erhöhung der Zugbeanspruchung ($\sigma_u = 0,3 f_{ct}$) nimmt die Stauchung unter der maximalen Druckspannung linear zu. Gemäß Bild 2-36 fehlt die charakteristische Krümmungsumkehr der dritten Phase bei dieser Beanspruchung, so dass es offensichtlich zu keiner verstärkten Gefügeänderung infolge der Druckbeanspruchung kommt. Anstelle eines Druckversagens ruft vielmehr die Zugbeanspruchung quer zur Beanspruchungsrichtung verlaufende Risse hervor, was zu einer Abnahme der messtechnisch erfassten Stauchungen bei Erreichen der maximalen Zugspannung führt.

Steifigkeitsreduktion

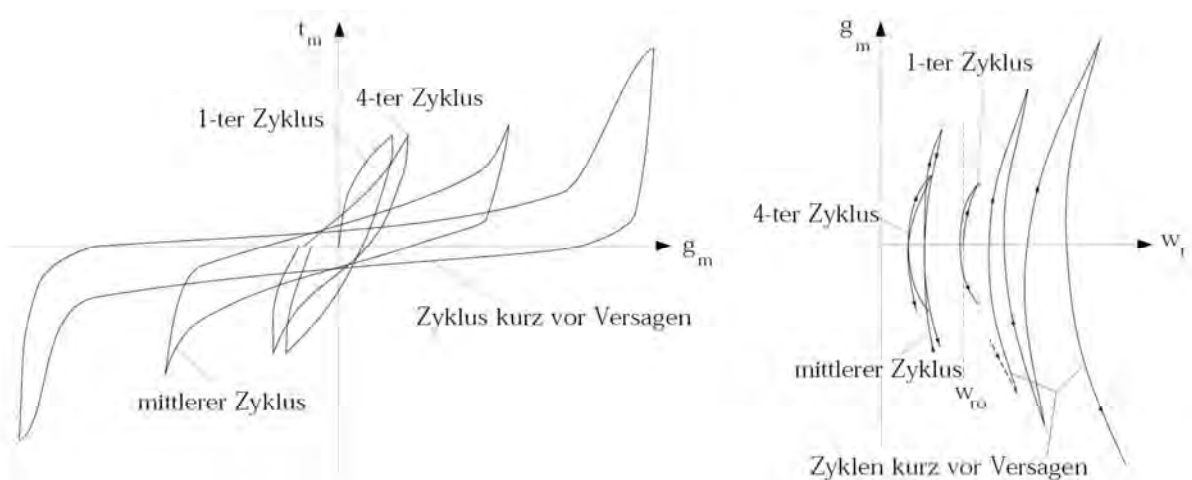
Bei Versuchen mit zyklischer Wechselbeanspruchung wurden im Zug- und im Druckbereich mit Steifigkeitsreduktionen von 40 % bis 80 % erheblich größere Verluste als bei einer Druckschwellbeanspruchung beschrieben [Eur2000b]. Weiterhin wird in [Rei1978] von großen Steifigkeitsverlusten bei Wechselbeanspruchung berichtet, eine Größenordnung wird jedoch nicht genannt. In [Cor1984] wurden sowohl für Zugschwell- als auch für Wechselbeanspruchungen die Steifigkeitsverluste in Abhängigkeit der Rissbreite bestimmt (Kapitel 2.2.4, Bild 2-28). In den verformungsgesteuerten Versuchen wurde eine große Reduktion während der ersten Lastwechsel festgestellt, was in [Cor1984] auf zusätzliche Schädigungsvorgänge während der Entlastung zurückgeführt wird. Anhand des großen Steifigkeitsverlustes wird der ungünstige Einfluss einer Wechselbeanspruchung auf die Ermüdungsfestigkeit deutlich.

2.2.6 Schubbeanspruchung

Das Schubtragverhalten gerissener Bauteile ist auf mehrere Tragmechanismen zurückzuführen. Die verschiedenen Mechanismen sind abhängig vom Schubbewehrungsgrad, vom Längsbewehrungsgrad, von der Betonfestigkeit, von Maßstabeffekten und von der konstruktiven Durchbildung. Im Folgenden wird auf die begrenzten Forschungsergebnisse aus der Literatur unter zyklischer Schubbeanspruchung eingegangen. Es wird darauf hingewiesen, dass die bisherige Datenbasis nicht dazu geeignet ist eine allgemeine Schubtheorie unter Berücksichtigung der Ermüdungsbeanspruchung aufzustellen.

Nach [Kim1982] wird bei den Tragmechanismen unter zyklischer Beanspruchung zwischen einer Riss- bzw. Kornverzahnung (interface shear transfer, IST), der Dübeltragwirkung der Bewehrung (dowel action, DA) und der durch Schlupf erzeugten Spaltwirkung des plastizierenden Betons unmittelbar hinter den Bewehrungsrippen unterschieden. Der Ermüdungsprozess hat Einfluss auf die Rissverzahnung und trägt zur Schwächung des Verbundes der Längsbewehrung bzw. somit der Dübeltragwirkung bei.

Die Schädigung führt zunächst wie in Bild 2-37 zu erkennen zu einem sehr weichen Verhalten. Die Rissgleitung g_m (Schlupf) nimmt durch die Verbundschwächung zwischen Matrix und Zuschlag stark zu. Erst wenn sich ein erneuter Verzahnungszustand eingestellt hat, erreicht die Steifigkeit wieder Werte in der Größenordnung der Erstbelastung. Dabei nimmt die Schädigung mit zunehmender Rissöffnung zu, da die verbleibende Kontaktfläche im Riss abnimmt und die lokalen Spannungen entsprechend zunehmen.



mit g_m = Rissgleitung
 t_m = mittlere Schubspannung in Rissrichtung
 w_r = Rissbreite

Bild 2-37: Hysteresen bei zyklischer Schubbeanspruchung [Kim1999]

Bei Balken mit geringem bis mittlerem Schubbewehrungsgrad stellt sich unter monotoner Biegebeanspruchung üblicherweise ein Druckbogen-Zugband-System ein. Bei zyklischer Belastung zeigen experimentelle Untersuchungen, dass ein Versagen in den meisten Fällen durch einen diagonalen Schubriss eingeleitet wird [Kön1994]. In Einzelfällen wurde ein Ermüdungsversagen der Biegebewehrung im zyklischen Schubversuch beobachtet. Allerdings wird auch von Versuchskörpern berichtet, die unter monotoner Beanspruchung ein Biegeversagen aufwiesen, jedoch bei zyklischer Belastung auf Schub versagten [Ril1984],

[Kön1994]. Die Ermüdungsschubtragfähigkeit bei 10^6 Lastspielen beträgt nach den in [Kön1994] beschriebenen Versuchen von Ueda und Frey (1983) etwa 60 % der statischen Tragfähigkeit. Dabei ergab sich, dass das Schubtragverhalten bei zyklischer und bei statischer Beanspruchung in gleichem Maße vom Bewehrungsgehalt des Querschnitts, der Betongüte, der Trägerhöhe und der Schubslankheit beeinflusst wird [Ril1984], [Kön1984].

Allgemein bildete sich der kritische Schubriss bereits nach den ersten Lastzyklen aus. Mit zunehmender Schubrissbreite versagte schließlich die Biegedruckzone schlagartig unter einer überlagerten Biegedruck- und Schubbeanspruchung. Die Schubrissbildung schreitet voran, wenn an der Rissspitze die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird. Daher wurden in [Ril1984] die Schubtragfähigkeit und die Biegezugfestigkeit des unbewehrten Betons unter zyklischer Beanspruchung gegenübergestellt (Bild 2-38). Beide Ermüdungsfestigkeiten liegen in einem gemeinsamen Streubereich, wobei die Werte der Schubtragfähigkeit geringer als die der Biegezugtragfähigkeit sind. In [Kön1984] wird die geringere bezogene Schubtragfähigkeit auf das komplexere Tragverhalten zurückgeführt. Aus den Ergebnissen wird abgeleitet, dass das Tragverhalten von Bauteilen ohne Schubbewehrung unter zyklischer Schubbeanspruchung durch die Ermüdungsfestigkeit des Betons unter Zugbeanspruchung bestimmt wird.

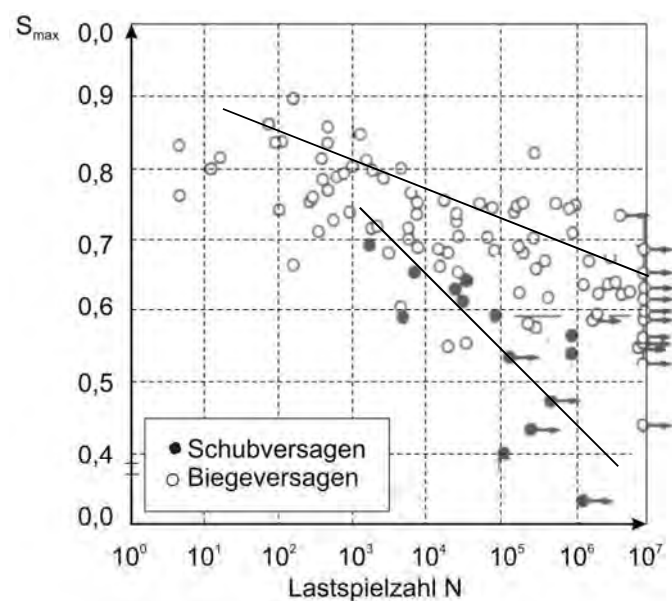


Bild 2-38: Schubtragfähigkeit und Biegetragfähigkeit unbewehrter Balken unter zyklischer Beanspruchung [Ril1984]

3 Existenz einer Dauerschwingfestigkeit für Beton

Die Dauerschwingfestigkeit ist definiert als die Oberspannung, die bei gegebener Unterspannung unendlich oft aufgenommen werden kann, ohne zu einem Bauteilversagen zu führen. Grundsätzlich konnte eine Dauerschwingfestigkeit für Beton experimentell noch nicht eindeutig bestätigt werden, so dass der Werkstoff nur als zeitfest oder quasi-dauerfest angesehen wird.

Verschiedene Autoren [Kar1969], [Sie1988], [Kla1977], [Ril1984], [Pöl2000], [Hoh2004] gehen von einer Quasi-Dauerfestigkeit für Normalbeton unter einer Ermüdungsbeanspruchung im Druckschwellbereich von $S_{max} \sim 0,40$ aus. Dieser Wert wurde aus den Ergebnissen zyklischer Versuche mit höheren Beanspruchungen S_{max} hergeleitet bzw. extrapoliert. Nach [Kla1978] ist der Dauerfestigkeitsbereich von Beton unter Druckschwellbeanspruchung bei Lastspielzahlen von 10^{10} bis 10^{11} und einer Schwingbreite $\Delta\sigma = 0,4 \cdot f_c$ bei $\sigma_{min} = 0$ zu erwarten.

Allgemein wurden versuchstechnisch unter Schwellbeanspruchungen bis $S_{max} \sim 0,40$ nur geringe Schädigungen nachgewiesen. [Lee1979] verzeichnete in Versuchen unterhalb eines Spannungsniveaus von $0,25 f_c$ keine zunehmende Mikrorissbildung. Nach [Bre2006] wurden für Normalbeton jedoch bisher kaum geeignete Versuche mit einer zyklischen Druckbeanspruchung im Dauerfestigkeitsbereich durchgeführt.

Verformungsmessungen während eines Versuchs mit einer Oberlast von 37 % der Druckfestigkeit in [Pro1925] deuten darauf hin, dass nach rund $2 \cdot 10^5$ Lastzyklen ein Beharrungszustand erreicht wurde. Der Versuch wurde daraufhin jedoch nach $4,5 \cdot 10^5$ Lastzyklen abgebrochen, so dass eine mögliche spätere Schädigung nicht eindeutig auszuschließen ist. Einen Beharrungszustand des Elastizitätsmoduls (Sekantenmodul) beschrieben außerdem [Fre1970] und [Wes1973] bei Versuchskörpern, die keinen Dauerbruch erlitten. Wenn das Risswachstum und demzufolge der Steifigkeitsverlust infolge der Ermüdungsbeanspruchung zum Erliegen kommt, würde dies allgemein einer Dauerschwingfestigkeit des Betons gleich kommen. Dabei entspricht die verbleibende Steifigkeit im Beharrungszustand jedoch nicht der Anfangssteifigkeit, sondern der in der zweiten Phase der Schädigungsevolution (zyklische Kriechkurve). Nach Verformungsmessungen in [Hoh2004] führen zyklische Beanspruchungen bis $S_{max} \leq 0,50$ vor allem bei Betonbauteilen mit geringer Betongüte zu einem vergleichsweise weichen bzw. nachgiebigen Verhalten mit hohen Verformungen.

Gemäß [ACI1974] verlaufen die Wöhlerkurven von Beton unter Druckschwellbeanspruchung im Bereich von Lastspielzahlen zwischen 10^2 bis 10^7 nahezu linear. Die Dauerschwingfestigkeit muss demnach im Bereich höherer Bruchlastspielzahlen liegen. Bei einer linearen Extrapolation der Wöhlerkurven aus Versuchen an Leichtbeton beobachteten [Wei1975] eine Überschneidung dieser Linien (vgl. Bild 3-1). Wird das Fehlen eines Dauerfestigkeitsbereiches unterstellt, ergibt die lineare Extrapolation der Wöhlerlinien über ihre Schnittpunkte hinaus für gegebene Bruchlastspielzahlen bei hohen Unterspannungen größere aufnehmbare Schwingbreiten als bei niedrigen. Dies würde einer Umkehr der Verhältnisse im Zeitfestigkeitsbereich entsprechen und ist somit nicht nachvollziehbar. [Wei1975] stellte auf Grundlage seiner Untersuchungen zwei Hypothesen für einen möglichen Verlauf der Wöhlerlinien auf:

- alle Wöhlerlinien mit $\sigma_u = \text{konst.}$ schneiden sich in einem Punkt, von diesem Punkt an verlaufen die Wöhlerlinien horizontal

- die Wöhlerlinien beginnen im Bereich $N > 10^8$ flacher zu werden, wobei sie jeweils im Schnittpunkt mit einer anderen Wöhlerlinie $\sigma_u > 0$ deren Steigung aufweisen.

Nach der ersten Hypothese ergibt sich gemäß Bild 3-1 eine Dauerschwingfestigkeit für Leichtbeton im Bereich von $10^9 - 10^{10}$ Lastspielen.

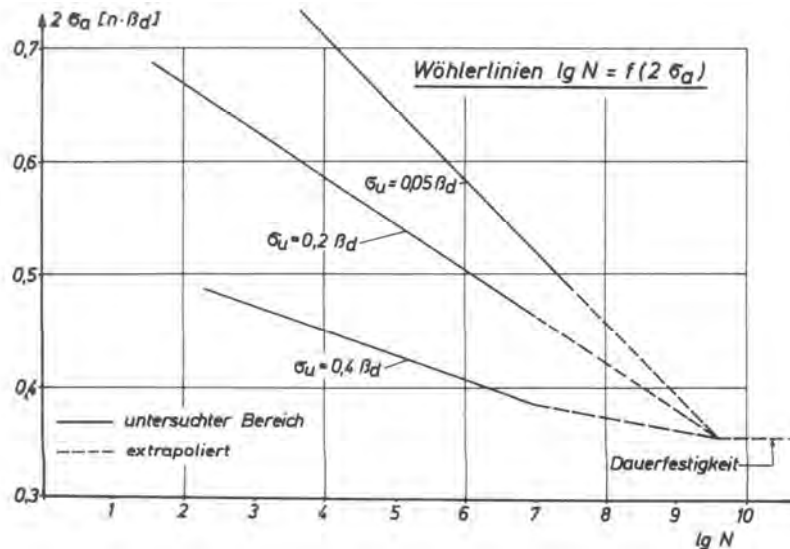


Bild 3-1: Lineare Extrapolation der Wöhlerlinien aus Dauerschwingversuchen an Prüfcylindern aus Leichtbeton [Wei1975]

In [Kla1977] ist eine lineare Extrapolation der Wöhlerlinien für normalfesten Beton entsprechend der zweiten oben genannten Hypothese angegeben (Bild 3-2). Nach [Mül1983] ist jedoch eine von der Unterspannung unabhängige Dauerfestigkeitsschwingbreite ähnlich wie bei Betonstahl nicht begründbar. Danach wäre auch im Dauerfestigkeitsbereich ein unterschiedlicher horizontaler Verlauf der Wöhlerlinien in Abhängigkeit der Unterspannung denkbar.

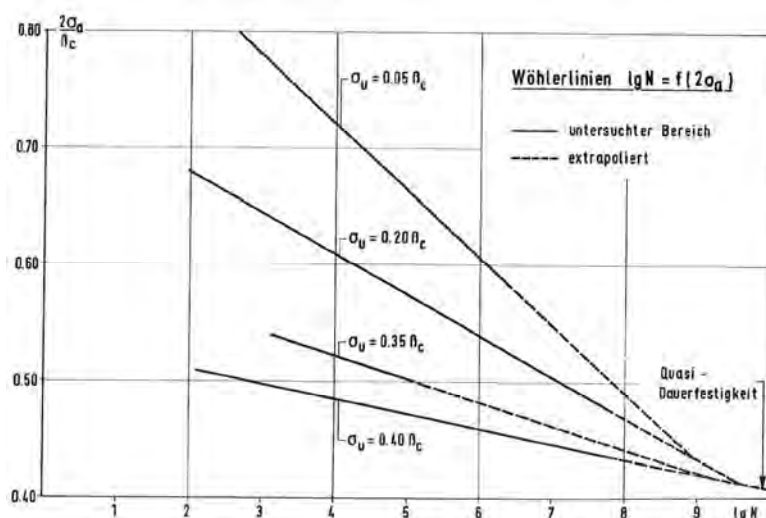


Bild 3-2: Mittlere Wöhlerlinie für verschiedene Unterspannungen an normalfesten Prüfcylindern nach [Kla1978]

Zur Veranschaulichung eines möglichen Verlaufs im Dauerfestigkeitsbereich wurde in [Wei1975] eine Wöhlerlinie für Leichtbeton aus dem GOODMAN-Diagramm in Bild 3-3, links hergeleitet (vgl. Bild 2-7). Die konstruierte Wöhlerlinie ist in Bild 3-3, rechts Versuchsergebnissen gegenübergestellt und zeigt einen für metallische Werkstoffe charakteristischen Verlauf mit einem annähernd horizontalen Ast ab einer Lastspielzahl von etwa 10^8 .

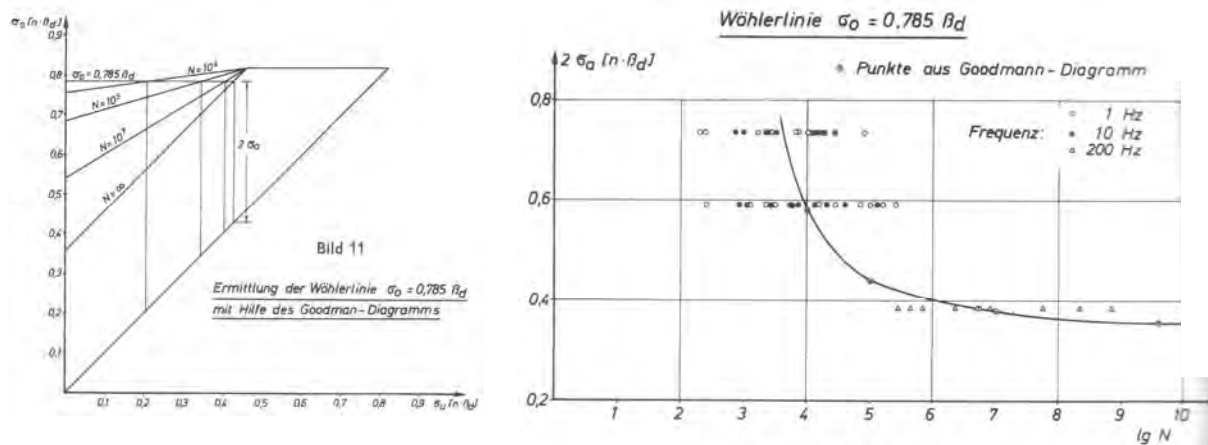


Bild 3-3: Herleitung einer Wöhlerlinie aus einem GOODMAN-Diagramm [Wei1975]

SPOONER und DOUGILL [Spo1975] führten Schallemissionsanalysen während weggesteuerter zyklischer Versuche durch und stellten fest, dass der Schädigungsprozess bereits bei sehr kleinen Stauchungen (0,4 %) beginnt. Demnach leisten nahezu alle Spannungsniveaus einen kontinuierlichen Beitrag zur Schädigung. Nennenswerte Schallemissionen als Indiz einer wesentlichen Schädigung traten jedoch lediglich während der Erstbelastung auf. Vergleichbare Zusammenhänge werden durch die Messungen von [Kla1978], [Lee1979] und [Wei1979] bestätigt. In [Kla1978] wurde eine erste Phase mit intensiven Schallemissionen infolge der in Kapitel 2.2.3 beschriebenen Spannungsumlagerungen in Verbindung mit einem Ausgleich von Fehlstellen beobachtet, was der Autor jedoch nicht als Schädigungen im eigentlichen Sinn bezeichnet.

Ein Abbruch der Versuche von [Kla1978] erfolgte nach 10^7 Lastzyklen. Dabei ergab die Aufsummierung der Schallimpulse eine so genannte Schädigungssumme S von 200 bis 400. Diese Schädigungssumme wurde affin zum Zeitfestigkeitsbereich auf eine Schädigungssumme $S = 2000$ extrapoliert, die bei vorangegangenen Versuchen mit höherem Beanspruchungsniveau bis zum Ermüdungsversagen erreicht wurde. Danach ergaben sich Lastspielzahlen zwischen 10^9 und 10^{12} , bei denen die untersuchten Beanspruchungen unter $0,4 \cdot f_c$ rechnerisch zum Bruch führen. Jedoch sind Extrapolationen von Versuchsergebnissen aus dem Zeitfestigkeitsbereich in den Dauerfestigkeitsbereich allgemein kritisch zu hinterfragen, da der Beton nach [Hoh2004] in beiden Bereichen unterschiedliche Schädigungsmechanismen unter einer Ermüdungsbeanspruchung aufweist. Weiterhin traten die oben beschriebenen Unstimmigkeiten bei einer linearen Extrapolation der Wöhlerlinien in den Dauerfestigkeitsbereich auf.

Insbesondere da die Existenz einer Dauerschwingfestigkeit bisher experimentell noch nicht eindeutig bestätigt werden konnte, sind in der Literatur auch verschiedene kritische Einschätzungen zur Dauerfestigkeit von Beton veröffentlicht [Mur1958], [Fre1970], [Wes1973], [Kön1994]. Generell nimmt bei Ermüdungsversuchen an Beton die ertragbare Lastspielzahl

analog zu metallischen Werkstoffen mit sinkender Spannungsamplitude σ_a zu. Jedoch fehlt der Nachweis eines charakteristischen horizontalen Bereichs der Wöhlerlinie für Beton, der eine echte Dauerschwingfestigkeit des Werkstoffes beschreibt [Fre1970], [Wes1973], [Aci1974]. Möglicherweise liegt dieser außerhalb des wirtschaftlich experimentell zugänglichen Bereichs.

Nach [Kön1994], [Mül1983] weisen Ermüdungsbrüche nach 10^9 Lastspielen darauf hin, dass Beton keine echte Dauerschwingfestigkeit besitzt. Allerdings wird in [Kön1994] ein deutliches Abflachen der Wöhlerlinien ab Lastspielzahlen von 10^{10} erwartet. [Kla1978] beobachtete bei Zweistufenversuchen, dass auch Beanspruchungen im vermeintlichen Dauerschwingfestigkeitsbereich schädigend wirken können, wenn sie vergleichbar oft wie jene aus dem Zeitfestigkeitsbereich aufgebracht werden. Das bedeutet, dass Proben mit alleiniger Beanspruchung im Zeitfestigkeitsbereich einen höheren Ermüdungswiderstand als solche mit zusätzlichen Beanspruchungen im vermeintlichen Dauerschwingfestigkeitsbereich aufweisen können. Andererseits führen kleine Spannungsschwingbreiten zu einer „Unterbrechung“ der Schädigungsevolution, wenn sie im Vergleich zu Beanspruchungen aus dem Zeitfestigkeitsbereich wesentlich öfter aufgebracht werden. Während der erstgenannte Beanspruchungsfall die schädigende Wirkung selbst kleiner Spannungsschwingbreiten bekräftigt, deutet der zweite Fall wiederum auf die Existenz eines Dauerschwingfestigkeitsbereichs hin.

4 Steifigkeitsverlust als Indikator zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses

Gemäß [Grü2008] kann der Steifigkeitsverlust des Betons während einer Ermüdungsbeanspruchung im Sinne der Kontinuumsmechanik als Schädigung interpretiert werden (Kapitel 6.3). Bei vollständiger Materialdegradation und vollständigem Steifigkeitsverlust werden 100 % Schädigung erreicht. In den vorangegangenen Kapiteln wurden Erkenntnisse aus bestehenden Untersuchungen zum Steifigkeitsverlust unter Druckschwell-, Zugschwell- und Wechselbeanspruchung zusammengestellt. Im vorliegenden Kapitel wird überprüft, ob die Steifigkeitsabnahme am Wendepunkt der dreiphasigen Schädigungskurve (vgl. Bild 2-20, Bild 2-27 und Bild 4-1) als Schädigungsindikator zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses geeignet ist.

Zur Beschreibung der Steifigkeitsreduktion des Betons während der Ermüdungsbeanspruchung wurden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens Versuche aus der Literatur ausgewertet. Verformungsmessungen mit Angabe der zugehörigen Lastspielzahl sind in [Gae1962], [Hol1979] und [Hoh2004] angegeben. Bei den Versuchen von [Gae1962] handelt es sich um Mehrstufenversuche mit Betonen geringer Festigkeit. Diese fließen nicht in die Auswertung ein, da sie mit den Wöhlerversuchen aus [Hol1979] und [Hoh2004] nicht vergleichbar sind. Da die Steifigkeitsreduktion gemäß [Hol1979], [Pfa2003], [Sch2005] unabhängig von der Frequenz ist und auch eine eigene Überprüfung der Messergebnisse keine frequenzabhängigen Einflüsse erkennen ließ, wurde dieser Parameter bei der Auswertung nicht als Variable betrachtet. Größere Streuungen wurden jedoch bzgl. des Versagenszeitpunktes ($N/N_f = 1$) beobachtet. Da in [Hol1979] und [Hoh2004] keine Definition des Versagenszeitpunktes angegeben wurde, lassen sich die festgestellten Streuungen möglicherweise auf unterschiedliche „Versuchsabbruchzeitpunkte“ zurückführen. Darüber hinaus scheint nach [Bre2006] der Degradationsprozess der dritten Schädigungsphase aufgrund der heterogenen Struktur des Betons eher ein zufallsgesteuertes Verhalten aufzuweisen als ein bestimmbares mit einem eindeutigen Schädigungsprozess. In der Auswertung wurde weiterhin der Parameter Betonfestigkeit berücksichtigt, da wegen des unterschiedlichen Gefügebau und Bruchverhaltens von normal- und hochfestem Beton ein Einfluss auf den Steifigkeitsverlust zu erwarten ist. Überprüft wurde zudem der Einfluss der Oberspannung und der Unterspannung.

Ausgewertet wurden die Versuche aus [Hol1979] und [Hoh2004]. In beiden Fällen wurden Wöhlerversuche im Druckschwellbereich mit einem Beanspruchungsniveau S_{max} zwischen 0,60 bis 0,95 durchgeführt. Die bezogene Unterspannung bzw. S_{min} variierte zwischen 0,0 bis 0,2. Lediglich in [Hol1979] sind kontinuierliche Messergebnisse für den gesamten Schädigungsverlauf veröffentlicht. In [Hoh2004] sind dagegen die Werte für den Wendepunkt und den Versagenszeitpunkt $N/N_f = 1$ gegeben (Bild 4-1). Für den untersuchten hochfesten Beton liegen Werte für zwei Spannungsniveaus vor.

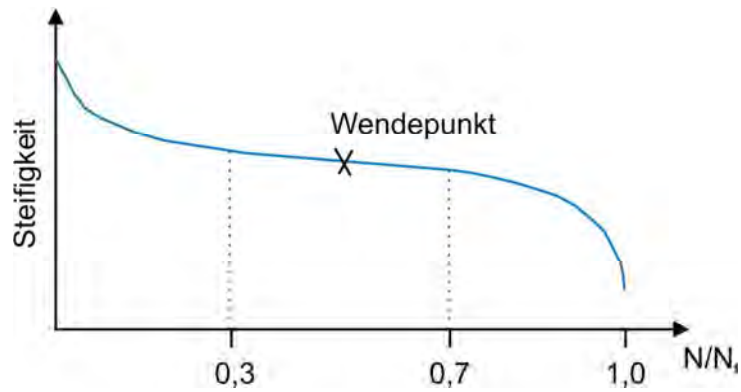


Bild 4-1: Darstellung des typischen Steifigkeitsverlustes während eines Ermüdungsvorgangs und der charakteristischen Punkte mit Messwerten aus der Literatur

Die Steifigkeitsreduktion wurde für zwei unterschiedlich definierte Steifemoduln untersucht. Zum einen der Sekantenmodul und zum anderen wird ein Schädigungsmodul entsprechend Bild 4-2 eingeführt. Die beiden Steifemoduln ergeben sich aus folgenden Beziehungen:

Sekantenmodul:
$$\frac{S_{\max} - S_{\min}}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}}$$

Schädigungsmodul:
$$\frac{S_{\max} - S_{\min}}{\varepsilon_{\max}}$$

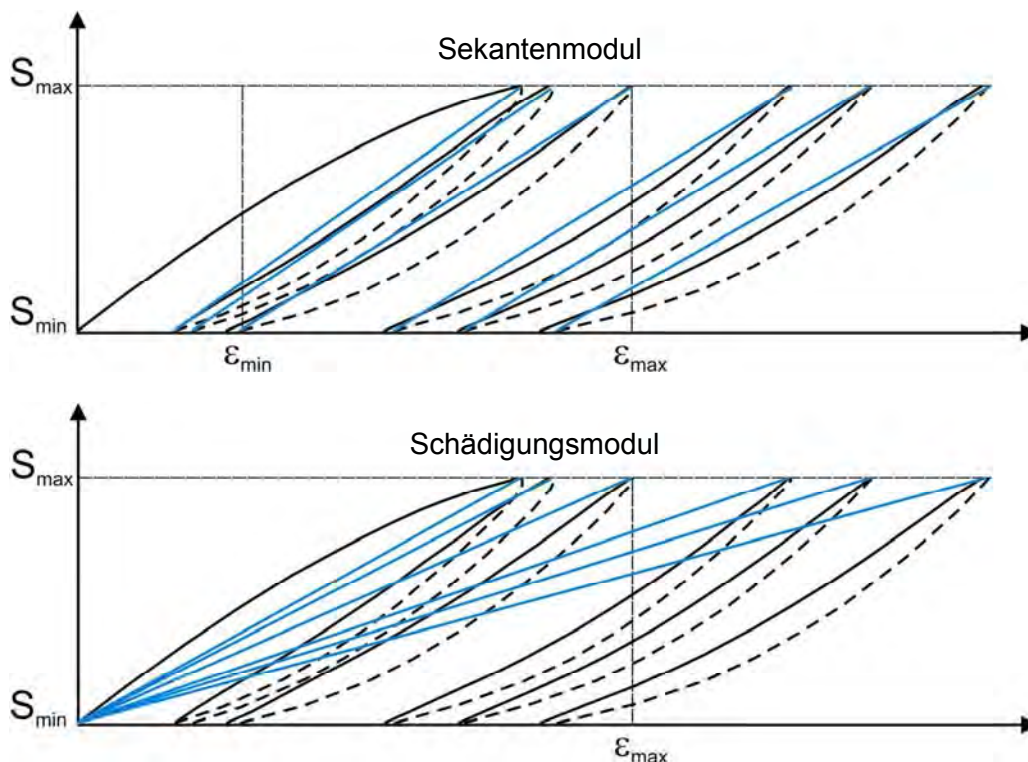


Bild 4-2: Definition und Darstellung der Reduktion des Sekantenmoduls (oben) sowie des Schädigungsmoduls (unten) während eines kraftgesteuerten Wöhlerversuchs

Die Ergebnisse der Versuchsauswertung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Mit steigender Oberspannung (bei gleicher Unterspannung $S_{min} = \text{konst}$) nimmt die Steifigkeitsreduktion ab.
- Mit steigender Betonfestigkeit nimmt die Steifigkeitsreduktion ab und es ist allgemein ein steiferes Verhalten des hochfesten Betons erkennbar.
- Eine steigende Unterspannung (bei gleicher Oberspannung $S_{max} = \text{konst}$) scheint eine geringere Steifigkeitsreduktion herbeizuführen, jedoch ist der Einfluss sehr gering und vor allem bei der Evolution des Schädigungsmoduls nicht eindeutig erkennbar.
- Für normalfeste Betone gilt der in Kapitel 2.2.3 genannte Endwert der Steifigkeitsreduktion (Sekantenmodul) von 60 % bezogen auf den Sekantenmodul bei Erstbelastung. Für hochfesten Beton liegt er bei knapp 80% des Ausgangswertes.
- Die Steifigkeitsreduktion (Sekantenmodul) im Wendepunkt der Schädigungskurve ($N/N_f = 0,5$) beträgt für Normalbeton mit einer Festigkeit von 25 N/mm² je nach Beanspruchung im Mittel zwischen 28 % bis 39 %, bei einer Festigkeit von 45 N/mm² zwischen 17 % bis 24 % und für hochfesten Beton mit 95 N/mm² Druckfestigkeit etwa 10 %.

Die bei zyklischer Druckschwellbeanspruchung mit $S_{min} = 0$ und unterschiedlichen bezogenen Oberspannungen S_{max} für verschiedene Druckfestigkeiten ermittelten Steifigkeitsverluste sind in Bild 4-3 dargestellt. Dabei wurde der Sekantenmodul bei einer bezogenen Lastspielzahl $N/N_f = 0,5$ (Wendepunkt gemäß Bild 4-1) auf den Ausgangsmodul bei Erstbelastung bezogen. Neben den Mittelwerten sind die 5 % - Quantilwerte der bezogenen Steifigkeiten angegeben.

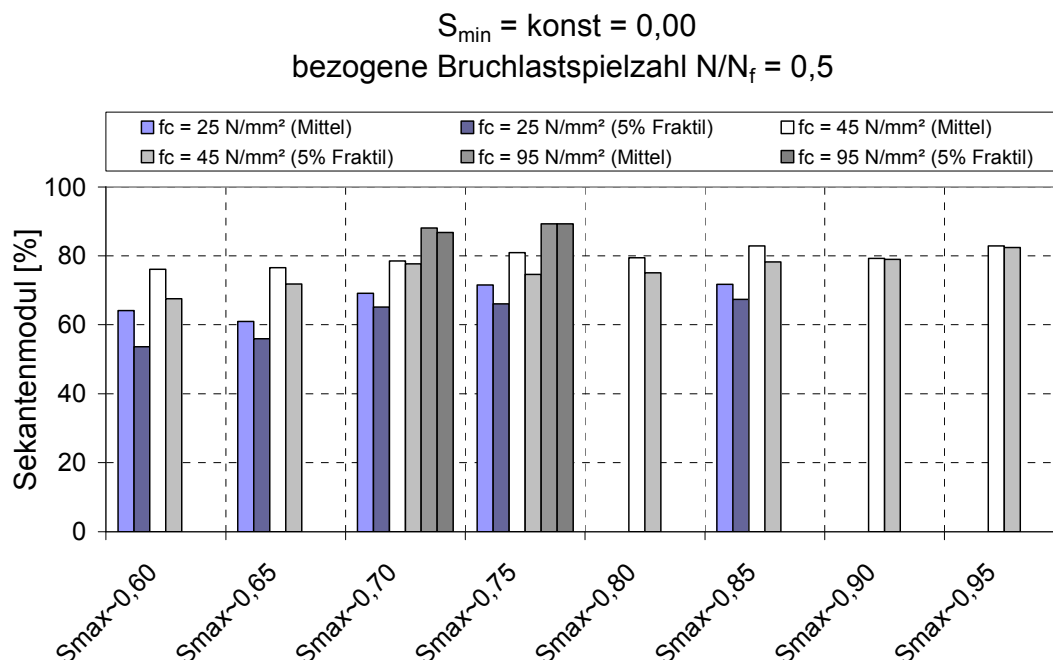


Bild 4-3: Werte des auf die Erstbelastung bezogenen Sekantenmoduls für verschiedene Betonfestigkeiten und unterschiedliche Oberspannungen bei einer bezogenen Lastspielzahl $N/N_f = 0,5$, Versuchsergebnisse aus [Hol1979], [Hoh2004]

In Bild 4-4 ist für Beanspruchungen mit $S_{min} = 0$ und unterschiedlichen bezogenen Oberspannungen S_{max} der Verlauf des eingeführten Schädigungsmoduls (Bild 4-2) über die

gesamte bezogene Lastspielzahl N/N_f dargestellt. Als Ausgangsmodul (100 %) wird wiederum der Steifemodul bei der Erstbelastung angesetzt. Aufgrund der geringen Anzahl an Versuchsdaten ist der durchgängige Schädigungsverlauf bzw. Steifigkeitsverlust (Mittelwerte und 5 % - Quantilwerte) allein für den Beton mit einer Festigkeit $f_c = 45 \text{ N/mm}^2$ angegeben. Die Auswertung des Schädigungsmoduls verdeutlicht den Einfluss der Oberspannung auf den Steifigkeitsverlust besonders deutlich. Weiterhin ist anhand der dargestellten Werte der charakteristische Verlauf des Steifigkeitsverlustes während eines Ermüdungsvorgangs gemäß Bild 4-1 zu erkennen.

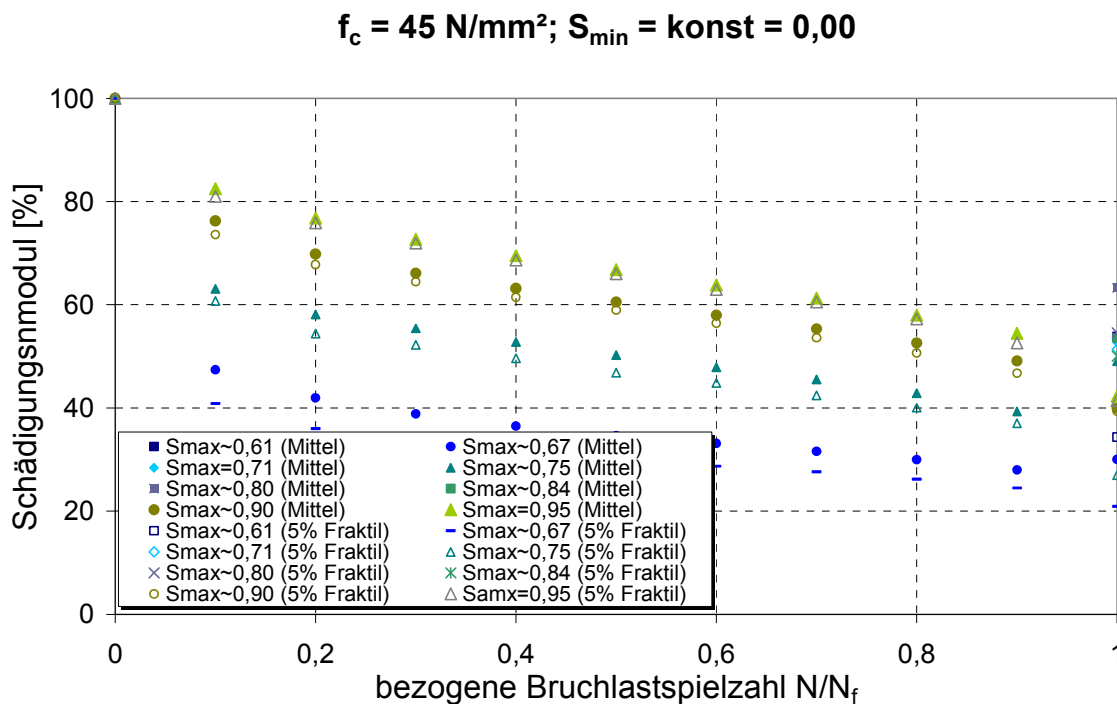


Bild 4-4: Schädigungsmodul für unterschiedliche Beanspruchungen in Abhängigkeit der bezogenen Lastspielzahl, Versuchsergebnisse aus [Hol1979], [Hoh2004]

Zum Schädigungsverlauf unter geringeren Beanspruchungen (im Quasi-Dauerfestigkeitsbereich, Kapitel 3) liegen nur wenige Informationen vor. Aufgrund der langsamen, kontinuierlichen Mikrorissakkumulation ist unter niedrigen Beanspruchungen insbesondere für Betone mit geringer Festigkeit ein nachgiebiges, weiches Verhalten zu erwarten. Diese Tendenz wird durch die Versuchsergebnisse in [Bre2006] bestätigt (Bild 4-5). Bei einer zyklischen Beanspruchung von $S_{\max} = 0,55$ und $S_{\min} = 0,05$ wurde erst nach $4,8 \cdot 10^6$ Lastspielen eine geringe Abminderung des dynamischen E-Moduls gemessen. Schließlich wurde beim Abbruch des Versuches nach $8,3 \cdot 10^6$ Lastspielen eine Steifigkeitsreduktion von 23 % ermittelt. Bei einer Beanspruchung mit höherer Oberlast ($S_{\max} = 0,65$) wurde dagegen wesentlich früher ein deutlich größerer Steifigkeitsverlust beobachtet.

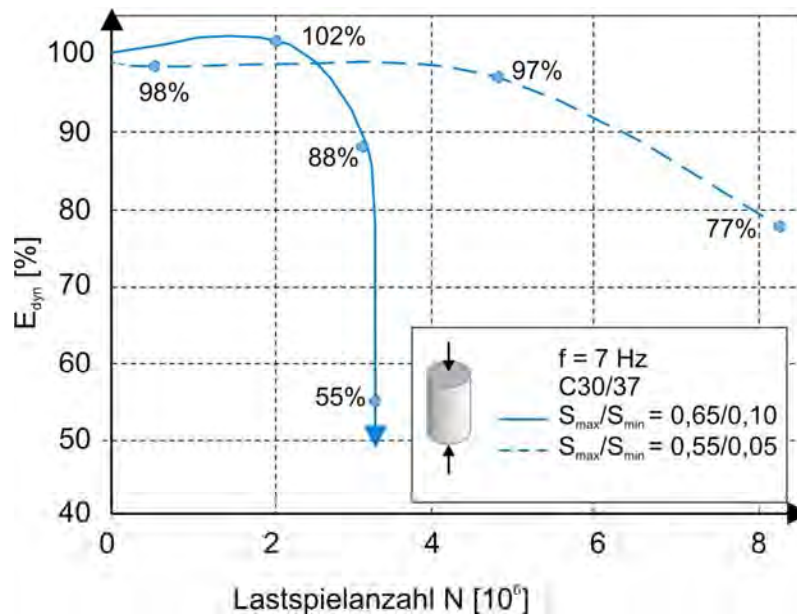


Bild 4-5: Entwicklung des auf den Anfangswert bezogenen dynamischen E-Moduls über die Ermüdungslebensdauer druckbeanspruchter normalfester Prüfszylinder nach [Bre2006]

Für hochfeste Betone ist eine Prognose zur Schädigungsentwicklung während einer Ermüdungsbeanspruchung aufgrund der begrenzten Versuchsanzahl nicht eindeutig möglich. Insbesondere für normalfesten Beton scheint der Steifigkeitsverlust als Indikator zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses geeignet zu sein. Da die Ergebnisse von Ermüdungsversuchen zumeist große Streuungen aufweisen, ist jedoch eine große Datenbasis zur Ableitung belastbarer Schädigungsfaktoren erforderlich. Auf Grundlage des Steifigkeitsverlustes könnten dann bestehende Konstruktionen bewertet und deren Restlebensdauer abgeschätzt werden, insbesondere wenn zusätzlich Informationen über das Beanspruchungskollektiv aus dem Betrieb durch geeignete Monitoringsysteme zur Verfügung stehen. Weiterhin kann der Steifigkeitsverlust infolge einer Ermüdungsbeanspruchung bei wirklichkeitsnahen Strukturanalysen von Windenergieanlagen berücksichtigt werden. Dadurch sind zum einen vertiefte Erkenntnisse zum Ermüdungswiderstand des unmittelbar betrachteten Bauteils und zum anderen Informationen über die Auswirkungen des Steifigkeitsverlustes auf andere Anlagenbereiche zu erfassen.

5 Einflussparameter des Ermüdungsprozesses

5.1 Allgemeines

Zum Ermüdungsverhalten von Beton wurden Versuche mit unterschiedlichsten Randbedingungen durchgeführt. In den folgenden Kapiteln werden anhand verfügbarer Untersuchungsergebnisse die Einflüsse folgender Parameter zusammengestellt:

- Betonfestigkeit
- Umgebungsbedingungen
- Belastungsgeschwindigkeit und -frequenz
- Belastungsgeschichte
- Betontechnologie

Allgemein treten nach [Mül1983] bei Ermüdungsversuchen mit Betonprüfkörpern deutlich größere Streuungen der Ergebnisse als bei Stahlproben auf. Danach liegen zwischen den Bruchlastspielzahlen mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 5 % bzw. 95 % (Quantilwerte) drei bis vier Zehnerpotenzen. Die hohen Streuungen gelten sowohl für Versuche an Normal- wie auch an Leichtbeton [Wei1975], [Hol1979] und nehmen mit abnehmender Schwingbreite zu. Sie sind nach [Mül1983], [Wei1975] und [Kön1994] insbesondere auf die Streuung der statischen Festigkeit zurückzuführen. Bei der Analyse der nachfolgend beschriebenen Einflussparameter der Ermüdungsfestigkeit waren die großen Streuungen der Versuchsergebnisse zu beachten, sie stellen ein wesentliches Kriterium bei der Interpretation der verfügbaren Untersuchungen dar.

5.2 Betonfestigkeit

Nach [Meh1962] und [Rai1974] ist die absolute Ermüdungsfestigkeit linear abhängig von der Betonfestigkeit. Daher werden die Ermüdungsfestigkeit und das Beanspruchungsniveau auf die statische Materialfestigkeit bezogen (S_{max} , S_{min}). Allgemein ist zwischen dem absoluten und dem auf die statische Festigkeit bezogenen Ermüdungswiderstand zu unterscheiden. Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich auf den bezogenen Ermüdungswiderstand.

In [Gae1963], [Meh1962], [Ben1967], [Tep1979a], [Tep1979b] und [Lee1979] wurde der Einfluss des bezogenen Beanspruchungsniveaus auf den Ermüdungswiderstand (Lebensdauer, Materialverhalten, Ermüdungsfestigkeit) von normalfestem Beton (< C55/67) untersucht. Nach [Gae1962], [Meh1962] und [Tep1979a], [Tep1979b] war dabei kein Einfluss der Betonfestigkeit feststellbar. In [Ben1967] wird berichtet, dass nach 10^6 Lastspielen höhere Betonfestigkeiten geringere bezogene Restfestigkeiten erreichten, die plastischen Verformungen jedoch bei geringeren Betonfestigkeiten größer waren. Gemäß [Lee1979] wurde in Versuchen mit normalfestem Beton ein höherer bezogener Ermüdungswiderstand für Prüfkörper mit geringerer Festigkeit erreicht (Bild 5-1). Dabei stellte sich die erhöhte Festigkeit entweder durch eine geänderte Betonrezeptur (höherer Zementgehalt, geringerer w/z-Wert) oder durch eine mögliche Nacherhärtung aufgrund eines späteren Belastungszeitpunktes ($t_0 = 0,5$ a bzw. 1,0 a) ein. Bei den Versuchsergebnissen in Bild 5-1 fällt auf, dass der Beton mit geringerer Festigkeit zumeist höhere bezogene Ermüdungsfestigkeiten erreicht, seine Lebensdauer jedoch in einigen Fällen geringer ist. Auch die Versuchsergebnisse aus [Hoh2004] in Bild 5-2 bestätigen, dass eine zunehmende Festigkeit bei normalfestem Beton

zu einer Verringerung des Ermüdungswiderstandes führt. Das gilt insbesondere für zyklische Beanspruchungen mit geringem Spannungsniveau.

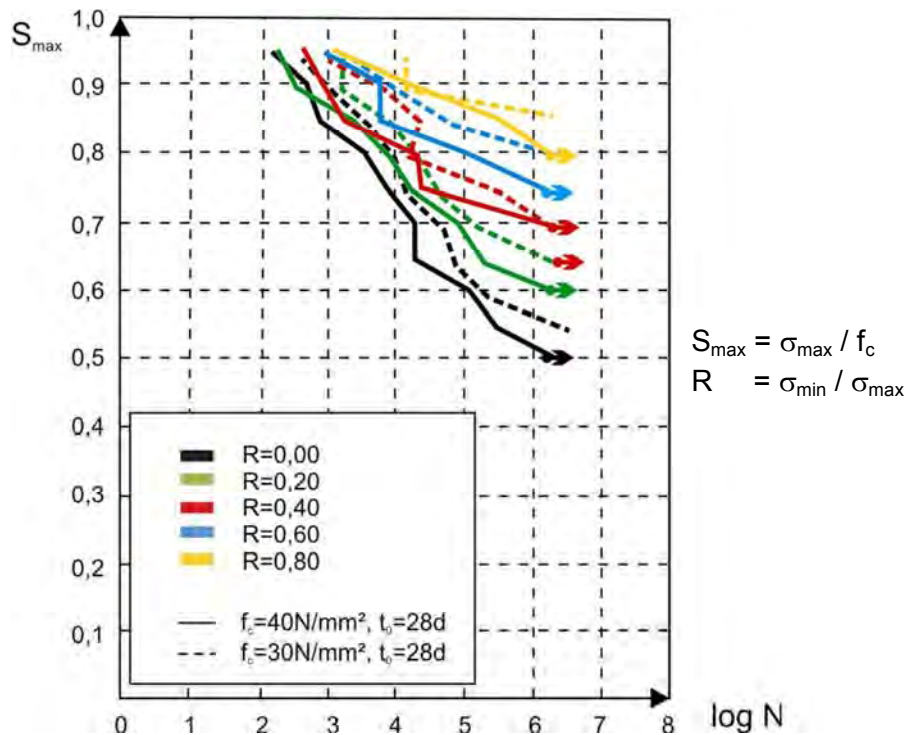


Bild 5-1: Wöhlerlinien für verschiedene Spannungsamplituden und Betonfestigkeiten aus den Versuchsergebnissen von [Lee1979]

Seit der Jahrtausendwende wird verstärkt auch der Einfluss der Festigkeit im Bereich hochfester Betone untersucht. Hochfester Beton weist nach [Hoh2004], [Kes2002] grundsätzlich ein ähnliches Ermüdungsverhalten wie Normalbeton auf. Die Steifigkeitsreduktion mit zunehmender Lastspielzahl ist allerdings entsprechend einer höheren Sprödigkeit geringer (Kapitel 4). Die dritte Phase der zyklischen Kriechkurve ist wegen des spröderen Verhaltens ebenfalls geringer ausgeprägt. Gemäß Bild 5-2 weist hochfester Beton unter Beanspruchungen bis $S_{max} = 0,75$ einen geringeren Ermüdungswiderstand auf als normalfester Beton. Oberhalb dieses Spannungsniveaus ergeben sich umgekehrte Verhältnisse, was auf das unterschiedliche Materialverhalten bei hoher Beanspruchung zurückzuführen ist (Kapitel 2.2.3). Allgemein sind die bisherigen Ergebnisse jedoch zum Teil gegenläufig und lassen daher keine eindeutige abschließende Aussage zum Einfluss der Festigkeit hochfester Betone zu. Aufgrund des dichteren Gefüges ergibt sich bei hochfestem Beton eine geringere Änderung der Ermüdungsfestigkeit bei Wassereinlagerung (Kapitel 5.3).

KESSLER-KRAMER [Kes2002] führte zyklische Spalt- und Biegezugversuche durch. Dabei beobachtete er einen Zuwachs der Bruchzähigkeit K_{lc} und der Energiefreisetzungsrates G_{lc} für hochfesten Beton gegenüber normalfestem Beton von rund 20 %. Dieser Zuwachs schrumpfte jedoch mit zunehmender Lastspielzahl, was nach [Kes2002] auf eine höhere Anfälligkeit von hochfestem Beton gegenüber Ermüdungsbeanspruchungen hindeutet.

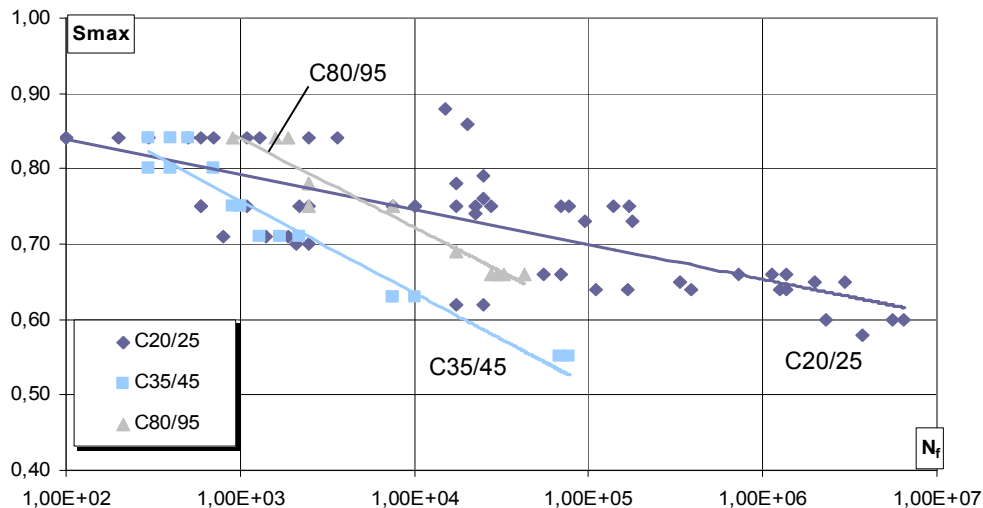


Bild 5-2: Wöhlerlinien für verschiedene Betonfestigkeiten bei einer Frequenz von 10 Hz und einer Unterspannung $S_{\min} \sim 0,0$ nach Versuchsergebnissen aus [Hoh2004]

Umfangreiche Ermüdungsversuche mit ultrahochfestem Beton sind in [Loh2011] und [Wef2010] beschrieben. Neben Versuchen an ultrahochfestem Beton mit Druckfestigkeiten von 160 N/mm^2 und 180 N/mm^2 (Stahlfasergehalt 2,5 Vol.-%) wurden Versuche mit normalfestem Beton aus der Literatur ausgewertet. Anhand der Untersuchungsergebnisse wurden neue Wöhlerlinien und ein empirischer Bemessungsansatz für normalfesten, hochfesten und ultrahochfesten Beton unter einaxialer Druckschwellbeanspruchung entwickelt. Das Bemessungsmodell wurde zur Aufnahme in die Neufassung des Model Code (2010) vorgeschlagen. In [Loh2011] wird angeführt, die Wöhlerlinien im Model Code 1990 basierten auf Untersuchungen aus [Pet1990] mit einer geringen Probekörperanzahl. Es seien außerdem Beton-Druckfestigkeiten bis maximal 100 N/mm^2 berücksichtigt worden, wobei zu Festigkeiten in dieser Größenordnung zum damaligen Zeitpunkt kaum praktische Erfahrungen vorgelegen hätten. Die neueren Ansätze ermöglichen nach [Loh2011] eine wirtschaftliche und sichere Bemessung im Grenzzustand der Ermüdung, ohne eine Einschränkung auf Betone bis maximal zur Festigkeitsklasse C120 und ohne eine unter Berücksichtigung umfangreicher Erfahrungen nicht mehr gerechtfertigte festigkeitsabhängige Abminderung der Ermüdungsfestigkeit (vgl. Regelungen des Model Code, Kapitel 6.2.1)

Detaillierte Parameter der Versuche mit ultrahochfestem Beton sind [Loh2011] und [Wef2010] zu entnehmen. Die experimentellen Untersuchungen umfassen insgesamt 121 Einstufenversuche mit konstanten bezogenen Unterspannungen $S_{c,\min}$ von 0,05 und 0,20 sowie 0,40 und verschiedenen Oberspannungen $S_{c,\max}$ (Bild 5-3). In [Loh2011] wird anhand eines Goodman-Diagramms dargestellt, dass die bezogenen Ermüdungsfestigkeiten der untersuchten ultrahochfesten Betone höher sind als nach den Untersuchungen in [Pet1990] mit geringerer Betonfestigkeit. Rückschlüsse auf einen Einfluss der Betonfestigkeit auf den bezogenen Ermüdungswiderstand sind anhand eines Vergleichs dieser Versuche jedoch kaum möglich, da in [Loh2011] stahlfaserbewehrte und wärmebehandelte Betone untersucht wurden. Die Prüfung erfolgte bei [Loh2011] zum Teil auf Resonanzprüfeinrichtungen, so dass außerdem Einflüsse aus der Versuchsdurchführung möglich sind (Kapitel 5.4).

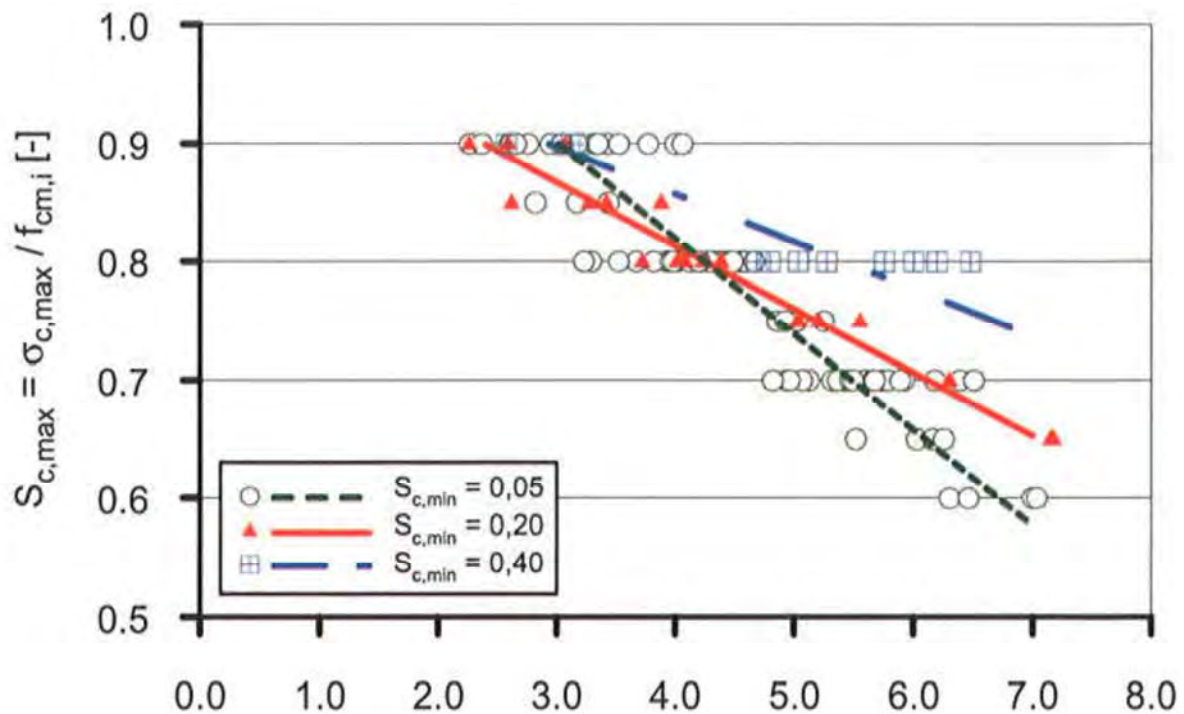


Bild 5-3: Regressionsgeraden im Zeitfestigkeitsbereich von ultrahochfestem Beton [Loh2011]

Neben den Versuchen mit ultrahochfestem Beton wurden Versuche aus der Literatur mit unterschiedlichen Festigkeiten (normal- und hochfester Beton) ausgewertet. Anhand von insgesamt 272 Versuchen werden die in [Loh2011] abgeleiteten Wöhlerlinien den Wöhlerlinien aus dem Model Code 1990 gegenübergestellt (Bild 5-4). Zum einen halten LOHAUS et al. fest, dass alle Betone höhere Bruchlastspielzahlen als gemäß den Wöhlerlinien im Model Code 1990 erreichten. Die Wöhlerlinien im Model Code 1990 werden insbesondere für hochfesten Betone C70 und C80 (sowie C90 mit Stahlfasern) als sehr konservativ eingestuft. Zum anderen erreichten alle untersuchten Betone der verschiedenen Festigkeitsklassen ähnliche Bruchlastspielzahlen, so dass kein eindeutiger Einfluss der Betonfestigkeit auf den Ermüdungswiderstand festgestellt wurde. LOHAUS et al. beschreiben auch unter Berücksichtigung weiterer Untersuchungen und Wöhlerlinien aus der Literatur, dass die Ermüdungsfestigkeits unterschiedlicher Festigkeiten dicht beieinander liegen. Im Bereich hochfester und ultrahochfester Betone wurde festgestellt, dass Betone mit Stahlfasern tendenziell geringere Bruchlastspielzahlen erreichten als solche ohne Stahlfasern.

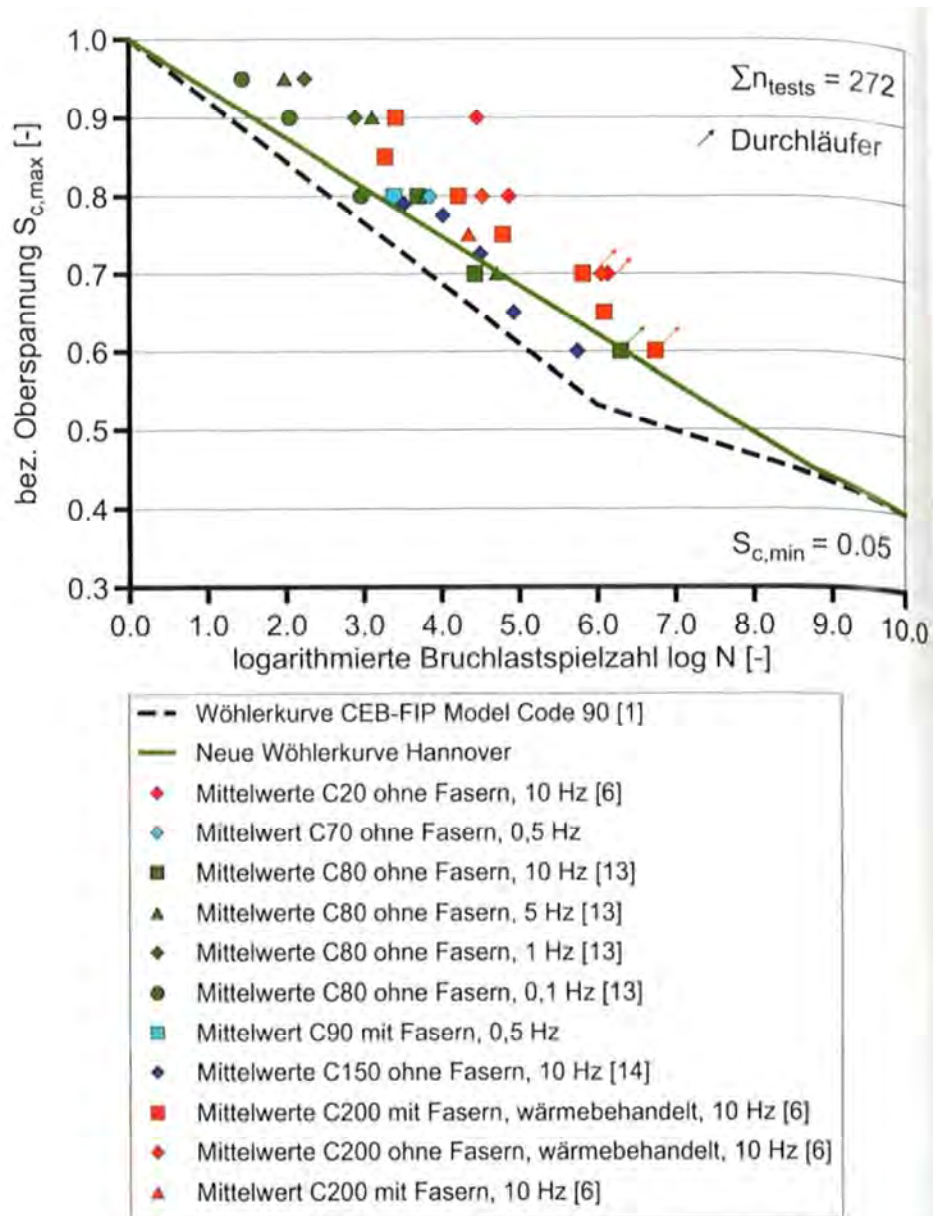


Bild 5-4: Vergleich der Wöhlerlinien nach Model Code 1990 und [Loh2011] mit Versuchsergebnissen [Loh2011]

Die herangezogenen Untersuchungen zum Einfluss der Betonfestigkeit auf den bezogenen Ermüdungswiderstand sind in Tabelle 5-1 zusammengestellt. Es sind die Beanspruchungsart, die untersuchten bezogenen Oberlasten und Betonfestigkeiten sowie wesentliche Ergebnisse angegeben. Untersuchungen zum Einfluss verschiedener Zementarten oder weiterer festigkeitssteigernder Zusatzstoffe (Silikastaub, Flugasche) sind nicht bekannt.

Tabelle 5-1: Zusammenstellung der Forschungsergebnisse zum Einfluss der Betonfestigkeit auf die bezogene Ermüdungsfestigkeit

Quelle	Beanspruchung	S_{max}	Betonfestigkeit	Ergebnis
[Gae1963]	Druck	0,642 bis 0,914	C12/15 C20/25 C35/45	kein Einfluss der Betonfestigkeit
[Meh1962]	Druck	0,4; 0,6; 0,8	C20/25 C35/45	kein Einfluss der Betonfestigkeit
[Ben1967]	Druck	> 0,80	C40/50 C50/60	höhere Betonfestigkeiten erreichen geringere bezogene Ermüdungsfestigkeiten
[Tep1979a] [Tep1979b]	Druck	0,70 bis 0,95	C12/15 C35/45	kein Einfluss der Betonfestigkeit
[Lee1979]	Druck	0,45 bis 0,95	30 N/mm ² 40 N/mm ²	höhere Betonfestigkeiten erreichen geringere bezogene Ermüdungsfestigkeiten
[Hoh2004]	Druck	0,50 bis 0,87	C20/25 C35/45 C85/95	unterschiedliche bezogene Ermüdungsfestigkeiten für normal- und hochfesten Beton in Abhängigkeit von S_{max}
[Kes2002]	Zug	keine Angaben	50,5 N/mm ² 109,9 N/mm ²	hochfester Beton offenbar anfälliger für Ermüdungsbeanspruchungen als normalfester Beton
[Loh2011] [Wef2010]	Druck	0,6 bis 0,9	C70/85 bis C180	kein eindeut. Einfluss der Betonfestigkeit

5.3 Umgebungsbedingungen

Nach [Kön1994] und [Ril1984] haben Lagerungsbedingungen wie die Temperatur und die Feuchte von Prüfkörpern ebenso wie betontechnologische Parameter keinen eindeutigen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit, wenn diese auf die zugehörigen Festigkeitswerte bei monotoner Beanspruchung bezogen wird. Zumeist sind einzelne Parameter nicht isoliert zu betrachten, sondern bewirken gleichzeitig Veränderungen anderer Eigenschaften der Probekörper. So wurden in [Kes2002] aufgrund einer fortgeschrittenen Hydratation für versiegelt gelagerte Proben höhere Zugfestigkeiten im Vergleich zu unversiegelten Prüfkörpern ermittelt, bei denen sich ein Feuchtegradient von innen nach außen einstellt. Derartige Folgeeffekte sind bei der Interpretation der Untersuchungsergebnisse zu beachten.

Nach [Cor1984], [Cur1984], [Kön1994] und [Kes2002] stellte sich bei verschiedenen Untersuchungen eine Abnahme der Ermüdungsfestigkeit mit wachsendem Feuchtegehalt für Prüfkörper unter zentrischer Zugbeanspruchung und Biegezugbeanspruchung ein. Der für wassergelagerte Proben vorteilhafte so genannte Stéfan – Effekt [Ros1991] verursacht vor allem bei hohen Dehnungsraten $\Delta d/\Delta T$ einen gleichmäßigeren Spannungszustand infolge des freien Wassers innerhalb der Mikrostruktur [Lar2007], so dass die Zugfestigkeit ansteigt (Bild 5-5). Der Rissfortschritt wird zunächst durch viskose Rückhaltekräfte gehemmt. Dieser

günstige Effekt weicht bei weiterer Beanspruchung jedoch dem nachteiligen, dass die Rissuferverzahnung feuchter Proben schwächer ausgebildet ist.

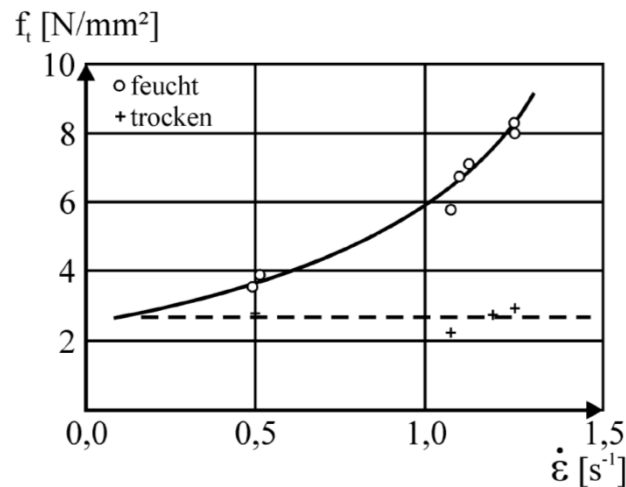


Bild 5-5: Einfluss des Feuchtegehalts in Abhängigkeit der Dehnungsrate $\Delta d/\Delta T$ auf die Zugfestigkeit des Betons [Ros1991] nach [Ibu2008]

Auch druckbeanspruchte wassergelagerte Betonproben weisen geringere Ermüdungsfestigkeiten auf als luftgelagerte [Lee1979], [Hoh2004]. Bei der Versuchsauswertung in [Hoh2004] wurde ermittelt, dass die Bruchlastspielzahlen der wassergelagerten Prüfkörper (Festigkeitsklasse C20/25 und C35/45) um bis zu drei Zehnerpotenzen geringer als die der vergleichbaren luftgelagerten Proben waren. Der geringere Ermüdungswiderstand „nasser“ Betone wird mit einer Erhöhung der resultierenden lokalen Zugspannungen im Gefüge durch die nahezu inkompressiblen wassergefüllten Poren des Betons begründet. Da vor allem die Porosität und das damit verbundene Wassereindringvermögen für den Einfluss des Feuchtegehalts im Beton entscheidend ist, hat eine Feuchtelagerung bei hochfesten Betonen mit dichter Gefügestruktur geringere Auswirkungen. In Bild 5-6 sind die Wöhlerlinien aus Versuchsergebnissen in [Lee1979] für trockene und nasse Betonproben mit $f_c = 40 \text{ N/mm}^2$ dargestellt.

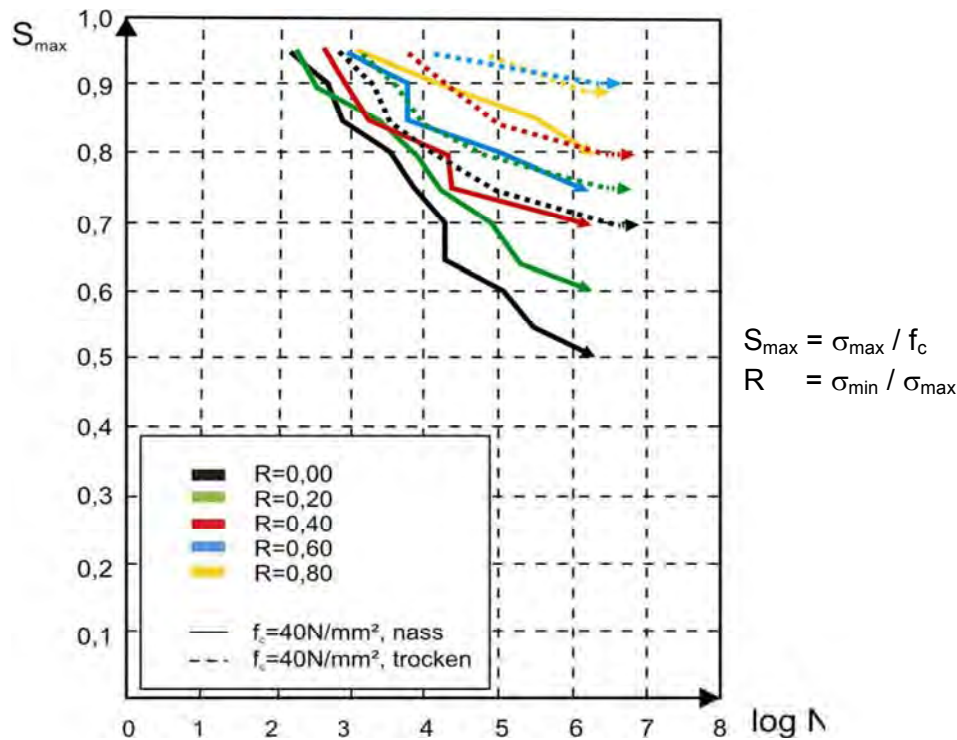


Bild 5-6: Einfluss der Lagerungsbedingungen (nass, trocken) auf den Ermüdungswiderstand druckbeanspruchter Versuchskörper aus [Lee1979]

Die Abnahme der Ermüdungsfestigkeit feuchter Proben unter Zug- und Druckbeanspruchung wird in [Kön1994] auf eine Beschleunigung der Rissentwicklung infolge des verstärkten Gleitens der Rissoberflächen durch das eingelagerte freie Wasser zurückgeführt. Für Wechselbeanspruchungen ergab sich nach [Cor1984] keine nennenswerte Beeinflussung des Ermüdungsverhaltens.

Zu einem für die Praxis besonders relevanten Ergebnis kamen STEMLAND et al. [Ste1990]. Es wird berichtet, dass der Einfluss der Nachbehandlung sich nur auf die oberflächennahen Betonfasern erstreckt. In den Untersuchungen wurden zylindrische Versuchskörper mit Durchmessern von 100 mm und 450 mm sowohl frei an der Luft als auch versiegelt und in Wasser gelagert, so dass sich verschiedene Feuchtegehalte der Proben einstellten. Die folgende Ermüdungsbeanspruchung der schlankeren Zylinder ergab signifikante Einflüsse der Lagerungsbedingungen (Bruch nach jeweils $5 \cdot 10^5$ Lastspielen bei Luftlagerung, $1 \cdot 10^4$ für versiegelte Proben bzw. $5 \cdot 10^3$ bei Wasserlagerung). Alle Proben mit dem größeren Durchmesser von 450 mm versagten dagegen unabhängig von der Lagerungsart nach vergleichbaren Lastspielzahlen. Da das Verhalten der gedrungeneren Zylinder dem der meisten realen Bauteile gemäß [Ste1990] näher kommt, werden Umwelteinflüsse (Luftfeuchtigkeit, Feuchtigkeit des Betons) als „nicht dominierend“ eingestuft.

Die herangezogenen Untersuchungen zum Einfluss des Feuchtegehalts auf den Ermüdungswiderstand sind in Tabelle 5-2 zusammengestellt. Neben den Quellen sind die Beanspruchungsart, die untersuchten Betonfestigkeiten, die Probekörperform, die Lagerungsbedingungen sowie wesentliche Ergebnisse angegeben.

Tabelle 5-2: Zusammenstellung der Forschungsergebnisse zum Einfluss des Feuchtegehalts auf das Ermüdungsverhalten von Beton

Quelle	Beanspruchung	Betonfestigkeit	Prüfkörperform	Lagerungsbedingungen	Ergebnis
[Kes2002]	Zug/ Biegung	109,9 (3,2) 50,5 (2,2) 33,5 (1,9) N/mm ²	verjüngte Zugprismen (100x100x440) gekerbte Zugprismen (100x100x220) gekerbter Biegebal- ken (100x100x570)	versiegelt (Epoxidharzbe- schichtung); unversiegelt (Klimaraum 20°C, 65% r.H.)	Abnahme der Ermüdungsfestig- keit mit zuneh- mendem Feuchte- gehalt
[Cor1984]	Zug	$f_{ct} = 2,5$ N/mm ²	Zylinder (D/H = 120/300)	versiegelt (PE-Folie); unversiegelt Klimaraum 21°C, 40-45% r.H.)	Abnahme der Ermüdungsfestig- keit mit zuneh- mendem Feuchte- gehalt
[Cor1984]	Zug-Druck (Wechsel- beanspr.)	$f_{ct} = 2,5$ N/mm ²	Zylinder (D/H = 120/300)	versiegelt (PE-Folie); unversiegelt Klimaraum 21°C, 40-45% r.H.)	kein eindeutiger Einfluss
[Lee1979]	Druck	40 N/mm ²	Zylinder (D/H = 150/400)	„nass“: Lagerung und Versuch unter Wasser; „trocken“: Klimaraum 20°C, 50-65% r.H.	Abnahme der Ermüdungsfestig- keit mit zuneh- mendem Feuchte- gehalt
[Hoh2004]	Druck	C20/25 C35/45 C85/95	Zylinder (D/H = 100/300)	alle 7d Wasser- lagerung (20°C), danach z.T. in Klimaraum 20°C, 65% r.H.	wassergelagerte Betone weisen geringere Ermüdungsfestig- keiten auf als luftgelagerte
[Ste1990]	Druck	65 N/mm ² 75 N/mm ² 80 N/mm ²	Zylinder (D = 100 bzw.450)	frei an Luft; Versiegelung; Wasserlagerung	Umwelteinflüsse „nicht dominie- rend“, nur für oberflächennahe Betonfasern (schlanke Prüfkörper)

5.4 Belastungsgeschwindigkeit und Belastungsfrequenz

In zahlreichen Veröffentlichungen [Spa1973], [Lee1979], [Rei1978], [Hol1979], [Tin1985], [Hoh2004], [Ame2006] wurde der Einfluss der Belastungsfrequenz bzw. der Belastungsgeschwindigkeit auf den Ermüdungswiderstand des Betons untersucht. Die gewonnenen Ergebnisse sind jedoch widersprüchlich, wie im Folgenden aufgezeigt wird. Nach [Kön1994], [Ril1984], [Rin1986], [Hol1979], [Hoh2004] ist der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit

vom Beanspruchungsniveau abhängig. Allgemein wird angenommen, dass die Änderung der Belastungsfrequenz zwischen 1 Hz bis 15 Hz einen geringen Einfluss hat, wenn die maximalen Spannungen unterhalb von etwa 75 % der Druckfestigkeit liegen ($S_{max} \leq 0,75$). Bei höheren Beanspruchungen wird der Einfluss der Belastungsfrequenz dagegen signifikant, da bei geringen Frequenzen die Kriechinflüsse zunehmen [Aci1974]. In Bild 5-7 ist der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Bruchlastspielzahl bei dreieckförmiger Beanspruchung (d.h. jeweils konstanter Be- und Entlastungsgeschwindigkeit) für $S_{max} = 0,9$ und verschiedene Spannungsschwingbreiten dargestellt. Es zeigt sich, dass mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit mehr Lastspiele ertragen werden.

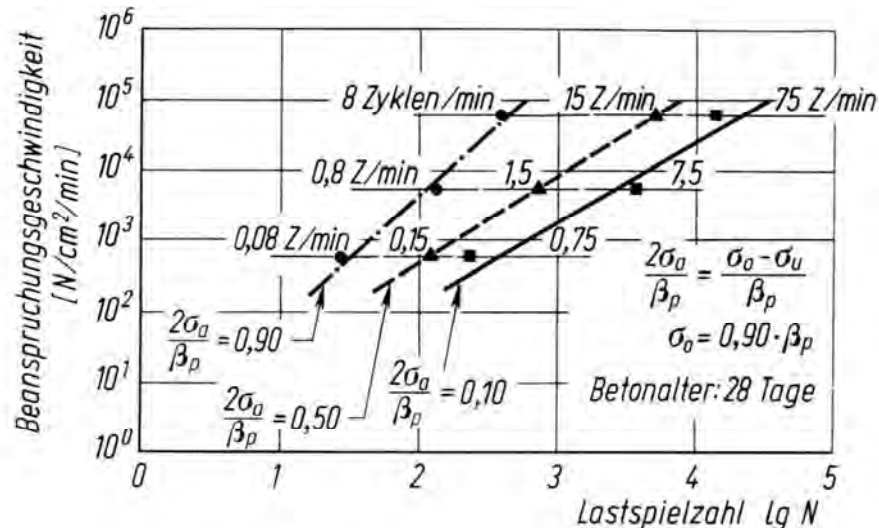


Bild 5-7: Einfluss der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf die Bruchlastspielzahl für $S_{max} = 0,9$ nach Versuchsergebnissen von AWARD und HILSDORF [Mül1983]

Gemäß [Rei1978] nimmt der Einfluss der Belastungsfrequenz mit steigender Spannungsschwingbreite ab (Bild 5-8). Bei konstanter Oberspannung $S_{max} = 0,875$ und variabler Unterspannung S_{min} nähern sich die ermittelten Bruchlastspielzahlen bei Prüffrequenzen von 0,175 Hz und 17 Hz mit zunehmender Spannungsschwingbreite (abnehmende Werte S_{min}) deutlich an. In Bild 5-8 wurde die Versuchskurve für die Prüffrequenz 0,175 Hz parallel neben die für 17 Hz verschoben und der beschriebene Effekt als „Frequenzeinfluss“ gekennzeichnet. Bei geringer Spannungsamplitude ($S_{max} = 0,875$ und $S_{min} = 0,85$) wurde unter der hohen Prüffrequenz von 17 Hz die hundertfache Bruchlastspielzahl gegenüber der geringeren Frequenz 0,175 Hz erreicht.

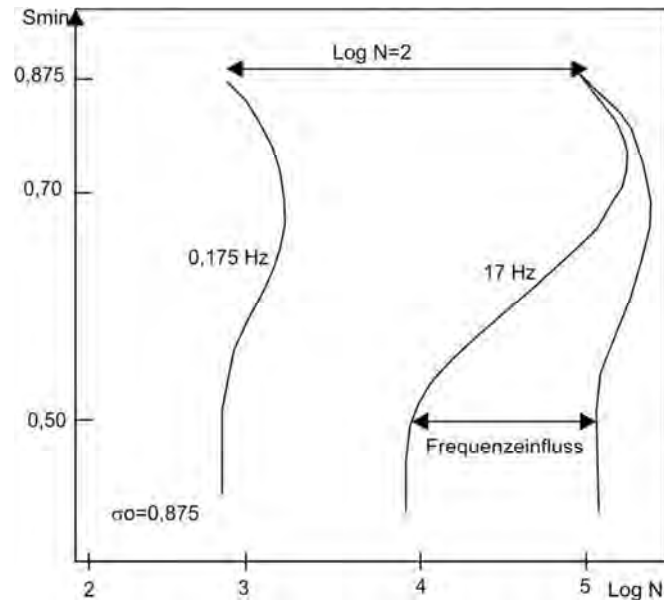


Bild 5-8: Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Bruchlastspielzahl bei unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten nach Versuchsergebnissen aus [Rei1978]

Aus Versuchsergebnissen in [Lee1979] mit S_{max} zwischen 0,45 bis 0,95 kann gefolgert werden, dass ein Anstieg der Frequenz von 0,7 Hz auf 6 Hz eine um den Faktor zehn größere ertragbare Bruchlastspielzahl der Probe bewirkt (Bild 5-9). Damit besteht nach [Lee1979] im Gegensatz zur verbreiteten Meinung auch bei geringem Beanspruchungsniveau S_{max} ein Einfluss der Belastungsfrequenz.

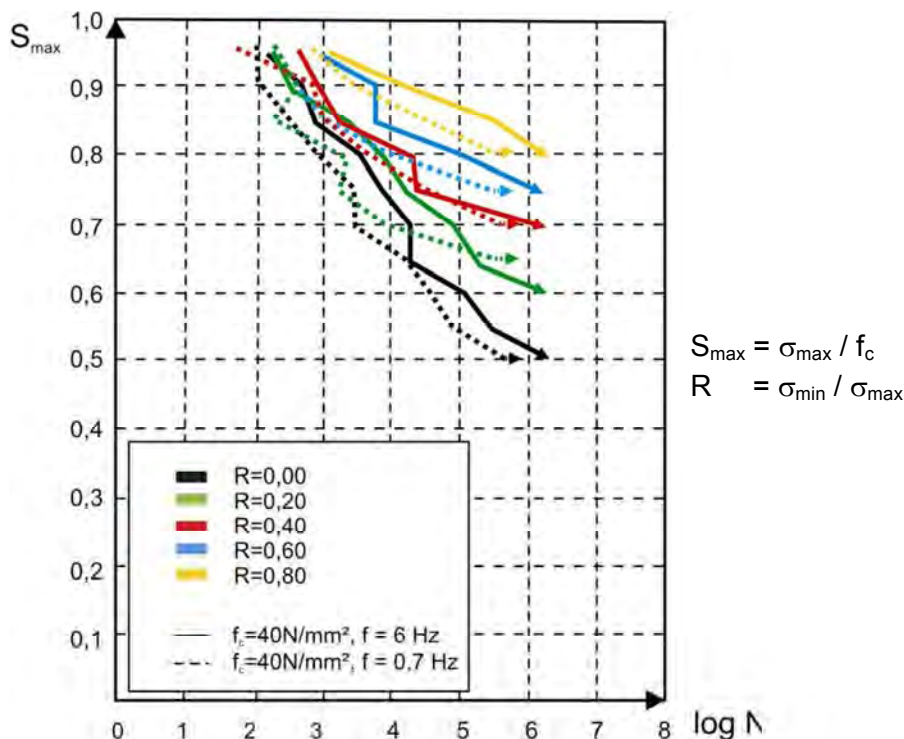


Bild 5-9: Einfluss der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand des Betons nach Versuchsergebnissen aus [Lee1979]

Die experimentellen Untersuchungen in [Hoh2004] ergaben ebenfalls einen Einfluss der Belastungsfrequenz bei allen Beanspruchungsniveaus. Zum einen werden die in Bild 5-7

bereits dargestellten Auswirkungen der Belastungsfrequenz für höhere Oberspannungen bestätigt. Jedoch kehrt sich nach HOHBERG im Widerspruch zu den oben aufgeführten Ergebnissen aus [Lee1979] der Einfluss der Frequenz auf die Bruchlastspielzahl für geringere Beanspruchungsniveaus ($S_{max} \sim 0,66$) um. Die Auswertung der Versuchsergebnisse ergibt, dass sich durch eine Verminderung der Prüffrequenz von 10 Hz auf 1 Hz bei $S_{max} = 0,75$ die Bruchlastspielzahlen halbieren, dass sie jedoch bei $S_{max} \approx 0,66$ um den Faktor 14,4 ansteigen. Darüber hinaus werden in [Hoh2004] unabhängig vom Beanspruchungsniveau zunehmende Stauchungen bei geringen Belastungsfrequenzen beschrieben, wobei der Einfluss für kleinere Oberlasten S_{max} deutlicher ausgeprägt ist. Nach HOHBERG ist der Einfluss der Belastungsfrequenz auf den Bereich zwischen 0,1 bis 10 Hz begrenzt, da sich die Bruchdehnungen und damit auch die Bruchlastspielzahlen bei weiter fallender oder steigender Frequenz asymptotisch einem Grenzwert annähern.

In [Kes2002] wurde der Einfluss der Dehnungsrate bei zyklischen Zug- und Biegezugversuchen untersucht. Danach wird eine Festigkeitssteigerung mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit für geringe Dehnungsraten vor allem durch den Stéfán-Effekt [Ros1991] (Kapitel 5.3) und eine zunehmende Rissbildung durch die Zuschlagkörner verursacht. Bei höheren Dehnungsraten tritt ein exponentieller Anstieg der Ermüdungsfestigkeit aufgrund von „Trägheitskräften bei der Mikrorissbildung“ auf. Bei hohen Dehnungsraten findet eine kontinuierliche Mikrorissakkumulation offenbar nicht statt, so dass die gespeicherte Energie quasi bis zum Erreichen der Bruchfestigkeit reversibel bleibt und sich als Folge höhere Ermüdungsfestigkeiten erklären. Eine Energiedissipation durch die Rissformierung setzt erst kurz vor Erreichen der Bruchfestigkeit ein. Die Konsequenz dieser letztendlich hohen Energiedissipation ist jedoch ein instabiler Rissfortschritt. Die Risse verlaufen dabei tendenziell gerade und auf dem kürzesten Weg, so dass auch bei Normalbeton Risse durch die Zuschlagkörner zu beobachten sind [Tin1985], [Kes2002]. Da ein solches Rissbild bei monotoner Beanspruchung eher typisch für hochfeste Betone ist, ist der Einfluss der Dehnungsrate bei hochfesten Betonen nach [Kes2002] geringer ausgeprägt als dies bei normalfesten der Fall ist. In [Spa1973] wurde eine Verstärkung des Einflusses der Frequenz je nach Lagerungsart beobachtet. Der Einfluss der Belastungsfrequenz stieg bei in Wasser gelagerten und getesteten Prüflingen.

In [Loh2011] sind Ermüdungsversuche mit einer servohydraulischen Universalprüfmaschine mit einer Prüffrequenz von 10 Hz und mit einem Resonanzschwingsystem bei einer Prüffrequenz von ca. 60 Hz beschrieben. Teilweise wurde vergleichbare Versuche mit beiden Prüfaufbauten durchgeführt. Offenbar zeigten diese Versuche, dass die Prüfungen mit dem Resonanzschwingsystem zu geringeren Bruchlastspielzahlen führen als die in der Universalprüfmaschine [Loh2011].

Da die meisten Versuche aus wirtschaftlichen Gründen mit höheren Belastungsfrequenzen als unter Betriebsbedingungen durchgeführt werden, sind die Ergebnisse kritisch auszuwerten. Nach [Spa1973] wird die tatsächliche Ermüdungsfestigkeit im Bereich hoher Beanspruchungsniveaus durch hohe Prüffrequenzen überschätzt. In [Hsu1981] wurde für druck- und biegebeanspruchte Bauteile ein Ansatz zur Korrektur der experimentell bestimmten Ermüdungsfestigkeit unter Berücksichtigung der Spannungsschwingbreite und der Belastungsfrequenz abgeleitet. Danach wird in Abhängigkeit der Lastspielzahl und der Schwingdauer T in [s] zwischen hoch- und niederzyklischen Beanspruchungen unterschieden, der Übergang der beiden Bereiche liegt bei $\log N = 3 - 0,353 \log T$.

Die herangezogenen Untersuchungen zum Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit und der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand sind in Tabelle 5-3 zusammengestellt. Neben den Quellen sind die Beanspruchungsart, die Belastungsparameter (Oberspannung, Schwingbreite), die Lagerungsart, die Frequenz- bzw. Dehnungsrate und wesentliche Ergebnisse angegeben.

Tabelle 5-3: Zusammenstellung der Forschungsergebnisse zum Einfluss der Belastungsfrequenz auf das Ermüdungsverhalten von Beton

Quelle	Beanspruchung	S_{max}	$\Delta\sigma$	Lagerungsart	Frequenz/ Geschw./ Dehnungs- rate	Ergebnis
[Spa1973]	Druck(weg- gesteuert)	0,70 bis 0,90	0,40 bis 0,60	trocken und Wasserbad	0,5 und 50 N/mm ² s	Verstärkung des Einflusses der Frequenz bei Wasserlagerung
[Lee1979]	Druck	0,45 bis 0,95	0,45 bis 0,95	trocken	0,7 und 6 Hz	Ermüdungsfestigkeit steigt mit zunehmender Lastfrequenz (beanspru- chungsunabhängig)
[Rin1986]	Druck	0,65 und 0,75	0,60 und 0,70	7 d Wasserbad, anschließend Klimaraum (22°C, r.H.=65%)	1 – 15 Hz	Ermüdungsfestigkeit bei $S_{max}<0,75$ nur wenig beeinflusst, für $S_{max}>0,75$ Anstieg mit zunehmender Lastfrequenz
[Rei1978]	Druck	0,85 und 0,875	0,025 und 0, 40	10 d Wasserbad, anschließend Klimaraum (22°C, r.H.=65%)	0,175 bzw. 17,5 Hz	Einfluss der Lastfrequenz sinkt mit steigender Spannungsschwingbreite
[Hoh2004]	Druck	0,50 bis 0,87	0,50 bis 0,87	Wasserbad (20°C), anschließend Klimaraum (20°C, r.H.=65%)	0,01; 0,1; 1; 5; 10; 20 Hz	Einfluss der Lastfrequenz beanspruchungsabhän- gig; umgekehrter Einfluss für niedrige Spannungen
[Kes2002]	Zug	k.A.	k.A.	versiegelt (Epoxid- harzbeschichtung) und unversiegelt (Klimaraum 20°C, 65% r.H.)	$0,01 \cdot 10^{-3}$ bis $10 \cdot 10^{-3}$ [1/s]	mit zunehmender Dehnungsrate steigt die Ermüdungsfestigkeit, Einfluss für hochfeste Betone geringer
[Loh2011]	Druck	0,6 bis 0,9	0,2 bis 0,85	Wärmebehandlung nach 48 h, anschließend 20° 65% r.H.	10 Hz bis 60 Hz (Reso- nanz)	Resonanzschwingsystem führt zu geringerer Bruchlastspielzahl als Universalprüfmaschine

5.5 Belastungsgeschichte

5.5.1 Belastungsfunktion

In [Wei1975] sind Versuche mit dreieck-, rechteck- und sinusförmigen Belastungsverläufen an Prüfkörpern aus Leichtbeton beschrieben. Dabei wurde ein deutlicher Einfluss des Belastungsverlaufs auf die ertragbare Bruchlastspielzahl festgestellt. Bei Versuchen mit $S_{max} \approx 0,78$ ergab der rechteckförmige Belastungsverlauf die kürzeste Lebensdauer und der dreieckförmige die längste. Für den dreieckförmigen Belastungsverlauf war die Bruchlastspielzahl mehr als zehnfach größer als unter dem sinusförmigen Verlauf. Dagegen wurden für den rechteckigen Belastungsverlauf etwa zehnfach geringere Lebensdauern als unter dem sinusförmigen Verlauf ermittelt (Bild 5-10). In [Mül1983] und [Ame2006] wird über ähnliche Versuchsergebnisse für normalfesten Beton berichtet.

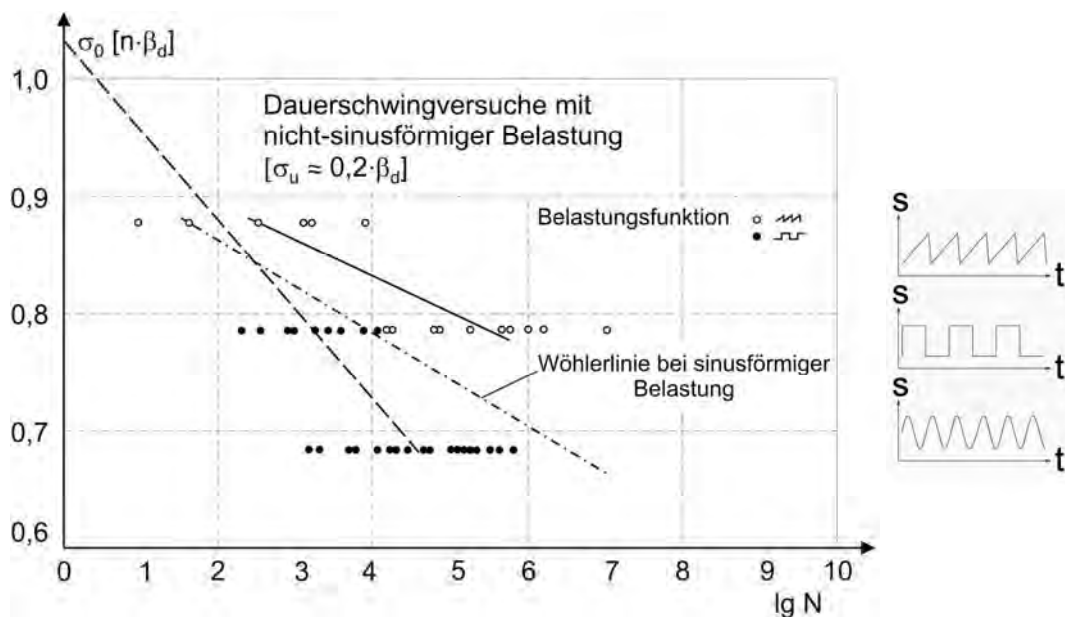


Bild 5-10: Einfluss der Belastungsfunktion auf die Bruchlastspielzahl [Wei1975]

Das unterschiedliche Ermüdungsverhalten bei den verschiedenen Belastungsverläufen ist nach [Wei1975] und [Mül1983] auf die Ausprägung des Lastanstiegs zurückzuführen. Der Prüfkörper „erleidet“ bei rechteck- bzw. sinusförmiger Belastung eine mehr oder weniger starke Beschleunigung, bei dreieckförmiger Belastung ist die Beanspruchungsgeschwindigkeit dagegen konstant und Beschleunigungen treten nur an den Umkehrpunkten auf. In [Ame2006] wird beim rechteckigen Belastungsverlauf weiterhin die größere Einwirkungsdauer der Oberspannung als Ursache der verringerten Bruchlastspielzahlen angeführt.

5.5.2 Spannungsschwingbreite

Die Ergebnisse aus [Gae1962] und [Mur1958] zeigen eine Verminderung des Ermüdungswiderstandes mit steigender Spannungsschwingbreite. In [Mur1958] wurden 175 Probekörper unter Biegeschwellbeanspruchungen (Druckschwellbeanspruchung der Biegedruckzone) mit vier unterschiedlichen relativen Schwingbreiten $S_{max} - S_{min}$ getestet ($R = S_{min}/S_{max} = \sigma_{min}/\sigma_{max} = 0,13$ bis $0,18$; $0,25$; $0,50$; $0,75$). Die Wöhlerlinien sind in Bild 5-11 dargestellt. Auffällig ist das Zusammenlaufen der Wöhlerlinien bei kleinen Bruchlastspielzahlen N_f , der

Einfluss der Schwingbreite nimmt offenbar mit zunehmender Oberspannung S_{max} ab. Vergleichbare Verläufe sind auch in Bild 5-1, Bild 5-6 und Bild 5-9 bei den Versuchsergebnissen aus [Lee1979] zu erkennen.

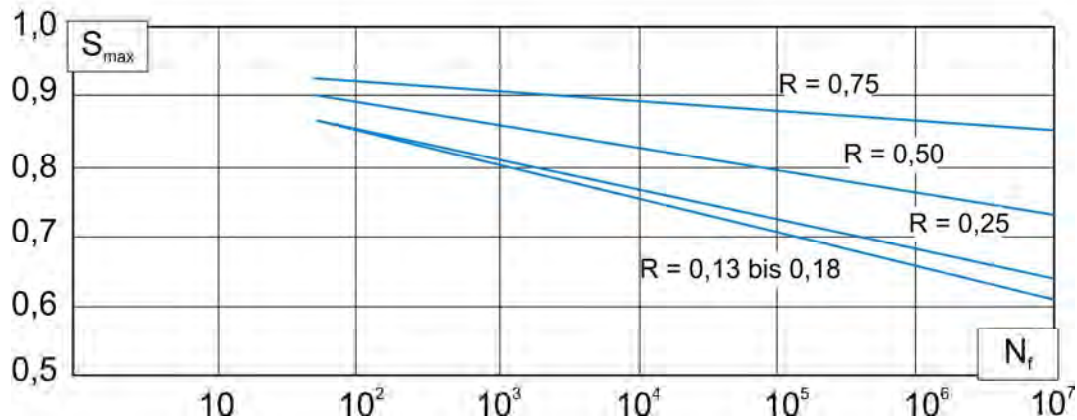


Bild 5-11: Wöhlerlinien für Beton unter Biegeschwellbeanspruchungen mit unterschiedlicher relativer Spannungsschwingbreite nach [Mur1958]

Da der Einfluss der Unterspannung S_{min} bei gegebener Oberspannung S_{max} in direktem Zusammenhang mit dem der Schwingbreite steht, werden im Folgenden die Ergebnisse von Versuchen mit variabler Unterspannung betrachtet. Bei Untersuchungen in [Rei1978] mit konstanter Oberspannung S_{max} nahm die Bruchlastspielzahl ab Unterspannungen von weniger als $S_{min} = 0,5$ nicht mehr weiter ab, obwohl die Schwingbreite entsprechend größer wurde. Sehr hohe Unterspannungen bzw. besonders geringe Schwingbreiten führten dagegen wiederum zu einer Reduzierung der Lebensdauer gegenüber Beanspruchungen mit mittlerer Schwingbreite. In Bild 5-12 sind die erreichten Bruchlastspielzahlen bezogen auf die veränderliche Unterspannung S_{min} für zwei unterschiedliche Oberspannungen dargestellt. Die Kurven für die beiden Oberspannungen S_{max} von 0,875 und 0,85 verlaufen gleichförmig nebeneinander.

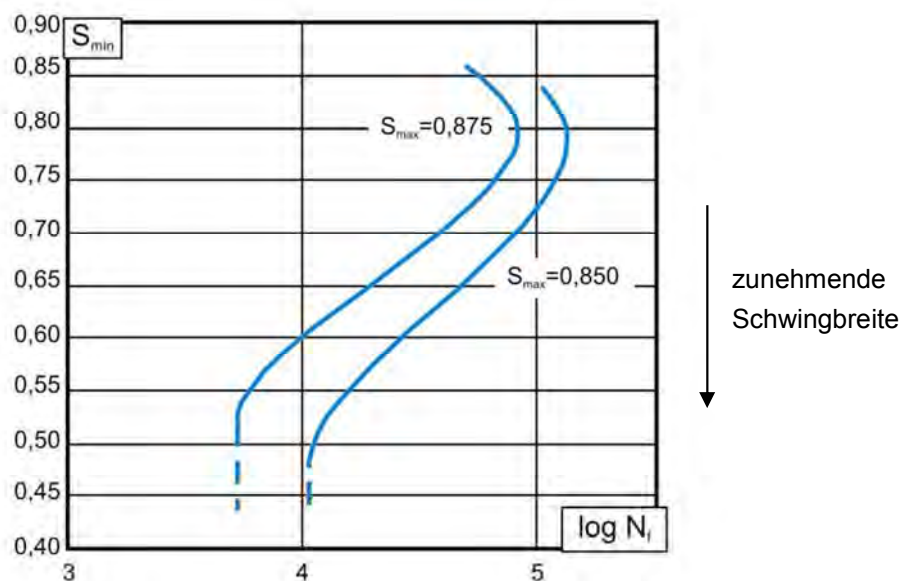


Bild 5-12: Einfluss der Spannungsschwingbreite (bzw. S_{min} bei gegebenem S_{max}) auf die Bruchlastspielzahl N_f nach den Versuchsergebnissen aus [Rein1978]

5.5.3 Ruhephasen

Der Einfluss einer Belastungsunterbrechung auf die Ermüdungsfestigkeit wurde in [Rai1974], [Wei1975], [Hil1966], [Här1977], [Hoh2004] und [Bre2007] untersucht. Dabei ergaben die Untersuchungen in [Rai1974], [Wei1975] und [Bre2007] keinen „signifikanten bzw. dauerhaften Erholungseffekt während einer Ruhephase“. In [Här1977] und [Hil1966] wurde ein Anstieg der Ermüdungsfestigkeit infolge von Belastungsunterbrechungen beobachtet, wobei die Länge der Ruhephase keinen Einfluss zu haben schien.

Nach [Hoh2004] treten je nach Beanspruchungsniveau gegenläufige Effekte auf. So führen Unterbrechungen der zyklischen Beanspruchung von mehr als fünf Minuten bei einem Spannungsniveau bis $S_{max} < 0,75$ zu einer 2,4-fachen Erhöhung der Lebensdauer im Vergleich zu Versuchen mit $S_{max} = 0,66$ ohne Ruhephase. Während der Ruhephasen werden Spannungskonzentrationen an den Risswurzeln durch Relaxationsvorgänge abgebaut. Somit ist nach der Unterbrechung mehr Energie erforderlich, um den vorherigen Verformungszustand wiederherzustellen. Der Prozess der Mikrorissakkumulation wird durch diese „Selbstheilung“ verlangsamt, was zu einer größeren Lebensdauer der Probekörper führt.

Bei höheren Beanspruchungen ($S_{max} > 0,75$) führen die Ruhephasen hingegen zu einer zusätzlichen Schädigung. Probekörper, die mit einer bezogenen Oberspannung $S_{max} = 0,84$ belastet wurden, erreichten bei einer Unterbrechung der Beanspruchung von mehr als einer halben Stunde nur ein Viertel der Bruchlastspielzahl derer ohne Ruhephase. Dieses Verhalten ist auf das unterschiedliche Verformungsverhalten von Zuschlagkorn und Zementsteinmatrix zurückzuführen, wodurch die bei hohen Beanspruchungen auftretenden Makrorisse sich bei der Entlastung nicht mehr vollständig schließen. Es kommt zu einer Art „Keilwirkung“ der Matrix, die zu weiteren inneren Spannungen führt (Bild 2-12). Dies kann einen Rissfortschritt auch während der Erholungsphase zur Folge haben [Hoh2004]. In [Aci1974] wird ebenfalls ein gegenläufiger Einfluss von Ruhephasen je nach Beanspruchungsniveau beschrieben.

Die herangezogenen Untersuchungen zum Einfluss von Ruhephasen auf den Ermüdungswiderstand sind in Tabelle 5-4 zusammengestellt. Neben den Quellen sind die Beanspruchungsart, die bezogene Oberspannung S_{max} , die Anzahl und Dauer der Ruhephasen sowie wesentliche Ergebnisse angegeben.

Tabelle 5-4: Zusammenstellung der Forschungsergebnisse zum Einfluss von Ruhephasen auf das Ermüdungsverhalten von Beton

Quelle	Beanspruchung	S_{max}	Ruhephase	Ergebnis
[Rai1974]	Biegung	0,55 bis 0,95	0,5 s bzw. 2s nach jedem Lastwechsel	keine Unterschiede zu den Versuchsergebnissen ohne Ruhephasen
[Wei1975]	Druck	0,74	1 bzw. 10 min nach jeweils 1000 Lastw.	keine Unterschiede zu den Versuchsergebnissen ohne Ruhephasen
[Här1977]	Druck / Biegung	k.A.	3 min nach jeweils 1500 Lw	Anstieg der Ermüdungsfestigkeit, Dauer der Unterbrechung hat keinen Einfluss
[Hil1966]	Biegung	0,60 bis 0,90	1, 5, 10, 20, 27 min nach jeweils 4500 Lw	Anstieg der Ermüdungsfestigkeit, Dauer der Unterbrechung hat keinen Einfluss
[Hoh2004]	Druck	0,50 bis 0,87	zwischen 0 Min. und 120 Min.	Einfluss abhängig vom Beanspruchungsniveau; Ruhephasen wirken günstig bei geringen Oberlasten S_{max} und ungünstig bei höheren Oberlasten
[Bre2007]	Druck	0,675 und 0,75	20min, 2h, 72h	kein „signifikanter bzw. dauerhafter Erholungseffekt während Ruhephase“

5.5.4 Vorbelastung

COOK [Coo1980] führte Untersuchungen zum Einfluss einer statischen und einer zyklischen Vorbelastung auf die (statische) Druckfestigkeit durch. Während sich eine statische Vorbelastung günstig auf die Druckfestigkeit und die Steifigkeit auswirkte, führte eine zyklische Vorbelastung zu einer Reduzierung der beiden Parameter. Bei monotoner Belastung scheint eine Art Konsolidierung durch den Abbau von Spannungsspitzen und die „Heilung“ von Mikrorissen stattzufinden, während die zyklische Vorbelastung die Entstehung und Fortpflanzung von Mikrorissen begünstigt. Ein entsprechendes Verhalten infolge zyklischer Vorbelastung ist in [Sch2005] auch bei anschließender zyklischer Beanspruchung auf einem höheren Niveau beschrieben. In [Sch2005] wurde weiterhin die Erkenntnis aus Ultraschalluntersuchungen in [Spo1975] bekräftigt, wonach eine Schädigung insbesondere bei Erstbelastung erfolgt. Wird die Steifigkeitsentwicklung in Abhängigkeit des Beanspruchungsniveaus aufgetragen, zeigt sich eine verstärkte Steifigkeitsreduktion, sobald das zunächst aufgebrachte Vorschädigungsniveau überschritten wird. Weiterhin ist in [Sch2005] eine geringfügige Steigerung des E-Moduls bei einer Wiederbelastung im Vergleich zur Steifigkeit nach der Vorbelastung beschrieben. Da aufgrund des fortgeschrittenen Betonalters der untersuchten Prüfkörper (> 274 d) keine Nachverfestigung innerhalb der Zeitspanne zwischen Vor- und Wiederbelastung (25 d) möglich war, wird dies auf eine „Mikrorissheilung“ als Folge einer erneuten Reaktion von noch nicht vollständig hydratisiertem Zement mit freiem Wasser zurückgeführt [Sch2005].

Eine statische oder zyklische Vorbelastung im Zugbereich führt nach [Coo1981] zu einer geringfügigen Steigerung der Festigkeit von Zementsteinprobekörpern, während es bei Betonproben aufgrund der Heterogenität des Werkstoffs zu einer Abnahme kommt. Bei allen

Probekörpern verzeichnete man eine Steifigkeitsreduktion durch die Vorbelastung. Allgemein waren die Unterschiede zwischen den vorbelasteten und den nicht vorbelasteten Prüfkörpern jedoch so gering, dass sie als vernachlässigbar angesehen werden können.

In [Tin1985] sind Untersuchungen beschrieben, bei denen die Vorbelastung ein umgekehrtes Vorzeichen aufwies als die anschließende Belastung. Danach reduziert sowohl eine statische als auch eine zyklische Vorbelastung auf Druck die statische Zugfestigkeit, was auf eine Schwächung der Verbundzone zwischen Zuschlagkorn und Matrix während der Druckbeanspruchung zurückgeführt wird. Bei monotoner Vorbelastung betrug die Abminderung der Zugfestigkeit 10 % bis 25 % und bei zyklischer Vorbelastung 40 % bis 60 %.

Die herangezogenen Untersuchungen zum Einfluss einer Vorbelastung auf den Ermüdungswiderstand sind in Tabelle 5-5 zusammengestellt. Neben den Quellen sind die Beanspruchungsparameter sowie wesentlichen Ergebnisse angegeben.

Tabelle 5-5: Zusammenstellung der Forschungsergebnisse zum Einfluss einer Vorbelastung auf das Ermüdungsverhalten von Beton

Quelle	Beanspruchung	Ergebnis
[Coo1980]	statische und zyklische Druckvorbelastung Dehnungsrate stat. Vorbelastung: $4 \cdot 10^{-3}/\text{min}$ zyklische Vorbelastung: $S_{max} = 0,40$ bis $0,60$; $f = 0,42$ bis $0,58$ Hz	statische Vorbelastung: günstig; „Mikro- rissheilung“ zyklische Vorbelastung: Reduktion der Druckfestigkeit und Steifigkeit; begünstigt Mikrorissbildung
[Coo1981]	statische und zyklische Zugvorbelastung Dehnungsrate stat. Vorbelastung: $2 \cdot 10^{-4}/\text{min}$ zyklische Vorbelastung: $S_{max} = 0,40$ bis $0,60$; $f = 0,42$ bis $0,58$ Hz	Einfluss vernachlässigbar
[Sch2005]	Vorbelastung: zyklische Druck- beanspruchung mit $S_{max} = 0,40$ Wiederbelastung: $S_{max} = 0,70$	Steifigkeitsreduktion (ca. 10%)
[Tin1985]	statische und zyklische Druckvorbelastung Dehnungsrate stat. Vorbelastung: $0,25 \cdot 10^{-3}$ bis $0,75 \cdot 10^{-3}$ zyklische Vorbelastung: Dehnungsrate: $0,24 \cdot 10^{-3}$ bis $0,48 \cdot 10^{-3}$	Reduzierung der Zugfestigkeit nach monotoner Vorbelastung 10-25 % und nach zyklischer Vorbelastung 40-60 % Schwächung der Verbundzone durch Vorbelastung

5.5.5 Minerversuche

Minerversuche mit einmaligem Wechsel der (zyklischen) Beanspruchungshöhe wurden vor allem zur Überprüfung der Anwendbarkeit der linearen Schadensakkumulationshypothese nach PALMGREN-MINER für Beton durchgeführt. In den Versuchen aus [Hil1966] wurden nach der Vorbelastung (1) mit einer erhöhten Oberspannung bis zu einer bezogenen Lastspielzahl $n_1/N_{f1} \approx 0,5$ für die anschließende geringere Spannungsstufe (2) höhere Bruchlastspielzahlen N_{f2} als bei durchgängiger zyklischer Beanspruchung auf letzterem

Niveau beobachtet (Bild 5-13). Die erhöhte Vorbelastung scheint das Ermüdungsverhalten somit zu begünstigen. Umgekehrt wurden bei einer Vorbelastung auf geringerem Niveau und anschließender Steigerung der Beanspruchungshöhe außer bei sehr geringen bezogenen Lastspielzahlen n_1/N_{f1} bei der Vorbelastung nicht mehr die Bruchlastspielzahlen N_{f2} wie bei durchgängig erhöhter Beanspruchung erreicht.

Den Ausgleichskurven durch die Versuchsergebnisse mit wechselnder Beanspruchungshöhe ist in Bild 5-13 die theoretische Grenzlinie bei Anwendung der linearen Schadensakkumulationshypothese nach PALMGREN-MINER gegenübergestellt. Es wird deutlich, dass die Anwendung der Palmgren-Miner-Regel in Abhängigkeit der Reihenfolge der Beanspruchungen mit unterschiedlicher Höhe entweder zu Bemessungsergebnissen auf der sicheren oder der unsicheren Seite liegen kann. Nach [Hil1966] kann die Lebensdauer durch die Palmgren-Miner-Regel besser beschrieben werden, wenn sich das vorhandene Betriebslastkollektiv einem Einstufenkollektiv annähert.

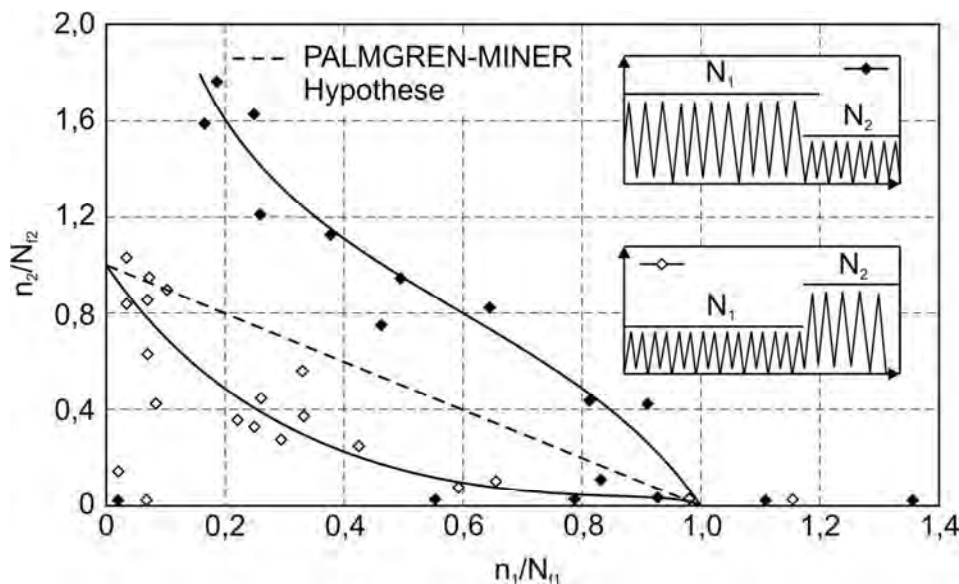


Bild 5-13: Bezogene Bruchlastspielzahlen bei zweistufiger Beanspruchung nach [Hil1966]

Insbesondere in [Hol1979] wird entgegen den Ergebnissen aus [Hil1966] berichtet, dass eine nach höherer Vorbelastung abfallende Beanspruchung zu einer geringeren Ermüdungslebensdauer führt. Allgemein bestätigen beide Quellen ([Hil1966], [Hol1979]) wie auch [Oh1991] und [Tep1977] eine Reihenfolgeabhängigkeit beim Ermüdungsverhalten des Betons (vgl. Kapitel 5.5.6 und 6.2.8). Nach [Kla1978] ist hingegen ein Einfluss der Beanspruchungsreihenfolge nicht eindeutig erkennbar. Signifikanztests ergaben im Unterschied zu den Ergebnissen aus [Hil1966] bei einer Vorbelastung auf geringerem Niveau eine Erhöhung der ertragbaren Lastspielzahl unter der abschließenden höheren Laststufe gegenüber Einstufenversuchen. Im umgekehrten Fall wurden keine Unterschiede festgestellt, Angaben über die erreichten Bruchlastspielzahlen sind in [Kla1978] jedoch nicht enthalten. Vermutlich sind die unterschiedlichen Bewertungen zum einen darauf zurückzuführen, dass es sich bei den Untersuchungen von [Hil1966] um Biegeversuche handelte, während in [Hol1979] und [Kla1978] Druckversuche durchgeführt wurden. Zum anderen haben Vorbelastungen gemäß den Ausführungen in Kapitel 5.5.4 unterschiedliche Auswirkungen in Abhängigkeit der Beanspruchungsart und -höhe und es sind allgemein signifikante Streuungen der Versuche zu beachten.

Eine Reihenfolgeabhängigkeit wurde in [Hol1979] auch anhand der Auswertung des Verformungsverhaltens in Minerversuchen festgestellt. In Bild 5-14 sind Versuchsergebnisse mit einer Vorbelastung bis $S_{max} = 0,9$ und anschließender Beanspruchung mit $S_{max} = 0,75$ dargestellt. Demzufolge erreichen die Stauchungen nach dem Abfall der Beanspruchungshöhe nach wenigen Lastwechseln wieder die Werte vor der Spannungsreduktion. Anschließend ist ein stärkerer Dehnungszuwachs als bei entsprechenden Einstufenversuchen zu erkennen. Bei zunehmender Beanspruchungshöhe auf der zweiten Belastungsstufe ist tendenziell eine geringere Steigerung bzw. eine Reduktion (Fälle K32 und K34) der Stauchungen auf der zweiten Stufe im Vergleich zu den einstufigen Versuchen zu erkennen (Bild 5-15).

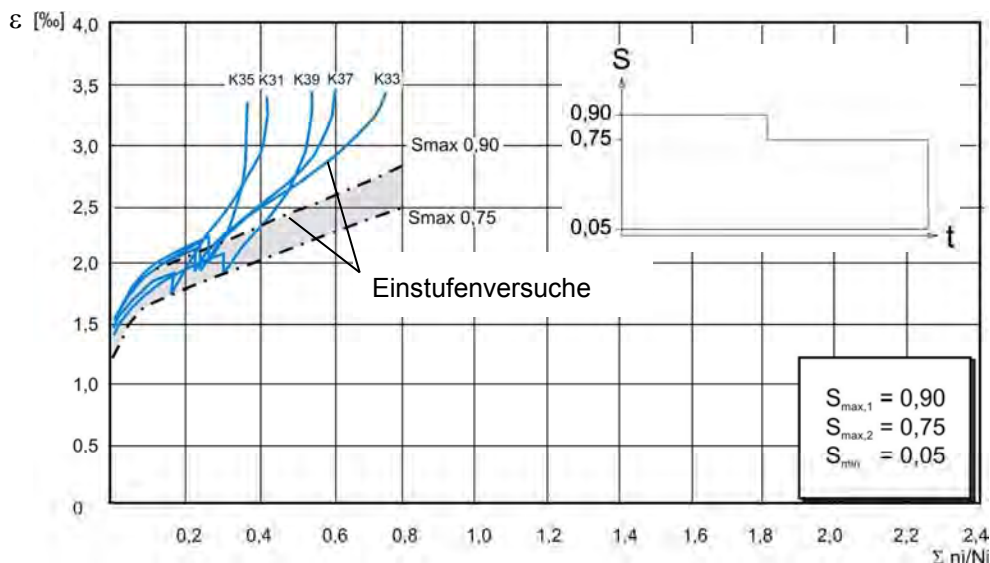


Bild 5-14: Gesamtstauchung ε bei abfallender Beanspruchung in Minerversuchen und in korrespondierenden Einstufenversuchen ($S_{max} = 0,75$ bzw. $0,9$) nach [Hol1979]

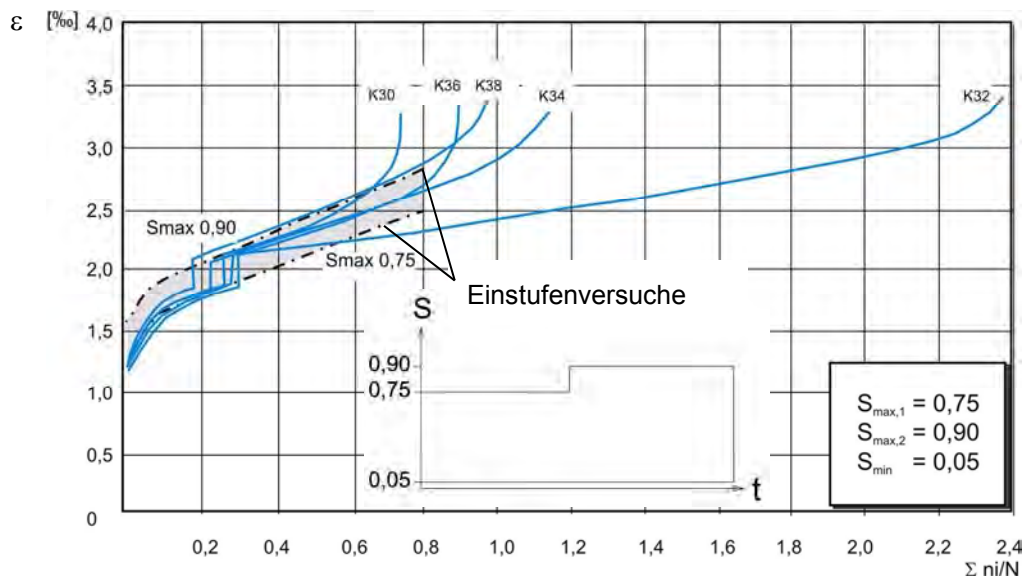


Bild 5-15: Gesamtstauchung ε bei steigender Beanspruchung in Minerversuchen und in korrespondierenden Einstufenversuchen ($S_{max} = 0,75$ bzw. $0,9$) nach [Hol1979]

In [Wei1975] fanden Minerversuche an Leichtbeton statt, nach deren Ergebnissen bereits kurze Druckschwellbeanspruchungen zu Gefügeschädigungen des Leichtbetons führen. Bei der Mehrzahl der Minerversuche konnten auf der zweiten Stufe nicht annähernd die Last-

spielzahlen entsprechender Einstufenversuche mit gleichem Belastungsniveau erreicht werden.

Die herangezogenen Minerversuche zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens sind in Tabelle 5-6 zusammengestellt. Neben den Quellen sind die Beanspruchungsniveaus, die Lastspielzahl n_1 auf dem ersten Belastungsniveau und wesentliche Ergebnisse angegeben.

Tabelle 5-6: Zusammenstellung der Forschungsergebnisse aus Minerversuchen mit einmaligem Wechsel der Beanspruchungshöhe

Quelle	$S_{max,1}$	$S_{max,2}$	n_1	Ergebnis
[Hil1966]	R = 0,17 = konst.		keine Angaben	abfallende Beanspruchung erhöht Lebensdauer; n_2 kann größer als bei Einstufenversuch sein
[Tep1977]	0,75	0,679	$4,25 \cdot 10^4$	Reihenfolgeabhängigkeit, jedoch aufgrund geringer Versuchskörperanzahl keine Tendenz erkennbar (große Streuung)
	0,679	0,75	$1,07 \cdot 10^6$	
[Hol1979]	0,75	0,90	2200 bis 6800	tendenziell höhere Lebensdauer
	0,90	0,75	40 000 bis 100 000	geringere Lebensdauer; höhere Stauchungen im Vergleich zum Einstufenversuch
[Kla1978]	0,845	0,745	500 und 1000	steigende Beanspruchung erhöht Lebensdauer; kein eindeutiger Einfluss bei fallender Beanspruchung
	0,745	0,845	300 000 und $1,5 \cdot 10^6$	
[Oh1991]	0,75	0,85	4750	Reihenfolgeabhängigkeit
	0,85	0,75	340	

5.5.6 Mehrstufenversuche

In [Hil1966] fanden Zweistufenversuche mit unterschiedlichen Belastungen statt, nach deren Ergebnissen ein zunehmender Anteil der Lastwechsel mit höheren Spannungen an der gesamten Lastspielzahl und ein großer Unterschied zwischen den Oberspannungen ($S_{max,2} - S_{max,1}$) sich ungünstig auf die Lebensdauer auswirken. Inwiefern Beanspruchungen im Quasi-Dauerfestigkeitsbereich (Kapitel 3) eine schädigende Wirkung haben, wurde in [Kla1978] mittels Zweistufenversuchen untersucht. Dabei hatte eine „Durchmischung“ des Lastkollektives einen signifikanten Einfluss auf den Ermüdungswiderstand. Häufig aufgebrauchte Beanspruchungen im Bereich $S_{max} < 0,65$ führten zum so genannten Trainiereffekt. Bei deutlich geringeren Lastspielzahlen im Zeitfestigkeitsbereich als auf der geringeren Laststufe stellte sich eine Erholungsphase ein, die zu einer Beruhigung bzw. Unterbrechung des Schädigungsprozesses führte. Sind die Lastspielzahlen auf beiden Beanspruchungsniveaus dagegen ungefähr gleich groß, führt dies zu einer massiven Schädigung durch häufige Stufenwechsel. Durch Ultraschallmessungen wurde festgestellt, dass auch das geringere Beanspruchungsniveau zur Schädigung beiträgt. Ein größerer Spannungsunterschied $S_{max,2} - S_{max,1}$ (bei gleich bleibender Unterspannung) führte im Unterschied zu den Ergebnissen aus [Hil1966] zu keiner signifikanten Veränderung.

HOLMEN [Hol1979] führte Versuche unter betriebsähnlichen Beanspruchungen durch. Zur Bestimmung des Einflusses der bezogenen Unter- und Oberspannung bzw. kleiner und großer Spannungsamplituden wurden verschiedene Lastkollektive aufgebracht. Demzufolge scheinen Lastkollektive mit konstanter Unterspannung größere Schädigungen hervorzurufen als solche mit konstanter Mittelspannung. Wie in [Kla1979] wurde in [Hol1979] eine lebensdauererhöhende Wirkung geringer Spannungsschwingbreiten festgestellt. Dabei verringern die variablen Spannungsamplituden bei betriebsähnlichen Beanspruchungen offenbar die Steifigkeitsreduktion während des Ermüdungsprozess. Je höher die Unterspannungen bzw. je kleiner die Spannungsamplituden sind, desto geringer fällt der Steifigkeitsverlust aus. Nach [Wei1975] ist ein Einfluss der Durchmischung von hohen und niedrigen Beanspruchungsstufen und der Reihenfolge der Laststufen bei Leichtbeton nicht zu erkennen.

Die herangezogenen Mehrstufenversuche zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens sind in Tabelle 5-7 zusammengestellt. Neben den Quellen sind die Beanspruchungsart und wesentliche Ergebnisse angegeben.

Tabelle 5-7: Zusammenstellung der Forschungsergebnisse aus Mehrstufenversuchen

Quelle	Beanspruchung	Ergebnis
[Hil1966]	Zweistufenversuche mit unterschiedlichen Belastungen	zunehmender Anteil hoher Belastungen und hohe Spannungsunterschiede $S_{max,2} - S_{max,1}$ verkürzen die Lebensdauer.
[Kla1978]	Zweistufenversuche mit variabler Beanspruchungshöhe (Zeit-, Dauerfestigkeitsbereich, Übergang)	kein Einfluss der Stufenfolge, jedoch Einfluss der Durchmischung; große Lastspielzahlen im Dauerfestigkeits- bzw. Übergangsbereich begünstigen Ermüdungswiderstand, bei vergleichbaren Lastspielzahlen auf beiden Beanspruchungsniveaus signifikante Schädigung, da auch Beanspruchungen im Dauerfestigkeitsbereich zur Schädigung beitragen
[Hol1979]	betriebsähnliche Versuche	Lastkollektive mit konstanter Unterspannung sind ungünstiger als solche mit konstanter Mittelspannung.

5.5.7 Mehraxiale Beanspruchung

Eine senkrecht zur zyklischen Beanspruchungsrichtung wirkende monotone Querdruckbeanspruchung führt zu einer Erhöhung des Ermüdungswiderstands [Leo1982], [Tak1974]. Zweiaxiale Druckschwellversuche an kleinformatigen Stahlbetonscheiben von [Su1988] zeigen, dass die Ermüdungsfestigkeit bei zweiaxialer Beanspruchung größer ist als unter einaxialer Beanspruchung (Bild 5-16, links). Bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_2/\sigma_3 = 0,2$ und der Lastspielzahl $2 \cdot 10^6$ wurde ein Anstieg der Ermüdungsfestigkeit gegenüber einaxialer Beanspruchung von etwa 52 % festgestellt (Bild 5-16, rechts), während die Laststeigerung bei monotoner Beanspruchung 26 % betrug. Beim Spannungszustand $\sigma_2/\sigma_3 = 1,0$ liegt die Wöhlerlinie im gesamten untersuchten Bereich oberhalb derjenigen unter einaxialer Beanspruchung (Bild 5-16, links), jedoch ist in Bild 5-16, rechts keine kontinuierliche Festigkeitssteigerung mit fortschreitender Lastspielzahl zu erkennen. Die Ursache der höheren Ermü-

ungsfestigkeit ist nach [Su1988] eine Reduzierung des Mikrorissfortschritts durch den mehraxialen Spannungszustand.

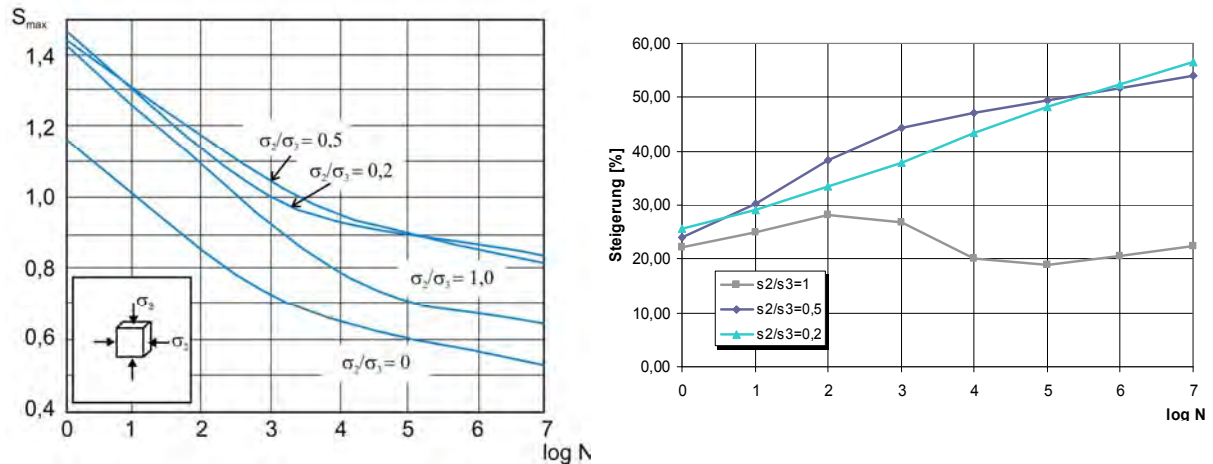


Bild 5-16: Wöhlerkurven unter einaxialer und mehraxialer Beanspruchung (links) sowie Steigerung der Ermüdungsfestigkeit bei mehraxialer gegenüber einaxialer Beanspruchung (rechts) nach Versuchsergebnissen aus [Su1988]

Die Ergebnisse von [Su1988] aus Bild 5-16, links sind in [Grü2006b] als zweiachsigle Ermüdungsfestigkeitskurven dargestellt (Bild 5-17). Diese ähneln den bekannten Kurven für statische zweiachsigle Druckbeanspruchungen nach [Kup1973].

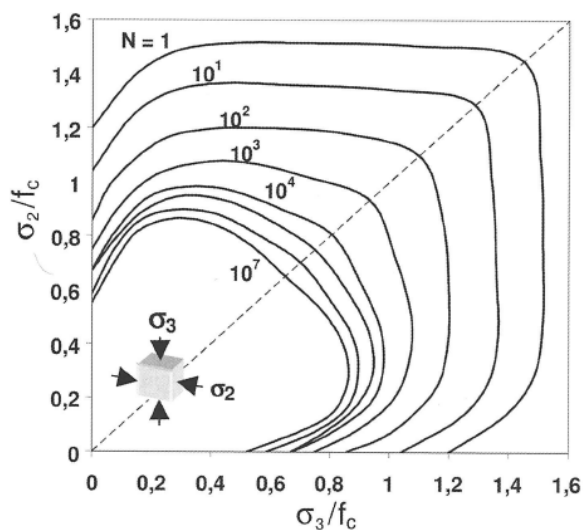


Bild 5-17: Versagenskurven für zweiachsigle Druckschwellbeanspruchung nach [Su1988] (aus [Grü2006b])

Aus Bild 5-17 ist ersichtlich, dass die zweiachsigle Ermüdungsfestigkeit im Druck-Druck-Bereich für jede beliebige Lastspielzahl höher als die einaxiale Ermüdungsfestigkeit ist. Weiterhin ist eine Verringerung des Abstandes zwischen den einzelnen Versagenskurven und damit eine Versprödung des Betons mit zunehmender Lastspielzahl zu erkennen.

Die Auswirkungen verschiedener Querdruckbeanspruchungen auf die Ermüdungsfestigkeit wurden weiterhin in [Zhu2003] experimentell untersucht. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse wurden modifizierte Wöhlerlinien zur Bestimmung des Ermüdungswiderstands bei unterschiedlichen Querdruckspannungen vorgeschlagen. In Bild 5-18 sind die Ergebnisse

der Versuche mit konstanter Spannungsschwingbreite bei unterschiedlichen bezogenen Querdruckbeanspruchungen dargestellt.

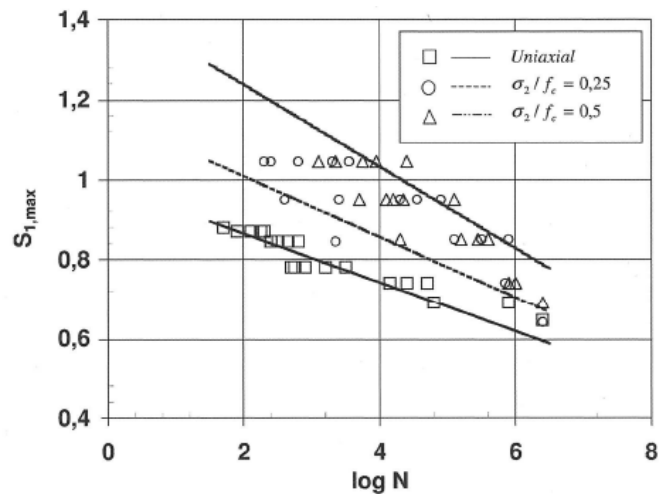


Bild 5-18: Wöhlerlinien für verschiedene bezogene Querdruckbeanspruchungen [Zhu2003] (aus [Grü2006b])

Aus den Messergebnissen wurde in [Zhu2003] mittels Regressionsanalyse eine kubische Gleichung zur Beschreibung der nichtlinearen Schädigungsfunktion in Abhängigkeit unterschiedlicher Querdruckbeanspruchung abgeleitet. Die danach berechneten Schädigungsverläufe sind in Bild 5-19 dargestellt.

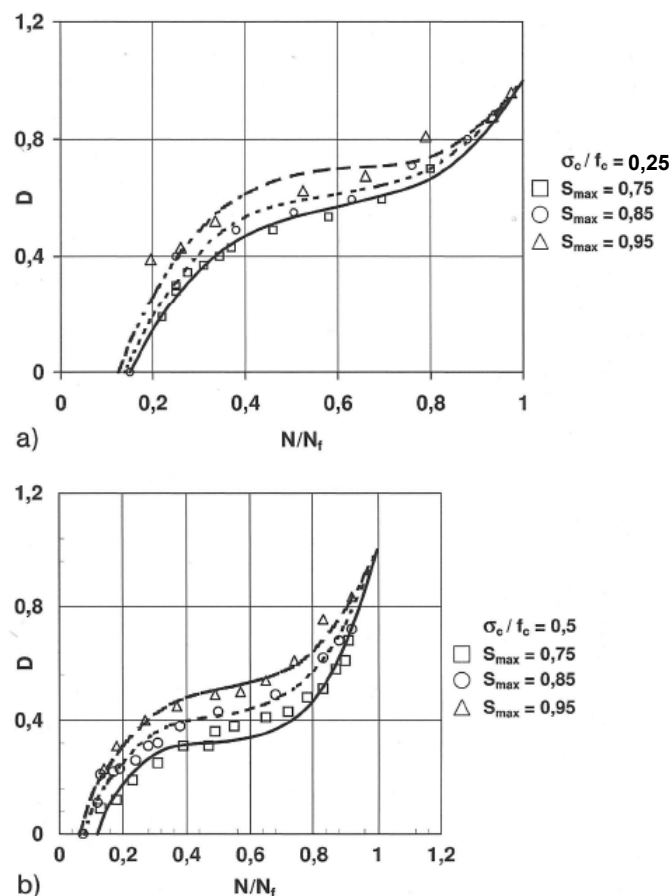


Bild 5-19: Schädigungsentwicklung unter konstanter Spannungsschwingbreite bei unterschiedlichen Querdruckbeanspruchungen [Zhu2003] (aus [Grü2006b])

Nach [Grü2006b] kann aus den dargestellten Versuchsergebnissen abgeleitet werden, dass der qualitative Schädigungsverlauf unter Querdruck den bekannten Kurven ohne Querdruckbeanspruchung ähnelt (vgl. Kapitel 2.2.3). Allerdings scheint die erste Phase der Schädigungsentwicklung bei geringer Querdruckbeanspruchung ($\sigma_d/f_c = 0,25$) vergleichsweise länger anzuhalten (bis ca. 40 % der Lebensdauer) und anschließend in eine kürzere zweite Phase mit stabilem Schädigungszuwachs (bis ca. 70 % der Lebensdauer) überzugehen. Danach folgt die kurze dritte Phase mit überproportionalem Schädigungszuwachs bis zum Erreichen der Lebensdauer. Bei höherem Querdruck ($\sigma_d/f_c = 0,5$) steigt die Schädigungsentwicklung in der ersten Phase stärker und schneller als bei geringem Querdruck an. Die darauf folgende zweite Phase mit stabiler Schädigungsrate ist erkennbar kürzer (von ca. 50 bis 60 % der Lebensdauer). Anschließend folgt wieder eine rasche Zunahme der Schädigung bis zum Bruch.

Zusammenfassend wird aus den experimentellen Untersuchungen von [Zhu2003] deutlich, dass bei gleichzeitiger Querdruckbeanspruchung die Ermüdungsfestigkeit in Hauptbeanspruchungsrichtung zunimmt und der Verlauf der Schädigungsentwicklung von der Höhe der Querdruckbeanspruchung abhängt. Mit höherem Querdruck weist dieser einen zunehmend spröderen Schädigungsverlauf auf als mit geringem Querdruck. Dieses Schädigungsverhalten konnte grundsätzlich auch bei Versuchen von [Tal1998, Tal1997] beobachtet werden.

Die in [Kön1994], [Ame2007] und [Eur2000a] genannten Versuche von TAKHAR et al. (1974), PETKOVIC (1991) und TRAINA et al. (1982) bestätigen insbesondere im niederzyklischen Bereich einen Anstieg der auf die einaxiale Druckfestigkeit bezogenen Ermüdungsfestigkeit mit zunehmender Querdruckbeanspruchung. Es wird jedoch auch festgestellt, dass der günstige Einfluss des mehraxialen Spannungszustandes fast vollständig verschwindet, wenn die Versuchsergebnisse auf die monotone Festigkeit der zweiachial beanspruchten Probekörper bezogen werden. Nach [Kön1994] kann der günstige Einfluss eines mehraxialen Spannungszustandes bei der Bemessung entsprechend durch den Ansatz einer höheren Betondruckfestigkeit berücksichtigt werden. Die Umhüllenden der Ermüdungsfestigkeit für unterschiedliche Spannungszustände und Lastspielzahlen nach verschiedenen Untersuchungen sind in Bild 5-20 zusammengestellt.

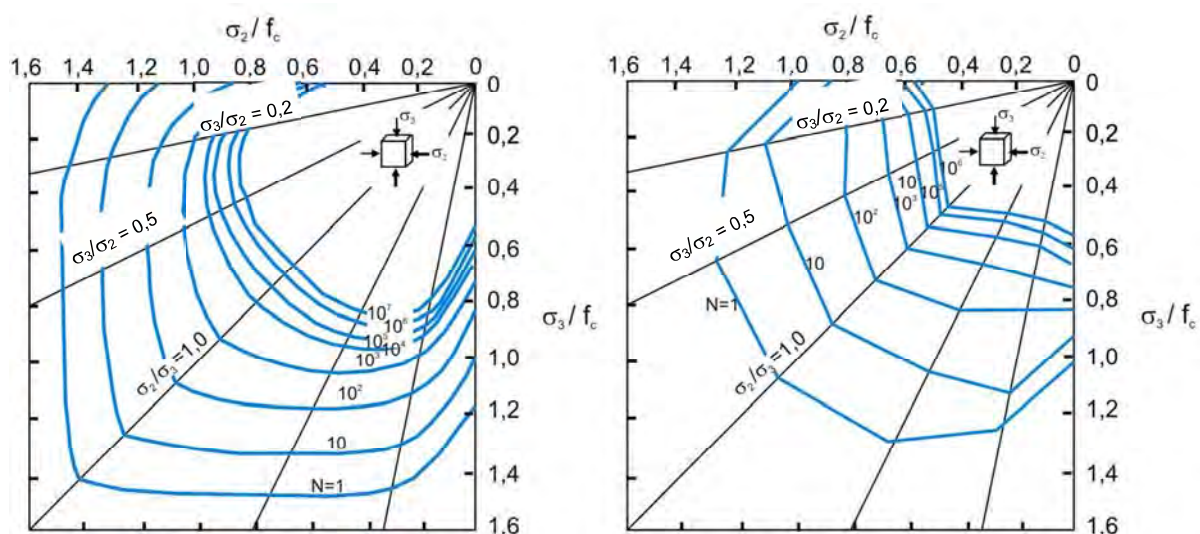


Bild 5-20: Umhüllende der Ermüdungsfestigkeit unter zweiachialer Beanspruchung nach den Ergebnissen aus [Su1988] (links) und [Ame2006] (PETKOVIC, 1991) (rechts)

Es ist festzuhalten, dass mehraxiale Spannungszustände den Ermüdungswiderstand günstig beeinflussen. Wie in [Grü2006b] beschrieben treten in verschiedenen Bereichen und insbesondere in den Knoten einer WEA zum Teil hohe mehraxiale Spannungszustände auf. Im Hinblick auf eine möglicherweise vergleichbar günstige Wirkungsweise einer umschnürenden Bewehrung wird jedoch angeführt, dass sich diese nach [Hoo2000] gegenüber einer konstanten Querdruckbeanspruchung unterscheidet. Durch eine Querdruckbeanspruchung wird die Ausbildung von Mikrorissen reduziert. Hingegen kann eine umschnürende Wirkung der Bewehrung erst aktiviert werden, nachdem eine entsprechende Mikrorissbildung eingesetzt hat. Die umschnürende Wirkung nimmt mit fortschreitender Rissbildung weiter zu, bis das Fließen der Bewehrung eintritt. Danach fällt sie wieder ab und ein vollständiges Versagen der Probe wird nach [Grü2006b] schließlich durch das Versagen der Umschnürungsbewehrung eintreten. Die umschnürende Bewehrung verhindert demzufolge in erster Linie ein plötzliches Versagen und führt zu einem duktileren Materialverhalten (vgl. auch [Des1969, Sha1983]). In [Hoo2000] wird der Einfluss einer Umschnürungsbewehrung auf die Ermüdungsfestigkeit in Form von modifizierten Wöhlerlinien in Abhängigkeit der Umschnürungsbewehrung angegeben.

5.5.8 Betonalter

In Kapitel 5.2 sind Versuchsergebnisse aus [Lee1979] dargestellt, wonach die bezogene Ermüdungsfestigkeit mit steigender Betonfestigkeit f_c abnimmt. Die höheren untersuchten Festigkeiten in den Versuchen aus [Lee1979] wurden zum Teil alleine durch längere Nacherhärtungsphasen erreicht. Mit steigendem Betonalter stellen sich also tendenziell die gleichen Einflüsse wie bei entsprechend höherfestem Beton ein. In Bild 5-21 sind Versuchsergebnisse von Probekörpern aus [Lee1979] mit gleicher Festigkeit nach 28 Tagen, jedoch unterschiedlichem Belastungsbeginn nach 28 Tagen, sechs Monaten (0,5 a) und einem Jahr (1,0 a) dargestellt. Analog zum Einfluss einer steigenden Betonfestigkeit nimmt die bezogene Ermüdungsfestigkeit mit zunehmendem Belastungsalter ab.

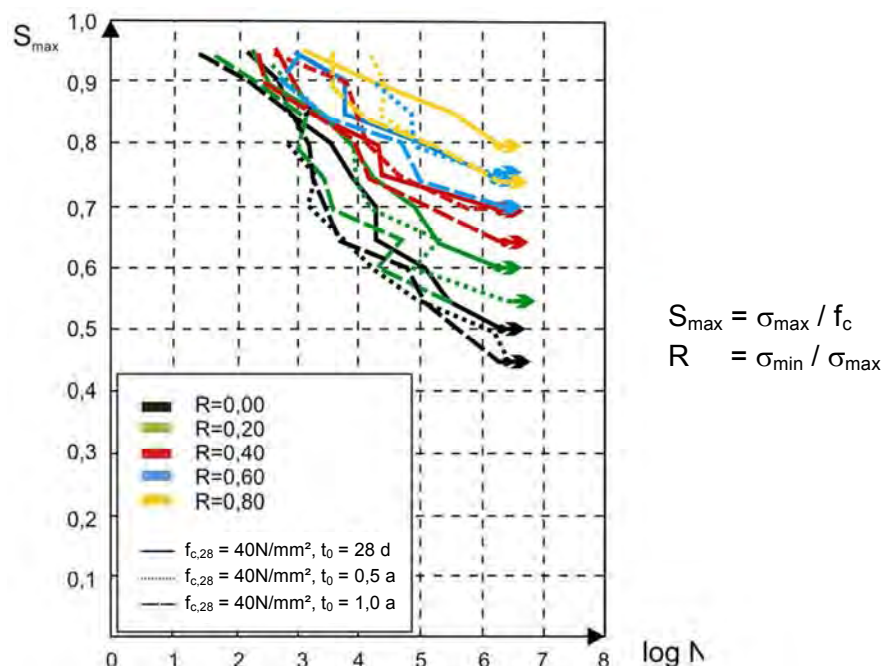


Bild 5-21: Wöhlerlinien von Prüfkörpern mit gleicher Festigkeit im Alter von 28 Tagen und unterschiedlichen Belastungszeitpunkten nach [Lee1979]

In [Rai1974] wurde eine Erhöhung der Lebensdauer mit zunehmendem Beton- bzw. Belastungsalter festgestellt (Bild 5-22). Die Bruchlastspielzahl eines zwei Jahre alten Versuchskörpers war um den Faktor von bis zu $2 \cdot 10^3$ größer als die eines entsprechenden Prüflings mit Belastungsbeginn im Alter von wenigen Wochen. Nach Bild 5-22 nähern sich die Kurven der ertragbaren Lastspielzahl mit steigendem Betonalter einer vertikalen Tangente an. Dies deutet theoretisch auf eine unendliche Lebensdauer bei späteren Belastungszeitpunkten hin, welche jedoch nicht existiert.

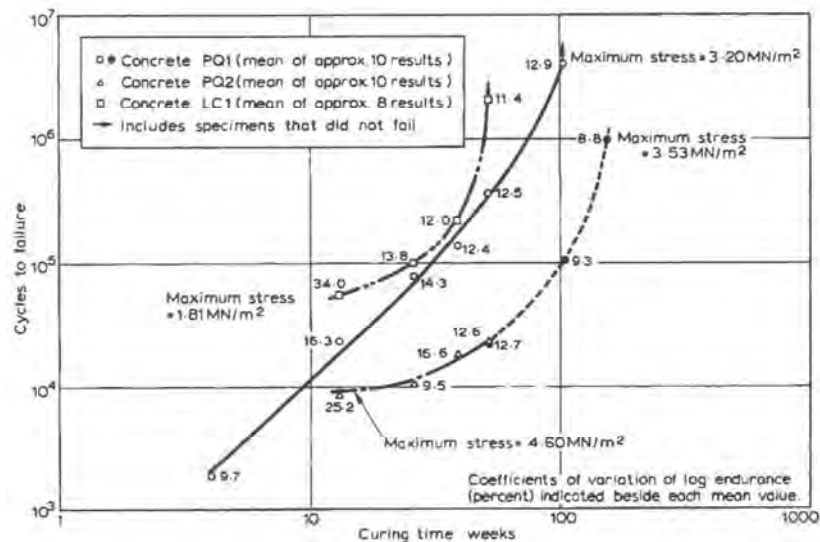


Bild 5-22: Erhöhung der Lebensdauer mit zunehmendem Belastungsalter [Ra1974]

5.6 Betontechnologische Parameter

5.6.1 Zementgehalt

Nach Versuchen in [Meh1962] erweist sich Beton mit hohem Zementgehalt bei sonst gleichen Bedingungen widerstandsfähiger gegenüber einer Druckschwellbeanspruchung als zementarmer Beton. Bei den in Bild 5-23 dargestellten Versuchsergebnissen ist gleichzeitig die in Kapitel 2.2.3 beschriebene Abhängigkeit des Ermüdungswiderstandes vom Spannungsniveau zu erkennen. Die Wöhlerlinie des Betons mit $f_{ck} = 22,5 \text{ N/mm}^2$ und höherem Zementgehalt liegt oberhalb von $S_{max} = 0,75$ unterhalb der Kurve des Betons mit gleicher Festigkeit, jedoch geringerem Zementanteil. Der Verlauf der Wöhlerlinie für den Beton mit $f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ und geringerem Zementgehalt ist mit Vorsicht zu interpretieren, da keine Versuchswerte für höhere Beanspruchungsniveaus vorliegen. Die o.g. Schlussfolgerung aus [Meh1962] ist vermutlich auf den Bereich mit geringeren bezogenen Oberspannungen als $S_{max} \approx 0,75$ einzuschränken, da oberhalb dieses Beanspruchungsniveaus keine größere Nachgiebigkeit, sondern im Gegenteil eine höhere Steifigkeit des Betons von Vorteil ist. Allgemein sind zudem Wechselwirkungen des Parameters Zementgehalt mit anderen Einflussfaktoren wie Betonfestigkeit, Belastungsalter und Porosität zu beachten.

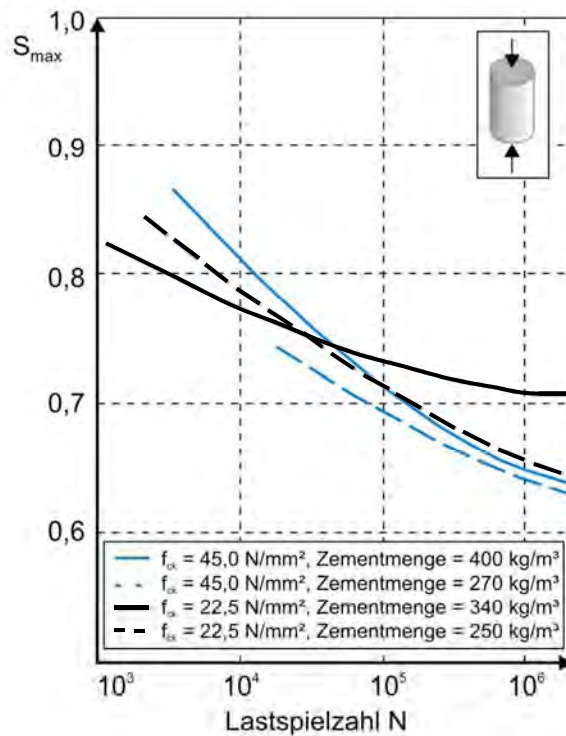


Bild 5-23: Wöhlerlinien verschiedener Betone mit unterschiedlichen Festigkeiten und Zementgehalten nach [Meh1962].

5.6.2 Zuschlag

Der Einfluss der Zuschlagart auf den Ermüdungswiderstand von Normalbeton wird in der Literatur als gering erachtet [Ben1967], [Aci1974], [Här1977], [Hol1979], [Kla1979], [Sie1988], [Hoh2004], [Ame2006]. Ähnlich wie bei der Betonfestigkeit hat die Zuschlagart einen vergleichbaren Einfluss auf die statische und die zyklische Festigkeit.

In [Kes2002] ist eine Zunahme der Bruchenergie G_F mit steigendem Größtkorndurchmesser beschrieben. Widersprüchlich sind jedoch die Ergebnisse hinsichtlich einer Zunahme der Zugfestigkeit mit steigendem maximalem Korndurchmesser. Nach [Kes2002] ist in erster Linie nicht der Größtkorndurchmesser, sondern vielmehr die Gesamtmenge der groben Zuschlagstoffe für die Schädigung des Betons verantwortlich. Der bei Normalbeton in der Regel gegenüber der Matrix höherfeste Zuschlag wirkt als Materialbrücke zwischen den Rissufer.

Die herangezogenen Untersuchungen zum Einfluss der Zuschlagart auf das Ermüdungsverhalten sind in Tabelle 5-8 zusammengestellt. Neben den Quellen sind die Beanspruchungsart, das Belastungsniveau S_{max} , die Betonfestigkeit, der Größtkorndurchmesser d_{max} bzw. die Zuschlagart und wesentliche Ergebnisse angegeben.

Tabelle 5-8: Zusammenstellung der Forschungsergebnisse zum Einfluss der Zuschlagart auf das Ermüdungsverhalten von Beton

Quelle	Beanspruchung	S_{max}	Betonfestigkeit [N/mm ²]	d_{max} bzw. Zuschlagart	Ergebnis
[Ben1967]	Druck	<0,80	41,3 60,0	19,0 mm, 9,5 mm	Einfluss gering
[Här1977]	Druck/Biegung	keine Angabe	24,1 bis 38,5	16 mm, 32 mm	geringer Einfluss bei Einschaltung von Ruhephasen (3 min)
[Kla1979]	Biegung	0,60 bis 0,90	30; 40; 60	Kies, Kalkstein (gebrochen)	Ermüdungsfestigkeit bei hohem Beanspruchungsniveau höher für Zuschlagart Kies; bei geringer Beanspruchung kein Einfluss

5.6.3 Luftporengehalt

Gemäß HOLMEN [Hol1979] ist der Einfluss des Luftporengehaltes auf den Ermüdungswiderstand als gering einzustufen. Dies ergeben auch Versuchsergebnisse aus [Ant1959]. In [Kla1979] wurde hingegen vor allem auf geringen Beanspruchungsniveaus eine geringere Ermüdungsfestigkeit bei höherem Luftporengehalt beobachtet. Die unterschiedlichen Aussagen sind vermutlich darauf zurückzuführen, dass der Parameter Luftporengehalt wie andere betontechnologische Einflussgrößen nur bedingt alleine zu betrachten ist, da gleichzeitig stets eine Wechselwirkung mit anderen Parametern wie insbesondere der Betonfestigkeit vorliegt. So variiert die Festigkeit der Betone mit unterschiedlichem Luftporengehalt bei den Versuchen in [Kla1979] zwischen 15 N/mm² und 50 N/mm², während bei den Versuchen aus [Ant1959] die Festigkeitsunterschiede infolge unterschiedlicher Luftporengehalte einen kleineren Streubereich von 25 N/mm² bis 30 N/mm² aufweisen. Demnach beziehen sich vor allem die Ergebnisse in [Kla1979] auf den Einfluss verschiedener Luftporengehalte, jedoch gleichzeitiger Variation der Festigkeit.

5.6.4 Wasserzementwert

Steigende w/z-Werte scheinen die bezogene Ermüdungsfestigkeit nach [Fre1970] zu begünstigen. Auch nach den Versuchsergebnisse aus [Här1977] in Bild 5-24 steigert ein höherer w/z-Wert den Ermüdungswiderstand. In [Kla1979] wurde bei einem w/z-Wert von 0,32 eine Wechselwirkung mit dem Einfluss des Luftporengehaltes beobachtet, wobei die Ermüdungsfestigkeit mit abnehmendem Luftporengehalt anstieg. Bei höheren w/z-Werten zwischen 0,4 und 0,6 war keine Beeinflussung des Ermüdungswiderstandes feststellbar.

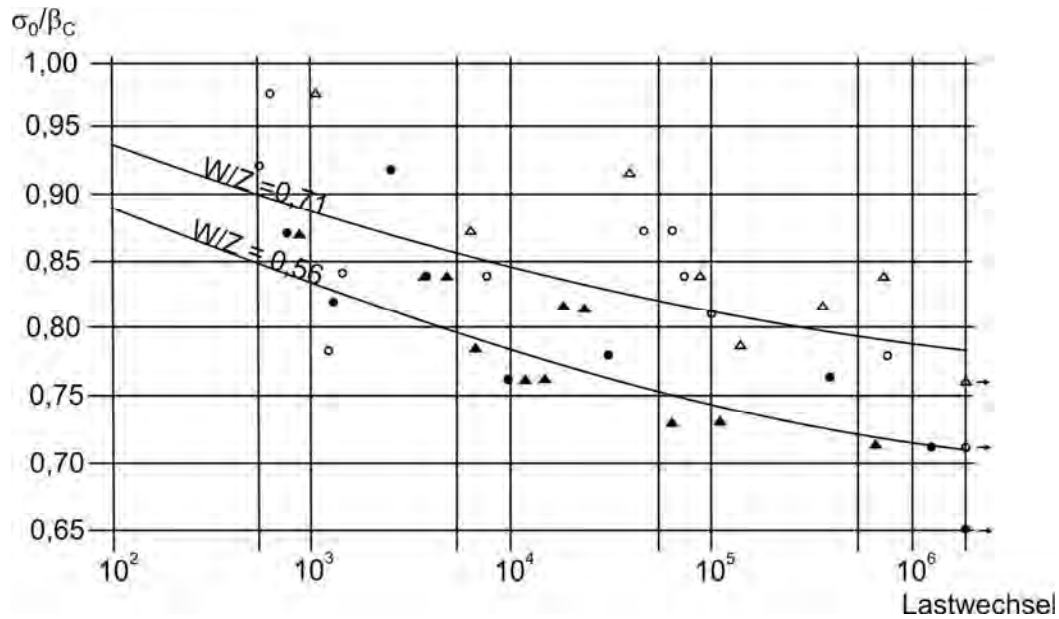


Bild 5-24: Einfluss des w/z Wertes auf Ermüdungsfestigkeit des Betons [Här1977]

Die herangezogenen Untersuchungen zum Einfluss des Wasserzementwertes auf das Ermüdungsverhalten sind in Tabelle 5-9 zusammengestellt. Neben den Quellen sind die Beanspruchungsart, das Belastungsniveau S_{max} , der Luftporengehalt, die w/z-Werte und wesentliche Ergebnisse angegeben.

Tabelle 5-9: Zusammenstellung der Forschungsergebnisse zum Einfluss des w/z Wertes auf das Ermüdungsverhalten von Beton

Quelle	Beanspruchung	S_{max}	Luftporengehalt	w/z Wert	Ergebnis
[Här1977]	Druck / Biegung	keine Angabe	1,4 % bis 2,6 %	0,56 0,60 0,71	Erhöhung des w/z-Wertes von 0,56 auf 0,71 steigerte Ermüdungsfestigkeit um 8% bis 10%
[Kla1979]	Biegung	0,60 bis 0,90	3,1 % bis 14,2 %	0,32 bis 0,60	Einfluss nur für w/z Wert von 0,32 in Wechselwirkung mit Luftporengehalt feststellbar

6 Schädigungsmodelle für Ermüdung aus Regelwerken und der Literatur

6.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Ermüdungsnachweise für Beton aus den maßgebenden Regelwerken beschrieben. In Anlehnung an die Regelungen des CEB FIP Model Code 2010 werden drei Levels der Bemessungskonzepte vom vereinfachten Nachweis auf Grundlage von Maximalbeanspruchungen über einen Nachweis mittels Einstufenkollektiv bis hin zum Nachweis unter Berücksichtigung des Lastspektrums (Betriebsfestigkeitsnachweis) unterschieden. Die unterschiedlichen Verfahren werden im Folgenden als Level I, Level II und Level III bezeichnet. Eine Übersicht dieser Nachweislevels ist Tabelle 6-1 zu entnehmen.

Tabelle 6-1: Zuordnung der der Nachweisverfahren für Beton unter Ermüdungsbeanspruchung (Druck) zu verschiedenen Levels

Level	Nachweis	Beschreibung
I	Spannungsnachweis	vereinfachter Nachweis auf Grundlage der aufnehmbaren maximalen (Druck-)Spannungen in einem Querschnitt (z.T. in Abhängigkeit der minimalen Spannungen bzw. der Spannungsschwingbreite)
II	Einstufenkollektiv	Nachweis auf Grundlage einer repräsentativen bzw. schädigungsäquivalenten oder der maximalen einstufigen Ermüdungsbeanspruchung
III	Mehrstufenkollektiv	Betriebsfestigkeitsnachweis unter Berücksichtigung der auftretenden Lastkollektive basierend auf der Annahme einer linearen Schadensakkumulation

Tabelle 6-2 enthält eine Übersicht der untersuchten Regelwerke und eine Zuordnung der jeweiligen Nachweiskonzepte zu den o.g. Levels. Weiterhin sind die Abschnitte der verschiedenen Regelwerke angegeben, aus denen die Nachweise zur Betonermüdung entnommen wurden.

Tabelle 6-2: Übersicht der untersuchten Regelwerke und Zuordnung der Nachweiskonzepte zu den Levels I bis III mit Angabe der Abschnitte in den Regelwerken

Level	CEB FIP MC 2010	DIN EN 1992-1-1	DIN EN 1992-2	DIN 1045-1	DIN FB 102	DIBt – Richtlinie WEA	DIN 4212	DNV-OS-C502	NEN 6723	ACI 318-08
I	7.4.1.3	6.8.7	-	10.8.4	4.3.7.4	10.1.4	-	-	-	18.4
II	7.4.1.4	6.8.7	Anh. NN	10.8.3	Anh. 106	10.1.4 ⁽¹⁾	4.1.4 ⁽³⁾	-	9.6.2.2	-
III	7.4.1.5	-	6.8.7	-	Anh. 106	10.1.4 ⁽²⁾	-	M	9.6.2.1	-

⁽¹⁾ Verweis auf Regelungen nach MC90, Abschnitt 6.7.4 bzw. DAfStb Heft 439, Abschnitt 4.4

⁽²⁾ Verweis auf Regelungen nach MC90, Abschnitt 6.7.5 bzw. DAfStb Heft 439, Abschnitt 4.5

⁽³⁾ Nachweis in Abhängigkeit der sogenannten Kollektivform, die den Anteil hoher bzw. geringer Spannungsschwingbreiten im Lastkollektiv berücksichtigt

Die unterschiedlichen Regelungen werden abschließend anhand der verwendeten Wöhlerlinien gegenübergestellt. Nach [Grü2006] führen unterschiedliche Wöhlerlinien insbesondere bei geringem Beanspruchungsniveau ($S_{max} < 0,45$) zu großen Unterschieden der rechnerischen Bruchlastspielzahl. Neben einem Vergleich der Wöhlerlinien für einen Betriebsfestigkeitsnachweis werden Unterschiede und Defizite der untersuchten Regelwerke aufgezeigt.

In Kapitel 6.3 wird ein energetischer Ansatz aus der Literatur zusammengefasst, der im Unterschied zu den bisherigen Regelwerken insbesondere das Verformungsverhalten bzw. den Steifigkeitsverlust des Betons berücksichtigt.

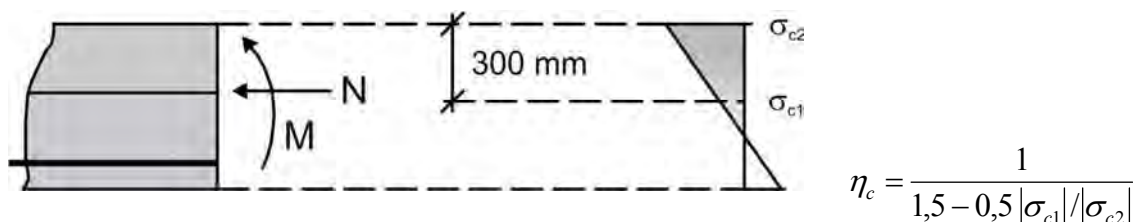
6.2 Regelwerke

6.2.1 CEB-FIB Model Code 2010

Die folgenden Ausführungen behandeln die Regelungen des CEB FIP Model Code 2010 in der Fassung vom September 2010 (Final Draft) [CEB2010]. Gegenüber dem Model Code 1990 haben sich insbesondere die Wöhlerlinien für Beton unter Druckschwellbeanspruchung geändert.

Gemäß [CEB2010], Abschnitt 4.5.2.3 kann zunächst qualitativ beurteilt werden, ob ermüdungsrelevante Einwirkungen auftreten. Eine Einwirkung gilt demzufolge als ermüdungswirksam, wenn sie mehr als 10^4 -mal während der Nutzungsdauer des Bauteils auftritt und für ihren Kombinationsbeiwert $\psi_1 \neq 0$ gilt. Sind diese Randbedingungen erfüllt, werden drei rechnerische Nachweisverfahren unter Ermüdungsbeanspruchung auf den Levels I bis III gemäß Tabelle 6-1 unterschieden.

Zur Ermittlung der Spannungen in einem Bauteil unter Ermüdungsbeanspruchung sind nach [CEB2010] linear-elastische Verfahren zulässig. Es werden allgemeine Hinweise zur Berücksichtigung des Steifigkeitsunterschiedes zwischen Beton und Betonstahl, einer möglichen Rissbildung sowie des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Beton- und Spannstahl gegeben. Für den Ermüdungsnachweis unter Druckbeanspruchung bei einer linearen Spannungsverteilung im Querschnitt wird ein Faktor η_c zur Abminderung der Betonrandspannung angesetzt. Um die Möglichkeit von Spannungsumlagerungen zu berücksichtigen, wird der Nachweis anstatt mit der Randspannung mit einer gemittelten Spannung innerhalb eines 300 mm breiten Randbereichs des Bauteils geführt (Bild 6-1).



mit $|\sigma_{c1}|$, $|\sigma_{c2}|$: Betrag der Betondruckspannungen in der Biegedruckzone

Bild 6-1: Abminderungsfaktor η_c der Betonrandspannung auf das Spannungsniveau für den Ermüdungsnachweis bei linearer Spannungsverteilung im Querschnitt

Vereinfachter Nachweis über die maximale Spannung (Level I)

Der Nachweis im Level I ist auf Lastspielzahlen bis maximal $1 \cdot 10^8$ begrenzt. Es ist nachzuweisen, dass der maximale Bemessungswert der Betonspannung den Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit nicht überschreitet. Bei diesem vereinfachten Spannungsnachweis gehen weder die Spannungsamplitude noch die Lastspielzahl ein. Nach [CEB2010], Abschnitt 4.5.2.3 sind die einwirkenden Spannungen unter Berücksichtigung der ständigen Lasten G , der Vorspannkräfte P und der ungünstigen charakteristischen veränderlichen Einwirkungen $\Psi_1 \cdot Q_k$ zu ermitteln. Es ist nicht angegeben, ob diese Einwirkungskombination für übliche Hochbauten, Brückenbauwerke oder spezielle Bauwerke wie Windenergieanlagen angewendet werden kann. Eine Anwendung im Brückenbau oder für Windenergieanlagen ist kritisch zu prüfen, so dass die Regelung zunächst nur für übliche Hochbauten angewendet werden sollte. Die Bemessungsgleichungen für Level I lauten:

$$\text{Druckbeanspruchung:} \quad \gamma_{Ed} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c \leq 0,45 \cdot f_{cd,fat}$$

$$\text{Zugbeanspruchung:} \quad \gamma_{Ed} \cdot \sigma_{ct,max} \cdot \eta_c \leq 0,33 \cdot f_{ctd,fat}$$

mit: $\gamma_{Ed} = 1,1$ Teilsicherheitsbeiwert zur Erfassung der Modellungenauigkeit bei der Spannungsberechnung; nach Abschnitt 4.5.2.3 darf $\gamma_{Ed} = 1,0$ gewählt werden, wenn das Berechnungsverfahren ausreichend genau oder konservativ ist und dies durch Bauwerksbeobachtungen bestätigt wurde

$\sigma_{c,max}$ maximale Betondruckspannung

$\sigma_{ct,max}$ maximale Betonzugspannung

η_c Faktor zur Berücksichtigung der linearen Verteilung der Betondruckspannungen gemäß Bild 6-1

$f_{cd,fat}$ Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung

$$f_{cd,fat} = 0,85 \cdot \beta_{cc(t)} \cdot f_{ck} \cdot [1 - f_{ck}/(25 f_{ck0})] / \gamma_{c,fat}$$

$$f_{ck0} = 10 \text{ N/mm}^2$$

$\gamma_{c,fat} = 1,5$ Material Sicherheitsbeiwert des Betons

$\beta_{cc(t)}$ Koeffizient zur Berücksichtigung des Betonalters t zu Beginn der Ermüdungsbelastung (Festigkeitszuwachs infolge fortschreitender Hydratation)

$f_{ctd,fat}$ Bemessungswert der Betonzugfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung: $f_{ctd,fat} = f_{ctk,0,05} / \gamma_{c,fat}$

Im Vergleich zu den oben genannten Regelungen ist nach der DIBt-Richtlinie Windenergieanlagen [DIBt2004] eine Reduzierung der Teilsicherheitsbeiwertes γ_{Ed} auf der Einwirkungsseite auf 1,0 in Abhängigkeit des gewählten Berechnungsverfahrens nicht zulässig. Weiterhin wird beim vereinfachten Verfahren der Faktor $\beta_{cc(t)}$ zur Berücksichtigung des Betonalters bei Belastungsbeginn auf maximal 1,0 begrenzt. Dadurch ist bei einer zyklischen Erstbelastung in einem Betonalter von mehr als 28 Tagen keine zunehmende rechnerische Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$ ansetzbar. Im Fall einer zyklischen Erstbelastung in früherem Betonalter ist der Faktor $\beta_{cc(t)} < 1,0$ zu ermitteln und beim Nachweis zu berücksichtigen.

Nachweis über ein maximales Einstufenkollektiv (Level II)

Ist der Nachweis im Level I nicht erfüllt, ist die Anwendung der für die Praxis relevanteren weitergehenden Nachweisverfahren (Level II, Level III) erforderlich. Beim Nachweisverfahren im Level II wird die ertragbare Lastspielzahl N_R des Betons unter der relevanten Ermüdungsbeanspruchung auf Grundlage von Wöhlerlinien bestimmt. Der Nachweis ist erfüllt, wenn die auftretende Lastspielzahl N während der Nutzungsdauer die rechnerische Bruchlastspielzahl N_R nicht übersteigt. Es wird lediglich ein Beanspruchungsniveau betrachtet, das dementsprechend die auftretenden Ermüdungsbeanspruchungen auf der sicheren Seite und ausreichend genau repräsentieren sollte (Einstufenkollektiv). Die Spannungen bzw. die Spannungsschwingbreite sind unter Berücksichtigung der so genannten relevanten Ermüdungseinwirkung Q_{fat} unter folgender Einwirkungskombination zu bestimmen:

$$S_d = \{G + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} + Q_{fat}\}$$

Analog zum Nachweis im Level I sollte die vorstehende Einwirkungskombination ohne weitere Überprüfung nur für übliche Hochbauten angewendet werden. Die berechneten Spannungen sind mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Ed} = 1,1$ zu multiplizieren, sofern nicht eine ausreichend genaue oder nachweislich konservative Spannungsermittlung erfolgt (vgl. Regelungen zum Verfahren im Level I).

Die Bestimmungsgleichungen der Bruchlastspielzahl N_R für druckbeanspruchten Beton lauten für $0 < S_{cd,min} < 0,8$:

$$\log N_{R1} = \frac{8}{Y-1} \cdot (S_{cd,max} - 1)$$

$$\log N_{R2} = 8 + \frac{8 \cdot \ln(10)}{Y-1} \cdot (Y - S_{cd,min}) \cdot \log\left(\frac{S_{cd,max} - S_{cd,min}}{Y - S_{cd,min}}\right)$$

mit:

$$Y = \frac{0.45 + 1.8 \cdot S_{cd,min}}{1 + 1.8 \cdot S_{cd,min} - 0.3 \cdot S_{cd,min}^2}$$

$\sigma_{c,max}$	maximale Druckspannung
$\sigma_{c,min}$	minimale Druckspannung
$S_{cd,max}$	maximale bezogene Druckspannung
$S_{cd,min}$	minimale bezogene Druckspannung
$S_{cd,min}$	$= \gamma_{Ed} \sigma_{c,min} \eta_c / f_{cd,fat}$
$S_{cd,max}$	$= \gamma_{Ed} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$

(a) wenn $\log N_{R1} \leq 8$, dann $\log N_R = \log N_{R1}$

(b) wenn $\log N_{R1} > 8$, dann $\log N_R = \log N_{R2}$

Die Wöhlerlinien für unterschiedliche bezogene Unterspannungen $S_{cd,min}$ nach den oben aufgeführten Gleichungen sind in Bild 6-2 grafisch dargestellt. Es ist anzumerken, dass die Wöhlerlinien keine Dauerschwingfestigkeitsgrenze des Betons ausweisen, sondern auch bei

hohen Lastspielzahlen weiter fallend verlaufen. Beim Vergleich der Wöhlerlinien nach Model Code 1990 und Model Code 2010 wird deutlich, dass die aktuellen Wöhlerlinien aus [CEB2010] zum Teil deutlich höhere Bruchlastspielzahlen als [CEB1990] ausweisen. Die früheren und die aktuellen Wöhlerlinien nähern sich erst bei hohen Lastspielzahlen von etwa 10^8 bis 10^{10} an, bei einer hohen bezogenen Unterspannung $S_{min} = 0,8$ ergeben sich nach [CEB2010] im gesamten Bereich deutlich höhere ertragbare Lastspielzahlen.

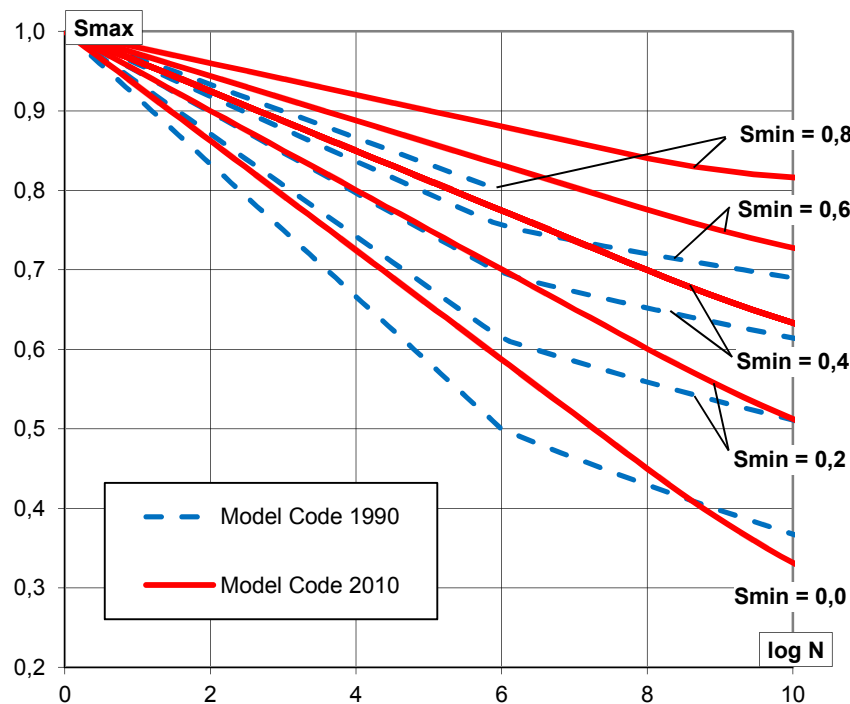


Bild 6-2: Wöhlerlinien für Beton unter Druckbeanspruchung nach CEB-FIP Model Code 2010 [CEB2010]

Die Wöhlerlinien nach Model Code 2010 basieren auf den in [Loh2011] und [Wef2010] beschriebenen Untersuchungen. Durch eine Gegenüberstellung eigener Versuche und von Versuchen aus der Literatur überprüfen LOHAUS et al. die von ihnen entwickelten Wöhlerlinien und einen zugehörigen Bemessungsansatz. In Kapitel 9.4 werden anhand eines Berechnungsbeispiels die Auswirkungen der verschiedenen Wöhlerlinien nach Model Code 1990 und 2010 auf die Bemessungsergebnisse eines Betriebsfestigkeitsnachweises in Anlehnung an die DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen (Kapitel 6.2.3) verdeutlicht. Aufgrund der deutlich unterschiedlichen rechnerischen Schädigungssummen, insbesondere bei hohen bezogenen Oberspannungen, ist vor einer Anwendung der Wöhlerlinien nach Model Code 2010 eine sorgfältige Überprüfung der Versuchsgrundlage und der Ableitung der Wöhlerlinien unter Berücksichtigung des Bemessungsverfahrens zu empfehlen.

Für eine Druck-Zug-Wechselbeanspruchung (überwiegende Druckbeanspruchung) wurde [CEB2010] gegenüber dem Model Code 1990 um eine weitere Gleichung ergänzt. Danach kann die ertragbare Lastspielzahl $\log N$ wie folgt ermittelt werden:

$$\log N = 9 (1 - S_{cd,max})$$

Für eine Zug-Druck-Wechselbeanspruchung (überwiegende Zugbeanspruchung) und unter reiner Zugbeanspruchung wird folgende Bestimmungsgleichung für die Bruchlastspielzahl angegeben:

$$\log N = 12 (1 - S_{td,max})$$

mit: $S_{td,max}$ maximale bezogene Zugbeanspruchung

$$S_{td,max} = \gamma_{Ed} \cdot \sigma_{ct,max} / f_{ctd,fat}$$

$\sigma_{ct,max}$ maximale Betonzugspannung

$f_{ctd,fat}$ Bemessungswert der Betonzugfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung

Zur Abgrenzung zwischen einer Druck-Zug-Wechselbeanspruchung und einer Zug-Druck-Wechselbeanspruchung gilt das Kriterium $\sigma_{ct,max} \leq 0,026 \cdot |S_{td,max}| = 0,026 \cdot \gamma_{Ed} \cdot \sigma_{ct,max} / f_{ctd,fat}$ [CEB2010]. Nach Einsetzen der oben stehenden Gleichung für $S_{td,max}$ steht die maximale Zugspannung $\sigma_{ct,max}$ jedoch auf beiden Seiten der Gleichung, so dass eine Anwendung des Abgrenzungskriteriums nicht möglich ist. Daher sollte diese Gleichung überprüft werden.

Betriebsfestigkeitsnachweis (Level III)

Das Nachweisverfahren auf Level III basiert auf der linearen Schadensakkumulation nach PALMGREN-MINER. Die während der Nutzung auftretenden Betriebsbeanspruchungen werden in j Kollektiven zusammengefasst (Betriebsfestigkeitsnachweis, Mehrstufenkollektiv). Auf Grundlage der oben aufgeführten charakteristischen Ermüdungsfestigkeiten des Betons wird für jedes Beanspruchungskollektiv i die zugehörige Bruchlastspielzahl N_{Ri} und in Abhängigkeit der auftretenden Lastspielzahl n_{Si} eine Teilschädigung D_i ermittelt:

$$D = \sum_{i=1}^j n_{Si} / N_{Ri} < D_{lim}$$

Die Teilschädigungen aller Lastkollektive werden aufsummiert. Als Grenzwert der ertragbaren Schädigungssumme D_{lim} wird anstatt des Wertes Eins auf eine Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte gemäß [Zan1997] verwiesen. Danach kann die Schädigungssumme bis zum Versagen des Betons bei abnehmendem Beanspruchungsniveau deutlich kleiner Eins sein. Bei Windenergieanlagen können in den ersten Monaten nach der Errichtung in Testläufen und während der Optimierung der Anlagensteuerung verstärkt Beanspruchungen mit hohen Spannungsschwingbreiten auftreten. Sofern den späteren Betriebsbeanspruchungen besonders ermüdungsrelevante hohe Beanspruchungen vorausgehen, ist eine Begrenzung der rechnerischen Schädigungssumme $D_{lim} < 1$ bei WEA nicht auszuschließen.

Zyklische Schubbeanspruchung

Unter zyklischer Schubbeanspruchung wird zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung unterschieden. Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist nach [CEB2010] ein Ermüdungsnachweis nicht erforderlich, wenn unter der maßgebenden Einwirkungskombination keine Schubrisse auftreten. Andernfalls ist die ertragbare Lastspielzahl in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen der einwirkenden Querkraft und dem Betontraganteil des Querkraftwiderstands zu ermitteln und einzuhalten. Für Bauteile mit Querkraftbewehrung

wird eine Druckstrebenneigung angegeben, mit der die Spannungen in der Querkraftbewehrung zu ermitteln sind. Der Ermüdungsnachweis der Betondruckstreben ist nach den oben beschriebenen Verfahren im Level I oder Level II zu führen.

Verformungsberechnung unter zyklischer Beanspruchung

In [CEB2010], Abschnitt 7.4.1.7 wird ein Erhöhungsfaktor zur Korrektur der Verformungen nach einmaliger Belastung in Abhängigkeit der Lastspielzahl angegeben, um die Verformungszuwächse infolge einer zyklischen Beanspruchung abzuschätzen.

6.2.2 DIN EN 1992-1-1, DIN EN 1992-2, DIN 1045-1 und DIN Fachbericht 102

Die Regelungen zur Betonermüdung in DIN EN 1992-1-1 [EN1992-1-1], DIN EN 1992-2 [EN1992-2], DIN 1045-1 [DIN1045-1] und DIN Fachbericht 102 [DIN-FB2009] sind weitestgehend miteinander vergleichbar und werden daher im vorliegenden Kapitel gemeinsam beschrieben und gegenübergestellt.

Nach DIN EN 1992-1-1 sind tragende Bauteile, die regelmäßigen Lastwechseln unterworfen sind, gegen Ermüdung zu bemessen. Die Spannungsermittlung ist unter Berücksichtigung gerissener Querschnitte unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit durchzuführen. Analog zum Model Code 2010 sind Regelungen zur Erfassung des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Beton- und Spannstahl gegeben. Im DIN-Fachbericht 102 und in DIN 1045-1 werden wiederum vergleichbare Vorgaben zur Ermittlung der Spannungen unter Berücksichtigung einer Rissbildung und des Verbundverhaltens von Beton- und Spannstahl wie in DIN EN 1992-1-1 gegeben.

Zur Ermittlung der Spannungsschwingbreiten ist eine Unterteilung in nichtzyklische und zyklische ermüdungswirksame Einwirkungen vorgesehen. Die Grundkombination der nichtzyklischen Einwirkungen entspricht der häufigen Einwirkungskombination nach [EN1992-1-1]. Diese ist ungünstig mit der 1,0-fachen maßgebenden Ermüdungsbeanspruchung Q_{fat} zu überlagern:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat}$$

Im DIN-Fachbericht 102 für Betonbrücken [DIN-FB2009] wird darauf hingewiesen, dass bei der häufigen Einwirkungskombination für den Ermüdungsnachweis die wahrscheinlichen Setzungen, der häufige Wert der Temperatureinflüsse und Einflüsse aus Windböen zu beachten sind, sofern diese ungünstig wirken bzw. ermüdungsrelevant sind. Bei Brückenbauwerken ist das Verkehrslastmodell für Ermüdung gemäß DIN-Fachbericht „Einwirkungen auf Brücken“ zu beachten. An Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen ist auf erhöhte Spannkraftverluste zu achten. Nach DIN EN 1992-2 sollten die Ermüdungsuntersuchungen für Betonbrücken allgemein unter der Nutzung von Verkehrsdaten und Belastungsmodellen erfolgen, die durch die nationalen Behörden zu spezifizieren sind.

Vereinfachter Nachweis über zulässige Spannungsbereiche (Level I)

Nach DIN EN 1992-1-1, DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102 darf ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung angenommen werden, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$\frac{\sigma_{cd,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{cd,min}}{f_{cd,fat}} \leq \begin{cases} 0,9 & \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \\ 0,8 & \text{für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (1)$$

mit: $\sigma_{cd,max}$ maximale Druckspannung unter der häufigen Einwirkungskombination (Druckspannungen positiv bezeichnet)
 $\sigma_{cd,min}$ minimale Druckspannung an der gleichen Stelle, wo $\sigma_{cd,max}$ auftritt; ist $\sigma_{cd,min}$ eine Zugspannung, dann gilt $\sigma_{cd,min} = 0$.
 (1) nach DIN-Fachbericht 102 generell $\leq 0,9$

Im DIN-Fachbericht 102 wird ergänzend angegeben, dass im Fall einer Zugspannung $\sigma_{cd,min}$ (Druck-Zug-Wechselbeanspruchung) $\sigma_{cd,max}/f_{cd,fat} \leq 0,5$ erfüllt sein sollte. Die beschriebene Bedingung lässt sich in Form eines zulässigen Spannungsbereichs im Goodman-Diagramm (Kapitel 2.1) darstellen (Bild 6-3), das den Einfluss der Unterspannung auf das Ermüdungsverhalten von Beton verdeutlicht. Die zulässige Spannungsschwingbreite wird mit zunehmender Unterspannung kleiner.

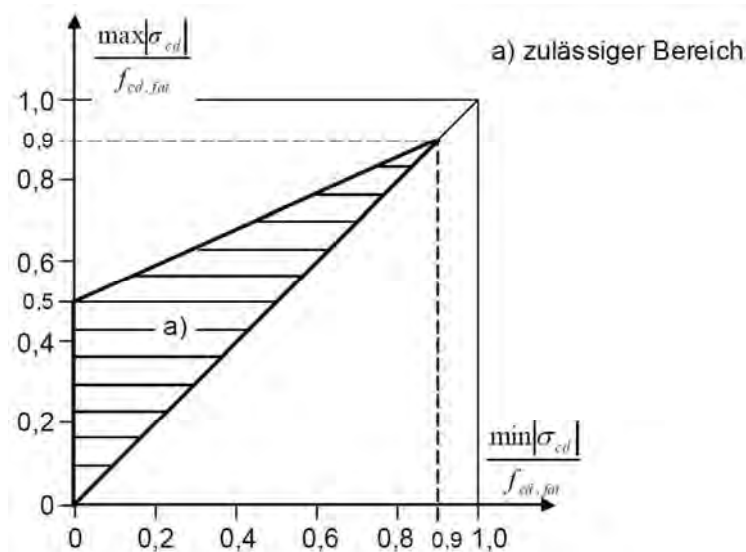


Bild 6-3: Spannungsgrenzen beim vereinfachten Ermüdungsnachweis von Beton unter Druckbeanspruchung; Goodman-Diagramm (für Normalbeton bis Festigkeitsklasse C50/60) (Darstellung aus [DIN-FB2009])

Nach DIN EN 1992-1-1, DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102 ist die oben stehende Ungleichung auch für die Druckstreben von querkräftbeanspruchten Bauteilen anwendbar. Gemäß DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102 ist die maßgebende Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$ in diesem Fall mit dem Abminderungsfaktor $\alpha_c = 0,75$ abzumindern. Für den Nachweis der Druckstreben bei einer kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion ist die Ermüdungsfestigkeit mit $\alpha_{c,red} = 0,7 \cdot \alpha_c$ (bei Kastenquerschnitten mit Bewehrung innen und außen gilt jedoch $\alpha_{c,red} = \alpha_c$) abzumindern. Gemäß DIN EN 1992-1-1 ist außerdem folgender Abminderungsfaktor v anzusetzen:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Folgende Beziehungen sind in DIN EN 1992-1-1, DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102 zum Nachweis des Ermüdungswiderstands von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung unter zyklischer Schubbeanspruchung gegeben:

$$\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0 : \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,9$$

$$\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0 : \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|}$$

mit:

- $V_{Ed,max}$ Bemessungswert der maximalen Querkraft unter häufiger Einwirkungskombination
- $V_{Ed,min}$ Bemessungswert der minimalen Querkraft unter häufiger Einwirkungskombination in dem Querschnitt, in dem $V_{Ed,max}$ auftritt
- $V_{Rd,ct}$ Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft ohne Schubbewehrung

Die beschriebenen Gleichungen lassen sich analog zu Beton unter Druckbeanspruchung in Form eines zulässigen Bereichs im Goodman-Diagramm darstellen (Bild 6-3).

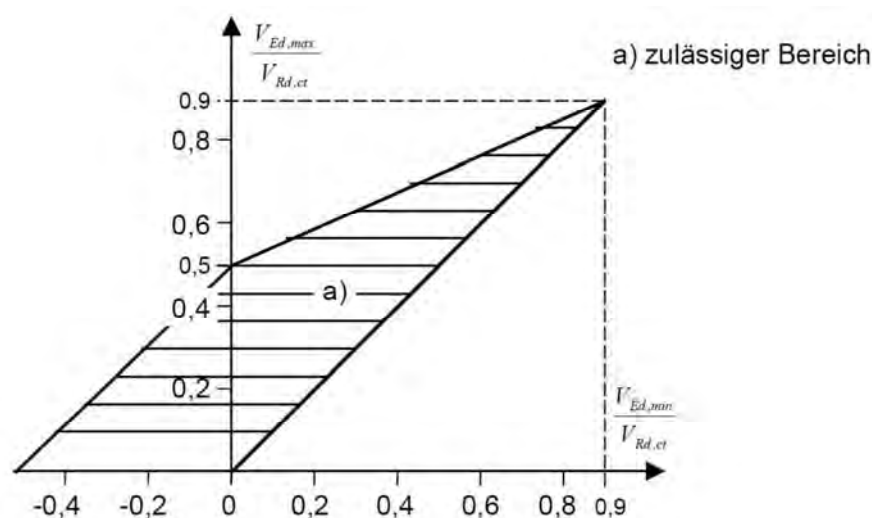


Bild 6-4: Spannungsgrenzen beim vereinfachten Ermüdungsnachweis von Bauteilen unter Querkraft ohne Querkraftbewehrung; Goodman-Diagramm (für Normalbeton bis Festigkeitsklasse C50/60) [DIN-FB2009]

Zu den vorgestellten Nachweisen über zulässige Bereiche im Goodman-Diagramm wird in den Normen keine maximal zulässige Lastspielzahl genannt. Die Nachweise werden ohne Berücksichtigung unterschiedlicher Lastkollektive auf Grundlage der maximalen und der minimalen Spannungsniveaus geführt. Es ist zu erwarten, dass die entsprechenden Bemessungsergebnisse dadurch zumeist konservativ ausfallen, insbesondere durch eine fehlende obere Grenze der Lastspielzahl sind jedoch auch Bemessungsergebnisse auf der unsicheren Seite nicht auszuschließen.

Nachweis über ein schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv (Level II)

Anstelle eines expliziten Nachweises der Betriebsfestigkeit mit einer linearen Schadensakkumulation nach der Palmgren-Miner-Regel darf der Nachweis gegen Ermüdung bei Standardfällen mit bekannten Belastungen über schädigungsäquivalente Druckspannungen geführt werden (Einstufenkollektiv). Dabei wird das tatsächliche Spannungskollektiv durch eine einstufige Beanspruchung mit N^* Lastspielen ersetzt. Nach DIN 1045-1, DIN-Fachbericht 102 und DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit dem Nationalen Anhang Deutschland [EN1992/NA] gilt $N^* = 10^6$. Modelle und Verfahren zur Berechnung der äquivalenten Schwingbreiten für maßgebende Ermüdungsbelastungen der Überbauten von Straßen- und Eisenbahnbrücken sind in [EN1992-2] und [DIN-FB2009] gegeben. Der Nachweis über schädigungsäquivalente Druckspannungen ist erfüllt, wenn folgende Gleichung eingehalten ist. Diese Gleichung lässt sich durch Einsetzen von $\log N = \log N^* = 6$ aus der im nächsten Abschnitt erläuterten Bestimmungsgleichung der Wöhlerlinien für einen Betriebsfestigkeitsnachweis (Level III) ableiten:

$$E_{cd,max,equ} + 0,43 \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1$$

mit:	$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}}$	Verhältnis der Druckspannungen
	$E_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}}$	minimale bezogene Druckspannung
	$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$	maximale bezogene Druckspannung

Betriebsfestigkeitsnachweis (Level III)

Zur Durchführung eines Betriebsfestigkeitsnachweises bei bekannter Ermüdungsbeanspruchung werden im DIN-Fachbericht 102, Anhang A.106 und in DIN EN 1992-2 die Wöhlerlinien von Beton mit folgender Gleichung beschrieben ([EN1992-2] enthält einen Schreibfehler in der betrachteten Gleichung, der bei der Auswertung und aus der Erläuterung der Gleichung deutlich wird):

$$\log N_i = 14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}}$$

mit:	$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}}$	Verhältnis der Druckspannungen ⁽¹⁾
	$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}}$	minimale bezogene Druckspannung ⁽¹⁾
	$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}$	maximale bezogene Druckspannung ⁽¹⁾

⁽¹⁾ in einem Lastzyklus i

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ Ermüdungsfestigkeit des Betons}$$

$$k_1 = 1,0 \quad \text{nach [EN1992/NA]}$$

$$\beta_{cc}(t_0) \quad \text{Koeffizient zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Festigkeitsanstiegs mit Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung des Betons in Tagen } t_0 \quad (\beta_{cc}(t_0) = e^{0,2(1-\sqrt{28/t_0})})$$

Durch den Faktor $\beta_{cc}(t_0)$ wird rechnerisch ein Anstieg der Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$ mit zunehmendem Betonalter vor Beginn der zyklischen Beanspruchung erfasst. Hierdurch sinkt bei gegebener absoluter Beanspruchungshöhe $\sigma_{cd,max}$ insbesondere die bezogene Ober- bzw. Unter- spannung S_{max} bzw. $E_{cd,max} = \sigma_{cd,max}/f_{cd,fat}$ und es ergeben sich entsprechend höhere Bruchlastspielzahlen. Um den rechnerisch günstigen Einfluss von einem Betonalter ≥ 28 Tage zum Zeitpunkt der zyklischen Erstbelastung auszuschließen, gilt nach der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen die Begrenzung $\beta_{cc}(t_0) \leq 1,0$ (Kapitel 6.2.3)

Die Wöhlerlinien nach oben stehender Gleichung sind in Bild 6-5 grafisch dargestellt. Anhand der Wöhlerlinien ist die ertragbare Lastspielzahl bei gegebenem Beanspruchungsniveau zu bestimmen. Zur Ermittlung der resultierenden Schädigungssumme $D_{Ed} \leq 1,0$ darf nach [DIN-FB2009] und [EN1992-2] die Palmgren-Miner-Regel angewendet werden, obwohl ein linearer Schädigungsfortschritt und eine Reihenfolgeunabhängigkeit der Ermüdungsbeanspruchungen beim Werkstoff Beton nicht gegeben sind. Eine mögliche Begrenzung der Schädigungssumme $D_{Ed} < 1$ bei fallendem Beanspruchungsniveau (besonders ermüdungsrelevante Beanspruchungen zu Beginn der Nutzungsdauer) wie im Model Code 2010 oder in Abhängigkeit der Inspizierbarkeit eines Bauteils ist nicht vorgesehen.

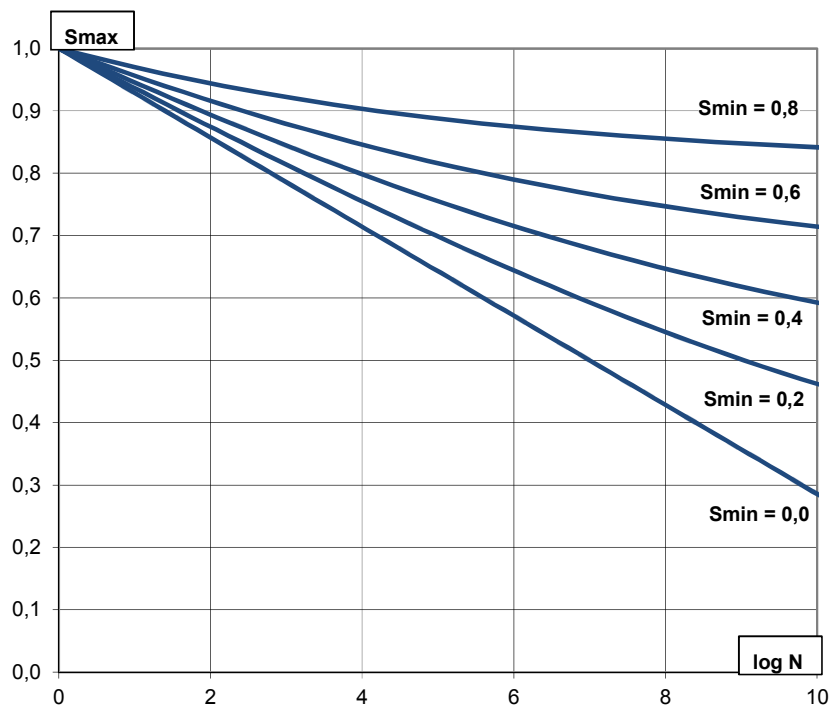


Bild 6-5: Wöhlerlinien für Beton unter Druckbeanspruchung [DIN-FB2009]

Es ist anzumerken, dass die auf die Ermüdungsfestigkeit bezogenen Ober- bzw. Unterspannungen der Ermüdungsbeanspruchung ($E_{cd,max} \cong S_{cd,max}$ bzw. $E_{cd,min} \cong S_{cd,min}$) nach DIN 1045-1

und DIN-Fachbericht 102 entgegen Model Code 2010 in der Biegedruckzone eines Bauteils ohne Ansatz eines Faktors $\eta_c \leq 1$ zur Berücksichtigung von Spannungumlagerungen bestimmt werden. Der Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite $\gamma_{c,fat} = 1,5$ ist in allen Konzepten identisch. Auf der Einwirkungsseite wird dagegen der Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1992-1-1, DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102 allgemein zu $\gamma_{Ed,fat} = 1,0$ gesetzt (häufige Einwirkungskombination) wogegen nach Model Code 2010 im Standardfall zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten bei der Spannungsermittlung $\gamma_{Ed,fat} = 1,1$ zu verwenden ist (vgl. Kapitel 6.2.1).

6.2.3 DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen

Vereinfachter Nachweis über zulässige Spannungsbereiche (Level I)

Analog zu DIN EN 1992-1-1, DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102 wird in der DIBt-Richtlinie für WEA ein vereinfachter Ermüdungsnachweis angegeben. Allerdings sind die Faktoren zur Bestimmung der zulässigen bezogenen Schwingbreite bzw. Oberlast und die maximale nominelle Lastspielzahl verschieden. Für Windenergieanlagen mit einer nominellen Lastspielzahl bis maximal $2 \cdot 10^9$ ist ein detaillierter Nachweis für den Beton nicht erforderlich, wenn folgende Bedingung eingehalten ist:

$$S_{cd,max} \leq 0,4 + 0,46 \cdot S_{cd,min}$$

mit:

$\sigma_{c,max}$	maximale Druckspannung
$\sigma_{c,min}$	minimale Druckspannung
$S_{cd,max}$	maximale bezogene Druckspannung
$S_{cd,min}$	minimale bezogene Druckspannung
$S_{cd,min} = \gamma_{Ed} \sigma_{c,min} \eta_c / f_{cd,fat}$	
$S_{cd,max} = \gamma_{Ed} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$	

Der Teilsicherheitsbeiwert zur Erfassung der Ungenauigkeiten des Modells zur Spannungsermittlung wird zu $\gamma_{Ed} = 1,1$ festgelegt und darf nicht wie gemäß Model Code 2010 zu $\gamma_{Ed} = 1,0$ gewählt werden, wenn das Berechnungsverfahren ausreichend genau oder konservativ ist und dies durch Bauwerksbeobachtungen bestätigt wird. Der Faktor zur Berücksichtigung der ungleichmäßigen Verteilung der Betondruckspannungen η_c darf analog zum Model Code 2010 ermittelt werden (Bild 6-1). Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung ist ebenfalls entsprechend den Regelungen im Model Code 2010 zu ermitteln, wobei wie in Kapitel 6.2.1 erläutert der Faktor $\beta_{cc(t)}$ zur Berücksichtigung des Betonalters t bei Belastungsbeginn auf maximal 1,0 begrenzt wird. Dadurch ist bei einer zyklischen Erstbelastung in einem Betonalter von mehr als 28 Tagen keine zunehmende rechnerische Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$ ansetzbar. Im Fall einer zyklischen Erstbelastung in früherem Betonalter ist allerdings ein Faktor $\beta_{cc(t)} < 1,0$ anzusetzen.

Allgemein sind gemäß [DIBt2004] beim vereinfachten Nachweisverfahren folgende Beanspruchungssituationen zu untersuchen:

- maximale Schwingbreite
- Schwingbreite mit der größten Betondruckspannung $\sigma_{c,max}$
- Schwingbreite mit der kleinsten Betondruckspannung $\sigma_{c,min}$
- Schwingbreite mit dem größten Mittelwert der Betondruckspannung

Es ist anzumerken, dass das vereinfachte Nachweisverfahren in der Praxis aus wirtschaftlichen Gründen kaum angewendet wird. Stattdessen werden Betriebsfestigkeitsnachweise auf Grundlage der Wöhlerlinien und einer linearen Schadensakkumulation geführt.

Nachweis über ein maximales Einstufenkollektiv (Level II) und Betriebsfestigkeitsnachweis (Level III)

Nach der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlage in der Fassung März 2004 [DIBt2004] darf der Ermüdungsnachweis von Beton mit den Verfahren gemäß Model Code 1990 [CEB1990] geführt werden. Die Wöhlerlinien nach Model Code 1990 sind in Bild 6-2 denen des Nachfolgedokumentes Model Code 2010 gegenübergestellt. Ein Betriebsfestigkeitsnachweis darf auf Grundlage der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner geführt werden, wobei die maximale rechnerische Schädigungssumme auf 1,0 begrenzt ist. Die bei der Bemessung von Windenergieanlagen zu berücksichtigen spezifischen Ermüdungsbeanspruchungen sind in [DIBt2004] geregelt.

6.2.4 DIN 4212 - Kranbahnen aus Stahlbeton und Spannbeton

Nachweis über ein äquivalentes Einstufenkollektiv (Level II)

Nach DIN 4212 „Kranbahnen aus Stahlbeton und Spannbeton“ [DIN4212] ist ein Nachweis der Betriebsfestigkeit für Beanspruchungskollektive aus Kranbahnüberfahrten mit Lastspielzahlen $N > 10^4$ erforderlich. Es wird ein Spannungsnachweis getrennt für Beton und Betonstahl im Gebrauchszustand geführt.

DIN 4212 basiert auf dem globalen Sicherheitskonzept und verwendet als Betondruckfestigkeit die im Jahr 1986 gebräuchliche Serienfestigkeit β_{WS} . Die auf die Betonfestigkeit bezogenen zulässigen Spannungsschwingbreiten $2\sigma_{ab}/\beta_{WS}$ sind Wöhlerlinien in Abhängigkeit der Lastspielzahl N und der so genannten Kollektivform (sehr leicht: S_0 , leicht: S_1 , mittel: S_2 , schwer: S_3) zu entnehmen. Die Kollektivformen sind nach DIN 4212, Anhang A einzustufen und richten sich nach dem Anteil der Lastwechsel mit höheren oder maximalen Spannungsschwingbreiten an der gesamten Lastspielzahl. Somit wird der Ermüdungsnachweis auf Grundlage eines geeigneten Einstufenkollektivs entsprechend dem Nachweislevel II geführt. In Bild 6-6 sind die Wöhlerlinien für drei verschiedene Unterspannungen $\sigma_{ub} \leq 0,05 \beta_{WS}$, $\sigma_{ub} = 0,2 \beta_{WS}$ und $\sigma_{ub} = 0,3 \beta_{WS}$ aus DIN 4212 dargestellt. Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.

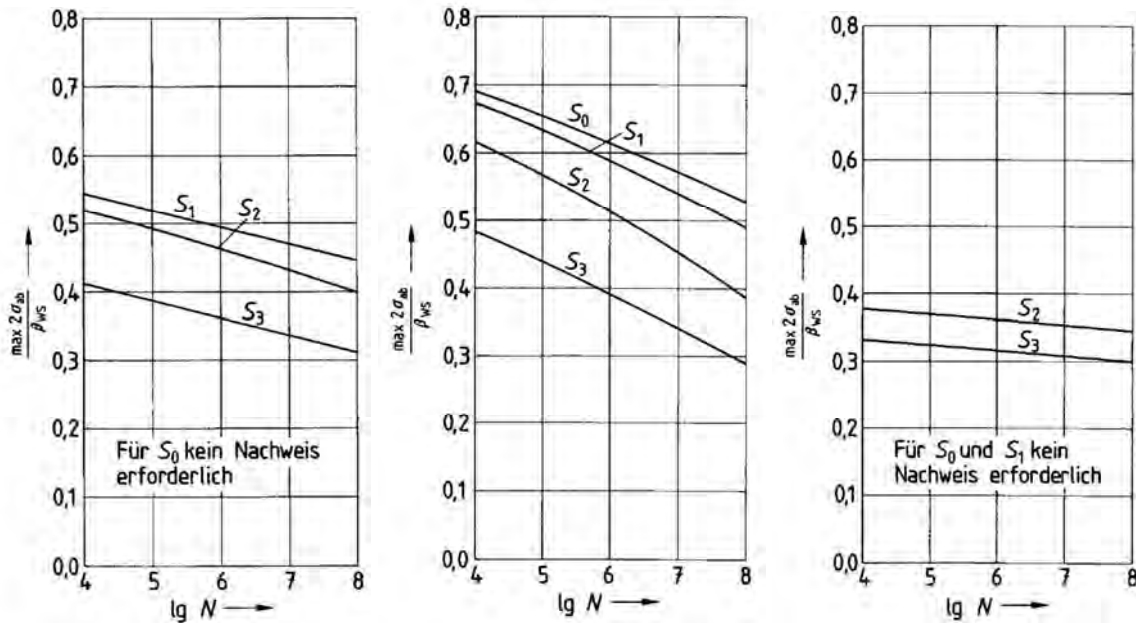


Bild 6-6: Zulässige Werte der bezogenen Schwingbreite der Betonspannungen $2\sigma_{ab}/\beta_{WS}$ für unterschiedliche Unterspannungen σ_{ub} (links: $\sigma_{ub} \leq 0,05 \beta_{WS}$, mitte: $\sigma_{ub} = 0,2 \beta_{WS}$, rechts: $\sigma_{ub} = 0,3 \beta_{WS}$) [DIN4212]

Ein Nachweis der Betonspannungen infolge einer zyklischen Querkraftbeanspruchung ist nach DIN 4212 nicht erforderlich. Als Querkraftbewehrung dürfen nur Bügel angesetzt werden.

6.2.5 Norwegische Normung (DNV-OS-C502)

Betriebsfestigkeitsnachweis (Level III)

Nachfolgend werden die Regelungen des Norwegischen Standards DNV-OS-C502 [DNV-C502] für Offshore-Konstruktionen aus Beton zusammengefasst. Innerhalb der Europäischen Normen enthält DNV-OS-C502 vergleichbar umfangreiche Regelungen zum Betriebsfestigkeitsnachweis (Level III) bei Bauwerken unter zyklischen Beanspruchungen mit hohen Lastspielzahlen. Auf die Ermüdungsnachweise gemäß DNV-OS-C502 wird insbesondere in der Norwegischen Norm DNV-OS-J101 [DNV-J101] zur Bemessung von Offshore-Windenergieanlagen verwiesen.

Zur Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchungen wird darauf hingewiesen, dass die langfristigen Auswirkungen zufällig verteilter Einwirkungen statistisch auszuwerten und in geeigneter Weise zu berücksichtigen sind. Resonanzeffekte, das Dämpfungsverhalten und eine ausreichende Duktilität der Konstruktion sollen bei der Bemessung beachtet werden. Die Spannungen infolge der Ermüdungsbeanspruchung sind auf Grundlage realistischer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen zu ermitteln, wobei zeitabhängige Effekte infolge Kriechen und Schwinden berücksichtigt werden sollten. Eine spezielle Einwirkungskombination für den Ermüdungsnachweis wird nicht vorgegeben.

Allgemein wird eine Bemessung auf Grundlage der Ergebnisse von Ermüdungsversuchen und Untersuchungen zur Schadensakkumulation oder basierend auf bruchmechanischen

Ansätzen zugelassen. Die gewählten Berechnungs- bzw. Nachweisverfahren sollen geeignet und angemessen sein und sind ausreichend zu dokumentieren. Als konkreten Berechnungsansatz regelt DNV-OS-C502 den Ermüdungsnachweis über eine lineare Schadensakkumulation nach der Palmgren-Miner-Regel. Der Nachweis gilt als erfüllt, wenn die zulässige Schädigungssumme η in Abhängigkeit der Zugänglichkeit und der Wartungsmöglichkeit des betroffenen Bauteils gemäß Tabelle 6-3 nicht überschritten wird. Für Inspektionen und Wartung nicht zugängliche Bauteile dürfen danach lediglich eine Schädigungssumme von $\eta \leq 0,33$ erreichen. Es wird eine Mindestanzahl von acht Spannungskollektiven zur Ermittlung der Lebensdauer mittels linearer Schadenshypothese empfohlen:

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} < \eta$$

- mit :
- k Anzahl der Spannungskollektive ($k \geq 8$)
 - n_i einwirkende Lastspielzahl für Kollektiv i
 - N_i Bruchlastspielzahl gemäß Wöhlerlinie für Kollektiv i
 - η zulässige Schädigungssumme nach Tabelle 6-3

Tabelle 6-3: Zulässige Schädigungssummen beim Ermüdungsnachweis nach [DNV-C502]

zulässige Miner-Summe η nach [DNV-C502]		
kein Zugang für Inspektion und Wartung	unterhalb oder in der Spritzwasserzone ⁽¹⁾	oberhalb der Spritzwasserzone ⁽²⁾
0,33	0,50	1,00

⁽¹⁾ bei rauen Umgebungsbedingungen können auch Bauteile in der Spritzwasserzone nicht zugänglich sein, so dass $\eta \leq 0,33$ einzuhalten ist

⁽²⁾ für Bewehrung, die normalerweise nicht inspiziert und ertüchtigt werden kann, ist auch oberhalb der Spritzwasserzone $\eta \leq 0,5$ einzuhalten

Die Bruchlastspielzahl N ist durch folgende Gleichung zu ermitteln:

$$\log N = C_1 \left(\frac{1 - \frac{\sigma_{\max}}{f_{rd}}}{1 - \frac{\sigma_{\min}}{f_{rd}}} \right)$$

- mit
- f_{rd} Betondruckfestigkeit für die betrachtete Beanspruchungsart
 - σ_{\max} maximale Druckspannung, Mittelwert des jeweiligen Spannungsblocs
 - σ_{\min} minimale Druckspannung, Mittelwert des jeweiligen Spannungsblocs;
wenn σ_{\min} im Zugbereich, dann gilt $\sigma_{\min} = 0$
 - C_1 = 12 für Konstruktionen, die der Luft ausgesetzt sind
= 10 für Konstruktionen im Wasser unter Druckschwellbeanspruchung
= 8 für Konstruktionen im Wasser unter Druck-Zug-Wechselbeanspruchung

Nach [DNV-C502] ist anstelle einer einheitlichen Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$ der Materialwiderstand f_{rd} in Abhängigkeit der Beanspruchungsart zu bestimmen. Für zentrische Druckkräfte gilt $f_{rd} = f_{cd}$. Bei einer Biegebeanspruchung kann innerhalb der Druckzone eine lineare Spannungsverteilung angenommen werden und es gilt der erhöhte Materialwiderstand $f_{rd} = \alpha \cdot f_{cd}$. Der Vorfaktor $\alpha > 1,0$ wird in Abhängigkeit des Spannungsgradienten in einem maximal 300 mm breiten Randbereich der Biegedruckzone ermittelt. Der Bemessungswert f_{cd} wird im Unterschied zu den bisher vorgestellten Regelwerken mit einem geringeren Teilsicherheitsbeiwert γ_c für Beton von 1,1 bzw. 1,2 bestimmt (bewehrter Beton, γ_c abhängig vom gewählten Berechnungsverfahren bei der Bemessung, insbesondere von der Berücksichtigung möglicher Streuungen der Eingangsparameter).

Der Faktor C_1 beeinflusst die Steigung der Wöhlerlinien zur Berücksichtigung unterschiedlicher Umweltbedingungen und Beanspruchungsformen. Für Konstruktionsteile an der Luft werden höhere Bruchlastspielzahlen als für Bereiche unter Wasser ausgewiesen. Darüber hinaus wird für wassergesättigte Bauteile zwischen einer Druckschwellbeanspruchung mit höheren und einer Druck-Zug-Wechselbeanspruchung mit geringeren ertragbaren Lastspielzahlen unterschieden.

Im Bereich hoher Lastspielzahlen ($\log N > X$) werden die Wöhlerlinien durch Ansatz eines Faktors C_2 abgeflacht, so dass die rechnerischen Bruchlastspielzahlen gegenüber der oben angegebenen Beziehung ansteigen:

$$X = \frac{C_1}{1 - \frac{\sigma_{\min}}{f_{rd}} + 0,1 \cdot C_1}$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot (\log N - X) > 1,0$$

In Bild 6-7 sind die resultierenden Wöhlerlinien nach [DNV-C502] für luftgelagerte Konstruktionsbereiche unter Druckschwellbeanspruchung ($C_1 = 12$) in Abhängigkeit der bezogenen Unterspannungen $S_{\min} = \sigma_{\min} / f_{rd}$ und Oberspannungen $S_{\max} = \sigma_{\max} / f_{rd}$ dargestellt.

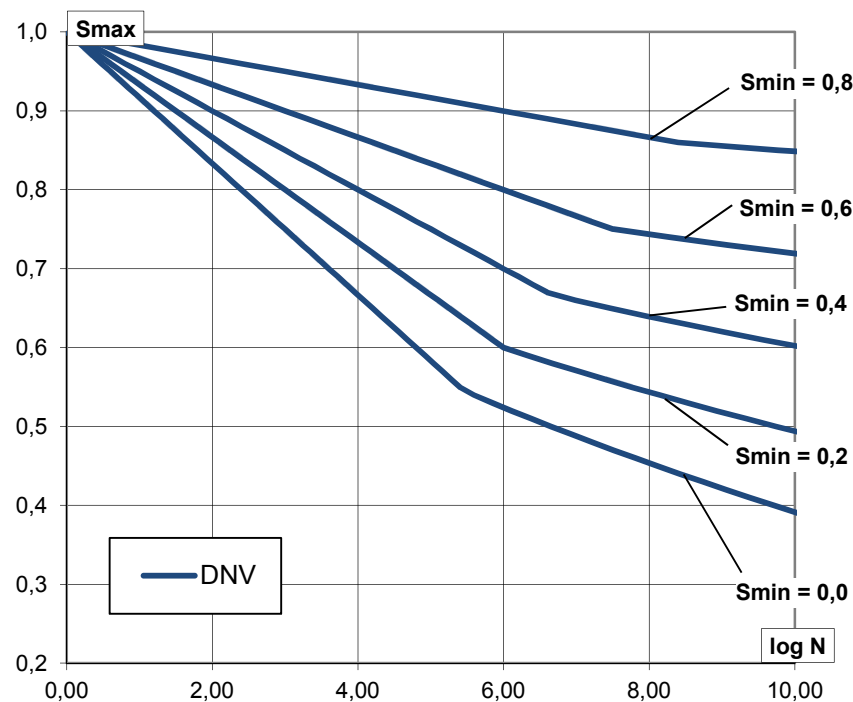


Bild 6-7: Wöhlerlinien des Betons für luftgelagerte Konstruktionsbereiche unter Druckschwellbeanspruchung ($C_1 = 12$) nach [DNV-C502]

Nach [DNV-C502] sind bei der Anwendung von Wöhlerlinien für einen Betriebsfestigkeitsnachweis Maßstabeffekte aus der Bauteildicke zu beachten, sofern diese bemessungsrelevant sind. Konkrete Regelungen sind jedoch nicht angegeben.

Bei zufällig verteilten Ermüdungsbeanspruchungen infolge Wind, Wellen, Verkehr usw. darf nach DNV-OS-C502, M111 eine ausreichende Tragfähigkeit angenommen werden, wenn die rechnerische Bruchlastspielzahl für die maximale auftretende Spannungsamplitude größer als $2 \cdot 10^6$ ist.

Das beschriebene Nachweiskonzept kann auf Bauteile ohne Querkraftbewehrung unter ermüdungswirksamen Schubbeanspruchungen übertragen werden, indem anstelle der Quotienten σ_{max}/f_{rd} und σ_{min}/f_{rd} die Verhältnisse V_{max}/V_{cd} bzw. V_{min}/V_{cd} eingesetzt werden (mit V_{cd} : Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung, V_{max} , V_{min} : einwirkende Querkräfte). Der Vorfaktor C_1 zur Ermittlung der Bruchlastspielzahl wird wiederum in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen und der Beanspruchungsform (Vorzeichenwechsel der Querkraftbeanspruchung im betrachteten Querschnitt oder nicht) festgelegt. Im Falle eines Vorzeichenwechsels der Querkraftbeanspruchung ist die Bruchlastspielzahl mit der Formel $\log N = 1 + V_{min}/V_{cd}$ zu ermitteln.

Für Bauteile mit Querkraftbewehrung wird ein analoger Nachweis vorgegeben, wobei die einwirkende Querkraftbeanspruchung anteilig entsprechend dem Betontraganteil am gesamten Querkraftwiderstand zu berücksichtigen ist. Zum Nachweis der Betondruckstreben tragfähigkeit kann der Nachweis mit den Verhältnissen V_{max}/V_{ccd} bzw. V_{min}/V_{ccd} (mit V_{ccd} : Bemessungswert der Druckstreben- bzw. Maximaltragfähigkeit) anstelle der Quotienten σ_{max}/f_{rd} und σ_{min}/f_{rd} geführt werden.

Analog zum Ermüdungsnachweis unter Druckschwellbeanspruchung und unter Querkraftbeanspruchung kann ein Verankerungsnachweis nach [DNV-C502] durch Einsetzen der Verhältnisse $\tau_{b,max}/f_{bd}$ und $\tau_{b,min}/f_{bd}$ anstelle von σ_{max}/f_{rd} und σ_{min}/f_{rd} geführt werden (mit τ_b : einwirkende Verbundspannung, f_{bd} : Bemessungswert der Verbundfestigkeit).

6.2.6 Niederländische Normung (NEN 6723)

Zur Erfassung einer Steifigkeitsreduktion des Betons unter Ermüdungsbeanspruchung (Kapitel 4) definiert die niederländische Betonbaunorm NEN 6723 [NEN2009] einen reduzierten E-Modul für die Bemessung:

$$E_{c,fat} = 0,60 E_c = 0,60$$

Im vorliegenden Bericht werden die Nachweiskonzepte auf Level II (Nachweis anhand eines Einstufenkollektivs) und Level III (Betriebsfestigkeitsnachweis) für eine Druckschwellbeanspruchung und eine Zug-Druck-Wechselbeanspruchung bzw. eine Zugschwellbeanspruchung zusammengefasst. Auf die Nachweise von Bauteilen unter ermüdungswirksamen Schubbeanspruchungen wird im vorliegenden Bericht nicht eingegangen, da diese spezifisch für die Querkraftnachweiskonzepte gemäß NEN 6723 sind.

Betriebsfestigkeitsnachweis (Level III)

Zur Durchführung eines Betriebsfestigkeitsnachweises darf die lineare Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner angewendet werden. Dabei wird die zulässige Schädigungssumme unabhängig von den Randbedingungen (z.B. Inspizierbarkeit) auf den Wert 1,0 begrenzt.

Die Bestimmungsgleichung der Wöhlerlinien für Druckschwellbeanspruchungen mit einer bezogenen Oberspannung $S_{max} > 0,25$ in [NEN2009] lautet:

$$\log N_i = 10 \cdot \frac{1 - \sigma_{cd,max}/f_{b,v}}{\sqrt{1 - R}}$$

mit:	$\sigma_{cd,min}$ =	minimale Betondruckspannung
	$\sigma_{cd,max}$ =	maximale Betondruckspannung
	$f_{b,v}$ =	Bemessungswert der Ermüdungsdruckfestigkeit
	$R = \frac{\sigma_{cd,min}}{\sigma_{cd,max}}$	Verhältnis der Betondruckspannungen

Der Bemessungswert der Ermüdungsdruckfestigkeit $f_{b,v}$ wird wie folgt ermittelt:

$$f_{b,v} = \begin{cases} 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_m & \text{bis C25/30} \\ 0,50 \cdot (0,85 \cdot f_{ck} - 0,85 \cdot 30) + 0,85 \cdot 30 / \gamma_m & \text{ab C25/30} \end{cases}$$

mit	$f_{c,k}$ =	charakteristische Druckfestigkeit (28d)
	$\gamma_m = 1,20$	Teilsicherheitsbeiwert für Beton unter Druck

Die oben stehende Gleichung zur Ermittlung der Wöhlerlinien entspricht abgesehen vom Vorfaktor zehn anstelle von vierzehn der Regelung nach DIN Fachbericht 102. Der qualitative Verlauf der Wöhlerlinien ist dementsprechend Bild 6-5 (Kapitel 6.2) zu entnehmen. In [NEN2009] wird eine Dauerschwingfestigkeit des Betons beim Wert $0,25 \cdot f_{b,v}$ angenommen, so dass die Wöhlerlinien bei $S_{max} = 0,25$ abknicken und für zunehmende Lastspielzahlen horizontal verlaufen.

Für eine Zug-Druck-Wechselbeanspruchung und eine Zugschwellbeanspruchung mit einer bezogenen Oberspannung $S_{max} > 0,25$ (im Zugbereich) werden die Wöhlerlinien durch folgende Gleichung beschrieben:

$$\log N_i = 10 \cdot (1 - \sigma_{ctd,max} / f_{bt,v})$$

mit: $\sigma_{ctd,max}$ = maximale Betonzugspannung
 $f_{bt,v}$ = Bemessungswert der Ermüdungszugfestigkeit

Der Bemessungswert der Ermüdungszugfestigkeit $f_{bt,v}$ wird wie folgt ermittelt:

$$f_{bt,v} = (1,0 + 0,05 \cdot \begin{cases} 1,0 + 0,05 \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_{m,t} & \text{bis C25/30} \\ 1,0 + 0,05 \cdot (0,50 \cdot (0,85 \cdot f_{ck} - 0,85 \cdot 30) + 0,85 \cdot 30) / \gamma_{m,t} & \text{ab C25/30} \end{cases}$$

mit $\gamma_{m,t} = 1,40$ Teilsicherheitsbeiwert für Beton unter Zug

Analog zum Druckbereich wird unter zyklischen Ermüdungsbeanspruchungen im Zugbereich eine Dauerschwingfestigkeitsgrenze des Beton beim Wert $0,25 \cdot f_{bt,v}$ angenommen.

Nachweis über ein Einstufenkollektiv (Level II)

Der Ermüdungsnachweis für eine einstufige Druckschwellbeanspruchung mit der Oberspannung $\sigma_{cd,max}$ unter der maßgebenden Einwirkungskombination wird als Spannungsnachweis geführt:

$$\sigma_{cd,max} \leq f_{bu,v}(n)$$

$$\text{mit: } f_{bu,v}(n) = (1 - 0,1 \cdot \beta \cdot \sqrt{1 - R} \cdot \log(n)) \cdot f_{b,v} \geq 0,25 \cdot f_{b,v}$$

Bemessungswert der Ermüdungsdruckfestigkeit bei n Lastwechseln

Bei einer einstufigen Zug-Druck-Wechselbeanspruchung oder Zugschwellbeanspruchung lautet der erforderliche Spannungsnachweis:

$$\sigma_{ctd,max} \leq f_{btu,v}(n)$$

$$\text{mit: } f_{btu,v}(n) = (1 - 0,1 \cdot \log(n)) \cdot \alpha \cdot f_{bt,v} \geq 0,25 \cdot \alpha \cdot f_{bt,v}$$

$\alpha = 1,5$ wenn die Bewehrung entsprechend NEN 6720, Abschnitt 8.7.2 und 8.7.3 ausgebildet wird

= 1,0 in allen anderen Fällen

6.2.7 Nordamerikanische Normung (ACI 318-08)

Vereinfachter Spannungsnachweis (Level I)

Der Amerikanische Standard ACI 318-08 [ACI2008] sieht keinen expliziten Ermüdungsnachweis vor. Ein Ermüdungsnachweis wird indirekt durch eine Begrenzung der Betondruckspannungen auf Gebrauchslastniveau erbracht. Nach ACI 318-08, Abschnitt 18.4 (Anforderungen an biegebeanspruchte vorgespannte Bauteile im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) sind folgende Spannungsbegrenzungen einzuhalten:

Randspannung in der Druckzone infolge Vorspannung und ständigen Lasten: $\sigma_1 \leq 0,45 f'_c$

Randspannung in der Druckzone unter Volllast: $\sigma_2 \leq 0,60 f'_c$

mit: f'_c = Zylinderdruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen

Die beschriebene Regelung entspricht einem vereinfachten Spannungsnachweis auf dem Level I. Gemäß der Erläuterung in [ACI2008] wurde die Spannungsgrenze $\sigma_1 \leq 0,45 f'_c$ konservativ gewählt, um ein Versagen vorgespannter Bauteile unter wiederholten Belastungen auszuschließen. Weiterhin sollen dadurch übermäßige Kriechverformungen ausgeschlossen werden. Nach den Ergebnissen von Ermüdungsversuchen an vorgespannten Trägern sei Betonversagen nicht die maßgebende Bruchursache. Durch die Spannungsgrenze $\sigma_2 \leq 0,60 f'_c$ unter Volllast wird eine Erhöhung der Betondruckspannung in der Randfaser um 1/3 gegenüber dem Wert unter ständigen Einwirkungen infolge veränderlicher Einwirkungen zugelassen. Lastspielzahlen der veränderlichen Einwirkungen werden nicht berücksichtigt.

Weitergehende Untersuchungen zur Berücksichtigung einer Ermüdungsbeanspruchung sind nach [ACI2008] bei Vorspannung mit Verbund hinsichtlich der Spanngliedabstände und bei Vorspannung ohne Verbund hinsichtlich der Spanngliedverankerungen und –kopplungen erforderlich. Detaillierte Berechnungsvorgaben sind jedoch nicht gegeben. Es wird darauf hingewiesen, dass Regelungen zu Verankerungen und Stahleinbauteilen des Anhangs D in [ACI2008] keine hochzyklischen Beanspruchungen umfassen.

6.2.8 Zusammenfassung und Gegenüberstellung der Regelwerke

Bei der Bemessung von WEA werden für Bauteile mit hoher zyklischer Beanspruchung in der Praxis in erster Linie Betriebsfestigkeitsnachweise auf der Grundlage von Wöhlerlinien und einer linearen Schadensakkumulation nach der Palmgren-Miner-Regel geführt (Level III). Daher werden zur Gegenüberstellung der angeführten Normen bzw. Richtlinien die verschiedenen Wöhlerlinien herangezogen. Unterschiedliche Wöhlerlinien liefern unterschiedliche Bruchlastspielzahlen, so dass die rechnerische Teilschädigung infolge eines gegebenen Lastkollektivs beeinflusst wird und abweichende Ermüdungswiderstände ermittelt werden. Dies gilt insbesondere bei geringen Spannungsniveaus, da hier die Wöhlerlinien im Allgemeinen eine geringere Steigung aufweisen.

Der Verlauf der Wöhlerlinien kann jedoch lediglich einen Anhaltspunkt zur Beurteilung der letztendlichen Bemessungsergebnisse liefern. Weitere Einflussparameter der Bemessungsergebnisse sind:

- die beim Ermüdungsnachweis zu berücksichtigten Einwirkungen
 - Definition der ermüdungsrelevanten Einwirkungen
 - maßgebende Einwirkungskombination, insbesondere Kombinationsbeiwerte bei gleichzeitiger Wirkung mehrerer ermüdungswirksamer Einwirkungen
 - Auswirkungen von Resonanzeffekten
- das Sicherheitskonzept
 - Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten bei der Spannungsermittlung
 - Teilsicherheitsbeiwerte und Rechenansätze auf der Widerstandsseite zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit
 - Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche Lasten auf der Einwirkungsseite
- die zulässige rechnerische Schädigungssumme nach der Palmgren-Miner-Regel
 - in Abhängigkeit der Zugänglichkeit der Konstruktion
 - in Abhängigkeit der zeitlichen Reihenfolge zyklischer Beanspruchungen mit unterschiedlichen Spannungsniveaus
- die Erfassung von Randbedingungen
 - Betonalter bei zyklischer Erstbelastung
 - Feuchtegehalt des untersuchten Bauteils
 - Spannungszustand bzw. Spannungsgradient im untersuchten Bauteil
 - Steifigkeitsverlust infolge der zyklischen Beanspruchung

Aufgrund der zahlreichen Einflussparameter sind allgemeine Aussagen zum Bemessungsniveau der unterschiedlichen Normen anhand der Wöhlerlinien nur eingeschränkt möglich. Entsprechend den Verläufen der Wöhlerlinien können die unterschiedlichen Regelwerke bei verschiedenen Spannungsniveaus konservativere bzw. progressivere Bemessungsergebnisse liefern. Daher soll an dieser Stelle alleine der Verlauf der Wöhlerlinien unter Berücksichtigung der in Kapitel 2.2 und 3 zusammengefassten Erkenntnisse bewertet werden. In Bild 6-8 sind die verschiedenen Wöhlerlinien der untersuchten Regelwerke zusammengefasst. Die Wöhlerlinien nach der Niederländischen Normung [NEN2009] verlaufen wie in Kapitel 6.2.6 beschrieben qualitativ gleich wie die gemäß DIN-Fachbericht 102 und DIN EN 1992-2 (Vorfaktor 10 anstelle von 14) und sind hier zur besseren Übersicht nicht dargestellt.

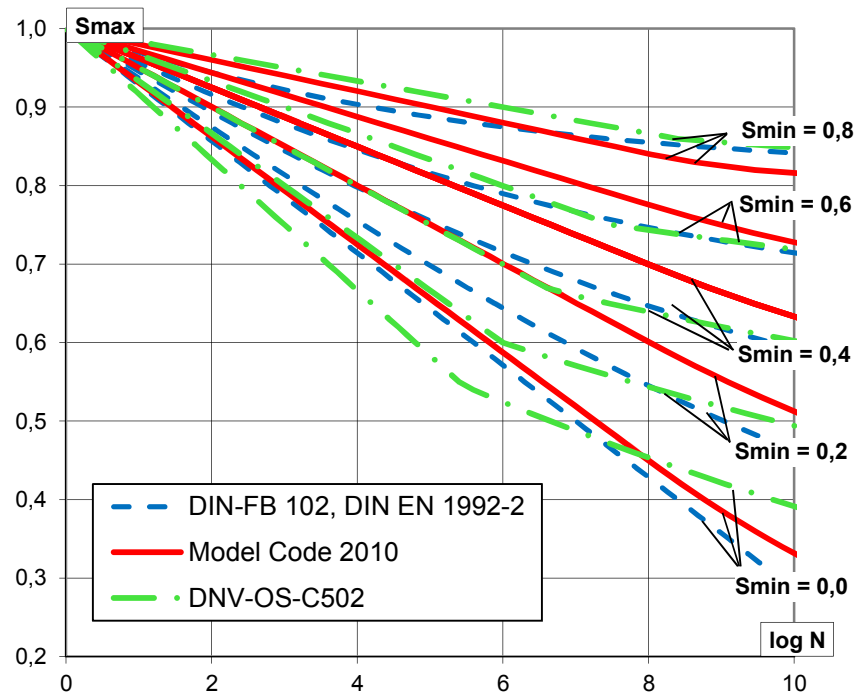


Bild 6-8: Wöhlerlinien nach den untersuchten Regelwerken

Von den untersuchten Ansätzen flachen insbesondere die Kurvenverläufe nach der Norwegischen Norm DNV-OS-C502 bei geringen bezogenen Unterspannungen S_{min} im Bereich hoher Lastspielzahlen stark ab. Die Gleichung zur Ermittlung der Wöhlerlinien bei hohen Beanspruchungshorizonten ($S_{max} = 0,65$ bis $0,90$) wurde für Offshore-Konstruktionen hergeleitet. Nach [Ste1990] ist eine Extrapolation dieser Beziehung für geringere Spannungsniveaus nach einem Vergleich mit Versuchsergebnissen zu konservativ, so dass eine geringere Steigung der Wöhlerlinien in die Normung aufgenommen wurde. Auch nach [Hoh2004], [Kla1978] und [Wei1975] ist eine Extrapolation der Versuchsergebnisse aus dem Zeitfestigkeitsbereich in den Bereich sehr hohe Lastspielzahlen nicht angemessen (vgl. Kapitel 3). Dementsprechend flachen alle Wöhlerlinien mit zunehmender Lastspielzahl mehr oder weniger stark ab, wobei sich nach DIN Fachbericht 102 und DIN EN 1992-2 bei geringen bezogenen Unterspannungen S_{min} annähernd lineare Verläufe ergeben.

Eine Dauerfestigkeitsgrenze ist lediglich bei den Wöhlerlinien gemäß der niederländischen Norm NEN 6723 auf dem Niveau $S_{max} = 0,25$ geregelt. Demzufolge tragen zyklische Beanspruchungen unterhalb von $S_{max} = 0,25$ unabhängig von der Lastspielzahl nicht zur Schädigungssumme bei, obwohl eine Dauerfestigkeitsgrenze bisher experimentell nicht eindeutig bestätigt werden konnte (Kapitel 3). Es ist anzumerken, dass das Nachweiskonzept aus Model Code 2010 im Level 1 ($\gamma_{Ed} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c \leq 0,45 \cdot f_{cd,fat}$) keiner Definition einer Dauerfestigkeitsgrenze bei $S_{max} = 0,45$ gleich kommt. Es handelt sich um einen vereinfachten Nachweis mit dem maximalen auftretenden zyklischen Beanspruchungsniveau, der (wie in Kapitel 6.2.1 erläutert) ohne weitere Untersuchungen lediglich für übliche Hochbauten angewendet werden sollte.

Alle Wöhlerlinien berücksichtigen einen Einfluss der Unterspannung und damit der Spannungsschwingbreite bei gegebener Oberspannung der zyklischen Beanspruchung. Qualitativ erfassen alle Regelwerke einen gleichförmigen Anstieg der rechnerischen Bruchlastspielzahl

mit abnehmender bezogener Unterspannung S_{min} . Der abnehmende Ermüdungswiderstand mit steigender Spannungsschwingbreite bzw. geringerer bezogener Unterspannungen S_{min} bei gegebener Oberspannungen S_{max} entspricht den Versuchsergebnissen aus [Mur1958] und [Gae1962]. Keine der untersuchten Regelungen weist im gesamten Beanspruchungsspektrum jeweils die geringsten oder höchsten Lastspielzahlen aus. Nach den Wöhlerlinien der einzelnen Regelwerke ergeben sich teilweise bei unterschiedlichen bezogenen Unterspannungen und Lastspielzahlen abwechselnd höhere oder geringere Lastspielzahlen. Alle Wöhlerlinien laufen bei kleinen Lastspielzahlen zusammen. Dies entspricht den Versuchsergebnissen aus [Mur1958], wonach der Einfluss der Schwingbreite mit zunehmender Oberspannung abnimmt (Kapitel 5.5.2).

Die verschiedenen Regelwerke berücksichtigen die Einflüsse aus dem Betonalter zu Beginn der zyklischen Beanspruchung, der Betonfestigkeit, der Umweltbedingungen, des Spannungsgradienten oder der Inspizierbarkeit nur vereinzelt bzw. unterschiedlich. Lediglich in der Norwegischen und in der Niederländischen Normung wird ein Steifigkeitsverlust infolge zyklischer Beanspruchung angesetzt. Durch einen Steifigkeitsverlust werden bei dynamischer Beanspruchung oder statisch unbestimmten Systemen die Schnittgrößen bzw. die Spannungen und somit wiederum die Ermüdungsbeanspruchungen beeinflusst. Einflüsse aus der Belastungsfrequenz, eventueller Ruhephasen während der zyklischen Beanspruchung oder mehraxialer Spannungszustände werden in keiner der betrachteten Vorschriften erfasst. Allgemein ist bei allen Betriebsfestigkeitsnachweisen auf Grundlage der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner kritisch anzumerken, dass die Grundvoraussetzungen Linearität und Reihenfolgeunabhängigkeit dieser Hypothese für den Werkstoff Beton nicht gegeben sind. Als weiteres Defizit sind fehlende Versuchsergebnisse zur Absicherung der Wöhlerlinien im Bereich sehr hoher Lastspielzahlen ($N \geq 10^7$) zu nennen, um hochzyklisch beanspruchte Bauwerke wie WEA mit geplanten Lebensdauern von 20 bis 25 Jahren zu bemessen. Aus diesen Gründen wurden insbesondere in den letzten Jahren weitergehende Nachweiskonzepte entwickelt (Kapitel 6.3).

6.3 Energetische Ansätze aus der Literatur

In der Literatur sind verschiedene Modifizierungen der Palmgren-Miner-Regel zur Durchführung von Betriebsfestigkeitsnachweisen bei wechselnder Beanspruchungshöhe zu finden. Ziel ist es dabei im Allgemeinen, die Nichtlinearität und Reihenfolgeunabhängigkeit der Schadensakkumulation im Ermüdungsnachweise zu erfassen. Nach [Grü2006b] basieren diese phänomenologischen Ansätze jedoch im Wesentlichen auf Auswertungen durchgeführter Versuchsreihen und sind nicht direkt auf andere Versuchsergebnisse übertragbar. Nachfolgend werden sehr vielversprechende energetische Ansätze zur Beschreibung des Materialverhaltens von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung in Anlehnung an den Beitrag [Grü2006b] zusammengefasst. Ausgehend von PFANNER [Pfa2003], der einen energetischen Ansatz bei konstanter Spannungsschwingweite entwickelte, wurde dieser später von GRÜNBERG und GÖHLMANN [Grü2006a], [Grü2008], [Göh2010] für mehrstufige Beanspruchungen und mehraxiale Spannungszustände erweitert.

Die grundlegende Hypothese des energetischen Ansatzes zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses ist eine von der Beanspruchungsform unabhängige Energiedissipation mit fortschreitender mechanischer Schädigung (D) des Betons:

$$W^{da}_{(D)} = W^{fat}_{(D, \sigma^{fat}, N)}$$

Um einen bestimmten Schädigungszustand zu erreichen, ist beim Ermüdungsprozess die gleiche Energie $W_{(D)}$ wie bei monotoner Belastung aufzuwenden. In Bild 6-9 sind die durch eine Schädigung dissipierten Energieanteile bei monotoner und bei zyklischer Beanspruchung dargestellt.

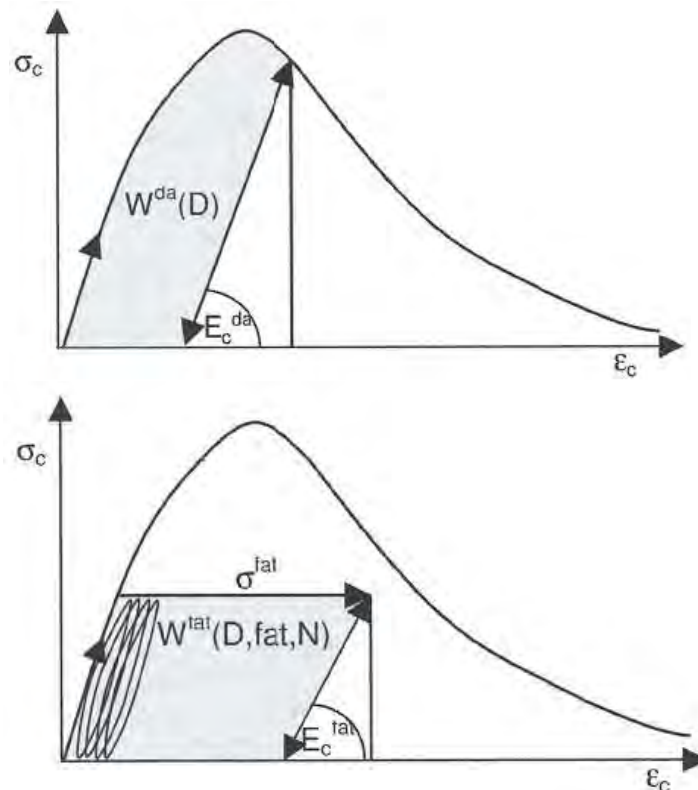


Bild 6-9: Schädigungsenergie bei monotoner Druckbeanspruchung (oben) und bei Ermüdungsbeanspruchung (unten) nach [Pfa2003] (aus [Grü2006b])

Mit dem energetischen Ansatz kann die Schädigung während eines Ermüdungsprozesses über die geleistete Arbeit definiert und entsprechend der o.g. Schädigungshypothese aus der monotonen Arbeitslinie des Betons bestimmt werden. Als monotone Arbeitslinie wird das Materialgesetz von PÖLLING [Pöl2000] zu Grunde gelegt, aus dem bei jedem Schädigungszustand D die Energie $W^{da}_{(D)}$ zu ermitteln ist. Für die Berechnung von $W^{fat}_{(D, \sigma^{fat}, N)}$ ist zusätzlich die Kenntnis der Ermüdungsbeanspruchung σ^{fat} und der Lastspielzahl N erforderlich. Dabei wird von PFANNER [Pfa2003] zur Bestimmung der Bruchlastspielzahl bei gegebener Beanspruchung ein Ansatz aus [Hsu1981] verwendet.

Unter der Annahme einer isotropen Schädigung des Materials ist die durch den Ermüdungsprozess reduzierte Steifigkeit in Abhängigkeit des Schädigungszustands nach folgender Gleichung zu ermitteln:

$$E_c^{da} = E_c^{fat} = (1 - D) \cdot E_c$$

In Bild 6-10 sind exemplarisch die nach dem vorgestellten energetischen Ermüdungsmodell berechneten Verläufe der Schädigung D unter Druckschwellbeanspruchungen mit unterschiedlichen bezogenen Oberspannungen σ_{max} dargestellt.

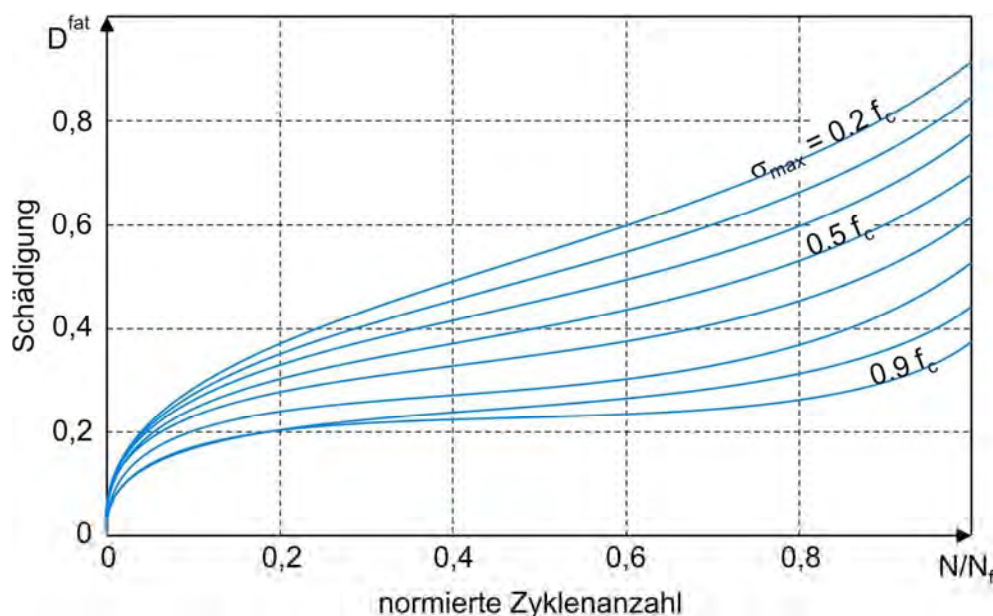


Bild 6-10: Berechnete Schädigungsentwicklung unter Druckschwellbeanspruchung nach dem energetischen Ermüdungsmodell gemäß [Pfa2003]

Gemäß Bild 6-10 wird bei $N/N_f = 1$ nicht der durch ein vollständiges Materialversagen (vollständiger Verlust der Materialsteifigkeit) definierte Wert der Schädigung $D = 1$ erreicht. Die für $N/N_f = 1$ bestimmte Schädigung beschreibt den Schädigungszustand im Material, in dem das aufgebrachte Beanspruchungsniveau nicht mehr ertragen werden kann und es zur Lokalisierung der Schädigung (Makrorissbildung) kommt. Es kann jedoch durchaus noch eine gewisse Anzahl von Lastspielen auf einem geringeren Spannungsniveau aufgenommen werden, bis schließlich der Grenzzustand $D = 1$ erreicht wird, in dem letztendlich keinerlei Spannungen mehr aufgenommen werden können. Dementsprechend nähern sich die Schädigungsverläufe mit abnehmender bezogener Oberspannung der einstufigen Ermüdungsbeanspruchung bei $N/N_f = 1$ immer mehr der Schädigung $D = 1$ an.

Aufbauend auf dem vorgestellten Ermüdungsmodell von PFANNER wurde in [Grü2004] untersucht, inwieweit eine energetische Betrachtungsweise auch für nicht konstante Schwingbreiten möglich ist. Vereinfachend wurde hierfür ein zweistufiger Lastprozess betrachtet. Für das erste Lastkollektiv σ_1^{fat} kann nach Erreichen der Lastspielzahl N_1 die im Bauteil akkumulierte Schädigung D direkt aus dem Ermüdungsmodell für konstante Schwingbreiten nach [Pfa2003] bestimmt werden. Die infolge eines Lastkollektivs durch Schädigung dissipierte Energie ist dabei genau einem expliziten Schädigungszustand zugeordnet. Bei unterschiedlichen Lastkollektiven führen daher gleiche durch Schädigung dissipierte Energiemengen zu identischen Schädigungszuständen. Dieser Zusammenhang lässt sich durch die folgende Gleichung darstellen, über die ermittelt werden kann, welche Lastspielzahl N_2 bei einer Beanspruchung σ_2^{fat} zur gleichen Schädigung wie das erste Lastkollektiv σ_1^{fat} führt.

$$W^{fat}_{(D, \sigma_1^{fat}, N_1)} = W^{fat}_{(D, \sigma_2^{fat}, N_2)}$$

Ist die Lastspielzahl N_2 bekannt, kann aus der Wöhlerlinie die noch aufnehmbare Lastspielzahl $N_r(\sigma_2^{fat})$ ermittelt werden (Bild 6-10). Der durch Schädigung dissipierte Energieanteil bei einer zweistufigen Ermüdungsbeanspruchung (mit zunehmendem Spannungsniveau) ist in Bild 6-11 dargestellt.

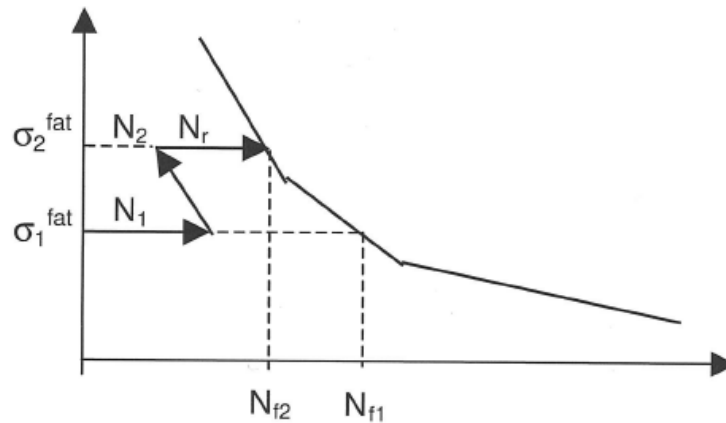


Bild 6-11: Bestimmung der ertragbaren Restlastspielzahl N_r aus der Wöhlerlinie [Grü2006b]

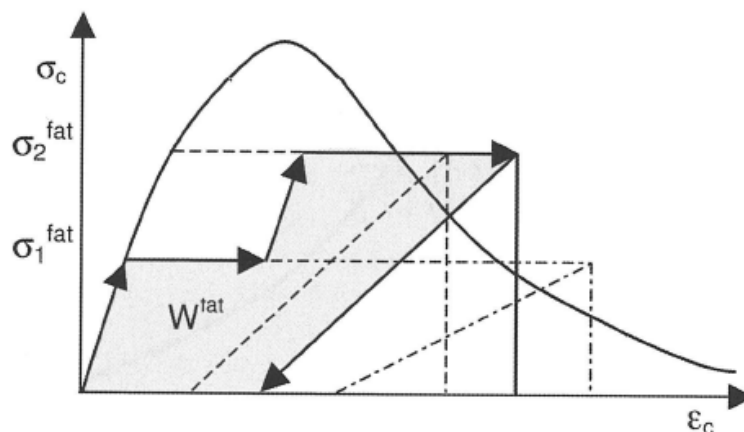


Bild 6-12: In Schädigung dissipierter Energieanteil bei zweistufiger Ermüdungsbeanspruchung [Grü2006b]

Der Berechnungsablauf für dreistufige Ermüdungsbeanspruchungen mit ansteigendem oder abfallendem Spannungsniveau ist in [Grü2006a] beschrieben. In Bild 6-13 ist die Auswertung der beschriebenen Vorgehensweise für zwei Lastkollektive im Druckschwellbereich aus [Grü2006b] dargestellt. Bemerkenswert ist, dass der aus Versuchen bekannte Einfluss der Reihenfolge von Ermüdungsbeanspruchungen mit unterschiedlichen Spannungsniveaus berücksichtigt wird. In Bild 5-13 in Kapitel 5.5.5 sind entsprechende Ergebnisse aus Miner- Versuchen in [Hil1966] dargestellt. Eine zunächst geringere Beanspruchungshöhe mit anschließender Steigerung führt im Versuch und nach dem Modell zu einer Verringerung der Ermüdungsfestigkeit, während sich bei umgekehrter Reihenfolge der unterschiedlich hohen Beanspruchungen erhöhte Widerstände ergeben.

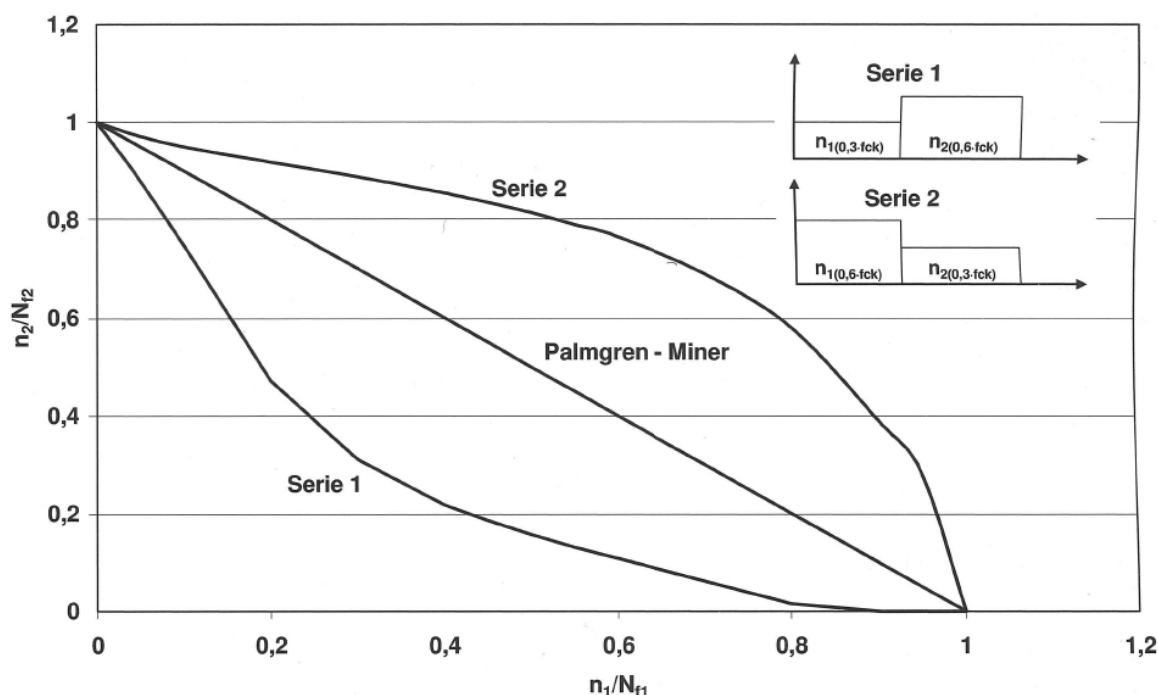


Bild 6-13: Schädigungsberechnung für zwei Lastkollektive im Druckschwellbereich mit unterschiedlicher Reihenfolge verschiedener Beanspruchungshöhen [Grü2006b]

Häufig treten an Tragkonstruktionen für Windenergieanlagen nicht nur einaxiale Beanspruchungszustände auf. Insbesondere in den Lasteinleitungs- und Knotenbereichen treten teilweise hohe mehraxiale Ermüdungsbeanspruchungen auf. Nach [Grü2006b] liegen jedoch bisher nur wenige experimentelle Untersuchungsergebnisse zum Ermüdungsverhalten von Beton unter mehraxialer Beanspruchung vor. In Bild 5-18 in Kapitel 5.5.7 sind Ergebnisse von Versuchen aus [Zhu2003] zum Einfluss unterschiedlicher Querdruckbeanspruchungen auf den Ermüdungswiderstand dargestellt. Mittels Regressionsanalyse wurde in [Zhu2003] eine kubische Gleichung zur Beschreibung der nichtlinearen Schädigungsfunktion in Abhängigkeit unterschiedlicher Querdruckbeanspruchung abgeleitet. Da Schädigungsverläufe unter einaxialer Beanspruchung ohne Querdruck nicht dokumentiert sind, ist ein direkter Vergleich mit den rechnerischen Verläufen nach dem oben beschriebenen energetischen Ansatz nicht möglich. Aus Bild 5-18 und Bild 5-19 geht jedoch allgemein hervor, dass die Ermüdungsfestigkeit in Hauptbeanspruchungsrichtung bei gleichzeitiger Querdruckbeanspruchung zunimmt und der Verlauf der Schädigungsentwicklung von der Höhe des bezogenen Querdrucks abhängt. Mit steigendem Querdruck weist dieser einen zunehmend spröderen Schädigungsverlauf auf.

Um Aussagen für mehraxiale Beanspruchungsbereiche treffen zu können, wurden in [Grü2005] auf Grundlage räumlicher mechanischer Versagensmodelle für Beton aus den zwei axialen Versuchsergebnissen von [Su1988] (Bild 5-17) Schädigungsvariablen für den Druck- und den Zugmeridian abgeleitet (Bild 6-14). Diese wurden wiederum in das so genannte Fünfparametermodell nach [Wil1974] eingearbeitet. Die damit berechneten Versagenskurven für zweidimensionale Ermüdungsbeanspruchungen sind in Bild 6-15 dargestellt. Der berechnete Schädigungsansatz stimmt mit den Versuchsergebnissen nach [Su1988] im Druck-Druck-Bereich qualitativ gut überein (vgl. Bild 5-17).

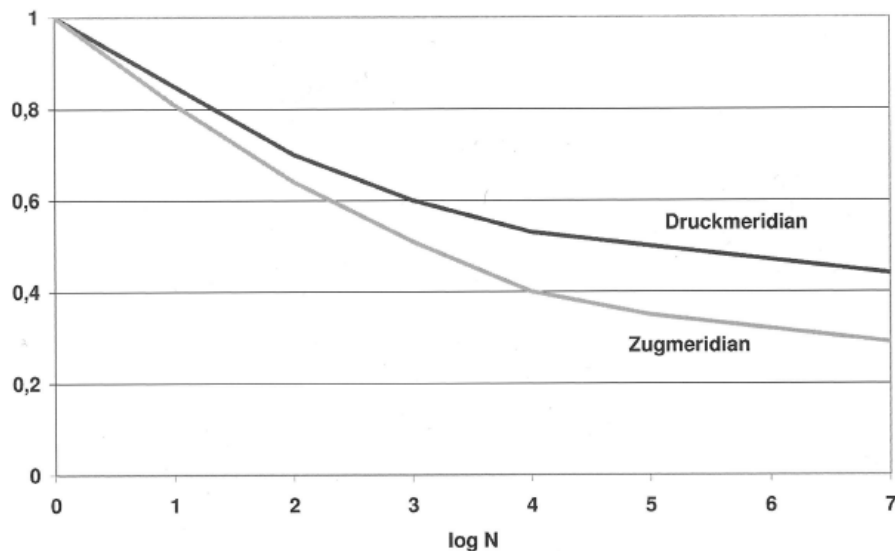


Bild 6-14: Rechnerischer Verlauf der Schädigungsparameter für den Zug- und den Druckmeridian bei mehraxialer Beanspruchung [Grü2006b]

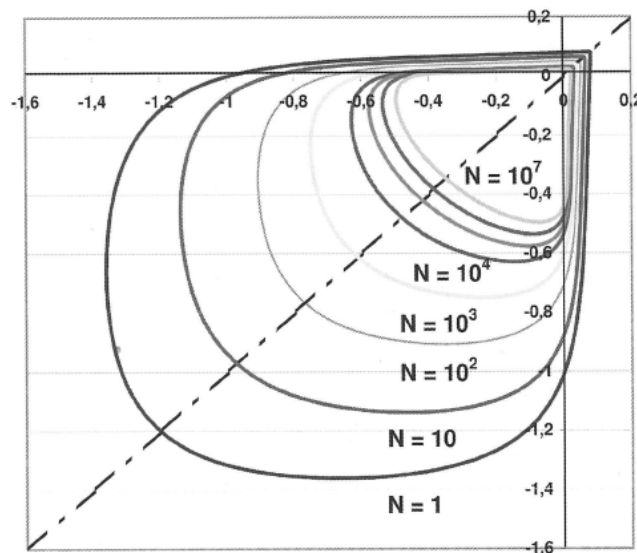


Bild 6-15: Berechnete Versagenskurven für eine zweiachsigel Ermüdungsbeanspruchung [Grü2006b]

Die Ergebnisse lassen gemäß [Grü2006b] den Schluss zu, dass der günstige Einfluss einer Querdruckspannung auf die Ermüdungsfestigkeit im Rahmen eines rechnerischen Ermüdungsnachweises analog zum Vorgehen bei monotoner Beanspruchung durch die Erhöhung der Betondruckfestigkeit berücksichtigt werden kann. Die Ermüdungsnachweise könnten demzufolge mit modifizierten Wöhlerlinien für die einaxiale Ermüdungsfestigkeit geführt werden. Der Ansatz einer erhöhten Ermüdungsfestigkeit unter Teilflächenpressung kann nach [Grü2006b] ebenfalls entsprechend abgeleitet werden. Neben günstigen mehraxialen Beanspruchungen dürfen nachteilige Einflüsse nicht vernachlässigt werden. Allgemein führt gemäß Bild 6-15 bereits eine geringe Querzugbeanspruchung zu einer Abminderung der einaxialen Ermüdungsfestigkeit.

Die Bruchumhüllenden nach dem energetischen Ansatz für Beton unter mehraxialer Ermüdungsbeanspruchung für verschiedene Lastspielzahlen sind in [Grü2006b] durch die

Veränderungen der Meridiane in der ρ - ξ -Ebene und im Deviatorschnitt gemäß Bild 6-16 dargestellt. Dabei sind nach [Grü2006] zur Verifizierung der energetischen Ansätze für zweiachsige Druck-Zugbeanspruchungen und zur Kalibrierung der dreiaxialen Versagensflächen weitere experimentelle Untersuchungen erforderlich.

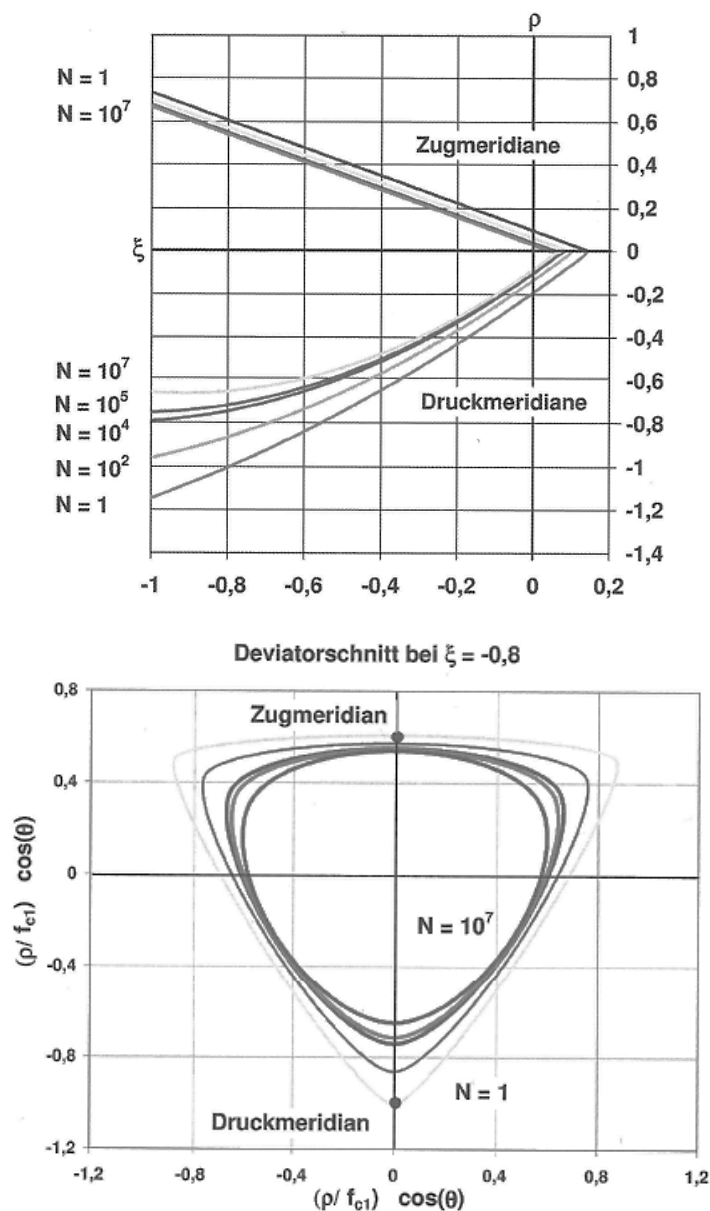


Bild 6-16: Rechnerische Bruchumhüllende unter mehraxialer Ermüdungsbeanspruchung für verschiedene Lastspielzahlen in der ρ - ξ -Ebene (oben) und im Deviatorschnitt (unten) [Grü2006b]

Durch die energetischen Ansätze zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses nach PFANNER, GRÜNBERG und GÖHLMANN lässt sich das tatsächliche Materialverhalten zutreffender beschreiben als beispielsweise durch die Anwendung der Palmgren-Miner-Regel. Insbesondere ist die fortlaufende Ermittlung der reduzierten Materialsteifigkeit anhand der eingeführten Schädigungsvariablen D als wesentlich hervorzuheben. Dadurch wird die Reihenfolgeabhängigkeit der Schadensakkumulation des Betons bei mehrstufigen Beanspruchungen erfasst. Als nachteilig ist die gegenüber Wöhlerlinien aufwendigere und entsprechend fehleranfälliger Bestimmung der Schädigungskurven anzuführen. Außerdem

sind die Schädigungskurven besonders für geringe Beanspruchungen ($S_{max} < 0,60$) noch nicht eindeutig durch Versuchsergebnisse belegt. Insbesondere zur Validierung des energetischen Ansatzes bei mehrstufiger Ermüdungsbeanspruchung sind nach [Grü2006b] weitere systematische Untersuchungen der Verzerrungs- und Schädigungsentwicklung unter Druck- bzw. Zugschwellbeanspruchungen erforderlich. Weiterhin sind zusätzliche Versuchsergebnisse zur Kalibrierung und Validierung der energetischen Ansätze für Wechselbeanspruchungen und mehraxiale Beanspruchungen zu ergänzen.

7 Charakteristische Bereiche einer Windenergieanlage unter Ermüdung

7.1 Allgemeines

Im vorliegenden Kapitel werden die maßgebenden Bereiche einer Windenergieanlage aufgezeigt, in denen der Beton auf Ermüdung beansprucht wird. Grundsätzlich ist in einer statischen Berechnung nach dem heutigen Stand der Technik bei allen Bauteilen zu prüfen, ob die Ermüdung der Bewehrung oder des Betons maßgebend werden kann. Die Lage der nachfolgend aufgezählten Bereiche mit besonders relevanten Ermüdungsbeanspruchungen ist in Bild 7-1 dargestellt:

- Verankerungsbereich in Stahlbetonfundamenten
 - Fundament mit Einbauteil
 - vorgespannter Fundamentkorb
- Verbindung zwischen Stahlsektion und Spannbetonsektion des Turms

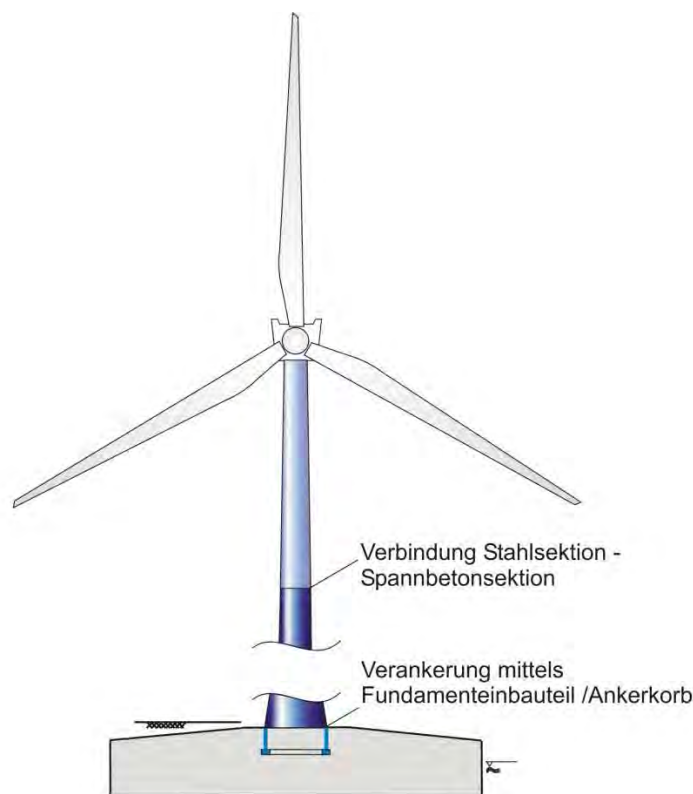


Bild 7-1: Charakteristische Bereiche einer Windenergieanlage unter Ermüdungsbeanspruchung

Die oben genannten Bereiche mit Beton unter Ermüdungsbeanspruchung werden in den folgenden Kapiteln weiter beschrieben. Zum einen werden gängige Konstruktionsformen und zum anderen typische Beanspruchungsniveaus des jeweiligen Bereichs zusammengestellt. Die Beanspruchungen im Verankerungsbereich sowie in der Verbindung zwischen der Stahlsektion und der Spannbetonsektion eines Turms lassen sich vertieft mit einem nichtlinearen FE-Programm wie beispielsweise LIMFES [Ker2000], [Ker2004] untersuchen, um Einblicke in die Spannungsverteilungen bei Ansatz physikalisch nichtlinearer Materialgesetze zu gewinnen. Die entwickelten FE-Modelle der untersuchten Bereiche sind in Kapitel 8 beschrieben. Schließlich werden ausgehend von den Ergebnissen der numerischen Analy-

sen in Kapitel 9 für die maßgebenden Ermüdungsbeanspruchungen Nachweise entsprechend der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen [DIBt2004] bzw. Model Code 1990 geführt, um das derzeit gültige Bemessungskonzept zu beurteilen.

7.2 Verankerungsbereich in Stahlbetonfundamenten

Entsprechend der Momentenbeanspruchung werden über die Ringflansche am Turmfuß wechselweise große Druck- und Zugkräfte in das Fundament einer WEA eingeleitet. Zur Krafteinleitung werden bei Stahlrohtürmen üblicherweise entweder Fundamenteinbauteile oder (in der Regel vorgespannte) Ankerkörbe verwendet.

Fundamenteinbauteil

Ein typisches Fundamenteinbauteil ist in Bild 7-2 dargestellt, auf dessen oberem Flansch der aufgehende Turm verschraubt wird. Etwa in der Mitte des Fundamentes befindet sich am unteren Ende des Einbauteils ein T-Flansch, über den die Lasten in den Beton eingeleitet werden. Über eine Rückhängebewehrung werden die Beanspruchungen in das Fundament weitergeleitet. Die obere Bewehrungslage des Fundamentes wird durch Aussparungen im oberen Bereich des Einbauteils geführt, um die Biegebeanspruchung des Fundamentkörpers aufzunehmen und eine Rissbildung am Fußpunkt des Turmes zu begrenzen. Nach [Grü2006b] ermöglichen Stahleinbauteile zur Verankerung einer WEA eine höhere Einbaugenauigkeit und einen schnelleren Baufortschritt als Ankerkörbe. Im Gegenzug sind die Einbauteile teurer und die konstruktive Bewehrungsführung ist aufwendiger. Insbesondere ist darauf zu achten, dass die Rückhängebewehrung unter Einhaltung der Biegerollenradien sowohl den Ausbreitungskegel der Betondruckkräfte an der Oberseite als auch die untere Bewehrungslage des Fundamentes umfasst.

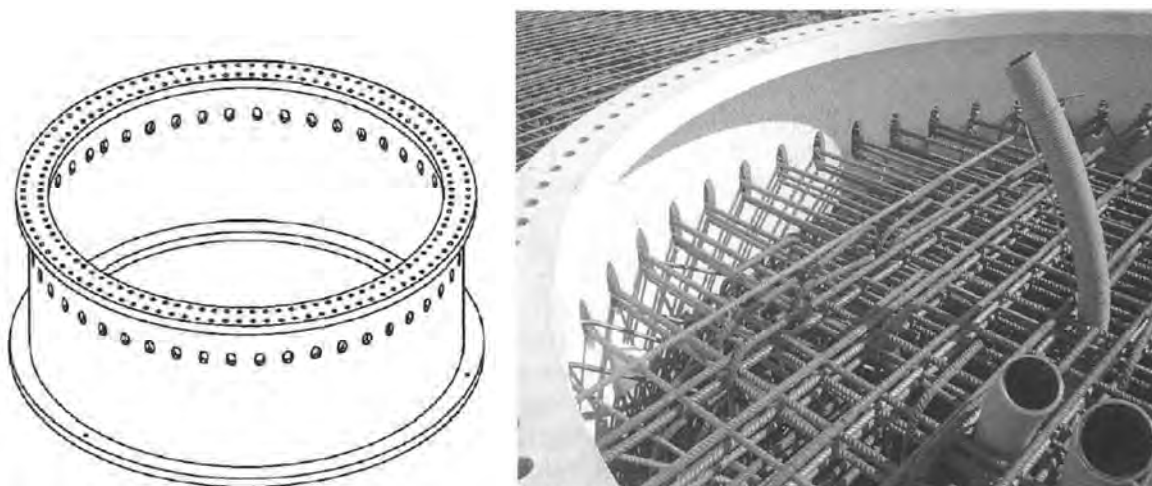


Bild 7-2: Fundamenteinbauteil im Verankerungsbereich einer WEA [Grü2006b]

Im Bereich der Verankerung einer WEA über ein Fundamenteinbauteil tritt eine Druck-Zug-Wechselbeanspruchung auf. Die maximale bezogene Druckbeanspruchung S_{max} beträgt etwa 0,20 bis 0,25 und liegt damit im Quasi-Dauerfestigkeitsbereich (Kapitel 3). Im Zugbereich treten Spannungen $\sigma_u \geq f_{ct,eff}$ ($|S_{min}| > 1,0$) auf, daher ist zur Aufnahme der Zugkräfte eine Rückhängebewehrung erforderlich. Den Verfassern sind keine experimentellen Unter-

suchungen bekannt, die diesen Beanspruchungsfall genau abbilden. Die geringen bezogenen Druckspannungen rufen nach den Erkenntnissen gemäß Kapitel 3 bei einer Druckschwellbeanspruchung keine wesentliche Schädigung hervor. Dabei sind Fundamente massige Bauteile und werden zur Reduzierung der Hydratationswärme sowie aus wirtschaftlichen Gründen zumeist mit zementarmen Betonen geringer Festigkeit (C20/25 bis C30/37) hergestellt. Diese weisen eine für geringe Ermüdungsdruckbeanspruchungen günstige Nachgiebigkeit auf (Kapitel 2.2.3). In Kombination mit der üblicherweise rauhen Ausbildung der Bruchflächen bei geringen Betonfestigkeiten [Kes2002] ist ein hoher bezogener Ermüdungswiderstand unter Druckbeanspruchung zu erwarten. Aufgrund der hohen Zugbeanspruchung ist jedoch von einer Schädigung infolge der Wechselbeanspruchung auszugehen. Versuchsergebnisse aus [Cor1984] bestätigen die schädigende Wirkung einer Wechselbeanspruchung. Nach [Kes2002] führt sie zu einer Reduktion der Zugfestigkeit von bis zu 20 %. Folglich ist eine Materialdegradation (Mikrorissbildung, Materialzermürbung) infolge der im Wechsel auftretenden Zugspannungen auch bei der Druckbeanspruchung im Quasi-Dauerfestigkeitsbereich (Kapitel 3) möglich.

Ankerkorb

Der Ankerkorb besteht in den meisten Fällen aus vorgespannten Gewindestangen. Dabei ist besonders auf die Verankerung der Gewindestangen unterhalb der unteren Bewehrungslagen im Fundament zu achten. Zumeist wird am unteren Ende der Anker ein Flachstahl als so genannter Ankerring angeordnet, der wie in Bild 7-3 dargestellt aufgrund der hohen lokalen Beanspruchungen zum Teil in Bereiche mit einer höheren Betondruckfestigkeit eingebettet wird. Unterhalb des Turmfußes ist eine hochfeste Mörtelfuge erforderlich, um eine kraftschlüssige Lasteinleitung an der Fundamentoberseite sicherzustellen. Nach [Grü2006b] ist die Herstellung der hochfesten Mörtelfuge besonders in den Wintermonaten temperaturbedingt schwierig und führt oftmals zu einer Verlängerung der Montagezeit. Das Vorspannen der Anker kann erst nach Erreichen einer ausreichenden Festigkeit der Mörtelfuge erfolgen. Als weiterer Nachteil gegenüber einem Fundamenteinbauteil sind in regelmäßigen Wartungsintervallen Nachspannkontrollen der verbundlosen Anker vorzunehmen.

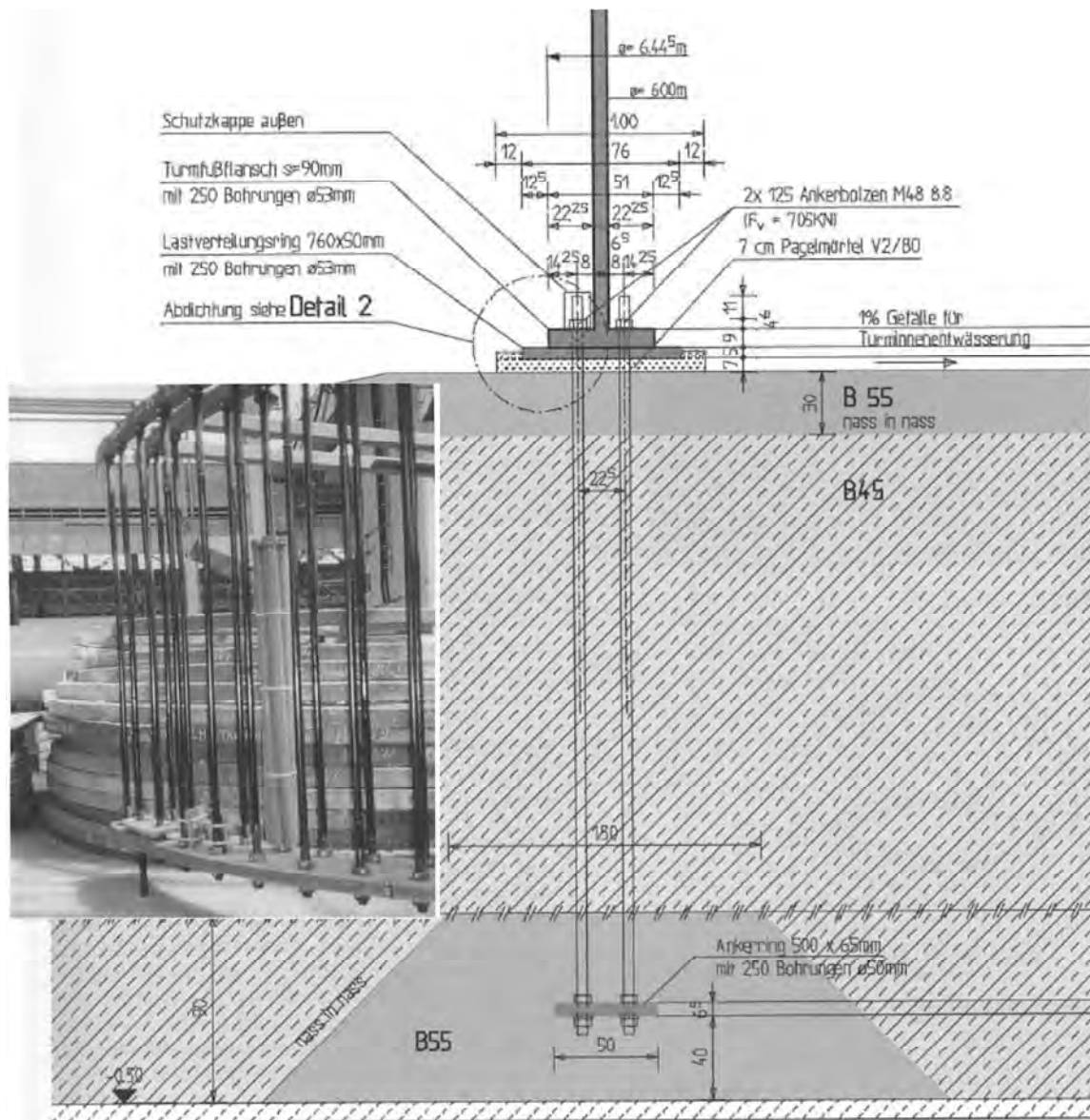


Bild 7-3: Turmverankerung einer WEA mit Ankerkorb [Grü2006b]

Aufgrund der Vorspannung des Ankerkorbes treten bei dieser Variante der Turmverankerung unter der wechselseitigen Momentenbeanspruchung keine Zugspannungen im Bauteil auf. Im typischen Fall liegt eine Druckschwellbeanspruchung mit bezogenen Oberspannungen S_{max} im Bereich von 0,65 bis 0,80 und bezogenen Unterspannungen S_{min} von 0,45 bis 0,65 vor. Der schädigende Einfluss einer Wechselbeanspruchung entfällt somit. Allerdings treten im Fundament mit üblicherweise geringer Betonfestigkeitsklasse höhere bezogene Oberspannungen im Zeitfestigkeitsbereich auf als bei der Verankerung mittels Stahleinbauteil. Wie in Kapitel 2.2.3 beschrieben liegen die auftretenden bezogenen Oberspannungen in dem von [Hoh2004] angeführten Übergangsbereich zwischen den unterschiedlichen Schädigungsmechanismen bei einer Druckschwellbeanspruchung, d.h. zwischen der langsameren, kontinuierlicheren Mikrorissakkumulation bei geringeren und der verstärkten, vertikalen Rissbildung bei höheren Beanspruchungsniveaus.

7.3 Verbindung zwischen Stahlsektion und Spannbetonsektion des Turms

Bei Turmhöhen von mehr als etwa 100 m haben sich in den letzten Jahren Hybridkonstruktionen mit einer Stahlsektion im oberen und einer Spannbetonsektion im unteren Turmbereich als besonders wirtschaftlich erwiesen. An der Verbindung zwischen diesen Sektionen wird zumeist ein Stahlrohradapter angeordnet, um einen unabhängigen Montageablauf der unterschiedlichen Bereiche zu ermöglichen. Das Adapterstück wird mit der Betonsektion einschließlich Vorspannung hergestellt, so dass die Stahlsektion später ohne weitere Verzögerungen durch die Herstellung einer Mörtelfuge an der Oberseite verschraubt werden kann. In [Grü2006b] sind verschiedene mögliche Ausführungsvarianten der Verbindung zwischen Betonsektion und Stahlrohradapter mit grundsätzlich gleichem Tragmechanismus gegenübergestellt. Exemplarisch wird hier die Variante gemäß Bild 7-4 vorgestellt.

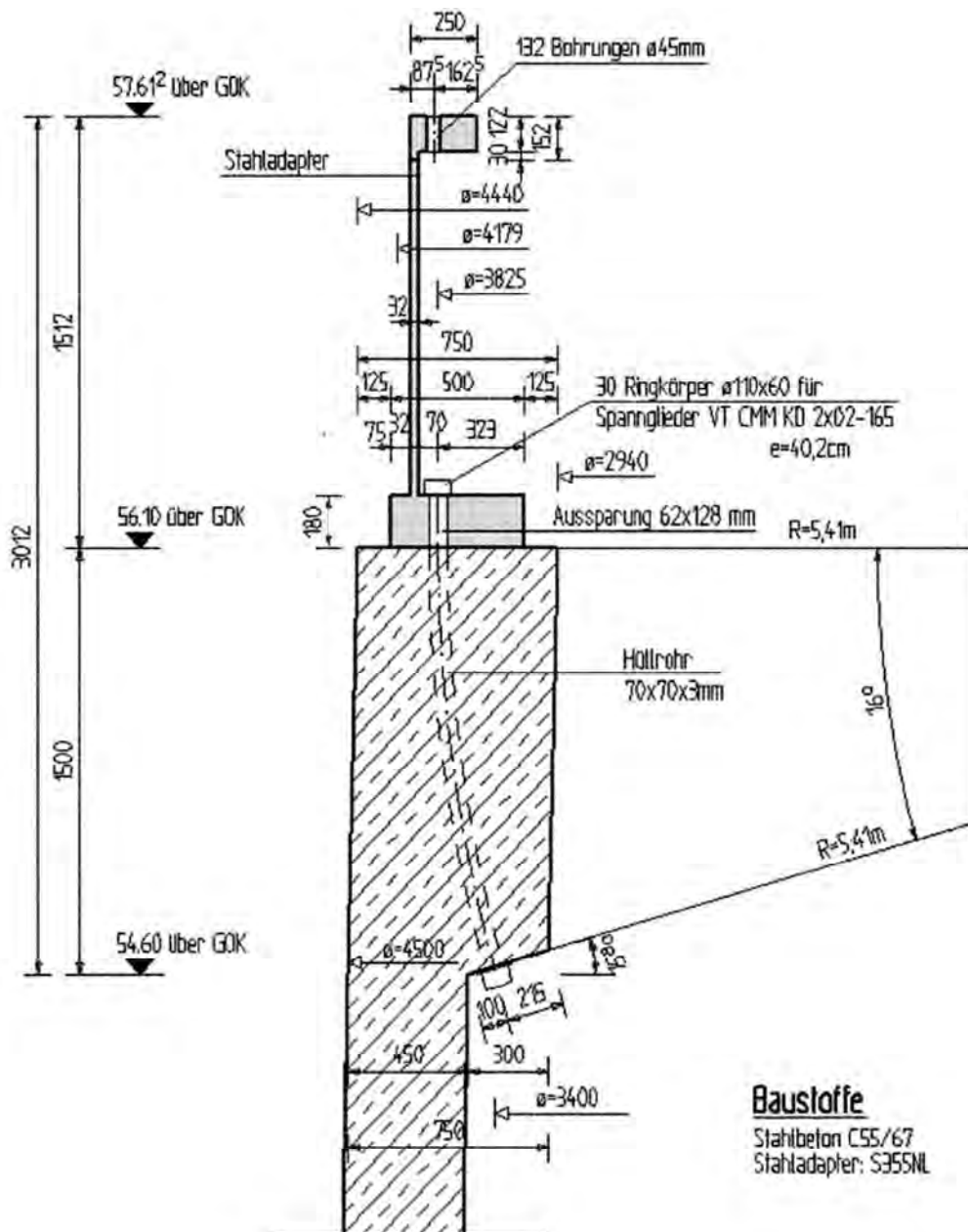


Bild 7-4: Verbindung zwischen der Stahlsektion und der Spannbetonsektion des Turms einer WEA [Grü2006b]

Am unteren Ende des Stahlrohradapters befindet sich ein L-Flansch, der auf der Betonsektion aufgesetzt wird. Allgemein sind an der Unterseite des L-Flansches zur Lasteinleitung eine Mörtelfuge oder eine ebenflächige (einbetonierte) Lastverteilungsplatte möglich. In Bild 7-4 ist eine Konstruktionsform mit kurzen Spanngliedern zur Verankerung des L-Flansches dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass am oberen Ende der Betonsektion zusätzlich die Spannglieder aus dem Turm zu verankern sind (nicht abgebildet). Alternativ ist auch eine Verankerung des Stahlrohradapters mit den Spanngliedern des Turmes ohne zusätzliche kurze Spannglieder möglich. Nach [Grü2006] wurden in den vergangenen Jahren häufig Mischlösungen ausgeführt, bei denen im Wechsel lange Spannglieder bis zum Fundament und kurze Spannglieder zur Verankerung des Stahlrohradapters angeordnet wurden. Während die kurzen Spannglieder von der Unterseite der Konsole im Verbindungsbereich aus vorgespannt wurden, erfolgte dies für die langen Spannglieder aus dem Fundamentkeller. Bei einer Mischlösung können die erforderlichen Vorspannkräfte für den Adapter und den unteren Turmbereich gut aufeinander abgestimmt werden und Kollisionspunkte im Verankerungsbereich der Spannglieder sind begrenzt.

Das Beanspruchungsniveau in der Verbindung zwischen einer Stahlsektion und einer Spannbetonsektion ist abhängig vom gewählten Vorspanngrad. Üblicherweise werden hohe Vorspanngrade gewählt und es treten relativ hohe bezogene Oberspannungen S_{max} zwischen 0,6 bis 0,8 bei geringen Spannungsamplituden mit $R = S_{min}/S_{max}$ im Bereich von 0,75 bis 1,0 auf. In der Literatur sind Versuche mit einem ähnlichen Beanspruchungsfall in [Mül1962] und [Gae1962] beschrieben. Allerdings wurden dabei Betone mit geringerer Festigkeit als für den Turmschaft heutzutage üblich verwendet und größere Spannungsschwingbreiten untersucht.

Die auftretenden bezogenen Oberspannungen liegen in dem von [Hoh2004] angeführten Übergangsbereich zwischen den unterschiedlichen Schädigungsmechanismen bei einer Druckschwellbeanspruchung (langsamere, kontinuierlichere Mikrorissakkumulation bei geringeren und verstärkte vertikale Rissbildung bei höheren Beanspruchungsniveaus, Kapitel 2.2.3). Der Turmschaft weist üblicherweise eine hohe Betondruckfestigkeit von 50 bis 80 N/mm² auf. Besonders auf Beanspruchungsniveaus mit $S_{max} \geq 0,75$ wirkt sich die höhere Steifigkeit von hochfestem Beton günstig auf das Ermüdungsverhalten aus. Bei geringeren Beanspruchungen mit $S_{max} \leq 0,75$ ist dagegen tendenziell ein nachgiebigeres Betongefüge von Vorteil (Kapitel 2.2.3, [Hoh2004]). Insgesamt wird mit zunehmender Oberspannung ein früheres und spröderes Versagen infolge zyklischer Beanspruchung beobachtet [Bre2006].

Allgemein ist bei geringerer Spannungsschwingbreite eine Erhöhung des Ermüdungswiderstandes zu erwarten, wobei der Einfluss der Spannungsschwingbreite gemäß Bild 5-11 mit zunehmender Oberspannung abnimmt.

8 Finite-Elemente Berechnungen

8.1 Allgemeines

Die charakteristischen Bereiche einer WEA unter Ermüdungsbeanspruchung (Kapitel 7) wurden mit dem Finite-Elemente-Programm LIMFES [Ker2000], [Ker2004] vertieft untersucht. In den folgenden Kapiteln wird zunächst kurz das verwendete Materialmodell zur Abbildung des physikalisch nichtlinearen Werkstoffverhaltens von Beton vorgestellt. Es folgt eine Beschreibung der entwickelten FE-Modelle für die in Kapitel 7 beschriebenen Anwendungsfälle. Ausgewählte Ergebnisse der numerischen Analysen sind in Kapitel 9 dargestellt, in dem ausgehend von den ermittelten Spannungsverteilungen analytische Ermüdungsnachweise nach der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen bzw. Model Code 1990 geführt werden. Die qualitativen Ergebnisse der numerischen Untersuchungen können außerdem bei der Ableitung von Empfehlungen zur Dimensionierung geeigneter Versuchskörper für weitergehende experimentelle Untersuchungen des Ermüdungsverhaltens von Beton bei WEA herangezogen werden.

8.2 Materialmodell

Bei allen verwendeten Modellen werden den Stahlbauteilen (Fundamenteinbauteil, Turmschaft, Turmsegment) und der Betonstahl-/Spannstahlbewehrung die entsprechenden elastisch-plastischen bzw. bilinearen Materialeigenschaften mit den mittleren Steifigkeiten, Fließspannungen sowie Zugfestigkeiten nach DIN 1045-1 und DIN 18800 zugewiesen. Als Festigkeitshypothese werden die Vergleichsspannungen nach Von Mises herangezogen.

Zur Ermittlung realistischer Spannungsverteilungen innerhalb der untersuchten Bauteile ist zudem ein Materialmodell zur Abbildung des physikalisch nichtlinearen Werkstoffverhaltens von Beton gemäß Bild 8-1 bzw. der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach DIN 1045-1 erforderlich. Das verwendete Betonmodell nach OTTOSEN [Ott1979] ist zur Abbildung eines mehraxialen Spannungszustands geeignet. Zur Kalibrierung der Materialparameter wurden Druckversuche an 20 x 20 x 5 cm großen Betonquadern von [Kup1973] nachgerechnet. In Bild 8-1 sind dem Betonmodell exemplarisch die rechnerische und die im Druckversuch [Kup1973] gemessene Zunahme der aufnehmbaren Spannung unter zweiachsialer Beanspruchung gegenübergestellt. Die Ergebnisse der Simulation stimmen gut mit den theoretischen Werten nach [Ott1979] und den experimentellen Ergebnissen von KUPFER [Kup1973] überein. Die Eingabe der Materialeigenschaften im Zug- und Druckbereich erfolgt anwenderfreundlich durch die Definition einer ebenen Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Der Druckbereich wird durch den E-Modul E_0 , die Betondruckfestigkeit f_c , die Bruchdehnung ϵ_c und den Parameter D zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens definiert (Bild 8-1).

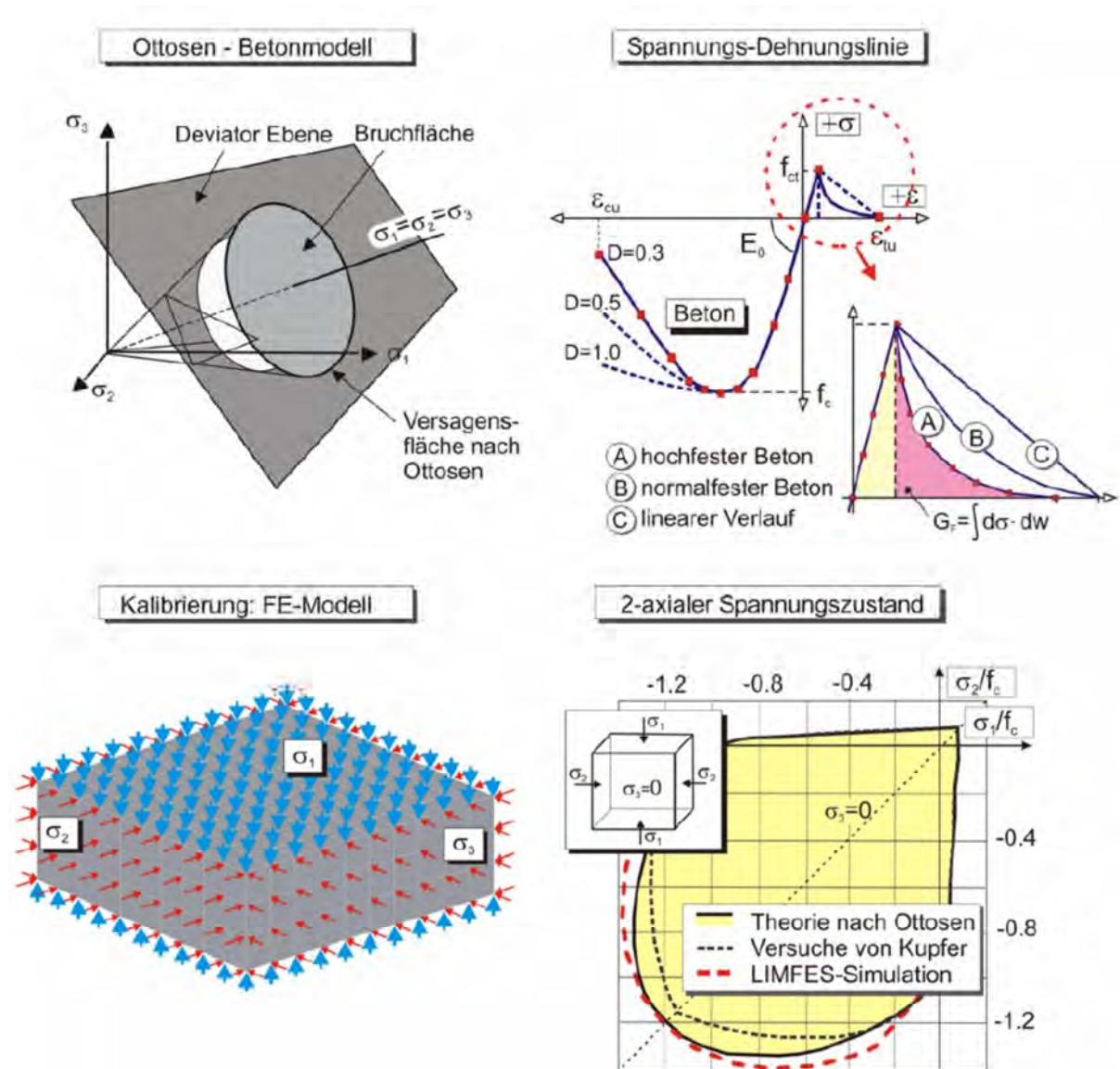


Bild 8-1: Betonmodell nach Ottosen, Eingabeparameter in LIMFES und Kalibrierung von LIMFES an den Versuchen von KUPFER [Kup1973]

Die Rissbildung wird in der Berechnung mit einem verschmierten Rissansatz berücksichtigt. Hierbei wird nach Erreichen der Betonzugfestigkeit das Nachbruchverhalten durch die Bruchenergie G_f bestimmt (Bild 8-1). Diese entspricht der Energie, um einen Riss von Null auf die Rissbreite w_r zu öffnen, bei der keine Spannung mehr im Riss übertragbar ist. Die Bruchenergie entspricht demnach der Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach Erreichen der Rissdehnung. Für den abfallenden Ast kann ein linearer, bilinearer oder exponentieller Verlauf gewählt werden. In den eigenen Berechnungen wurde ein exponentieller Verlauf angenommen, der experimentell in [Hor1991] ermittelt wurde.

8.3 Turmverankerung mittels Fundamenteinbauteil

Bei der untersuchten Gründungsvariante handelt es sich um eine Flachgründung. Zur räumlich geometrischen Abbildung stehen in LIMFES 9-Knoten-Volumenelemente mit acht frei wählbaren Eckknoten zur Verfügung. Der neunte Knoten fällt in den Elementschwer-

punkt. Das Verbundverhalten zwischen Volumenelementen mit unterschiedlichen Materialeigenschaften bzw. zwischen unterschiedlichen Bauteilen kann mit so genannten Interface-Elementen abgebildet werden. Den zweidimensionalen Interface-Elementen werden die entsprechenden Kontakteigenschaften in Normal- und in Tangentialrichtung der Elementebene zugewiesen.

Die Bewehrung des Fundamentes wird durch Fachwerkstäbe oder so genannte Bewehrungssplines abgebildet, wobei grundsätzlich voller Verbund zwischen Bewehrung und Beton angesetzt wird. Die Rückhängebewehrung und die radiale Bewehrung werden mittels Fachwerkstäben unter Vernachlässigung der Biegesteifigkeit modelliert. Als Ringbewehrung kommen Bewehrungssplines zum Einsatz, denen zur Abbildung der Eigenschaften einer schlaffen Bewehrung keine Vordehnung bzw. Vorspannung und die Materialeigenschaften des Betonstahls zugewiesen werden. Fachwerkstäbe sind knotengebunden, wohingegen die Bewehrungssplines frei in den Elementen angeordnet werden können.

Eine Übersicht des Modells mit einem Teil der simulierten Bodenschicht ist in Bild 8-2 dargestellt. An der Oberkante des Fundamentes ist der überstehende Bereich des Fundamenteinbauteils zu erkennen. Unterhalb des Fundamentes mit vergleichsweise feiner Vernetzung wurde der Bodenbereich mit größeren Elementen modelliert. Um die Bettung des Fundamentkörpers im Boden ohne Einflüsse aus den Auflagern des Systems abzubilden, wurde in den Berechnungen ein deutlich größerer runder Bodenkörper als abgebildet berücksichtigt. Die Abmessungen des Bodenkörpers entsprechen in horizontaler und vertikaler Richtung dem 8-fachen Fundamentdurchmesser bzw. der 8-fachen Fundamentdicke, so dass die Bodenspannungen ausreichend abklingen.

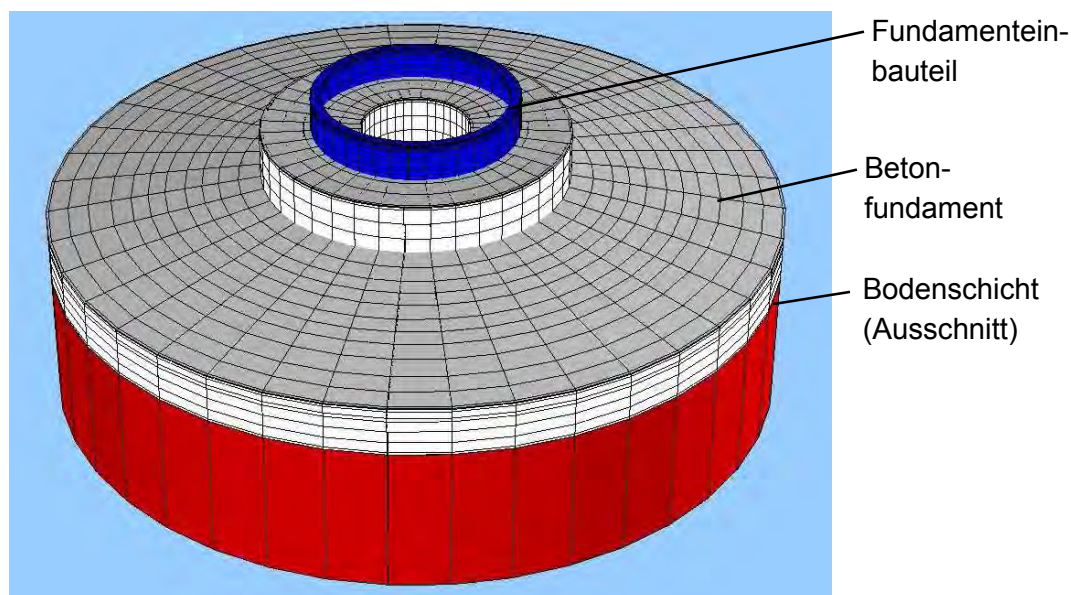


Bild 8-2: Elementnetz mit Teilausschnitt der Bodenschicht

Interface-Elemente bilden die Fuge zwischen Fundament und Boden ab, um eine klaffende Fuge zwischen Fundament und Baugrund berücksichtigen zu können und somit eine realistische Sohlspannungsverteilung zu ermitteln. Der Aufbau eines Interface-Elementes ist Bild 8-3 zu entnehmen. Die verwendeten Interface-Elemente können Reibung nach dem Coulomb'schen Reibgesetz abbilden, insbesondere werden jedoch keine Zugkräfte senkrecht zur Kontaktfläche übertragen.

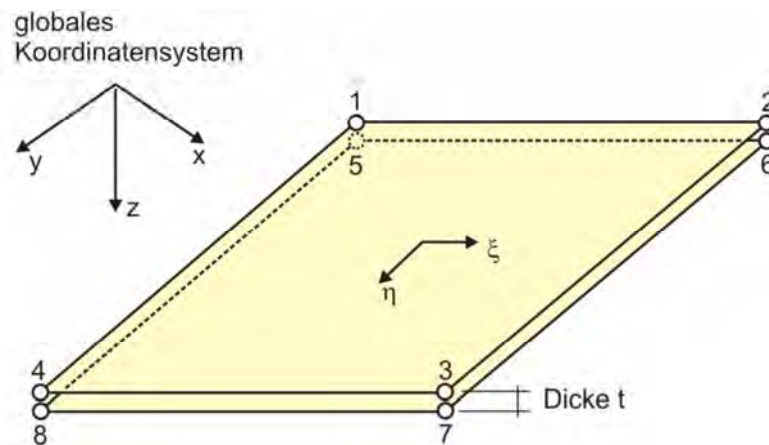


Bild 8-3: Aufbau eines Interface-Elementes [Gor2006]

Das Materialmodell für den Baugrund dient dazu das Bettungsverhalten des Betonfundamentes zutreffend wiederzugeben. Grenzzustände des Baugrundes werden hingegen mit diesem Modell nicht erfasst (Grundbruch). Das Setzungsverhalten wird über die Materialkennwerte der Volumenelemente für den Boden entsprechend der vorliegenden Baugrundsituation eingestellt.

In Bild 8-4 ist der halbe Fundamentkörper aus Sicht der Symmetrieachse dargestellt, wobei die Bewehrungselemente zur besseren Übersicht über den vollen Kreisquerschnitt dargestellt sind.

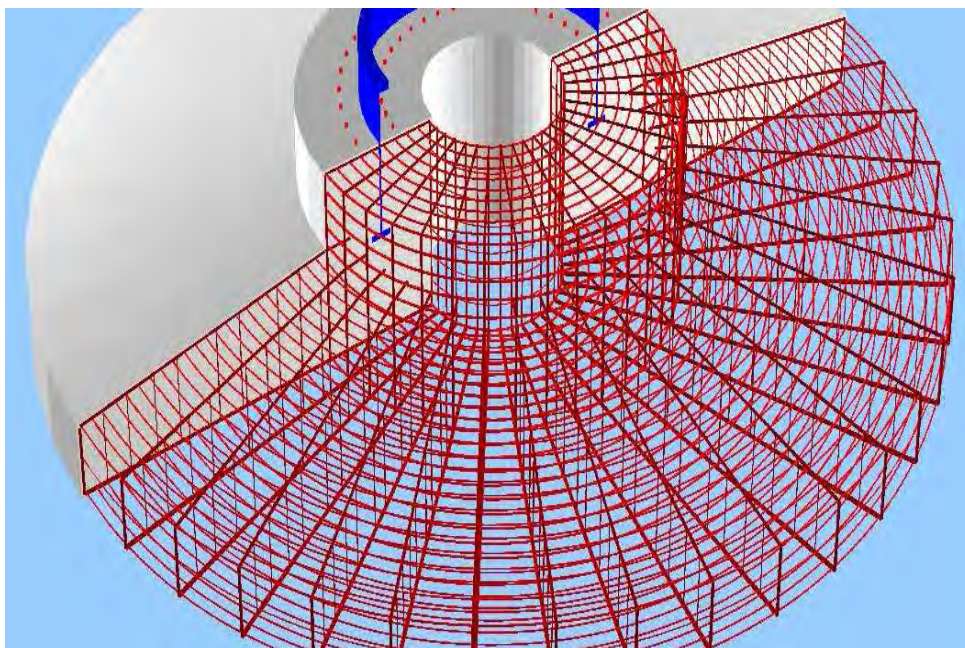


Bild 8-4: Modell mit Bewehrung

Die Turmschnittgrößen werden im FE-Modell als Spannungen $\sigma_i = F_i/A$ (Normalkräfte) bzw. $\sigma_i = M_i/W$ (Momente) an der Oberkante des Stahleinbauteils aufgebracht. Als Lösungsverfahren der physikalisch nichtlinearen Berechnung wird der modifizierte Newton-Raphson-Algorithmus verwendet. Je Lastschritt werden 15 Iterationen durchgeführt, wobei die tangentielle Steifigkeitsmatrix K_t des Systems nach jeweils fünf Gleichgewichtsiterationen neu ermittelt wird.

8.4 Turmverankerung mittels Ankerkorb

Bei der untersuchten Gründungsvariante handelt es sich analog zu den Berechnungen mit einem Fundamenteinbauteil um eine Flachgründung. Zur räumlich geometrischen Abbildung werden wiederum 9-Knoten-Volumenelemente mit acht frei wählbaren Eckknoten verwendet. Über zweidimensionale Interface-Elemente wird das Verbundverhalten zwischen dem Ankerring bzw. dem Lastverteilungsring (Bild 7-3) und dem Beton abgebildet. Die Bewehrung des Fundamentes wird wie im Modell einer Turmverankerung mittels Fundamenteinbauteil durch Fachwerkstäbe (Rückhängebewehrung und radiale Bewehrung) unter Vernachlässigung der Biegesteifigkeit und Bewehrungssplines (Ringbewehrung) erfasst. Zur Abbildung der Ankerstangen zwischen Lastverteilungsring und Ankerring kommen Biegestäbe (ohne Berücksichtigung einer Biegesteifigkeit) zum Einsatz.

Eine Übersicht des Modells ist in Bild 8-5 dargestellt. An der Oberkante des Fundamentes ist der untere Abschluss des Turmschaftes zu erkennen, der wiederum an seiner Unterseite in einer Mörtelfuge auf dem Fundament lagert und mit dem Ankerkorb verbunden ist. Unterhalb des Fundamentes mit relativ feiner Vernetzung fügt sich der Bodenbereich mit größeren Elementen an. Um die Bettung des Fundamentkörpers im Boden ohne Einflüsse aus den Auflagern des Systems abzubilden, werden ausreichend große Abmessungen des Bodenkörpers modelliert. Wie beim Modell mit Fundamenteinbauteil werden zwischen der Fundamentunterseite und dem Boden Interface-Elemente angeordnet, um bei der Bestimmung der Bodenpressungen eine klaffende Fuge erfassen zu können. Das Materialmodell für den Baugrund dient wiederum dazu das Bettungsverhalten des Betonfundamentes zutreffend wiederzugeben. Grenzzustände des Baugrundes werden hingegen mit diesem Modell nicht erfasst (Grundbruch). Das Setzungsverhalten wird über die Materialkennwerte der Volumenelemente für den Boden entsprechend der vorliegenden Baugrundsituation eingestellt.

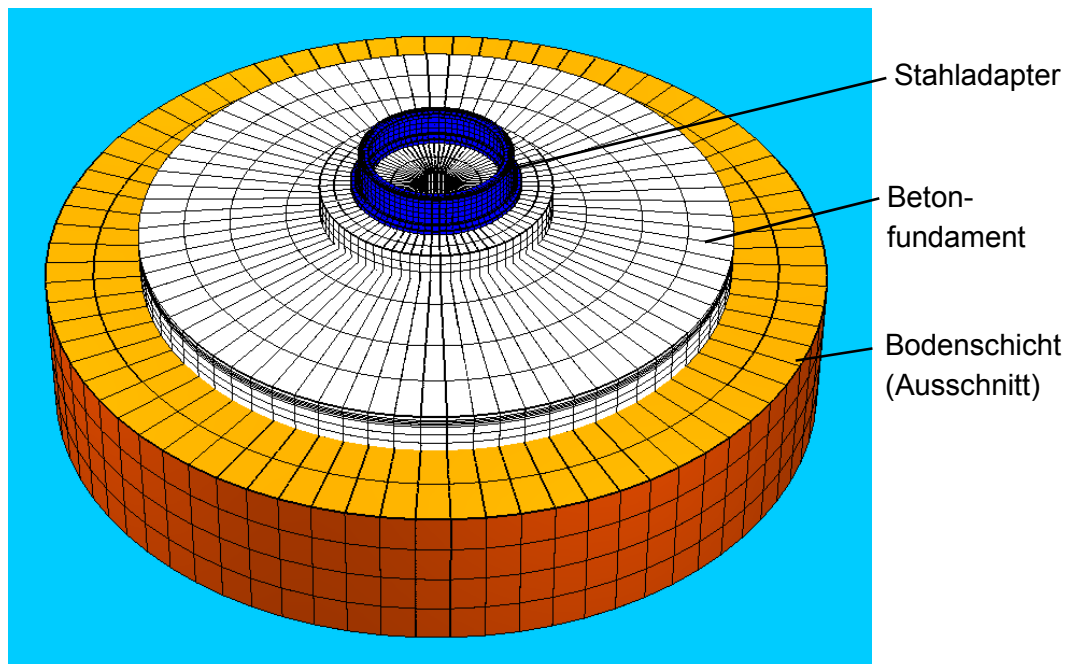


Bild 8-5: Elementnetz mit Teilausschnitt der Bodenschicht

Die Abmessungen des Fundamentkörpers sind vergleichbar mit denen im Modell der Verankerung mittels Stahleinbauteil. Der untere Rohrschaft am Turmfuß und der daran

anschließende Ankerkorb mit dem Ankerring im Fundamentinnern sind in Bild 8-6 dargestellt. Das Verbundverhalten zwischen dem Ankerring und dem umliegenden Fundamentbeton wurde mit Interface-Elementen erfasst, die keine Übertragung von Zugspannungen über die Fuge zwischen den Werkstoffen bzw. Bauteilen zulassen. Aufgrund der Vorspannung des Ankerkorbes ist die Mörtelfuge zwischen dem Rohrschaft und der Fundamentoberkante unter Betriebsbeanspruchungen überdrückt, so dass in diesen Materialfugen keine Interface-Elemente zur Abbildung einer ggf. klaffenden Fuge erforderlich sind.

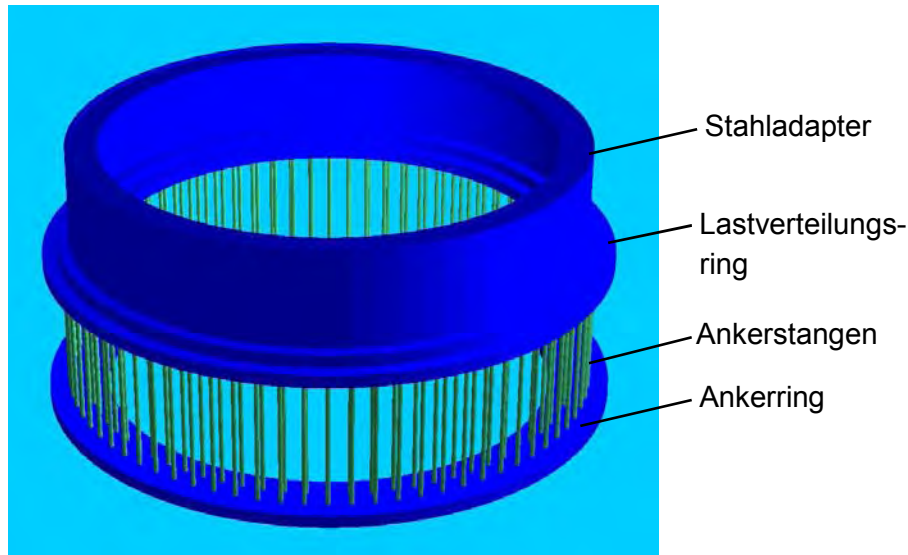


Bild 8-6: Turmfuß mit Fundamentankerkorb und Ankerring

Die Turmschnittgrößen werden analog zum FE-Modell mit Stahleinbauteil als Spannungen $\sigma_i = F_i/A$ (Normalkräfte) bzw. $\sigma_i = M_i/W$ (Momente) an der Oberkante des Stahlschaftes am Turmfuß aufgebracht. Als Lösungsverfahren der physikalisch nichtlinearen Berechnung wird der modifizierte Newton-Raphson-Algorithmus verwendet.

8.5 Verbindung zwischen Stahlsektion und Spannbetonsektion des Turms

Eine Übersicht des Modells zur Analyse der Verbindung zwischen der Stahlsektion und der Spannbetonsektion eines Turms ist in Bild 8-7 dargestellt. Zur räumlich geometrischen Abbildung der Verbindung wurden analog zu den vorgenannten Modellen 9-Knoten-Volumenelemente mit acht frei wählbaren Eckknoten verwendet. Im oberen Bereich wird das Stahlsegment mit einem L-Flansch als Abschluss modelliert. Darunter schließt sich das Spannbetonsegment an, dessen Verankerung im Fundament im vorgestellten Modell nicht untersucht und durch Festlager abgebildet wurde. Damit der Untersuchungsbereich nicht durch die Lasteinleitung bzw. die Lagerung im Modell beeinflusst wird, wurde ober- und unterhalb der Verbindung jeweils ein Bereich mit ca. 4,5 m Höhe abgebildet.

Das Verbundverhalten zwischen dem L-Flansch aus Stahl und der darunter liegenden Spannbetonsektion wird mittels Interface-Elementen in der Fuge abgebildet. In der Fuge können lediglich Druckspannungen und Reibspannungen (Coulomb'sches Reibgesetz) übertragen werden. Wenn die Vorspannkkräfte und die Normalkräfte aus der Auflast infolge Biegung an der Zugseite des Turms aufgezehrt sind, kommt es zum Aufklaffen der Fuge

ohne Übertragung von Zugspannungen. Die zweidimensionalen Interface-Elemente an der Oberseite der Spannbetonsektion sind im freigeschnittenen Bereich in Bild 8-7 zu erkennen.

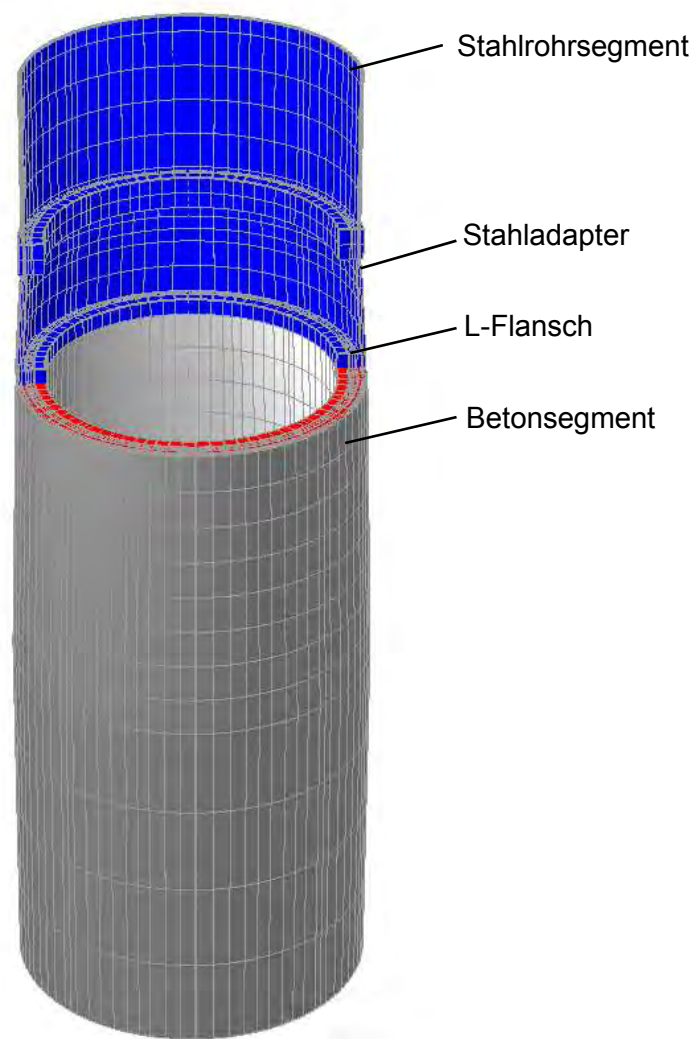


Bild 8-7: Übersicht des Modells an der Verbindung zwischen der Stahlsektion und der Spannbetonsektion des Turms

In dem Modell wird eine Verbindung simuliert, bei der die Stahlsektion direkt mit den Spanngliedern aus der Betonsektion verankert wird. Abweichend von Bild 7-4 werden somit keine separaten kurzen Spannglieder alleine zur Verankerung der Stahlsektion modelliert. Die über die Höhe der Betonsektion durchlaufenden Spannglieder werden mit Fachwerkstäben ohne Verbund abgebildet. Bei der Initialisierung des Systems werden die Fachwerkstäbe durch die Zuweisung von entsprechenden Lageretzungen an ihrem unteren Ende vorgespannt. Am oberen Ende sind die Fachwerkstäbe am L-Flansch der Stahlsektion angeschlossen, so dass die Vorspannkräfte bzw. Verankerungskräfte in die Konstruktion eingeleitet werden.

Die Turmschnittgrößen werden analog zu den anderen FE-Modellen als Spannungen $\sigma_i = F_i/A$ (Normalkräfte) bzw. $\sigma_i = M_i/W$ (Momente) an der Oberkante des Stahlschaftes am Turmfuß aufgebracht. Als Lösungsverfahren der physikalisch nichtlinearen Berechnung wird der modifizierte Newton-Raphson-Algorithmus verwendet.

8.6 Ausblick

Die entwickelten Modelle liefern vertiefte Einblicke in die charakteristischen Bereiche einer WEA unter Ermüdungsbeanspruchung. Im Rahmen des vorliegenden Berichtes wurden ausgewählte Einzelbeispiele mit typischen Einwirkungen und Abmessungen der untersuchten Bauteile analysiert. Im Rahmen weitergehender Untersuchungen sind systematische Parameterstudien zum Einfluss zyklischer Beanspruchungen auf unterschiedlichen Spannungsniveaus unter Berücksichtigung von Spannungsumlagerungen und ggf. bei variablen Abmessungen zu empfehlen. Zukünftig soll für den Beton auch das nachfolgend beschriebene *Microplane* Materialmodell zur Abbildung der nichtlinearen Werkstoffeigenschaften unter Berücksichtigung der Ermüdung mit dem Programm LIMFES verwendet werden.

Der klassische Ansatz, der die konstitutiven Beziehungen für Beton auf Basis der direkten Formulierung von Spannungs- und Dehnungstensoren sowie deren Invarianten herstellt, wurde seit Beginn der Computer-Ära kontinuierlich weiterentwickelt. Gegenwärtig ist die Weiterentwicklung dieses klassischen Ansatzes jedoch beinahe zum Stillstand gekommen, da nur noch (meist nicht zufriedenstellende) kleine Fortschritte erzielt werden, die aber trotzdem einen großen Entwicklungsaufwand bedeuten.

Im Hinblick auf die Einschränkungen der (tensor-) invariantenbasierten Materialmodelle wurde von Bazant [Baz2000a], [Baz2000b] das *Microplane Material Model* als alternative Theorie für die makroskopische Abbildung von Beton entwickelt. Dieses Modell wurde in das Programm LIMFES [Ker2000], [Ker2004] implementiert.

Der Ansatz wird als sehr viel versprechend erachtet, da er die konstitutiven Beziehungen nicht mit Tensoren, sondern mit Vektoren formuliert. Hierzu wird der Zusammenhang von Spannungs- und Dehnungskomponenten auf einer Ebene beliebiger Orientierung in der Struktur des Materials, der so genannten *Microplane*, hergestellt (Bild 8-8). Es werden *Microplanes*, also Mikroebenen, in vielen räumlichen Ausrichtungen betrachtet, die zu den Spannungs- und Dehnungstensoren über eine kinematische Bindung und ein Variationsprinzip in Relation stehen.



Bild 8-8: Microplanes als Kontaktflächen zwischen den Zuschlagkörnern

Während die klassischen konstitutiven Modelle durch Gleichungen repräsentiert werden, die über Invariantengleichungen eine direkte Beziehung zwischen den Komponenten σ_{ij} und ε_{ij} der Spannungs- und Dehnungstensoren $\underline{\sigma}$ und $\underline{\varepsilon}$ herstellen, wird das konstitutive *Microplane*-Modell durch eine Beziehung zwischen den Spannungs- und Dehnungskomponenten einer beliebigen ausgerichteten Mikroebene definiert.

Die grundlegende Annahme zur Abbildung des Entfestigungsverhaltens nach Erreichen der Höchstbelastung besteht darin, dass der normale Dehnungsvektor $\underline{\varepsilon}_N$ eine Projektion des

Dehnungstensors $\underline{\varepsilon}$ ist (Bild 8-9). Die Mikroebenen werden durch ihre Einheitsnormalenvektoren \underline{n}_i charakterisiert. Die Normaldehnungen auf einer Mikroebene werden nach den folgenden Gleichungen bestimmt:

$$\varepsilon_N = \underline{n}_j \cdot \varepsilon_{Nj}$$

$$\varepsilon_N = N_{ij} \cdot \varepsilon_{ij}$$

mit: $N_{ij} = n_i \cdot n_j$, wobei sich i, j auf die kartesischen Koordinaten x_i mit $i = 1, 2, 3$ beziehen

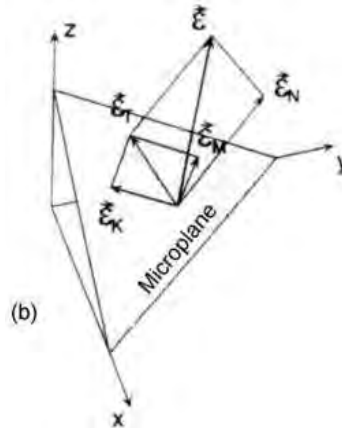


Bild 8-9: Dehnungsvektor und zugehörige Komponenten in einer Mikroebene (*Microplane*)

Die Schubdehnungen werden in jeder Mikroebene durch ihre Komponenten der Richtungen M und L mit den entsprechenden Einheitsvektoren \underline{m} und \underline{l} beschrieben, wobei \underline{l} als Kreuzprodukt aus \underline{m} und \underline{n} definiert ist: $\underline{l} = \underline{m} \times \underline{n}$.

Die Schubdehnungskomponenten in den Richtungen von \underline{m} und \underline{l} ergeben sich zu:

$$\varepsilon_M = M_{ij} \varepsilon_{ij}, \quad \varepsilon_L = L_{ij} \varepsilon_{ij}$$

$$\text{mit: } M_{ij} = (m_i n_j + m_j n_i)/2 \quad \text{und} \quad L_{ij} = (l_i n_j + l_j n_i)/2$$

Aufgrund der oben genannten kinematischen Bindung, welche die Dehnungen auf dem Mikrolevel (*Microplane*) und dem Makrolevel (Kontinuum) in Beziehung setzt, kann das statische Gleichgewicht der Spannungen zwischen Mikro- und Makrolevel nur näherungsweise sichergestellt werden. Dies geschieht in der so genannten „schwachen Form des Gleichgewichts“ gemäß dem Prinzip der virtuellen Arbeit. Im konkreten Fall gilt für die Oberfläche Ω einer Einheits-Halbkugel:

$$\frac{2\pi}{3} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} = \int_{\Omega} (\sigma_N \delta \varepsilon_N + \sigma_L \delta \varepsilon_L + \sigma_M \delta \varepsilon_M) d\Omega$$

Diese Gleichung bedeutet, dass die virtuelle Arbeit der Makrospannungen (Kontinuumsstress) innerhalb einer Einheitskugel gleich der virtuellen Arbeit der Spannungen in den Mikroebenen der Oberfläche einer (Einheits-)Kugel sein muss.

Der Integralausdruck entspricht physikalisch der Homogenisierung der verschiedenen Anteile aus den Ebenen unterschiedlicher Richtungen innerhalb des Materials. Insofern wird das Integral in numerischen Berechnungen durch eine optimale GAUSS-Integration über eine Kugeloberfläche angenähert. Eine effiziente Formel erreicht eine ausreichende Genauigkeit,

wenn wie in Bild 8-10 dargestellt mindestens 21 Mikroebenen auf einer Halbkugel verwendet werden.

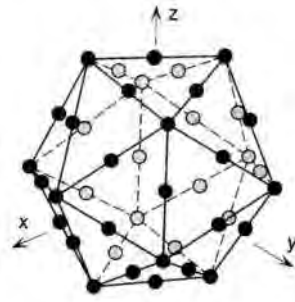


Bild 8-10: Räumliche Diskretisierung der Einheitskugel mit 42 Integrationspunkten

In dem Programm LIMFES [Ker2000], [Ker2004] wurde das *Microplane Model M4* mit 28 Mikroebenen auf einer Halbkugel implementiert. Die detaillierte Formulierung und der Rechenalgorithmus können [Baz2000a] und [Baz2000b] entnommen werden. Nach entsprechender Kalibrierung des *Microplane Model M4* sind noch weiter verfeinerte Ergebnisse zur Spannungsverteilung in den charakteristischen Bereichen einer WEA unter Ermüdungsbeanspruchung als mit den bisher verwendeten klassischen Tensoransätzen zu erwarten. Insbesondere ist es nach ersten Voruntersuchungen denkbar, die zunehmende Materialdegradation unter zyklischer Beanspruchung im Modell zu erfassen und damit die steifigkeitsabhängigen Spannungsumlagerungen zu verschiedenen Zeitpunkten während der Nutzungs- bzw. Lebensdauer einer Anlage differenzierter zu untersuchen.

9 Rechnerische Ermüdungsnachweise

9.1 Allgemeines

Im vorliegenden Kapitel werden für die in Kapitel 7 vorgestellten Bereiche einer WEA unter Ermüdungsbeanspruchung Nachweise gemäß der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen geführt. Die DIBt-Richtlinie für WEA verweist für die Ermüdungsnachweise allgemein auf Model Code 1990 und regelt vereinzelt davon abweichende Festlegungen. In Kapitel 6.2.1 wurden die Regelungen des Model Code 2010 in der aktuellen Fassung vom September 2010 vorgestellt. Weitgehend stimmen die Regelungen des Model Code in den Fassungen aus den Jahren 1990 und 2010 in den wesentlichen Punkten überein. Davon ausgenommen sind die Wöhlerlinien, die für beide Fassungen in Bild 6-2 gegenübergestellt sind. Im Folgenden werden zunächst die Wöhlerlinien nach der DIBt-Richtlinie für WEA bzw. Model Code 1990 verwendet. An einem Beispiel werden zudem die unterschiedlichen rechnerischen Schädigungssummen unter Ansatz der Wöhlerlinien nach Model Code 1990 und 2010 herausgearbeitet.

Als Beanspruchung werden typische Spannungsniveaus in den untersuchten Bereichen (vgl. Ausführungen in Kapitel 7 bzw. Berechnungen für ausgewählte Beispiele gemäß Kapitel 8) untersucht. Weitere Eingangsgrößen stellen die üblichen Materialeigenschaften, Erstbelastungszeitpunkte und Spannungsverteilungen dar. Davon ausgehend werden in der Praxis mögliche bzw. übliche Variationen der letztgenannten Parameter vorgenommen, um deren Auswirkungen auf die Bemessungsergebnisse zu verdeutlichen.

In [Grün2006a] wird für die Ermüdungsnachweise am Spannbetonschaft einer WEA herausgearbeitet, dass das derzeitige Bemessungskonzept mit einer linearen Schadensakkumulation nach der Palmgren-Miner-Regel sehr empfindlich auf verschiedene Eingangswerte reagiert. Die Berechnungsergebnisse weisen eine starke Abhängigkeit vom Betonalter bei Erstbelastung (Faktor $\beta_{cc(t)}$) und damit von der angesetzten Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$ sowie vom Spannungsgradienten im Bauteil (Faktor η_c) auf. Einige Berechnungsergebnisse aus [Grü2006a] sind in Tabelle 9-1 dargestellt.

Tabelle 9-1: Auswertung einer linearen Schädigungsberechnung nach der Palmgren-Miner-Regel für den Spannbetonschaft einer WEA in Abhängigkeit variabler Eingangsgrößen [Grü2006a]

t [d]	$\beta_{cc(t)}$ [-]	$f_{cd,fat}$	Schädigungssumme D nach Palmgren-Miner		
			$\eta_c = 1,0$ ¹⁾	$\eta_c = 0,98$ ²⁾	$\eta_c = 0,96$ ³⁾
28	1,0	17,06	14,68	6,7	3,51
45	1,043	17,79	3,45	1,6	0,85
60	1,065	18,17	1,71	0,80	0,42
90	1,092	18,63	0,76	0,35	0,18
120	1,1	18,91	0,47	0,22	0,08
365	1,16	19,71	0,10	0,02	0,008
730	1,17	20,03	0,01	0,01	0,003

¹⁾ keine Spannungsumlagerung im Querschnitt angesetzt

²⁾ Abstand für Spannungsumlagerung auf $x \leq 300$ mm begrenzt

³⁾ Schaftwanddicke ($t > 300$ mm) als Begrenzung für Spannungsumlagerung

In der aktuellen DIBt-Richtlinie für WEA werden Faktoren $\beta_{cc(t)} > 1,0$ (Erstbelastungsalter größer 28 Tage) beim vereinfachten Nachweis über zulässige Spannungsbereiche (Level I) ausgeschlossen (Kapitel 6.2.3). Für einen ausführlicheren Betriebsfestigkeitsnachweis (Level III) wird auf die Regelungen des Model Code 1990 verwiesen, ohne Faktoren $\beta_{cc(t)} > 1,0$ explizit auszuschließen. In der Bemessungspraxis können die Ergebnisse eines Betriebsfestigkeitsnachweises demzufolge durch den Ansatz eines Erstbelastungsalters von mehr als 28 Tagen günstig beeinflusst werden. Die Auswirkung entsprechender Faktoren $\beta_{cc(t)}$ wird daher in den folgenden eigenen Berechnungen weiter untersucht. Der Einfluss der Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$, des Faktors η_c und einer Variation der Vorspannkraft wird differenziert für die einzelnen Bereiche herausgearbeitet.

9.2 Turmverankerung mittels Fundamenteinbauteil

Die Konstruktionsform einer Turmverankerung durch ein Fundamenteinbauteil ist in Kapitel 7.2 beschrieben. Die Momentenbeanspruchung wird entsprechend Bild 9-1 im Schnitt durch ein vertikales Kräftepaar in das Fundament eingeleitet, wobei sich nach den durchgeführten FE-Berechnungen eine ungleichmäßige Verteilung der über den inneren und äußeren Flansch eingeleiteten Lastanteile auf der Zugseite ergibt. Während auf der Druckseite die Pressung über die gesamte Flanschbreite eingeleitet wird, treten auf der Zugseite am äußeren Flansch deutlich größere Betonspannungen als am inneren Flansch auf. Die qualitative Spannungsverteilung infolge einer Momentenbeanspruchung ist Bild 9-1 zu entnehmen. Die für den Ermüdungsnachweis maßgebenden Stellen sind die Unterseite und die Oberseite des Ringflansches.

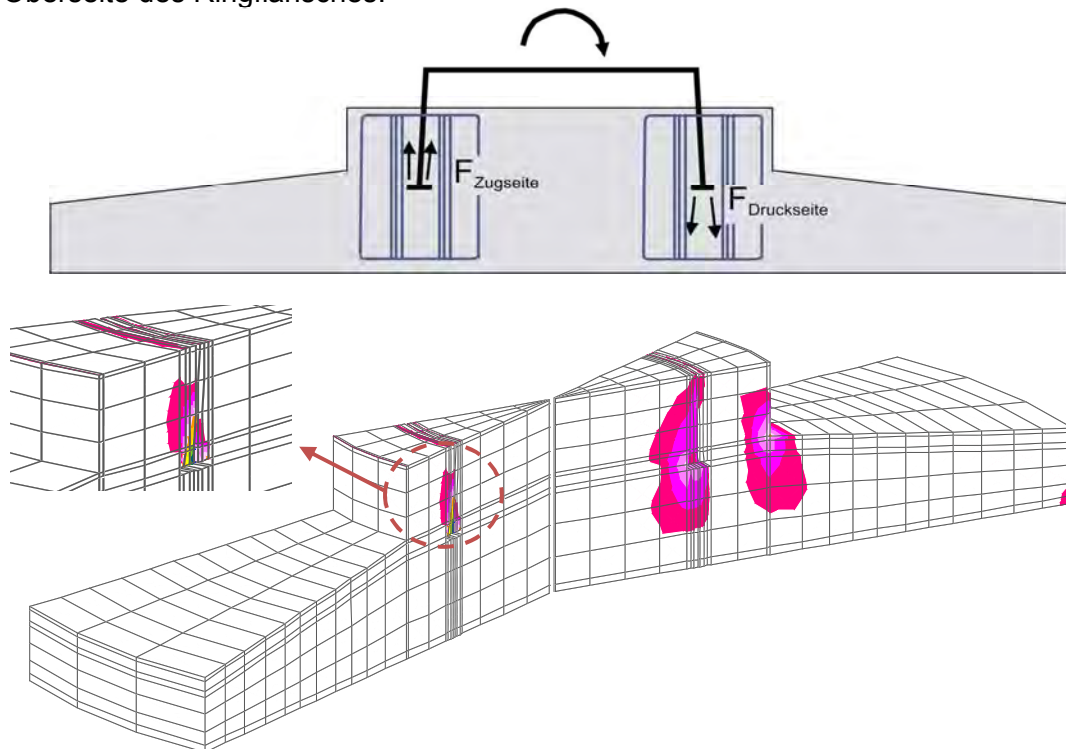


Bild 9-1: Einleitung einer Momentenbeanspruchung in den Beton mittels Fundamenteinbauteil (oben) und resultierende qualitative Verteilung der Druckspannungen σ_z im Beton (unten)

Bei der Verankerung durch ein Fundamenteinbauteil werden die auftretenden Zugkräfte nicht durch eine Vorspannung überdrückt. Bei wechselndem Vorzeichen der Momentenbeanspruchung treten wechselweise an der Oberseite oder an der Unterseite des Flansches Druckspannungen auf, während an der gegenüberliegenden Flanschseite Betonzugspannungen wirken bzw. eine klaffende Fuge auftritt. Ausgehend von den Betriebslastkollektiven einer beispielhaften WEA wurde ein Betriebsfestigkeitsnachweis geführt. Dabei kann die beschriebene Wechselbeanspruchung an der Ober- bzw. Unterseite des Flansches nach Model Code 1990 nicht explizit berücksichtigt werden. Der Nachweis wird daher für eine Druckschwellbeanspruchung mit der bezogenen Unterspannung $S_{cd,min} = 0$ geführt. Aufgrund der geringen bezogenen Oberspannung $S_{cd,max}$ in der Größenordnung von 0,2 bis 0,25 im Quasi-Dauerfestigkeitsbereich (Kapitel 7.2) wird beim Betriebsfestigkeitsnachweis rechnerisch keine Schädigung ermittelt. Die Schädigungssumme nach der Palmgren-Miner-Regel ist unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse (mindestens C20/25) oder vom Erstbelastungsalter (> 28 d) vernachlässigbar gering ($D_{Ed} \approx 0$).

Der Ermüdungsnachweis ist demnach bei üblichen Konstruktionen stets sicher eingehalten. Dennoch sind aus der Praxis Auffälligkeiten, wie z.B. gelockerte Fundamenteinbauteile, bekannt. Dies ist zum einen auf Ausführungsmängel zurückzuführen, insbesondere ist nicht in allen Fällen eine vollflächige Betonverfüllung unterhalb des einbetonierten Flansches gegeben. Zum anderen ist die stärkere Materialzermürbung infolge einer Wechselbeanspruchung als unter einer Druckschwellbeanspruchung anzuführen ([Cor1984], Kes2002], Kapitel 2.2.5 und 7.2), die bei einer nicht kraftschlüssigen Verbindung zu einer fortschreitenden Schädigung führt. Derartige Schädigungsmechanismen werden beim Betriebsfestigkeitsnachweis nach Model Code 1990 jedoch nicht erfasst. In diesem Zusammenhang ist anzuführen, dass wie in Kapitel 6.2.1 beschrieben in der aktuellen Fassung des Model Code 2010 ergänzende Regelungen zur Wechselbeanspruchung aufgenommen wurden. Für eine Druck-Zug-Wechselbeanspruchung (überwiegende Druckbeanspruchung) kann die ertragbare Lastspielzahl N demnach über die Gleichung $\log N = 9 (1 - S_{cd,max})$ ermittelt werden. Zur Beurteilung dieser Gleichung im Verankerungsbereich einer WEA mittels Fundamenteinbauteil ist eine geeignete Parameterstudie an praxisnahen Beispielen zu empfehlen.

9.3 Turmverankerung mittels Ankerkorb

Die Konstruktionsform einer Turmverankerung mittels vorgespanntem Ankerkorb ist in Kapitel 7.2 beschrieben. Die Momentenbeanspruchung wird vergleichbar zur Verankerung mit einem Fundamenteinbauteil im Schnitt durch ein vertikales Kräftepaar in das Fundament eingeleitet (vgl. Bild 9-1, oben). Im Unterschied dazu tritt infolge der Vorspannung des Ankerkorbes an der Zugseite jedoch keine klaffende Fuge an der Fundamentoberseite auf. Die Druckspannungen infolge Vorspannung und Vertikallast werden auf der Zugseite verringert und auf der Druckseite erhöht. Die mit einer FE-Berechnung ermittelte Spannungsverteilung infolge einer Momentenbeanspruchung ist Bild 9-2 zu entnehmen. Sowohl auf der Druck- als auch auf der Zugseite ergeben sich vollflächige Lasteinleitungsbereiche.

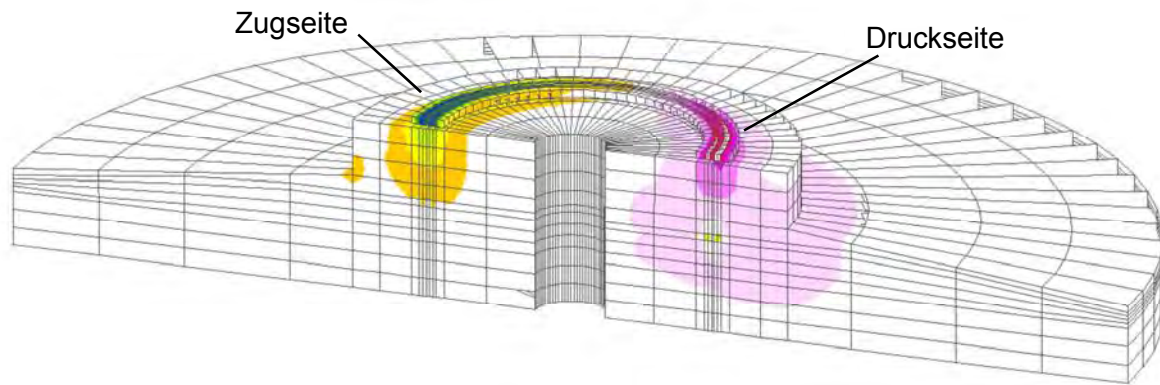


Bild 9-2: Qualitative Verteilung der Druckspannungen σ_z infolge der Einleitung einer Momentenbeanspruchung in den Beton mittels vorgespanntem Ankerkorb

Ausgehend von den Betriebslastkollektiven einer beispielhaften WEA wurde der Betriebsfestigkeitsnachweis für den Lasteinleitungsbereich im Fundament unterhalb der Mörtelfuge geführt (Druckschwellbeanspruchung). Zunächst wurde eine übliche Betonfestigkeitsklasse C45/55 im Lasteinleitungsbereich (vgl. Bild 7-3) und eine Vorspannung zum Zeitpunkt $t = 0$ (mit $r_{sup} = 1,05$) untersucht. Die aus den Einwirkungen berechneten Beanspruchungsparameter, die aufnehmbaren und einwirkenden Lastspielzahlen sowie die lineare Schadensakkumulation nach der Palmgren-Miner-Regel sind Tabelle 9-2 zu entnehmen. Mit einer Schädigungssumme $D_{Ed} = 0,68 < 1,0$ ist der Nachweis erfüllt.

Tabelle 9-2: Betriebsfestigkeitsnachweis für den Lasteinleitungsbereich bei der Turmverankerung einer WEA mittels vorgespanntem Ankerkorb

Betonermdung OK Fundamentsockel (FS)			
Betonfestigkeitsklasse			C45/55
Bemessungswert Ermüdungsfestigkeit	$f_{cd,fat}$	=	20,9 MN/m ²
Anzahl Segmente Fundamentsockel	n	=	76
Vorspannung je Segment ($r_{sup}=1,05$)	V	=	1050 kN
Belastungsfläche je Segment	A_{c0}	=	0,10 m ²
Betonspannung infolge Vorspannung	$\sigma_{c,V}$	=	10,5 MN/m ²
Betonspannung infolge Mittelwert Betriebslastkollektiv	$\sigma_{c,mittel}$	=	1,6 MN/m ²
Mittelspannung	$\sigma_m = \sigma_{c,V} + \sigma_{c,mittel}$	=	12,1 MN/m ²

ΣN	n_{Si}	ΔS_{cd}	N_{Ri}	n_{Si} / N_{Ri}
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1,00E+03	1,00E+03	0,293	5,78E+04	0,017
3,25E+03	2,25E+03	0,284	7,68E+04	0,029
5,50E+03	2,25E+03	0,275	1,02E+05	0,022
7,75E+03	2,25E+03	0,266	1,37E+05	0,016
1,00E+04	2,25E+03	0,256	1,83E+05	0,012
3,25E+04	2,25E+04	0,246	2,58E+05	0,087
5,50E+04	2,25E+04	0,235	3,66E+05	0,061
7,75E+04	2,25E+04	0,224	5,20E+05	0,043
1,00E+05	2,25E+04	0,214	7,41E+05	0,030
3,25E+05	2,25E+05	0,202	1,20E+06	0,187
5,50E+05	2,25E+05	0,191	2,87E+06	0,078
7,75E+05	2,25E+05	0,179	7,11E+06	0,032
1,00E+06	2,25E+05	0,168	1,82E+07	0,012
3,25E+06	2,25E+06	0,154	6,35E+07	0,035
5,50E+06	2,25E+06	0,139	2,35E+08	0,010
7,75E+06	2,25E+06	0,125	9,29E+08	0,002
1,00E+07	2,25E+06	0,110	3,92E+09	0,001
3,25E+07	2,25E+07	0,097	1,57E+10	0,001
5,50E+07	2,25E+07	0,083	6,66E+10	0,000
7,75E+07	2,25E+07	0,070	2,24E+12	0,000
1,00E+08	2,25E+07	0,057	4,28E+15	0,000
3,25E+08	2,25E+08	0,044	3,42E+20	0,000
5,50E+08	2,25E+08	0,031	1,00E+24	0,000
7,75E+08	2,25E+08	0,019	1,00E+24	0,000
1,00E+09	2,25E+08	0,006	1,00E+24	0,000
1,25E+09	2,50E+08	0,005	1,00E+24	0,000
1,50E+09	2,50E+08	0,003	1,00E+24	0,000
1,75E+09	2,50E+08	0,002	1,00E+24	0,000
2,00E+09	2,50E+08	0,000	1,00E+24	0,000
Schädigungssumme nach Palmgren-Miner / damage indicator according to Palmgren-Miner			$D_{Ed} =$	0,68

Ausgehend vom oben aufgeführten Nachweis wurden folgende Variationen vorgenommen, um den Einfluss der verschiedenen Eingangsparameter auf das Bemessungsergebnis zu beurteilen:

- Erstbelastung im Alter von 21 d bzw. 56 d anstatt 28 d
- jeweils eine geringere (C40/50) bzw. höhere (C50/60) Betonfestigkeitsklasse als C45/55
- Reduzierung der Vorspannkraft (ΔV) um 10 % bzw. um 15 %

Im Lasteinleitungsbereich mit dreidimensionalem Spannungszustand (Teilflächenpressung) wurde eine Variation des Faktors η_c zur Erfassung eines Spannungsgradienten nicht untersucht. Die Bemessungsergebnisse mit den verschiedenen Eingangsparametern sind in Tabelle 9-3 zusammengefasst. Neben der resultierenden Schädigungssumme D aus dem Betriebsfestigkeitsnachweis ist der Quotient D/D_0 mit dem Bezugswert $D_0 = 0,68$ der Schädigungssumme aus dem ursprünglichen Nachweis (Tabelle 9-2) angegeben. Bei den Berechnungen wurde jeweils lediglich ein einzelner Parameter variiert. Die gleichzeitige Änderung mehrerer Parameter wurde nicht untersucht und kann entsprechend zu einer Verstärkung oder (teilweisen) Aufhebung der Auswirkungen auf die Bemessung führen.

Tabelle 9-3: Auswertung der Betriebsfestigkeitsnachweise für die Verankerung einer WEA mittels Ankerkorb in Abhängigkeit variabler Eingangsgrößen

	Erstbelastung		Betonfestigkeitsklasse		Vorspannkraft	
Parameter	21 d ⁽¹⁾	56 d ⁽²⁾	C40/50 ⁽³⁾	C50/60 ⁽⁴⁾	$\Delta V = 10\%$ ⁽⁵⁾	$\Delta V = 15\%$ ⁽⁶⁾
D	2,67	0,039	41,18	0,013	0,027	0,005
D/D_0 ⁽⁷⁾	3,9	0,057	60,6	0,019	0,040	0,007

¹⁾ $\beta_{cc}(t=21) = 0,97 \Rightarrow f_{cd,fat} = 20,3 \text{ N/mm}^2$

²⁾ $\beta_{cc}(t=56) = 1,06 \Rightarrow f_{cd,fat} = 22,2 \text{ N/mm}^2$

³⁾ $f_{cd,fat} = 19,0 \text{ N/mm}^2$

⁴⁾ $f_{cd,fat} = 22,7 \text{ N/mm}^2$

⁵⁾ Vorspannkraft je Segment ($r_{sup} = 1,05$): $V = 945 \text{ kN}$

⁶⁾ Vorspannkraft je Segment ($r_{sup} = 1,05$): $V = 893 \text{ kN}$

⁷⁾ Schädigungssumme unter Ansatz der Ausgangsparameter $D_0 = 0,68$ (Tabelle 9-2)

Obwohl sich der Faktor $\beta_{cc(t)}$ bei einer Erstbelastung im Alter von 21 Tagen lediglich von 1,0 auf 0,97 verringert, steigt die rechnerische Schädigungssumme um den Faktor 3,9 an und der Nachweis ist nicht mehr erfüllt. Umgekehrt steigt der Faktor $\beta_{cc(t)}$ bei späterer Erstbelastung nach 56 Tagen auf 1,06 an, was zu einer starken Reduzierung der rechnerischen Schädigungssumme führt. Eine Variation der Betonfestigkeitsklasse um jeweils eine Stufe nach oben oder unten hat sogar noch wesentlich größere Auswirkungen. Die Veränderung der Schädigungssumme um etwa den Faktor 60 bzw. 0,02 bei einer Änderung von lediglich einer Festigkeitsklasse verdeutlicht die Problematik bei der Anwendung der Palmgren-Miner-Regel in der Bemessungspraxis. Bei den gegebenen Beanspruchungen kann der Betriebsfestigkeitsnachweis entweder sehr deutlich erfüllt oder aber nicht eingehalten sein, wobei die Belastbarkeit derart empfindlicher Bemessungsergebnisse in Frage zu stellen ist.

Der Ansatz einer geringeren Vorspannkraft bewirkt im vorliegenden Beispiel die Reduzierung der Schädigungssumme um einen Faktor von bis zu 10^{-2} . Demzufolge kann eine Bemessung für die Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = \infty$ unter Berücksichtigung der zeitabhängigen

Verluste zu Bemessungsergebnissen auf der unsicheren Seite führen, insbesondere wenn die rechnerischen Spannkraftverluste die tatsächlichen Verluste überschätzen. Außerdem ist zu beachten, dass sich die Spannkraftverluste erst im Laufe der Zeit mit fortschreitender Nutzungsdauer und zunehmender Lastspielzahl einstellen. Um eine auf der unsicheren Seite liegende Nachweisführung auszuschließen, ist zu empfehlen die Ermüdungsnachweise sowohl für die Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t=0$ als auch für die Vorspannkraft nach Verlusten infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation zu führen. Alternativ kann eine genauere Berechnung über die Zeit durchgeführt werden. Die Bemessungsergebnisse aus Tabelle 9-3 verdeutlichen, dass bereits ein Unterschied der Spannkraftverluste von fünf Prozentpunkten starke Auswirkungen auf den Betriebsfestigkeitsnachweis hat. Bei den relativ kurzen Spannwegen im Bereich eines Ankerkorbes ist daher auch die Berücksichtigung eines Ankerschlupfes sorgfältig zu prüfen.

9.4 Verbindung zwischen Stahlsektion und Spannbetonsektion des Turms

Die Konstruktionsformen zur Verbindung der Stahlsektion und der Spannbetonsektion eines Hybridturms sind in Kapitel 7.3 beschrieben. Durch die Vorspannung tritt zwischen den einzelnen Sektionen unter Betriebslasten üblicherweise keine klaffende Fuge auf. Die Druckspannungen infolge der Vorspannung und der Vertikallast werden durch die Momentenbeanspruchung auf der Zugseite verringert und auf der Druckseite erhöht. Die qualitative Spannungsverteilung auf der Druckseite infolge zweier unterschiedlich hoher Momentenbeanspruchungen nach den durchgeführten FE-Berechnungen ist in Bild 9-2 dargestellt. Aufgrund eines Versatzes zwischen der aufgehenden Stahlsektion, der Spannstahlachse und der Spannbetonsektion stellt sich im Betonquerschnitt ein Spannungsgradient ein. Nachfolgend werden die Auswirkungen von Faktoren $\eta_c < 1,0$ zur Berücksichtigung eines Spannungsgradienten im Betriebsfestigkeitsnachweis untersucht.

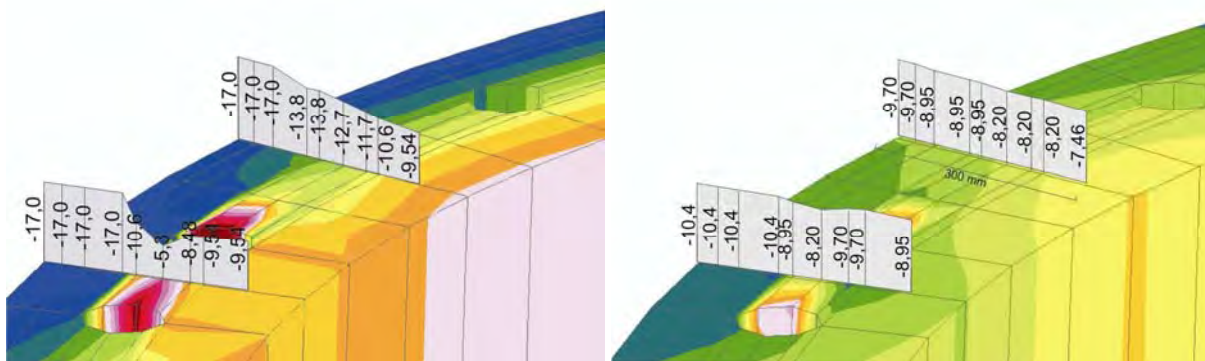


Bild 9-3: Verteilung der Druckspannungen σ_z infolge der Einleitung einer Momentenbeanspruchung auf der Druckseite des Turmes beim Übergang von der Stahl- auf die Spannbetonsektion

Auf Grundlage der Betriebslastkollektive einer beispielhaften WEA wurde der Betriebsfestigkeitsnachweis am oberen Abschluss der Spannbetonsektion geführt. Wie in Kapitel 7 beschrieben weist die typische Ermüdungsbeanspruchung eine hohe bezogene Oberspannung bei geringen Spannungsamplituden auf (Druckschwellbeanspruchung). Es wird beispielhaft die Betonfestigkeitsklasse C70/85 untersucht. Der Faktor η_c wird in Abhängigkeit des Spannungsgradienten im Bereich von 300 mm ab dem Bauteilrand ermittelt (Kapitel

6.2.1) und im vorliegenden Beispiel ausgehend vom Wert $\eta_c = 0,95$ um $\pm 0,05$ variiert. Weiterhin wird vergleichsweise die Schädigungssumme unter Ansatz der Wöhlerlinien nach Model Code 2010 anstatt nach Model Code 1990 berechnet. Die aus den Einwirkungen berechneten Beanspruchungsparameter, die Lastspielzahlen und die lineare Schadensakkumulation nach der Palmgren-Miner-Regel sind Tabelle 9-4 zu entnehmen.

Tabelle 9-4: Betriebsfestigkeitsnachweis für die Verbindung zwischen Stahlsektion und Spannbetonsektion einer beispielhaften WEA

Betonermüdung OK Fundamentsockel (FS)			
Betonfestigkeitsklasse			C70/85
Bemessungswert Ermüdungsfestigkeit	$f_{cd, fat}$	=	31,7 MN/m ²
	η_c	=	0,95
Betonspannung infolge Vorspannung	$\sigma_{c, V}$	=	18,8 MN/m ²
Betonspannung infolge Mittelwert Betriebslastkollektiv	$\sigma_{c, mittel}$	=	2,7 MN/m ²
Mittelspannung	$\sigma_m = \sigma_{c, V} + \sigma_{c, mittel}$	=	21,5 MN/m ²

ΣN	n_{Si}	ΔS_{cd}	Model Code 1990		Model Code 2010	
			N_{Ri}	n_{Si} / N_{Ri}	N_{Ri}	n_{Si} / N_{Ri}
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1,00E+03	1,00E+03	0,206	4,39E+04	0,023	6,15E+06	0,000
3,25E+03	2,25E+03	0,201	5,17E+04	0,044	7,96E+06	0,000
5,50E+03	2,25E+03	0,196	6,09E+04	0,037	1,03E+07	0,000
7,75E+03	2,25E+03	0,191	7,18E+04	0,031	1,34E+07	0,000
1,00E+04	2,25E+03	0,186	8,47E+04	0,027	1,75E+07	0,000
3,25E+04	2,25E+04	0,180	1,07E+05	0,210	2,55E+07	0,001
5,50E+04	2,25E+04	0,173	1,36E+05	0,165	3,73E+07	0,001
7,75E+04	2,25E+04	0,166	1,73E+05	0,130	5,49E+07	0,000
1,00E+05	2,25E+04	0,159	2,20E+05	0,102	8,10E+07	0,000
3,25E+05	2,25E+05	0,149	3,13E+05	0,719	1,45E+08	0,002
5,50E+05	2,25E+05	0,139	4,46E+05	0,504	2,67E+08	0,001
7,75E+05	2,25E+05	0,129	6,39E+05	0,352	5,13E+08	0,000
1,00E+06	2,25E+05	0,119	9,19E+05	0,245	1,04E+09	0,000
3,25E+06	2,25E+06	0,106	2,41E+06	0,932	2,84E+09	0,001
5,50E+06	2,25E+06	0,093	7,40E+06	0,304	8,83E+09	0,000
7,75E+06	2,25E+06	0,080	2,39E+07	0,094	3,24E+10	0,000
1,00E+07	2,25E+06	0,067	8,19E+07	0,027	1,49E+11	0,000
3,25E+07	2,25E+07	0,059	1,86E+08	0,121	4,71E+11	0,000
5,50E+07	2,25E+07	0,051	4,35E+08	0,052	1,78E+12	0,000
7,75E+07	2,25E+07	0,042	1,04E+09	0,022	8,62E+12	0,000
1,00E+08	2,25E+07	0,034	1,66E+11	0,000	6,02E+13	0,000
3,25E+08	2,25E+08	0,027	1,60E+14	0,000	4,88E+14	0,000
5,50E+08	2,25E+08	0,020	1,95E+19	0,000	7,83E+15	0,000
7,75E+08	2,25E+08	0,013	1,00E+24	0,000	4,71E+17	0,000
1,00E+09	2,25E+08	0,006	1,00E+24	0,000	1,08E+21	0,000
1,25E+09	2,50E+08	0,004	1,00E+24	0,000	1,45E+22	0,000
1,50E+09	2,50E+08	0,003	1,00E+24	0,000	6,08E+23	0,000
1,75E+09	2,50E+08	0,001	1,00E+24	0,000	1,00E+24	0,000
2,00E+09	2,50E+08	0,000	1,00E+24	0,000	1,00E+24	0,000
Schädigungssumme nach Palmgren-Miner / damage indicator according to Palmgren-Miner			$D_{Ed} =$	4,141	$D_{Ed} =$	0,007

Der Nachweis ist mit einer Schädigungssumme $D_{Ed} = 4,1 > 1,0$ mit den Wöhlerlinien nach Model Code 1990 nicht erfüllt, während unter Ansatz der Wöhlerlinien nach Model Code 2010 für die rechnerische Schädigungssumme $D_{Ed} \approx 0$ gilt. Ausgehend vom oben aufgeführten Nachweis wurden folgende Variationen vorgenommen, um den Einfluss ausgewählter Eingangsparameter auf das Bemessungsergebnis unter Ansatz der verschiedenen Wöhlerlinien zu beurteilen:

- Erstbelastung im Alter von 21 d bzw. 56 d
- Ansatz des Faktors $\eta_c = 0,95 \pm 0,05$ zur Berücksichtigung eines Spannungsgradienten

Die Bemessungsergebnisse mit den verschiedenen Eingangsparametern sind in Tabelle 9-5 zusammengefasst. Neben der resultierenden Schädigungssumme D aus dem Betriebsfestigkeitsnachweis ist der Quotient D/D_0 mit dem Bezugswert D_0 der Schädigungssumme aus dem ursprünglichen Nachweis (Tabelle 9-4) angegeben. Bei den Berechnungen wurde jeweils lediglich ein einzelner Parameter variiert. Die gleichzeitige Änderung mehrerer Parameter wurde nicht untersucht und kann entsprechend zu einer Verstärkung oder (teilweisen) Aufhebung der Auswirkungen auf die Bemessung führen.

Tabelle 9-5: Auswertung der Betriebsfestigkeitsnachweise für die Verbindung zwischen Stahlsektion und Spannbetonsektion einer beispielhaften WEA

Parameter	Erstbelastung				Spannungsgradient			
	21 d ⁽¹⁾		56 d ⁽²⁾		$\eta_c = 0,90$		$\eta_c = 1,0$	
Wöhlerlinie	MC 1990	MC 2010	MC 1990	MC 2010	MC 1990	MC 2010	MC 1990	MC 2010
D	21,4	0,04	0,14	0,00	0,19	0,00	68,6	0,13
D/D_0 ⁽⁷⁾	5,2	5,7	0,01	k.A.	0,05	k.A.	16,6	18,6

$$^1) \beta_{cc}(t=21) = 0,97 \Rightarrow f_{cd,fat} = 30,8 \text{ N/mm}^2$$

$$^2) \beta_{cc}(t=56) = 1,06 \Rightarrow f_{cd,fat} = 33,6 \text{ N/mm}^2$$

Zum einen fällt der deutliche rechnerische Unterschied zwischen den Schädigungssummen unter Ansatz der Wöhlerlinien nach Model Code 1990 und 2010 auf. Die Wöhlerlinien aus dem Model Code 2010 liefern besonders im Bereich hoher bezogener Beanspruchungen einen höheren Ermüdungswiderstand als die nach Model Code 1990 (Bild 6-2). Beim vorliegenden Beispiel mit hohen bezogenen Oberspannungen wirken sich die Unterschiede dementsprechend besonders stark aus. Die angeführten Berechnungsergebnisse verdeutlichen, dass die Wöhlerlinien nach Model Code 2010 bzw. deren Grundlagen sorgfältig überprüft und bewertet werden sollten. Insbesondere bei rechnerisch hoch ausgenutzten Bauteilen unter Ermüdungsbeanspruchungen haben die Unterschiede zwischen den Wöhlerlinien erheblichen Einfluss auf die Bemessungsergebnisse.

Ähnlich wie beim Berechnungsbeispiel einer Turmverankerung mittels Ankerkorb (Kapitel 9.3) wirken sich geringe Unterschiede im Faktor $\beta_{cc(t)}$ zur Berücksichtigung des Erstbelastungsalters wesentlich auf die Bemessungsergebnisse aus. Bei den gegebenen Beanspruchungen kann der Betriebsfestigkeitsnachweis entweder deutlich erfüllt oder aber nicht eingehalten sein, wobei die Belastbarkeit derart empfindlicher Bemessungsergebnisse in Frage zu stellen ist. Zum einen ist die Variation des Erstbelastungsalters bezogen auf die

spätere Nutzungsdauer sehr gering und es bleibt unberücksichtigt, in welchem Zeitraum und in welcher Reihenfolge die Ermüdungsbeanspruchungen wirken. Zum anderen werden entscheidende Randbedingungen wie die Betonrezeptur sowie die Verarbeitungs- und Lagerungsbedingungen nicht erfasst.

Der Faktor $\eta_c = 0,95 \pm 0,05$ zur Berücksichtigung eines Spannungsgradienten beeinflusst im gewählten Berechnungsbeispiel zumindest unter Ansatz der Wöhlerlinien nach Model Code 1990, ob der Nachweis eingehalten ist oder nicht. Die Beeinflussung der rechnerischen Schädigungssumme um mindestens eine Zehnerpotenz verdeutlicht, dass geringfügige Unterschiede im ermittelten Spannungsgradienten zu wesentlichen Unterschieden in der Bemessung führen können. Ähnlich wie bei den anderen untersuchten Einflussparametern ist als Fazit festzuhalten, dass die hohe Empfindlichkeit der Bemessungsergebnisse im Hinblick auf das tatsächliche Tragverhalten bzw. den Ermüdungswiderstand im Bauteil kritisch zu beurteilen ist.

10 Forschungsbedarf

Aus den durchgeführten Arbeiten soll nachfolgend der Forschungsbedarf abgeleitet werden, mit dem Ziel eine sichere und zutreffende Bemessung von Beton unter Ermüdungsbeanspruchungen aus dem Betrieb von Windenergieanlagen zu ermöglichen. Der Forschungsbedarf lässt sich unterteilen in (1) theoretische, (2) numerische und (3) experimentelle Untersuchungen.

10.1 Theoretische Untersuchungen

Die beispielhaften Nachweise für den Beton in den charakteristischen Bereichen einer WEA unter Ermüdungsbeanspruchung in Kapitel 9 haben gezeigt, dass die Bemessungsergebnisse in Abhängigkeit der Eingangsgrößen sehr stark streuen können. Die wesentlichen Einflussparameter lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Ermüdungsfestigkeit (in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse und des Erstbelastungsalters)
- Nachweiskonzept zur Ermittlung des Widerstands (Verlauf der Wöhlerlinien, insbes. Model Code 1990 und Model Code 2010, Sicherheitskonzept, zulässige Schädigungssumme nach Palmgren-Miner-Regel)
- Mittelspannung (in Abhängigkeit der zu berücksichtigenden Einwirkungen und der anzusetzenden Vorspannkraft zum Zeitpunkt t)
- Spannungsverteilung im Querschnitt

Ermüdungsfestigkeit

Im derzeitigen Nachweiskonzept gemäß der DIBt-Richtlinie Windenergieanlagen [DIBt2004] bzw. dem Model Code 1990 hat insbesondere die Betonfestigkeit großen Einfluss. Eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit bei gegebener Beanspruchung führt zu einer wesentlichen Verringerung der rechnerischen Schädigungssumme. In Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit kann der Nachweis dementsprechend entweder erfüllt oder die zulässige Schädigungssumme um ein Vielfaches überschritten sein.

Vergleichbare Auswirkungen auf die Bemessungsergebnisse sind zudem durch den Faktor $\beta_{cc(t)}$ zur Berücksichtigung des Erstbelastungsalters möglich. Ein Faktor $\beta_{cc(t)} < 1,0$ bei Erstbelastung im Alter von weniger als 28 Tagen wirkt sich nachteilig auf den Ermüdungsnachweis aus, da die resultierende Ermüdungsfestigkeit reduziert wird. Der Ansatz von Faktoren $\beta_{cc(t)} > 1,0$ bei höherem Alter unter zyklischer Erstbelastung kann dagegen entsprechend einer erhöhten Ermüdungsfestigkeit zu deutlich günstigeren Bemessungsergebnissen führen (Kapitel 9).

Nachweiskonzept zur Ermittlung des Widerstands

Bei der Bemessung von WEA werden üblicherweise Betriebsfestigkeitsnachweise auf der Grundlage von Wöhlerlinien und einer linearen Schadensakkumulation nach der Palmgren-Miner-Regel geführt (Nachweis Level III). Wie in Kapitel 6.2.8 dargestellt verlaufen die Wöhlerlinien der untersuchten Regelwerke qualitativ gleichförmig, sie weisen jedoch gewisse quantitative Abweichungen auf. Weiterhin unterscheiden sich die Regelwerke bei der Ermittlung des Ermüdungswiderstands besonders hinsichtlich des Si-

cherheitskonzeptes, der zulässigen rechnerische Schädigungssumme nach der Palmgren-Miner-Regel sowie der Erfassung von Rand-/Umgebungsbedingungen.

Mittelspannung

Die Mittelspannung beim Ermüdungsnachweis wirkt sich maßgeblich auf die Berechnungsergebnisse aus. Die Mittelspannung wird zum einen durch die beim Ermüdungsnachweis zu berücksichtigenden Einwirkungen bzw. die maßgebende Einwirkungskombination bestimmt. Zum anderen ist es von Bedeutung, ob die Vorspannkräfte unmittelbar nach dem Vorspannen zum Zeitpunkt $t = 0$ oder abzüglich von Spannkraftverlusten zu einem späteren Zeitpunkt bzw. bei $t = \infty$ angesetzt werden.

Spannungsverteilung

Durch den Ansatz eines Faktors $\eta_c < 1,0$, der Spannungsumlagerungen ausgehend von einer linearen Spannungsverteilung im Querschnitt erfasst, kann ein Ermüdungsnachweis rechnerisch günstig beeinflusst werden. Die Erfassung von günstig wirkenden Spannungsumlagerungen ist im Hinblick auf das tatsächliche Tragverhalten nach Ergebnissen aus [Meh1962] und [Olp1966] angemessen (Kapitel 2). Jedoch liegen nur wenige experimentelle Untersuchungen zur Absicherung des Faktors η_c nach dem derzeitigen Nachweiskonzept vor, der bereits bei flachen Spannungsgradienten zu deutlich günstigeren Bemessungsergebnissen führen kann (Kapitel 9).

Die zu empfehlenden theoretischen Forschungsarbeiten umfassen die Durchführung von Parameterstudien sowie die Erstellung und Auswertung einer Versuchsdatenbank

Parameterstudien

Aufgrund der verschiedenen Einflussparameter in den Normen sind allgemeine Aussagen zum Bemessungsniveau allein durch Vergleiche der Wöhlerlinien nur eingeschränkt möglich. Im ersten Schritt sind daher weiterführende systematische Parameterstudien zum Einfluss der oben genannten Einflussgrößen im derzeitigen Nachweiskonzept gemäß der DIBt-Richtlinie für WEA [DIBt2004] bzw. Model Code 1990 erforderlich. Es sollen außerdem Parameterstudien für charakteristische Bereiche einer WEA unter Ermüdungsbeanspruchung analog zu den Berechnungen in Kapitel 9 mit verschiedenen Regelwerken durchgeführt werden. Hierauf aufbauend können dann belastbare Aussagen zu den Bemessungsniveaus der verschiedenen Regelwerke abgeleitet werden. Ziel der Parameterstudien ist zum einen die zuverlässige Ermittlung der rechnerischen Bandbreite beim Ermüdungsnachweis für praxisrelevante Beanspruchungen und Eingangsgrößen. Zum anderen sind praxisgerechte Empfehlungen zur Nachweisführung herzuleiten.

Erstellung und Auswertung einer Versuchsdatenbank

Das derzeitige Nachweiskonzept nach der DIBt-Richtlinie für WEA berücksichtigt keine Einflüsse aus Umweltbedingungen (feucht, trocken), der Inspizierbarkeit, der Belastungsgeschichte (insbesondere Reihenfolge der Beanspruchungen mit unterschiedlichen Spannungsniveaus, Ruhephasen) oder der Belastungsfrequenz. Weiterhin werden mehraxiale Spannungszustände oder ein Steifigkeitsverlust infolge zyklischer Beanspruchung nicht erfasst. Insbesondere wird auch der schädigende Einfluss einer Wechsel-

beanspruchung wie etwa bei der Turmverankerung mittels Fundamenteinbauteil (Kapitel 7.2) nicht berücksichtigt. Der Betriebsfestigkeitsnachweis wird in diesem Fall für eine Druckschwellbeanspruchung mit der bezogenen Unterspannung $S_{min} = 0$ geführt. In der aktuellen Fassung des Model Code 2010 wird in Ergänzung zur Fassung Model Code 1990 eine Gleichung zur Bestimmung der ertragbaren Lastspielzahl unter Druck-Zug-Wechselbeanspruchung angegeben, deren Auswirkungen auf die Bemessungsergebnisse jedoch noch weiter zu untersuchen sind. Gleiches gilt für die gegenüber Model Code 1990 veränderten Wöhlerlinien nach Model Code 2010 für eine Druckschwellbeanspruchung. Hierbei sind insbesondere eine hinreichende Versuchsgrundlage und zuverlässige Ableitung der Wöhlerlinien sorgfältig zu überprüfen.

In jedem Fall sind in Zukunft weitere Untersuchungen zur Erfassung der o.g. Einflussgrößen erforderlich. Im Rahmen dieser Arbeit wurde begonnen eine Versuchsdatenbank zu erstellen, um verfügbare Untersuchungen systematisch zu erfassen und auszuwerten. Das Ziel ist die Identifizierung der bei WEA maßgebenden Parameter, die bei ausreichender Absicherung durch Versuchsdaten in weitergehende Bemessungsempfehlungen einfließen sollten. Darüber hinaus können die Randbedingungen für aussagekräftige neue Versuche zum Ermüdungswiderstand der charakteristischen Bereiche einer WEA definiert werden (vgl. experimentelle Untersuchungen).

10.2 Experimentelle Untersuchungen

Neben allgemeinen Hinweisen zur Auslegung, Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen werden nachfolgend konkrete Empfehlungen für experimentelle Untersuchungen mit verschiedenen Zielsetzungen angesprochen. Dabei sind insbesondere Untersuchungen von Bedeutung, aus denen zeitnah Erkenntnisse für eine Bemessung in der Praxis abzuleiten sind.

Dimensionierung und Beanspruchungsniveau

Allgemein sollten in Ermüdungsversuchen gezielt die in Kapitel 7 beschriebenen Spannungsniveaus der charakteristischen Bereiche einer WEA unter Ermüdungsbeanspruchung untersucht werden. Dabei sollte zur Dimensionierung der Versuchskörper eine Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Spannungsverteilungen im realen Bauteil (Kapitel 8) und im vorgesehenen Prüfkörper erfolgen. Nach der durchgeführten Literaturlauswertung sind insbesondere Untersuchungen mit hoher Oberspannung und geringer Spannungsschwingbreite erforderlich, wie sie an der Verbindung zwischen der Stahlsektion und der Spannbetonsektion von Hybridtürmen auftreten. Weiterhin haben verschiedene experimentelle Untersuchungen [Kes2002], [Rin1986], [Cor1984] die „materialzermürende“ Wirkung einer Unterspannung mit unterschiedlichem Vorzeichen (d.h. im Zugbereich, Wechselbeanspruchung) aufgezeigt, wie sie im Verankerungsbereich eines Fundamenteinbauteils auftreten. Die Möglichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung bei Wechselbeanspruchung verdeutlicht die Notwendigkeit weiterer Untersuchungen, um diesen Fall durch geeignete Maßnahmen verhindern zu können.

Bei allen Versuchen zur Ermüdungsbeanspruchung sollten die Abbildung und kontinuierliche Erfassung der Schädigung des Betons entsprechend den Verhältnissen im Bauwerk

erfolgen. Die Versuchskörper sollten vergleichbare Betonzusammensetzungen wie die tatsächlichen Bauteile aufweisen. Außerdem sollten die Abmessungen so gewählt werden, dass einerseits einfache und kostengünstige Untersuchungen möglich sind und andererseits Spannungsumlagerungen wirklichkeitsnah simuliert werden. Die Belastungsfrequenz sollte so gewählt werden, dass die Ergebnisse auf die typischen Erregerfrequenzen im realen Bauteil („1p-Anregung“ entsprechend der Rotorfrequenz und „3p-Anregung“ entsprechend dem Blattdurchgang) übertragbar sind. Bei Versuchskörpern mit verkleinerten Abmessungen gegenüber dem tatsächlichen Bauteil ist darauf zu achten, dass sich im Versuchskörper kein Feuchtigkeitsgradient mit einer Beeinflussung der Ergebnisse einstellt. Außerdem sollten bei der Wahl der Prüfkörperabmessungen Maßstabeffekte beachtet werden. So nimmt beispielsweise die Zugfestigkeit mit abnehmender Schlankheit zu (Prismen im Bereich $h/d < 3$) und mit zunehmendem Probekörpervolumen ab.

Durchführung und Auswertung

Nach der durchgeführten Literaturlauswertung sind bei verschiedenen Versuchsreihen Einflüsse aus der Durchführung und Auswertung auf die abgeleiteten Schlussfolgerungen nicht auszuschließen. Zum Teil sind unterschiedliche Vorgehensweisen als wahrscheinlichste Ursache für gegenläufige Tendenzen bestehender experimenteller Untersuchungen anzuführen (Kapitel 5). Daher ist im Hinblick auf weitere Forschungsarbeiten zu empfehlen, möglichst standardisierte Versuchskörper und Auswerteverfahren zu entwickeln. Das Ziel ist eine möglichst hohe Vergleichbarkeit und Übertragbarkeit der Ergebnisse, so dass Auswertungen nach objektiven Kriterien möglich sind. Durch eine geeignete Auslegung der Versuche sollten außerdem unabhängig vom ausführenden Forschungsinstitut praxisrelevante Ergebnisse sichergestellt werden.

Messgrößen

Durch die Messtechnik sollten neben der Lastspielzahl und den Belastungsparametern weitergehende Kenngrößen erfasst werden. Die Schädigungsevolution während der Ermüdungsbeanspruchung kann durch kontinuierliche Verformungsmessungen aufgezeichnet werden. Unterstützend sollte bei ausgewählten Versuchen der Rissfortschritt mittels Schallemissionsanalyse verfolgt werden. Allgemein sollten die Versuchsergebnisse auch zur Kalibrierung und Weiterentwicklung des Schädigungsmodells für Materialgesetze in FE-Programmen nutzbar sein. Dazu sind Messungen der mechanischen Kenngrößen wie E-Modul sowie des Spannungs- und Verzerrungszustands erforderlich.

Versuche zur Untersuchung des Steifigkeitsverlustes als Indikator zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses

Nach der Auswertung von Untersuchungen aus der Literatur in Kapitel 4 scheint der Steifigkeitsverlust infolge einer Ermüdungsbeanspruchung insbesondere für normalfesten Beton als Indikator zur Beschreibung des Schädigungsprozesses geeignet zu sein. In [Hoh2004], [Hol1979], [Kes2002], [Pfa2003] wird der Steifigkeitsverlust als der beste Schädigungsparameter zur Beschreibung der Betonermüdung angesehen. Jedoch zielte der größte Anteil bisheriger Versuchsreihen unter hochzyklischer Ermüdungsbeanspruchung lediglich auf das reine Ermüdungsversagen (Wöhlerversuche) ab. Es stehen nur wenige experimentelle Untersuchungen zur Verfügung, die den fortschreitenden Ermüdungsprozess bzw. Steifig-

keitsverlust bis zum Versagen durch Verzerrungsmessungen dokumentieren. Aufgrund der üblicherweise großen Versuchsstreuungen ist zur Ableitung belastbarer Schädigungsfaktoren jedoch eine große Datenbasis erforderlich. Nach [Grü2006b] sind insbesondere systematische Versuche zur Messung der Verzerrungs- und Schädigungsentwicklung unter mehrstufiger Ermüdungsbeanspruchung erforderlich, um den energetischen Ansatzes aus [Grü2006a], [Göh2010] zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses für Betriebsfestigkeitsnachweise zu validieren. Darüber hinaus sind auch geeignete Versuchsdaten zur Kalibrierung und Validierung der energetischen Ansätze für Wechselbeanspruchungen und mehraxiale Beanspruchungen erforderlich.

Durch die Gegenüberstellung geeigneter Schädigungsfaktoren mit Messdaten zum Steifigkeitsverlust bestehender Konstruktionen könnte deren Restlebensdauer abgeschätzt werden. Dies gilt besonders, wenn zusätzlich Informationen über das Beanspruchungskollektiv aus dem Betrieb durch geeignete Monitoringsysteme zur Verfügung stehen. Weiterhin kann der Steifigkeitsverlust infolge einer Ermüdungsbeanspruchung bei wirklichkeitsnahen Strukturanalysen von Windenergieanlagen berücksichtigt werden. Dadurch sind zum einen genauere Ergebnisse zur Beanspruchung bzw. zum Ermüdungswiderstand des unmittelbar betrachteten Bauteils zu erwarten. Zum anderen können mögliche Auswirkungen des Steifigkeitsverlustes auf andere Anlagenbereiche erfasst werden.

Versuche zur Untersuchung der Existenz einer Dauerschwingfestigkeit

Erkenntnisse und Überlegungen aus der Literatur zur Existenz einer Dauerschwingfestigkeit für Beton wurden in Kapitel 3 zusammengestellt. Bisher konnte eine Dauerschwingfestigkeit experimentell nicht eindeutig belegt werden. Außerdem sind keine Versuchsreihen mit für WEA charakteristischen Lastspielzahlen im Bereich von $N = 2 \cdot 10^9$ bekannt. Allgemein können Versuche mit mehr als 10^7 Lastspielen neben der Untersuchung einer möglichen Dauerfestigkeitsgrenze auch zur Absicherung der Wöhlerlinien in diesem Bereich herangezogen werden. Wie bereits in [Sei2002] angeführt sind dementsprechend weitere Untersuchungen mit hohen Lastspielzahlen wünschenswert. Dabei sind jedoch entsprechend der Lastspielzahl lange Laufzeiten und hohe Kosten der Versuche zu beachten, wenn belastbare Ergebnisse ohne zu hohe Belastungsgeschwindigkeiten ermittelt werden sollen. Daher erscheinen unterstützende Monitoringsysteme an bestehenden WEA zur Reduzierung der Versuchsanzahl zielführend.

Versuche zur zeitnahen Ableitung von Bemessungsempfehlungen für die Praxis

Im Hinblick auf die derzeitige Bemessungspraxis sind nach den durchgeführten Arbeiten insbesondere Versuche mit folgenden Zielsetzungen erforderlich, um zeitnah Erkenntnisse und Empfehlungen für eine zielsichere Nachweisführung in den charakteristischen Bereichen von WEA unter Ermüdungsbeanspruchung ableiten zu können:

- Bestimmung der Auswirkungen der Einflussparameter Betonrezeptur, Feuchtegehalt und Belastungsfrequenz zur Ableitung differenzierter Wöhlerlinien
- Untersuchung des Umlagerungsverhaltens unter praxisnahen Spannungsverteilungen, um den derzeitigen theoretischen Ansatz zu überprüfen
- Ermittlung des fortschreitenden Schädigungsverlaufs zur Entwicklung bzw. Kalibrierung von FE-Modellen, in denen die Materialdegradation wirklichkeitsnah zu erfassen ist (vgl. Kapitel 10.3)

10.3 Numerische Untersuchungen

Die in Kapitel 8 vorgestellten FE-Modelle liefern vertiefte Einblicke in die charakteristischen Bereiche einer WEA unter Ermüdungsbeanspruchung. Aufgrund der hohen Rechenanforderungen konnten im Rahmen des vorliegenden Berichtes jedoch lediglich ausgewählte Einzelbeispiele mit typischen Einwirkungen und Abmessungen der untersuchten Bauteile analysiert werden.

Im Rahmen weitergehender Untersuchungen sind systematische Parameterstudien zum Einfluss zyklischer Beanspruchungen auf unterschiedlichen Spannungsniveaus unter Berücksichtigung von Spannungsumlagerungen und ggf. bei variablen Abmessungen zu empfehlen. Weiterhin kann zur Qualitätsverbesserung der Berechnungsergebnisse für den Beton das Materialmodell *Microplane Model M4* [Baz2000a], [Baz2000b] verwendet werden. Nach entsprechender Kalibrierung des *Microplane Model* zur Abbildung der nichtlinearen Werkstoffeigenschaften des Betons sind realistischere Ergebnisse zur Spannungsverteilung unter Ermüdungsbeanspruchung aus dem Betrieb von WEA zu erwarten. Insbesondere ist es nach ersten Voruntersuchungen vielversprechend, mit einem nichtlinearen FE-Programm die zunehmende Materialdegradation unter zyklischer Beanspruchung im Modell zu erfassen und damit die steifigkeitsabhängigen Spannungsumlagerungen zu verschiedenen Zeitpunkten während der Nutzungsdauer einer Anlage zu untersuchen.

11 Zusammenfassung

Windenergieanlagen sind während ihrer Nutzungsdauer sehr hohen Lastspielzahlen in der Größenordnung von $N = 10^9$ ausgesetzt. Die hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen sind für die Dimensionierung moderner Windenergieanlagen (WEA) von entscheidender Bedeutung. Da hinsichtlich der Nachweisführung für die charakteristischen Bereiche einer WEA unter Ermüdungsbeanspruchung aus der Bemessungspraxis verschiedene Fragen und Defizite bekannt sind, wurde der vorliegende Sachstandsbericht „Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windkraftanlagen“ erstellt.

Zunächst wurde der Stand der Kenntnisse zum Ermüdungsverhalten von Beton unter verschiedenen Beanspruchungsarten zusammengestellt. Im Zuge der durchgeführten Literaturlauswertung wurden insbesondere Aussagen zur Existenz einer Dauerschwingfestigkeit für Beton herausgearbeitet. Bisher wurden verschiedene theoretische Überlegungen zur „Quasi-Dauerfestigkeit“ von Beton veröffentlicht. Experimentell scheinen vereinzelt Untersuchungen eine Dauerfestigkeitsgrenze zu belegen, ein eindeutiger Beleg hierfür steht jedoch weiterhin aus.

Anhand bestehender experimenteller Untersuchungen wurde die grundsätzliche Eignung des Steifigkeitsverlustes als Indikator zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses von Beton untersucht. Durch den charakteristischen dreigliedrigen Verlauf der so genannten zyklischen Kriechkurve lässt sich der Fortschritt der Betonermüdung für verschiedene Beanspruchungsarten zutreffend beschreiben. Der Steifigkeitsverlust stellt somit einen geeigneten Indikator der Materialdegradation dar, wobei jedoch aufgrund der begrenzten Versuchsdaten und großer Versuchsstreuungen bisher keine belastbaren Schädigungsparameter abgeleitet werden können.

Im Rahmen der Literaturlauswertung wurden weiterhin die Einflüsse aus Parametern wie Betonfestigkeit, Umgebungsbedingungen, Belastungsparameter, Belastungsgeschichte und Betontechnologie gegenübergestellt. Hierbei wurden sowohl relativ eindeutige als auch vernachlässigbare oder gar widersprüchliche Ergebnisse bzw. Interpretationen zu den Auswirkungen einzelner Parameter auf den Ermüdungswiderstand festgestellt. Zur besseren Übersicht der verschiedenen Untersuchungen und Schlussfolgerungen aus der Literatur wurden die Ergebnisse in Kapitel 5 für die einzelnen Parameter tabellarisch zusammengefasst.

Eine Beschreibung und Gegenüberstellung der maßgebenden Regelwerke verdeutlicht die Bandbreite der unterschiedlichen Nachweisverfahren und –level, die von der vereinfachten Berechnung auf Grundlage maximaler Spannungsniveaus über Einstufenkollektive bis hin zu Betriebsfestigkeitsnachweisen (Mehrstufenkollektive) reicht. Dabei wurden auch Defizite hinsichtlich einer sicheren und zielführenden Bemessung von Betonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung aufgezeigt. Wichtige Einflussparameter werden zum Teil zutreffend, aber auch vereinzelt unzureichend ohne experimentelle Absicherung erfasst. Insbesondere kann die Anwendung der linearen Schadensakkumulation nach PALMGREN-MINER, die aufgrund des einfachen Ansatzes als Grundlage der Betriebsfestigkeitsnachweise in allen untersuchten Regelwerken dient, zu unsicheren Bemessungsergebnissen führen. Die beiden Grundvoraussetzungen Linearität und Reihenfolgeunabhängigkeit der Schadensakkumulation sind für den Werkstoff Beton nicht gegeben. Es wurden verschiedene Wöhlerlinien aus unterschiedlichen Regelwerken als Grundlage der Betriebsfestigkeitsnachweise nach

PALMGREN-MINER zusammengestellt. Insbesondere im Hinblick auf die unterschiedlichen Wöhlerlinien nach Model Code 1990 und Model Code 2010 und die damit verbundenen, zum Teil sehr deutlichen Auswirkungen auf die Bemessungsergebnisse wird empfohlen, eine hinreichende Versuchsgrundlage und zuverlässige Ableitung der Wöhlerlinien vor einer Anwendung zur Bemessung von WEA sorgfältig zu überprüfen.

Aus den zahlreichen Bemessungsansätzen in der Literatur wurde der energetische Ansatz zur Beschreibung des Materialverhaltens von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung bei konstanter Spannungsschwingweite aus [Pfa2003] vorgestellt. Dieser Ansatz wurde später für mehrstufige Beanspruchungen und mehraxiale Spannungszustände weiterentwickelt [Grü2006a], [Grü2008], [Göh2010]. Grundsätzlich lässt sich das tatsächliche Materialverhalten durch die vorgestellten Ansätze zutreffender beschreiben als beispielsweise durch die Anwendung der Palmgren-Miner-Regel. Allerdings ist gegenüber den derzeit üblichen Bemessungsverfahren nach PALMGREN-MINER ein höherer und fehleranfälligerer Berechnungsaufwand erforderlich. Zur Validierung der energetischen Ansätze sind insbesondere experimentelle Untersuchungen unter mehrstufiger Ermüdungsbeanspruchung erforderlich. Weiterhin sind geeignete Versuchsdaten zur Kalibrierung und Validierung entsprechender Ansätze für Wechselbeanspruchungen und mehraxiale Beanspruchungen notwendig.

Als charakteristische Bereiche einer WEA aus Beton unter Ermüdungsbeanspruchung wurden die Verankerung des Turmfußes mittels Fundamenteinbauteil bzw. vorgespanntem Ankerkorb und die Verbindung zwischen Turmsektionen aus Stahl und Spannbeton vorgestellt. Neben möglichen Konstruktionsformen wurden typische Spannungsniveaus der Ermüdungsbeanspruchung in diesen Bereichen herausgearbeitet. Anschließend wurde FE-Modelle zur vertieften Untersuchung der Spannungsverteilungen in den angeführten Bauteilen vorgestellt. Anhand der Modelle können mit nichtlinearen dreidimensionalen FE-Programmen detaillierte Analysen zu lokalen Spannungskonzentrationen und Spannungsumlagerungen durchgeführt werden, aus denen sich modifizierte Eingangsparameter für analytische Ermüdungsnachweise ableiten lassen.

Ausgehend von den charakteristischen Ermüdungsbeanspruchungen im Bereich des Fundamenteinbauteils, des Ankerkorbes und des Turmübergangs sowie den typischen Betonfestigkeiten der betroffenen Bauteile wurden exemplarische Parameterstudien zu den derzeitigen Ermüdungsnachweisen durchgeführt. Danach besitzen die Betondruckfestigkeit, der Faktor η_c zur Berücksichtigung eines Spannungsgradienten, der Faktor $\beta_{cc(t)}$ zur Erfassung des Erstbelastungsalters und die angesetzte Vorspannkraft (Zeitpunkt $t = 0$ oder abzüglich Spannkraftverluste) großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Die zum Teil erhebliche Bandbreite der rechnerischen Schädigungssummen im Ermüdungsnachweis schon bei einer geringen Variation der Eingangsparameter und die fehlende Berücksichtigung der schädigenden Wirkung einer Wechselbeanspruchung verdeutlichen weiteren Forschungsbedarf.

Der aus den bisherigen Untersuchungen abgeleitete Forschungsbedarf wurde abschließend zusammengestellt. Zum einen können weitergehende Erkenntnisse durch eine gründliche Literaturlauswertung im Zusammenhang mit der Erstellung und Auswertung einer Versuchsdatenbank gewonnen werden. Zum anderen sind geeignete experimentelle Untersuchungen unter Berücksichtigung der praxisrelevanten Beanspruchungen und Betoneigenschaften erforderlich. Für die experimentellen Untersuchungen wurden Empfehlungen hinsichtlich der Dimensionierung, der Durchführung und der Messtechnik abgeleitet. Außerdem sind

weitergehende numerische Analysen, insbesondere mit einem verbesserten Materialmodell für den Beton, zu empfehlen. In den numerischen Analysen sollten die fortschreitende Materialdegradation und die daraus resultierenden Spannungsverteilungen bzw. -umlagerungen untersucht werden. Durch weitergehende Versuche und numerische Parameterstudien sind vertiefte Erkenntnisse zur Ermüdungsbeanspruchung unter den für Windenergieanlagen maßgebenden Randbedingungen zu erwarten.

12 Verwendete Unterlagen

12.1 Normen

- [ACI2008] ACI 318-08 (2008)
Building code requirements for structural concrete, ACI committee 318
- [CEB2010] fib Special Activity Group 5: CEB - FIP Model Code 2010.
Final Draft, September 2011.
- [DIBt2004] Richtlinie für Windenergieanlagen (2004)
Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. Fassung März 2004, Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin.
- [DIN4212] DIN 4212 (Juni 1986)
Kranbahnen aus Stahlbeton und Spannbeton – Berechnungen und Ausführung, Beuth Verlag, Berlin,
- [DIN1045-1] DIN 1045-1 (August 2008)
Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton –Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Beuth Verlag, Berlin
- [DIN-FB2009] DIN-Fachbericht 102 (März 2009)
Betonbrücken. Beuth Verlag, Berlin
- [DNV-C502] DNV-OS-C502 (April 2007)
Offshore Concrete Structures, Det Norske Veritas (DNV).
- [DNV-J101] DNV-OS-J101 (Juni 2004)
Design of Offshore Wind Turbine Structures, Det Norske Veritas (DNV).
- [EN1992-1-1] DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2, Teil 1-1) (Januar 2011)
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004 + AC: 2010. Beuth Verlag, Berlin
- [EN1992-2] DIN EN 1992-2 (Eurocode 2, Teil 2) (Februar 2007)
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2: 2005. Beuth Verlag, Berlin
- [EN1992/NA] DIN EN 1992-1-1/NA Nationaler Anhang (Januar 2011)
Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Beuth Verlag, Berlin
- [NEN2009] NEN 6723 (September 2009)
Voorschriften Beton, Bruggen Constructieve eisen en rekenmethoden. Nederlands Normalisatie-instituut.

12.2 Veröffentlichungen

- [Aas1970] Aas Jakobsen, K. (Sept. 1970)
Fatigue of Concrete Beams and Columns. In: Bulletin No. 70-1, NTH Institut for Betonkonstruksjoner, Trondheim
- [ACI1974] ACI Committee 215 (1974)
Consideration for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading. In: Journal of the ACI, S. 97-117
- [Ame2006] Ameen, P.; Szymanski, M. (2006)
Fatigue in Plain Concrete. Phenomenon and Methods of Analysis. Master Thesis, Chalmers University of Technologie, Göteborg, Sweden
- [Ant1959] Antrim, J.C.; McLaughlin, J.F. (May 1959)
Fatigue Study of Air-Entrained Concrete, In: Journal of the ACI, Proceedings, Vol. 55, S. 11730-11830
- [Baz2000a] Bazant, Zdenek P.; Caner, Ferhun C.; Carol, Ignacio; Adley, Mark D. and Ankers, Stephen A. (2000)
Microplane Model M4 for Concrete – Part I: Formulation with Work-Conjugate Deviatoric Stress“, Journal of Engineering Mechanics, American Society of Civil Engineers, 2000, Ausg. 126, Heft 9, S. 944-953
- [Baz2000b] Bazant, Zdenek P.; Caner, Ferhun C. (2000)
Microplane Model M4 for Concrete – Part II: Algorithm and Calibration“, Journal of Engineering Mechanics, American Society of Civil Engineers, 2000, Ausg. 126, Heft 9, S. 954-961
- [Ben1967] Bennett, E.W.; Muir, S.E. (1967)
Some Fatigue Tests of High-Strength Concrete in Axial Compression, In: Magazine of Concrete Research, 19, S. 113
- [Bre2006] Breitenbücher, R.; Ibuk, H. (2006)
Experimentally Based Investigation on the Degradation-Process of Concrete Under Cyclic Load. In: Materials & Structures, Vol. 39, Heft 7, S. 717-724
- [Bre2007] Breitenbücher, R.; Ibuk, H.; Osterminski, K. (2007)
Veränderung der Steifigkeit und des Dehnungsverhalten von Normalbeton bei zyklischer Druckschwellbeanspruchung mit Ruhephasen. In: Beton und Stahlbetonbau, Vol 102, Heft 2
- [Coo1980] Cook, D.J.; Chindaprasirt, P. (1980)
Influence of Loading History upon the Compressive Properties of Concrete. In: Magazine of Concrete Research, Vol. 32, No. 111, S. 89-100
- [Coo1981] Cook, D.J.; Chindaprasirt, P. (1981)
Influence of Loading History upon the Tensile Properties of Concrete. In: Magazine of Concrete Research, Vol. 33, No. 116, S. 154-160
- [Cor1984] Cornelissen, H.A.W.; Reinhardt, H.W. (1984)
Uniaxial Tensile Fatigue of Concrete under Constant-Amplitude and Programme Loading. In: Magazine of Concrete Research, Vol. 36, No. 129, S. 216-226

- [Cur1984] CUR-VB Committee C-33 (1984)
Fatigue Failure of Concrete in Tension. In: Heron, Vol. 29, No. 4
- [Eur2000a] EUROLIGHTCON (2000)
Fatigue of Normal Weight Concrete and Lightweight Concrete, Dokument BE96-3942/R24, ISBN 90-376-02-789
- [Eur2000b] EUROLIGHTCON (2000)
LWA Concrete under Fatigue Loading, Dokument BE96-3942/R41, ISBN 90-376-03-483
- [Fre1970] Freitag, W. (1970)
Das Ermüdungsverhalten des Betons, In: Beton, Heft 6
- [Gae1962] Gaede, K. (1962)
Versuche über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 144, Berlin
- [Göh2010] Göhlmann, J. (2010)
Zur Schädigungsberechnung an Betonkonstruktionen für Windenergieanlagen unter mehrstufiger und mehraxialer Ermüdungsbeanspruchung. Berichte des Instituts für Massivbau der Universität Hannover, Band 6, 2010
- [Gor2006] Goralski, C. (2006)
Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern“, Dissertation, RWTH Aachen
- [Grü2004] Grünberg, J.; Göhlmann, J. (2004)
Beton unter Ermüdungsbeanspruchungen. In: Erneuerbare Energien, 14. Jg, Ausgabe 12/2004 und 01/2005
- [Grü2005] Grünberg, J.; Göhlmann, J. (2005)
Versagensmodelle für Beton unter monotoner Beanspruchung und Ermüdung. In: Der Bauingenieur, Springer – VDI Verlag
- [Grü2006a] Grünberg, J.; Göhlmann, J. (2006)
Schädigungsberechnung an einem Spannbetonschaft für eine Windenergieanlage unter mehrstufiger Ermüdung. In: Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 101, Heft 8
- [Grü2006b] Grünberg, J.; Franke, G.; Stavesand, J., Göhlmann, J. (2006)
Fernmeldetürme und Windenergieanlagen in Massivbauweise, In: Betonkalender 2006, Band 1, S.103-223
- [Grü2008] Grünberg, J.; Hansen, M.; Göhlmann, J. (2008)
Bemessungsmodell für die Ermüdungsbeanspruchung bei schwingungsanfälligen turmartigen Bauwerken aus Stahlbeton und Spannbeton. Forschungsbericht Nr. 0514 des Instituts für Massivbau der Universität Hannover, Abschlussbericht DIBt-Projekt DIBt – ZP 52-5-3.85-1103/04
- [Han2006] Hannawald, F. (2006)
Zur physikalischen nichtlinearen Analyse von Verbund-Stabwerken unter quasi-ständiger Langzeitbeanspruchung. Dissertation, Technische Universität Dresden.

- [Här1977] Härig, S. (1977)
Ruhepausen und Dauerschwingfestigkeit. Einflüsse im Druckschwell- und Biegeschwellbereich von Beton. In: Beton, No. 5, S. 200-204
- [Hoh2004] Hohberg, R. (2004)
Zum Ermüdungsverhalten von Beton. Dissertation, TU Berlin
- [Hol1979] Holmen, J. O. (1979)
Fatigue by Constant and Variable Amplitude Loading. Institut for Betonkonstruksjoner, Bulletin No. 79-1, Trondheim
- [Hoo2000] Hooi, T.T. (2000)
Effects of passive confinement on fatigue properties of plain concrete. In: Magazine of Concrete Research, Vol.52, No 1., S.7-15
- [Hor1991] Hordijk, D.A. (1991)
Local Approach to Fatigue of Concrete. Thesis, Technische Universität Delft. ISBN 90-9004519-8
- [Hsu1981] Hsu, T.T.C. (1981)
Fatigue of Plain Concrete. In: Journal of the ACI, July-August
- [Hil1966] Hilsdorf, K.; Kesler, C.E. (1966)
Fatigue Strength of Concrete under Varying Flexural Stresses. In: Journal of the ACI, Proceedings 63, S. 1059-1076
- [Ibu2008] Ibuk, H. (2008)
Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbeanspruchung. Dissertation der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Ruhr-Universität Bochum.
- [Kes2002] Kessler-Kramer, C. (2002)
Zugverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation, Universität Fridericiana Karlsruhe (TH)
- [Ker2000] Kerkeni, N. (2000)
Zur Anwendung der FE-Methode bei spritzbeotnverstärkten Stützen. Dissertation. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen
- [Ker2004] Kerkeni, N. (2004)
Programmbeschreibung LIMFES. H+ P Ingenieure GmbH & Co. KG.
- [Kim1999] KIM, J.-K.; KIM, Y.-Y. (1999)
Fatigue Crack Growth of High-Strength Concrete in Wedge-Splitting Test. In: Cement and Concrete Research, Vol. 29, S. 705-712
- [Kla1979] Klaiber, F.W.; Thomas, T.L.; Lee, D.Y. (1979)
Fatigue Behavior of Air-Entrained Concrete. Phase II, Final Report, Engineering Research Institute Iowa State University, USA
- [Kla1977] Klausen, D. (1977)
Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Belastung. In: Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt, Heft 19, S. 10, Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin

- [Kla1978] Klausen, D. (1978)
Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung, Dissertation, TH Darmstadt
- [Kön1994] König, G.; Danielewicz, (1994)
Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIB Code 1990. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 439, Berlin
- [Kup1973] Kupfer, H. (1973)
Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. In: DAfStb, Heft 229, Ernst u. Sohn, Berlin
- [Lar2007] Larcher, M. (2007)
Numerische Simulation des Betons unter Stoßwellen mit Hilfe des elementfreien Galerkin-Verfahrens. Dissertation, Universität Karlsruhe.
- [Lee1979] Van Leeuwen, J.; Siemens, A.J.M. (1979)
MINER's Rule with Respect to Plain Concrete. In: HERON, Vol. 24, No. 2
- [Leo1982] Leonhard, A.; Traina, L.A.; Jeragh, A.A. (1982)
Fatigue of plain concrete subjected to biaxialcycling loading. In: ACI Publication SP - 75, S.217-235
- [Loh2011] Lohaus, L.; Wefer, M.; Oneschkow, N. (2011)
Ermüdungsbemessungsmodell für normal- hoch- und ultrahochfeste Betone. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 12, S.836-846.
- [Meh1962] Mehmel, A.; Kern, E. (1962)
Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 153, Berlin
- [Min1945] MINER, M.A. (1945)
Cumulative Damage in Fatigue. In: Journal of Applied Mechanics 12, S. 159-164
- [Mur1958] Murdock, J.W.; Kesler, C.E. (1958)
Effect of the Range on Fatigue Strength of Plain Concrete Beams. In: Journal of the ACI, Proceedings 55, S. 221-231
- [Mül1983] Müller, F.P.; Keintzel, E.; Charlier, H. (1983)
Dynamische Probleme im Stahlbau. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 342, Berlin
- [Oh1991] Oh, B.H. (1991)
Cumulative Damage Theory of Concrete under Variable-Amplitude Fatigue Loadings. In: ACI Materials Journal, S. 41-48
- [Opl1966] Ople, JR. F.S.; Hulsbos, C.L. (1966)
Probable fatigue Life of Plain Concrete with Stress Gradient. In: Journal of the ACI
- [Orn1907] Van Ornum, J.L. (1907)
Fatigue of Concrete. In: Transactions, ASCE 58, S. 294

- [Ott1979] Ottosen, N.S. (1979)
Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete. Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 105, EM1, S. 127-141.
- [Pal1924] Palmgren, A. (1924)
Die Lebensdauer von Kugellagern. In: Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 58, S. 339-341
- [Pet1924] Petkovic, G.; Lenschow, R.; Stemland, H.; Rosseland, S. (1990)
Fatigue of High-Strength Concrete. In: High-strength concrete: Second Int. Symposium, American Concrete Institute (ACI Special Publication 121), pp. 505-525, Detroit.
- [Pöl2000] Pölling, R. (2000)
Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2000.
- [Pfa2003] Pfanner, D. (2003)
Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung. Fortschr.-Ber. VDI Reihe 4, Nr 189, Düsseldorf
- [Rai1974] Raithby, K.D. ; Galloway, J.W. (1974)
Effects of Moisture Condition, Age, and Rate of Loading on Fatigue of Plain Concrete. In: Abeles Symposium "Fatigue of Concrete", ACI Publication SP-41, American Concrete Institute, Detroit
- [Rei1978] Reinhardt, H.W.; Stroeven, P.; Uijl, J.A.; Kooistra, T.R.; Vrencken, J.H.A.M. (1978)
Einfluss der Schwingbreite, Belastungshöhe und Frequenz auf die Schwingfestigkeit von Beton bei niedrigen Bruchlastwechselzahlen. In: Betonwerk und Fertigteil – Technik, No. 8, S. 498-503
- [Pro1925] Probst, E. (1925)
Untersuchungen über den Einfluss wiederholter Belastungen auf Elastizität und Festigkeit von Beton und Eisenbeton. In: Der Bauingenieur, Vol. 6, No. 33, S. 931-935
- [Ril1984] RILEM Committee 36-RDL (1984)
Long Term Random Dynamic Loading of Concrete Structures. Vol 17, Nr 97, S. 1-28
- [Rin1986] Rings, K-H. (1986)
Unbewehrter und bewehrter Beton unter häufig wiederholter Wechselbeanspruchung. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt.
- [Ros1991] Rossi, P. (1991)
Influence of cracking in the presence of free water on the mechanical behaviour of concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 43, pp. 53-57, 1991.
- [Sch1999] Schläfli, M. (1999)
Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton. Dissertation, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1999

- [Sch2005] Schwabach, E. (2005)
Verformungs- und Degradationsverhalten von niederzyklisch uniaxial druckbeanspruchtem Beton. Dissertation, Bauhaus Universität Weimar.
- [Sie1988] Siemes, A.J.M. (1988)
Fatigue Evaluation of Concrete Structures Preliminary Studies, Procedure sans exemples. In: Heron, Vol.33, No.3, S. 1-73
- [Spa1973] Sparks, P.R.; Menzies, J.B. (June 1973)
The Effect of the Rate of Loading upon the Static and Fatigue Strengths of Plain Concrete in Compression. In: Magazine of Concrete Research, Vol. 25, No. 83
- [Spo1975] Spooner, D.A.; Dougill, J.W. (1975)
A Quantitative Assessment of Damage Sustained in Concrete During Compressive Loading. In: Magazine of Concrete Research, Vol. 27, No. 92, S. 151-160
- [Ste1990] Stemland, H.; Petkovic, G.; Rosseland, S. (1990)
Fatigue of High Strength Concrete. SINEF FCB, Trondheim
- [Su1988] Su, E.C.M.; Hsu, T.T.C (1988)
Biaxial Compression Fatigue and Discontinuity of Concrete. In: ACI Material Journal, Vol. 85, No. 3, S.178-188
- [Sur1970] Surenda, P.; Sah, (1970)
Fracture of Concrete Subjected to Cyclic and Sustained Loading. In: Journal of the ACI, S. 816-824
- [Tak1974] Takhar, S.S.; Jordaan, I.J.; Gamble, B.R. (1974)
Fatigue of concrete under lateral confining pressure. In: Abeles Symposium of Fatigue of Concrete, ACI Publication SP - 41, S. 59-69
- [Tep1977] Tepfers, R.; Fridén, C.; Georgsson, L. (Sept. 1977)
A Study of the Applicability to the Fatigue of Concrete of PALMGREN-MINER Partial Damage Hypothesis. In: Magazine of Concrete Research, Vol. 29, No. 100
- [Tep1979a] Tepfers, R.; Kutti, T. (May 1979)
Fatigue Strength of Plain, Ordinary and Lightweight Concrete. In: ACI Journal, Proceedings V. 76, No. 5, S. 635-652
- [Tep1979b] Tepfers, R. (1979)
Tensile Fatigue Strength of Plain Concrete. In: ACI Journal, Proceedings, V. 76, No. 8, S. 919-933
- [Tin1985] Tiniç, C.; Brühwiler, E. (May 1985)
Effect of Compressive Loads on the Tensile Strength of Concrete at High Strain Rates. In: The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 7, No. 2, S. 103-108
- [Tou1998] Toumi, A.; Basoul, (1998)
A Crack Propagation in Concrete Subjected to Flexural-Cyclic Loading. In: Materials and Structures, Vol. 31, S. 451-458

- [Wei1985] Weigler, H.; Rings, K.H. (1985)
Unbewehrter und bewehrter Beton unter Wechselbeanspruchung. In: Betonwerk und Fertigteil-Technik, Heft 11
- [Wei1982] Weigler, H.; Dillmann, R. (1982)
Betonbauteile unter Biegeschwellbeanspruchung – Spannungsverteilung in der Biegedruckzone. In: Betonwerk und Fertigteil Technik, No. 6, S. 342-346
- [Wei1979] Weigler, H.; Klausen, D. (1979)
Ermüdungsverhalten von Beton, Auswirkung einer Beanspruchung im Dauerfestigkeitsbereich. In: Betonwerk und Fertigteil-Technik, Heft 4
- [Wei1975] Weigler, H.; Freitag, W. (1975)
Dauerschwell- und Betriebsfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 247, Berlin, 1975
- [Wef2010] Wefer, M. (2010)
Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation, Leibniz Universität Hannover, Institut für Baustoffe.
- [Wes1973] Wesche, K.; Weber, J.W.; Kunze, W. (1973)
Zum Ermüdungsverhalten von unbewehrtem Beton, Stand der Forschung. In: Cement and Concrete Research, Vol. 3, S. 433-443
- [Wil1974] Willam, K.J.; Warnke, E.P. (1974)
Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete. In: IABSE-AIPC-IVBH: Seminar on "Concrete Structures subjected to Triaxial Stresses", Bergamo (Italy)
- [Zan1997] Zang, B.; Philips, D.V. , Wu, K. (1997)
Further Research on Fatigue Properties of Concrete. In: Magazine of Concrete Research, Vol. 49, No. 180, S.241-252
- [Zhu2003] Zhu, J.-S.; Song, Y.-P.; Cao, W. (2003)
Fatigue Behaviour of Plain Concrete Under Biaxial Compression: Experiments and Theoretical. In: China Ocean Engineering, Vol. 17, No. 4, S.617-630