

Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand

T 3245

T 3245

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 978-3-8167-8424-1

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

27. Mai 2010
. Ausfertigung

Schlussbericht

<u>Auftraggeber</u>	Deutsches Institut für Bautechnik Kolonnenstr. 30 L 10829 Berlin
<u>Förderkennzeichen</u>	ZP 52-5- 7.294-1342/09
<u>Vorhabensbezeichnung</u>	Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand
<u>Inhalt des Berichts</u>	Schlussbericht
<u>Laufzeit des Vorhabens</u>	01.11.2009 – 30.05.2010
<u>Zuwendungsempfänger</u>	TU Braunschweig Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Empelmann Beethovenstraße 52 38106 Braunschweig ☎ (05 31) 3 91-54 13; Fax -81 79 E-Mail: massivbau@ibmb.tu-bs.de
<u>Bearbeiter</u>	Dipl.-Ing. Christoph Sender ☎ (05 31) 3 91-55 06; Fax -81 79 E-Mail: c.sender@ibmb.tu-bs.de

Der Bericht umfasst 55 Seiten und 30 Anlageseiten.

Indexseite

Index	Seite	Änderung	Datum	Bearbeiter

Inhaltsverzeichnis

Seite

1	Einleitung	5
2	Ziel und Abgrenzung des Forschungsvorhabens.....	5
3	Begriffsdefinitionen.....	6
3.1	Vorspannung mit nachträglichem / sofortigen Verbund.....	6
3.2	Teilweise Vorspannung	7
3.3	Reiberermüdung	7
3.4	Dauerschwingfestigkeit.....	10
4	Stand der Forschung.....	11
4.1	Allgemeines	11
4.2	Vorspannung mit nachträglichen Verbund	11
4.2.1	Kleinmodellversuche	11
4.2.2	Großmodellversuche.....	15
4.3	Vorspannung mit sofortigen Verbund	31
4.3.1	Abeles / Venuti	31
4.3.2	Bökamp	31
4.3.3	Muller / Dux	33
4.3.4	Heller	34
5	Zusammenfassung zum Stand der Forschung und Einflussgrößen	36
5.1	Zusammenfassung zum Stand der Forschung.....	36
5.2	Einflussgrößen auf die Dauerschwingfestigkeit.....	37
5.2.1	Einflussgrößen bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund	37
5.2.2	Einflussgrößen bei Vorspannung mit sofortigem Verbund	38
5.3	Datenbank mit durchgeführten Untersuchungen.....	39
5.4	Auswertung der Datenbank hinsichtlich untersuchter Einflussparameter	40
6	Auswertung und Beurteilung der vorliegenden Versuchsergebnisse hinsichtlich derzeitiger Normung	42
6.1	Vorspannung mit nachträglichem Verbund	42
6.2	Vorspannung mit sofortigem Verbund	44

7	Einbau- und Anwendungssituationen.....	48
8	Zusammenfassung und Ausblick	49
9	Unterschriften	51
10	Literatur	52
	Anhang A.....	1
1	Datenbank.....	1
1.1	Datenbank – nachträglicher Verbund – Kleinmodellversuche	2
1.2	Datenbank – nachträglicher Verbund – Großmodellversuche	6
1.3	Datenbank – sofortiger Verbund	12
	Anhang B.....	17
2	Normentechnische Regelungen und Vorschriften.....	17
2.1	DIN 1045-1 (2008-08).....	17
2.2	DIN EN 1992-1-1 (EC 2).....	23
2.3	DIN FB 102 (2009-03)	26

1 Einleitung

Tragende Bauteile, die Spannungsänderungen unter nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen unterworfen sind, sind gegen Ermüdung zu bemessen. Hierzu werden dem entwerfenden Ingenieur in der derzeitigen DIN 1045-1 [22] verschiedene Nachweisverfahren (vereinfachter Nachweis, expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis, Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten) angegeben. Der Nachweis gegen Ermüdung gilt als erbracht, wenn die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite auf der Einwirkungsseite (zusammen mit den Teilsicherheitsbeiwerten) kleiner als die Spannungsschwingbreite für die betreffende Lastzyklenzahl aus der Wöhlerlinie (dividiert durch einen Teilsicherheitsbeiwert) ist. In Tabelle 17 der DIN 1045-1 [22] sind die Parameter der Wöhlerlinien für Spannstahl angegeben und gelten für den eingebauten Zustand im sofortigen und nachträglichen Verbund.

2 Ziel und Abgrenzung des Forschungsvorhabens

Die Berechnung der Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand gewinnt z. B. im Rahmen zunehmender Verkehrsbeanspruchungen, einer längeren Lebensdauer von Bauwerken, aber auch durch die Verwendung von innovativen und hochfesten Baustoffen zunehmend an Bedeutung. Letzteres führt u. a. zu schlankeren, höher dynamisch beanspruchten Bauwerken und Bauteilen mit beträchtlichen Spannungsänderungen im Spannstahl.

Das Ziel des Forschungsvorhabens ist es, einen Sachstandsbericht zur Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand zu erstellen, wobei auch Spannglieder im sofortigen Verbund betrachtet werden sollen.

Hierzu werden zunächst die bisher durchgeführten Versuche zur Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand gesichtet, im Hinblick auf die versagensrelevanten Parameter ausgewertet und in einer Datenbank zusammengestellt.

Aus den Einflussgrößen zur Thematik des Forschungsvorhabens leitet sich eine Auswertung der Versuchsergebnisse und Einordnung in die derzeit vorhandenen Angaben der Normen und Vorschriften ab, wobei insbesondere die Angaben der nationalen Normung (DIN 1045-1) berücksichtigt werden.

Falls es die gesichteten Unterlagen ermöglichen, soll eine Bewertung der Parameter der Wöhlerlinien – insbesondere für Spannglieder im sofortigen Verbund – und eine Empfehlung hinsichtlich der Prüfanordnungen für zukünftige Zulassungsversuche vorgenommen werden.

In dem hier durchgeführten Forschungsvorhaben erfolgt eine Abgrenzung der Untersuchungen hinsichtlich der Vorspannart und der Betrachtung von Ermüdungserscheinungen einzelner Elemente der Vorspannung. In Bezug auf die Vorspannart wird die Vorspannung mit nachträglichem bzw. sofortigem Verbund berücksichtigt.

Die externe Vorspannung oder Spannglieder ohne Verbund werden bei den Untersuchungen nicht berücksichtigt.

Im Weiteren erfolgt auch keine Untersuchung von Ermüdungserscheinungen von Koppel- oder Ankerstellen sowie der Verankerungsbereiche bei Verwendung von Vorspannung mit sofortigem Verbund.

3 Begriffsdefinitionen

3.1 Vorspannung mit nachträglichem / sofortigen Verbund

Als Vorspannung mit nachträglichem Verbund wird eine Vorspannung bezeichnet, die nach dem Erhärten des Betons auf den Betonquerschnitt aufgebracht wird. Hierbei werden die Spannglieder in zuvor einbetonierte und in der Regel gekrümmt geführte Hüllrohre aus Stahl oder Kunststoff eingelegt und nach ausreichender Erhärtung des Betonquerschnitts gegen den Beton vorgespannt. Anschließend werden die Hüllrohre mit Zementmörtel verpresst, wodurch zum einen der Verbund zwischen Spanngliedern und Beton und zum anderen der Korrosionsschutz durch den alkalischen Zementmörtel hergestellt wird.

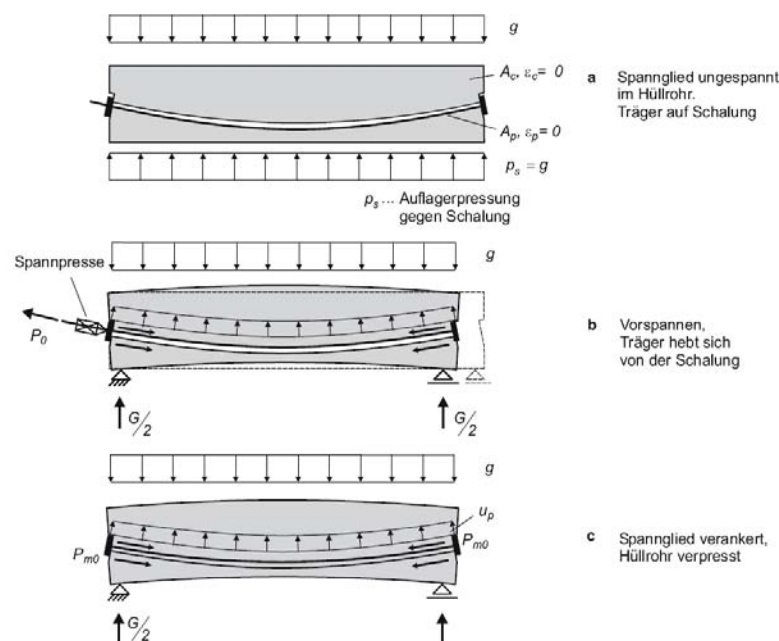


Bild 3-1: Prinzip der Vorspannung mit nachträglichem Verbund (aus: [65])

Die Vorspannung mit sofortigem Verbund setzt ein Spannbett voraus, wie es z. B. in Fertigteilwerken vorhanden ist. Im Gegensatz zur Vorspannung mit nachträglichem Verbund werden bei der Vorspannung mit sofortigem Verbund die Spannglieder vor der Betonage des Querschnitts gegen Widerlager vorgespannt, anschließend wird die Betonstahlbewehrung eingebaut und das Bauteil betoniert. Nach ausreichender Erhärtung des Betons wird die Verankerung der Spannglieder an den Widerlagern gelöst und die Vorspannung wird über Verbundkräfte auf den Betonquerschnitt übertragen. Die Spanngliedführung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund wird üblicherweise geradlinig geführt. Eine polygonale Spanngliedführung ist prinzipiell über einbetonierte und während des Vorspannvorgangs an der Schalung verankerte Umlenkstellen möglich; allerdings mit hohem Aufwand verbunden.

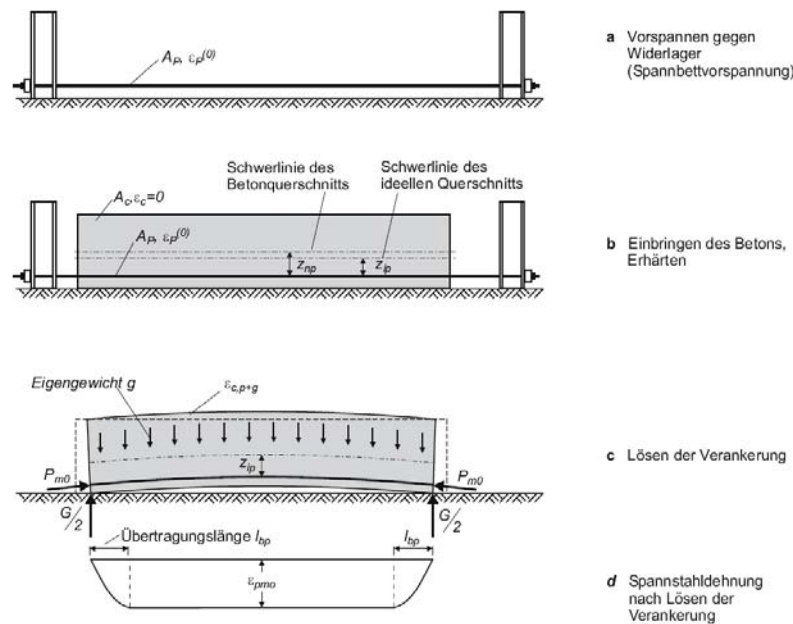


Bild 3-2: Prinzip der Vorspannung mit sofortigem Verbund (aus: [65])

3.2 Teilweise Vorspannung

Der Begriff der „teilweisen Vorspannung“ wird in zahlreichen Veröffentlichungen zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern im Kontext des Forschungsvorhabens erwähnt, weshalb er hier der Vollständigkeit halber aufgeführt und kurz erläutert werden soll.

Die „teilweise Vorspannung“ bezeichnete in den Vorgängernormen zur DIN 1045-1 einen Spannungszustand, bei dem unter definierten Einwirkungskombinationen Zugspannungen im Querschnitt zugelassen wurden. Mit Einführung der DIN 1045-1:2001 [30] entfällt der Begriff der „teilweisen Vorspannung“ und wird sinngemäß durch den Dekompressions- und Rissbreitennachweis ersetzt (Kap. 11.2 der DIN 1045-1:2008 [22]), bei dem unter definierten Einwirkungskombinationen die Dekompression, bzw. die Rissbreitenbegrenzung nachgewiesen werden muss.

Somit bezeichnen hier aufgeführte Untersuchungen, die sich mit der „teilweisen Vorspannung“ befassen, lediglich Bauteile, bei denen Zugspannungen und begrenzte Rissbildungen unter definierten Einwirkungskombinationen zugelassen werden.

3.3 Reibermüdung

Der Begriff „Reibermüdung“ bezeichnet das Phänomen, dass die Ermüdungsfestigkeit der freien Spannstahlprobe durch die Berührung metallischer Reibpartner und unter gleichzeitiger Wirkung der Parameter „Reibweg“ und „Anpresskraft“ reduziert wird.

Bei der Reibermüdung wird unterschieden zwischen Reibermüdung durch den Verschleiß durch Korrosion unter gleichzeitiger mechanischer Beanspruchung (fretting corrosion) und der Minderung der Dauerhaltbarkeit durch Materialermüdung (fretting fatigue). Durch die Reibermüdung kommt es zu Anrissen des Spannstahls, dessen Restquerschnitt dann im Laufe der dynamischen Beanspruchung schlagartig versagt. Die Wirkungsweise der Reibermüdung wird durch eine Vielzahl von Einflussfaktoren bestimmt (Bild 3-3).

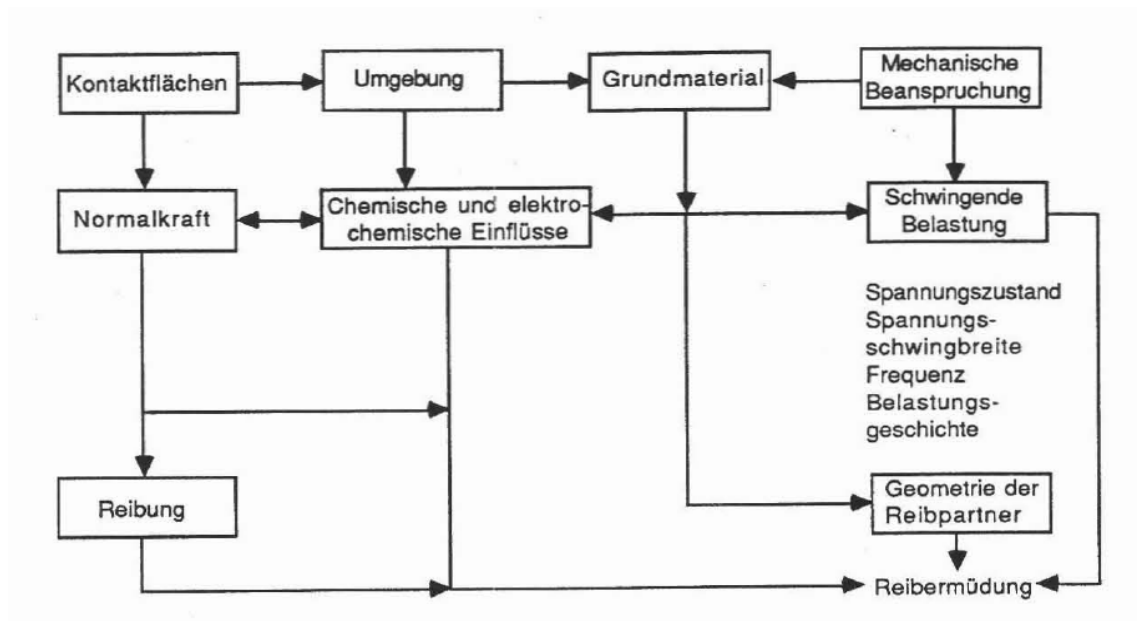
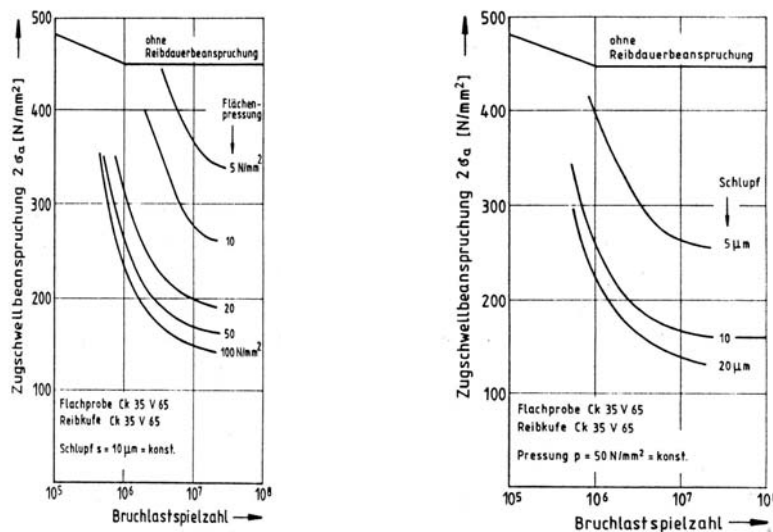


Bild 3-3: Zusammenhang zwischen den einzelnen Einflussfaktoren zur Reibermüdung [52]

Nach Abel [1] et. al. sind in teilweise vorgespannten Bauteilen mit gekrümmter Spanngliedführung und nachträglichem Verbund folgende Parameter maßgebend für die Reibermüdung:

- die Art der Reibpartner
- die auf die Reibpartner wirkende Querpressung
- der Reibweg
- die Reibungskraft
- das Spannungsniveau
- die Spannungsamplitude
- die Belastungsfrequenz
- die Belastungsgeschichte
- die Umweltbedingungen

Erkenntnisse aus dem Maschinenbau zeigen, dass insbesondere die Querpressung eine maßgebende Rolle bei der Reibermüdung von Spanngliedern spielt. Funk [33] konnte anhand grundlegender Versuche mit flachen Stahlproben den Einfluss einer Querpressung auf die Reibermüdung untersuchen (Bild 3-4).



a)

b)

Bild 3-4: Einfluss einer Reibdauerbeanspruchung aus konstanten Schlupf und variabler Flächenpressung (a) und konstanter Pressung und variablem Schlupf (b) auf die Ermüdungsfestigkeit des Vergütungsstahls Ck 35 (nach [19]/[33])

Eine qualitative Übersicht über die Beanspruchung gekrümmter Spannglieder mit nachträglichem Verbund an kreuzenden Rissen ist Bild 3-5 zu entnehmen.

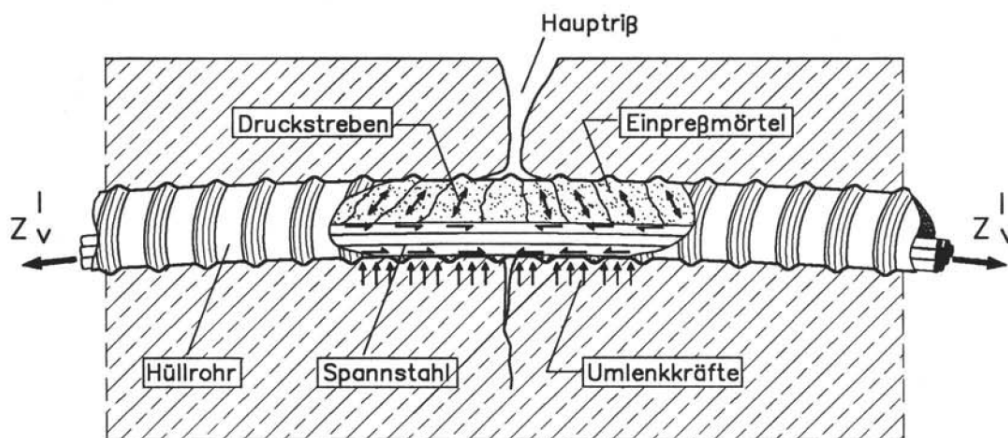


Bild 3-5: Beanspruchung gekrümmter Spannglieder an kreuzenden Rissen [61]

Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund und gerader Spanngliedführung (Regelfall in der Praxis) entfallen die bei nachträglichem Verbund durch die Verwendung von Stahlhüllrohren vorliegenden metallischen Reibpartner. Allerdings könnte der Einfluss der Reibung in auftretenden Rissbereichen (z. B. bei Hochleistungsbetonen mit scharfkantigen Zuschlägen mit hoher Festigkeit und Rissen, die teilweise durch die Zuschläge hindurch gehen) einen ähnlichen Effekt haben.

Bei Vorspannung mit sofortigen Verbund mit polygonartiger Spanngliedführungen führt der Einbau der erforderlichen Umlenkestellen aus Stahl, sogenannten „hold-downs“, zur Schaffung von Stellen, an denen zwei metallische Reibpartner unter der Wirkung von Relativverschiebungen und hohen Anpresskräften bei dynamischen Beanspruchungen zusammentreffen.

Eine generelle Übersicht zur Ermüdung von Spannstahl in Spannbetonbauteilen und insbesondere zur Thematik der Reibermüdung bei teilweise vorgespannten Trägern wurde von Cordes erstellt und ist in Heft 370 [20] zusammengefasst.

3.4 Dauerschwingfestigkeit

Nach [1] bezeichnet die Dauerschwingfestigkeit die Höhe der Beanspruchung, die theoretisch unendlich oft aufgebracht werden kann, ohne zum Versagen eines Baustoffes zu führen. Nach DIN 50100 [25] und DIN 488 [24] wird als Dauerschwingfestigkeit des Beton- und Spannstahls die Spannungsschwingbreite definiert, die bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln ohne Bruch ertragen werden kann.

Die Dauerschwingfestigkeit wird üblicherweise über eine Wöhlerlinie in doppeltlogarithmischem Maßstab dargestellt (Bild 3-6). Die Wöhlerlinie ist gekennzeichnet durch zwei Linien mit unterschiedlicher Neigung (k_1 und k_2). Der Knick im Verlauf der Wöhlerlinie wird in den neuen Regelwerken bei $N^* = 1 \times 10^6$ festgelegt.

$$\log N = A_i - k_i \cdot \log \Delta \sigma$$

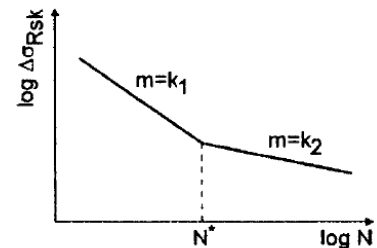


Bild 3-6: Verlauf der Wöhlerlinie in allgemeiner Form [1]

4 Stand der Forschung

4.1 Allgemeines

Bei der zu bearbeitende Thematik dieses Forschungsvorhabens wird aufgrund der Differenzierung in Abschnitt 3 zwischen vorgespannten Bauteilen mit nachträglichem Verbund und vorgespannten Bauteilen mit sofortigem Verbund differenziert.

4.2 Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Der derzeitige Kenntnisstand zum **nachträglichem Verbund** von vorgespannten Spannbetonträgern basiert im wesentlichen auf Arbeiten aus dem europäischen Bereich von Abel [1], Böckamp [7], Cordes [19], Hegger [36], Koch [40], Müller [47], Thürlimann [55], Oertle [51], Eskola [32] und Voß [63].

Die durchgeführten Untersuchungen umfassen zum einen Kleinmodellversuche und zum anderen Großmodellversuche an praxisnahen Biegebauteilen. Hierfür wurden in den einzelnen Untersuchungsprogrammen unterschiedliche Versuchskonfigurationen gewählt.

4.2.1 Kleinmodellversuche

4.2.1.1 Cordes / Lapp-Emden

In den Kleinmodellversuchen von Cordes/Lapp-Emden [16], [17], [18] wurde ein Prüfverfahren für gerade Spannstahlproben ohne Verbund gewählt, um die Parameter Anpressdruck und Reibweg unter einer zyklischen Beanspruchung zu untersuchen. Die Spannstähle waren hierbei nicht in eine Betonmatrix eingebaut. Die Versuchsparameter wurden so gewählt, dass sie den Verhältnissen eines gekrümmt verlegten Spanngliedes entsprachen (Bild 4-1).

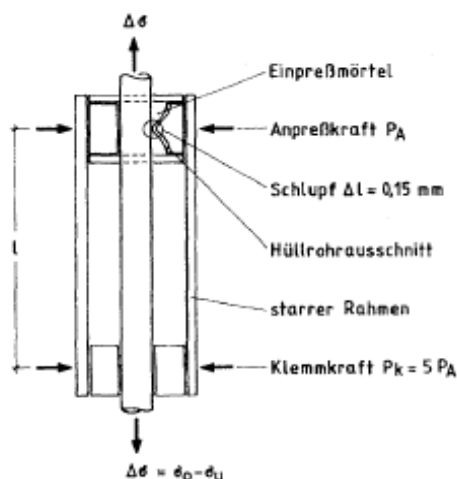


Bild 4-1: Versuchsaufbau der Kleinmodellversuche von Cordes/Lapp-Emden [18]

Die Versuche wurden mit unterschiedlichen Spannstählen durchgeführt. Im Einzelnen wurden

- vergütete Spannstähle St 1420/1570; $d_z = 12,2 \text{ mm}$; rund glatt
- kaltgezogene Spannstähle St 1470/1670; $d_z = 7,0 \text{ mm}$; rund glatt
- 7-drähtige Litzen St 1570/1770; $d_z = 15,3 \text{ mm}$

in den Versuchen geprüft.

In Bild 4-2 sind stellvertretend die Lastspielzahlen und dazugehörige Spannungsamplituden sowie die mittleren Wöhlerlinien für den glatten, vergüteten Spannstahl aufgetragen. Die frei schwingend geprüften Proben zeigen Neigungswinkel der Wöhlerlinie im Zeitfestigkeitsbereich ($N < 2 \times 10^6$) von 7,2. Liegt eine Reibdauerbeanspruchung und Querpressung vor, reduziert sich die Neigung auf 3,0. Die hier nicht dargestellten Litzen zeigen im frei schwingenden Versuch eine Neigung von 4,3 und im Reibdauerversuch eine Neigung von 2,3.

Die Werte der Dauerschwingfestigkeit (Lastspielzahl $N = 2 \times 10^6$) erreichen lediglich Werte von ca. 45% der frei schwingenden Proben bei vergüteten und kaltgezogenen Spannstählen sowie ca. 65% bei Litzen.

Das Versagen der Spannstahlproben ging im Wesentlichen von den Reibstellen zwischen Hüllrohrrippen und Spannstahlfläche aus. Für große Spannungsamplituden konnten Brüche vereinzelt auf freier Länge und nicht an den Reibstellen beobachtet werden. Eine Gegenüberstellung der Versuchswerte mit Versuchen von einbetonierten Spanngliedern (Großmodellversuche) erfolgt im Abschnitt „Großmodellversuche“ unter den Versuchen von Müller.

Cordes/Lapp-Emden weisen darauf hin, dass die Versuche weitestgehend unter praxisgerechten Bedingungen stattgefunden haben, die im Bauwerk langfristig ablaufenden Reibdauerbeanspruchungen und die zugehörigen Korrosionsmechanismen jedoch nicht ganz zutreffend durch den kurzzeitigen Wöhlerversuch mit der Zeitraffung auf zwei bis drei Tage erfasst werden können. Dieses betrifft auch die Beschränkung der Versuche auf max. 2 Millionen Lastwechsel.

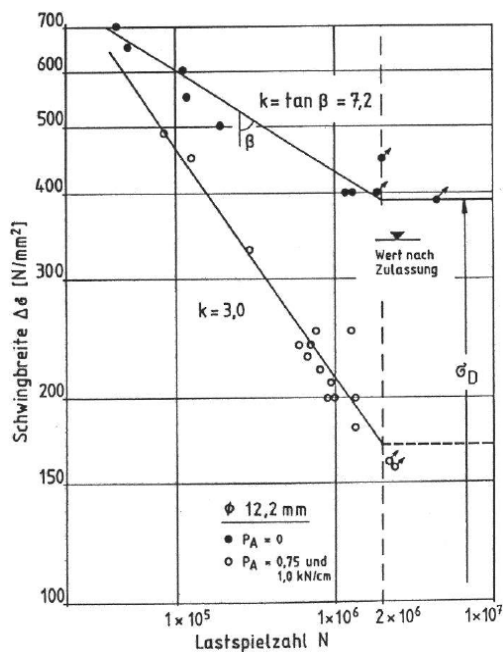


Bild 4-2: Wöhlerlinien für den vergüteten Spannstahl ohne ($P_A=0$) und mit Reibdauerbeanspruchung [18]

4.2.1.2 Müller

Auch Müller [47] führte Kleinbauteilversuche, ähnlich den Versuchen von Cordes/Lapp-Emden, durch. Hierbei wurde von Müller ein vergleichbarer Reibrahmen (Bild 4-3 a) gewählt und neben

Stahl- auch Kunststoffhüllrohre sowie unterschiedliche Spannstahlarten geprüft. Untersuchungsparameter in den Kleinmodellversuchen ohne Verbund waren:

- die Spannstahlart
- das Hüllrohrmaterial
- der Gleitweg zwischen Spannstahl und Hüllrohr
- die Anpresskraft des Spannstahls an das Hüllrohr
- der Einpressmörtel

Das Versuchsprogramm ist in Bild 4-3 b) dargestellt.

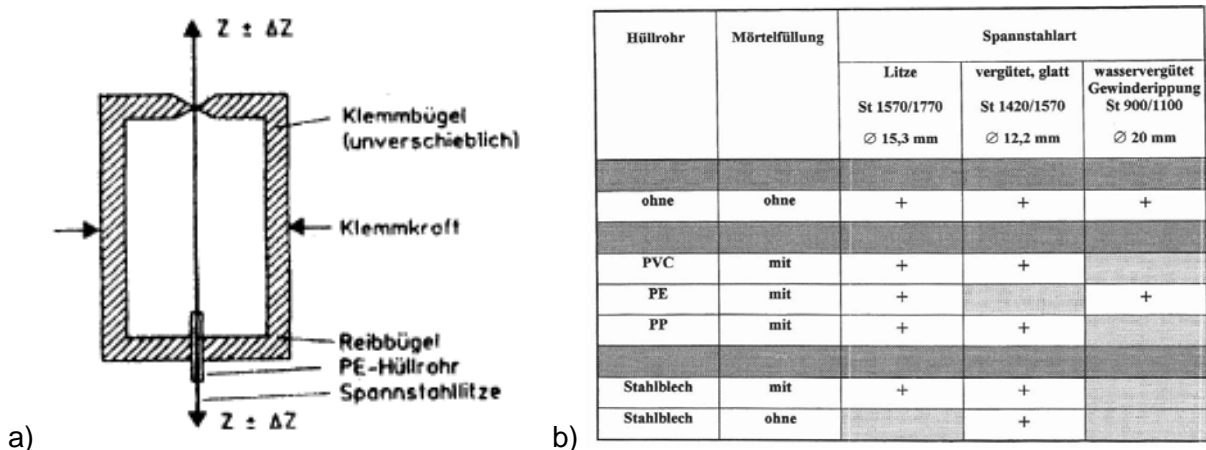


Bild 4-3: Versuchsaufbau (a) und Versuchsprogramm (b) der Kleinmodellversuche von Müller [47]

Ergebnisse der Untersuchungen mit unterschiedlichen Kunststoffhüllrohren (PVC, PE, PP) und Vergleichsbetrachtungen an Stahlhüllrohren zeigen, im Gegensatz zu den Untersuchungen von Oertle/Thürlimann/Esslinger [51], dass die Dauerschwingfestigkeit bei der Verwendung von Kunststoffhüllrohren gegenüber der Dauerschwingfestigkeit im freien Zustand etwa in gleichem Maße abgemindert wird wie bei der Verwendung von Stahlblechhüllrohren. Die erreichten mittleren Dauerschwingfestigkeiten sind Bild 4-4 zu entnehmen.

Hüllrohr	Mörtelfüllung	Spannstahlart		
		Litze St 1570/1770 Ø 15,3 mm	vergütet, glatt St 1420/1570 Ø 12,2 mm	wasservergütet Gewinderippung St 900/1100 Ø 20 mm
ohne	ohne	240	300	240
PVC	mit	160	210	
PE	mit	190		240
PP	mit	200	180	
Stahlblech	mit	175	155	
Stahlblech	ohne		300	

Bild 4-4: Dauerschwingfestigkeit der Spannstähle in verschiedenen Hüllrohren ($2\sigma_{A,2mio;50\%}$ in N/mm² für eine Oberspannung von $0,55 \cdot R_m$)

4.2.1.3 Oertle / Thürlimann / Esslinger

Weitere Kleinmodellversuche mit einem Versuchsaufbau, bei dem der zu untersuchende Spannstahl in eine Betonmatrix eingebaut war, wurden von Oertle / Thürlimann / Esslinger [51] durchgeführt. Bei dem gewählten Versuchsaufbau (Bild 4-5) enthielt der Versuchskörper ein eingebautes Stahldruckgelenk, mit dem der innere Hebelarm zwischen der Zug- und Druckresultierenden eindeutig festgelegt werden konnte. Es wurde keine die Sollrissstelle kreuzende Betonstahlbewehrung eingebaut.

In den Versuchen wurde die Spannungsschwingbreite in Abhängigkeit der vorhandenen, nicht gebrochenen Spannstahlfläche angepasst und die Versuche solange fortgeführt, bis der Bruch von drei Spanngliedern festgestellt werden konnte. Die Unterspannung der Spannungsschwingbreite wurde oberhalb der Dekompressionslast gewählt, damit der Betonriss während der Belastung geöffnet blieb und eine eindeutige Bestimmung der Schwingbreite möglich war.

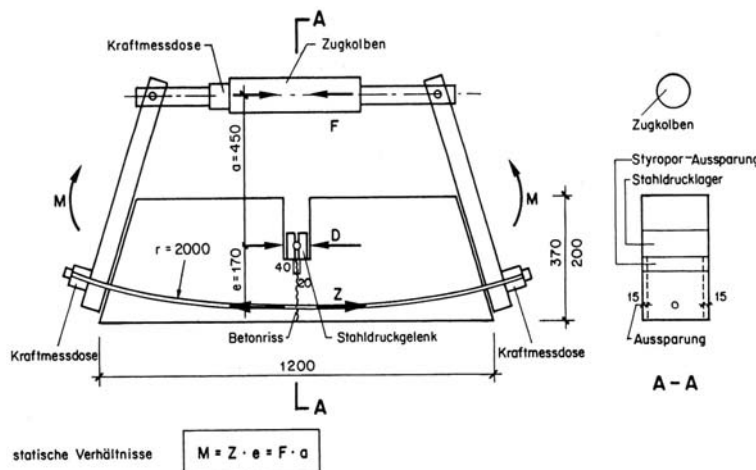


Bild 4-5: Versuchsaufbau der Kleinmodellversuche von Oertle/Thürlimann/Esslinger [51]

Die wesentlichen Parameter in den Versuchen waren:

- Vorspannsystem (Paralleldrähte und Litzen)
- Hüllrohrmaterial (Stahl und Kunststoff)
- Injektion (mit und ohne Injektion)
- Gruppenwirkung (Einzeldraht, Einzellitze und Spannglied mit 5 parallelen Einzeldrähten)

Die Untersuchungen zeigen, dass die Ermüdungsfestigkeit von Spannkabeln aus Litzen oder Paralleldrähten in entscheidendem Maße durch die Art des Hüllrohrmaterials mitbestimmt wird. Die Verwendung von Kunststoff anstelle von Stahl führt annähernd zu einer Verdopplung der erträglichen Spannungsschwingbreite. Ebenso führt eine Reduktion der zwischen Spanndraht und Hüllrohr herrschenden Querpressung zu einer erhöhten Ermüdungsfestigkeit. Dies kann durch eine Begrenzung der Spanngliedkrümmung und/oder durch eine günstige Formgebung der Wandung des Hüllrohres erreicht werden.

Bei Paralleldrähten mit Verwendung von Kunststoffhüllrohren trat das Versagen nicht wie bei den Versuchen mit Stahlhüllrohren an den Kontaktstellen zwischen Draht und Hüllrohr auf, sondern war regelmäßig eine zufällige Fehlstelle im Stahl oder eine Unregelmäßigkeit im umgebenden Injektionsgut.

Bei Litzen trat der Spanngliedbruch bei Verwendung von Stahlhüllrohren an den Kontaktstellen zwischen Spannglied und Hüllrohr auf. Bei Litzen mit injizierten Kunststoffhüllrohren ging das Versagen ohne Ausnahme von den Kontaktstellen zwischen Außen- und Zentraldraht der Litze aus. Bei fehlender Injektion wurde das Kunststoffhüllrohr infolge großer relativer Verschiebungen zwischen Spannglied und Hüllrohrwand völlig durchgerieben. Nachdem das Kunststoffhüllrohr durchgerieben war, ging das Versagen der Litze, trotz erheblicher Verschleißspuren an der Kontaktstelle zwischen dem Spannglied und dem umgebenden Beton, wiederum von den Kontaktstellen zwischen Außen- und Zentraldraht der Litze aus.

4.2.2 Großmodellversuche

4.2.2.1 Müller

Müller [47] führte Großbauteilversuche in 3-Punkt-Biegeversuchen an vorgespannten Balken mit Spannstahl aus derselben Fertigung, wie er bei den bereits erwähnten Kleinmodellversuchen von Cordes/Lapp-Emden [16], [17] verwendet wurde, durch, um einen direkten Vergleich der Prüfergebnisse bei unterschiedlicher Versuchsanordnung zu ermöglichen. Die dynamischen Ober- und Unterlasten des Versuchs lagen beide oberhalb des Dekompressionsniveaus, so dass eine eindeutige Bestimmung der Schwingbreite möglich war (Bild 4-6).

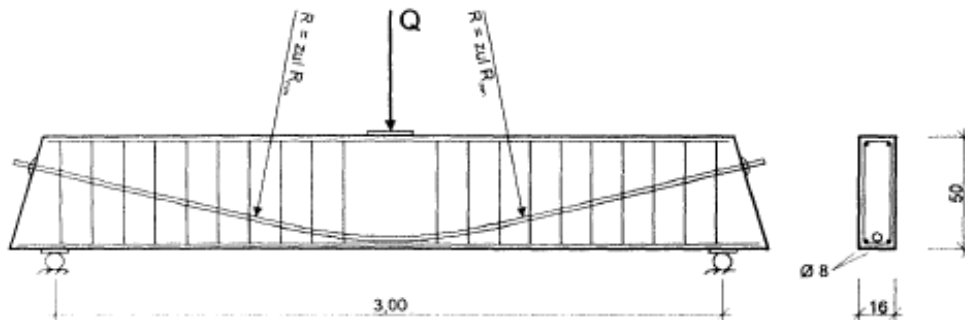


Bild 4-6: Versuchsaufbau Müller [47]

Mit dem durchgeführten Versuchsprogramm sollten folgende Einflüsse auf die Dauerschwingfestigkeit der Spannglieder erfasst werden:

- Reibung der Spannstähle im Einpressmörtel, am Hüllrohr oder an Nachbarstäben
- Querpressung im Bereich von Krümmungen
- Scherbeanspruchung an der Spannstahloberfläche infolge Verbundwirkung

Die Prüfung erfolgte an Rechteckbalken mit drei Meter Stützweite und folgenden Spanngliedern mit nachträglichem Verbund:

- Einzelspannglied aus geripptem Gewindespannstahl St 1080/1230, $d_z=26,5$ mm
- Bündelspannglied aus drei glatten vergüteten Drähten St 1420/1570, $d_z=12,2$ mm
- Bündelspannglied aus drei Litzen St 1570/1770, $d_z=15,3$ mm

Die Ergebnisse der Untersuchung hinsichtlich der Dauerschwingfestigkeit einzelner Spannglieder sind im nachfolgenden Bild 4-7 dargestellt.

Spannstahl	Dauerschwingfestigkeit [N/mm ²] (Mittelwerte)			zul 2σ _{A,2Hio} im Bauwerk (DIN 4227/2)
	laut Zulassung	am Versuchsmaterial frei, gerade	einbetoniert, gekrümmt	
warm gewalzter Gewindestahl gerippt, Ø 26,5 mm	250	270 (100%)	200 (75%)	100
vergüteter Spannstahl glatt, 3 Ø 12,2 mm	340	400 (100%)	175 (45%)	136
gezogene Litze glatt, 3 Ø 15,3 mm	260	225 (100%)	150 (65%)	104

Bild 4-7: In den Versuchen von Müller ermittelte Dauerschwingfestigkeiten

Der Einfluss der Reibbeanspruchung wird in Spalte 3 und 4 von Bild 4-7 deutlich und zeigt, dass die Abminderung durch die Prüfung im einbetonierten Zustand beim Gewindestahl am kleinsten und bei glatten Drähten am größten ist. Bei den Spannbetonlitzen tritt auch bei der Prüfung in freiem Zustand an den Berührungslinien der Einzeldrähte eine, wenn auch geringere, Reibbeanspruchung auf. Die Abminderung bei der Prüfung im einbetonierten Zustand ist deshalb kleiner als bei glatten Einzeldrähten. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass keine proportionale Abminderung der Dauerschwingfestigkeit des eingebauten Spannstahls von den bei den Zulassungsversuchen ermittelten Werten möglich ist.

Darüber hinaus wurde festgestellt, dass bei Prüfungen freier Proben mit Reibeinfluss einige Gegebenheiten der Praxis nicht erfasst werden, z. B.:

- zentrische Belastung der Proben, während im Bauwerk Biegebeanspruchungen vorliegen,
- die normal zur Spannstahloberfläche aufzubringende Druckkraft kann nur ungefähr abgeschätzt werden,
- Abmessungen der Reibflächen sind nicht bekannt,
- Verbundwirkung des Spannstahls wird nicht erfasst,
- der Reibweg des Spannstahls im Hüllrohr kann nur ungefähr abgeschätzt werden.

Müller vergleicht und diskutiert verschiedene Prüfmethode zur Ermittlung der Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern und kommt zum Ergebnis, dass die Prüfung freier Spannglieder ohne Reibeinfluss keinen Aufschluss über die Dauerschwingfestigkeit des Spannstahls im Bauwerk gibt (Methode 1). Die Prüfung freier Proben mit Reibeinfluss eignet sich gut für erste Grundsatzuntersuchungen, da die wesentlichen Parameter leicht vorgegeben werden können (Methode 2). Die Prüfung einbetonierter Spannglieder liefert Ergebnisse mit direktem Bezug zur Praxis, hierzu sind jedoch auch Langzeiteinflüsse zu untersuchen (Methode 3).

4.2.2.2 Bökamp

Bökamp [7] führte Dauerschwingversuche an nachträglich vorgespannten Plattenbalkenquerschnitten mit teilweise vorgespannten und gekrümmten Spanngliedern unter einer Einzellast durch. Die Versuchskörper waren vergleichbar zu den Versuchkörpern von Müller, enthielten jedoch eine verstärkte Betondruckzone indem der Querschnitt als Plattenbalkenquerschnitt ausgeführt worden war (Bild 4-8). Schwerpunkt der Untersuchungen war die Erfassung der Wechselwirkung zwischen dynamischer Beanspruchung und künstlicher Bewitterung der Träger in Ruhepausen bei geöffneten Rissen (Bild 4-9). Die dynamische Belastung der Träger

erfolgte oberhalb des Dekompressionsniveaus mit einer gleichbleibenden Ober- und Unterlast bis zum endgültigen Versagen des Trägers.

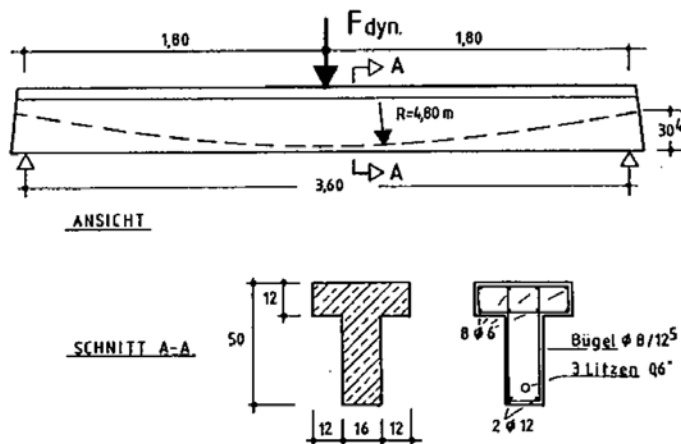


Bild 4-8: Versuchsaufbau von Bökamp [7]

Das Versuchsprogramm und eine exemplarische Belastungsgeschichte eines Versuchsbalkens ist in Bild 4-9 dargestellt.

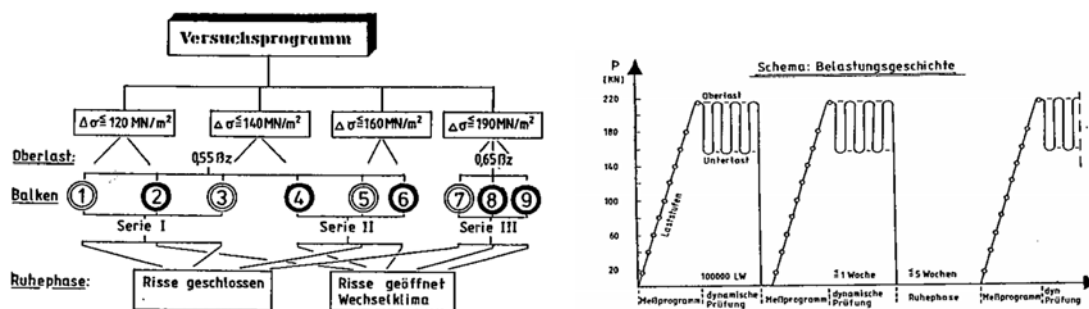


Bild 4-9: Versuchsprogramm und exemplarische Belastungsgeschichte von Bökamp [7].

Zusätzlich zu den Dauerschwingversuchen wurden von Bökamp Zusatzversuche zur Sicherung der Dauerhaftigkeit der Hüllrohre durchgeführt, auf die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht näher eingegangen werden soll.

Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass die künstliche Bewitterung der Versuchskörper zu zeitlich später eintretenden Ermüdungsbrüchen führte. Eine Prüfung unter trockenen Randbedingungen stellte sich als maßgebend für die Ermittlung der ertragbaren Schwingbreite heraus.

Der Versagensort der Spannglieder konnte in der überwiegenden Mehrzahl der Versuche aufgrund einer punktförmig konzentrierten Reibdauerbeanspruchung an den Kontaktstellen zwischen Spannglied und Hüllrohr lokalisiert werden. Es erfolgte kein plötzliches Versagen von einzelnen Spanngliedern. Vielmehr trat eine Verlagerung der Reibdauerbeanspruchung in benachbarte Trägerbereiche auf.

Von Bökamp wird in Anlehnung an den Model Code 90 eine bilineare $\log\Delta\sigma/\log\Delta N$ -Beziehung vorgeschlagen. Sie ist gekennzeichnet durch eine zulässige Schwingbreite von $\Delta\sigma=120\text{N/mm}^2$ bei 1×10^6 Lastwechseln und einer Steigung von $k=3,0$ für $N < 10^6$ und $k=7,0$ für $N > 10^6$ Last-

wechsel. Der Bemessungsvorschlag für Litzenspannglieder wird durch folgende Gleichungen beschrieben:

$$\log N = 12,25 - 3,0 \cdot \log \Delta\sigma \quad \text{für } 10^5 \leq N \leq 10^6 \quad \text{und} \quad (\text{Gl. 4-1})$$

$$\log N = 20,50 - 7,0 \cdot \log \Delta\sigma \quad \text{für } 10^6 \leq N \leq 10^8 \quad (\text{Gl. 4-2})$$

4.2.2.3 Abel

Abel [1] führte Untersuchungen zum Einfluss der Hüllrohrart (Bandstahl- bzw. Kunststoffhüllrohr) auf die Reiberermüdung glatter Spanndrähte und zur Dauerhaftigkeit von Kunststoffhüllrohren gegenüber Rissbildung durch. Der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung entsprachen weitestgehend den Versuchen von Bökamp [7]. Das Ermüdungsverhalten des Systems Spannglied - Einpressmörtel - Hüllrohr wurde mit den Balkenversuchen und verschiedenen Hüllrohrtypen aus Stahlblech, Kunststoffwellrohren aus Polyethylen, wie sie im Erd- und Felsankerbau üblich sind, und speziell für den Spannbeton gefertigten Hüllrohren aus Polypropylen untersucht (Bild 4-10). Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag in der Betrachtung von Kunststoffhüllrohren bei der nachträglichen teilweisen Vorspannung. Bei allen durchgeführten Versuchen wurde versuchstechnisch nur eine geringe Querpressung berücksichtigt.

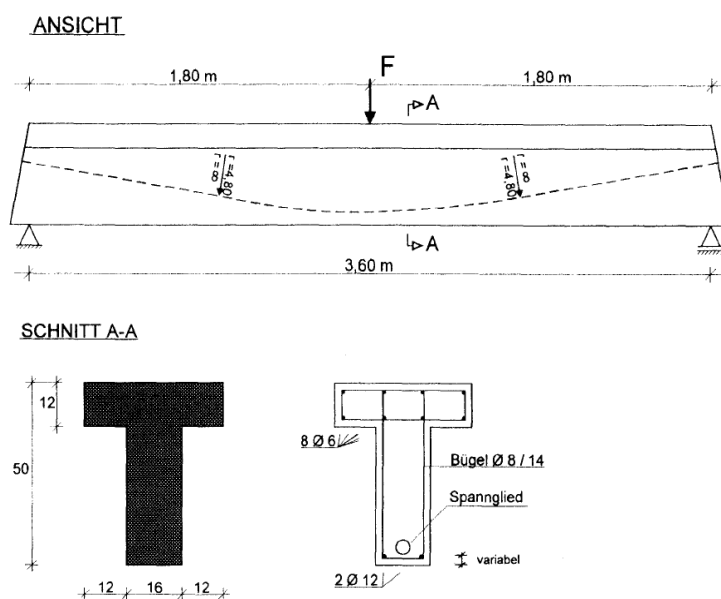


Bild 4-10: Versuchsaufbau von Abel [1]

Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen für glatte Spanndrähte und Hüllrohre aus Bandstahl eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Bökamp. Zusätzlich wird aus den Versuchen ersichtlich, dass auch bei kleineren Spannungsamplituden ($\Delta\sigma=100\text{N/mm}^2$) oberhalb von Lastspielzahlen $N=5 \cdot 10^6$ noch Ermüdungsbrüche plötzlich und ohne eine Vorankündigung innerhalb weniger Lastwechsel auftreten können.

Von Abel wird für Spanndrähte und Litzenspannglieder in Hüllrohren aus Bandstahl in Anlehnung an den Model Code 90 und EC2 eine bilineare $\log \Delta\sigma / \log \Delta N$ -Beziehung vorgeschlagen. Sie ist gekennzeichnet durch eine zulässige Schwingbreite von $\Delta\sigma=50\text{ N/mm}^2$ bei $N=1 \times 10^8$ Lastwechseln und einer zulässigen Schwingbreite von $\Delta\sigma=120\text{ N/mm}^2$ bei $N=1 \times 10^6$ Lastwechseln. Dieses entspricht einer Steigung der Wöhlerlinie von $k=3,0$ für $N < 10^6$ und $k=5,0$ für $N > 10^6$ Lastwechsel und wird durch folgende Gleichungen beschrieben:

$$\log N = 12,24 - 3,0 \cdot \log \Delta \sigma \quad \text{für } 10^5 \leq N \leq 10^6 \quad \text{und} \quad (\text{Gl. 4-3})$$

$$\log N = 16,40 - 5,0 \cdot \log \Delta \sigma \quad \text{für } 10^6 \leq N \leq 10^8 \quad (\text{Gl. 4-4})$$

Die Untersuchungen an Kunststoffhüllrohren zeigten, dass die Höhe der Querpressung der Spannglieder untereinander der maßgebende Faktor für die Ermüdungsfestigkeit ist. Sämtliche Ermüdungsbrüche gingen von den Kontaktstellen zu Nachbardrähten aus und führten kurz nach dem ersten Drahtbruch zu einem plötzlichen Gesamtversagen der Prüfkörper.

Die ertragbaren Lastspielzahlen bei Verwendung von Kunststoffhüllrohren waren bei großen Spannungsamplituden nur unerheblich größer als bei Verwendung von Hüllrohren aus Bandstahl. Bei kleinen Spannungsamplituden waren hingegen die ertragbaren Spannungsamplituden bei Verwendung von Kunststoffhüllrohren deutlich größer als bei Hüllrohren aus Bandstahl. Der Einsatz von großen Spanngliedern mit entsprechend hohen Querpressungen führt zu einer Angleichung des Ermüdungsverhaltens von Spanngliedern in Kunststoffhüllrohren an das von Spanngliedern in Stahlhüllrohren, da die Reibbeanspruchung der Litzenlagen untereinander maßgebend wird (Bild 4-11). In den durchgeführten Versuchen wurde allerdings lediglich eine geringe Querpressung berücksichtigt.

An den Berührstellen von Drähten untereinander bildeten sich unabhängig vom verwendeten Hüllrohr Reibkorrosionsspuren, die zu einer Herabsetzung der Ermüdungsfestigkeit beitragen. Abel vermutet, dass sich mit dem Bruch eines Drahtes ein Reibpartner ausgebildet, der die Ermüdungsfestigkeit von umliegenden Drähten maßgeblich bestimmt und somit zu einer Konzentration von Drahtbrüchen beitragen kann.

Von Abel wird für für Spanndrähte und Litzenpannglieder in Kunststoffhüllrohren eine Bemessungsempfehlung vorgeschlagen, die durch eine zulässige Schwingbreite von $\Delta\sigma=80 \text{ N/mm}^2$ bei $N=1 \times 10^8$ Lastwechseln und einer zulässigen Schwingbreite von $\Delta\sigma=140 \text{ N/mm}^2$ bei $N=1 \times 10^6$ Lastwechseln gekennzeichnet ist. Diese Steigung der Wöhlerlinie von $k=5,0$ für $N < 10^6$ und $k=9,0$ für $N > 10^6$ Lastwechsel entspricht der Empfehlung des Model Code 90 sowie des EC2, ist jedoch deutlich flacher als für Stahlhüllrohre und wird durch folgende Gleichungen beschrieben:

$$\log N = 16,73 - 5,0 \cdot \log \Delta \sigma \quad \text{für } 10^5 \leq N \leq 10^6 \quad \text{und} \quad (\text{Gl. 4-5})$$

$$\log N = 25,32 - 9,0 \cdot \log \Delta \sigma \quad \text{für } 10^6 \leq N \leq 10^8 \quad (\text{Gl. 4-6})$$

Die von Abel vorgeschlagenen Wöhlerlinien sind vergleichend in Bild 4-11 dargestellt.

Abel empfiehlt aufgrund der Unsicherheiten bei geringen Spannungsamplituden die Durchführung weiterer Balkenversuche im Bereich der Schwingbreiten von $\Delta\sigma=90-100 \text{ N/mm}^2$.

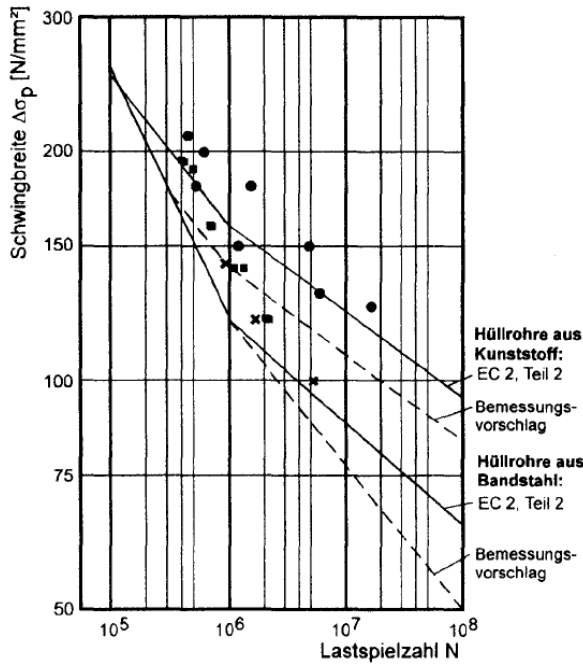


Bild 4-11: Vergleich der ertragbaren Schwingbreite bei Verwendung von Kunststoffhüllrohren mit Litzen und Drähten (●) sowie Hüllrohren aus Bandstahl mit Drähten Ø 7 mm (x) und Litzen (■) [7] mit verschiedenen Wöhlerlinien

4.2.2.4 Hegger / Neuser

Hegger und Neuser [36] führten im Anschluss an die Arbeiten von Bökamp [7] und Abel [1] Untersuchungen zur Reibermüdung von großen Spanngliedern bei teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen durch. In einer Versuchsreihe mit drei Balkenversuchen wurde insbesondere der Einfluss von großen Querpressungen, wie er bei Verwendung von Bündelspanngliedern auftritt, untersucht (Bild 4-12). Neben Stahlhüllrohren wurde ein Versuchskörper mit Kunststoffhüllrohren ausgeführt, um das Verhalten großer Querpressungen auch bei Verwendung von Kunststoffhüllrohren zu untersuchen (Bild 4-13). Als Spannglieder wurden in allen Versuchen Spannstahllitzen verwendet.

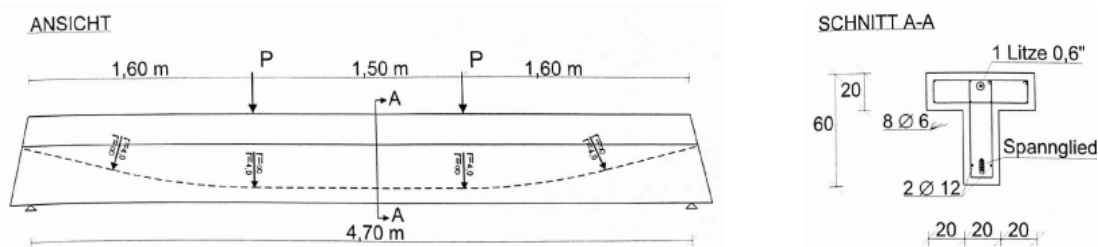


Bild 4-12: Versuchskörper von Hegger/Neuser [36]

Balken	Hüllrohrtyp	Oberlast P_o [kN]	Unterlast P_u [kN]	$\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]
21	Kunststoff	423,2	353,5	125
22	Stahl	416,5	347,8	125
23	Stahl	420	352,5	125
21a*	Kunststoff	450	353,5	185

* Erhöhung der Spannungsamplitude bei Balken 21 nach 28,6 Mio Lastwechseln

Bild 4-13: Versuchsprogramm von Hegger/Neuser [36]

Der von Hegger/Neuser aus den Versuchen abgeleitete Bemessungsvorschlag für Spannglieder in Kunststoffhüllrohren unter hohen Querpressungen wurde, unter Berücksichtigung der zuvor von Abel [1] durchgeführten Untersuchungen, wie folgt modifiziert:

$$\log N = 16,88 - 5,0 \cdot \log \Delta\sigma \quad \text{für } 10^5 \leq N \leq 10^6 \quad \text{und} \quad (\text{Gl. 4-7})$$

$$\log N = 27,76 - 10,0 \cdot \log \Delta\sigma \quad \text{für } 10^6 \leq N \leq 10^8 \quad (\text{Gl. 4-8})$$

Für 1×10^6 Lastwechsel wird eine zulässige Schwingbreite von $\Delta\sigma = 150 \text{ N/mm}^2$ empfohlen. Die für 2×10^8 Lastwechsel vorgeschlagene Schwingbreite beträgt $\Delta\sigma = 140 \text{ N/mm}^2$. Sie liegt damit zwischen den Werten aus dem EC2 für gekrümmt geführte Spannglieder mit nachträglichem Verbund und dem Bemessungsvorschlag von Abel [1].

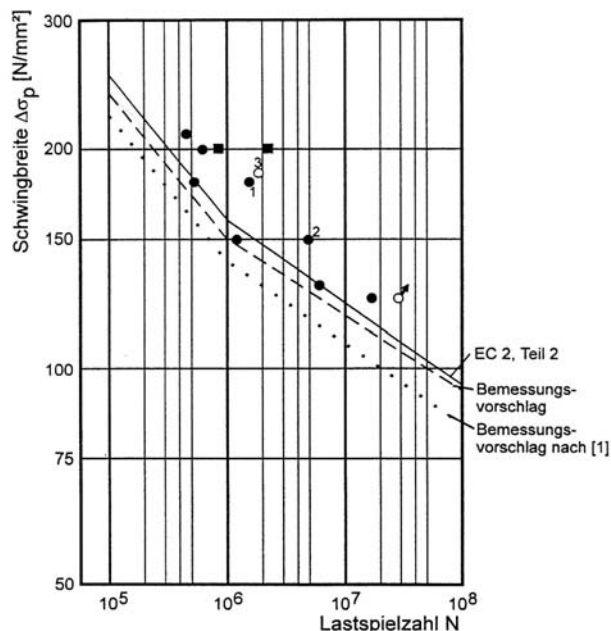


Bild 4-14: Vergleich der ertragbaren Schwingbreite bei Verwendung von Kunststoffhüllrohren der Versuche von Hegger/Neuser [36] (○), Abel [1] (●) und Eskola [32] (■) mit der Wöhlerlinie nach EC2, Teil 2 [26] dem Bemessungsvorschlag von Abel [1] und dem Bemessungsvorschlag von Hegger/Neuser [36]

Die Ergebnisse der ertragbaren Schwingbreite für Spannglieder in Stahlhüllrohren sind in Bild 4-15 dargestellt.

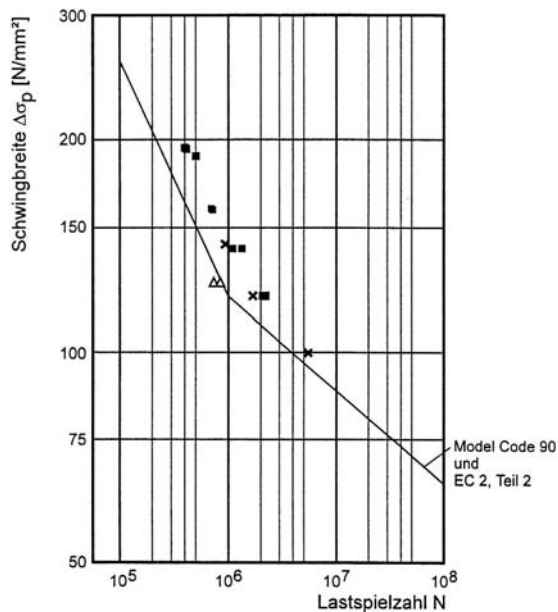


Bild 4-15: Vergleich der ertragbaren Schwingbreite nach Balkenversuchen mit hohen Querpressungen (Δ), glatten Drähten \varnothing 7 mm (x) [1] und mit Litzenspanngliedern (■) [16], [17] bei Verwendung von Hüllrohren aus Bandstahl mit Wöhlerlinien

Ein Vergleich mit anderen Balkenversuchen zeigt, dass die Versuche von Hegger/Neuser bei gleicher Spannungsamplitude eine kleinere Lastspielzahl aufweisen. Gründe hierfür sind zum einen die Hüllrohrbildung (ovale Hüllrohre mit mehr kritischen Kontakt- bzw. Reibstellen von Spannglied und Hüllrohr) sowie kleine Beulen im Hüllrohr durch den Verformungsvorgang sowie die höheren Querpressungen, die zu einer Abminderung der ertragbaren Schwingungsamplitude führen.

Trotz der etwas verminderten Dauerschwingfestigkeit wird von Hegger/Neuser für gekrümmt geführte Spannglieder in Stahlhüllrohren die in EC2, Teil 2 und Model Code 90 angegebene bilineare $\log\Delta\sigma/\log\Delta N$ -Beziehung mit den charakteristischen Werten von $\Delta\sigma=110$ N/mm² für $N=2 \times 10^6$ Lastwechsel und $\Delta\sigma=120$ N/mm² für $N=1 \times 10^6$ Lastwechsel angegeben. Dies entspricht einer Steigung von 7,0 für $N > 10^6$ Lastwechsel. Für $N < 10^6$ Lastwechsel wird in Anlehnung an den Model Code 90 eine Steigung von 3,0 festgelegt.

Die Bemessungsempfehlung von Hegger/Neuser, mit der auch die Versuche unter hohen Querpressungen und die Versuche von Abel und Bökamp erfasst werden, lautet:

$$\log N = 12,24 - 3,0 \cdot \log \Delta\sigma \quad \text{für } 10^5 \leq N \leq 10^6 \text{ und} \quad (\text{Gl. 4-9})$$

$$\log N = 20,57 - 7,0 \cdot \log \Delta\sigma \quad \text{für } 10^6 \leq N \leq 10^8 \quad (\text{Gl. 4-10})$$

4.2.2.5 Eskola

Eskola [32] führte weitere Großbauteilversuche durch, wobei der einzige Versuchsparameter die Hüllrohrart (Stahl- bzw. Kunststoffhüllrohr) war. Pro Hüllrohrart wurden zwei Versuche durchgeführt, um Unsicherheiten bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse ausschließen zu können. Die dynamischen Versuchslasten wurden oberhalb des Dekompressionsniveaus gewählt, um eindeutige Aussagen bei der Auswertung der Versuche zu erhalten (Bild 4-16 und Bild 4-17). In den Versuchen wurden Litzenspannglieder vom Typ VSL eingesetzt. Zusätzlich zur Spannstahlbewehrung wurde eine Biegezugbewehrung in Form von 4 Ø 26 mm entlang der Trägerunterseite eingebaut.

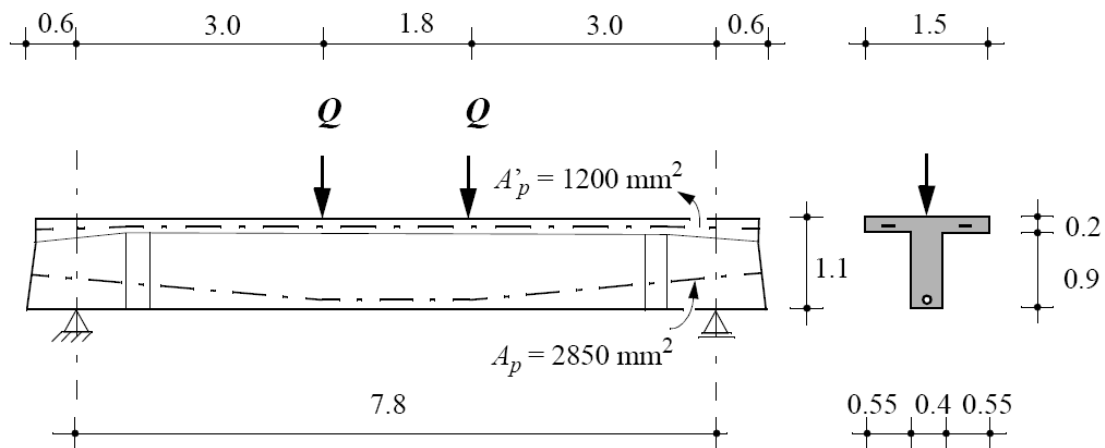


Bild 4-16: Versuchskörper von Eskola [32]

Träger	S200	S200-2	P200	P200-2
Hüllrohrmaterial	Stahl		Plastik	
$\Delta\sigma_p$ [MPa]	200	200	200	200
Q_{inf} [MN]	0.96	0.94	0.94	0.94
Q_{sup} [MN]	1.35	1.35	1.35	1.35

Bild 4-17: Versuchsprogramm von Eskola [32]

Die Untersuchungsergebnisse zeigten, dass die Versuchsträger mit Kunststoffhüllrohren wesentlich langlebiger sind als die Versuchsträger mit Stahlhüllrohren. Die Drahtbrüche konzentrierten sich bei den Trägern mit Stahlhüllrohren auf die oberste Litzenslage, d. h. an den Kontaktstellen zwischen Spannglied und Stahlhüllrohr, während die Drahtbrüche bei den Trägern mit Kunststoffhüllrohren über den gesamten Spanngliedquerschnitt verteilt waren und überwiegend an litzensinternen Kontaktstellen zu finden waren (Bild 4-18).

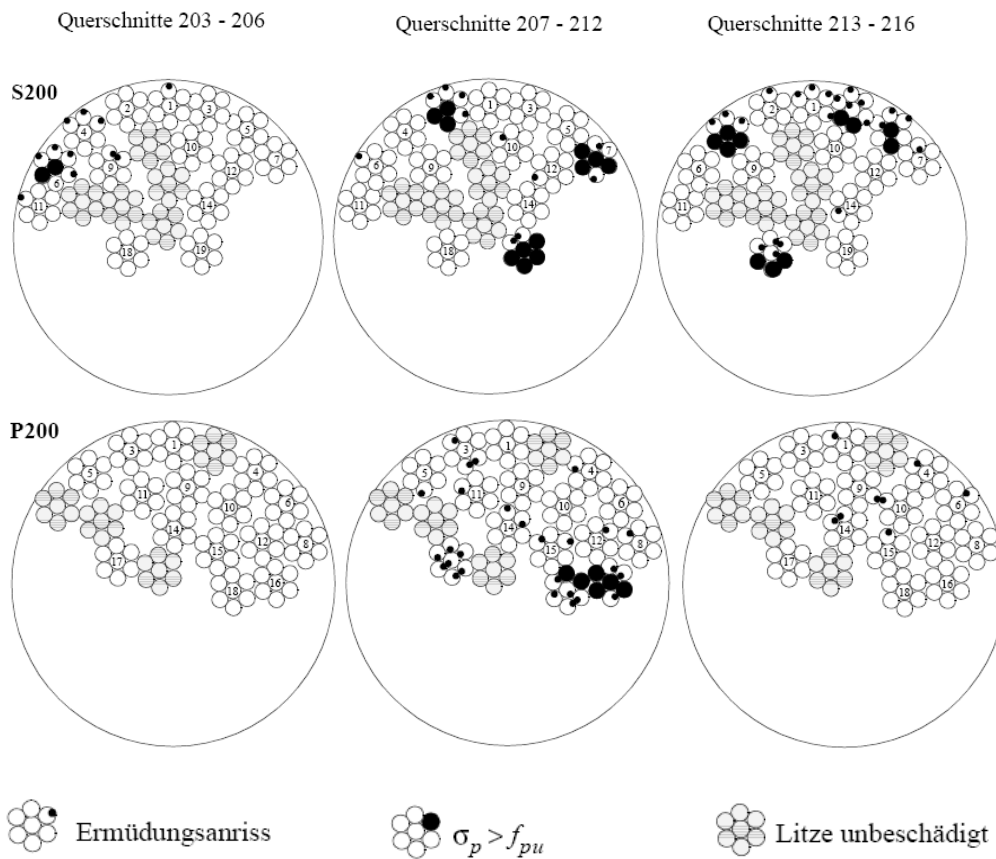


Bild 4-18: Ort und Typ der Drahtbrüche in zwei der vier Versuchsträger von Eskola in drei unterschiedlichen Querschnitten entlang des Spannlieds [32]

Durch die Anordnung der Betonstahlbewehrung, die während der Versuche ebenfalls aufgrund der Ermüdungsbeanspruchung gebrochen waren, ist eine eindeutige Aussage zur ertragbaren Lastspielzahl schwierig, da davon auszugehen ist, dass es zu Spannungsumlagerungen während der dynamischen Beanspruchung vom Spannstahl auf den Bewehrungsstahl gekommen ist. Konkrete Aussagen von Eskola zum Einfluss der Wechselwirkung und zu den Spannungsumlagerungen fehlen.

Eskola empfiehlt abschließend die Einführung nomineller Ermüdungsfestigkeiten auf Basis der ersten Drahtbrüche. Diese liegen bei 150 N/mm^2 für Spannlieder mit Stahlhüllrohren und 175 N/mm^2 für Kunststoffhüllrohre. Eskola weist allerdings darauf hin, dass diese Empfehlung auf Anwendungen mit ähnlichen Parametern (große Spannlieder, minimale Krümmungsradien, „reichlich“ schlaaffe Bewehrung und ähnliches Verhältnis von Dekompressions- zu Bruchlast) beschränkt werden sollte. Die Empfehlung beruht auf einer Betrachtung des Bruchzustandes (letztendliches Versagen) und schließt gewisse Ermüdungsschäden während der Dauerbeanspruchung nicht aus.

4.2.2.6 Voß / Falkner

Dauerschwinguntersuchungen wurden auch von Voß [63], [62], [61] mit Schwingbreiten oberhalb des Dekompressionsniveaus unter Verwendung von Spannliedern aus glatten Einzeldrähten $\varnothing 26 \text{ mm}$, sowie Bündelspannliedern aus Einzeldrähten $\varnothing 7 \text{ mm}$ durchgeführt. Ein wesentlicher Parameter in den Untersuchungen war - neben der Ermittlung der aufnehmbaren Schwingzahl - die Anordnung einer kontinuierlichen Durchfeuchtung einiger Risse während der dynamischen Belastung, um die Dichtigkeit des Hüllrohrs zu untersuchen (Bild 4-19).

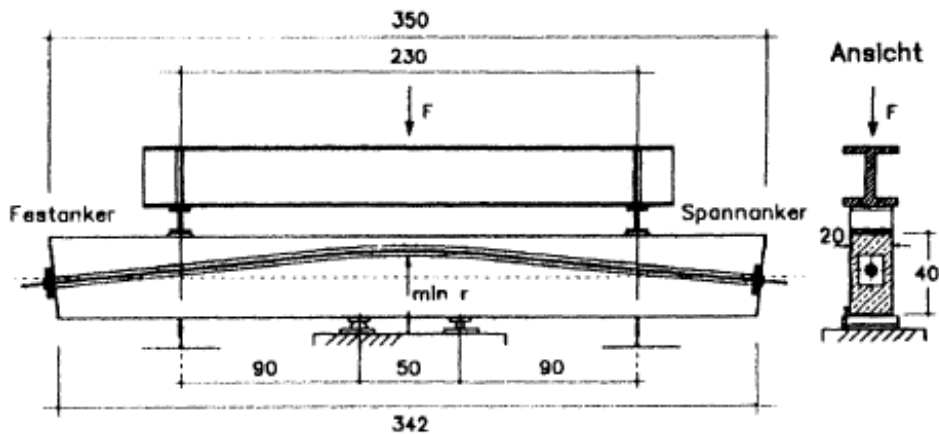


Bild 4-19: Versuchsaufbau Voß [63]

Die Ergebnisse der Untersuchungen hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedern ergaben, dass Ermüdungsbrüche bei einbetonierten, gekrümmt geführten Bündelspanngliedern aus Paralleldrähten erst oberhalb der zulässigen Schwingbreite von $\Delta\sigma = 110 \text{ N/mm}^2$ und in der Regel an der Kontaktstelle von Spannglied und Hüllrohr auftraten. Nach Auffassung von Voß/Falkner ist bei Einhaltung dieser Spannungsgrenze nicht mit Ermüdungsbrüchen zu rechnen.

An glatten Einzelstabspanngliedern $\varnothing 26 \text{ mm}$ waren nach Versuchsende zwar ebenfalls Reibnarben an den Kontaktstellen mit dem Hüllrohr zu erkennen, führten jedoch bei rechnerischen Schwingbreiten von $\Delta\sigma = 110 \text{ N/mm}^2$ und 130 N/mm^2 in keinem Fall zum Ermüdungsbruch.

Die vorliegenden Ergebnisse für Bündelspannglieder bestätigen den Bemessungsvorschlag von Bökamp [7], der eine zulässige Schwingbreite von $\Delta\sigma = 110 \text{ N/mm}^2$ enthält (Bild 4-20). Voß weist darauf hin, dass eine Absicherung der Wöhlerlinie von Bökamp [7] lediglich für den Lastspielzahlbereich von etwa $2 \times 10^5 < N < 4 \times 10^6$ gegeben ist, und dass zur Absicherung hoher Lastspielzahlen bei vergleichsweise geringen Schwingbreiten weitere Untersuchungen erforderlich sind.

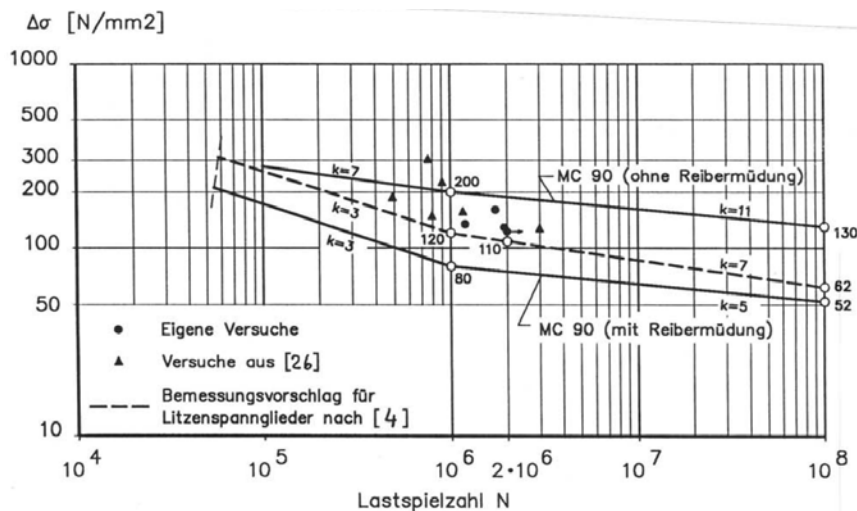


Bild 4-20: Versuchsergebnisse und Bemessungsansätze nach MC 90 sowie Bökamp (im Diagramm: [4]) [7] und Versuche von Rigon/Thürlimann [55] (im Diagramm: [26])

In einer weiteren Versuchsserie mit derselben Prüfmethode wurden von Voß/Falkner acht Prüfkörper untersucht, bei denen die Schädigungsmechanismen im Bereich von Biegerissen im Beton unter schwellender Belastung im Gebrauchszustand, die Auswirkungen auf die Durchbiegung und Rissbreiten sowie die Ermüdungsfestigkeit und der Verbund von Spanngliedern im Zusammenwirken mit Betonstahl im Mittelpunkt standen. In den Versuchen wurden neben Einzelspanngliedern auch Bündelspannglieder geprüft. Ferner wurde je ein Versuch der Serie mit unverpressten Hüllrohren durchgeführt. Bei allen Versuchen wurde die Belastung oberhalb des Dekompressionsniveaus gewählt, so dass unter Gebrauchslasten Zugspannungen in der vorgedrückten Zugzone und als Folge davon Biegerisse zu erwarten waren.

4.2.2.7 Voß / Kordina

Von Voß/Kordina wurden Untersuchungen an 19 Stahlbetonbauteilen mit unterschiedlichen Querschnitten, Vorspannarten und Versuchsaufbauten durchgeführt. Bild 4-21 gibt einen Überblick über die durchgeführten Versuche, die sich in 3 Teilgebieten aufgliedern lassen:

1. Versuche an statisch bestimmt und unbestimmt gelagerten Spannbetonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund.
2. Versuche an Segmentbalken mit nachträglichem Verbund sowie mit Vorspannung ohne Verbund unter Schwellbeanspruchung im erhöhten Gebrauchslastbereich.
3. Versuche an statisch bestimmt und unbestimmt gelagerten, teilweise vorgespannten Biegetraggliedern mit nachträglichem Verbund.










Versuchs bez.	Vorspannart	System	Querschnitt
OV-1	teilw. Vorsp. ohne Verbund	Einfeldträger	
OV-2	volle Vorsp., ohne Verbund	—	2 
OV-3	teilw. Vorsp. ohne Verbund	—	
OV-4	teilweise Vorspannung ohne Verbund	Zweifeldträger	
OV-5		—	
OV-6		—	2 
OV-7		—	
SV-1	volle Vorsp., ohne Verbund	Segment/Einfeld	4 
SV-2	—, ohne Verbund	—	
SV-3	—, nachträg. Verbund	—	
SV-4	—, nachträg. Verbund	—	
TV-1	Teilweise Vorspannung mit nachträglichem Verbund	Einfeldträger	2 
TV-2		—	
TV-3		Zweifeldträger	4 
TV-4		—	
TV-5		—	
TV-6		—	
TV-7		—	2 
TV-8		—	

Bild 4-21: Versuchsprogramm von Voß/Kordina [62]

Die durchgeführten Versuche an statisch bestimmt gelagerten Biegetraggliedern umfassten hierbei lediglich zwei Versuche mit nachträglichem Verbund. Bei diesen wurde eine geradlinige Spanngliedführung gewählt (Bild 4-22). Die Belastung wurde zum einen durch eine mittige Einzellast bzw. beim zweiten Versuchskörper durch zwei Einzellasten in den Drittelpunkten aufgebracht. Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass die Versuchskörper unter den angesetzten Beanspruchungen bei Schwingbreiten von 140 bzw. 170 N/mm² bis zum Abbruch der Versuche bei 1x10⁶ bzw. 1,5x10⁶ kein signifikant anderes Tragverhalten als unter ständig einwirkender, ruhender Belastung aufgezeigt haben. Lediglich geringe Verformungszunahmen

und ein Anwachsen der Rissbreiten konnte festgestellt werden. Reibstellen, die zu einem Versagen infolge Reibkorrosion führen könnten, waren aufgrund der geradlinigen Spanngliedführung nicht vorhanden.

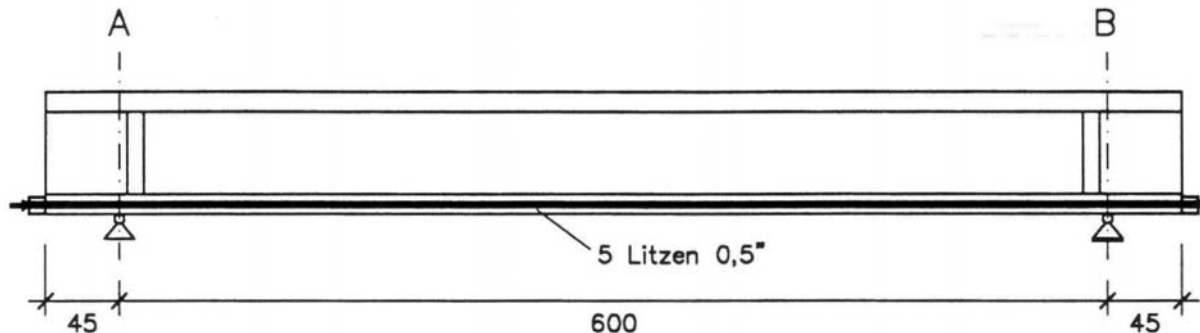


Bild 4-22: Versuchsträger mit nachträglichem Verbund und gerader Spanngliedführung [62]

Im Hinblick auf die Ergebnisse der übrigen Versuche wird im Rahmen dieses Forschungsvorhabens auf die entsprechende Literatur [62] verwiesen.

4.2.2.8 Rigon / Thürlimann

Untersuchungen an der ETH Zürich von Rigon/Thürlimann [55] an Großmodellversuchen enthielten eine abschnittsweise geradlinige Spanngliedführung und eine 4-Punkt Belastung sowie eine verstärkte Betondruckzone in Form eines Plattenbalkenquerschnitts (Bild 4-26). Die Spannungsamplitude wurde anhand von Messungen am parallel verlaufenden Bewehrungsstahl während des Durchfahrens des Dekompressionsniveaus bei jedem Lastspiel ermittelt. Aufgrund der Spannungsumlagerung bei gemischter Bewehrung konnte diese aber nur ungenau bestimmt werden, so dass eine Bewertung der Versuche von Rigon/Thürlimann [55] in Bezug auf die aufnehmbaren Spannungsschwingbreiten mit Ungenauigkeiten behaftet ist.

Hinsichtlich der Übertragbarkeit der ertragbaren Spannungsschwingbreiten von frei schwingend geprüften Proben auf eingebaute Proben stellten Rigon/Thürlimann fest, dass eine Übertragbarkeit aufgrund der Reibkorrosionseinflüsse zwischen eingebauten Spanngliedern und dem Hüllrohr nicht gegeben ist. Die ertragbare Dauerschwingfestigkeit im eingebauten Zustand lag unter der Festigkeit von frei schwingend geprüften Spannstählen.

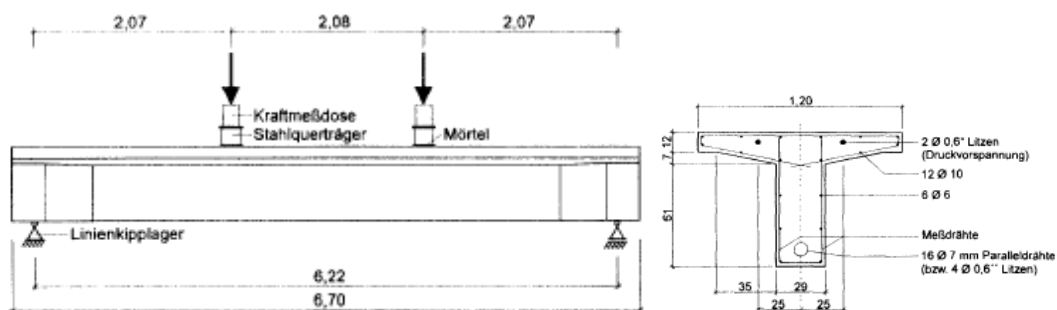


Bild 4-23: Versuchskörper von Rigon/Thürlimann [55]

4.2.2.9 Oertle

Oertle [51], [52] führte aufbauend auf den Untersuchungen von Rigon/Thürlimann [55] Versuche zur Reiberermüdung teilweise vorgespannter Balken mit Spanndrähten und Spannlitzen im nachträglichen Verbund durch. Im Gegensatz zu den Versuchen von Rigon/Thürlimann [55]

wurde die Spannungsschwingbreite vollständig oberhalb des Dekompressionsniveaus definiert. Dennoch ist eine Auswertung und ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit Ergebnissen anderer Untersuchungen schwierig, da in den Versuchen stets unterschiedliche Schwingbreiten nacheinander geprüft wurden, so dass die ertragbaren Lastspielzahl nicht eindeutig einer Schwingbreite zugeordnet werden kann (Bild 4-24).

Kraftgrenzen F_u, F_o [kN]	Kraftschwingbr. ΔF [kN]	Spannungsschwingbr. $\Delta\sigma$ [N/mm ²]	Oberspannung σ_o [N/mm ²]	Lastspielzahl $N \cdot 10^{-6}$	Bemerkungen
157 - 204	47	175	1100 = $0.66 \cdot f_{pt}$	0 - 2.0	Durchläufer
157 - 211	54	200	1125	2.0-4.0	Durchläufer
150 - 211	61	225	1125	4.0-4.7	1. Bruch nach $4.72 \cdot 10^6$
140 - 197.5	57.5	225	1125	4.7-5.1	2. Bruch nach $5.08 \cdot 10^6$
130 - 184	54.0	225	1125	5.1-6.0	kein Bruch
130 - 191	61.0	250	1150	6.0-6.2	3. Bruch nach $6.19 \cdot 10^6$
119.5-177	57.5	250	1150	6.2-6.5	4. Bruch nach $6.47 \cdot 10^6$
109 - 163	54.0	250	1150	6.5-7.1	5. Bruch nach $7.09 \cdot 10^6$
98.5-149	50.5	250	1150	7.1-8.0	kein Bruch
99 - 156.5	57.5	275	1175	8.0-8.2	6. Bruch nach $8.18 \cdot 10^6$
88 - 142	54.0	275	1175	8.2-8.5	7. Bruch nach $8.48 \cdot 10^6$
77 - 127.5	50.5	275	1175	8.5-8.9	8. Bruch nach $8.94 \cdot 10^6$

Tabelle 15: Balkenversuch C3 mit 16 Paralleldrähten $\varnothing 7$ mm, Kunststoffhüllrohr injiziert, Krümmungsradius $r = 3500$ mm

Bild 4-24: Durchführung eines Balkenversuchs mit unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten [52]

In den Versuchen von Oertle wurden neben Stahlhüllrohren auch Kunststoffhüllrohre untersucht. Abschließend wurden die Ergebnisse aus [55] mit den von Oertle [52] gewonnenen Erkenntnissen neu interpretiert. Die Zusammenfassung von Oertle [52] umfasst somit ebenfalls die Versuche von [55], [51], [52].

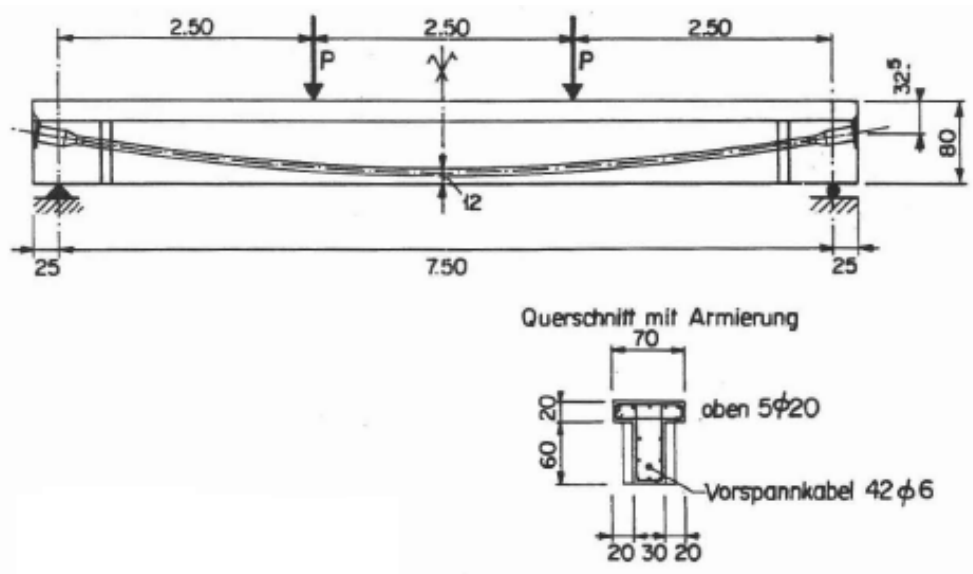


Bild 4-25: Versuchsträger von Oertle [52]

Die wesentlichen Ergebnisse von Oertle [52] sind, dass das Ausmaß der Schädigung durch Reibermüdung für schwingend belastete, gekrümmt geführte Spannglieder wesentlich vom Hüllrohrmaterial abhängt.

Bei Verwendung von Stahlhüllrohren bildeten sich im Bereich von Biegerissen, beeinflusst von örtlichen Querpressungen und der Größe des Reibbeiwertes, Reibstellen zwischen Spannstaht und Hüllrohr, die für ein frühzeitiges Versagen des Spannglieds verantwortlich waren. Die ertragbare Ermüdungsfestigkeit gekrümmt geführter Spannkabel in injizierten Stahlhüllrohren liegt bei $N=2 \times 10^6$ Lastwechseln im Bereich von $\Delta\sigma = 120$ bis 190 N/mm^2 . Die Höhe der Spannungsschwingbreite hängt im Wesentlichen von den örtlichen Querpressungen ab. Dabei konnten von Oertle keine ausgeprägten Unterschiede zwischen Spanngliedern aus Litzen oder parallelen Drähten festgestellt werden.

Im Gegensatz zur ertragbaren Schwingbreite bei Stahlhüllrohren führte die Verwendung von Kunststoffhüllrohren etwa zu einer Verdopplung der ertragbaren Schwingbreite. Von Oertle wurde auf Basis der durchgeführten Versuche eine neue Form des Kunststoffhüllrohrs entwickelt.

4.2.2.10 Koch

Ein Großmodellversuch von Koch [40], mit einem ähnlichen Versuchsaufbau wie die Versuche von Rigon/Thürlimann [55], an einem polygonartig vorgespannten Spannbetonbalken mit abschnittsweise gerade Spanngliedführung ergab, dass die Ermittlung der Spannungsschwingbreite mit Ungenauigkeiten behaftet ist, sobald während der Lastspiele das Dekompressionsniveau durchfahren wird (Bild 4-26).

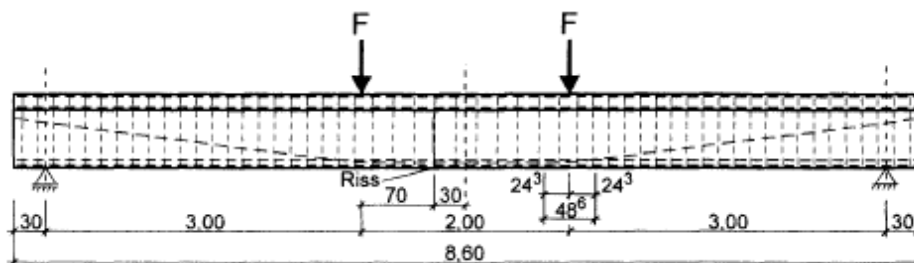


Bild 4-26: Versuchsaufbau Koch [40]

In Bezug auf die ertragbare Lastspielzahl bzw. die ertragbare Schwingbreite konnte somit keine eindeutige Aussage getroffen werden, wobei der Versuchsträger eine Lastspielzahl von $N=5 \times 10^6$ Lastwechsel bei einer Schwingbreite von 89 N/mm^2 ohne äußerliche Schäden aufnehmen konnte, bevor er in einem statischen Bruchversuch durch nacheinander folgendes Versagen einzelner Drähte sukzessiv versagte (Bild 4-27).

Nach Versuchsende konnte ein vollständiger Spanngliedbruch an einer Umlenkstelle des polygonförmigen Spanngliedverlaufs sowie ca. 2 mm tiefe Daueranrisse und deutliche Reibkorrosionsspuren an drei Spanndrähten festgestellt werden, deren Versagen mit einem verformungsarmen Bruch, d. h. ohne erkennbare Einschnürung, einherging (Bild 4-28).

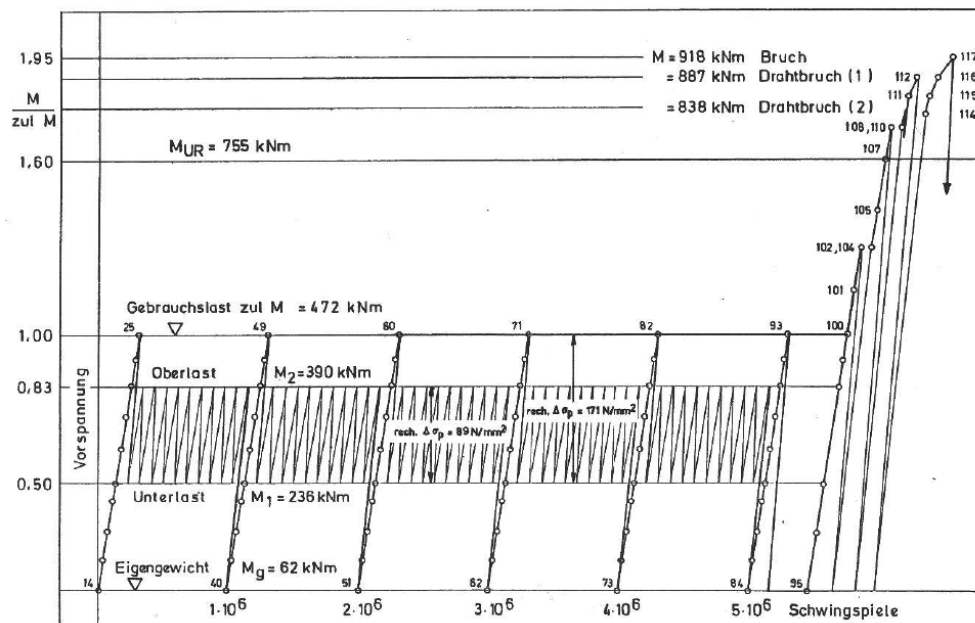


Bild 4-27: Belastungsablauf des Versuchs von Koch [40]

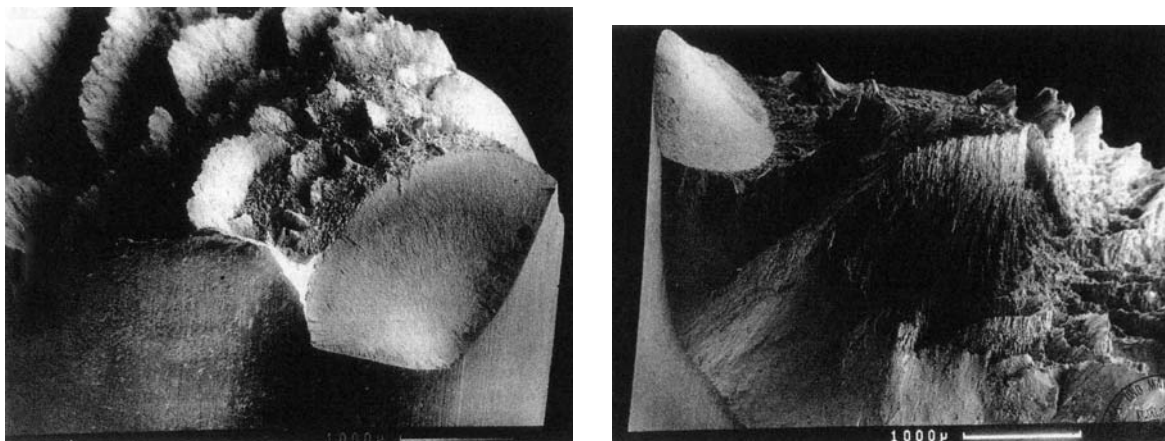


Bild 4-28: REM-Aufnahmen von zwei der drei verformungsarmen Spanngliedbrüche [40]

4.2.2.11 Wollmann / Yates / Breen / Kreger

Versuche von Wollmann/Yates/Breen/Kreger verwendeten den gleichen Versuchsaufbau wie die Versuche von Rigon/Thürlimann [55]. Im Gegensatz zu den Versuchen von Rigon/Thürlimann wurde hierbei die Spannungsamplitude rechnerisch ermittelt. Zusätzlich erfolgten Versuche mit engergerippten Kunststoffhüllrohren.

Die in den Versuchen gewählte Schwingbreite durchlief während der dynamischen Belastung das Dekompressionsniveau, so dass die Ergebnisse zur ertragbaren Schwingbreite lediglich Tendenzen aufzeigen können und im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht weiter verfolgt wurden.

4.3 Vorspannung mit sofortigen Verbund

Zum derzeitigen Kenntnisstand zum **sofortigen Verbund** von vorgespannten Spannbetonträgern kann nur in geringem Maße auf Untersuchungen aus dem europäischen Raum zurückgegriffen werden. Die bisher vorliegenden wenigen Untersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden.

4.3.1 Abeles / Venuti

Abeles, Venuti et. al. [2], [3], [4],[58] untersuchten zwischen 1950 und 1980 im Spannbett vorgespannte Trägern mit sofortigem Verbund. Zwar konnten hier zunächst Aufschlüsse über elementare Bauteilparameter (Biegezugfestigkeit des Trägerbetons, Rissbildung und Verformung, statische Bruchlast) und erste Erkenntnisse zum Zusammenwirken von Spann Stahl und Bewehrungsstahl sowie zum Versagen durch sofortigen Verbund vorgespannter Bauteile unter dynamischer Beanspruchung gewonnen werden. Jedoch fehlen überwiegend Angaben über die in den Versuchen ertragbaren Spannungsamplituden bzw. Schwingbreiten, so dass kein direkter Vergleich mit anderen Versuchsreihen möglich ist. In den durchgeführten Untersuchungen von Abeles (Bild 4-29) konnte aber ein Ermüdungsversagen durch nacheinander folgendem sprödem Versagen einzelner Drähte der Litzen festgestellt werden.

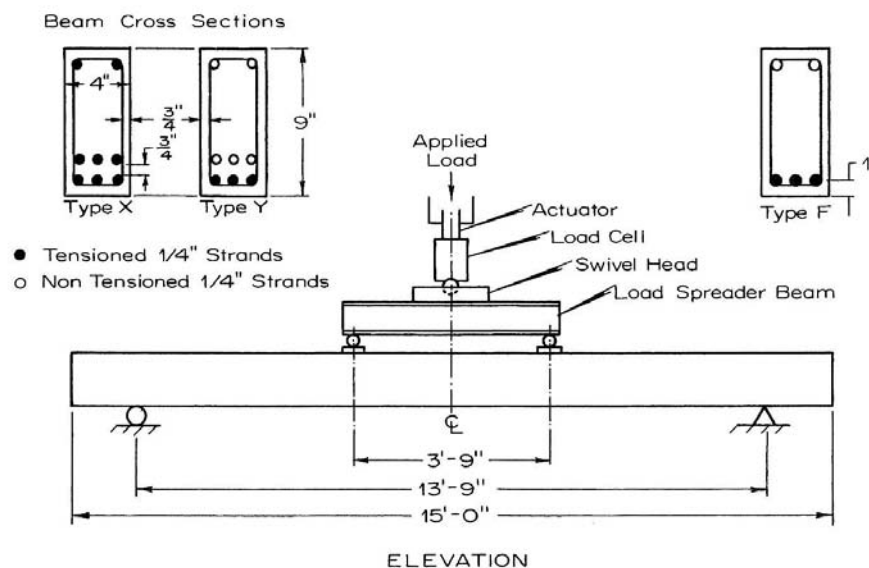


Bild 4-29 Versuchsaufbau Abeles [3]

Die Versuche zeigten, dass - solange guter Verbund vorliegt - ein höherer Widerstand gegen Ermüdung gegeben ist. Bei schlechtem Verbund hingegen und beim Vorliegen großer Rissbreiten lag ein schlechteres Ermüdungsverhalten vor, da neben der Ermüdung des reinen Spannstahls (wie bei frei schwingenden Proben) zusätzlich Reibung zwischen dem Spannstahl und dem Beton auftritt. Hierdurch kann die Ermüdungsfestigkeit auf 40-90% der ertragbaren Lastspielzahlen von frei schwingenden Proben unter vergleichbaren Schwingbreiten herabgesetzt wird.

4.3.2 Bökamp

Bökamp [7] führte im Rahmen seiner Untersuchungen auch Versuche mit sofortigem Verbund durch. Als Versuchskörper dienten Spannbettbinder mit gegliedertem Querschnitt (Bild 4-30). In den Versuchen lag eine geradlinige Spanngliedführung vor. Zusätzlich zu den in den Riss-

bereichen vorliegenden Reibstellen wurden weitere Kontaktstellen zwischen Spannstahl und Bügelbewehrung geschaffen und in Dauerschwingversuchen untersucht.

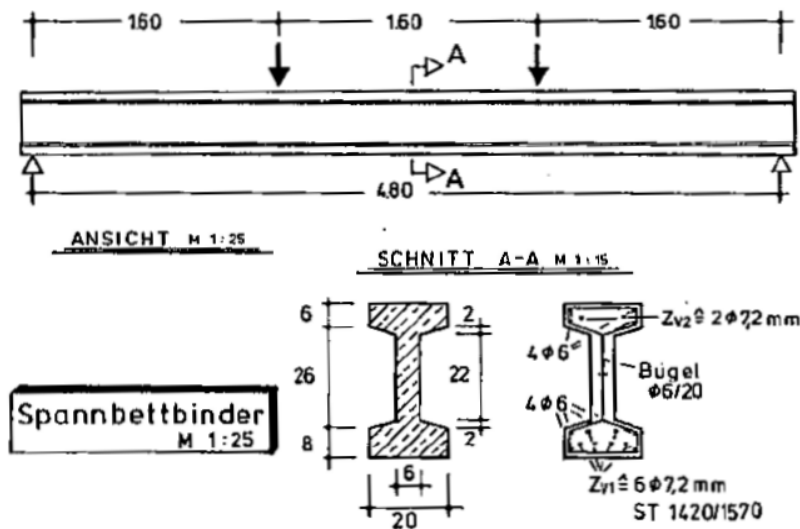


Bild 4-30: Versuche an Spannbettbindern von Bökamp

Die Versuche zeigten, dass im Wesentlichen nur eine geringfügige Abweichung der ertragbaren Schwingbreite von den im frei schwingenden Zustand geprüften Spannstahlproben festgestellt werden konnte. Ein negativer Einfluss von Reibkorrosionsvorgängen an künstlich geschaffenen Reibstellen zwischen Spannstahl und Betonstahl konnte nicht festgestellt werden. Die ertragbaren Dauerschwingfestigkeiten und die zum Bruch führenden Spannungsamplituden sind zusammen mit der Wöhlerlinie für den verwendeten Spannstahl in Bild 4-31 zusammengefasst.

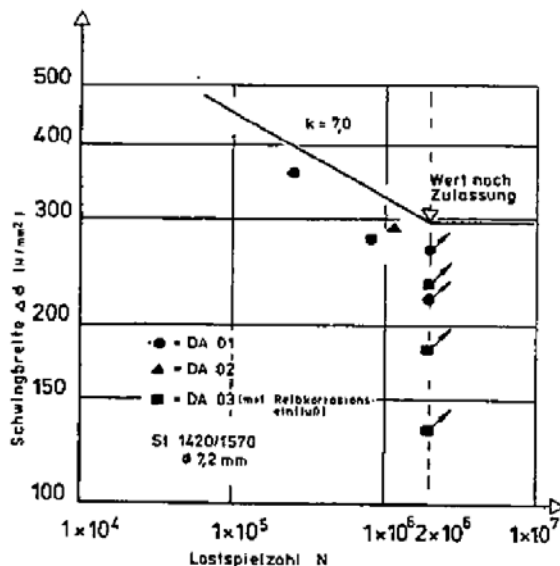


Bild 4-31: Dauerschwingfestigkeit des Spannstahls bei Spannbettbindern [7]

Alle festgestellten Dauerbrüche im Spannstahl gingen von Betonrissquerschnitten aus, wobei diese im Wesentlichen im Bereich von Bügeln lagen. Anzumerken ist zusätzlich, dass neben den Dauerbrüchen im Spannstahl auch Dauerbrüche im Betonstahl zu finden waren, die im

Wesentlichen auf die hohen Dauerschwingbeanspruchungen in der letzten Versuchsphase, sowie auf Umlagerungen vom Spannstahl zum Betonstahl zurückzuführen waren.

4.3.3 Muller / Dux

Von Muller und Dux [48] wurden in Australien dynamische Untersuchungen von im Spannbett vorgespannten Spannbettträgern mit geradlinig und polygonförmig geführter Spanngliedführung durchgeführt. Bei den polygonförmig geführten Spanngliedern wurden Spannglieder zwischen Umlenkpunkten, sog. Hold-Downs, geradlinig geführt. Die Anordnung der Umlenkstellen wurde in den Versuchen variiert, um den Einfluss der Umlenkkonstruktionen zu untersuchen (Bild 4-32).

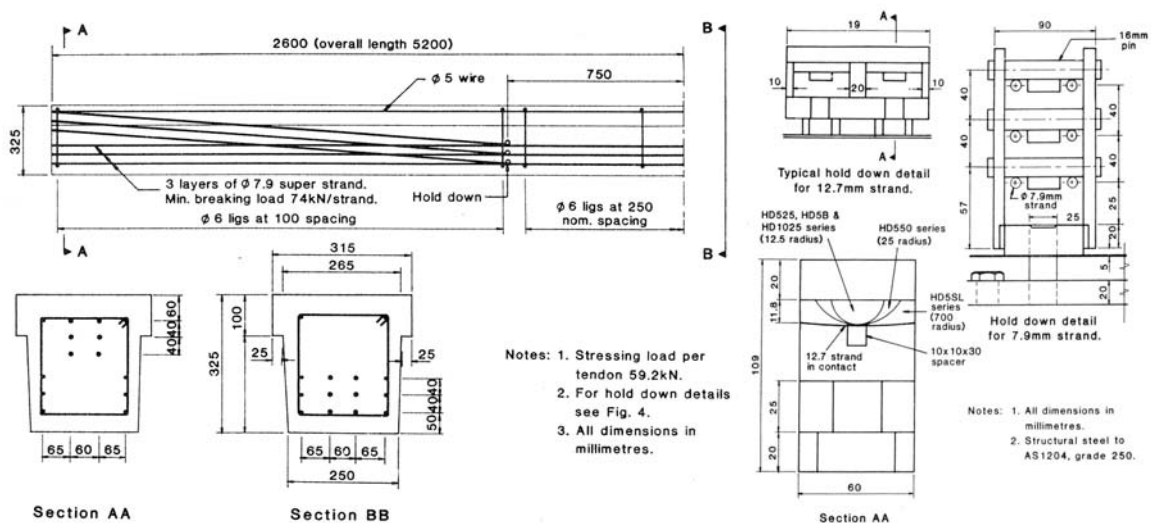


Bild 4-32: Versuchsaufbau Dux [48] (rechts: Hold-Down)

Die Versuchsergebnisse mit den geradlinig geführten Spanngliedern zeigen, dass bei einer Schwingbreite von $\Delta\sigma = 190 \text{ N/mm}^2$ eine Lastwechselzahl von $N = 2 \cdot 10^6$ erreicht werden konnte. Das Ermüdungsverhalten bei polygonförmig geführten Spanngliedern fällt dagegen deutlich ab. Bei einer Schwingbreite von $\Delta\sigma = 190 \text{ N/mm}^2$ wurden hierbei lediglich Lastwechselzahlen von $0,3\text{-}0,4 \cdot 10^6$ erreicht. Für die Erreichung von Lastwechselzahlen in Höhe von $N = 2 \cdot 10^6$ wäre eine Abminderung der Schwingbreite auf $\Delta\sigma = 70 \text{ N/mm}^2$ erforderlich. Die Ermüdungsfestigkeit wurde bei den in den Versuchen eingesetzten Hold-Downs maßgeblich durch die Reibermüdung bzw. die Reibkorrosion zwischen Spannglied und Hold-Down sowie bei Bündelspanngliedern auch durch die Reibermüdung zwischen einzelnen Litzen des Spannglieds beeinflusst.

Muller und Dux geben abschließend die Empfehlung, die Dauerschwingfestigkeit von umgelenkten Spanngliedern gegenüber geradlinig geführten Spanngliedern zu reduzieren (Bild 4-33).

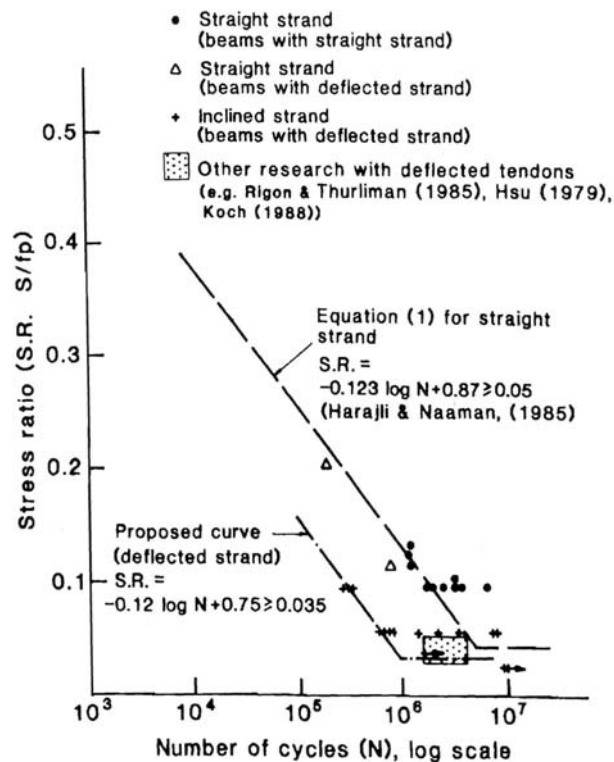


Bild 4-33: Vorschlag von Muller / Dux für die Reduzierung der Dauerschwingfestigkeit für umgelenkte Spannglieder im sofortigen Verbund (Proposed curve)

4.3.4 Heller

Eine zusammenfassende Darstellung von Untersuchungen zur Ermüdung von Spanngliedern mit sofortigem Verbund wird von Heller [37] gegeben und durch eigene Versuche ergänzt. Auch hier trat die Problematik des Durchfahrens des Dekompressionsniveaus auf, so dass die Untersuchungen im Kontext dieses Vorhabens aufgrund der Unsicherheiten bei der Bestimmung des Spannungsniveaus bzw. der Schwingbreite nur Tendenzen aufzeigen können.

Wie bereits die Untersuchungen von Abeles [2], [3], [4] und Venuti [58] geben die Versuche von Heller [37] Informationen über elementare Bauteilparameter und das Versagen bzw. die Versagenseintritte, jedoch aufgrund der erwähnten Unsicherheiten keine eindeutigen Aussagen über ertragbare Lastspielzahlen. Heller weist darauf hin, dass zwar bei einem Großteil der vorhandenen Untersuchungen das Ermüdungsverhalten einbetonierter Spannglieder mit dem von frei schwingenden Spanngliedern übereinstimmt, jedoch auch ein wesentlich schlechteres Ermüdungsverhalten beobachtet werden konnte. Nach Auffassung von Heller ist anzunehmen, dass das Verhalten einbetonierter Spannglieder vom Verhalten frei schwingend geprüfter Spannglieder abweicht. Es ist zu vermuten, dass diese Abweichung auf Reibung zwischen dem Beton und dem Spannglied in der näheren Umgebung von auftretenden Rissen mit einher gehendem Verbundversagen auftritt. Heller konnte nach Versuchsende an den Spanngliedern im Bereich von Rissen Korrosionsspuren erkennen, die nicht auf die Umgebungsbedingungen in der Versuchshalle zurückzuführen waren. Es wurde angenommen, dass die Korrosionsspuren auf Reibkorrosion zurückzuführen sind und damit auch Beton zu Reibkorrosion führen kann.

Unabhängig von eigenen Versuchen gibt Heller einen Überblick über durchgeführte Untersuchungen an Spannbetonbalken unter einer Ermüdungsbeanspruchung und stellt diese vergleichend mit einer Datenbank von Paulson [37] an frei schwingend geprüften Spannstählen dar

(Bild 4-34). Zu den aufgeführten Untersuchungen fehlen detaillierte Informationen, so dass sie im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht nachvollzogen und weiter ausgewertet werden konnten. Bild 4-34 kann diesbezüglich somit nur einen Überblick und eine Tendenz zwischen frei schwingend geprüften Spanngliedern und einbetonierten Spanngliedern aufzeigen.

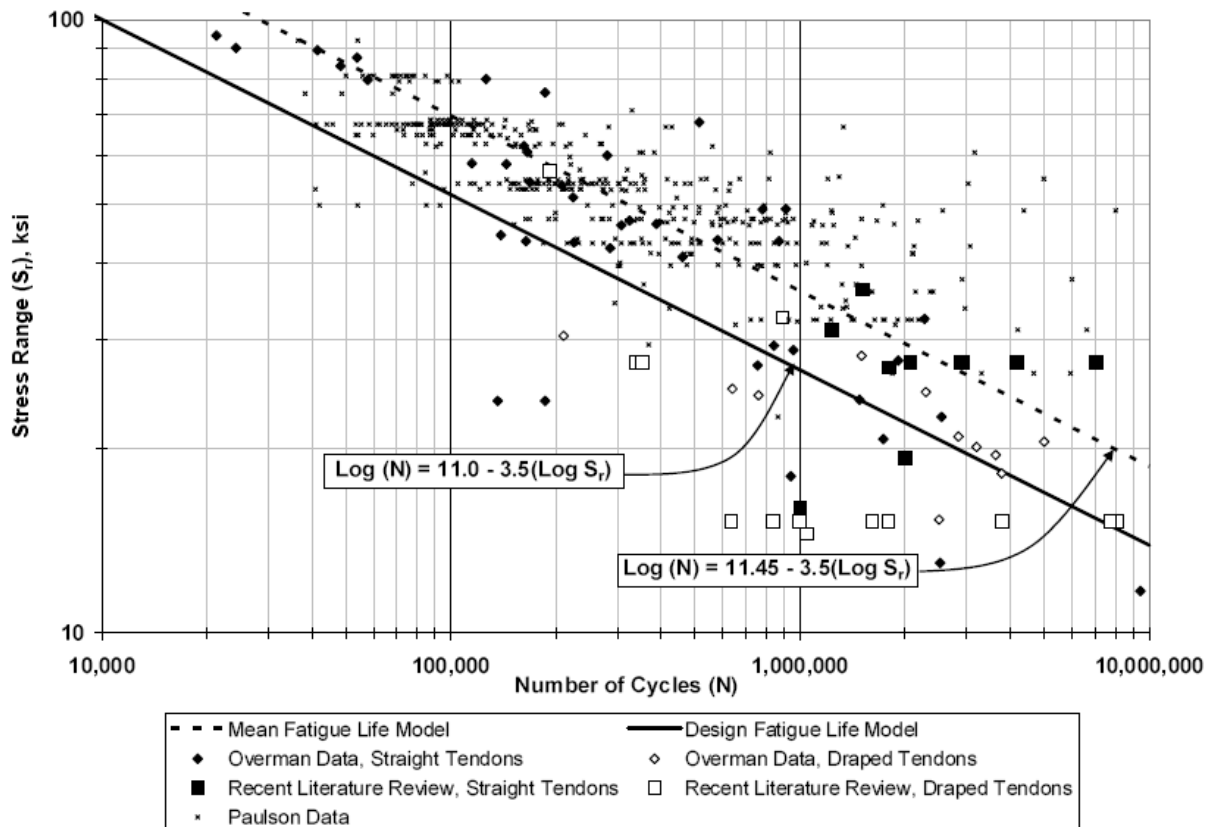


Bild 4-34: Vergleich von Versuchsdaten von Balkenversuchen unter konstanter Ermüdungsbeanspruchung („Constant-Amplitude Fatigue Tests“) und frei schwingend geprüften Spannstahlproben (Paulson Data)
 Mit $1 \text{ ksi} = 6,8948 \text{ N/mm}^2$ entspricht der dargestellte Bereich auf der Ordinate: $68,9 \text{ N/mm}^2$ (10 ksi) bis 689 N/mm^2 (100 ksi)

5 Zusammenfassung zum Stand der Forschung und Einflussgrößen

5.1 Zusammenfassung zum Stand der Forschung

Zur Thematik der Dauerschwingfestigkeit wurden zahlreiche experimentelle Untersuchungen im nationalen und internationalen Raum durchgeführt. Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen Spannstahl in nachträglichem und sofortigem Verbund. Beim nachträglichen Verbund kann weitergehend unterschieden werden in Untersuchungen an Kleinmodell- und Großmodellen.

Die Ergebnisse der Kleinmodellversuche zum nachträglichen Verbund zeigen folgende Erkenntnisse auf:

- Eine Reibung und Querpressung zwischen Spannstahl und Stahlhüllrohr führt zu einer Abminderung der Dauerschwingfestigkeit unter dynamischer Beanspruchung auf etwa 45-65% der Werte von frei schwingenden Proben [16], [17], [52]. Spannstahlbrüche gingen dabei immer von der Kontaktstelle „Spannstahl-Stahlhüllrohr“ aus [16], [17].
- Bei Verwendung von Kunststoffhüllrohren konnte – gegenüber von Stahlhüllrohren – eine Verdopplung der ertragbaren Schwingbreite festgestellt werden [52]. Einerseits traten Beschädigungen am Spannstahl infolge Reibung zwischen Spannglied und Einpressmörtel auf [47]. Andererseits konnte in Versuchen ein Versagen innerhalb des Spanngliedes, d. h. an der Kontaktstelle „Spannstahl-Spannstahl“ [52] festgestellt werden.

Die durchgeführten Großmodellversuche zum nachträglichen Verbund lassen folgende Schlussfolgerungen auf die Dauerschwingfestigkeit von eingebauten Spannstählen zu:

- Wird während der dynamischen Belastung das Dekompressionsniveau durchfahren, ist eine präzise Angabe der ertragbaren Schwingbreite nicht möglich [7], [1], [55], [40].
- Nach Müller [48] ist eine proportionale Abminderung der Dauerschwingfestigkeit des eingebauten Spannstahls von den bei den Zulassungsversuchen an freien Proben ermittelten Werten nicht möglich [45].
- Der Versagensort der Spannglieder konnte in der überwiegenden Mehrzahl der Versuche aufgrund einer punktförmig konzentrierten Reibdauerbeanspruchung an den Kontaktstellen zwischen Spannglied und Stahlhüllrohr lokalisiert werden [7], [32], [63], [52].
- Nach Abel, Hegger und Oertle [1], [36], [52] hat die Höhe der Querpressung der Spannglieder untereinander einen maßgebenden Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit des Spannstahls.
- Die ertragbaren Lastspielzahlen sind bei großen Spannungsamplituden und der Verwendung von Kunststoffhüllrohren nur unerheblich größer als bei Verwendung von Hüllrohren aus Bandstahl [1]. Bei kleinen Spannungsamplituden sind hingegen die ertragbaren Spannungsamplituden bei Verwendung von Kunststoffhüllrohren deutlich größer als bei Hüllrohren aus Bandstahl [1], [32], [52].
- Der Einsatz von großen Spanngliedern mit entsprechend hohen Querpressungen führt zu einer Angleichung des Ermüdungsverhaltens von Spanngliedern in Kunststoffhüllrohren zu dem von Spanngliedern in Stahlhüllrohren, da die Reibbeanspruchung der Litzenlagen untereinander maßgebend wird [1], [32].
- An den Berührstellen von Drähten untereinander bilden sich unabhängig vom verwendeten Hüllrohr Reibkorrosionsspuren, die zu einer Herabsetzung der Ermüdungsfestigkeit beitragen [1].

- Nach Abel wird durch den Bruch eines Drahtes ein Reibpartner geschaffen, der die Ermüdungsfestigkeit von umliegenden Drähten maßgeblich bestimmt und somit zu einer Konzentration von Drahtbrüchen beitragen kann [1].
- Nach Bökamp [7] führt eine künstliche Bewitterung der Versuchskörper mit Leitungswasser zu zeitlich später erfolgenden Ermüdungsbrüchen. Eine Prüfung unter trockenen Randbedingungen stellte sich als maßgebend für die Ermittlung der ertragbaren Schwingbreite heraus [7], [63].

Untersuchungsergebnisse an Großmodellversuchen mit Spanngliedern im sofortigen Verbund liegen nur spärlich vor. Die vorhandenen Untersuchungen sind einerseits aufgrund fehlender oder ungenauer Angaben für eine detaillierte Auswertung ungeeignet. Andererseits wird die verwertbare Anzahl durch die Problematik des Durchfahrens des Dekompressionsniveaus weiter reduziert. Eine Auswertung bzgl. der Versagenscharakteristik ist möglich. Es kann aber festgehalten werden:

- Ein Ermüdungsversagen durch nacheinander folgendes sprödes Versagen einzelner Drähte der Litzen konnte in Versuchen festgestellt werden [2], [3], [4].
- Nach Abeles ist solange guter Verbund vorliegt, ist ein höherer Widerstand gegen Ermüdung gegeben. Bei schlechtem Verbund hingegen und bei Vorliegen großer Rissbreiten liegt ein schlechteres Ermüdungsverhalten vor, da neben der Ermüdung des reinen Spannstahls (wie bei frei schwingenden Proben) zusätzlich Reibung zwischen dem Spannstahl und dem Beton auftritt, wodurch die Dauerschwingfestigkeit beeinträchtigt wird.
- Einige Versuche zeigten durch Reibeinflüsse zwischen Spannstahl und Beton eine Reduktion der Ermüdungsfestigkeit auf 40-90% der ertragbaren Lastspielzahlen von frei schwingenden Proben unter vergleichbaren Schwingbreiten [2], [3], [4], [37].
- Nach Bökamp [7] haben Reibeinflüsse zwischen Spannstahl und Bügelbewehrung keinen negativen Einfluss auf die Dauerschwingfestigkeit. Es konnte im Wesentlichen nur eine geringfügige Abweichung der ertragbaren Schwingbreite von den im frei schwingenden Zustand geprüften Spannstahlproben feststellen
- Bei Einsatz einer polygonförmigen Spanngliedführung und Einsatz von Umlenkkonstruktionen (sog. Hold-Downs) wird die Dauerschwingfestigkeit durch die Reibermüdung bzw. Reibkorrosion zwischen Spannglied und Umlenkkonstruktion auf ca. 35% reduziert [48], [49].

5.2 Einflussgrößen auf die Dauerschwingfestigkeit

Generell ist anzumerken, dass sich die bisherigen experimentellen Untersuchungen zu dieser Thematik überwiegend auf die Vorspannung mit nachträglichem Verbund konzentriert haben, so dass hierzu umfangreiche Untersuchungsergebnisse vorliegen. Es liegen sehr wenige Untersuchungen zur Vorspannung mit sofortigem Verbund vor. Aus den gesichteten Untersuchungen sollen im Folgenden die maßgebenden Einflussgrößen und -parameter auf die Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern im eingebauten Zustand dargestellt werden.

5.2.1 Einflussgrößen bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Die Einflussgrößen und -parameter auf die Reibermüdung bei nachträglich vorgespannten Spannbetonbauteilen sind in Tab. 5-1 zusammengefasst. Zu beachten ist, dass die Einflussgrößen zum Teil auch voneinander abhängen und somit u. U. nicht strikt separat betrachtet werden können (z. B. Querpressung und Reibungskraft). Über eine qualitative Wichtung wird zusätzlich versucht, die Bedeutung der jeweiligen Einflussgröße auf die Reibermüdung darzustellen.

Tab. 5-1: Einflussgrößen und -parameter auf die Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund

- ++ sehr hoher Einfluss
- + Einfluss vorhanden, allerdings noch nicht systematisch untersucht
- 0 geringer Einfluss
- ? wurde noch nicht untersucht

Einflussgröße	Wichtung	Einflussparameter
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Spannstahl 	+	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Spannstahlritzen ▪ Spannstahldrähte ▪ Bündelspannglieder
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Reibpartner 	++	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Spannstahl – Stahlhüllrohr ▪ Spannstahl – Kunststoffhüllrohr ▪ Spannstahl – Einpressmörtel ▪ Spannstahl – Spannstahl (Reibung innerhalb Litzen)
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Querpressung 	++	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Krümmung des Hüllrohrs ▪ Vorspannkraft ▪ Beanspruchung
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Reibung 	+	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Reibweg ▪ Reibungskraft
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Vorspannung 	+	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Spannungsniveau ▪ Spannungsamplitude ▪ Schwingbreite ▪ Vorspannkraft ▪ Dekompressionsniveau ▪ Spanngliedführung
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Betonstahl 	0	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Zusätzliche bzw. im Querschnitt vorhandene Betonstahlbewehrung
<ul style="list-style-type: none"> ▪ dynamische Beanspruchung 	+	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Belastungsfrequenz ▪ Belastungsgeschichte / Belastungsstufen
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Umweltbedingungen 	?	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Trockene Umgebung ▪ Feuchte Umgebung ▪ Aggressive Umgebung (Chloride)

5.2.2 Einflussgrößen bei Vorspannung mit sofortigem Verbund

Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund liegen nur relativ wenige Untersuchungen vor, die zum Teil auch keine eindeutigen Aussagen hinsichtlich ertragbarer Schwingbreiten bzw. Lastspielzahlen zulassen (z. B. weil das Dekompressionsniveau während der Versuche durchfahren wird). Die Sichtung der vorliegenden Untersuchungen weist zunächst auf folgende maßgebende Einflussgrößen auf die Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern mit sofortigem Verbund hin:

Tab. 5-2: Einflussgrößen und Einflussparameter auf die Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern mit sofortigem Verbund

- ++ sehr hoher Einfluss
- + Einfluss vorhanden, allerdings noch nicht systematisch untersucht
- 0 geringer Einfluss
- ? wurde noch nicht untersucht

Einflussgröße	Wichtung	Einflussparameter
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Spannstahl 	+	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Spannstahlritzen ▪ Spannstahlrähne ▪ Bündelspannglieder
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Reibpartner 	+ bzw. ?	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Spannstahl – Beton ▪ Spannstahl – Betonstahlbewehrung ▪ Spannstahl – Umlenkkonstruktion ▪ Spannstahl – Spannstahl (Reibung innerhalb Litzen)
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Reibung 	?	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Reibweg: Spannstahl – Beton
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Betonstahl 	+	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Zusätzliche bzw. im Querschnitt vorhandene Betonstahlbewehrung
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Verbund 	++	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Verbundeigenschaften des Spannstahls ▪ Rissbild des Bauteils
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Vorspannung 	+ bzw. ?	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Spannungsniveau ▪ Spannungsamplitude ▪ Schwingbreite ▪ Vorspanngrad ▪ Dekompressionsniveau
<ul style="list-style-type: none"> ▪ dynamische Beanspruchung 	+	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Belastungsfrequenz ▪ Belastungsgeschichte / Belastungsstufen
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Umweltbedingungen 	?	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Trockene Umgebung ▪ Feuchte Umgebung ▪ Aggressive Umgebung (Chloride)

5.3 Datenbank mit durchgeführten Untersuchungen

Bei den im Rahmen dieses Vorhabens erstellten Datenbanken wird ebenfalls unterschieden in Versuche und Untersuchungen mit nachträglichem und mit sofortigem Verbund.

In den Diagrammen mit „Belastungsgeschichte“ bezeichnete Versuche kennzeichnen Versuche, in denen nacheinander unterschiedliche Schwingbreiten während des Versuchs angesetzt worden sind.

Eine vollständige Übersicht über die gesichteten experimentellen Versuche und die tabellarische Datenbank ist in der **Anlage A** enthalten.

5.4 Auswertung der Datenbank hinsichtlich untersuchter Einflussparameter

Eine Auswertung der Datenbank hinsichtlich der untersuchten Einflussparameter erfolgt in Form einer tabellarischen Zusammenstellung in Tab. 5-3.

Die hellgrauen Felder markieren Untersuchungsergebnisse in denen eine genaue Angabe der Schwingbreite und der ertragbaren Lastspielzahl aufgrund des Durchfahrens des Dekompressionsniveaus bzw. dem aufeinander folgendem Aufbringen von Laststufen mit Unsicherheiten behaftet ist.

Die dunkelgrau hinterlegten Felder geben Untersuchungen mit eindeutigen und aussagekräftigen Ergebnissen an.

Tab. 5-3: Auswertung der Datenbank hinsichtlich verwendeter Parameter

Einflussgröße	Einflussparameter	Materialgüte	Nachträglicher Verbund									Sofortiger Verbund						
			Abel	Bökamp	Oertle	Eskola	Hegger	Müller	Rigon	Voß/Falkner	Voß/Kordina	Bökamp	Heiler	Müller				
Spannstahl	Spannstahlstützen	St 1570/1770																
		UTS 2010 / UTS 2025																
	Spannstahldrähte	St 835/1030																
		St 1470/1670																
		St 1420/1570																
		St 1520/1670																
Bündelspannglieder	St 1570/1770																	
Betongüte	Normalfeste Betone	C30/37																
		C35/45																
		C40/50																
	Hochfeste Betone	C45/55																
		C50/60																
		C55/67																
	C60/75																	
	C70/85																	
Reibpartner	<u>nachträglicher Verbund</u>																	
	Spannstahl – Stahlhüllrohr																	
	Spannstahl – Kunststoffhüllrohr																	
	Spannstahl – Einpressmörtel																	
	Spannstahl – Spannstahl																	
	<u>sofortiger Verbund</u>																	
Vorspannung	Spannstahl – Beton																	
	Spannstahl – Betonstahlbewehrung																	
	Spannstahl – Umlenkkonstruktion																	
	Spannungsniveau	0,55 fpk																k. A.
		0,60 fpk																k. A.
		0,65 fpk																k. A.
0,75 fpk																	k. A.	
Schwingbreite	≤100 MN/m ²																	
	>100 - 200 MN/m ²																	
	>200 - 300 MN/m ²																	
	> 300 MN/m ²																	
Dekompressionsniveau der Versuche	oberhalb																	
	durchfahren																	
	Spanngliedführung																	
dynamische Beanspruchung	Belastungsfrequenz	< 1 Hz															k. A.	
		1-3 Hz																
		4-5 Hz																
Umweltbedingungen	Belastungsgeschichte	Trocken																
		Feucht																

Aus dieser tabellarischen Zusammenstellung lassen sich in Bezug auf die durchgeführten Untersuchungen zur Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Ein nennenswerter Teil der Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen ist infolge der Versuchsdurchführung mit Unsicherheiten behaftet.
- In den Versuchen wurden im Wesentlichen Spannstahllitzen überprüft. Zu Spannstahldrähten liegen vergleichsweise wenige Untersuchungen vor; ebenso zu Bündelspanngliedern.
- Die durchgeführten Untersuchungen konzentrieren sich auf Normalbetone. Höherfeste Betone wurden nur vereinzelt geprüft; oberhalb C70/80 liegen keine Versuche vor.
- Untersuchungen zum Einfluss des Einpressmörtels und der Einpressgüte auf die Dauerschwingfestigkeit liegen nicht vor.
- Das Spannungsniveau in den durchgeführten Versuchen liegt im Bereich von 0,55 bis 0,75 f_{pk} , wobei sich die Mehrzahl der Versuche auf den Bereich 0,55 bis 0,65 f_{pk} konzentrieren (entsprechend der seinerzeit gültigen Normensituation).
- Untersuchungen mit einem hohen Spannungsniveau ($>0,75 f_{pk}$) sind nicht bekannt.
- Zum Schwingbreitenbereich $<100 \text{ N/mm}^2$ sowie $>300 \text{ N/mm}^2$ liegen für den nachträglichen Verbund keine aussagekräftigen und vergleichbaren Untersuchungen vor.
- Untersuchungsergebnisse zur Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern im sofortigen Verbund sind in der Mehrzahl als unsicher einzustufen.
- Beim sofortigen Verbund fehlen Untersuchungen zum Schwingbreitenbereich $<100 \text{ N/mm}^2$ vollständig.
- Untersuchungen mit Simulation einer feuchten Umgebung liegen bei beiden Verbundarten nur in geringer Anzahl vor.
- Untersuchungen in denen aggressive Umgebungsbedingungen (z. B. Chloridangriff) simuliert werden sind nicht bekannt.

6 Auswertung und Beurteilung der vorliegenden Versuchsergebnisse hinsichtlich derzeitiger Normung

Die Auswertung der vorliegenden Versuchsergebnisse zeigte, dass die durchgeführten Untersuchungen z. T. mit unterschiedlicher Versuchs- und Belastungsmethodik durchgeführt worden sind und hinsichtlich Vergleichbarkeit und Aussagekraft (z. B. wenn während der Belastung das Dekompressionsniveau durchfahren oder mehrere unterschiedliche Schwingbreiten nacheinander aufgebracht wurden) kritisch zu hinterfragen sind. Außerdem wurde bei manchen Versuchen die Lastspielzahl bei Auftreten des 1. Spannstahlbruches nicht angegeben, sondern nur diejenige beim letztendlichen Versagen des Trägers.

Mit den nach Meinung der Unterzeichner verwertbaren Versuchsergebnissen wird im Folgenden eine Bewertung der derzeitigen Normenangaben vorgenommen.

Eine Übersicht über die aktuellen normentechnischen Regelungen in Bezug auf die Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern ist in Anlage B gegeben.

6.1 Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Die Zusammenstellung der verwertbaren Versuchsergebnisse für Vorspannung mit nachträglichem Verbund bei Kunststoffhüllrohren zeigt Bild 6-1 in einem Wöhlerdiagramm. Zusätzlich sind im Diagramm auch die entsprechenden Normenregelungen enthalten.

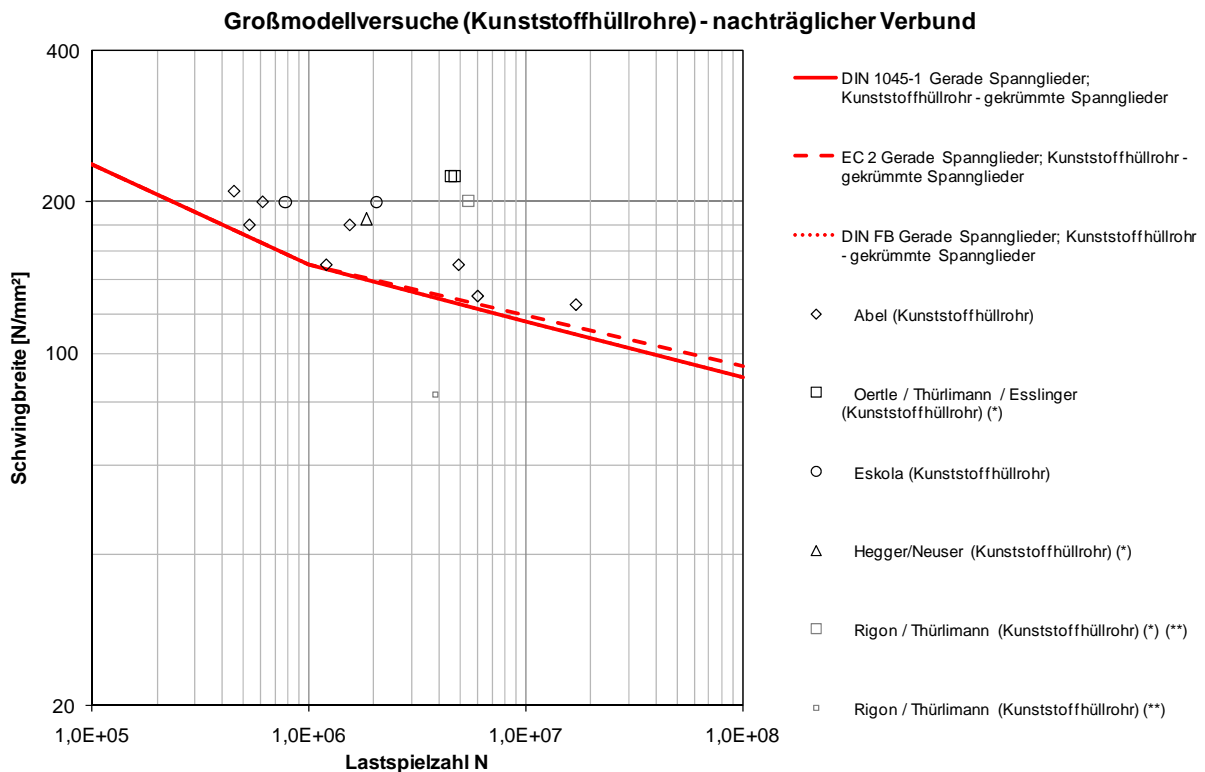


Bild 6-1: Versuchsergebnisse von Versuchen an Kunststoffhüllrohren im Kontext nationaler Normung

(*): Im Versuch wurden nacheinander unterschiedliche Belastungsstufen bzw. Schwingbreiten gefahren

(**): Das Dekompressionsniveau wird bei jedem Belastungsschritt durchfahren

Aus der Auswertung von Bild 6-1 ergeben sich im Einzelnen folgende Ergebnisse:

- Die Wöhlerlinien für gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren geben für fast alle Versuchsergebnisse ein zutreffendes Schwingbreitenniveau für Spannglieder mit nachträglichem Verbund an; nur ein Versuchsergebnis liegt unterhalb der Normenangaben.
- Der Schwingbreitenbereich $> 200 \text{ MN/m}^2$ bzw. $< 125 \text{ MN/m}^2$ wurde nicht oder nur vereinzelt abgeprüft; ebenso wie der Bereich mit Lastspielzahlen $> 6 \times 10^6$.

Bild 6-2 zeigt die verwertbaren Versuchsergebnisse für Vorspannung mit nachträglichem Verbund bei Stahlhüllrohren in einem Wöhlerdiagramm und die Gegenüberstellung mit den entsprechenden Normenangaben.

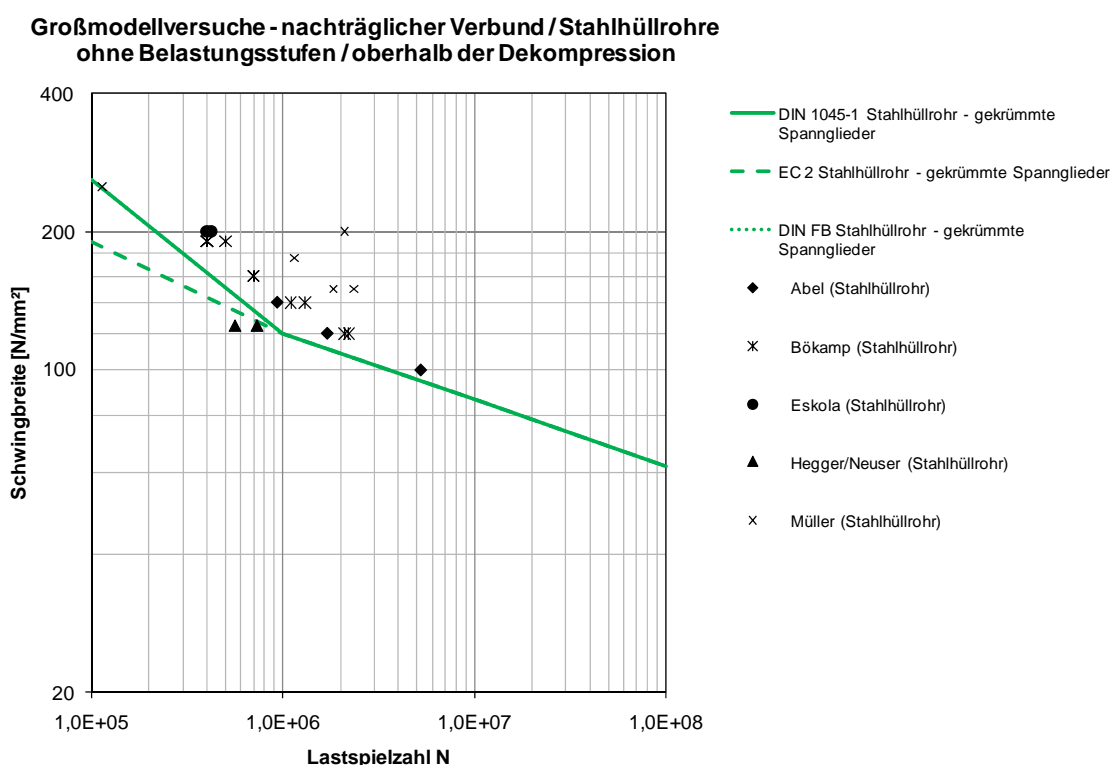


Bild 6-2: Versuchsergebnisse von Versuchen an Stahlhüllrohren im Kontext nationaler Normung

Aus der Auswertung von Bild 6-2 lassen sich im Einzelnen folgende Aussagen ableiten:

- Die Wöhlerlinien für gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren geben für fast alle Versuchsergebnisse ein zutreffendes Schwingbreitenniveau für Spannglieder mit nachträglichem Verbund an; zwei Versuchsergebnisse liegen unterhalb der Normenangaben. Dieses ist auf Knicke im Hüllrohr zurückzuführen, die zu einer lokalen Überbeanspruchung geführt haben.
- Der Schwingbreitenbereich $> 200 \text{ MN/m}^2$ bzw. $< 100 \text{ MN/m}^2$ wurde nicht abgeprüft; ebenso liegen keine Versuchsergebnisse mit Lastspielzahlen $> 7 \times 10^6$ vor.

Zu den Ergebnissen in Bild 6-1 und 6-2 können die folgenden, weitergehenden Anmerkungen gemacht werden:

- Die in den Versuchen verwendeten Betongütern entsprechen üblichen Praxisbedingungen; der Festigkeitsbereich der Normen wurde nicht vollständig abgeprüft. Die Betonfestigkeit dürfte im Zusammenhang mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund aufgrund der Verwendung von Hüllrohren (Stahl- bzw. Kunststoffhüllrohre) eine untergeordnete Rolle spielen.
- Die verwendeten Betonstahl- und Spannstahlgütern entsprechen ebenfalls üblichen Praxisbedingungen und dem Normenumfang. Naturgemäß können nicht alle vom Deutschen Institut für Bautechnik bauaufsichtlich zugelassenen Spannstählen in aufwändigen Bauteilversuchen abgeprüft werden.
- Der nach Meinung der Verfasser für die Baupraxis durchaus interessante Schwingbreitenbereich ($<100 \text{ N/mm}^2$ bzw. $N > 1 \times 10^7$ Lastwechsel) wurde bislang nur unzureichend untersucht. Dieses ist im Wesentlichen auf eine lange Labortestphase zurückzuführen.
- Der Bereich mit Lastspielen $N < 1 \times 10^6$ ist ebenso in geringerem Maße untersucht worden, hat jedoch nach Meinung der Verfasser in baupraktischer Hinsicht eine geringere Bedeutung.

6.2 Vorspannung mit sofortigem Verbund

Die Auswertung der Versuchsergebnisse zum sofortigen Verbund ist aufgrund der insgesamt sehr wenigen Untersuchungen und der Tatsache, dass in der Mehrzahl der Versuche das Dekompressionsniveau während der dynamischen Belastung durchfahren wurde, schwerer als bei der Vorspannung mit nachträglichem Verbund.

Eine Einordnung der Versuchswerte von Spanngliedern mit sofortigem Verbund und gerader Spanngliedführung in den Normenkontext zeigt Bild 6-3.

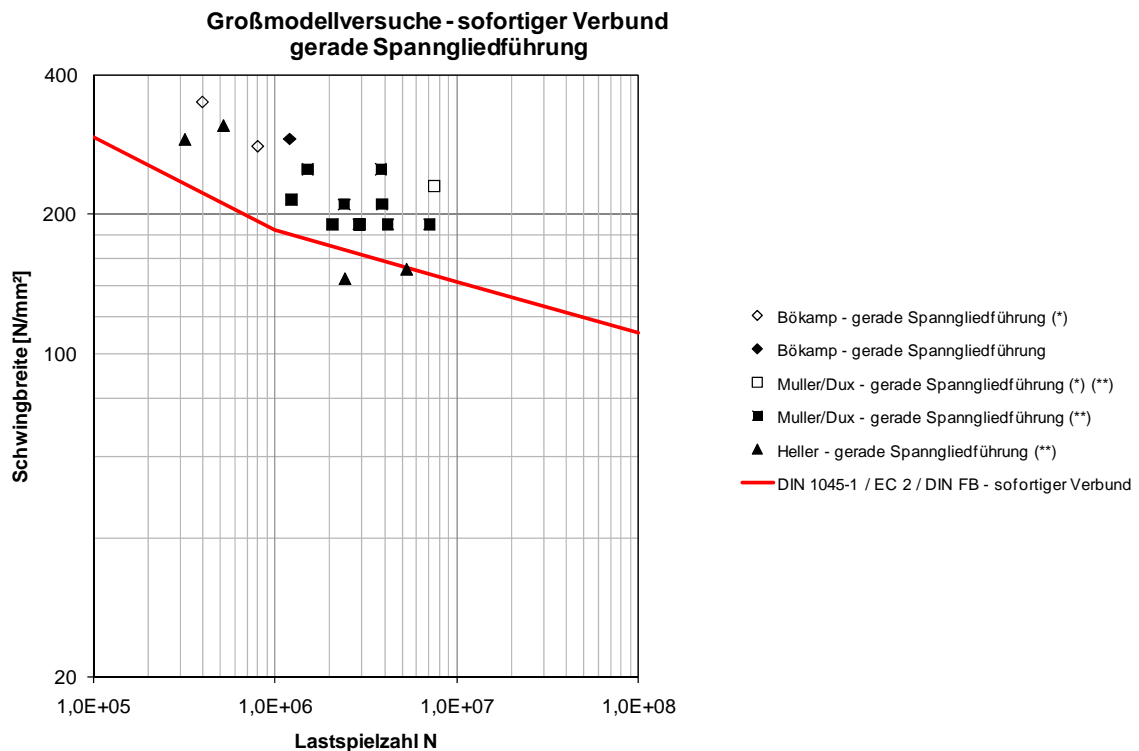


Bild 6-3: Versuchsergebnisse mit gerader Spanngliedführung im Normenkontext
 (*): Im Versuch wurden nacheinander unterschiedliche Belastungsstufen bzw. Schwingbreiten gefahren
 (**): Das Dekompressionsniveau wird bei jedem Belastungsschritt durchfahren

Aus der Auswertung von Bild 6-3 ergeben sich im Einzelnen folgende Ergebnisse:

- Die Wöhlerlinien für sofortigem Verbund mit geradliniger Spanngliedführung geben für fast alle Versuchsergebnisse ein zutreffendes Schwingbreitenniveau an; zwei Versuchsergebnisse liegen unterhalb der Normenangaben.
- Nur sehr wenige Versuchsergebnisse decken den Schwingbreitenbereich $< 185 \text{ MN/m}^2$ ab, die darüber hinaus auch die Normenangaben nicht erfüllen; ebenso liegen keine Versuchsergebnisse mit Lastspielzahlen $> 8 \times 10^6$ vor.

Eine Einordnung der Versuchswerte von Spanngliedern mit umgelenkter Spanngliedführung in den Normenkontext zeigt Bild 6-4.

Großmodellversuche - sofortiger Verbund / geneigte Spanngliedführung

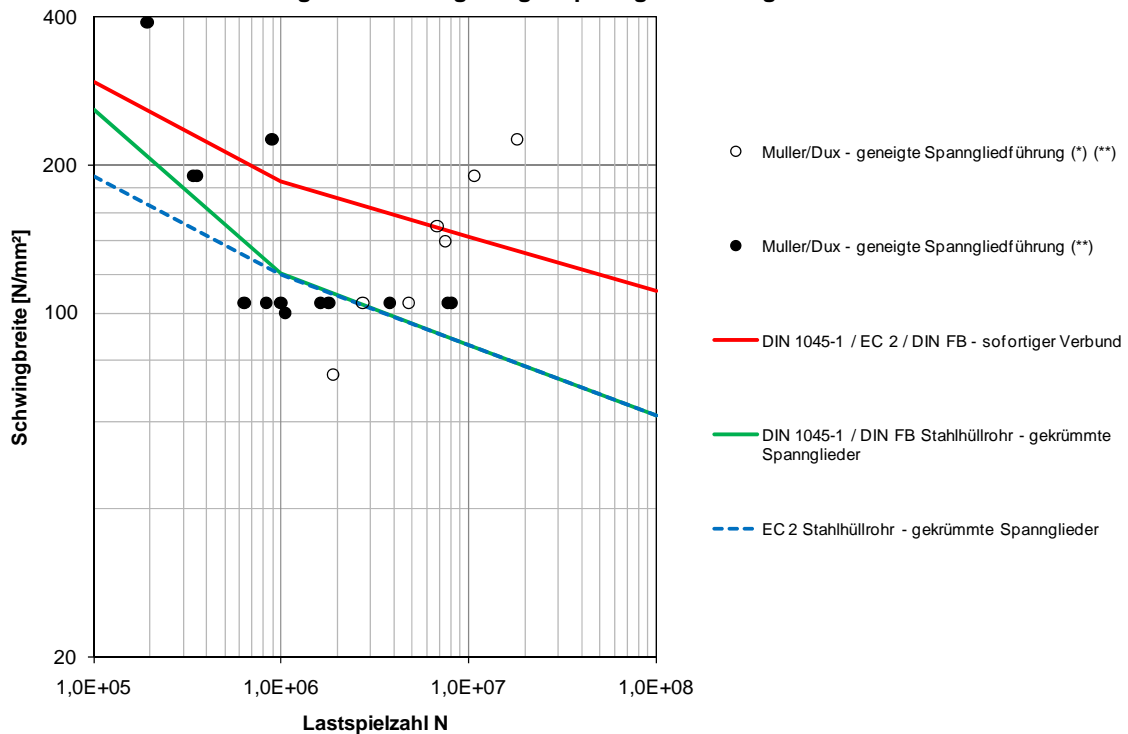


Bild 6-4: Ergebnisse geneigter bzw. umgelenkter Spanngliedführung mit sofortigem Verbund im Normenkontext für Spannglieder mit nachträglichem Verbund
 (*): Im Versuch wurden nacheinander unterschiedliche Belastungsstufen bzw. Schwingbreiten gefahren
 (**): Das Dekompressionsniveau wird bei jedem Belastungsschritt durchfahren

Aus der Auswertung von Bild 6-4 lassen sich im Einzelnen folgende Aussagen ableiten:

- Die vorliegenden Versuchswerte können nicht in den Normenkontext eingeordnet werden. Die Ergebnisse weisen eine große Streubreite bei gleichbleibenden Versuchsparametern auf. Die aufgetretenen Spannstaahlbrüche sind größtenteils von den Umlenkstellen ausgegangen.
- Werden die Ansätze der derzeitigen Normen für Spannglieder mit nachträglichem Verbund auf die Versuchsergebnisse der umgelenkten Spannglieder im sofortigen Verbund angesetzt, zeigt sich eine bessere Übereinstimmung, was auf die Berücksichtigung der Reibkorrosion bei nachträglichem Verbund zurückzuführen ist.
- Im Schwingbreitenbereich $< 100 \text{ MN/m}^2$ und bei Lastspielzahlen $> 2 \times 10^7$ liegen keine Versuchsergebnisse vor.
- Insbesondere die Versuche von Muller/Dux [48], [49] zeigen bei einer Schwingbreite von 105 N/mm^2 eine große Abweichung von der derzeitigen Normung.
- Die wesentlichen Unterschiede der einzelnen Versuchsergebnisse mit Lastspielzahlen zwischen $0,6 \times 10^6$ und $8,0 \times 10^6$ können anhand der vorliegenden Literatur nicht nachvollzogen werden.

Zu den Ergebnissen in Bild 6-3 und 6-4 können die folgenden, weitergehenden Anmerkungen gemacht werden:

- Die in den Versuchen verwendeten Betongüten entsprechen üblichen Praxisbedingungen; der Festigkeitsbereich der Normen wurde nicht vollständig abgeprüft. Die Betongüte dürfte im Zusammenhang mit umgelenkten Spanngliedern mit sofortigem Verbund aufgrund der Verwendung von Umlenkstrukturen eine untergeordnete Rolle spielen. Bei gerader Spanngliedführung weisen einige Versuchsergebnisse der Betongüte einen Einfluss zu; umfassende systematische Untersuchungen hierzu fehlen allerdings.
- Alle anderen hier dokumentierten Versuche zeigen aufgrund von Einzelprüfungen bei einer einzelnen Schwingbreite nur Einzelergebnisse. Systematische Versuchsreihen mit identischen Versuchsparametern konnten im Rahmen dieses Vorhabens nicht gefunden werden.
- Auch unter Berücksichtigung der erwähnten Unsicherheiten (Durchfahren des Dekompressionsniveaus, Ansatz unterschiedlicher Belastungsstufen) hinsichtlich der Güte und der Quantität der Untersuchungsergebnisse wird nach Meinung der Verfasser das Dauerschwingverhalten von geraden Spanngliedern von der derzeitigen Normung gut widergespiegelt.
- Dennoch sollte eine Übertragung der Ergebnisse der Dauerschwingfestigkeitprüfungen von frei schwingenden Proben auf den eingebauten Zustand von Spannbetonbauteilen durch weitere Versuche abgesichert werden. Eine mögliche, grobe Tendenz der zu erwartenden Zusammenhänge zeigt Bild 4-34 in Kap. 4.3.3.

7 Einbau- und Anwendungssituationen

Spannglieder im nachträglichen Verbund werden überwiegend in Bauteilen eingesetzt, bei denen eine hinsichtlich des Momentenverlaufs optimierte Spanngliedführung angestrebt wird. Hierbei werden während der Bewehrungsarbeiten Hüllrohre in den Betonquerschnitt eingebaut in denen die Spannglieder geführt werden. Vor und während des Einbaus sind die Hüllrohre der freien Witterung ausgesetzt, so dass es bereits vor der Betonage zu einer Korrosion und somit zu einer Aufrauung der Oberfläche der Hüllrohre kommen kann. Ferner kann es während des Einbaus zu einem Abknicken bzw. zu Eindrückungen des Hüllrohres kommen, wodurch die Gleichförmigkeit der Hüllrohrwandung zerstört wird und lokal Knicke im Hüllrohr auftreten können. Im Hinblick auf die Übertragung der Ergebnisse von Großbauteilversuche unter Laborbedingungen sollte dieser „Baustelleneffekt“ berücksichtigt werden.

Die im Nachweis der Ermüdung zu berücksichtigen Beanspruchungen in Bauwerken und Bauteilen werden durch die entsprechenden Normenvorgaben geregelt. In der realen Anwendungssituation treten aber in der Regel ungeordnete Spannungsschwankungen mit einer unregelmäßigen Folge, Häufigkeit und Größe der Belastungen auf. In Laborversuchen werden zur besseren Auswertung im Allgemeinen „Einstufen-Versuche“ mit konstanter Schwingbreite durchgeführt.

In den Gesprächen mit Forschern, die an den in Kapitel 4 aufgeführten Untersuchungen beteiligt waren, wurde der Ansatz der Verwendung von Einstufenspannungsblöcken kritisch diskutiert. In den damals durchgeführten Untersuchungen entstand zum Teil die Vermutung, dass Spannungsspitzen, die z. B. aus einer unexakten Maschinensteuerung herrührten, zu einer nennenswerten Schädigung des Spanngliedes beitragen. Der Ansatz von regelmäßigen Spannungsamplituden in Laborversuchen sollte – obgleich der besseren Auswertung – vor diesem Hintergrund und vor Durchführung weiterer Untersuchungen kritisch diskutiert werden.

In diesem Zusammenhang ist zu bedenken, dass die Entwicklung der Steuerungselektronik seit den durchgeführten Versuchen Ende der neunziger Jahre große Fortschritte gemacht hat, so dass moderne Steuerungsgeräte mittlerweile auch eine Steuerung über unregelmäßige und zufällige Lastamplituden entsprechend der Betriebsfestigkeit ermöglichen.

In Bezug auf baupraktische Einbau- und Anwendungssituationen sind Kleinbauteilversuche nur in gewissen Grenzen wirklichkeitsnah. Dagegen spiegeln Großbauteilversuche die Praxisbedingungen gut wider. Bei Letzteren müssen allerdings die Versuchsdurchführung sowie die Auswertung der Ergebnisse sorgfältig erfolgen. Außerdem sind sie deutlich kostenintensiver. Es wäre wünschenswert, einen Kleinversuch zu konzipieren, der die baupraktischen Randbedingungen der Einbausituationen in guter Näherung abbildet.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Berechnung der Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand gewinnt z. B. im Rahmen zunehmender Verkehrsbeanspruchungen, einer längeren Lebensdauer von Bauwerken, aber auch durch die Verwendung von innovativen und hochfesten Baustoffen zunehmend an Bedeutung. Letzteres führt u. a. zu schlankeren, höher dynamisch beanspruchten Bauwerken und Bauteilen mit beträchtlichen Spannungsänderungen im Spannstahl.

Der vorliegende Bericht gibt einen Sachstand zur Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand, wobei auch Spannglieder im sofortigen Verbund betrachtet wurden. Die externe Vorspannung oder Spannglieder ohne Verbund wurden in den Untersuchungen nicht berücksichtigt. Ebenso erfolgte keine Untersuchung von Ermüdungserscheinungen von Koppel- oder Ankerstellen sowie der Verankerungsbereiche bei Vorspannung mit sofortigem Verbund.

Nach einer kurzen Begriffsdefinition in Kapitel 3 wurden in Kapitel 4 zunächst die bisher durchgeführten Versuche zur Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand gesichtet, kurz in ihrem Aufbau beschrieben und hinsichtlich der erzielten Erkenntnisse zusammengefasst.

In einer Datenbank (Anhang A) wurden die Versuchsparameter in tabellarischer Form zusammengestellt. Außerdem erfolgte in Kapitel 5 eine Wichtung der versagensrelevanten Parameter bzw. Einflussgrößen auf die Dauerschwingfestigkeit. Danach konnte eine Einordnung der vorliegenden Versuchsergebnisse hinsichtlich ihrer Aussagefähigkeit (Verwertbarkeit) und der Einordnung in den Anwendungsbereich der nationalen Normung (DIN 1045-1) gegeben werden. Der Bereich der nachträglichen Vorspannung wurde insgesamt umfangreich experimentell untersucht, wobei durchaus noch Kenntnislücken im Hinblick auf hohe Vorspannwerte ($>0,75 f_{pk}$), hohe Betonfestigkeitsklassen ($>C70$), Schwingbreiten $\Delta\sigma < 100 \text{ N/mm}^2$, hohe Lastspielzahlen ($N > 10^7$) und Untersuchungen im Zeitfestigkeitsbereich ($\Delta\sigma > 250 \text{ N/mm}^2$) bestehen. Zur Vorspannung mit sofortigem Verbund liegen nur sehr wenige Versuche vor, die nur einzelne Schwingbreitenbereiche abdecken. Quantifizierbare Untersuchungen zu umgelenkten Spanngliedern mit sofortigem Verbund konnten im Rahmen dieses Vorhabens im europäischen Raum nicht gefunden werden, so dass hierzu noch Forschungsbedarf existiert. Die vorliegenden internationalen Untersuchungen zu derartigen Bauteilen weisen auf eine erhebliche Reduzierung der Dauerschwingfestigkeit unter dynamischer Beanspruchung hin. Des Weiteren muss darauf hingewiesen werden, dass ein Großteil der vorliegenden Untersuchungen mit sofortigem Verbund unter Beanspruchungsbedingungen durchgeführt wurden, bei denen das Dekompressionsniveau während der Versuche durchfahren wurde oder mehrere Belastungsstufen bzw. Schwingbreiten nacheinander auf einen Prüfkörper aufgebracht wurden. Durch diese einzelnen Belastungsstufen entstehen jeweils Mikroschädigungen im Spannstahl, so dass die Gesamtschädigung abschließend nicht einer Schwingbreite zugeordnet werden kann.

Anschließend wurden in Kapitel 6 die verwertbaren Versuchsergebnisse den Wöhlerlinien für Spannglieder der DIN 1045-1, des EC 2 und des FB 102 gegenübergestellt. Die Untersuchungen lassen insgesamt den Schluss zu, dass die Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund relativ gut von den derzeitigen Normen erfasst und abgebildet wird. Die Untersuchungen zum sofortigen Verbund lassen sich für die geradlinige Spanngliedführung gut mit den Normenangaben beschreiben; für eine geneigte bzw. umgelenkte Spanngliedführung kann keine konkrete Bemessungsempfehlung angegeben werden, da sehr wenige und unzureichende Untersuchungen vorliegen. In den nationalen Regelwerken sollte die

angegebenen Wöhlerlinien für sofortigen Verbund hinsichtlich einer umgelenkten Spanngliederführung eingeschränkt werden.

Schließlich erfolgte in Kapitel 7 eine kurze Bewertung der bisherigen Versuchskonfigurationen hinsichtlich der baupraktischen Einbau- und Anwendungssituationen. Eine Übertragbarkeit der Dauerschwingfestigkeit von frei schwingend geprüften Proben auf eingebaute Spannglieder ist nicht möglich, da die Einflüsse aus Reibkorrosion zu einer verminderten Dauerschwingfestigkeit führen. Kleinbauteilversuche mit Berücksichtigung der Reibkorrosion zeigen eine bessere Übereinstimmung mit durchgeführten Großbauteilversuchen, sie können jedoch das reale Bauteilverhalten aufgrund einer fehlenden Abbildung einzelner Versuchsparameter, z. B. Biegung in den Spanngliedern, nicht exakt wiedergeben. Hier wären weitergehende Überlegungen zu einer zweckmäßigeren Prüfeinrichtung wünschenswert.

Im Ausblick auf ergänzende Untersuchungen wären nach Meinung der Verfasser folgende Versuchsparameter interessant:

Nachträglicher Verbund:

- Lastspielzahlen $N \geq 10^7$ bzw. Schwingbreiten $\Delta\sigma < 100 \text{ N/mm}^2$ bei Verwendung von Stahlhüllrohren
- Vorspannniveau der Spannglieder $> 0,75 f_{pk}$
- Systematische Mehrstufenversuche in Abgrenzung zu den bisherigen Einstufenversuchen

Sofortiger Verbund:

- Belegversuche für die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus frei schwingenden Dauerschwingfestigkeitsprüfungen
- Abgrenzungsversuche für umgelenkte Spannglieder (unter Bewertung der baupraktischen Bedeutung)

Nachträglicher und Sofortiger Verbund:

- Einsatz von hochfesten und ultrahochfesten Betonen (ggf. mit Faserzugabe) sowie Leichtbetone
- Einfluss einer aggressiven Umgebung (z. B. Chloridbeanspruchung) auf die Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern

9 Unterschriften

Braunschweig, den 27.05.2010



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann



Dipl.-Ing. Christoph Sender

10 Literatur

- [1] Abel, M.: Zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Dissertation 1996
- [2] Abeles, P. W., Brown II, E. I., Hu, C. H.: Behavior Of Under-Reinforced Prestressed Concrete Beams Subjected To Different Stress Ranges SP 41-12. Abeles Symposium – Fatigue Of Concrete, ACI-Publication SP-41, 1974, S. 279-300
- [3] Abeles, P. W., Brown II, E. I., Hu, C. H.: Fatigue Resistance Of Underreinforced Prestressed Beams Subjected To Different Stress Ranges; Miner´s Hypothesis SP-41-11. Abeles Symposium – Fatigue Of Concrete, ACI-Publication SP-41, 1974, S. 237-277
- [4] Abeles, P. W., Brown, E. J., Hu, C. H.: Fatigue resistance of underreinforced prestressed beams subjected to different stress ranges; Miner´s hypothesis, ACI-Publication, Sp 41-11, 1974, S. 237-277
- [5] Bennett E. W., Joynes, H. W.: Fatigue Strength of Cold-Worked Non-Prestressed reinforcement in Prestressed Concrete Beams. In: Magazine of Concrete Research: Vol. 31, No. 106, 1979
- [6] Bökamp, H., Cordes, H., Trost, H.: Langzeitversuche mit dynamischen Belastungen zu den Auswirkungen von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Spanngliedern bei teilweiser Vorspannung, Abschlussbericht, Bericht Nr. 30/89, IfBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-437/85, Lehrstuhl für Massivbau, RWTH Aachen, 1989
- [7] Bökamp, H.: Ein Beitrag zur Spannstahlermüdung unter Reibdauerbeanspruchung bei teilweiser Vorspannung, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Dissertation 1991
- [8] Broszeit, E., Kloss, K. H., Schweighöfer, B. O.: Schwingverschleißprüfung im Reibkufenversuch - zweidimensionale Spannungsanalyse und Reibwegamplituden, Zeitschrift Werkstofftechnik 16, 1985, S. 187-193
- [9] Bruggeling, A. S. G., Brunekreef, S. H., Walraven, J. C.: Partially prestressed concrete – theory and experiment. Contribution to the 8th International FIP Congress London, 1978
- [10] Bryson, J. O., Carpenter, E. F.: Flexural Behavior of Prestressed Concrete Composite Tee-Beams. Building Science Series 31, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1970
- [11] Budiono, B., Gilbert, R. I., Foster, S. J.: Non-Linear Finite Element Model for Partially Prestressed Concrete Structures under Cyclic Loads. Uniciv Report No. R-336 June 1994, The University of South Wales Sydney 2052 Australia, 1994
- [12] Bülte, S.: Zum Verbundverhalten von Spannstahl mit sofortigem Verbund unter Betriebsbeanspruchungen, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Dissertation 2008
- [13] Canteli, A. F., Esslinger, V., Thürlimann, B.: Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungs- und Spannstählen, Bericht Nr. 8002-1, Institut für Bautechnik und Konstruktion, ETH Zürich, 1984
- [14] Cordes, H., Hagen, H.: Langzeitverhalten des Verbundes von Spanngliedern im Stoffsystem Hüllrohr / Einpressmörtel / Beton unter dynamischer und statischer Belastung, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Bericht Nr. 28/88, 1988
- [15] Cordes, H., Hegger, J., Nowak, D.: Prüfverfahren zur Beurteilung der Flugrostanfälligkeit von Spannstahloberflächen unter baupraktischen Bedingungen. Institut für

- Massivbau der RWTH Aachen, Institutsbericht Nr.: 45/97, 1997
- [16] Cordes, H., Lapp-Emden, M.: Untersuchungen zur Dauerfestigkeit von Spanngliedern für die besonderen Bedingungen der teilweisen Vorspannung, Bericht Nr. 18/84 des Instituts für Massivbau, RWTH Aachen, Juni 1984
- [17] Cordes, H., Lapp-Emden, M.: Untersuchungen zur Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern für die besonderen Bedingungen der teilweisen Vorspannung. Kurzbericht aus der Bauforschung Nr. 12/84-185, S. 989-991
- [18] Cordes, H., Trost, H.: Untersuchungen zur Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern für die besonderen Bedingungen der teilweisen Vorspannung. Spannbetonbau in der BRD 1983-1986, Beitrag zum internationalen Spannbetonkongress in Neu Delhi
- [19] Cordes, H.: Das Grenzflächenverhalten von Spanngliedern und seine Auswirkungen für den Verbundbaustoff vorgespannter Stahlbeton - Reibung, Verbund und Ermüdung von Spanngliedern -, RWTH Aachen, Habilitation 1987
- [20] Cordes, H.: Dauerhaftigkeit von Spanngliedern unter zyklischen Beanspruchungen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 370, 1986
- [21] Danielewicz, I.: Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken, Institut für Massivbau der TU Darmstadt, 1994, Dissertation
- [22] Deutsches Institut für Normung e.V. - DIN: DIN 1045-1 - Teil 1 - Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion (2008).
- [23] Deutsches Institut für Normung e.V. - DIN: DIN 1045-1:2001-07 - Berichtigung 2. Berichtigung zu DIN 1045-1:2001-07 (2005).
- [24] Deutsches Institut für Normung e.V. - DIN: DIN 488, Teil 1-6: Betonstahl
- [25] Deutsches Institut für Normung e.V. - DIN: DIN 50100 (1978): Dauerschwingversuch
- [26] Deutsches Institut für Normung e.V. - DIN: DIN EN 1992-1-1 (2005).
- [27] Deutsches Institut für Normung e.V. - DIN: DIN EN 1992-1-1 / NA (2008).
- [28] Deutsches Institut für Normung e.V. - DIN: DIN EN 1992-1-1:2004 / AC - Berichtigung (2008).
- [29] Deutsches Institut für Normung e.V. - DIN: DIN Fachbericht 102 (2009): Betonbrücken
- [30] Deutsches Institut für Normung e.V. - DIN: DIN 1045-1:2001 (2001).
- [31] Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Tragverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1995, Dissertation
- [32] Eskola, L.: Zur Ermüdung teilweise vorgespannter Betontragwerke, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Dissertation 1996
- [33] Funk, W.: Der Einfluss der Reibkorrosion auf die Dauerhaltbarkeit zusammengesetzter Maschinenelemente, Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation 1968
- [34] Harste, D.: Untersuchungen zur Auswirkung von Überlasten auf die Dauerschwingfestigkeit, Technische Universität Clausthal, 1996, Dissertation
- [35] Hawkins, N. M.: Fatigue In Bond And Shear Of Reinforced Concrete Beams SP 41-10. Abeles Symposium – Fatigue Of Concrete, ACI-Publication SP-41, 1974, S. 203-236

- [36] Hegger, J., Neuser, J.: Untersuchungen zur Reibermüdung von großen Spanngliedern bei teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen, Schlußbericht, Institutsbericht Nr.: 49/98, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 1998
- [37] Heller, B. E.: Fatigue of Pretensioned Concrete Beams, The University of Texas at Austin, Master Thesis, 2003
- [38] Isecke, B., Stichel, W.: Einfluß baupraktischer Umgebungsbedingungen auf das Korrosionsverhalten von Spannstählen vor dem Injizieren. Forschungsbericht 87, Bundesanstalt für Materialforschung, 1982
- [39] Julius, A.: Zum Mechanismus des Reibdauerbruches, Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation 1972
- [40] Koch, R.: Dauerschwingversuch an einem teilweise vorgespannten Spannbetonträger. Otto-Graf-Institut, Forschungs- und Materialprüfanstalt Baden-Württemberg, Schriftenreihe Heft 80, 1988
- [41] Koch, R.: Dauerschwingversuche an teilweise vorgespannten Spannbetonträgern, Otto-Graf-Institut, Forschungs- und Materialprüfanstalt Baden-Württemberg, Schriftenreihe Heft 80, Stuttgart 1988
- [42] König, G., Schießl, P., Zilch, K.: Dauerhaftigkeit von Spannbeton, Schlußbericht, DIBt Forschungsvorhaben IV 1-5-871/97, Universität Leipzig, TU München, 1998
- [43] Kreitner, L.: Die Auswirkung von Reibkorrosion und von Reibdauerbeanspruchung auf die Dauerhaltbarkeit zusammengesetzter Maschinenteile, Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation 1976
- [44] Mietz, J., Isecke, B., Pasewald, K.: Untersuchungen zur Spannungsrißkorrosionsgefährdung von Spannstählen (Stäben) bei erhöhter Vorspannung. Materials and Corrosion 49, 1998, S.461-472
- [45] Müller, H. H.: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben „Prüfverfahren für die Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen“, Institut für Bauingenieurwesen III, Technische Universität München, Nr. 1111, Mai 1985
- [46] Müller, H. H.: Prüfverfahren für die Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen. Abschlußbericht, Lehrstuhl für Massivbau der TU München, 1985
- [47] Müller, H. H.: Spannglieder in Kunststoffhüllrohren. Schlußbericht zum Forschungsvorhaben IfBt. IV 1-5-474/86, Lehrstuhl für Massivbau der TU München, 1994
- [48] Muller, J. F., Dux, P. F.: Fatigue of Prestressed Concrete Beams with Inclined Strands, University of Queensland, Department of Civil Engineering, Research Report No. CE 135, 1992
- [49] Muller, J. F., Dux, P. F.: Fatigue of Prestressed Concrete Beams with Inclined Strands, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 4, 1994
- [50] Naaman, A. E.: Fatigue in Partially Prestressed Concrete Beams, In: Fatigue of Concrete Structures, ACI Publication SP-75, 1982
- [51] Oertle, J., Thürlimann, B., Esslinger, V.: Versuche zur Reibermüdung einbetonierter Spannkabel, Bericht Nr. 8101-2, Institut für Bautechnik und Konstruktion, ETH Zürich, 1987
- [52] Oertle, J.: Reibermüdung einbetonierter Spannkabel, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 166, September 1988
- [53] Patzak, M.: Die Bedeutung der Reibkorrosion für nicht ruhend belastete Verankerungen und Verbindungen metallischer Bauteile des konstruktiven Ingenieurbaus, Uni-

- versität Stuttgart, Dissertation 1979
- [54] Radaj, D., Vormwald, M.: Ermüdungsfestigkeit - Grundlagen für Ingenieure, 3. Auflage, Springer Verlag, 2007
- [55] Rigon, C., Thürlimann, B.: Fatigue Tests on Post-Tensioned Concrete Beams, Institut für Bautechnik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 8101-1, August 1985
- [56] Sha, S. P.: Fatigue of Concrete Structures, ACI Publication SP-75, 1982
- [57] Thormählen, U.: Zum Einfluss von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auf Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung bei teilweise vorgespannten Konstruktionen, RWTH Aachen, 1978, Dissertation
- [58] Venuti, W.: A Statistical Approach to the Analysis of Fatigue Failure of Prestressed Concrete Beams. In: Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 62, No. 11, 1965
- [59] Vill, M., Eichinger, E. M., Kollegger, J.: Untersuchungen zur Tragfähigkeit von geschädigten Spanngliedern mit nachträglichem Verbund. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 8, S. 664-674
- [60] Vill, M.: Zum Tragverhalten von Massivbrücken mit geschädigten Spanngliedern. 45. Forschungskolloquium des DAfStb, 100. Jahrgang Beton- und Stahlbetonbau (2005), S. 211-214
- [61] Voß, K.-U., Falkner, H.: Versuche zum Zusammenwirken von Beton- und Spannstahl in Spannbetonbiegebalken unter Betriebsbedingungen, Abschlussbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, iBMB der Technischen Universität Braunschweig, 1993
- [62] Voß, K.-U., Kordina, K.: Tragverhalten von Spannbetonbiegegliedern unter praxisüblicher Schwellbeanspruchung bei Berücksichtigung von Vorspanngrad, Verbundart und Durchlaufwirkung, Abschlussbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, iBMB der Technischen Universität Braunschweig, 1990
- [63] Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonträgern im Zustand II – Unterschiedliches Verbundverhalten bei Schwellbeanspruchung, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, iBMB der Technischen Universität Braunschweig, Heft 111, 1993
- [64] Weiher, H., Zilch, K.: Umlenkung von Spanngliedern, Lehrstuhl für Massivbau, TU München
- [65] Zilch K., Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau, Springer Verlag, 2006

ANHANG

Anhang A

1 Datenbank

Auf den nachfolgenden Seiten erfolgt die tabellarische Zusammenstellung der Versuche in einer Datenbank.

1.1 Datenbank – nachträglicher Verbund – Kleinmodellversuche

Allgemeine Daten				Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse							
Prüfreihe / Verfasser	Verbundart	Modellart / Spannliedführung	Norm	Spannliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs-geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Hüllrohrmaterial	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag.LW [Mio.]	Abbruchbedingung	
Oerte /Thürilmann / Esslinger	nachträglicher Verbund	Kleinkörperversuche/ gekrümmte Spannliedführung	k. A.	Paralleldraht ø 7 mm injiziert	Hüllrohr	St1470/1670 (Einzeldrähte)		k. A.	3	Stahl	oberhalb	250	k. A.	1,30	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			5	Stahl	oberhalb	250		2,05	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			10	Stahl	oberhalb	200		1,40	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			2	Stahl	oberhalb	200		1,65	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			1	Stahl	oberhalb	200		1,70	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			11	Stahl	oberhalb	200		2,15	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			41	Stahl	oberhalb	200		2,30	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			29	Stahl	oberhalb	200		2,50	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			31	Stahl	oberhalb	200		4,75	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			28	Stahl	oberhalb	200		6,40	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			8	Stahl	oberhalb	175		2,05	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			7	Stahl	oberhalb	175		2,60	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			4	Stahl	oberhalb	175		3,60	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			9	Stahl	oberhalb	150		4,15	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			6	Stahl	oberhalb	150		4,50	Spannstahlbruch	
				Paralleldraht ø 7 mm nichtinjiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)	Belastungsstufen		18	Stahl - nicht injiziert	oberhalb	200		4,00	Durchläufer	
										Stahl		300		2,00	Durchläufer	
										Stahl		400		4,30	Spannstahlbruch	
														Σ = 10,3		
														10,30		
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)	Belastungsstufen		23	Kunststoff	oberhalb	400		2,00	Durchläufer	
														500	2,20	Spannstahlbruch
														Σ = 4,2		
														500	4,20	
				Paralleldraht ø 7 mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)	Belastungsstufen		15	Kunststoff	oberhalb	400		3,00	Durchläufer	
														500	4,20	Spannstahlbruch
														Σ = 7,2		
														500	7,20	

Prüfreihe / Verfasser	Allgemeine Daten			Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse							
	Verbundart	Modellart / Spanngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs-geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Hüllrohrmaterial	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag_LW [Mio.]	Abbruchbedingung	
Oerte /Thürilmann / Esslinger	nachträglicher Verbund	Kleinkörperversuche/ gekrümmte Spannglied- führung	k. A.	Litze ø 0,6" injiziert	Hüllrohr	St1570/1770 (Litzen)		k. A.	55	Stahl	oberhalb	125		2,30	1. Bruch	
				Litze ø 0,6" injiziert		St1570/1770 (Litzen)			53	Stahl	oberhalb	125		4,10	1. Bruch	
				Litze ø 0,6" injiziert		St1570/1770 (Litzen)	Belastungsstufen			63	Stahl	oberhalb	100		4,00	Durchläufer
													150		0,40	1. Bruch
													150		0,80	2. Bruch
													150		5,40	3. Bruch
															Σ = 10,6	
													150		4,40	1. Bruch
				Litze ø 0,6"		St1570/1770 (Litzen)	Belastungsstufen			35	Stahl - nicht injiziert	oberhalb	200		2,00	Durchläufer
													300		0,10	1. Bruch
													300		0,40	2. Bruch
													300		0,30	3. Bruch
															Σ = 2,8	
													300		2,10	1. Bruch
				Litze ø 0,6"		St1570/1770 (Litzen)	Belastungsstufen			32	Stahl - nicht injiziert	oberhalb	200		2,40	Durchläufer
													300		0,50	1. Bruch
													300		0,10	2. Bruch
													300		0,60	3. Bruch
															Σ = 3,6	
													300		2,90	1. Bruch
				Litze ø 0,6" nicht injiziert		St1570/1770 (Litzen)	Belastungsstufen			36	Stahl - nicht injiziert	oberhalb	200		2,50	Durchläufer
													300		1,40	1. Bruch
													300		0,10	2. Bruch
													300		0,30	3. Bruch
															Σ = 4,3	
													300		3,90	1. Bruch
				Litze ø 0,6" injiziert		St1570/1770 (Litzen)				45	Kunststoff	oberhalb	300		1,90	1. Bruch
Litze ø 0,6" injiziert	St1570/1770 (Litzen)			44	Kunststoff	oberhalb	300		2,00	1. Bruch						
Litze ø 0,6" injiziert	St1570/1770 (Litzen)			65	Kunststoff	oberhalb	275		2,30	1. Bruch						
Litze ø 0,6" injiziert	St1570/1770 (Litzen)			34	Kunststoff	oberhalb	275		2,90	1. Bruch						
Litze ø 0,6" injiziert	St1570/1770 (Litzen)			57	Kunststoff	oberhalb	250		2,70	1. Bruch						
Litze ø 0,6" injiziert	St1570/1770 (Litzen)			61	Kunststoff	oberhalb	250		10,40	Durchläufer						

Allgemeine Daten				Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse																
Prüfreihe / Verfasser	Verbundart	Modellart / Spannledführung	Norm	Spannledtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs-geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Hüllrohrmaterial	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag,LW [Mio.]	Abbruchbedingung										
Oerte /Thürilmann / Esslinger	nachträglicher Verbund	Kleinkörperversuche/ gekrümmte Spannledführung	k. A.	Litze ø 0,6" injiziert	Hüllrohr	St1570/1770 (Litzen)	Belastungsstufen	k. A.	59	Kunststoff	oberhalb	200		4,00	Durchläufer										
												250	3,00	Durchläufer											
												300	3,00	Durchläufer											
												300	1,00	1. Bruch											
													Σ = 11												
												300	11,00	1. Bruch											
							Litze ø 0,6" nicht injiziert		St1570/1770 (Litzen)	Belastungsstufen		30	Kunststoff - nicht injiziert	oberhalb	200		2,50	Durchläufer							
												300	3,40	1. Bruch											
													Σ = 5,9												
													300	5,90	1. Bruch										
												Paralleldrähte ø 7mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			43	Stahl	oberhalb	200		0,90	1. Bruch		
																	21	Stahl	oberhalb	200	1,10	1. Bruch			
							42	Stahl	oberhalb	200	1,30						1. Bruch								
							46	Stahl	oberhalb	150	1,50						1. Bruch								
							48	Stahl	oberhalb	150	1,70						1. Bruch								
							50	Stahl	oberhalb	150	2,30						1. Bruch								
							Paralleldrähte ø 7mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			54	Stahl	oberhalb	125		2,10	1. Bruch							
												52	Stahl	oberhalb	125	2,60	1. Bruch								
												Paralleldrähte ø 7mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)	Belastungsstufen		60	Stahl	oberhalb	100		4,50	Durchläufer		
																					135		1,10	1. Bruch	
																					135		0,70	2. Bruch	
																					135		2,20	3. Bruch	
																	Σ = 8,5								
											135							5,60	1. Bruch						
			Paralleldrähte ø 7mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			64	Kunststoff	oberhalb	275		5,70	1. Bruch											
								Paralleldrähte ø 7mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)			58	Kunststoff	oberhalb	250		5,50	1. Bruch						
													Paralleldrähte ø 7mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)	Belastungsstufen		62	Kunststoff	oberhalb	250		7,40	1. Bruch	
																						250		0,20	2. Bruch
																							Σ = 7,6		
																						250		7,40	1. Bruch
			Paralleldrähte ø 7mm injiziert		St1470/1670 (Einzeldrähte)													56	Kunststoff	oberhalb	200		9,40	1. Bruch	

1.2 Datenbank – nachträglicher Verbund – Großmodellversuche

Allgemeine Daten				Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse						
Prüfreihe / Verfasser	Verbundart	Modellart / Spannngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs-geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Hüllrohrmaterial	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag LW [Mio.]	Abbruchbedingung
Abel	nachträglicher Verbund	Großmodell/ geneigte Spannnglied-führung	Model Code 90; DIN 4227	Einzeldrähte 9/11 x ø 7mm	Hüllrohr	C 45/55 BS500 St1570/1770 (Litzen) St1470/1670 (Einzeldrähte)	anfahren auf Oberlast, 10 LW, Entlastung	k. A.	1	Stahl	oberhalb	140	3,0	0,93	1. Litzenbruch
				Einzeldrähte 9/11 x ø 7mm			anfahren auf Oberlast, 10 LW, Entlastung		2	Stahl	oberhalb	120	3,0	1,70	1. Litzenbruch
				Einzeldrähte 9/11 x ø 7mm			anfahren auf Oberlast, 10 LW, Entlastung		3	Stahl	oberhalb	100	3,0	5,25	1. Litzenbruch
				Litze (7 Einzeldrähte) ø 15,2 mm			anfahren auf Oberlast, 10 LW, Entlastung		10	Kunststoff	oberhalb	180	3,0	0,53	1. Litzenbruch
				Litze (7 Einzeldrähte) ø 15,2 mm			anfahren auf Oberlast, 10 LW, Entlastung		11	Kunststoff	oberhalb	130	3,0	6	1. Litzenbruch
				Litze (7 Einzeldrähte) ø 15,2 mm			anfahren auf Oberlast, 10 LW, Entlastung		12	Kunststoff	oberhalb	180	3,0	1,54	1. Litzenbruch
				Litze (7 Einzeldrähte) ø 15,2 mm			anfahren auf Oberlast, 10 LW, Entlastung		13	Kunststoff	oberhalb	150	3,0	1,2	1. Litzenbruch
				Litze (7 Einzeldrähte) ø 15,2 mm			anfahren auf Oberlast, 10 LW, Entlastung		14	Kunststoff	oberhalb	210	3,0	0,45	1. Litzenbruch
				Litze (7 Einzeldrähte) ø 15,2 mm			anfahren auf Oberlast, 10 LW, Entlastung		15	Kunststoff	oberhalb	125	3,0	17,05	1. Litzenbruch
				Litze (7 Einzeldrähte) ø 15,2 mm			anfahren auf Oberlast, 10 LW, Entlastung		16	Kunststoff	oberhalb	200	3,0	0,61	1. Litzenbruch
Einzeldrähte 9/11 x ø 7mm	anfahren auf Oberlast, 10 LW, Entlastung	17	Kunststoff	oberhalb	150	3,0	4,9	1. Litzenbruch							

Allgemeine Daten				Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse						
Prüfreihe / Verfasser	Verbundart	Modellart / Spannngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs-geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Hüllrohrmaterial	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag LW [Mio.]	Abbruchbedingung
Bökamp	nachträglicher Verbund	Großmodell/ gerade Spannnglied-führung	Model Code 90; DIN 4227	Litzen (je 7 Einzeldrähte) 3 Litzen je ø 15,2 mm zu Bündelspannglied vereint	Hüllrohr (Stahl)	C45/55 BS1 500 St 1570/1770	statisches Anfahren, 100000 LW, herunterfahren, Wiederholung des Vorgangs (insg. ca. 1 Wo), mehrwöchige Belastungspause, Weiterbelastung	Besprühung mit Leitungswasser, rel. Luftfeuchte 90%, Austrocknungsphasen (Wechselklima simulieren)	1 / I	Stahl (längsgeschweißt)	oberhalb	120,0	2,8	2,1	1. Bruch
				2 / I			Stahl (längsgeschweißt)		oberhalb	120,0	2,8	2,2	1. Bruch		
				3 / I			Stahl (längsgeschweißt)		oberhalb	140,0	2,8	1,1	1. Bruch		
				1 / II			Stahl (gewalzt)		oberhalb	140,0	2,8	1,3	1. Bruch		
				2 / II			Stahl (gewalzt)		oberhalb	160,0	2,8	0,7	1. Bruch		
				3 / II			Stahl (gewalzt)		oberhalb	160,0	2,8	0,7	1. Bruch		
				1 / III			Stahl		oberhalb	190,0	2,8	0,5	1. Bruch		
				2 / III			Stahl		oberhalb	190,0	2,8	0,4	1. Bruch		
				3 / III			Stahl		oberhalb	190,0	2,8	0,4	1. Bruch		

Prüfreihe / Verfasser	Allgemeine Daten			Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse									
	Verbundart	Modellart / Spanngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs-geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Hüllrohrmaterial	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag,LW [Mio.]	Abbruchbedingung			
Oerte /Thürlimann / Esslinger	nachträglicher Verbund	Großmodell/ gekrümmte Spannglied- führung	k. A.	Paralleldrähte ø 7mm injiziert	Hüllrohr	Beton: C 45/55 St1470/1670 (Einzeldrähte)	9 Belastungs-stufen	k.A.	C1	Stahl	oberhalb	100	5	2,00	Durchläufer			
												125	5	1,00	Spannstahlbruch			
												125	5	1,00	Durchläufer			
												150	5	1,40	Spannstahlbruch			
												150	5	0,30	Spannstahlbruch			
												150	5	0,30	Spannstahlbruch			
												150	5	1,60	Spannstahlbruch			
												150	5	1,30	Spannstahlbruch			
												150	5	0,20	Spannstahlbruch			
														Σ = 9,1				
												125		2,96	1. Bruch			
												C2	Stahl	oberhalb	100	5	2,00	Durchläufer
												125		2,00	Durchläufer			
												150		1,70	Spannstahlbruch			
												175		0,30	Durchläufer			
												175		0,30	Spannstahlbruch			
175		0,20	Spannstahlbruch															
175		0,10	Spannstahlbruch															
175		0,20	Spannstahlbruch															
175		0,10	Spannstahlbruch															
175		0,30	Spannstahlbruch															
175		0,30	Spannstahlbruch															
175		0,20	Spannstahlbruch															
175		0,20	Spannstahlbruch															
175		0,50	Spannstahlbruch															
		Σ = 8,8																
		150		5,68	1. Bruch													

Prüfreihe / Verfasser	Allgemeine Daten			Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse												
	Verbundart	Modellart / Spanngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs-geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Hüllrohrmaterial	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag_LW [Mio.]	Abbruchbedingung						
Oerte /Thürlmann / Esslinger	nachträglicher Verbund	Großmodell/ gekrümmte Spanngliedführung	k. A.	Paralleldrähte ø 7mm injiziert	Hüllrohr	Beton: C 45/55 St1470/1670 (Einzeldrähte)	9 Belastungs-stufen	k.A.	C1	Stahl	oberhalb	100	5	2,00	Durchläufer						
				Paralleldrähte ø 7mm injiziert		Beton: C 45/55 St1470/1670 (Einzeldrähte)	12 Belastungs-stufen		C3	Kunststoff	oberhalb	175	5	2,00	Durchläufer						
																	200	5	2,00	Durchläufer	
																	225	5	0,70	Spannstahlbruch	
																	225	5	0,40	Spannstahlbruch	
																	225	5	0,90	Durchläufer	
																	250	5	0,20	Spannstahlbruch	
																	250	5	0,30	Spannstahlbruch	
																	250	5	0,60	Spannstahlbruch	
																	250	5	0,90	Durchläufer	
																	275	5	0,20	Spannstahlbruch	
																	275	5	0,30	Spannstahlbruch	
																	275	5	0,40	Spannstahlbruch	
																			Σ = 8,9		
																			4,72	1. Bruch	
										Litzen ø 0,6" injiziert		Beton: C 45/55 St1570/1770 (Litzen)	10 Belastungs-stufen		C4	Kunststoff	oberhalb	175	5	2,00	Durchläufer
																		200	5	2,00	Durchläufer
																		225	5	0,50	Spannstahlbruch
																		225	5	1,50	Durchläufer
																		250	5	0,90	Spannstahlbruch
																		250	5	0,10	Durchläufer
																		275	5	1,20	Spannstahlbruch
																		275	5	0,20	Spannstahlbruch
																		275	5	0,40	Spannstahlbruch
																		275	5	0,20	Durchläufer
																			Σ = 10		
																		225		4,51	1. Bruch

Prüfreihe / Verfasser	Allgemeine Daten			Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse						
	Verbundart	Modellart / Spanngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs-geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Hüllrohrmaterial	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag_LW [Mio.]	Abbruchbedingung
Eskola	nachträglicher Verbund	Großmodell/ geneigte Spanngliedführung	Model Code 1990	Litze (ø 15,2mm)	Hüllrohr	C 50/60; C 60/75 BS 500 St 1570/1770	statisches Anfahren auf verschiedene Laststufen, 2 min jeweils Laststufe halten, dann sinusförmige Belastung, Herunterfahren	keine Angaben	S 200	Stahl	oberhalb	200	0,45 - 0,7	0,400	Spannstahlbruch
									S 200-2	Stahl	oberhalb	200	0,45 - 0,7	0,420	Spannstahlbruch
									P 200	Kunststoff	oberhalb	200	0,45 - 0,7	0,780	Spannstahlbruch
									P200-2	Kunststoff	oberhalb	200	0,45 - 0,7	2,052	Spannstahlbruch

Allgemeine Daten				Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse						
Prüfreihe / Verfasser	Verbundart	Modellart / Spannliedführung	Norm	Spannliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs-geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Hüllrohrmaterial	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag,LW [Mio.]	Abbruchbedingung
Hegger und Neuser	nachträg-licher Verbund	Großmodell/ polygonale Spannlied-führung	EC2,Teil 2; Model Code 90	vier übereinander angeordnete Litze(ø 0,6")	Hüllrohr	Beton C 45/55 BSt 500 St1570/1770	statisches Anfahren, dynam. Belastung, Herunterfahren auf 5kN, Wiederbe-lastung	keine Angaben	21	Kunststoff	oberhalb	125	3,0	kein Spann-drahtbruch nach 28, 6 Mio. LW	Durchläufer
									22	Stahl	oberhalb	125	3,0	0,56	1. Bruch
									23	Stahl	oberhalb	125	3,0	0,730	1. Bruch
									21a Erhöhung der Spannungsamplitude bei Balken 21 nach 28,6Mio Lastwechsel		Kunststoff	oberhalb	185	3,0	1,850

Allgemeine Daten				Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse													
Prüfreihe / Verfasser	Verbundart	Modellart / Spannliedführung	Norm	Spannliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs-geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Hüllrohrmaterial	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag,LW [Mio.]	Abbruchbedingung							
Müller	nachträglicher Verbund	Großmodell/ polygonale Spannlied-führung	DIN 4227	gerippter Gewindestahl (ø 26,5 mm)	Hüllrohr	C 35/45 BSt 500 St1080/1230	stat. Versuch; anschließend dynam. Test 2Belastungsstufen	keine Angaben	1	Stahl	oberhalb	200	k.A.	2,000	Durchläufer							
															300	0,076	Bruch					
															Σ = 2,076		2,076					
															2	Stahl	oberhalb	160	2,000	Durchläufer		
																				300	0,22	Bruch
																				Σ = 2,22		2,22
															3	Stahl	oberhalb	250	0,113	Bruch		
																				4	Stahl	oberhalb
															5	Stahl	oberhalb	200	2,098			
																				6	Stahl	oberhalb
200	4,265	Durchläufer																				
250	0,766																					
Σ = 7,357		7,357																				
7	Stahl	oberhalb	175	1,141	Bruch																	
					8	Stahl	oberhalb	150	3,071	Durchläufer												
200	0,634	Bruch																				
Σ = 3,705		3,705																				
9	Stahl	oberhalb	150	2,337																		
					10	Stahl	oberhalb	150	1,829	Bruch												

1.3 Datenbank – sofortiger Verbund

Prüfreihe / Verfasser	Allgemeine Daten			Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse					
	Verbundart	Modellart / Spanngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs - geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag.LW [Mio.]	Abbruchbedingung
Bökamp	sofortiger Verbund	Großmodell/ gerade Spannglied-führung	DIN 4227	Spannstähle ø 7,2 mm	Beton	C35/45 BS1500 St1420/1570	Belastungsstufen	k. A.	DA01	oberhalb	220,0	k.A	2,0	Durchläufer
											260,0	k.A	2,0	Durchläufer
											350,0		0,4	Spanngliedbruch
													Σ = 4,4	
											350,0		0,40	
									DA02	oberhalb	290,0	k.A	1,2	Spanngliedbruch
									DA03	oberhalb	140,0	k.A	2,0	Durchläufer
											180,0		2,0	Durchläufer
											230,0		2,0	Durchläufer
											280,0		0,8	Spanngliedbruch
				Σ = 6,8										
				280,0		0,80								

Prüfreihe / Verfasser	Allgemeine Daten			Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse					
	Verbundart	Modellart / Spanngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs - geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag.LW [Mio.]	Abbruchbedingung
Heller	sofortiger Verbund	Großmodell / gerade Spannglied-führung	ASTM, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications	Litzen (ø 12,7mm)	Beton	ca. C40/ 50 (Flansch) C70/85 (Steg) BSt 500 LITS-1862 N/mm ¹	-	k. A.	2	wird durchfahren	151,7	4 Hz	5,29	1. Bruch
				Litzen (ø 12,7mm)		ca. C40/ 50 (Flansch) C70/85 (Steg) BSt 500 LITS-1862 N/mm ¹			3	wird durchfahren	144,8	4 Hz	2,42	1. Bruch
				Litzen (ø 12,7mm)		ca. C40/ 50 (Flansch) C70/85 (Steg) BSt 500 LITS-1862 N/mm ¹			4	wird durchfahren	310,3	2 Hz	0,52	1. Bruch
				Litzen (ø 12,7mm)		ca. C40/ 50 (Flansch) C70/85 (Steg) BSt 500 LITS-1862 N/mm ¹			5	wird durchfahren	289,6	2 Hz	0,32	1. Bruch

Allgemeine Daten				Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse										
Prüfreihe / Verfasser	Verbundart	Modellart / Spanngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs - geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressionsniveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag,LW [Mio.]	Abbruchbedingung					
Muller / Dux	sofortiger Verbund	Großmodell / gerade Spanngliedführung	k. A.	Litzen (ø 7,9 mm)	Beton	C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-	k. A.	PS 2	wird durchfahren	190	5	7,058	1. Bruch					
				Litzen (ø 7,9 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		PS3	wird durchfahren	190	5	2,069	Balken versagt					
				Litzen (ø 7,9 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		PS4	wird durchfahren	190	5	4,173	1. Bruch					
				Litzen (ø 7,9 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		VP2	wird durchfahren	250	5	1,510	1. Bruch					
				Litzen (ø 7,9 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		VP3	wird durchfahren	190	5	2,926	Balken versagt					
				Litzen (ø 7,9 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		VP4	wird durchfahren	190	5	2,890	1. Bruch					
				Litzen (ø 7,9 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		PP2	wird durchfahren	250	5	3,830	1. Bruch					
				Litzen (ø 7,9 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		PP3	wird durchfahren	210	5	3,878	Balken versagt					
				Litzen (ø 7,9 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		PP4	wird durchfahren	210	5	2,394	1. Bruch					
				Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		HDS-2	wird durchfahren	215	5	1,230	Balken versagt					
				Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	4 Belastungsstufen		HDS-3	wird durchfahren	105	5	2,025	Durchläufer					
																150		2,000	Durchläufer
																190		2,025	Durchläufer
										230		1,450	Spanngliedbruch						
												Σ = 7,5							
										230		7,50	1. Bruch						

Allgemeine Daten				Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse					
Prüfreihe / Verfasser	Verbundart	Modellart / Spanngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs - geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressions-niveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag,LW [Mio.]	Abbruchbedingung
Muller / Dux	sofortiger Verbund	Großmodell / geneigte Spannglied-führung	k. A.	Litzen (ø 7,9 mm)	Beton und Umlenkkon-struktion (Stahlniederhalter)	C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-	k. A.	DP9	wird durchfahren	190	5	0,339	Balken versagt
				Litzen (ø 7,9 mm)			-		DP2	wird durchfahren	190	5	0,354	Balken versagt
				Litzen (ø 7,9 mm)			2 Belastungsstufen		DP-7	wird durchfahren	45	5	10,35	Durchläufer
											190		0,375	Spanngliedbruch
											190		Σ = 10,725	10,725
				Litzen (ø 7,9 mm)			4 Belastungsstufen		DP-8	wird durchfahren	45	5	10,00	Durchläufer
											100		6,20	Durchläufer
											130		1,60	Durchläufer
											225		0,20	Spanngliedbruch
											225		Σ = 18	18,00
				Litzen (ø 7,9 mm)			-		DP-5	wird durchfahren	100	5	1,043	1. Bruch
				Litzen (ø 12,7 mm)			-		HD1025-1	wird durchfahren	225	5	0,890	Balken versagt
				Litzen (ø 12,7 mm)			-		HD1025-2	wird durchfahren	390	5	0,192	1. Bruch
				Litzen (ø 12,7 mm)			2 Belastungsstufen		HD1025-3	wird durchfahren	100	5	5,000	Durchläufer
											140		2,467	Spanngliedbruch
				Σ = 7,467										
		140		7,47	Balken versagt									

Allgemeine Daten				Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse					
Prüfreihe / Verfasser	Verbundart	Modellart / Spanngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs - geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressionsniveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag.LW [Mio.]	Abbruchbedingung
Muller / Dux	sofortiger Verbund	Großmodell / geneigte Spannglied-führung	k. A.	Litzen (ø 12,7 mm)	Beton und Umlenkkon-struktion (Stahlniederhalter)	C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-	k. A.	HD525-3	wird durchfahren	105	5	8,10	1. Bruch
				Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		HD550 -3	wird durchfahren	105	5	0,995	Balken versagt
				Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		HD5SL -3	wird durchfahren	105	5	0,835	1. Bruch
				Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		HD5B -3	wird durchfahren	105	5	1,61	1 Bruch
				Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		HD525 -2	wird durchfahren	105	5	7,74	Balken versagt
				Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		HD550 -2	wird durchfahren	105	5	3,8	1. Bruch
				Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		HD5SL -2	wird durchfahren	105	5	0,635	Balken versagt
				Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	-		HD5B -2	wird durchfahren	105	5	1,79	1. Bruch

Allgemeine Daten				Werkstoffkenndaten			Randbedingungen		Versuchsdaten und -ergebnisse					
Prüfreihe / Verfasser	Verbundart	Modellart / Spanngliedführung	Norm	Spanngliedtyp	Reibpartner	Materialgüte	Belastungs-geschichte bzw. Belastungsstufen	Umweltbedingungen	Prüfkörperbez.	Spannungsniveau (bezogen auf Dekompressionsniveau)	Schwingbreite [N/mm ²]	Belastungsfrequenz [Hz]	ertrag.LW [Mio.]	Abbruchbedingung
Muller / Dux	sofortiger Verbund	Großmodell / geneigte Spanngliedführung	k. A.	Litzen (ø 12,7 mm)	Beton und Umlenkkonstruktion (Stahlniederhalter)	C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	2 Belastungsstufen	k. A.	HD525-1	wird durchfahren	75	5	2,28	Durchläufer
											105		2,8	Durchläufer
											150		1,68	Spanngliedbruch
													Σ = 6,76	
					150	6,76	Balken versagt							
				Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	2 Belastungsstufen	HD550-1	wird durchfahren	75	5	2,00	Durchläufer	
										105		2,755	Spanngliedbruch	
												Σ = 4,755		
										105		4,755	Balken versagt	
				Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	2 Belastungsstufen	HD5SSL-1	wird durchfahren	75	5	2,00	Durchläufer	
										105		0,173	Spanngliedbruch	
												Σ = 2,173		
75	1,890	1. Bruch												
Litzen (ø 12,7 mm)		C55/67 BSt 500 UTS: 2010 & 2025 MPa	2 Belastungsstufe	HD5B-1	wird durchfahren	75	5	2,00	Durchläufer					
						105		0,717	Spanngliedbruch					
								Σ = 2,717						
						105		2,717	Balken versagt					

Anhang B

2 Normentechnische Regelungen und Vorschriften

Spannstähle erfahren durch wiederkehrende zyklische Belastungen negative Einwirkungen auf das Materialgefüge. Generell werden in diesem Zusammenhang zwei Belastungsarten unterschieden:

- Materialermüdung durch kurzzeitig / niederzyklische Wechselbeanspruchungen mit einer geringen Anzahl von Lastwechseln und hohen Amplituden („low cycle fatigue“), wie sie z. B. bei Erdbeben auftreten, und
- Materialermüdung durch dauerhafte / hochzyklische Wechselbeanspruchungen mit einer hohen Anzahl von Lastwechseln und geringen Amplituden („high cycle fatigue“).

Im Rahmen des Nachweises gegen Ermüdungsversagen wird bei Betonbauteilen prinzipiell die zweite Art betrachtet.

2.1 DIN 1045-1 (2008-08)

Gemäß DIN 1045-1:2008 Kap. 10.8.1 [22] ist es erforderlich, tragende Bauteile, die beträchtlichen Spannungsänderungen unter nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen unterworfen sind, gegen Ermüdung zu bemessen. Zu beachten ist hierbei, dass der Nachweis gegen Ermüdung für Beton und Stahl getrennt voneinander geführt wird.

Bezüglich der Spannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit beim Nachweis gegen Ermüdung wird in DIN 1045-1 (2008) Kap. 10.8.2 darauf verwiesen, dass die Ermittlung der Spannungen auf der Grundlage gerissener Querschnitte unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons zu erfolgen hat. Auf Grund des besseren Verbundverhaltens des Betonstahls im Gegensatz zum Spannstahl erfolgt im Zustand II eine Umlagerung eines Teils der Zugspannungen vom Spannstahl auf den Betonstahl. Die Abminderung des Spannstahls kann unberücksichtigt bleiben. Um das unterschiedliche Verbundverhalten von Beton- und Spannstahl zu berücksichtigen, wird der Erhöhungsfaktor η (Gl. 2-1)) für die rechnerischen Betonstahlspannungen aufgeführt.

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi \cdot \left(\frac{d_s}{d_p}\right)}} \quad (\text{Gl. 2-1})$$

Hierbei ist:

- A_s die Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
- A_p die Querschnittsfläche der Spannstahlbewehrung
- d_s der größte Durchmesser der Betonstahlbewehrung
- d_p der Durchmesser oder äquivalente Durchmesser der Spannstahlbewehrung:

$$d_p = 1,6\sqrt{A_p} \quad \text{für Bündelspannglieder}$$

$$d_p = 1,20 \cdot d_{\text{Draht}} \quad \text{für Einzellitzen mit 3 Drähten}$$

$$d_p = 1,75 \cdot d_{\text{Draht}} \quad \text{für Einzellitzen mit 7 Drähten}$$

dabei bezeichnet d_{Draht} den Durchmesser des Drahts

ξ das Verhältnis der Verbundfestigkeit von im Verbund liegenden Spanngliedern zur Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl im Beton nach Tab. 2-1

Tab. 2-1: Verhältnis ξ der Verbundfestigkeit von Spannstahl zur Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl

Zeile	Spalte	1	2	3
		Spannglieder im sofortigen Verbund	Spannglieder im nachträglichen Verbund bis C50/60 und LC50/55	ab C55/67 und LC55/60
1	glatte Stäbe	–	0,3	0,15
2	Litzen	0,6	0,5	0,25
3	profilierte Drähte	0,7	0,6	0,30
4	gerippte Stäbe	0,8	0,7	0,35

Als Nachweisverfahren gegen Ermüdung stehen nach DIN 1045-1 drei verschiedene Ansätze zur Verfügung. Hierbei umfasst die DIN 1045-1 neben dem expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis zwei vereinfachte Verfahren, die als Sonderfälle des expliziten Betriebsfestigkeitsnachweises angesehen werden können:

- Expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis, DIN 1045-1, Kap. 10.8.3 (1).
- Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten, DIN 1045-1, Kap. 10.8.3 (4),
- Vereinfachter Nachweis gegen Ermüdung, DIN 1045-1, Kap. 10.8.4,

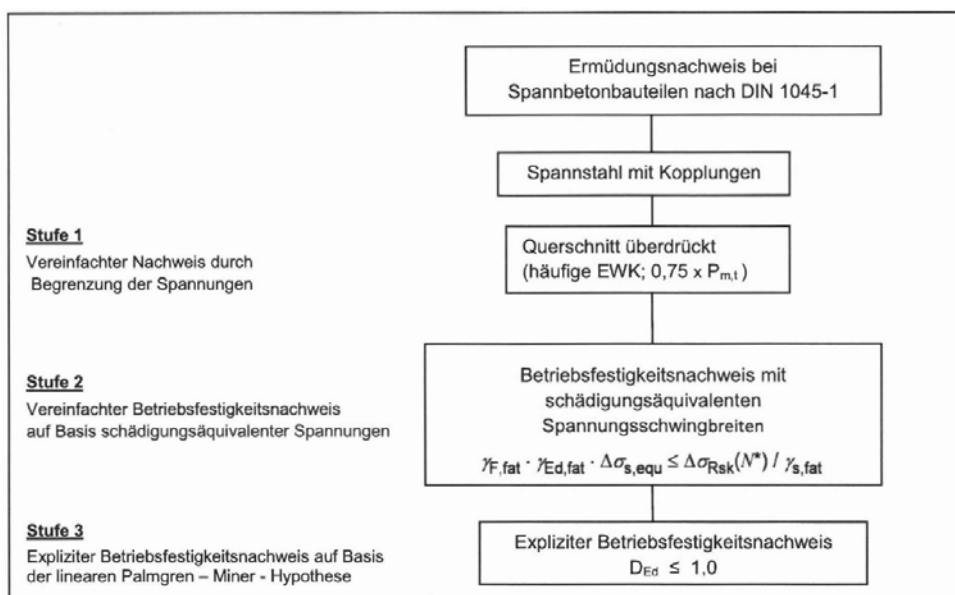


Bild 2-1: Nachweischema des Ermüdungsnachweises nach DIN 1045-1

Die Nachweise für Stahl und Beton sind im Allgemeinen unter Berücksichtigung der folgenden Einwirkungskombinationen zu führen:

- ständige Einwirkung
- maßgebender charakteristischer Wert der Vorspannung
- wahrscheinlicher Wert der Setzungen (sofern ungünstig wirkend)
- häufiger Wert der Temperatureinwirkung (sofern ungünstig wirkend) und
- Einwirkung aus Nutzlasten

Beim expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis ist nachzuweisen, dass die Schädigungssumme D_{Ed} , für deren Ermittlung die Palmgren-Miner-Regel verwendet werden kann, kleiner oder gleich eins ist ($D_{Ed} \leq 1$). Für die Schadensberechnung sind die entsprechenden Wöhlerlinien für Betonstahl und Spannstahl nach Bild 2-2, mit den entsprechenden Parametern der Tab. 2-2 und Tab. 2-3, sowie unter Berücksichtigung entsprechender Teilsicherheitsbeiwerte anzusetzen.

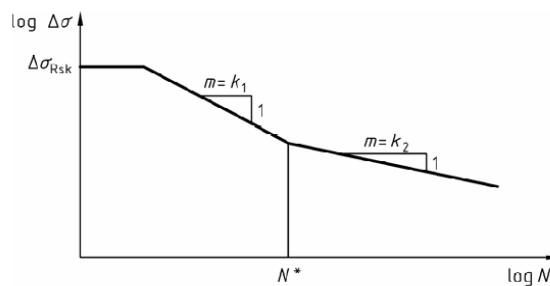


Bild 2-2: Form der Wöhlerlinie für Beton- und Spannstahl [DIN]

Tab. 2-2: Parameter der Wöhlerlinien für Betonstahl

Zeile	Spalte	1	2	3	4
		N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen in N/mm ²
	Betonstahl		k_1	k_2	
1	Gerade und gebogene Stäbe ^a	10^6	5	9 ^c	175
2	Geschweißte Stäbe und Betonstahlmatten einschließlich Heft- und Stumpfstoßverbindungen ^b	10^6	4	5	85
^a Für $d_{br} < 25 d_s$ ist $\Delta\sigma_{Rsk}$ mit dem Reduktionsfaktor $\zeta_1 = 0,35 + 0,026 d_{br}/d_s$ zu multiplizieren. Dabei ist d_s der Stabdurchmesser; d_{br} der Biegerollendurchmesser. Für Stäbe $d_s > 28$ mm ist $\Delta\sigma_{Rsk} = 145$ N/mm ² . (gilt nur für hochduktile Betonstähle). ^b Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall festgelegt werden. ^c In korrosiven Umgebungsbedingungen (XC2, XC3, XC4, XS, XD) sind weitere Überlegungen zur Wöhlerlinie anzustellen. Wenn keine genaueren Erkenntnisse vorliegen, ist für k_2 ein reduzierter Wert $5 \leq k_2 < 9$ anzusetzen.					

Tab. 2-3: Parameter der Wöhlerlinien für Spannstahl

Zeile	Spalte		1	2	3	4
	Spannstahl ^a		N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen in N/mm^2 ^b
				k_1	k_2	
1	im sofortigen Verbund		10^6	5	9	185
2	im nach-träglichen Verbund	Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185
3		Gerade Spannglieder; gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	150
4		Gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120
5		Kopplungen und Verankerungen	10^6	3	5	80
^a Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall für den eingebauten Zustand festgelegt werden. ^b Werte im eingebauten Zustand.						

Anstelle eines expliziten Nachweises der Betriebsfestigkeit darf der Nachweis gegen Ermüdung auch über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten gemäß DIN 1045-1, Kap. 10.8.3 (4) erbracht werden.

Der Nachweis basiert auf der Anwendung eines Einstufen-Ersatzkollektivs der einwirkenden Schwingbreite. Der vereinfachte Nachweis der Betriebsfestigkeit unter Verwendung schädigungsäquivalenter Schwingbreiten gilt als erbracht, wenn die auf der Widerstandsseite vorherrschenden Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ dividiert durch einen Teilsicherheitsbeiwert größer ist als die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{s, equ}(N^*)$ auf der Einwirkungsseite unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten (Gl. 2-2). N^* gibt die Lastwechselanzahl zu Beginn des Dauerschwingfestigkeitsbereichs an und definiert den Knickbereich der Wöhlerlinie. Für übliche Hochbauten darf die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{s, equ}(N^*)$ näherungsweise mit der maximalen Spannungsamplitude $\Delta\sigma_{s, equ} = \max\Delta\sigma_s$ unter ermüdungswirksamen Einwirkungen gleichgesetzt werden.

$$\gamma_{F,fat} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq} \leq \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s,fat} \quad (\text{Gl. 2-2})$$

mit:	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$	die Spannungsschwingbreite für N^* Lastzyklen aus der Wöhlerlinie (Bild 2-2)
	$\Delta\sigma_{s,eq}(N^*)$	die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite, für übliche Hochbauten darf näherungsweise $\Delta\sigma_{s,eq}(N^*) = \max \Delta\sigma_s$ angenommen werden
	$\max \Delta\sigma_s$	die maximale Spannungsamplitude unter der maßgebenden ermüdungswirksamen Einwirkungskombination
	$\gamma_{F,fat}$	der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen
	$\gamma_{Ed,fat}$	der Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheiten
	$\gamma_{s,fat}$	der Teilsicherheitsbeiwert für den Beton- und Spannstahl

Beim vereinfachten Nachweis gegen Ermüdung handelt es sich um einen Nachweis einer Quasi-Dauerschwingfestigkeit durch Sicherstellung der Überdrückung des Querschnitts ohne explizite Berücksichtigung der im Laufe der Lebensdauer auftretenden Lastzyklen.

Der vereinfachte Nachweis für Spannstahl ist mit der häufigen Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1055-100 zu führen. Hierbei gilt es sicherzustellen, dass der Betonquerschnitt im Bereich von Kopplungen unter der häufigen Einwirkungskombination, jedoch unter Berücksichtigung eines Abminderungsfaktors von 0,75 für den Mittelwert der Vorspannung, vollständig überdrückt ist.

Hinsichtlich der Neufassung der DIN 1045-1:2008 sollen die Änderungen zur Vorfassung, DIN 1045-1:2001 [30] kurz erwähnt werden.

Durch die Einführung der DIN 1045-1:2008 ergibt sich hinsichtlich des Nachweises gegen Ermüdung eine Änderung gegenüber der zuvor geltenden DIN 1045-1:2001. Die Modifizierung betrifft den Parameter k_2 der Wöhlerlinie von geraden und gekrümmten Spanngliedern in Kunststoffhüllrohren. Der Spannungsexponent wurde von 10 auf 9 reduziert, sodass die ertragbare Schwingbreite im Dauerschwingfestigkeitsbereich herabgesetzt wurde. Zusätzlich wurden textliche Ergänzungen hinsichtlich der Behandlung von Verankerungen und der Gültigkeit der Angaben für den eingebauten Zustand vorgenommen. Vergleichend sind Tab. 2-4 gemäß DIN 1045-1:2001 und Tab. 2-5 gemäß DIN 1045-1:2008 gegenübergestellt.

Tab. 2-4: Parameter der Wöhlerlinien für Spannstahl nach DIN 1045-1:2008 [22]

Zeile	Spalte		1	2	3	4
	Spannstahl ^a		N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen in N/mm^2 ^b
				k_1	k_2	
1	im sofortigen Verbund		10^6	5	9	185
2	im nach-träglichen Verbund	Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185
3		Gerade Spannglieder; gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	150
4		Gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120
5		Kopplungen und Verankerungen	10^6	3	5	80

^a Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall für den eingebauten Zustand festgelegt werden.
^b Werte im eingebauten Zustand.

Tab. 2-5: Parameter der Wöhlerlinien für Spannstahl nach DIN1045-1:2001 [30]

Zeile	Spalte		1	Spannungsexponent		4
	Spannstahl ^a			N^*	k_1	
						$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen in N/mm^2
1	im sofortigen Verbund		10^6	5	9	185
2	im nach-träglichen Verbund	Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185
3		Gerade Spannglieder; gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	10	150
4		Gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120
5		Kopplungen	10^6	3	5	80

^a Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall nachgewiesen werden können.

2.2 DIN EN 1992-1-1 (EC 2)

Der Nachweis gegen Ermüdung ist in DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2) [26] vergleichbar zur DIN 1045-1 geregelt.

Um das unterschiedliche Verbundverhalten von Beton- und Spannstahl zu berücksichtigen, wird der Erhöhungsfaktor η (Gl. 2-3) für die rechnerischen Betonstahlspannungen aufgeführt.

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi \cdot \left(\frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}\right)}} \quad (\text{Gl. 2-3})$$

Hierbei ist:

A_s die Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
 A_p die Querschnittsfläche der Spannstahlbewehrung
 \varnothing_s der größte Durchmesser der Betonstahlbewehrung
 \varnothing_p der Durchmesser oder äquivalente Durchmesser der Spannstahlbewehrung:

$\varnothing_p = 1,6 \sqrt{A_p}$ für Bündelspannglieder

$\varnothing_p = 1,20 \cdot \varnothing_{\text{wire}}$ für Einzellitzen mit 3 Drähten

$\varnothing_p = 1,75 \cdot \varnothing_{\text{wire}}$ für Einzellitzen mit 7 Drähten

dabei bezeichnet $\varnothing_{\text{wire}}$ den Durchmesser des Drahts

ξ das Verhältnis der Verbundfestigkeit von im Verbund liegenden Spanngliedern zur Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl im Beton nach Tab. 2-6

Tab. 2-6: Verhältnis ξ der Verbundfestigkeit von Spannstahl zur Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl [27]

Spannstahl	ξ		
	sofortiger Verbund	nachträglicher Verbund	
		\leq C50/60	\geq C70/85
Glatte Stäbe und Drähte	nicht anwendbar	0,3	0,15
Litzen	0,6	0,5	0,25
Profilierte Drähte	0,7	0,6	0,3
Gerippte Stäbe	0,8	0,7	0,35

ANMERKUNG Für Werte zwischen C50/60 und C70/85 darf interpoliert werden.

Wie auch in der DIN 1045-1 stehen im Eurocode 2 drei Nachweisverfahren zur Verfügung. Hierbei umfasst der Eurocode neben dem expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis, der allerdings nicht ausdrücklich als expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis bezeichnet wird, ebenfalls zwei vereinfachte Verfahren.

- Nachweisverfahren für Beton- und Spannstahl, DIN EN 1992-1-1, Kap. 6.8.4

- Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten, DIN EN 1992-1-1, Kap. 6.8.5
- Vereinfachte Nachweise gegen Ermüdung, DIN EN 1992-1-1, Kap. 6.8.6

Beim Nachweisverfahren für Beton- und Spannstahl dürfen für die Schädigung infolge Spannungswechsel mit einer Schwingbreite $\Delta\sigma$ die entsprechenden Ermüdungsfestigkeiten (Wöhlerlinien) für Beton- und Spannstahl nach Bild 2-3 angesetzt werden. Dabei ist in der Regel die Einwirkung mit $\gamma_{F,fat}$ zu multiplizieren. Die errechnete aufnehmbare Schwingbreite $\Delta\sigma_{Rsk}$ für N^* Lastzyklen ist in der Regel durch den Sicherheitsbeiwert $\gamma_{s,fat}$ zu dividieren.

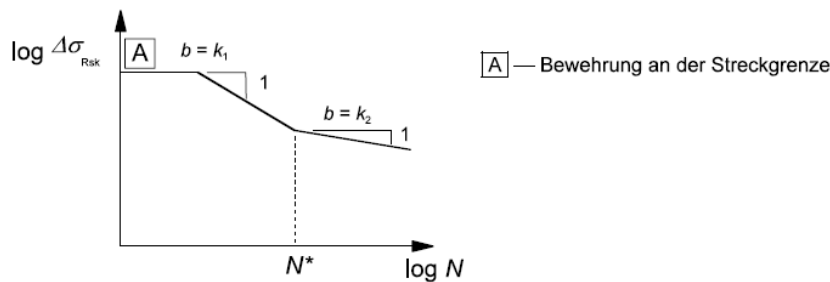


Bild 2-3: Form der charakteristischen Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie)

Tab. 2-7: Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie) für Betonstahl

Art der Bewehrung	Spannungsexponent			$\Delta\sigma_{Rsk}$ [N/mm ²] bei N^* Zyklen
	N^*	k_1	k_2	
Gerade und gebogene Stäbe^a	10^6	5	9	162,5
Geschweißte Stäbe und Stahlmatten	10^7	3	5	58,5
Kopplungen	10^7	3	5	35

^a Die Werte für $\Delta\sigma_{Rsk}$ gelten für gerade Stäbe. Werte für gebogene Stäbe sind in der Regel mit Hilfe des Abminderungsbeiwerts $\zeta = 0,35 + 0,026 D\phi$ zu ermitteln.
 Dabei ist
 D Biegerolldurchmesser
 ϕ Stabdurchmesser

Tab. 2-8: Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie) für Spannstahl

Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Spannstahl	Spannungsexponent			$\Delta\sigma_{Rsk}$ [N/mm ²] bei N^* Zyklen
	N^*	k_1	k_2	
im sofortigen Verbund	10^6	5	9	185
im nachträglichen Verbund				
— Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185
— Gerade Spannglieder, gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	10	150
— Gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	5	7	120
— Kopplungen	10^6	5	5	80

Treten Spannungswechsel mit unterschiedlichen Schwingbreiten auf, dürfen die Schädigungen nach der Palmgren-Miner-Regel addiert werden. Die Schädigungssumme D_{Ed} für den Stahl muss infolge der maßgebenden Ermüdungsbelastung kleiner als 1,0 sein

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1,0$$

Dabei ist: $n(\Delta\sigma_i)$ die Zahl der aufgetragenen Lastwechsel für eine Schwingbreite $\Delta\sigma_i$

$N(\Delta\sigma_i)$ die Zahl der aufnehmbaren Lastwechsel für eine Schwingbreite $\Delta\sigma_i$

Auch der Eurocode lässt den Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten zu.

Bei der schadensäquivalenten Schwingbreite wird die wirkliche Betriebseinwirkung zu einem Spannungswechsel mit nur einer Schwingbreite mit N^* Zyklen zusammengefasst. Der Eurocode 2 enthält für maßgebende Ermüdungsbelastungen Modelle und Verfahren zur Berechnung der äquivalenten Schwingbreite $\Delta\sigma_{s, equ}$ für Überbauten von Straßen- und Eisenbahnbrücken. Der Nachweis gegen Ermüdung für Spannstahl gilt als erbracht, wenn die auf der Widerstandsseite vorherrschenden Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ dividiert durch einen Teilsicherheitsbeiwert größer ist als die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{s, equ}(N^*)$ auf der Einwirkungsseite unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten (Gl. 2-4).

$$\gamma_{F, fat} \cdot \Delta\sigma_{s, equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s, fat} \quad (\text{Gl. 2-4})$$

mit: $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ die Spannungsschwingbreite für N^* Lastzyklen aus der Wöhlerlinie (Bild 2-2)

$\Delta\sigma_{s, equ}(N^*)$ die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite, für übliche Hochbauten darf näherungsweise $\Delta\sigma_{s, equ}(N^*) = \max \Delta\sigma_s$ angenommen werden

$\max \Delta\sigma_s$ die maximale Spannungsamplitude unter der maßgebenden ermüdungswirksamen Einwirkungskombination

$\gamma_{F, fat}$ der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen

$\gamma_{s, fat}$ der Teilsicherheitsbeiwert für den Beton- und Spannstahl

Für die Schädigung infolge von Spannungswechseln mit einer Schwingbreite $\Delta\sigma_s$ dürfen die entsprechenden Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Spannstahl nach Bild 2-3 und Tab. 2-8 angesetzt werden.

Der vereinfachte Nachweis gegen Ermüdung macht im Eurocode 2 im Gegensatz zur DIN 1045-1 keine konkreten Angaben zur Nachweisführung. Lediglich Angaben zum Nachweis im Bereich von Kopplungen werden gegeben. Der Nachweis ist für Spannglieder im Bereich von Kopplungen erbracht, wenn der Betonquerschnitt im Umkreis von 200 mm um die Spannglieder unter der häufigen Einwirkungskombination und einer um den Beiwert k_3 abgeminderten mittleren Vorspannkraft P_m überdrückt ist. Der landesspezifische Wert k_3 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist gemäß [EC2] 0,9. Im deutschen nationalen Anhang gemäß [EC2-NA] ist der k_3 mit 0,75 anzusetzen.

2.3 DIN FB 102 (2009-03)

Im Vergleich zu den Normenwerken DIN 1045-1 [22] und DIN EN 1992-1-1 [26], in denen Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton beinhaltet sind und speziell im Teil 1 die Bemessung und Konstruktion derartiger Bauwerke regeln, befasst sich der DIN-Fachbericht 102 [29] mit der Bemessung von Betonbrücken.

Der Nachweis gegen Ermüdung befindet sich im DIN-Fachbericht 102 im Abschnitt „Bemessung von Querschnitten und Bauteilen“. Tragende Bauteile, die beträchtlichen Spannungsänderungen unter nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen unterworfen sind, sind gemäß [29] gegen Ermüdung zu bemessen. Es gilt zu beachten, dass der Nachweis für Beton und Stahl, ebenso wie in den anderen hier betrachteten Regelwerken, getrennt voneinander zu führen ist. Explizit darauf hingewiesen wird, dass hingegen für spezielle Tragwerke, wie z. B. Geh- und Radwegbrücken im Allgemeinen kein Ermüdungsnachweis erforderlich ist.

Der Nachweis gegen Ermüdung ist für Stahl und Beton im Allgemeinen unter Berücksichtigung der folgenden Einwirkungskombinationen zu führen:

- charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen
- Wert der wahrscheinlichen Setzungen (sofern ungünstig wirkend)
- 0,9-facher Mittelwert der Vorspannkraft für den statisch bestimmten und maßgebender charakteristischer Wert für den statisch unbestimmten Anteil der Vorspannwirkung
- häufiger Wert der Temperatureinwirkungen
- maßgebendes Verkehrslastmodell für Ermüdung
- Windböen, wo relevant

Wird kein genauer Nachweis geführt, ist der statisch bestimmte Anteil der Vorspannwirkung zusätzlich mit dem Faktor 0,75 zu reduzieren.

Bezüglich der inneren Kräfte und der Spannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit beim Nachweis gegen Ermüdung wird in [29] darauf verwiesen, dass die Ermittlung der Spannungen bei im Querschnitt vorhandenen Zugkräften auf der Grundlage gerissener Querschnitte unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons, jedoch bei Erfüllung der Verträglichkeit der Dehnungen zu erfolgen hat.

Auf Grund des besseren Verbundverhaltens des Betonstahls zum Beton als ein gleichzeitig eingelegter Spannstahl erfolgt im Zustand II eine Umlagerung eines Teils der Zugspannungen vom Spannstahl auf den Betonstahl. Die Abminderung des Spannstahls bleibt unberücksichtigt. Um das unterschiedliche Verbundverhalten von Beton- und Spannstahl zu berücksichtigen, wurde der Erhöhungsfaktor η (Gl. 2-5) für die rechnerischen Betonstahlspannungen eingeführt. Dabei ist bei biegebeanspruchten Bauteilen eine unterschiedliche Höhenlage der einzelnen Spannglieder angemessen zu berücksichtigen.

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi \cdot \left(\frac{d_s}{d_p}\right)}} \quad (\text{Gl. 2-5})$$

Hierbei ist:

A_s die Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
 A_p die Querschnittsfläche der Spannstahlbewehrung
 d_s der größte Durchmesser der Betonstahlbewehrung
 d_p der Durchmesser oder äquivalente Durchmesser der Spannstahlbewehrung:

$$d_p = 1,6 \sqrt{A_p} \quad \text{für Bündelspannglieder}$$

$$d_p = 1,20 \cdot d_{\text{Draht}} \quad \text{für Einzellitzen mit 3 Drähten}$$

$$d_p = 1,75 \cdot d_{\text{Draht}} \quad \text{für Einzellitzen mit 7 Drähten}$$

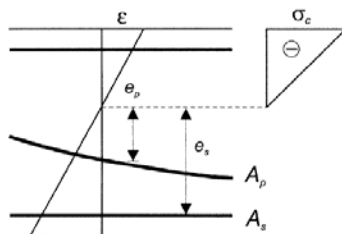
dabei bezeichnet d_{Draht} den Durchmesser des Drahts

ξ das Verhältnis der Verbundfestigkeit von im Verbund liegenden Spanngliedern zur Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl im Beton nach Tab. 2-10

Tab. 2-9: Verhältnis ξ der Verbundfestigkeit von Spannstahl zur Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl

Zeile	Spalte	1	2
		Spannglieder im sofortigen Verbund	Spannglieder im nachträglichen Verbund
1	glatte Stäbe	—	0,3
2	Litzen	0,6	0,5
3	profilierter Drähte	0,7	0,6
4	gerippte Stäbe	0,8	0,7

Anmerkung: Eine unterschiedliche Höhenlage von Betonstahl und Spannstahl ist zu beachten und darf vereinfacht durch die folgende Näherung berücksichtigt werden:



$$\eta = \frac{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_{pi}}{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_{pi} \cdot \sqrt{\xi} \cdot d_s / d_p}$$

Für den Nachweis gegen Ermüdung stehen nach DIN Fachbericht 102 zwei Verfahren zur Verfügung.

- Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten
- Expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis

Der Nachweis gegen Ermüdungsversagen über die Ermittlung einer schädigungsäquivalenten Schwingbreite basiert auf der Anwendung eines Einstufen-Ersatzkollektivs der einwirkenden Schwingbreite anstatt vielstufiger Spannungskollektive (vgl. DIN 1045-1 [22]). Der Nachweis gegen Ermüdung für Spannstahl gilt als erbracht, wenn die auf der Widerstandsseite vorherrschende Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*)$ dividiert durch einen Teilsicherheitsbeiwert größer ist als die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{\text{s, equ}}(N^*)$ auf der Einwirkungsseite unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten.

$$\gamma_{F,fat} \cdot \gamma_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq} \leq \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s,fat} \quad (Gl. 2-6)$$

mit: $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ die Spannungsschwingbreite für N^* Lastzyklen aus der Wöhlerlinie (Bild 2-4 und Tab. 2-11 bzw. Tab. 2-11)

$\Delta\sigma_{s,eq}(N^*)$ die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite die der Schwingbreite bei gleichbleibendem Spannungsspektrum mit N^* Spannungszyklen entspricht und zur gleichen Schädigung führt wie ein Schwingbreitenspektrum infolge fließenden Verkehrs

Für Überbauten von Straßen- und Eisenbahnbrücken kann die schädigungsäquivalente Schwingbreite entsprechend DIN FB 102, II-Anhang 106 berechnet werden.

$\gamma_{F,fat}$ der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen

$\gamma_{Ed,fat}$ der Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheiten

$\gamma_{s,fat}$ der Teilsicherheitsbeiwert für den Beton- und Spannstahl

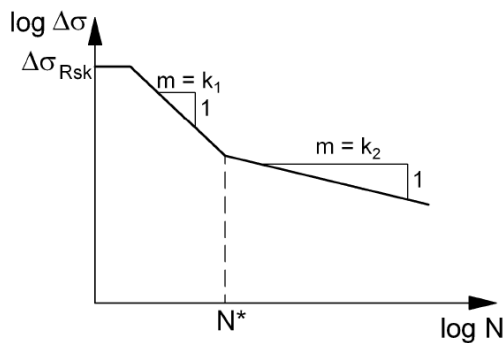


Bild 2-4: Form der Wöhlerlinien für Betonstahl und Spannstahl

Tab. 2-10: Parameter der Wöhlerlinie für Betonstahl nach DIN Fachbericht 102

Zeile	Spalte Betonstahl	1	2		3	4
		N^*	Spannungsexponent k_1 k_2			$\Delta\sigma_{Rsk}$ in N/mm^2 bei N^* Zyklen in N/mm^2 ^{b)}
1	Gerade und gebogene Stäbe ^{a)}	10^6	5		9 ^{c)}	175
2	Geschweißte Stäbe einschließlich Heft- und Stumpfstoßverbindungen ^{b)}	10^6	4		5	85

^{a)} Für $d_{br} < 25 d_s$ ist $\Delta\sigma_{Rsk}$ mit dem Reduktionsfaktor $\xi_1 = 0,35 + 0,026 d_{br} / d_s$ zu multiplizieren.
Dabei ist
 d_s der Stabdurchmesser
 d_{br} der Biegerollendurchmesser
Der Reduktionsfaktor ξ_1 sollte bei Querkraftbewehrung nur für $d_s > 16$ mm berücksichtigt werden
Für Stäbe $d_s > 28$ mm ist $\Delta\sigma_{Rsk} = 145$ N/mm^2

^{b)} Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall festgelegt werden.

^{c)} In korrosiven Umgebungsbedingungen (XC2, XC3, XC4, XS, XD) sind weitere Überlegungen zur Wöhlerlinie anzustellen. Wenn keine genaueren Erkenntnisse vorliegen, ist im Falle einer Schädigung durch Korrosion für k_2 ein reduzierter Wert $5 \leq k_2 < 9$ anzusetzen.

Tab. 2-11: Parameter der Wöhlerlinie für Spannstahl nach DIN Fachbericht 102

Zeile	Spalte Spannstahl ^{a)}	1	2		3	4	
		N^*	Spannungsexponent k_1 k_2			$\Delta\sigma_{Rsk}$ in N/mm^2 bei N^* Zyklen in N/mm^2 ^{b)}	
1	im sofortigen Verbund:	10^6	5		9	185	
2	im nach-träglichen Verbund	Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5		9	185
3		gerade Spannglieder, gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5		9	150
4		gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3		7	120
5		Kopplungen und Verankerungen ^{a)}	10^6	3		5	80

^{a)} sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall für den eingebauten Zustand festgelegt werden.

^{b)} Werte im eingebauten Zustand

*) Die Werte der Tabelle 4.116 sind durch die Angaben in den bauaufsichtlichen Zulassungen zu verifizieren bzw. bei der Bemessung entsprechend der Zulassung anzupassen.

Kann ein vereinfachter Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten nicht erbracht werden, so ist ein expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis zu führen (vgl. DIN 1045-1 [22]).

In Abweichung zu DIN 1045-1 verweist der DIN Fachbericht 102 darauf, dass für Straßenbrücken beim expliziten Betriebsfestigkeit die Möglichkeit gegeben ist, in Abstimmung mit der zuständigen Bauaufsichtsbehörde anstatt des Lastmodells 3 als maßgebende Verkehrslasten auch die Ermüdungslastmodelle 4 bzw. 5 gemäß DIN V ENV 1991-3 zu verwenden. Als maßgebende Verkehrslasten für die Ermüdung bei Eisenbahnbrücken gelten die Zugtypen und Verkehrszusammensetzungen nach DIN-Fachbericht 101 in Verbindung mit DIN Fachbericht II-Anhang 106.

Ferner wird im DIN Fachbericht darauf verwiesen, dass für den Ermüdungsnachweis bei Neubauten davon ausgegangen werden kann, dass keine Schädigung durch Korrosion an der Be-

wehrgung zu berücksichtigen ist, wenn die Bemessungs- und Konstruktionsregeln des Fachberichtes sowie der ZTV-ING eingehalten sind.

Besondere Aufmerksamkeit sollte dem Ermüdungsverhalten in aggressiver Umgebung geschenkt werden, da die Ermüdungsfestigkeit von Stahl durch Korrosion an der Bewehrung vermindert wird.