

Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von einbetoniertem Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren

T 3227

T 3227

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

2010

ISBN 978-3-8167-8232-2

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

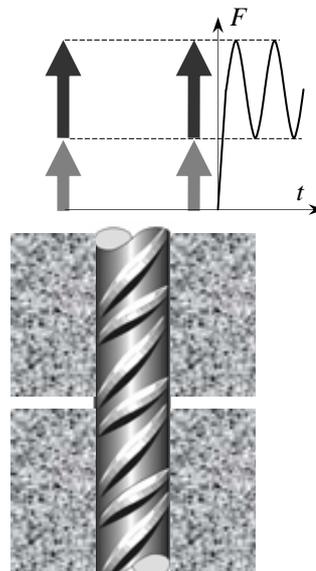
www.baufachinformation.de

19. Juni 2009

Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von einbetoniertem Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren

Forschungsvorhaben des DIBt ZP 52-5-7.290-1293/08

Auftraggeber Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)
Kolonnenstrasse 30 L
10829 Berlin



Dieser Bericht umfasst 30 Seiten Text. Die auch auszugsweise Veröffentlichung bedarf der Genehmigung des Verfassers.

Schlussbericht ZP 52-5-7.290-1293/08

Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von einbetoniertem Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren

Projektleiter:	Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer	TU Dortmund, Betonbau Tel.: 0231 755 2094 E-Mail: betonbau@tu-dortmund.de
Sachbearbeiter:	Dr.-Ing. Friedrich Dreier	TU Dortmund, Betonbau - Befestigungstechnik Tel.: 0231 755 2563 E-Mail: friedrich.dreier@udo.edu
Sachbearbeiter:	Dipl.-Ing. Daniel Machoczek	TU Dortmund, Betonbau - Befestigungstechnik Tel.: 0231 755 5134 E-Mail: daniel.machoczek@tu-dortmund.de
Sachbearbeiter:	Dipl.-Ing. Guido Heeke	TU Dortmund, Betonbau Tel.: 0231 755 6938 E-Mail: guido.heeke@tu-dortmund.de

Kurzfassung

Die bisherige Vorgehensweise zur Festlegung der Wöhlerlinien für Betonstahl führt zu deutlich voneinander abweichenden Ergebnissen. Wöhlerlinien werden üblicherweise auf der Grundlage von Einstufenversuchen aufgebaut. Dabei ergeben sich i. A. unbestimmte statistische Verteilungen der Bruchschwingspielzahlen, insbesondere im Bereich der Dauerschwingfestigkeit. Dies erschwert eine zuverlässige statistische Auswertung.

Durch die Anwendung des Interaktiven Verfahrens, mit welchem charakteristische Werte der Wöhlerlinien (z. B. 5%-Quantil mit einem Vertrauensniveau von 90%) sowie der zugehörige Teilsicherheitsbeiwert unter Berücksichtigung eines probabilistischen Sicherheitskonzepts direkt bestimmt werden können, wurden neue Untersuchungen mit konstanter Unterspannung an nicht einbetonierten und einbetonierten Betonstahlproben durchgeführt und bewertet.

Untersuchungen an nicht einbetoniertem Betonstahl wurden im Rahmen des BASt Forschungsvorhabens (MAURER, BLOCK, DREIER, 2008) durchgeführt.

Für den Aufbau einer vollständigen Wöhlerlinie für nicht einbetonierten Betonstahl waren 5 quasistatische und 25 Ermüdungsversuche erforderlich. Die Proben mit einem Durchmesser von 20 mm wurden aus 5 Chargen einer Kaliberstandzeit entnommen.

Außerdem wurden während der oben genannten Forschungsuntersuchungen die 5 ersten Ergebnisse für einbetonierte Bewehrungsstäbe gewonnen.

In Rahmen des DIBt Forschungsvorhabens wurden weitere 15 Betonstahlproben in einbetoniertem Zustand untersucht und eine Ermüdungswiderstandsfunktion aufgebaut.

Der Vergleich von Ergebnissen mit nicht einbetonierten Proben zeigte, dass die Dauerermüdungsfestigkeit des untersuchten Bewehrungsstahls im einbetonierten Zustand deutlich größer ist (+13% auf charakteristischem Niveau) als diejenige nicht einbetonierte Proben.

Anschließend wird am Beispiel der gewonnenen Ergebnisse des Ermüdungswiderstandes gezeigt, wie die Parameter des Bemessungsdiagramms nach DIN 1045-1 (Abschnitt 10.8 Bild 52 und Tab. 16) quantitativ bewertet werden können.

Zusätzlich zu den Bemessungsauslegungen gemäß DIN 1045 wird empfohlen, die gemeinsame Wirkung der ruhenden und der ermüdungsrelevanten Beanspruchungen mit Hilfe des Goodman-Diagramms zu berücksichtigen.

Abstract

The up to now standard procedure for axial cyclic testing of reinforcing bars results in distinct varying characteristic fatigue strength curves (S-N curves). Usually S-N curves are determined on the basis of experimental investigations using the number of cycles to failure (N) for constant stress ranges ΔS on different stress levels. In general this approach results in indeterminate statistical distributions for the number of cycles to failure, in particular in the field of the fatigue endurance limit. This complicates a reliable statistical analysis.

By the use of a new developed research method – the Interactive Procedure – the characteristic fatigue strength curve (e.g. 5%-quantile was obtained at a 90% level of confidence) was directly determined by new test results.

The new experimental investigations on reinforcing steel are carried out testing in air as well as embedded in concrete. In the experiments the lower stress level was kept constant according to the usual design situation.

Investigations of testing in air were carried out in the context of the BASt research project (MAURER, BLOCK, DREIER, 2008).

For the development of a complete S-N-curve for steel tested in air 5 static and 25 cyclic tests had been required. The specimens with a diameter of 20 mm were taken from 5 charges during the use of one roller.

5 tests for reinforcing bars embedded in concrete had also carried out during the above-mentioned research studies.

In context of the DIBt research project further 15 samples of reinforcing steel embedded in concrete were tested so that it was possible to generate a complete function for fatigue resistance also for this case.

The results of both series had been compared. The result shows that the value of the fatigue endurance limit of the embedded reinforcing steel is 13% higher than the value for testing in air.

Subsequently it is presented that the determined fatigue resistance can be used to assess the parameters of the S-N curve according to DIN 1045-1 (fig. 52 and tab. 16).

In addition to the design method acc. to DIN 1045 the use of the Goodman-diagram is recommended to consider the combined effects of the static and fatigue loading.

Résumé

La procédure utilisée jusqu'alors pour les tests axiaux cycliques du ferrailage béton résulte de différentes courbes caractéristiques de résistance à la fatigue (S N courbes). En règle générale, les courbes S-N sont établies sur la base d'études expérimentales utilisant le nombre de cycles à l'échec (N) du domaine constant de stress (ΔS) sur les différentes gammes de niveaux de stress. Cette approche conduit généralement à des distributions statistiques indéterminées du nombre de cycles à l'échec. Notamment dans le domaine de la résistance. Cela rend difficile une analyse statistique fiable.

Grâce à l'utilisation du processus interactif, avec lequel les valeurs caractéristiques des courbes S-N (par exemple 5 % quantile avec un niveau de confiance de 90 %) peuvent être déterminées directement, de nouvelles études de sous-tension constante ont été menées et évaluées sur des essais de ferrailage bétonné et non bétonné.

Des études sur le ferrailage non bétonné ont été menées dans le cadre du projet de recherche BAST (MAURER, BLOCK, DREIER, 2008).

Pour la construction d'une courbe S N complète en ferrailage non bétonné, 5 tests quasi statiques et 25 tests de résistance en fatigue ont été nécessaires. Les essais avec un diamètre de 20 mm proviennent de 5 charges d'un même cylindre. De plus, c'est au cours des recherches citées ci-dessus que les 5 premiers résultats pour ferrailage bétonné ont pu être établis.

Dans le cadre du projet de recherche DIBt, 15 autres échantillons de ferrailage bétonné ont été soumis à des tests d'évaluation de résistance en fatigue.

La comparaison des résultats avec des échantillons non bétonnés a montré que la durée de résistance en fatigue du ferrailage bétonné examiné est nettement supérieure à celui non bétonné (+13% au niveau caractéristique).

Ainsi, en prenant exemple sur les résultats obtenus pour la résistance en fatigue, on montre comment les paramètres du diagramme DIN 1045-1 (Extrait 10.8 Image 52 et tableau 16) peuvent être évalués quantitativement.

Outre les investigations de calculs et conformément à la norme DIN 1045, il est conseillé de tenir compte de l'action commune de la sollicitation statique et de la sollicitation en fatigue à l'aide du diagramme de Goodman.

Inhalt

Kurzfassung	3
Abstract	3
Résumé	4
1 Problemstellung und Forschungskonzept 7	
1.1 Problemstellung.....	7
1.2 Forschungskonzept.....	7
2 Untersuchungsprogramm	10
2.1 Grundlagen.....	10
2.2 Details	11
2.2.1 Zusammensetzung der Stichprobe.....	11
2.2.2 Prüfkörper und Versuchsaufbauten.....	12
2.2.3 Ablauf der Versuche	15
3 Versuchsergebnisse	15
3.1 Nicht einbetonierter Betonstahl	15
3.1.1 Quasi-statische Versuche.....	15
3.1.2 Aufbau der Wöhlerlinie	16
3.2 Einbetonierter Betonstahl.....	17
3.2.1 Veränderungen des Verbundzustandes .	18
3.2.2 Ermüdungsversagen und Aufbau der Wöhlerlinie	18
3.2.3 Statistische Analysen.....	22
3.2.4 Einfluss der Betonfestigkeit	24
3.2.5 Vergleich der Ermüdungsfestigkeiten: einbetoniert – nicht einbetoniert	24
4 Ableitungen der Bemessungsdiagramme 25	
4.1 Anpassung des Bemessungsdiagramms nach DIN 1045-1	25
4.2 Aufbau des Goodman-Diagramms für die Bemessung	28
Zusammenfassung	29
Literatur	30

1 Problemstellung und Forschungskonzept

1.1 Problemstellung

Aufgrund der ständig zunehmenden Verkehrslasten gewinnt die Problematik der Ermüdung insbesondere für Beton- und Verbundbrücken mit Stahlbetonfahrbahnplatten zunehmend an Bedeutung. Dies betrifft sowohl die Beurteilung der teilweise mehrere Jahrzehnte alten Bauwerke des heterogenen Bestandes als auch künftige Neubauten, die gegen Ermüdung zu bemessen sind.

Gleichzeitig wird seit längerem beobachtet, dass die ertragbaren Schwingbreiten von Betonstahl bei Zulassungsversuchen oder bei Konformitätsnachweisen häufig geringer sind als nach DIN 1045-1:2001 oder DIN-Fachbericht 102:2003 vorausgesetzt. Dabei ist sowohl Betonstahl aus dem Ausland als auch aus Deutschland betroffen. Als maßgebender Einfluss wird die Qualität des Ausgangsmaterials gesehen, das mehr oder weniger durch die Zugabe von Schrott durch Fremdstoffe verunreinigt ist, wobei sich insbesondere Kupfer sehr ungünstig auswirkt.

Zwischenzeitlich wurde der Wert $\Delta\sigma_{R_s,k}$ für Betonstahl sowohl in DIN 1045-1:2008 als auch im DIN-Fachbericht 102:2009 von 195 N/mm^2 auf 175 N/mm^2 abgesetzt, unter Beibehaltung von $\gamma_{s,fat} = 1,15$.

Die Betonstähle werden im Allgemeinen in freiem Zustand getestet. Es ist derzeit nicht eindeutig klar, welche Situationen im einbetonierten Zustand für die Bewehrung günstiger oder ungünstiger sind. So ist im einbetonierten Zustand eine gleichmäßige Krafteinleitung über den Verbund mit dem umgebenden Beton positiv einzustufen. Zudem sind mögliche Zufallstreffer der kritischen Bewehrungskerbstellen auf den kurzen verbundfreien Bereichen um die Betonrisse gering. Andererseits gibt es Situationen, bei denen Reibdauerbeanspruchungen infolge der Relativverschiebungen an der Kontaktstelle mit einer Querbewehrung die Ermüdungsfestigkeit ungünstig beeinflussen. Auch mögliche Überlagerungen von Axial- und Schubspannungen können den Ermüdungswiderstand der einbetonierten Bewehrung reduzieren.

Im einbetonierten Zustand ist auch nicht klar, ob möglicherweise eine Selbsthilfe des Systems stattfindet, beispielsweise durch Ausbruchkegel oder ausgebrochene Partikel des Betons aus den unmittelbar angrenzenden Rissflanken. Dadurch würde sich der Riss nicht wieder vollständig schließen und die Unterspannung bei einem

Schwingspiel bliebe größer als beim 1. Lastzyklus, d.h. die Schwingbreite würde vermindert.

Die bisherigen Methoden zur Festlegung der Wöhlerlinien für die Bewehrungsstäbe im freien und im einbetonierten Zustand auf der Basis von Ergebnissen aus Einstufenbeanspruchungen lassen wesentliche Nachteile erkennen. Diese Verfahrensmängel entstehen infolge unzutreffender Annahmen bezüglich des stochastischen Modells, subjektiven Abschätzungen der Grenzschwingspielzahl und der Dauerermüdungsfestigkeit. Es werden Einstufenbelastungen auf frei ausgewählten Spannungshorizonten durchgeführt. Dabei ergibt sich für jede Beanspruchungshöhe eine Reihe von Bruchschwingspielzahlen. Erreicht die Belastungswiederholung eine vorab festgelegte Grenzschwingspielzahl, wird der Versuch gestoppt und die Probe als „Durchläufer“ definiert. Liegt die Schwingbreite im Streubereich der noch unbekannteren Dauerschwingfestigkeit, gewinnt man daher keine komplette statistische Verteilung für die Bruchschwingspielzahl. Das gesamte Ergebnis mit individuellen schiefen Verteilungen auf den unterschiedlichen Spannungsniveaus und unvollständigen Verteilungen im Streubereich der Dauerschwingfestigkeit ist im Bild 1 grafisch dargestellt. Eine zuverlässige statistische Abschätzung der charakteristischen Quantilgrenze für die Grundgesamtheit ist mit diesen Ergebnissen so gut wie nicht machbar.

In einigen Projekten wird versucht, aus den Streuungen der Bruchschwingspielzahlen einen Materialteilsicherheitsbeiwert $\gamma_{s,fat}$ für die Abdeckung der Streuungen bei den ertragbaren Spannungsschwingbreiten abzuleiten. Dies führt zu kontroversen Diskussionen, weil von der statistischen Verteilung im horizontalen Schnitt nicht ohne Kenntnis des Kurvenverlaufes des Ermüdungswiderstandes auf die Verteilung in einem vertikalen Schnitt der Wöhlerlinie geschlossen werden kann.

1.2 Forschungskonzept

In anderen Bereichen der Bautechnik wird eine allgemein anerkannte Methode – das Interaktive Verfahren (BLOCK, DREIER, 1998 bis 2005) – zur Festlegung der Wöhlerlinie einschließlich der Funktionen des charakteristischen und des Bemessungswertes verwendet. Daraus erhält man direkt auch eine Aussage über den Materialteilsicherheitswert $\gamma_{s,fat}$. Es wird die Statistik der Spannungsschwingbreiten entlang der Wöhlerlinie direkt gewonnen (vertikale Schnitte – Bild 2).

Das Interaktive Verfahren wurde seit 1994 an der Technischen Universität Dortmund entwickelt, um reproduzierbar den charakteristischen Widerstand

der Ermüdungstragfähigkeit vertrauenswürdig bewerten zu können. Es ist ein optimiertes Verfahren, mit dem die Funktion der Ermüdungsfestigkeit, beginnend mit der niederzyklischen Festigkeit bis hin zur Dauerschwingfestigkeit, aufgebaut wird.

Anhand einer vergleichsweise geringen Anzahl von Versuchen wird der charakteristische Widerstand in Form einer Quantilfunktion mit definiertem

Vertrauensniveau (Aussagewahrscheinlichkeit) zuverlässig bestimmt. Bereits nach wenigen Versuchen kann das interaktive Vorgehen die physikalisch-mathematische Übereinstimmung der Widerstandsfunktion und die statistischen Werte einer ersten Prognose über die zu erwartenden Ermüdungsfestigkeit und Dauerschwingfestigkeit liefern.

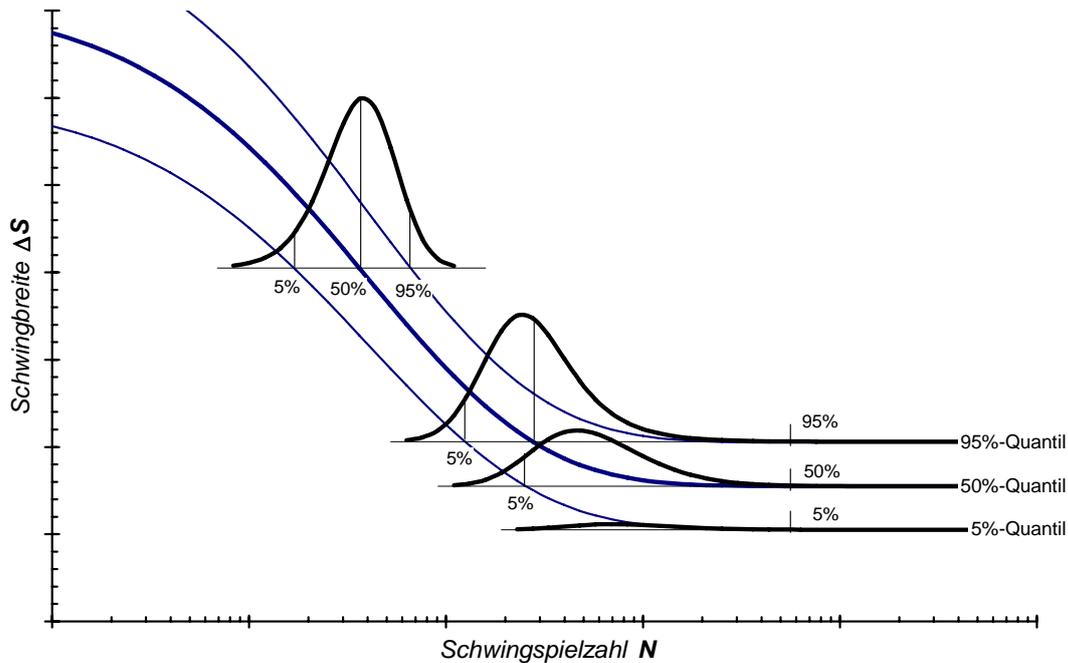


Bild 1: Die Verteilungsdichten der Logarithmen der Schwingzahl sind individuell in jedem Schnitt und können nicht den klassischen Verteilungen zugeordnet werden; außerdem sind sie im Bereich der Dauerschwingfestigkeit nicht vollständig. Die Zuordnung zu einer Normalverteilung ist falsch!

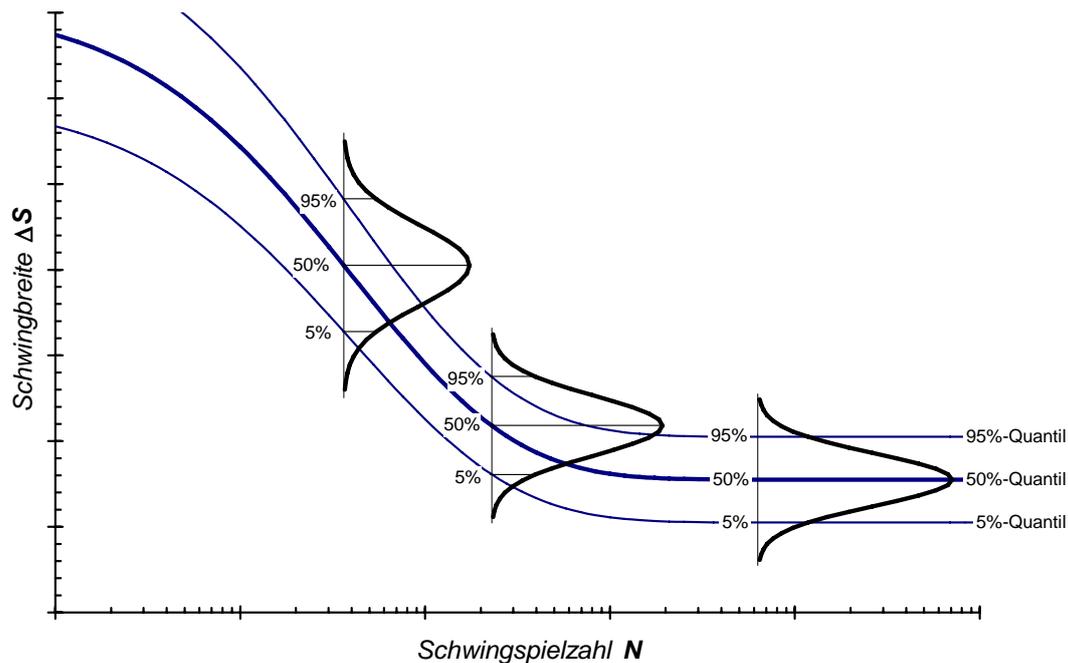


Bild 2: Die Verteilungsdichten der Schwingbreite können in den meisten Fällen der Normalverteilung zugeordnet werden (das Interaktive Verfahren)

Der entscheidende Unterschied zu den bisher gebräuchlichen Verfahren besteht darin, dass die charakteristische Grenze des Ermüdungswiderstandes direkt bestimmt wird (beliebige vertikale Schnitte im Wöhler-Diagramm, Bild 2), während in allen anderen Methoden die statistische Auswertung der Schwingspielzahlen ohne Kenntnis der Verteilung – insbesondere im Bereich der Dauer-schwingfestigkeit – erfolgt (ausgewählte horizontale Schnitte im Wöhler-Diagramm, Bild 1).

Zusätzlich erlauben die Analysen der Verteilung auf der Basis von DIN EN 1990 (Annex D) die Material-sicherheitsbeiwerte zu bestimmen (Bilder 3 und 4).

Das Interaktive Verfahren wurde bereits in mehreren Zulassungsverfahren seitens des DIBt akzeptiert und wird derzeit auch in das europäische Regelwerk ETAG 001 eingearbeitet. Eine kurze Bewertung des Verfahrens ist in dem Buch (RADAJ, 2007) veröffentlicht.

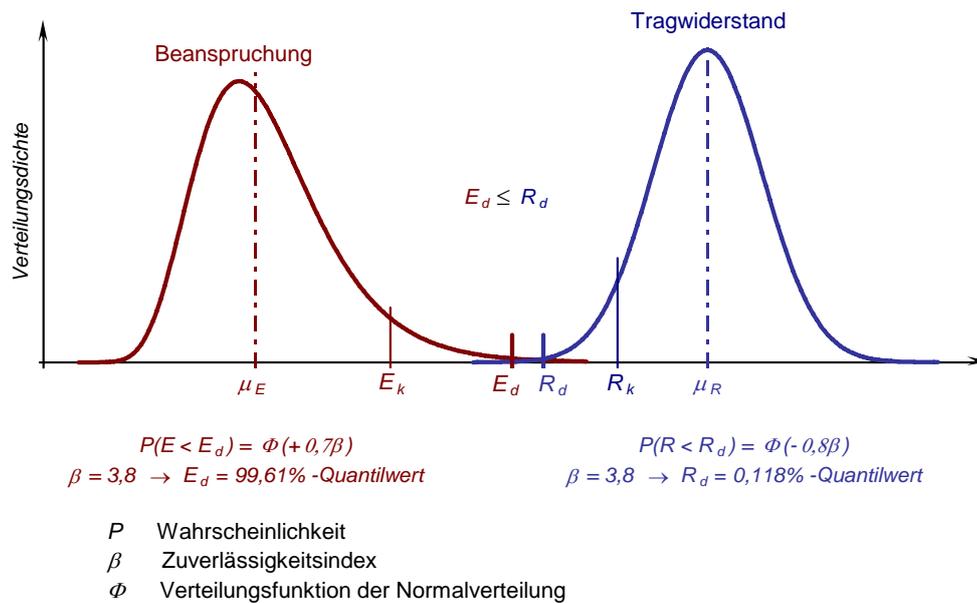


Bild 3: Zuverlässigkeitsverfahren gemäß Eurocode 1 (DIN EN 1990)

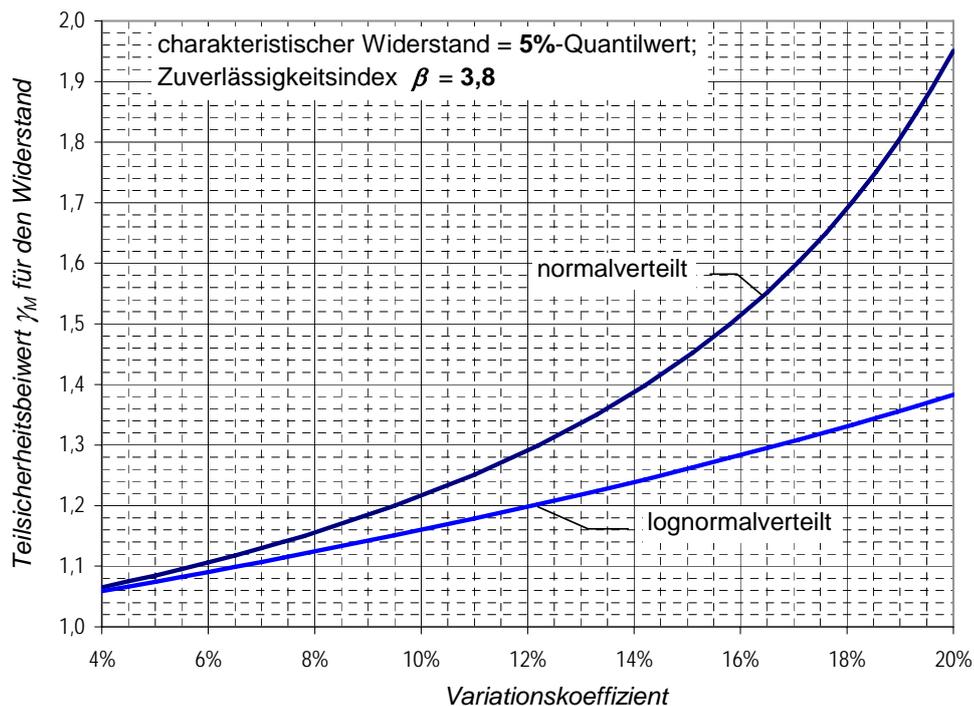


Bild 4: Zusammenhang zwischen Materialteilsicherheitsbeiwert und Variationskoeffizient (BLOCK, DREIER, 2003)

2 Untersuchungsprogramm

Zur Abklärung der Problematik für die experimentelle Bestimmung der Wöhlerlinien für die Bewehrung mit wissenschaftlichen Methoden wurde zuerst mit dem Interaktiven Verfahren eine Funktion der Ermüdungsfestigkeit für frei schwingenden Betonstahl bestimmt (MAURER, BLOCK, DREIER, 2008). Die Stichprobe bestand aus Stabdurchmessern $d_s = 20$ mm von einem Hersteller (Badische Stahlwerke GmbH). Die Proben wurden so entnommen, dass sie bezüglich der Toleranzen einer vollen Kaliberstandzeit entsprachen.

Durch Versuche mit einbetonierten Zwillingstäben erfolgt ein Vergleich der Ergebnisse zwischen diesen und den nicht einbetonierten Betonstahlproben.

2.1 Grundlagen

Auf Basis der Ergebnisse aus Dauerschwingversuchen werden Wöhlerlinien in Form einer Mittelwertfunktion und entsprechenden Quantilfunktionen bestimmt (Bilder 2 und 5).

Der Aufbau von Wöhlerlinien erfolgt immer anhand einer konstanten Größe für Einstufenbelastungskollektive; diese kann entweder, die untere (S_u), mittlere (S_m) oder die obere Beanspruchung (S_o) eines Belastungszyklus sein. Gemäß DIN 488

und EN ISO 15630 wird mit einer konstanten Oberspannung von 300 N/mm^2 geprüft. Dieses Vorgehen hat zwei entscheidende Nachteile: man erhält nicht die vollständige Wöhlerlinie bei axialer Zugbeanspruchung und es ist nicht bemessungskonform. Erläuterungen dazu folgen in den nächsten zwei Absätzen.

Durch die Festlegung der Oberspannung von 300 N/mm^2 erfolgt eine deutliche Begrenzung, da Widerstände oberhalb dieser Spannung nicht erfasst werden können. Somit kann man den Verlauf der Wöhlerlinie im Zeitfestigkeitsbereich physikalisch nicht vollständig ermitteln.

Die Bemessung erfolgt i. A. anhand einer konstanten Unterlast (ständige, vorwiegend ruhende Beanspruchung) und additiv einer nicht ruhenden zyklischen Einwirkung. Dieser Sachverhalt sollte auch bei der Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit durch das Prüfen mit konstanter Unterspannung berücksichtigt werden.

Um einen Vergleich mit den bisher gewonnenen Ergebnissen zu ermöglichen, wird vorgeschlagen, von den in Bild 6 dargestellten Zusammenhängen im Goodman-Diagramm auszugehen. Der dargestellte bilineare Verlauf der Oberspannung ermöglicht auf der sicheren Seite liegend den Ermüdungswiderstand bei jeder ruhenden Beanspruchung abzulesen, da der tatsächliche Verlauf positiv gekrümmt ist.

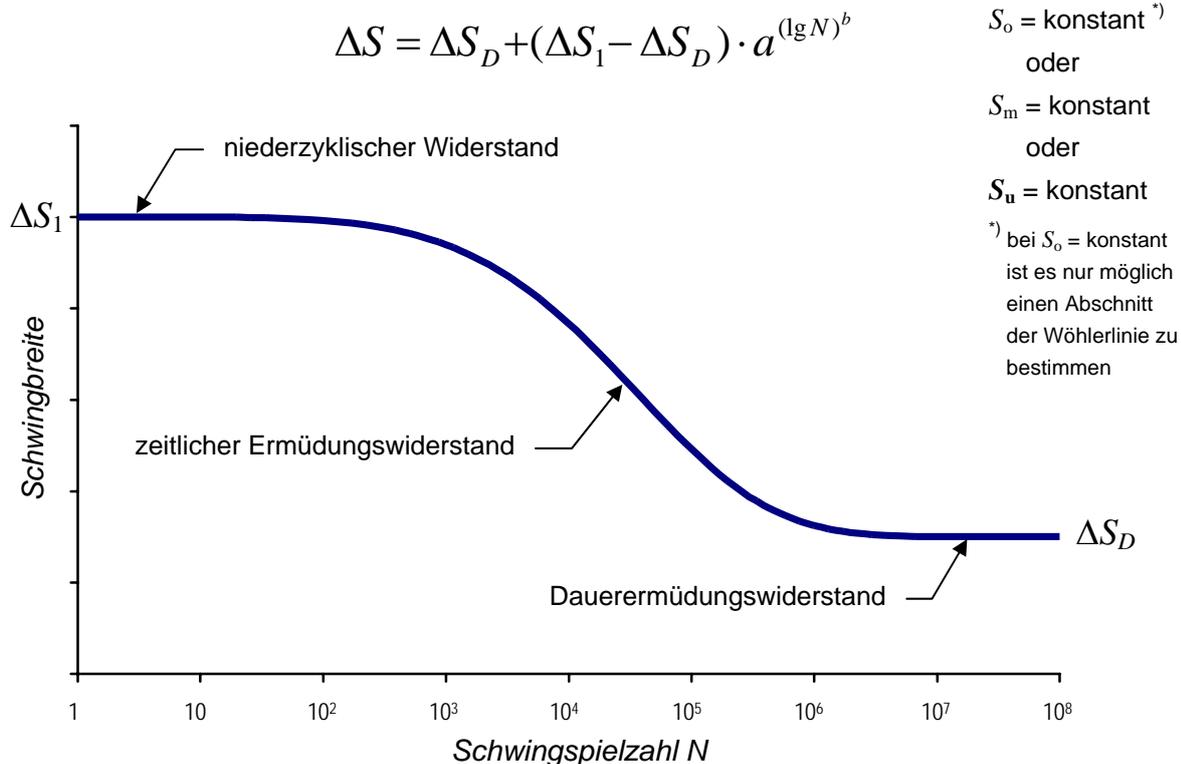


Bild 5: Der Verlauf und die Bereiche der Wöhlerlinie

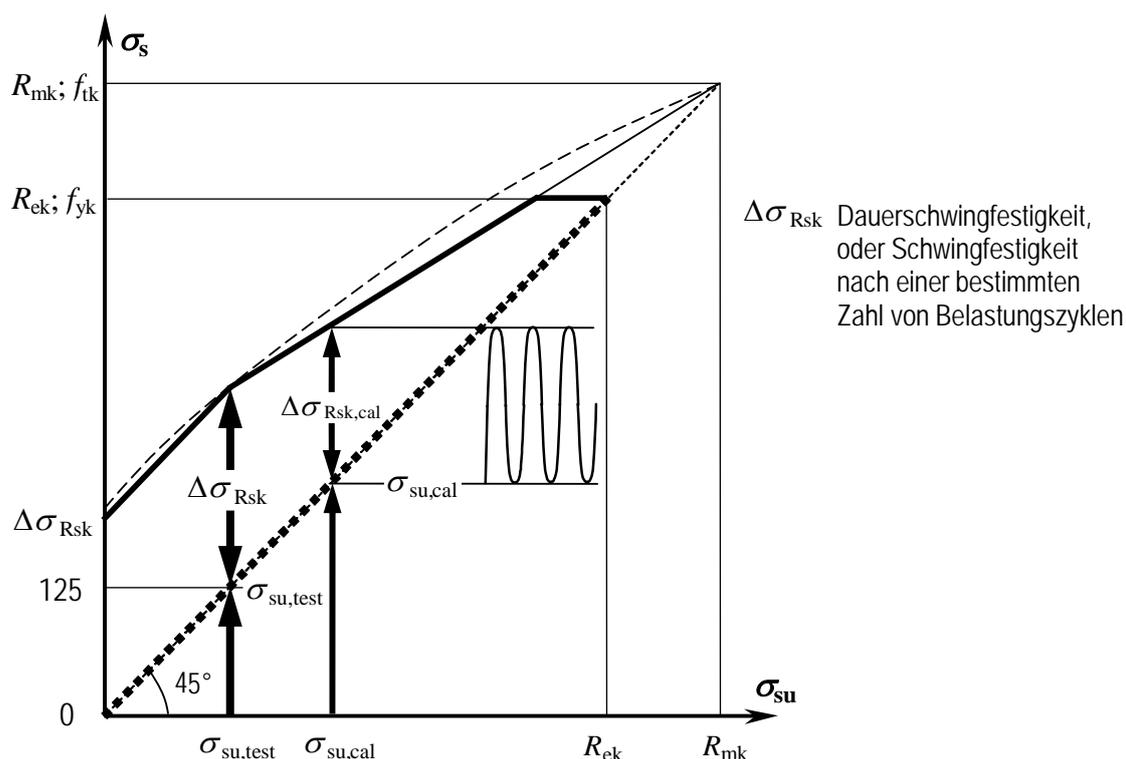


Bild 6: Goodman-Diagramm Festlegung der Unterspannung für die Prüfungen auf Basis der bisher gültigen Normen
Empfehlung für die Bemessung

Um plastische Verformungen des Betonstahls zu vermeiden, muss bei der Bemessung die Bedingung $\sigma_s \leq f_y$ eingehalten werden (Bild 6).

Gemäß den Neuauflagen des DIN-Fachberichtes 102:2009 sowie der DIN 1045-1:2008 soll die charakteristische Schwingbreite 175 N/mm² betragen. Geht man von der Oberspannung 300 N/mm² aus, so erhält man eine Unterspannung für diese Versuchsreihen von $300 - 175 = 125$ [N/mm²]. Für die Versuche im Rahmen dieses Forschungsprogramms wird somit von einer konstanten Unterspannung von 125 N/mm² ausgegangen.

2.2 Details

2.2.1 Zusammensetzung der Stichprobe

Für den Aufbau einer kompletten Ermüdungsfestigkeitsfunktion im Bereich eines Belastungszyklus bis zur Dauerschwingfestigkeit werden für die Anwendung des Interaktiven Verfahrens Ergebnisse aus ca. 24 bis 28 Dauerschwingversuchen und 3 bis 5 quasi-statischen Belastungen benötigt. Zusammen bilden die Versuchskörper eine Stichprobe, die eine definierte Grundgesamtheit präsentiert. Um einen Schluss von der Stichprobe auf die Grundgesamtheit herstellen zu können, sind eine Reihe von Grundsätzen (FISCHER, 2001) einzuhalten.

Betonstahl betreffend, wird die einfachste Grundgesamtheit (Stufe 1) aus der Produktion einer Schmelze (Charge) mit einer definierten chemischen Zusammensetzung gebildet. Das Profilieren der Stäbe erfasst zeitlich nur einen Teil der Walzenstandzeit, in dem sich die Geometrie des Kalibers nur unwesentlich ändert. Demzufolge sind mechanische Eigenschaften des Stahls einer Charge nur gering streuende Zufallsgrößen.

Eine Grundgesamtheit der zweiten Stufe bilden alle Chargen einer Kaliberstandzeit. Hier tragen zur Streuung nicht nur die zufälligen Parameter bei, sondern auch die zwischen den Chargen abweichenden messbaren Faktoren, wie chemische Zusammensetzung des Stahls, die vom Walzenverschleiß abhängige Geometrie und Struktur der Oberfläche.

Verändern sich die gemessenen Werte von Schmelze zu Schmelze nur marginal und ist der Einfluss des Walzenverschleißes auf die mechanischen Eigenschaften nicht eindeutig funktionell zu erfassen, so kann auch diese Grundgesamtheit aus mehreren Chargen als vorwiegend stochastisch betrachtet werden.

Die Stichproben für die Versuche wurden aus einer Grundgesamtheit der zweiten Stufe, die fünf Chargen beinhaltet, entnommen. Mit steigender Nummer der Charge wächst gleichmäßig die Abnutzung des Walzenkalibers von „neu“ bis „ausgedient“.

Die Ergebnisse der chemischen Analyse und der Qualitätsprüfung, die vom Hersteller des Betonstahls ermittelt wurden, sind in den Tabellen 1 und 2 wiedergegeben.

Für die nicht einbetonierten Bewehrungsstäbe, wurden aus jeder Charge 5 Proben für die Dauer-schwingversuche und 1 Probe für quasi-statische Belastungen entnommen.

Für die wesentlich aufwendigeren Versuche mit einbetonierten Bewehrungsstählen umfasst die Stichprobe nur 20 Stäbe aus 4 Chargen (vgl. Abs. 1, Abschn. 2.2.1).

Charge	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	Mo	Sn	Al	V	Pb	Zn	N	C _{equ}	Nb
	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	-	%
1	0,18	0,27	1,12	0,018	0,036	0,38	0,1	0,14	0,02	0,018	0,001	0,002	0,001	0,008	0,012	0,43	0,002
2	0,19	0,24	0,95	0,02	0,037	0,37	0,09	0,11	0,02	0,015	0,001	0,002	0,001	0,011	0,012	0,4	0,002
3	0,17	0,28	1,05	0,019	0,044	0,41	0,11	0,19	0,04	0,018	0,001	0,002	0,002	0,009	0,011	0,42	0,001
4	0,18	0,28	1,07	0,02	0,04	0,36	0,14	0,14	0,03	0,014	0,001	0,002	0,001	0,003	0,012	0,42	0,002
5	0,18	0,28	1,04	0,021	0,042	0,38	0,15	0,16	0,04	0,016	0,001	0,002	0,001	0,004	0,011	0,43	0,002

Tab. 1: Betonstahl BSt 500 S nach DIN 488. Ergebnisse der chemischen Analyse (Herstellerangabe)

	d	A _s	R _{eH}	R _m	R _m /R _e	A ₁₀	A _{gt}	(f _R - f _{R,min}) / f _{R,min}
	mm	mm ²	N/mm ²	N/mm ²	-	%	%	%
Charge 1	20	318,90	558	668	1,20	19,0	13,2	+58,9
Charge 2	20	314,27	557	665	1,19	17,5	11,3	+53,6
Charge 3	20	316,28	562	679	1,21	18,5	12,4	+50,0
Charge 4	20	314,09	573	690	1,20	16,5	11,7	+46,4
Charge 5	20	314,37	571	688	1,21	18,0	12,6	+44,5

$$f_{R,min} = 0,056$$

Tab. 2: Betonstahl BSt 500 S nach DIN 488. Ergebnisse der Qualitätsprüfung (Herstellerangabe)

2.2.2 Prüfkörper und Versuchsaufbauten

Die nicht einbetonierten Betonstäbe (Bild 7) hatten gemäß DIN EN ISO 15630-1 eine unbehandelte freie Länge von $14 \cdot d_s = 280$ mm. Die Kraftereinleitungsbereiche wurden mit Stahlrohren so verstärkt, dass im möglichen Ermüdungsbruchbereich keine Querspannungen eintraten.

Den Versuchsaufbau für einbetonierte Betonstahlproben zeigt das Bild 8. Der Versuchskörper ist so konzipiert, dass die relativen Verschiebungen im

Verbundbereich infolge der wiederholten Belastungen und Entlastungen aktiviert werden und die dabei abgetragenen Betonpartikel den Riss (hier Spalt mit einer Breite von 4 mm) nicht verfüllen. Somit wird gewährleistet, dass die volle Kraftschwingbreite aus der äußeren Belastung von dem Betonstahl aufgenommen wird. Zusätzlich wurde sicher gestellt, dass die Kräfte zentrisch eingeleitet werden. Die Verankerungslänge betrug 200 mm.

Es wurden Proben in vier unterschiedlichen Betonfestigkeiten hergestellt.

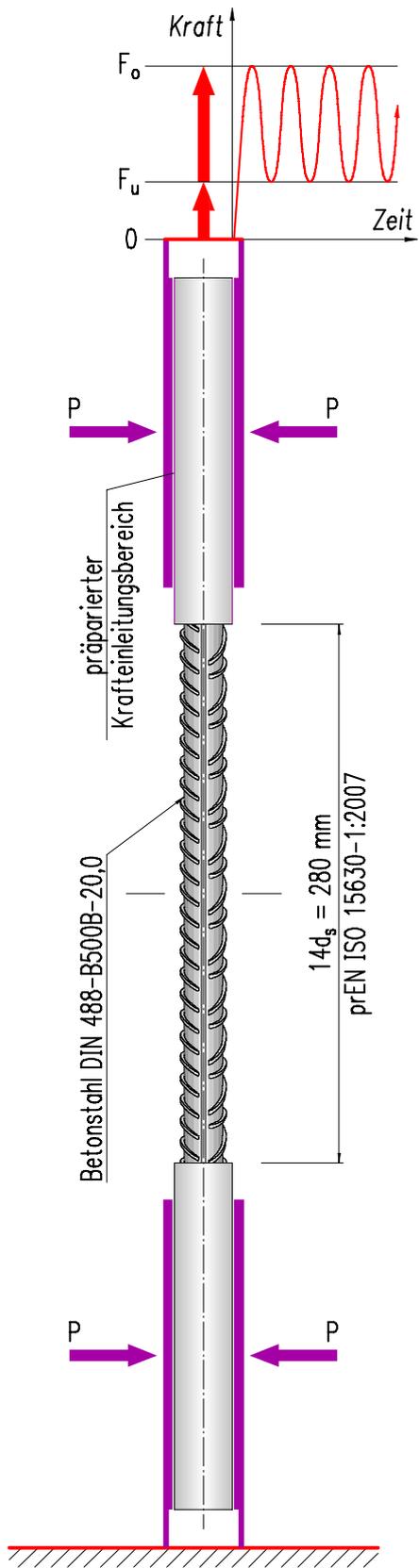


Bild 7: Versuchsaufbau der nicht einbetonierten Betonstahlprobe

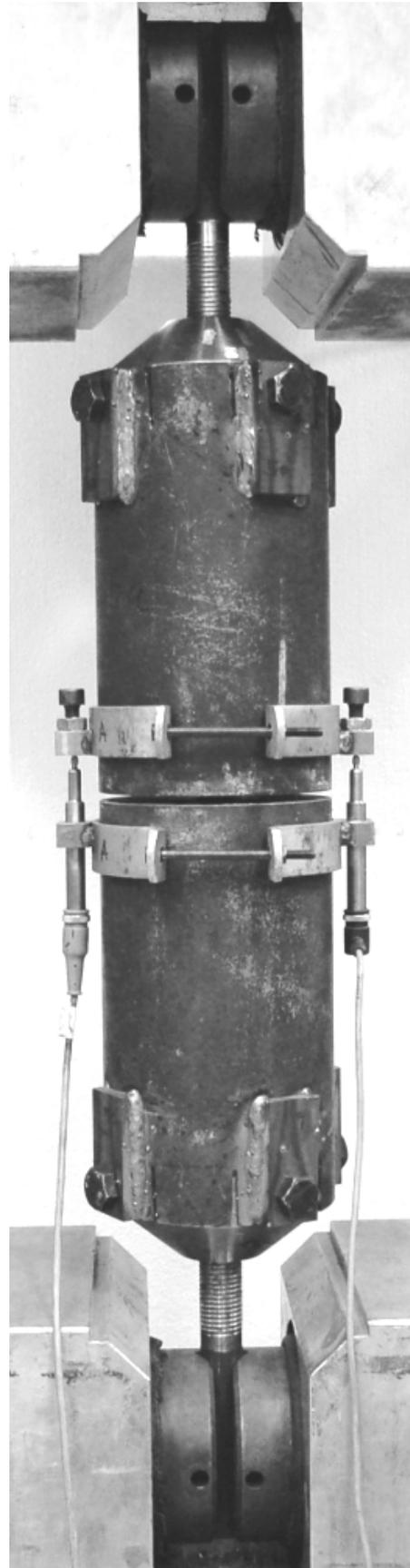
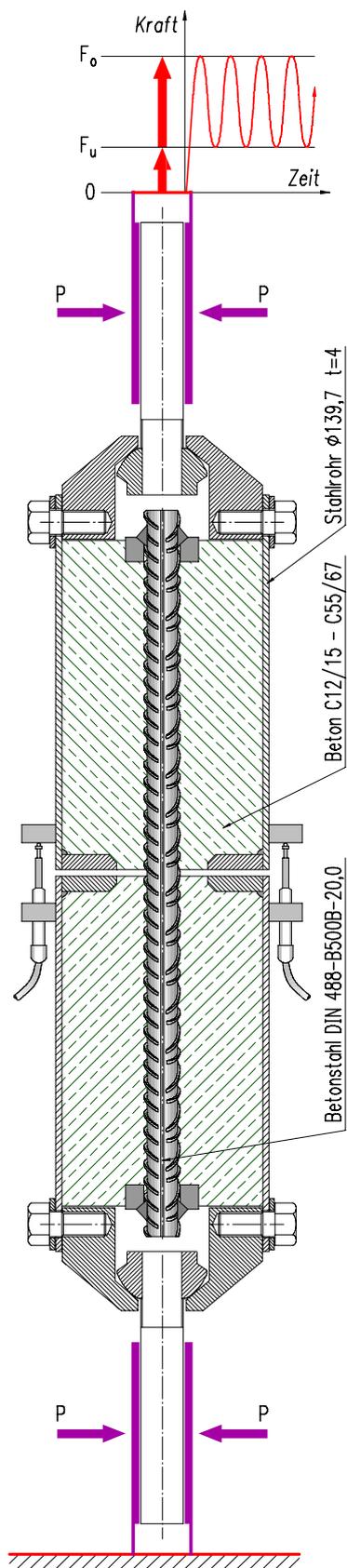


Bild 8: Versuchsaufbau der einbetonierten Betonstahlprobe

2.2.3 Ablauf der Versuche

Die Unterlasten F_u entsprechen der konstanten Unterspannung von 125 N/mm^2 . Die Bestimmung der jeweiligen Oberlasten erfolgt nach dem in

(BLOCK, DREIER, 1998 und 2003) beschriebenen Konzept, das Bild 9 grafisch darstellt. Dabei wird grundsätzlich von stets unterschiedlichen Oberlasten ausgegangen, um entlang der Wöhlerlinie gleichmäßig Ergebnisse zu erhalten.

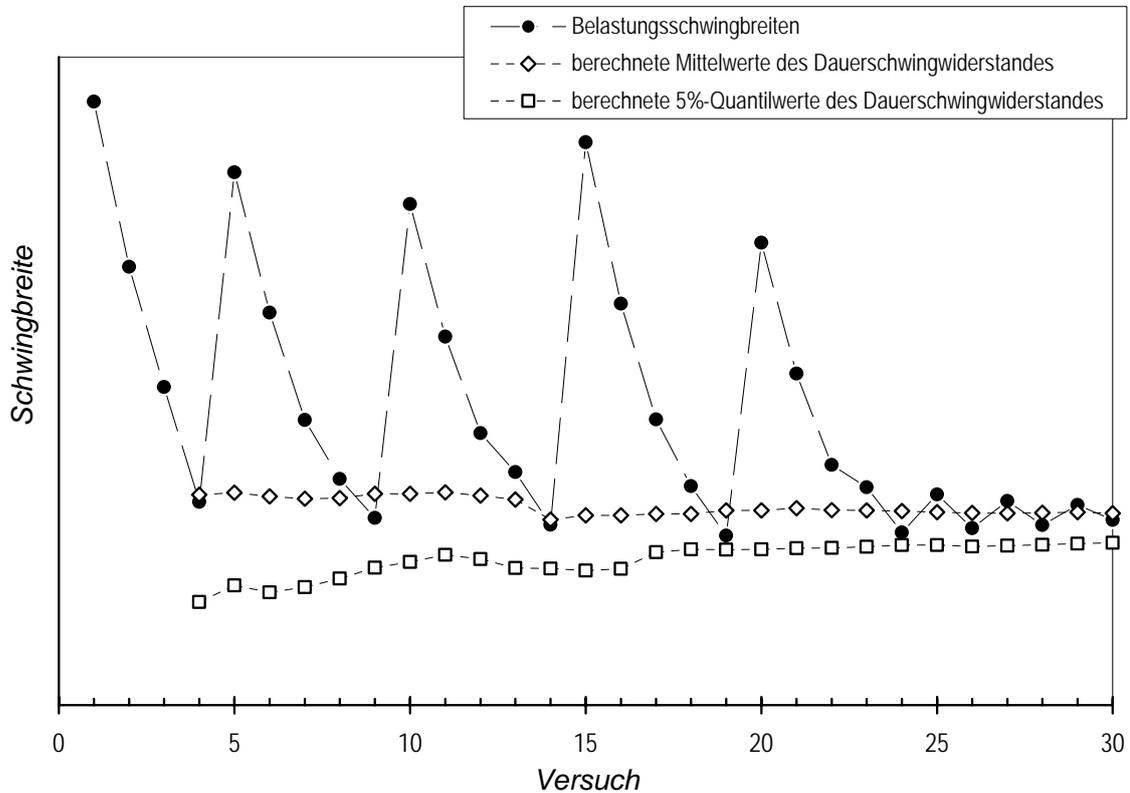


Bild 9: Reihenfolge der Belastungsschwingbreiten mit einem Beispiel der Stabilisierung des gesuchten Dauerermüdungswiderstandes (ΔS_D , Bild 5)

3 Versuchsergebnisse

3.1 Nicht einbetonierter Betonstahl

3.1.1 Quasi-statische Versuche

Aus diesen Versuchen, mit einer Probe aus jeder Charge, werden die folgenden Festigkeitskennwerte ermittelt und weiter verwendet:

R_{eH} obere Streckgrenze,

R_{eL} untere Streckgrenze,

R_m Zugfestigkeit und

$$E_{sm} = f(\sigma_s^o)$$

Sekantenmodul als Funktion der Oberspannung bei konstanter Unterspannung von 125 N/mm^2 . In dieser Interpretation wird der Sekantenmodul dem dynamischen Modul E_{dyn} gleich gesetzt.

Die stufenweise Belastungen und Entlastungen in einer Kraftregelung (Bild 10) und das Messen der entsprechenden Dehnungen direkt am Stab, liefern Daten für die Berechnung der Sekantenmodule. Diese werden u. a. benötigt, um die äquivalenten freien Längen der einbetonierten Betonstahlproben bestimmen zu können und damit den Verbundzustand zu bewerten.

Vor dem Erreichen der Streckgrenze wurden die Versuche auf Wegregelung umgestellt und die Proben bis zum Versagen belastet.

Alle Ergebnisse sind numerisch und teils grafisch im Bild 11 dargestellt.

Die Werte R_m und R_{eL} werden beim Aufbau der Widerstandsfunktionen für nicht einbetonierten Betonstahl, sowie auch für die Bewehrung im Beton, angewendet.

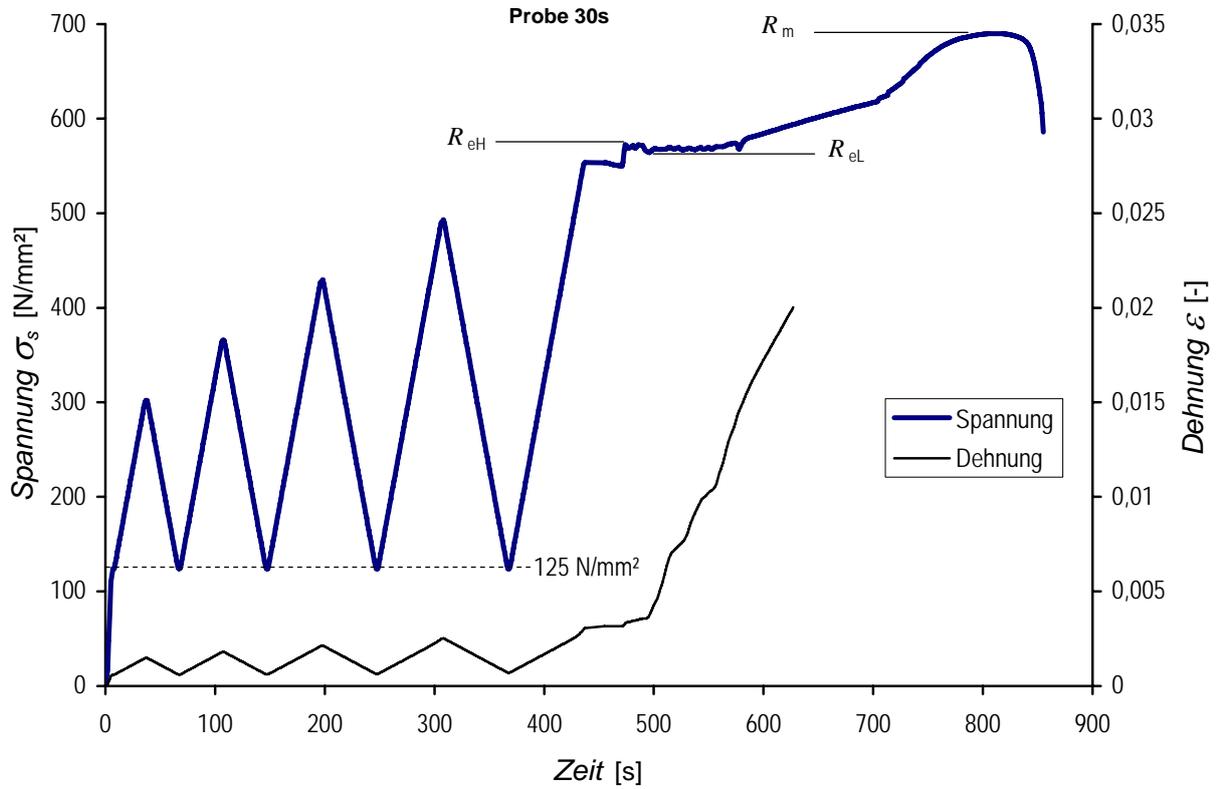


Bild 10: Ablauf der quasi-statischen Belastung des Betonstahls

Charge	R_{eH} N/mm ²	R_{eL} N/mm ²	R_m N/mm ²
1	570,3	558,3	684,2
2	559,0	540,8	663,8
3	573,6	565,0	688,6
4	577,8	568,5	685,8
5	572,4	564,2	691,3

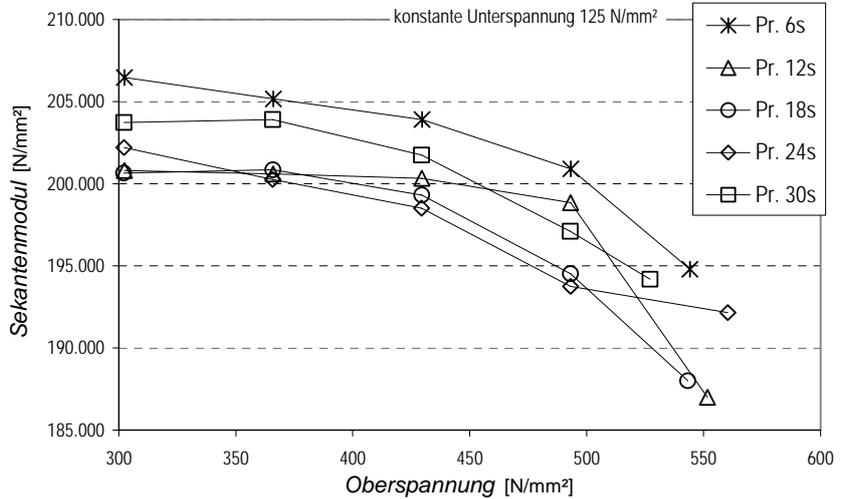


Bild 11: Quasi-statische Belastung des Betonstahls: Widerstandswerte

3.1.2 Aufbau der Wöhlerlinie

Die folgenden Funktionen des Ermüdungswiderstandes für den nicht einbetonierten Betonstahl (s. Bild 12) sind im Rahmen des BAST Forschungsvorhabens gewonnen worden. Die Einzelheiten zu diesen Untersuchungen sind im Abschlussbericht (MAURER, BLOCK, DREIER, 2008) nachzulesen.

Neben Wöhlerlinien ist in Bild 12 auch das Streuband ($R_{eL, 5\%}$ - $R_{eL, 95\%}$) für die Streckgrenze eingetragen.

Dem Vertrauensniveau von 90% entspricht eine charakteristische Dauerschwingfestigkeit (5%-Quantil) von 173 N/mm².

Die statistischen Analysen der untersuchten Stichprobe erlaubten die Übertragung des Teilsicher-

heitsbeiwertes $\gamma_s = 1,15$ auf die Dauerschwingfestigkeit ($\gamma_{s,fat} = \gamma_s = 1,15$). Dieser Beiwert ist ausschließlich statistisch begründet worden und berücksichtigt nur die Streuung und den Verteilungscharakter der Versuchsergebnisse um die Mittelwertfunktion.

Die hier erreichten Ergebnisse sind nur für den untersuchten Bewehrungsstahl relevant und können nicht ohne weiteres auf Betonstähle anderer Hersteller übertragen werden.

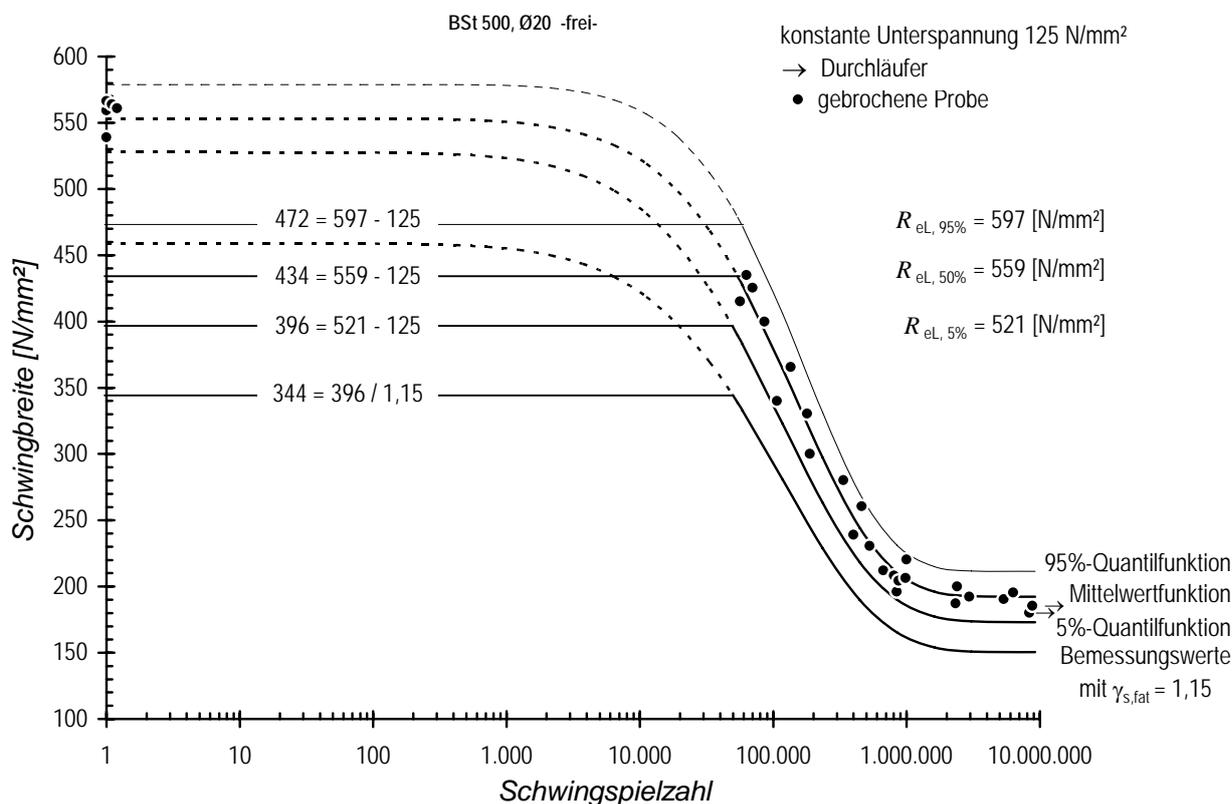


Bild 12: Vollständige Wöhlerlinien für *nicht einbetonierten* Betonstahl im Bereich von einem Belastungszyklus bis zur Dauerschwingfestigkeit

3.2 Einbetonierter Betonstahl

Die 20 Probekörper wurden in vier gleichgroße Reihen aufgeteilt. Jede Reihe wurde in eigener Betongüte hergestellt. Somit sollte auch in späteren Versuchen der Einfluss der Betonfestigkeit aufgeklärt werden.

Die einzelnen Ergebnisse der Betonwürfelprüfung und die statistischen Werte der Druckfestigkeit je Körperreihe sind in der Tabelle 3 zusammengestellt.

	$f_{c, cube}$ in MPa			
	Reihe 1	Reihe 2	Reihe 3	Reihe 4
1	18,2	30,9	37,8	72,5
2	20,6	29,5	37,7	70,2
3	23,6	29,2	37,0	68,6
4	20,8	32,8	39,8	71,9
5	21,5	30,4	39,3	66,5
6	21,1	30,3	38,2	70,4
Mittelwert:	20,9	30,5	38,3	70,0
Standardabweichung:	1,72	1,29	1,04	2,20
Variationskoeffizient:	8,2%	4,2%	2,7%	3,1%

Tab. 3: Prüfergebnisse der Betonwürfelprüfung

3.2.1 Veränderungen des Verbundzustandes

Zyklische Prozesse, bestehend aus Belastungen und Entlastungen, können mehr oder weniger stark den Verbund zwischen Stahl und Beton aufllockern, die Spitzenspannungen mindern und den beanspruchten Verbund auf größere Längen umlagern.

Der Einfluss der wiederholenden Beanspruchungen auf den Verbundzustand kann indirekt durch die Berechnung der äquivalenten verbundfreien Länge $l_{\ddot{a}q}$ gezeigt werden.

$$l_{\ddot{a}q} = \Delta l_s \cdot E_{sm} / \Delta \sigma_s$$

Die Werte für E_{sm} wurden bereits in Abschnitt 3.1.1 bestimmt. Δl_s wird als Teil der gemessenen Veränderung der Spaltbreite Δl ermittelt:

$$\Delta l_s = \Delta l \cdot E_{cm} \cdot \Delta \sigma_s / (E_{sm} \cdot \Delta \sigma_c + E_{cm} \cdot \Delta \sigma_s)$$

Der E-Modul für den Beton E_{cm} wird nach der Norm berechnet (DIN 1045-1).

Anhand der Messergebnisse an vier durchlaufenen Proben mit unterschiedlicher Betondruckfestigkeit sind die Veränderungen des Verbundzu-

standes in Abhängigkeit von der Anzahl der Schwingspiele in Bild 13 dargestellt.

Die äquivalente verbundfreie Länge $l_{\ddot{a}q}$ bzw. das Spiel der Rissbreite nach einem Zyklus wurde zu 100% angenommen. Man erkennt rapide Zunahmen am Anfang der Belastungsprozesse. Es ist auch deutlich zu sehen, dass fallende Betonfestigkeit den Verbundverlust überproportional beeinflusst.

Bei Proben mit den drei oberen Betonfestigkeiten konnten sich nach mehreren Millionen Zyklen die Verbundzustände stabilisieren. Die niedrigste Güte des Betons ($f_{c, cube} = 20,9$ MPa) war nicht ausreichend, um einen unveränderlichen Verbundzustand zu erzielen (Ermüdungsversagen des Verbundes bis zum Endanker).

Fazit:

Veränderungen der Verbundeigenschaften infolge wiederholender Belastungen beeinflussen negativ die Rissbreiten und die Verformungen eines Stahlbetonbauteils. Die Betonfestigkeit kann diesen Zusammenhang wesentlich mitbestimmen. Nicht ausreichende Festigkeit des Betons führt zum Ermüdungsversagen des Verbundes.

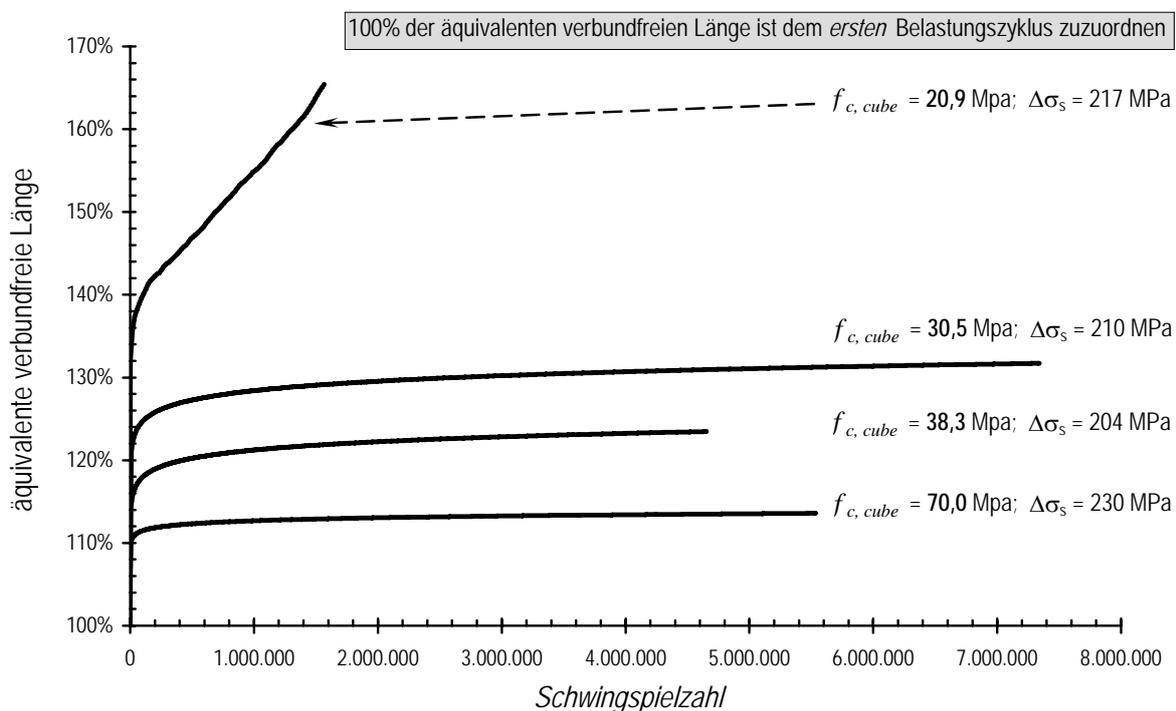


Bild 13: Einfluss der zyklischen Belastung auf den Verbundzustand

3.2.2 Ermüdungsversagen und Aufbau der Wöhlerlinie

Der Ermüdungsbruch des Betonstahls ist ein Prozess, der über die Beanspruchungszyklen andauert und einige Phasen des Versagens aufweist. Bis

zum ersten Anriss an der Oberfläche sind die meisten Beanspruchungszyklen bereits erfolgt. Am Bruchbild werden die drei bekannten Phasen – stetige Rissbildung (1), überproportional fortschreitendes Risswachstum (2) und Restbruch (3) – sichtbar (Bild 14).

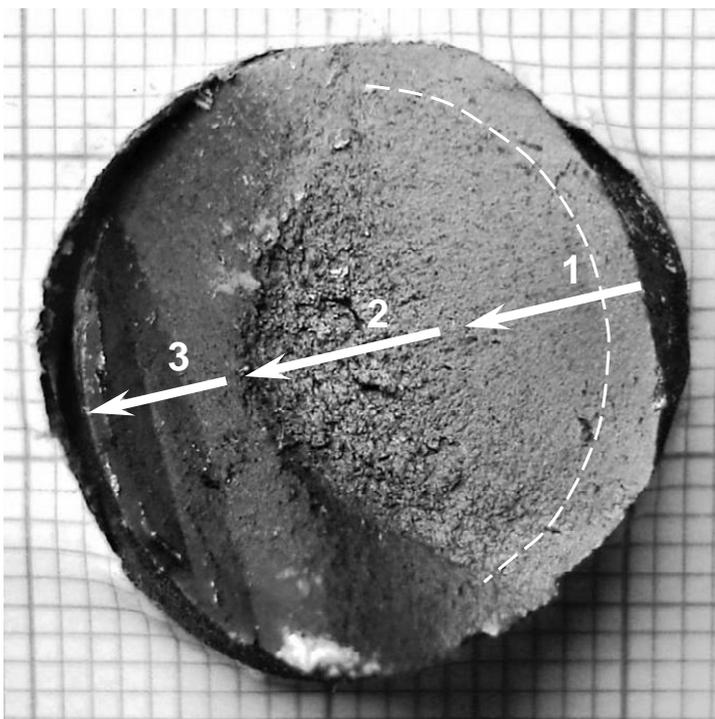


Bild 14: Ermüdungsbruch des Betonstahls mit den Zonen 1, 2 und 3

In der Zone 1 kann ein umlaufender „Gürtel“, der durch den Walzprozess entstanden ist und ein feineres Gefüge ausweist, erkannt werden. Die Anzahl der Zyklen bis zum ersten Anriss wird auch durch die Qualität und die Breite dieses Gürtels beeinflusst.

Sämtliche Ergebnisse zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit sind im folgenden Bild 15 zusammengefasst und grafisch dargestellt. Bei den Versuchen wurde immer eine konstante Unterspannung von 125 N/mm^2 eingehalten. Die Oberspannung lag zwischen 330 N/mm^2 und 535 N/mm^2 . Die statischen Festigkeitswerte wurden einbezogen. Somit konnte auch der vollständige Verlauf der Wöhlerlinie aufgebaut werden (Bild 17).

Die Reihenfolge der Versuche sowie die Stabilisierung der Dauerschwingfestigkeiten (Mittelwert und 5%-Quantilwert) sind im Bild 16 wiedergegeben.

Auf der Basis von Versuchsergebnissen wurde die Mittelwertfunktion, die 5%- und 95%-Quantilwertfunktion mit einem Vertrauensniveau von 90% bestimmt. Diese Sicherheit ist auch für die Streckgrenze des Betonstahls maßgebend (vgl. Tabelle 16 DIN EN 10080). Das Vertrauensniveau von 0,9 sollte man als untere Kompromissgrenze sehen. In DIN 55303 Teil 5 sind die Tabellen 1 bis 4 für Vertrauensniveaus $1-\alpha = 0,95$ und $1-\alpha = 0,99$ ausgelegt. Außerdem ist im Diagramm 1 angemerkt, dass $1-\alpha = 0,50$ und $1-\alpha = 0,75$ keine praktische Bedeutung haben.

Legt man nun einen Materialteilsicherheitsbeiwert gemäß DIN 1045 $\gamma_{s, \text{fat}} = 1,15$ zu Grunde (die Zulässigkeit ist in 3.2.3 statistisch bestätigt worden), so erhält man zusätzlich auch die Funktion des Bemessungswertes für den Ermüdungswiderstand des einbetonierten Betonstahls.

Ist ein Versagen der Probe nicht erkennbar, so muss geprüft werden, ob es sich um einen Durchläufer handelt. Dazu wird nach dem Erreichen einer Grenzschwingspielzahl der vermutete Durchläufer mit erhöhter Schwingbreite bis zum Versagen wiederholend belastet. In jeder Versuchsreihe (für jede Betondruckfestigkeit) wurde die Erstbelastung bei mindestens einer Probe nach mehreren Millionen Schwingspielen gestoppt. Die anschließenden Zweitbelastungen bestätigten bei den Reihen von 2 bis 4 die schadensfreien Abläufe der Erstbelastungen (Proben 5.2, 5.3 und 4.4, Bild 15). Beim Langläufer aus der Reihe 1 (Probe 5.1) hat der Verbund zwischen Bewehrung und Beton auf Grund der geringen Betondruckfestigkeit ($f_{c, \text{cube}} = 20,9 \text{ MPa}$) nach 2.587.442 Schwingspielen während der Erstbelastung bis zum Endanker versagt (s. auch Abschn. 3.2.1). Diese Probe wurde nicht der Zweitbelastung ausgesetzt.

Zwei weitere Proben aus der ersten Reihe (Proben 3.1 und 4.1) haben die nicht ausreichende Betondruckfestigkeit ebenfalls „gemeldet“ und versagten nach dem Verbundverlust am Endanker.

Probe	Reihe	Unterspannung [N/mm ²]	Oberspannung [N/mm ²]	Schwingbreite [N/mm ²]	Bruchschwingspielzahl	Bruchstelle
1s	statische	125	684,4	559,4	1	
2s	statische	125	664,0	539,0	1	
3s	statische	125	688,8	563,8	1	
4s	statische	125	686,0	561,0	1	
5s	statische	125	691,5	566,5	1	
1.2	2	125	435,2	310,2	322.838	⊥ 8 mm
2.2	2	125	375,3	250,3	898.069	⊥ 0 mm
3.2	2	125	355,6	230,6	570.768	⊥ 3 mm
4.2	2	125	345,4	220,4	3.678.681	Krafteinleit. Kein Probenbr.
5.2	2	125	335,2	210,2	7.337.462	Grenzschwingspielzahl 2
1.4	4	125	475,3	350,3	144.010	⊥ 4 mm
2.4	4	125	375,3	250,3	845.461	⊥ 5 mm
3.4	4	125	365,1	240,1	1.189.646	⊥ 7 mm
4.4	4	125	355,6	230,6	5.546.000	Grenzschwingspielzahl 4
5.4	4	125	347,3	222,3	1.488.995	⊥ 90 mm
1.1	1	125	515,4	390,4	113.871	⊥ 53 mm
2.1	1	125	405,3	280,3	352.238	⊥ 0 mm
3.1	1	125	361,3	236,3	703.833	Endanker
4.1	1	125	351,1	226,1	615.657	Endanker
5.1	1	125	341,6	216,6	2.587.442	Grenzschwingspielzahl 1
1.3	3	125	535,2	410,2	77.812	⊥ 3 mm
2.3	3	125	390,6	265,6	601.178	⊥ 1 mm
3.3	3	125	363,9	238,9	1.327.294	⊥ 2 mm
4.3	3	125	351,1	226,1	3.645.800	Krafteinleit. Kein Probenbr.
5.3	3	125	329,8	203,8	4.661.761	Grenzschwingspielzahl 3
5.2	2	125	525,0	400,0	92.950	⊥ 20 mm
4.4	4	125	545,4	420,4	74.363	⊥ 0 mm
5.3	3	125	505,3	380,3	121.486	⊥ 18 mm

Bemerkung: mit \uparrow sind die zweite Belastungen der nichtversagten Proben gekennzeichnet;
 Abstand vom Spalt (Riss): nach unten \top , nach oben \perp

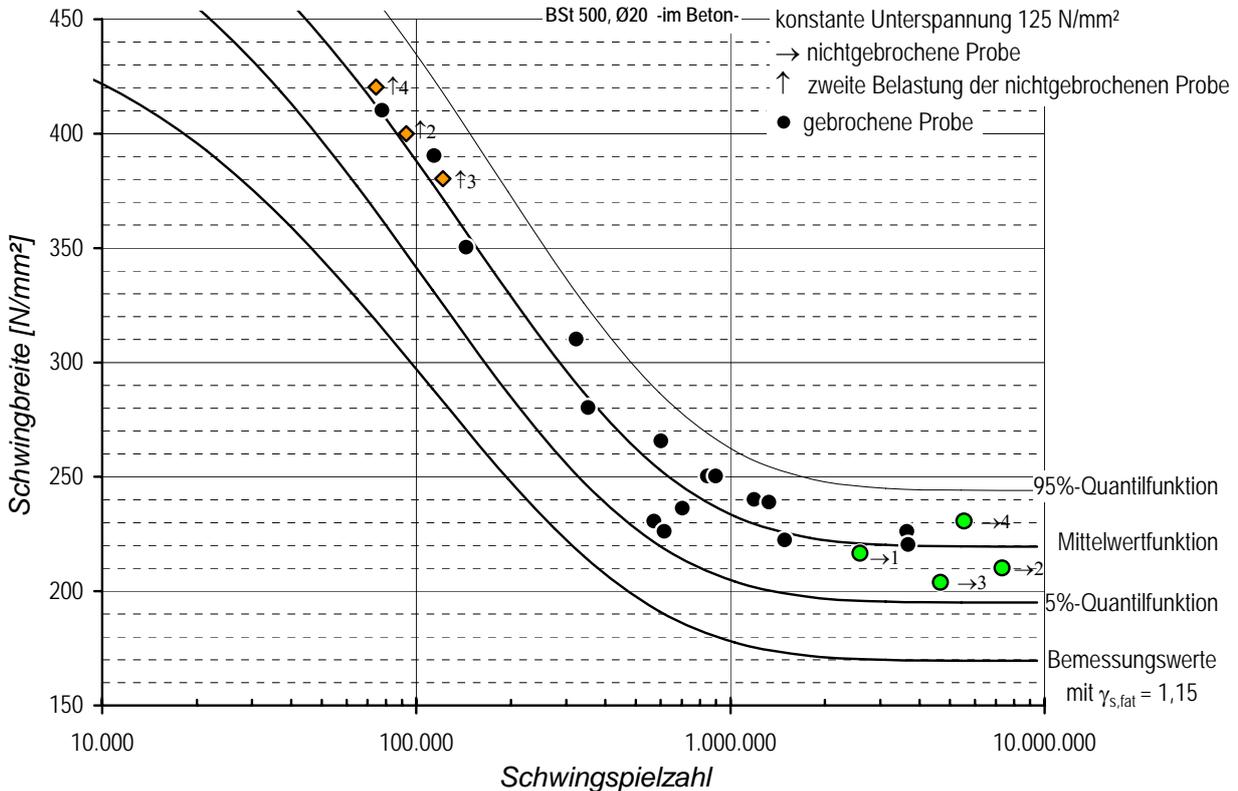


Bild 15: Ermüdungswiderstand des einbetonierten Betonstahls

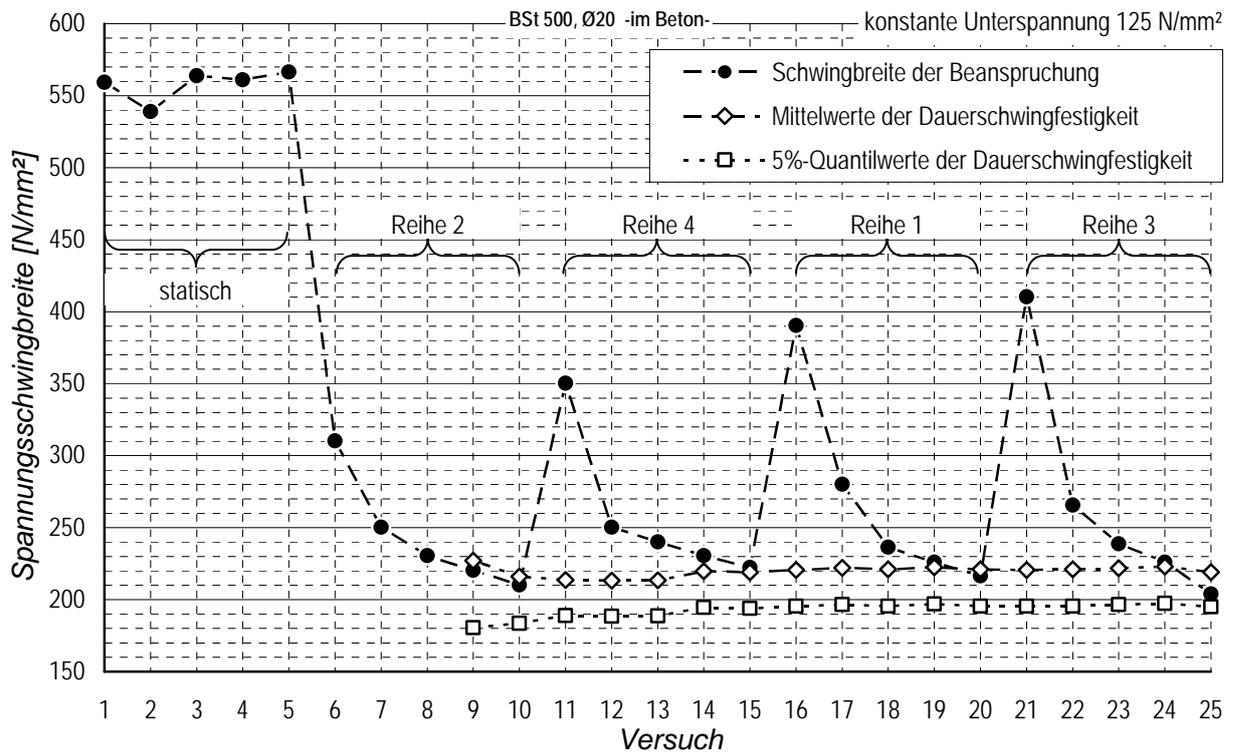


Bild 16: Ablauf der Versuche und die Stabilisierung der gerechneten Dauerschwingfestigkeit in Form von Mittel- und 5%-Quantilwerten

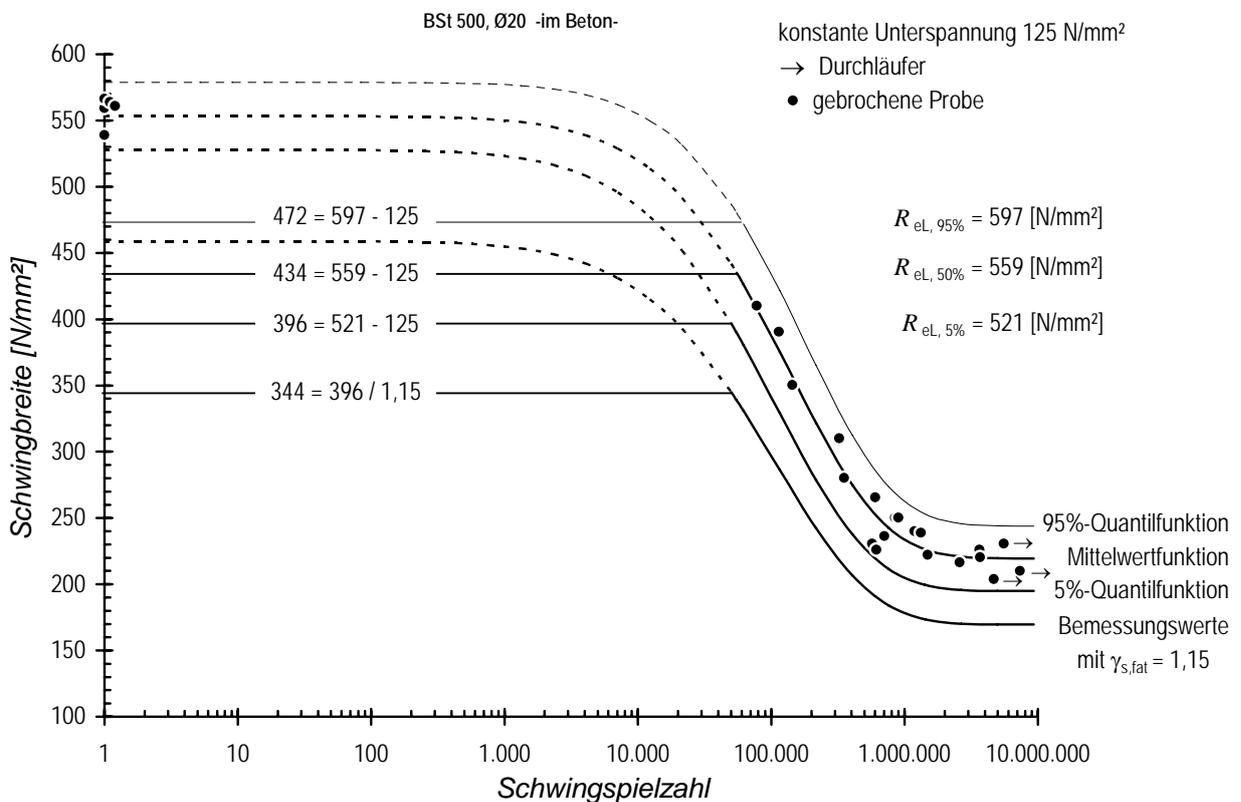


Bild 17: Vollständige Wöhlerlinien für einbetonierten Betonstahl im Bereich von einem Belastungszyklus bis zur Dauerschwingfestigkeit

Für den Aufbau der vollständigen Wöhlerlinie (Bild 17) von einem Schwingenspiel bis zur Dauerschwingfestigkeit (DSF) wurde folgendermaßen vorgegangen.

Die Ergebnisse der Festigkeiten aus den quasi-statischen Versuchen (Bild 11) sind direkt in die Auswertung laut dem Interaktiven Verfahren einbezogen worden. Um bei der praktischen Anwendung plastische Verformungen auszuschließen, wird die vollständige Wöhlerlinie nach oben durch die untere Streckgrenze R_{eL} eingeschränkt.

Die statistische Auswertung der unteren Streckgrenze ergab die folgenden Werte:

$$\begin{aligned} R_{eL,95\%} &= 597 \text{ N/mm}^2 \\ R_{eL,50\%} &= 559 \text{ N/mm}^2 \\ R_{eL,5\%} &= 521 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

3.2.3 Statistische Analysen

Zunächst soll getestet werden, ob die im interaktiven Ablauf verwendete Normalverteilung korrekte Quantilwerte liefert.

Um diesen Test abwickeln zu können, wird eine Konvertierung der Wöhlerlinie zu einer standardisierten stationären Zufallsfunktion durchgeführt. Diese Umwandlung ist notwendig, um die Abhängigkeit der Verteilungsdichte von der Schwingenspielzahl aufzuheben und die Streuung zu standardisieren.

Eine stationäre Zufallsfunktion hat einen konstanten Erwartungswert und eine konstante Variation (dem zu Folge auch eine konstante Standardabweichung). Also können die Realisierungen einer stationären Zufallsfunktion wie die Realisierungen einer Zufallsgröße behandelt werden.

Eine standardisierte stationäre Zufallsfunktion hat einen Erwartungswert gleich Null und eine Standardabweichung gleich Eins.

Folgende Konvertierungsschritte werden absolviert:

Schritt 1: Die Versuchsergebnisse und alle Werte der Quantilfunktionen werden nach unten um die Werte der Mittelwertfunktion verschoben. Die Mittelwertfunktion ist jetzt in jedem Schnitt gleich Null.

Schritt 2: Alle, im ersten Schritt reduzierten Schwingbreiten, werden durch die Werte der Standardabweichungsfunktion geteilt und damit standardisiert. Demzufolge sind die Abstände vom Nullwert nicht in N/mm^2 zu messen, sondern in Anzahl von Standardabweichungen.

Nach dieser Konvertierung ist es möglich die Versuchsergebnisse als Stichprobe, die eine standardisierte Zufallsgröße präsentiert, darzustellen.

Das Bild 19 zeigt die Ergebnisse des Vergleiches zwischen der empirischen Verteilung der umgewandelten Versuchsergebnisse und der approximativen Normalverteilung. Die guten Übereinstimmungen bei Wahrscheinlichkeiten unter 50% beweisen, dass die oben definierte Grundgesamtheit einen zufälligen Ermüdungswiderstand ausweist, der mit Normalverteilung im Streubereich unter dem Mittelwert korrekt erfasst werden kann.

Da nachgewiesen wurde, dass die Annahme der Normalverteilung gerechtfertigt ist, kann die Funktion der Standardabweichung aus den bekannten Größen der 5%-Quantilfunktion und der Mittelwertfunktion bestimmt werden (Bild 20). Das Verhältnis der Standardabweichungsfunktion zu der Mittelwertfunktion ergibt den Variationskoeffizienten in Abhängigkeit von der Schwingenspielzahl (Bild 20). Dieser liegt für die hier untersuchte Stichprobe zwischen 7% und 8%.

Entsprechend Bild 4 ergibt sich für die bewertete Stichprobe ein ausschließlich statistisch begründeter Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{s,fat} = 1,15$.

Die Abhängigkeit der charakteristischen Dauerschwingfestigkeit (5%-Quantil) vom Vertrauensniveau zeigt das Bild 18. Dem Vertrauensniveau von 90% entspricht eine Dauerschwingfestigkeit von 195 N/mm^2 .

Die hier gewonnenen Ergebnisse können nicht ohne weiteres auf Betonstähle anderer Hersteller übertragen werden.

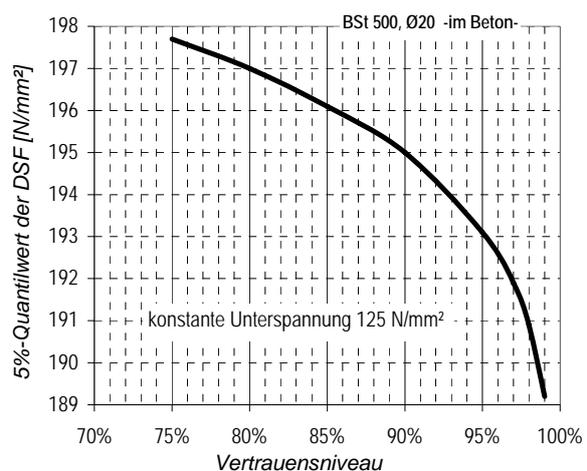


Bild 18: Abhängigkeit der Dauerschwingfestigkeit vom Vertrauensniveau

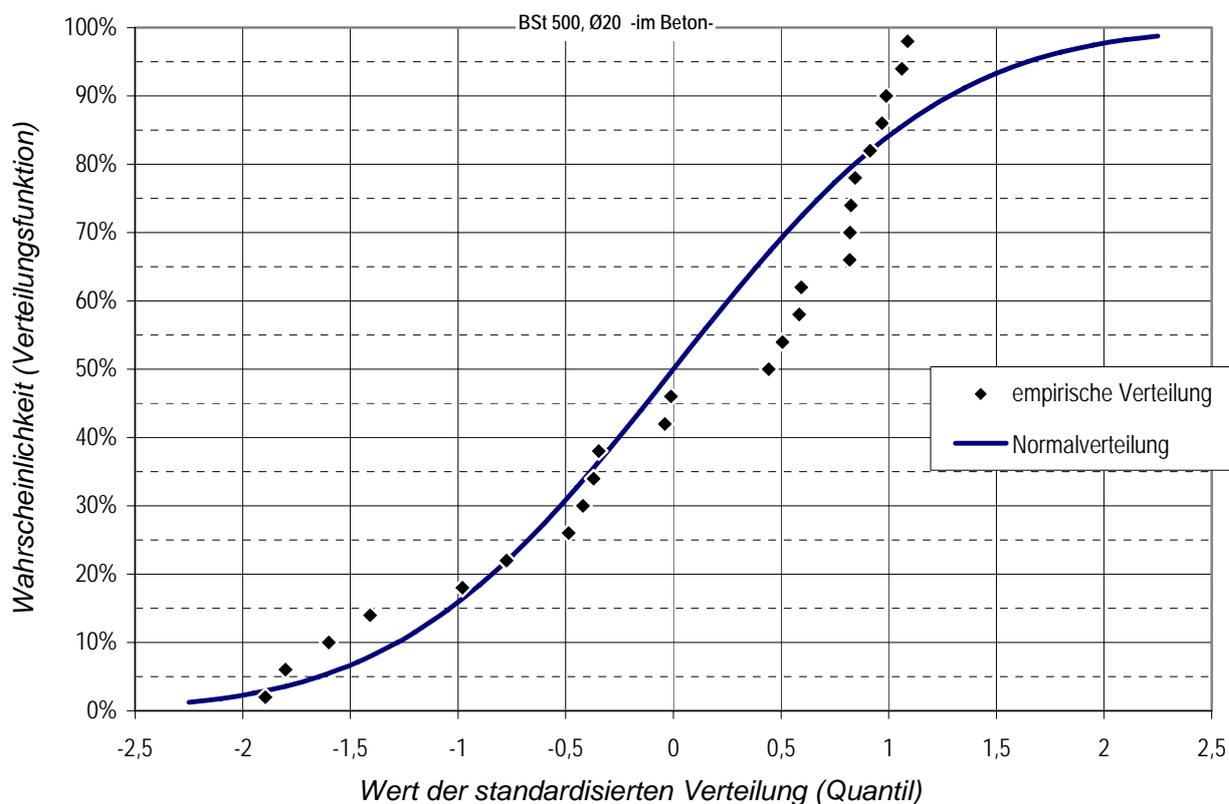


Bild 19: Vergleich der empirischen und der theoretischen Verteilungen

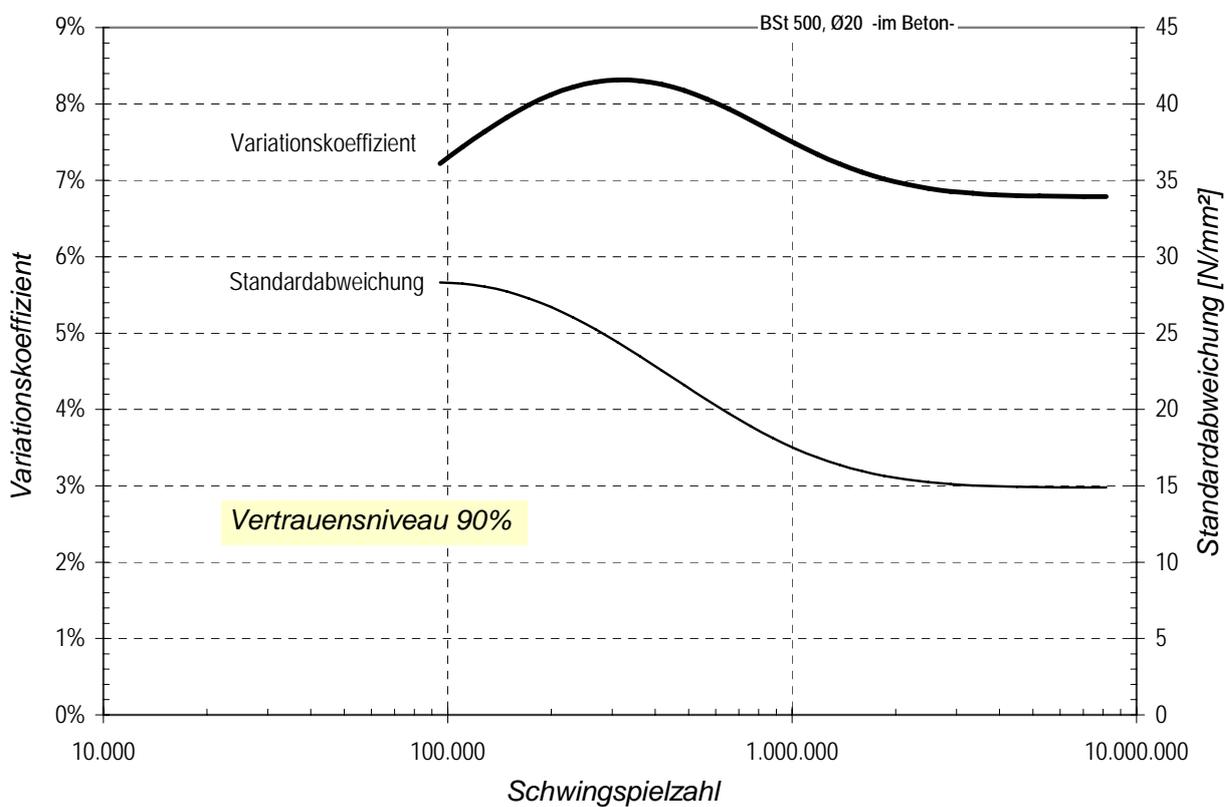


Bild 20: Streuung der experimentellen Ergebnisse entlang der Wöhlerlinie

3.2.4 Einfluss der Betonfestigkeit

Um einen möglichen Einfluss der Betonfestigkeit zu prüfen, wurden die Ergebnisse mit Ermüdungsbrüchen als Quantilwerte im gemeinsamen Wöhlerstreuband dargestellt (Bild 21). Dabei blieben Durchläufer und Versuchsergebnisse mit Brüchen am Endanker unberücksichtigt.

Obwohl die Betonfestigkeit einen starken Einfluss auf den Verbund zwischen Stahl und Beton ausübt (s. Abschn. 3.2.1), ist bei ausreichender Verbundfestigkeit keine Beeinflussung der Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls zu erkennen.

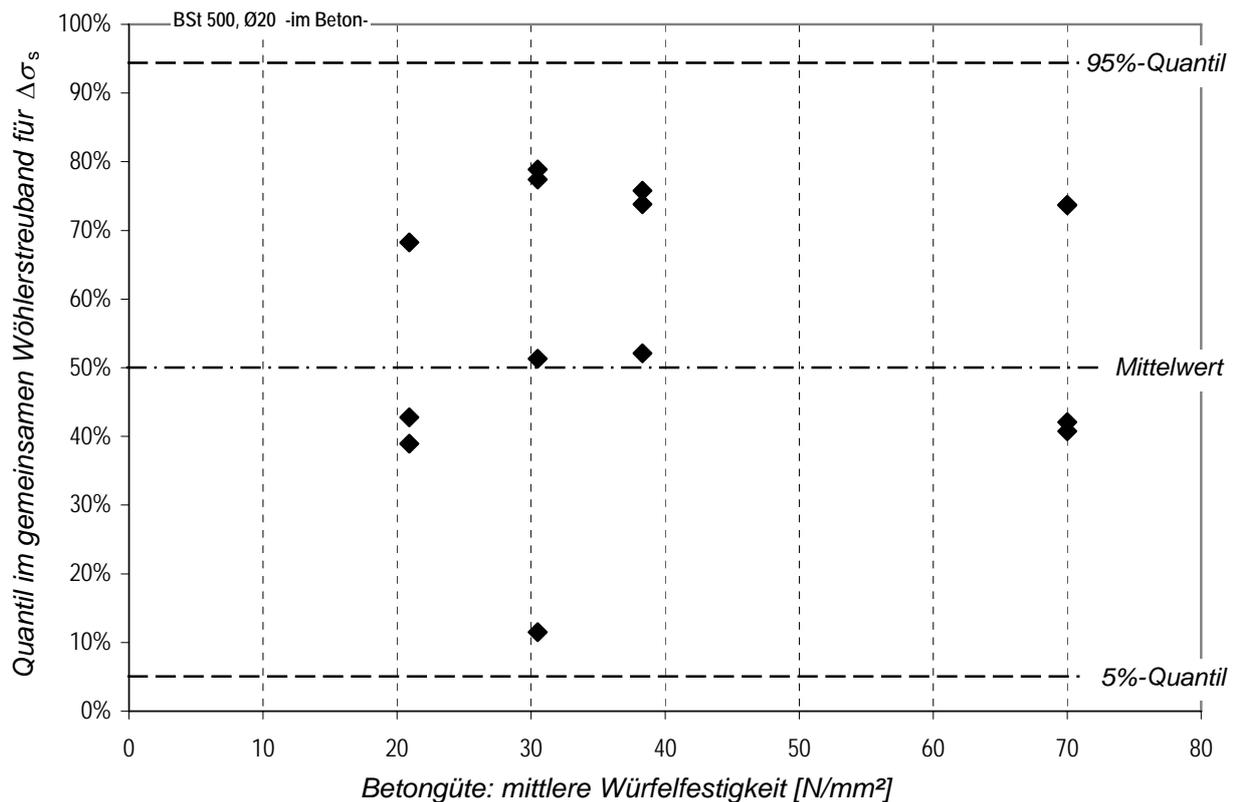


Bild 21: Ermüdungswiderstand in der Abhängigkeit von der Betonfestigkeit

3.2.5 Vergleich der Ermüdungsfestigkeiten: einbetoniert – nicht einbetoniert

Die Ergebnisse der Ermüdungswiderstände für nicht einbetonierte, sowie auch einbetonierte Proben, sind in Abhängigkeit von der Schwingspielzahl als Zufallsfunktionen dargestellt (Bilder 12 und 17). In diesen Bildern sind die Mittelwertfunktionen und die Grenzen (5%- und 95%-Quantilfunktionen) des 90%igen Konfidenzintervalls gezeigt. Im folgenden Bild 22 sind diese Streubänder der Widerstandsfunktionen zum Vergleich wiedergegeben.

Es ist abzulesen, dass mit steigender Schwingspielzahl sich positive Effekte für den einbetonierten Zustand zeigen. Mit hoher Wahrscheinlichkeit

können die dämpfende Fähigkeit und das zyklische Kriechen des Betons unter wiederholender Belastung dieses Vergleichsergebnis erklären: die Kräfteinleitung wird sanfter und die Spannungen verteilen sich im Stahlquerschnitt gleichmäßiger. Möglicherweise spielt auch die geringe Wahrscheinlichkeit des Befindens einer kritischen Kerbe im kurzen maximal beanspruchten, verbundfreien Bereich um den Betonriss eine positive Rolle.

Im Bereich der Dauerschwingfestigkeit erreicht die Abweichung zwischen den Zufallsfunktionen den maximalen Wert. Hier sind im einbetonierten Zustand die mittlere Festigkeit um 14,2% und der charakteristische Ermüdungswiderstand um 12,7% höher als bei nicht einbetonierten Proben.

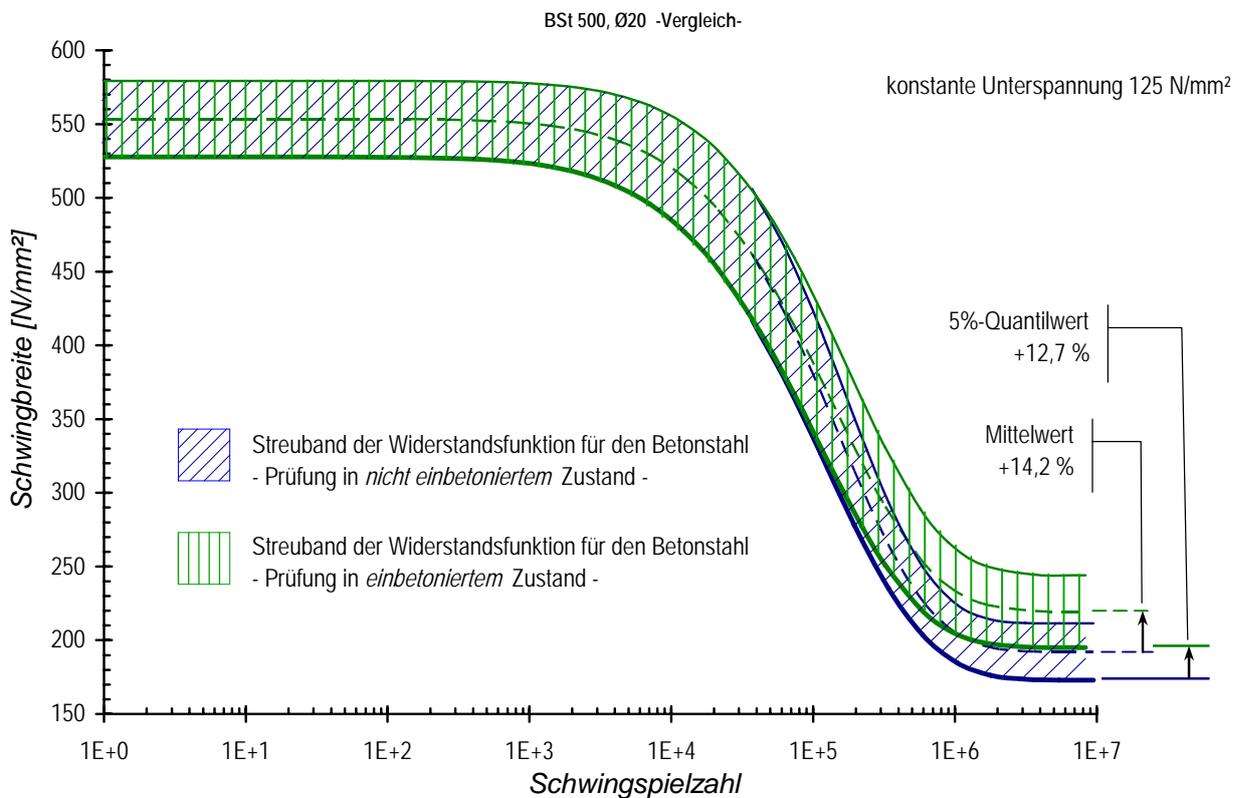


Bild 22: Vergleich der Ermüdungsfestigkeiten von einbetoniertem und nicht einbetoniertem Betonstahl

4 Ableitungen der Bemessungsdiagramme

In diesem Abschnitt wird am Beispiel der mit dem Interaktiven Verfahren gewonnenen Ergebnisse des Ermüdungswiderstandes an einbetonierten Proben gezeigt, wie die Parameter des Bemessungsdiagramms nach DIN 1045 (Abschnitt 10.8 Bild 52 und Tab. 16) quantitativ vergleichend bewertet werden können.

Zusätzlich zu den Bemessungsauslegungen gemäß DIN 1045 wird empfohlen, die gemeinsame Wirkung der ruhenden und der ermüdungsrelevanten Beanspruchungen mit Hilfe des Goodman-Diagramms zu berücksichtigen.

Ableitungen der Bemessungsdiagramme für den nicht einbetonierten Betonstahl sind im Bericht (MAURER, BLOCK, DREIER, 2008) aufgezeigt.

4.1 Anpassung des Bemessungsdiagramms nach DIN 1045-1

In DIN 1045-1 ist das Wöhlerdiagramm bei logarithmischer Skalierung der Abszisse und der Ordinate

in einer trilinearen Form dargestellt (s. Bild 23). Die konstante niederzyklische Festigkeit, die Zeitfestigkeit mit Spannungsexponenten k_1 und die fiktive Zeitfestigkeit mit Exponenten k_2 beschreiben den charakteristischen Ermüdungswiderstand.

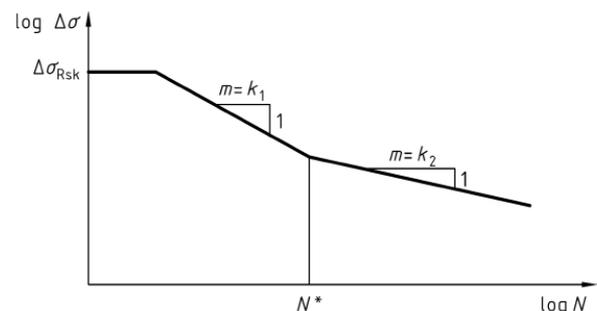


Bild 23: Wöhlerlinien für Betonstahl (Bild 52, DIN 1045-1)

Diese Darstellung des Widerstandes entspricht der von HAIBACH vorgeschlagenen und begründeten modifizierten Form der Miner-Regel. Zur Erfassung der Schädigung unterhalb der Dauerschwingfestigkeit wird die Wöhlerlinie aus der Zeitfestigkeit in abgeknickter Form mit dem Neigungsexponenten $k_2 = 2k_1 - 1$ verlängert. Schädigungen während der Beanspruchungen unterhalb der Dauerschwingfestigkeit treten nur dann auf, wenn vorher schädige-

gende Schwingspiele oberhalb der Dauerschwingfestigkeitsgrenze den Ermüdungswiderstand minderten.

Zur Anpassung des Bemessungsdiagramms nach DIN 1045 an die Versuchsergebnisse wurde die

Wöhlerlinie in einem Koordinatensystem mit logarithmischer Skalierung der beiden Achsen dargestellt (Bild 24).

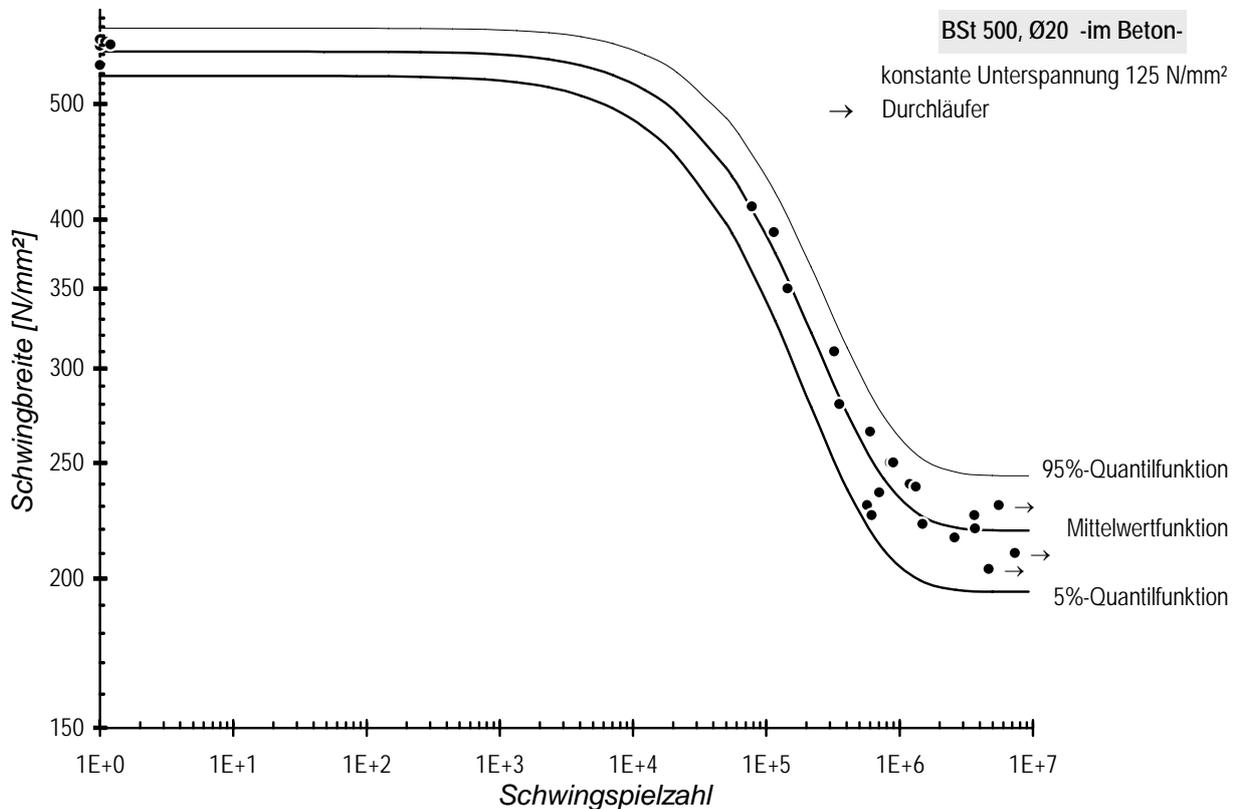


Bild 24: Darstellung der vollständigen Wöhlerlinien im Koordinatensystem mit logarithmischer Skalierung der Schwingspielzahl und der Spannungsschwingbreite

Im folgenden Bild 25 werden zwei Anpassungsvarianten A und B vorgeschlagen.

Angepasst werden die charakteristischen Werte, die als 5%-Quantilwerte der statistischen Auswertung auf dem 90%-Vertrauensniveau definiert sind.

Die Variante A setzt voraus – wie auch bei HAI-BACH – dass das Abknicken auf dem Niveau der Dauerschwingfestigkeit geschieht. Die Gerade der Zeitfestigkeit verläuft als bestmögliche Anpassung an die 5%-Quantilfunktion im Bereich zwischen dem charakteristischen Wert der Schwingbreite der Streckgrenze [49.302; 396] und der Dauerschwingfestigkeit [900.000; 195] (s. auch Bild 15). Es ergibt sich ein Spannungsexponent $k_1 = 4,1$.

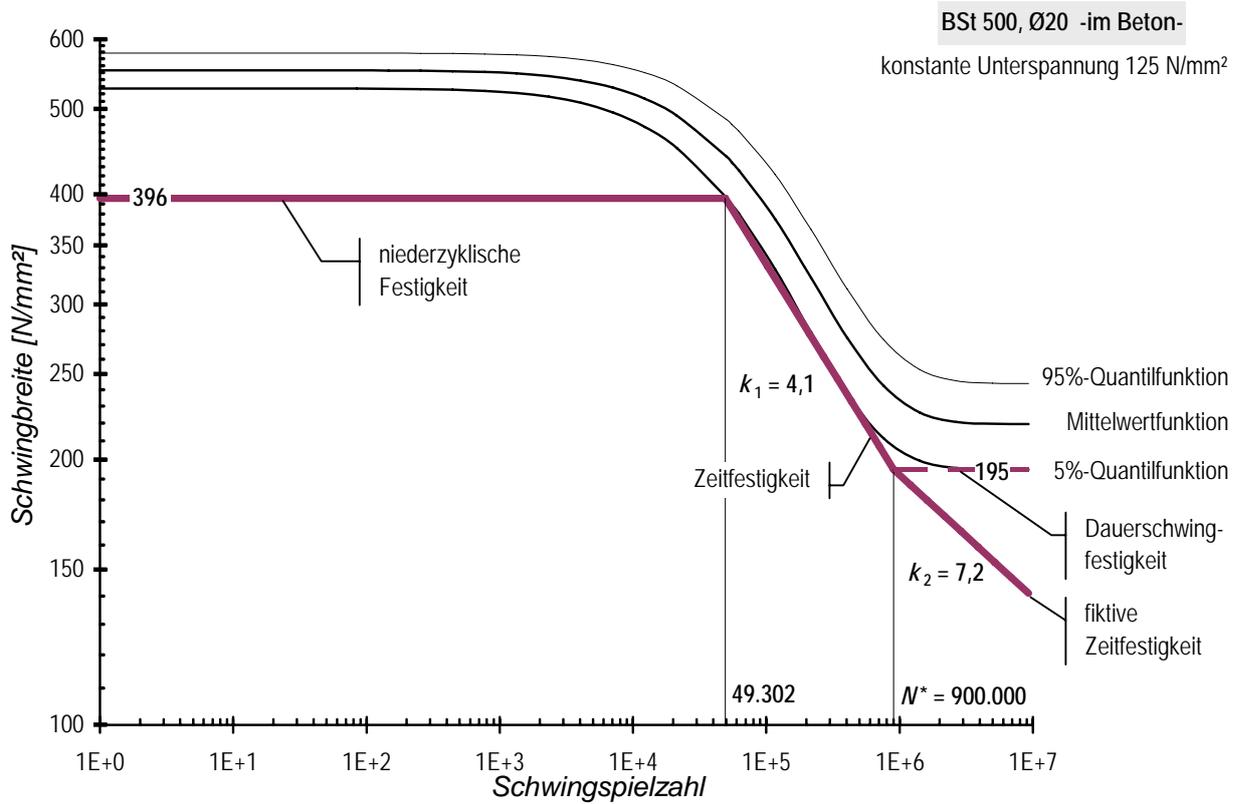
Für die fiktive Zeitfestigkeit ist der Spannungsexponent $k_2 = 2 \cdot 4,1 - 1 = 7,2$.

Sollen die drei DIN-Werte $N^* = 1.000.000$, $k_1 = 5$ und $k_2 = 9$ unverändert bleiben, dann ist nur die Spannungsschwingbreite für 1 Million Schwing-

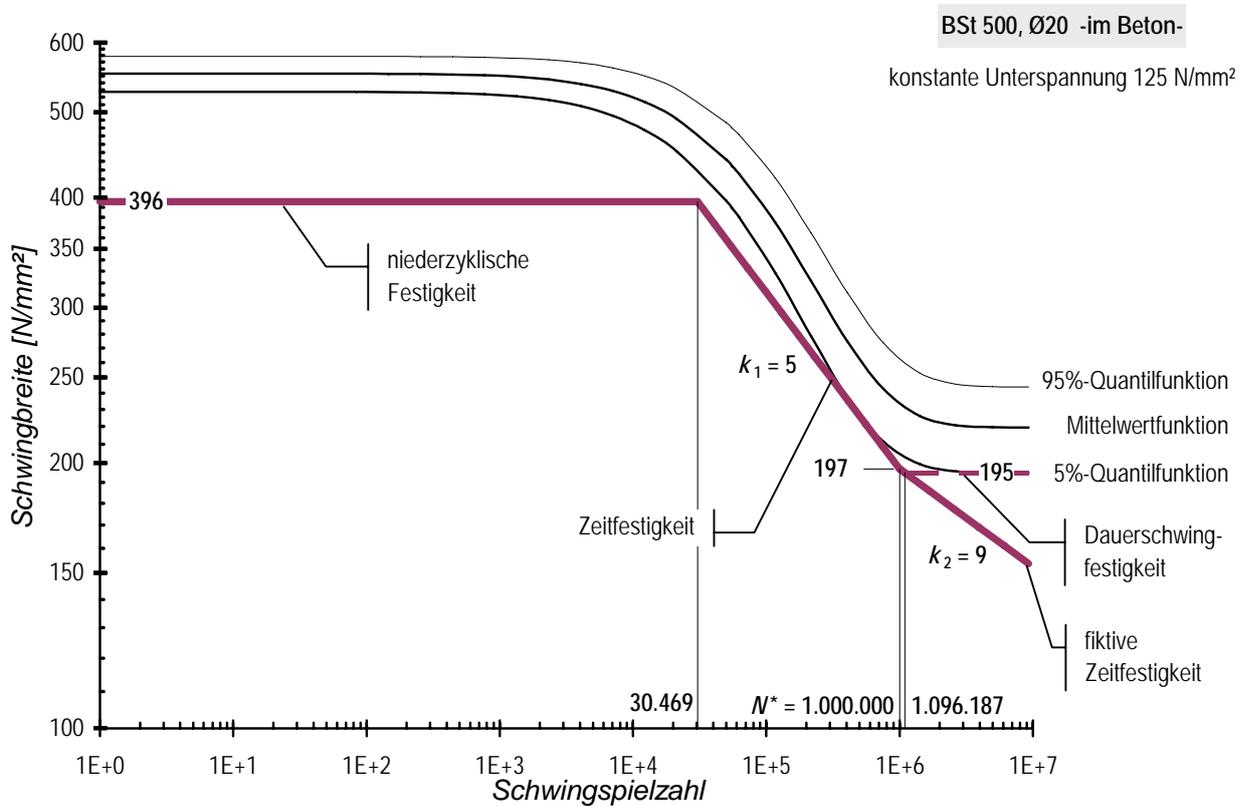
spiele zu bestimmen. Diese Voraussetzungen sind in die Variante B eingearbeitet worden.

Das bilineare System der Zeitfestigkeit und der fiktiven Zeitfestigkeit wird von unten nach oben bis zur Berührung mit der 5%-Quantilfunktion verschoben. Infolge dieser Verschiebung erhält man bei $N^* = 1.000.000$ die Spannungsschwingbreite von 197 N/mm².

Für die praktische Anwendung ist nicht nur der Grenzzustand der Ermüdungstragfähigkeit maßgebend, sondern es müssen auch die Begrenzungen der Rissbreiten unter häufig wiederholter Beanspruchung eingehalten werden. Das wird i. A. dazu führen, dass die in den zuvor dargestellten Diagrammen ausgewiesenen Schwingbreiten im Bereich der Zeitfestigkeit nicht in vollem Umfang genutzt werden können.



A)



B)

Bild 25: Anpassung der Bemessungsdiagramme nach DIN-1045

4.2 Aufbau des Goodman-Diagramms für die Bemessung

Wie in Abschnitt 2.1 gezeigt, ist es bemessungskonform, den Ermüdungswiderstand abhängig von dem Anteil der vorwiegend ruhenden Beanspruchung darzustellen (Goodman-Diagramm, vgl. auch Bild 6). Das Bild 26 zeigt den charakteristischen Ermüdungswiderstand bei 1.000.000 Belas-

tungszyklen für jede mögliche ruhende Beanspruchung des Betonstahls unter dem charakteristischen Wert der Streckgrenze.

Die Schwingbreite von 197 N/mm² bei der unteren Spannung von 125 N/mm² wurde aus der Variante B der Bemessungs-Wöhlerlinie (Bild 25) übernommen. Mit diesem Goodman-Diagramm wird der Grenzzustand der Tragfähigkeit nachgewiesen.

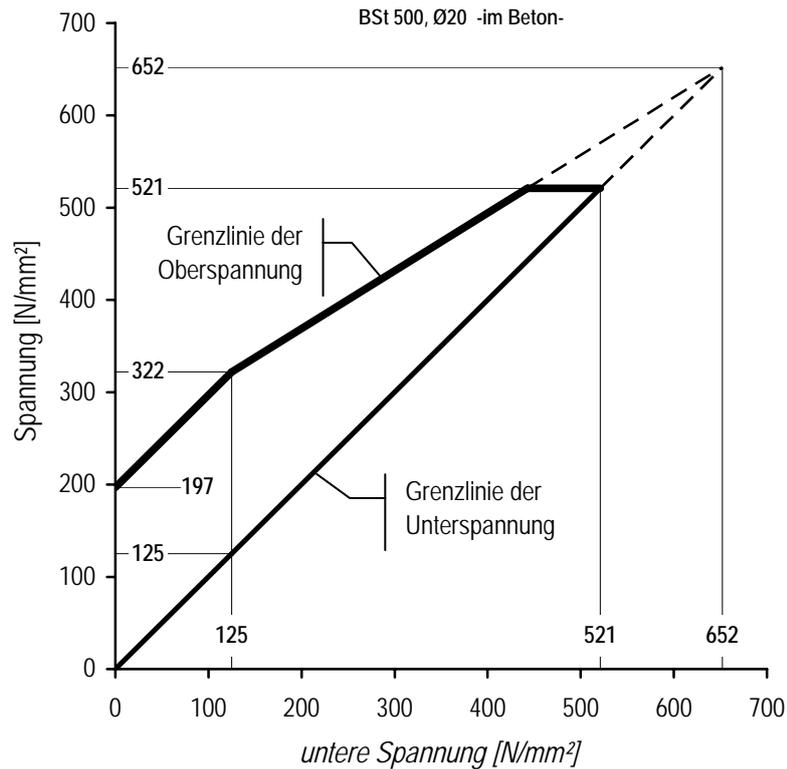


Bild 26: Charakteristische Festigkeit bei gemeinsamer Wirkung von ruhenden und nichtruhenden Beanspruchungen (Goodman-Diagramm) für den einbetonierten Betonstahl bei $N^* = 1.000.000$

Zusammenfassung

Durch die Anwendung des Interaktiven Verfahrens, mit welchem charakteristische Werte der Wöhlerlinien (hier: 5%-Quantil mit einem Vertrauensniveau von 90%) direkt bestimmt werden können, wurden neue Untersuchungen mit konstanter Unterspannung an nicht einbetonierten und einbetonierten Betonstahlproben durchgeführt und bewertet.

Für den Aufbau einer vollständigen Wöhlerlinie für nicht einbetonierte Betonstähle waren 5 quasistatische und 25 Ermüdungsversuche erforderlich. Die Proben mit einem Durchmesser von 20 mm wurden aus 5 Chargen einer Kaliberstandzeit entnommen.

Außerdem wurden an 20 Proben in vier unterschiedlich festen Betonen Bewehrungsstäbe untersucht und eine zweite vollständige Funktion des Ermüdungswiderstandes gewonnen.

Messergebnisse haben gezeigt, dass wiederholende Belastungen die Verbundeigenschaften zwischen Bewehrung und Beton negativ verändern. Diese Veränderungen führen zu größeren Rissbreiten und größeren Verformungen eines Stahlbetonbauteils. Die Betonfestigkeit kann diesen Zusammenhang wesentlich mitbestimmen. Nicht ausreichende Festigkeit führt zum Ermüdungsversagen des Verbundes.

Vergleiche der Ergebnisse auf der Basis der Mittelwertfunktionen und der 5%-Quantilfunktionen mit nicht einbetonierten Proben haben gezeigt, dass die Dauerermüdungsfestigkeit des untersuchten Betonstahls im einbetonierten Zustand deutlich größer ist (+14,2% / +12,7%) als im freien Zustand. Die Stahlbetonkörper waren dabei günstig ausgelegt, so dass ausschließlich eine Verbundbeanspruchung zwischen Betonstahl und Beton auftrat. Das heißt, mögliche Einflüsse auf die Ermüdungs-

festigkeit, wie z. B. die Reibung an der Kontaktstelle mit einer Querbewehrung oder die Überlagerung von Axial- und Schubspannungen sind damit nicht berücksichtigt worden. Die Erforschung solcher negativer Einflüsse bleibt weiteren Untersuchungen vorbehalten.

Darauf folgend wird am Beispiel der gewonnenen Ergebnisse des Ermüdungswiderstandes an einbetonierten Proben gezeigt, wie die Parameter des Bemessungsdiagramms nach DIN 1045 (Abschnitt 10.8 Bild 52 und Tab. 16) quantitativ vergleichend bewertet werden können. Unter der Annahme, dass Werte für k_1 , k_2 und N^* gemäß DIN 1045-1 beibehalten werden, erhält man für 1.000.000 Zyklen eine charakteristische Ermüdungsfestigkeit von 197 N/mm².

Der Variationskoeffizient liegt für die hier untersuchte Stichprobe zwischen 7% und 8%. Entsprechend Bild 4 ergibt sich daraus ein ausschließlich statistisch begründeter Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{s,fat} = 1,15$.

Zusätzlich zu den Bemessungsauslegungen gemäß DIN 1045 wird empfohlen, den Ermüdungswiderstand in Abhängigkeit von der Wirkung der ruhenden Beanspruchung mit Hilfe des Goodman-Diagramms zu ermitteln.

Die hier erreichten quantitativen Bewertungen können nicht auf Betonstähle anderer Hersteller übertragen werden.

Die grundsätzliche Verwendbarkeit des Interaktiven Verfahrens auch zur Ermittlung der Wöhlerlinien für den Betonstahl konnte durch das FE-Vorhaben nachgewiesen werden. Dieses Verfahren eignet sich sowohl zur Untersuchung von Materialien als auch von Systemen, die Ermüdungsbeanspruchungen erfahren. Das probabilistische Sicherheitskonzept nach DIN EN 1990 wird dabei berücksichtigt.

Prof. Dr.-Ing. R. Maurer

Dr.-Ing. F. Dreier

Dipl.-Ing. D. Machoczek

Dipl.-Ing. G. Heeke

Literatur

- MAURER, R.; BLOCK, K.; DREIER, F.: Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren – Abschlussbericht des BAST-Forschungsvorhabens FE 89.200/2007/AP (2008)
- BLOCK, K.; DREIER, F.: Die Ermüdungsfestigkeit zuverlässig und kostengünstig ermitteln – Das Interaktive Verfahren, Materialprüfung 40 (1998) 3
- BLOCK, K.; DREIER, F.: Das Ermüdungsverhalten von Dübelbefestigungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 541. Beuth Verlag, Berlin 2003
- BLOCK, K.; DREIER, F.; BIGALKE, D.: Die Ermüdungsfestigkeit von Dübeln unter Querlast. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 6, 2005
- DIN 50100: Dauerschwingversuch, 1978
- E DIN 488-1 bis 6:2006-11: Betonstahl
- DIN EN 10080:2005: Stahl für die Bewehrung von Beton – Schweißgeeigneter Betonstahl – Allgemeines
- DIN EN ISO 15630-1:2007: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren –
- DIN EN ISO 6892-1:2007: Metallische Werkstoffe – Zugversuch –
- DIN 1045-1:2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil1: Bemessung und Konstruktion
- DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil1: Bemessung und Konstruktion
- DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, März 2003
- DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, März 2009
- DIN 55303-5:1987: Statistische Auswertung von Daten – Bestimmung eines statistischen Anteilsbereichs
- FISCHER, L.: Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen. Bautechnik Spezial (Sonderheft). Ernst & Sohn, 2001
- HAIBACH, E.: Betriebsfestigkeit: Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung. Düsseldorf, VDI-Verlag, 1989
- RADAJ, D.; VORMWALD, M.: Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Leichtbau, Maschinen- und Stahlbau. 2. Auflage. Springer-Verlag, 2007