

Ermüdungs- und Verbundverhalten von Litzenspanngliedern unter dynamischer Belastung im Zeit- und Dauerfestigkeitsbereich

Von der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen der
Technischen Universität Dortmund
zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

vorgelegt von
Dipl.-Ing. Jens Heinrich

Prüfungskommission:

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ingo Münch

Referent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch

Tag der mündlichen Prüfung: 2022/10/17

Dortmund 2022

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1. Herausforderung	1
1.2. Zielsetzung	3
1.3. Abgrenzung	4
1.4. Aufbau der Arbeit	5
2. Stand des Wissens	7
2.1. Beschreibung des Ermüdungsprozesses	7
2.1.1. Ermüdungsprozess bei Stahl	7
2.1.2. Ermüdungsprozess bei Beton	10
2.1.2.1. Schädigungsphasen der Betonermüdung	11
2.1.2.2. Rissbildungsmechanismus	11
2.2. Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit	13
2.2.1. Definition des Begriffs der Ermüdungsfestigkeit	13
2.2.2. Kenngrößen der Ermüdungsfestigkeit	14
2.2.3. Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit	16
2.2.3.1. Beschreibung des Einstufenversuchs	16
2.2.3.2. Beschreibung des Mehrstufenversuchs	18
2.2.3.3. Weitere Versuchsformen	19
2.2.3.4. Wesentliche Methoden zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit	20
2.2.3.5. Darstellung der Ermüdungsfestigkeit in Zeitfestigkeits-Schaubildern	24
2.2.3.6. Darstellung von Dauerfestigkeits-Schaubildern	27
2.2.4. Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit	27
2.2.4.1. Beton	27
2.2.4.2. Beton- und Spannstahl	30
2.2.4.3. Weitere Phänomene in Bezug auf die Materialermüdung	32
2.3. Normative Regelungen zur Ermüdungsfestigkeit	38
2.3.1. Nachweiskonzept im Spannbetonbau	38
2.3.1.1. Ermüdungsnachweise für Beton	39
2.3.1.2. Ermüdungsnachweis für Beton- und Spannstahl	40
2.3.1.3. Ermüdungswirksame Lasten	43
2.4. Bisherige experimentelle Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit	43
2.4.1. Ermüdungsversuche am Betonstahl	43
2.4.2. Ermüdungsversuche am Spannstahl	43

2.4.3.	Ermüdungsversuche an Spannbetonbauteilen	46
2.4.3.1.	Versuche von MÜLLER (1985) [112]	46
2.4.3.2.	Versuche von OERTLE ET AL. (1987) [121]	47
2.4.3.3.	Versuche von WOLLMANN ET AL. (1988) [177]	49
2.4.3.4.	Versuche von BÖKAMP (1990) [9]	50
2.4.3.5.	Versuche von VOSS/FALKNER (1993) [166]	51
2.4.3.6.	Versuche von ABEL (1996) [1]	52
2.4.3.7.	Versuche von ESKOLA (1996) [46]	53
2.4.3.8.	Versuche von HEGGER/NEUSER (1998) [66]	54
2.4.3.9.	Versuche von REMITZ/EMPELMANN (2015) [135]	55
2.4.3.10.	Versuche von HEEKE/MAURER (2016) [64]	56
3.	Experimentelle Untersuchungen	59
3.1.	Versuchsprogramm	59
3.1.1.	Ermüdungsversuche an Spannbetonträgern	59
3.1.2.	Versuche zur Verbundfestigkeit von Spannstahlritzen	63
3.2.	Ermüdungsversuche an Spannbetonbalken	66
3.2.1.	Beschreibung der Versuchskörper	66
3.2.2.	Baustoffe	68
3.2.3.	Herstellung der Versuchskörper	73
3.2.4.	Beschreibung des Versuchsstandes	77
3.2.5.	Verwendete Messtechnik	79
3.2.5.1.	Messsensorik	79
3.2.5.2.	Messwerterfassung	84
3.2.6.	Versuchsablauf	86
3.2.7.	Wahl des Belastungsniveaus	88
3.2.8.	Ermittlung der Vorspannkraft zum Versuchsstart	91
3.2.9.	Darstellung der Versuchsergebnisse	93
3.2.9.1.	Lage der Spanndrahtbrüche	93
3.2.9.2.	Bruchzeitpunkte der Spannstahlröhre	96
3.2.9.3.	Bruchzeitpunkte der Betonstähle	96
3.2.9.4.	Verformungsverhalten der Dauerschwingversuche	99
3.2.9.5.	Zyklische Steifigkeit	101
3.2.9.6.	Betonstahlspannungen	102
3.3.	Versuche zum Verbundverhalten von Spannstahlritzen	111
3.3.1.	Beschreibung der Versuchskörper	111
3.3.2.	Baustoffe	113
3.3.3.	Versuchseinrichtung	114
3.3.4.	Messtechnik	116
3.3.5.	Versuchsablauf	117
3.3.6.	Darstellung der Versuchsergebnisse	118
3.4.	Erweiterte Materialprüfungen	121
3.4.1.	Ermüdungsfestigkeit der Spannstahlritzen	121

3.4.2.	Ermüdungsfestigkeit der Betonstähle	123
3.4.3.	Einfluss einer zyklischen Vorbelastung auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls	124
4.	Versuchsauswertung	127
4.1.	Ermüdungsversuche an Spannbetonträgern	127
4.1.1.	Versuche ohne gemischte Bewehrung	127
4.1.1.1.	Nachweis einer Dauerschwingfestigkeit	127
4.1.1.2.	Vergleich der Bruchzeitpunkte mit den Wöhlerkurven der DIN EN 1992-2/NA128	132
4.1.1.3.	Definition von Versagenskriterien	138
4.1.1.4.	Vorschlag zur Anpassung der Ermüdungsfestigkeitskurve	139
4.1.1.5.	Darstellung der relativen Versuchsverläufe	140
4.1.1.6.	Einfluss der Umlenkpressung und des Stapelfaktors	147
4.1.2.	Versuche mit gemischter Bewehrung	147
4.1.2.1.	Bestimmung des Beanspruchungsniveaus im Spannglied	147
4.1.2.2.	Einfluss der Verbundsteifigkeit auf die Spannungsverteilung bei gemischter Bewehrung	149
4.1.2.3.	Rechnerische Ermittlung des Verhältniswertes ξ für die unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten	155
4.1.2.4.	Messwertgestützte Ermittlung des Verhältniswertes der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten	158
4.1.2.5.	Einfluss aus dem Verhältnis Betonstahlfläche zur Spannstahlfläche	160
4.1.2.6.	Genauere Betrachtung der Spannungsverläufe bei den Versuchen GB06 und GB07	167
4.2.	Verbundversuche	170
4.2.1.	Bestimmung des Verbundumfangs	170
4.2.2.	Bestimmung der Verbundschubspannungen	174
4.2.3.	Bestimmung der Verbundmodelle der untersuchten Spannstahlritzen	177
4.2.4.	Kenngröße zur Beschreibung der Verbundspannung	180
4.2.5.	Bestimmung des Verhältniswertes ξ auf Grundlage der eigenen Verbundversuche	182
4.2.5.1.	Verbundfestigkeitskennwert für Betonstahl	182
4.2.5.2.	Ermittlung von ξ auf Grundlage verschiedener Verbundmodelle	184
4.2.5.3.	Vergleich der rechnerischen und versuchsbasiert ermittelten Verhältniswerte ξ	186
4.2.6.	Vorschlag eines Verbundmodells bei gemischter Bewehrung	188
5.	Simulation	193
5.1.	Vorbemerkungen zu Simulationen bei Spannbetonbauteilen unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen	193
5.2.	Simulation der Kontaktpressungen im Spannglied	194
5.2.1.	Beschreibung des Problems	194
5.2.2.	Anwendung der Finite-Element-Methode (FEM)	195
5.2.3.	Bereits durchgeführte Simulationsrechnungen	196

5.2.4.	Beschreibung des Rechenmodells	197
5.2.4.1.	Verwendete Software	197
5.2.4.2.	Werkstoffeigenschaften	197
5.2.4.3.	Spanngliedgeometrie	198
5.2.4.4.	Hüllrohrgeometrie	199
5.2.4.5.	Modellbildung und Vernetzung	200
5.2.4.6.	Randbedingungen	201
5.2.4.7.	Kontaktflächen	201
5.2.4.8.	Lastaufbringung	202
5.2.4.9.	Litzenanordnung	203
5.2.5.	Submodell zur Untersuchung einer adaptiven Vernetzung	204
5.2.5.1.	Hintergrund für Anwendung des Submodells	204
5.2.5.2.	Analytische Lösung für Hertz'sche Pressungen	204
5.2.5.3.	Berechnungen am Submodell	208
5.2.5.4.	Fazit aus der Berechnung am Submodell	210
5.2.6.	Simulationsberechnungen an einer Einzellitze	211
5.2.6.1.	Übersicht der verschiedenen Simulationsmodelle	211
5.2.6.2.	Aufbringen der Beanspruchung	212
5.2.6.3.	Beanspruchungen zwischen den einzelnen Spanndrähten	213
5.2.6.4.	Lage der Kontaktstellen zwischen Litze und Hüllrohr	213
5.2.6.5.	Übertragene Umlenkkräfte zwischen Litze und Hüllrohr	215
5.2.6.6.	Berechnung der Kontaktpressungen	216
5.2.6.7.	Geometrischer Erhöhungsfaktor für die Einzellitze	217
5.2.7.	Simulationsrechnungen an Litzenbündeln	217
5.2.7.1.	Übersicht der Simulationsmodelle	217
5.2.7.2.	Kontaktstellen zwischen den einzelnen Litzen und zum Hüllrohr	219
5.2.7.3.	Bestimmung der Rippenkräfte	219
5.3.	Folgerungen aus den Simulationsergebnissen	221
5.3.1.	Bestimmung eines geometrischen Erhöhungs- bzw. Stapelfaktors	221
5.3.2.	Ausblick	223
6.	Diskussion	225
6.1.	Vorbemerkungen	225
6.2.	Modifikation der Ermüdungsfestigkeitskurve	225
6.2.1.	Auswirkungen auf die Ermüdungsnachweise	226
6.2.2.	Beschreibung des Nachweisverfahrens als Betriebsfestigkeitsnachweis mit dem ELM4227	
6.2.3.	Kurzvorstellung der Beispielbauwerke	229
6.2.4.	Bestimmung der rechnerischen Restnutzungsdauer	232
6.2.4.1.	Beispiel 1: BW179	232
6.2.4.2.	Beispiel 2: BW882	234
6.2.5.	Beurteilung der rechnerischen Restlebensdauer nach ELM4	235
6.3.	Durchführung eines Rissmonitorings an einem Brückenbauwerk	237
6.3.1.	Ausgangslage	237

6.3.2.	Beschreibung des Brückenmonitorings	237
6.3.3.	Zu erwartende Rissbreitenänderung infolge Spanndrahtausfall	238
6.3.4.	Darstellung ausgewählter Messwerte aus dem Monitoring	242
6.3.5.	Kritische Bewertung des Rissmonitorings	244
6.4.	Beurteilung der tatsächlichen Umlenkkräfte an Brückenbauwerken	246
6.5.	Anwendung des geometrische Erhöhungsfaktors	249
6.5.1.	Anpassung der Grenzwerte in den Zulassungen	251
6.5.2.	Optimierung der Spannglied- bzw. Hüllrohrgeometrie	252
6.6.	Vorschlag eines modifizierten ξ -Wertes	253
6.7.	Bestimmung der Bewehrungsverhältnisse A_s/A_p an ausgeführten Brückenbauwerken . . .	257
6.8.	Weitere Aspekte zur Beurteilung des Ermüdungsnachweises nach aktuellem Stand der Normung	259
7.	Zusammenfassung und Ausblick	263
7.1.	Zusammenfassung	263
7.2.	Ausblick und Forschungsbedarf	268
A.	Experimentelle Untersuchungen	A-1
A.1.	Materialeigenschaften	A-1
A.2.	Ergebnisse aus den Ermüdungsversuchen an Spannbetonträgern	A-5
A.2.1.	Anfahren der Oberlast zur Bestimmung der wirksamen Vorspannkraft	A-5
A.2.2.	Darstellung der einzelnen Versuchsergebnisse	A-8
A.3.	Ergebnisse aus Verbundversuchen	A-39
A.4.	Ergebnisse aus erweiterter Materialprüfung	A-47
B.	Versuchsdatenbank	B-1
B.1.	Ermüdungsversuche an Spannbetonbauteilen	B-1
B.2.	Versuche zur Bestimmung der Spannungsumlagerung bei gemischter Bewehrung	B-7
B.3.	Verbundversuche an Spannstahlitzen anderer Autoren	B-9
C.	FEM-Berechnungen	C-1
C.1.	Linear-elastischen Betonlängsspannungen der Versuchsreihe GB	C-1
C.2.	Simulationsrechnungen Litzenbündel	C-3
D.	Weitergehende Untersuchungen zur Versuchsreihe GB	D-1

Abkürzungsverzeichnis

abZ	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DFG	Deutsche Forschungsgesellschaft
DMS	Dehnungsmessstreifen
EC1	Eurocode 1
EC2	Eurocode 2
EC3	Eurocode 3
EOTA	European Organisation for Technical Approvals
FBG	Faser-Bragg-Gitter
FEM	Finite-Element-Methode
FOS	Faseroptische Dehnungssensoren
HCF	Zeitfestigkeit (en: <i>High Cycle Fatigue</i>)
KMD	Kraftmessdose
LCF	Kurzzeitfestigkeit (en: <i>Low Cycle Fatigue</i>)
LLF	Langzeitfestigkeit (en: <i>Long Life Fatigue</i>)
MC2010	<i>fib</i> Model Code 2010

Lateinische Buchstaben

A_c	Betonquerschnittsfläche
A_p	Spannstahlfläche
A_s	Betonstahlfläche
C_{zyl}	Zyklische Steifigkeit
D	Akkumulierte Schädigungssumme
$E_{c,s}$	Stabilisierter Elastizitätsmodul des Betons
E_p	Elastizitätsmodul des Spannstahls
E_s	Elastizitätsmodul des Betonstahls
F_D	Druckkraft in der Druckzone infolge Prüflast
F_{max}	Oberlast der zyklischen Belastung
F_{min}	Unterlast der zyklischen Belastung
F_p	Zugkraft im Spannstahl infolge Prüflast
F_s	Zugkraft im Betonstahl infolge Prüflast
F	Prüflast
N_G	Grenzwahrschwingenspielzahl
N_D	Dauerschwingspielzahl
N_P	Schwingspielzahl beim Übergang des Kurzzeitfestigkeitsbereichs zum Zeitfestigkeitsbereich
$N_{a,equ}$	Schädigungsäquivalente Schwingspielzahl
N_{cr}	Normalkraft bei Erstrissbildung
N	Schwingspielzahl
P_0	Am Spannglied aufgebrachte Vorspannkraft
P	Vorspannkraft im Spannglied
R_e	Streckgrenze eines Werkstoffes
R_m	Zugfestigkeit eines Werkstoffes
R_s	Spannungsverhältnis des Einstufenversuchs
R	Krümmungsradius des umgelenkten Spanngliedes
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstands für Bauteile ohne rechnerische Querkraftbewehrung
f_c	Betonfestigkeit
f_u	Stahlzugfestigkeit
f_y	Stahlstreckgrenze
f_{1ct}	Einachsiale Zugfestigkeit des Betons
f_{1c}	Einachsiale Druckfestigkeit des Betons
f_R	Bezogene Rippenfläche: Verhältnis der Rippenfläche zur Mantelfläche

f_{bd}	Bemessungswert der Verbundfestigkeit
f_{bp}	Verbundfestigkeit von im Verbund liegenden Spanngliedern
f_{bs}	Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl im Beton
f_{cEm}	Mittlere Druckfestigkeit des Einpressmörtels
$f_{cd,fat}$	Bemessungswert der einachsialen Festigkeit des Betons für den Ermüdungsnachweis
$f_{ck,cube}$	Charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{ck,cyl}$	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ck}	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
$f_{cm,cube}$	Mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{cm,cyl}$	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ctd}	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
$f_{ctm,fl}$	Mittlere Biegezugfestigkeit des Betons
$f_{ctm,sp,cube}$	Mittlere Würfelspaltzugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	Mittlere Betonzugfestigkeit
k_1	Neigung der Zeitfestigkeitsgerade
k_2	Neigung der Dauerfestigkeitsgerade
k_{geo}	Erhöhungsfaktor der Umlenkkräfte unter Berücksichtigung der geometrischen Formen des Hüllrohrs und der Spannstahllitze
k_{max}	Maximaler Stapelfaktor
k	Ungewollter Umlenkwinkel
l_1	Schlaglänge einer Litze
l_{bp}	Verbundlänge des Spannstahls
l_{bs}	Verbundlänge des Betonstahls
l_b	Verbundlänge
n_p	Anzahl Spanndrähte oder Litzen
n_{br}	Anzahl gebrochener Spannstahldrähte
n	Lastspielzahl
p_0	Hertz'sche Pressung
p_{bp}	Verbundumfang des Spannstahls
p_{bs}	Verbundumfang des Betonstahls
s_b	Verbundschlupf
$s_{r,max}$	Maximaler Rissabstand bei abgeschlossener Rissbildung
$u_{p,max}$	Maximale Umlenkkraft des Spanngliedes unter Berücksichtigung des Stapelfaktors
$u_{p,m}$	Verschmierte Umlenkkraft des Spanngliedes
u_p	Umlenkkraft des Spanngliedes
w	Rissbreite im Initialriss
x	Betondruckzonenhöhe
z_p	Hebelarm der inneren Kräfte zwischen F_D und F_p
z_s	Hebelarm der inneren Kräfte zwischen F_D und F_s
z	Hebelarm der inneren Kräfte

Griechische Buchstaben

ΔT	Temperaturschwankung
$\Delta\sigma_D$	Dauerschwingfestigkeit
$\Delta\sigma_{Rsk}$	Ertragbare charakteristische Spannungsschwingbreite gemäß Ermüdungsfestigkeitskurve
$\Delta\sigma_{equ}$	Schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite
$\Delta\sigma_p$	Spannungsschwingbreite im Spannstahl;
$\Delta\sigma_p$	Zusatzspannung im Spannstahl nach Überwindung der Dekompression
$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite
Δl_p	Längenänderung im Spannstahl
Δl_{sl}	Keilschlupf
α_k	Formzahl
α_E	Verhältniswert E-Modul Betonstahl zu E-Modul Beton
β_k	Kerbwirkungszahl
η_{geo}	Korrekturfaktor zur Umrechnung des Stapelfaktors k_{max} auf den geometrischen Erhöhungsfaktor k_{geo}
η	Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten von Beton- und Spannstahl
$\gamma_{E,fat}$	Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite für den Ermüdungsnachweis
$\gamma_{p,fat}$	Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite für den Spannstahl für den Ermüdungsnachweis
$\gamma_{s,fat}$	Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite für den Betonstahl für den Ermüdungsnachweis
λ_{si}	Betriebslastfaktoren für den Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite
μ	Reibungsbeiwert
ν	Querdehnzahl (Poisson-Zahl)
$\sigma_{a,equ}$	Schädigungsäquivalente Spannungsamplitude
σ_a	Spannungsamplitude
σ_{cm}	Mittlere Betonspannung
σ_m	Mittelspannung
σ_o	Oberspannung
σ_{p0}	Spannstahlspannung beim Aufbringen der Vorspannkraft
σ_{pm0}	Mittlere Spannstahlspannung nach dem Absetzen der Vorspannkraft
$\sigma_{pm\infty}$	Mittlere Spannstahlspannung zum Zeitpunkt $t=\infty$
σ_p	Stahlspannung im Spannglied

σ_{s2}	Betonstahlspannungen im Zustand II unter Annahme eines starren Verbundes
σ_s	Stahlspannungen im Betonstahl
σ_u	Unterspannung
$\tau_{b\text{p}}$	Verbundspannung Spannstahl
$\tau_{b\text{s}}$	Verbundspannung Betonstahl
τ_b	Verbundspannung
ε_c	Betondehnung
ε_{p0}	Spannstahldehnung beim Aufbringen der Vorspannkraft
ε_{pm0}	Mittlere Spannstahldehnung nach dem Absetzen der Vorspannkraft
ε_p	Spannstahldehnung
ε_s	Betonstahldehnung
ε_u	Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit
ε_y	Fließdehnung
ε	Dehnung
ξ_0	Grundwert des Verhältniswerts der Verbundsteifigkeit von Spannstahl zu Betonstahl
ξ_1	Verhältnis der Verbundsteifigkeit von im Verbund liegenden Spanngliedern zur Verbundsteifigkeit von Betonrippenstahl im Beton unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Durchmesser
ξ	Verhältnis der Verbundsteifigkeit von im Verbund liegenden Spanngliedern zur Verbundsteifigkeit von Betonrippenstahl im Beton

Sonderzeichen

\varnothing_a	Äußerer Hüllrohrdurchmesser
\varnothing_{duct}	Hüllrohrdurchmesser
\varnothing_{pn}	Nenndurchmesser Spannstahllitze
\varnothing_p	Durchmesser Spanndraht oder Litze
\varnothing_s	Stabdurchmesser Betonstahl
\varnothing_{wire}	Durchmesser eines Spanndrahts einer Litze

1. Einleitung

1.1. Herausforderung

Die Beurteilung der Tragsicherheit von Tragwerken hat oberste Priorität. Die Tragwerke müssen insbesondere hinsichtlich der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit den anerkannten Regeln der Technik entsprechen. Der Ingenieur hat darüber hinaus die Aufgabe, effiziente Tragwerke zu entwerfen, welche die Anforderungen an Nachhaltigkeit und Schonung der begrenzten Ressourcen erfüllen.

Das Phänomen der *Materialermüdung* unter dynamischen Beanspruchungen ist bei den dafür anfälligen Tragwerken besonders kritisch zu beachten. Denn ein Ermüdungsversagen tragender Elemente kann unerwartet erfolgen und zu großen Schäden am Bauwerk bis hin zum Gesamtversagen führen. Die ersten Schäden, die auf Werkstoffermüdung zurückgeführt werden können, wurden bereits Mitte des 19. Jahrhunderts beschrieben. Jedoch ist die sehr komplexe Problematik der Materialermüdung für Konstruktionen und Tragwerke, die zeitlich oder örtlich häufig veränderlichen Lasten ausgesetzt werden, heute noch aktuell und nicht abschließend erforscht.

Die Gefahr eines Ermüdungsschadens besteht für alle Bauteile oder Materialien, die einer häufig wiederholten Beanspruchung ausgesetzt werden. Kennzeichen eines Ermüdungsbruches ist, dass sich dieser nicht infolge einer einmaligen Extremalbelastung, sondern erst im Laufe der Zeit einstellt. Es handelt sich vielmehr um einen sukzessiv fortschreitenden Schädigungsprozess, im Zuge dessen es zu einem mehr oder weniger stark ausgeprägten Herabsetzen (*Degradation*) der meisten Materialeigenschaften kommen kann. Das bedeutet, dass der Werkstoff bereits vor dem eigentlichen Ermüdungsversagen eine Teilschädigung erfährt. Dies geschieht bei Beanspruchungen, die weit unterhalb der statischen Materialfestigkeit liegen können. Die Beanspruchungshöhe wirkt sich hierbei direkt auf die zu erwartenden Lebensdauer bis zum Ermüdungsversagen aus: Je höher die zyklische Beanspruchung, desto kürzer ist die zu erwartende Lebensdauer.

Eine Abschätzung der Lebensdauer von ermüdungsbeanspruchten Tragwerken und Konstruktionen ist daher unmittelbar von der ermüdungswirksamen Beanspruchung abhängig. Die Schwierigkeit liegt hierbei in der möglichst genauen Prognose der Entwicklung der Betriebsbeanspruchungen über die Lebensdauer. Nachweislich ist in den letzten Jahrzehnten der LKW-Verkehr deutlich angestiegen. Er wird auch zukünftig nicht nur in Deutschland weiter ansteigen [8]. Eine verlässliche Abschätzung der Beanspruchungen für geplante Brückenneubauten über eine Lebensdauer von bis zu 100 Jahren gleicht somit dem sprichwörtlichen „Blick in die Glaskugel“. Als noch kritischer stellt sich die Beurteilung von bereits bestehenden Bauwerken oder Konstruktionen heraus, die seit einigen Jahrzehnten unter Betrieb sind. Bei älteren Bauwerken ist daher davon auszugehen, dass die seinerzeit zugrunde gelegten Beanspruchungen teilweise deutlich unter den tatsächlichen heutigen Beanspruchungen liegen können. Infolge

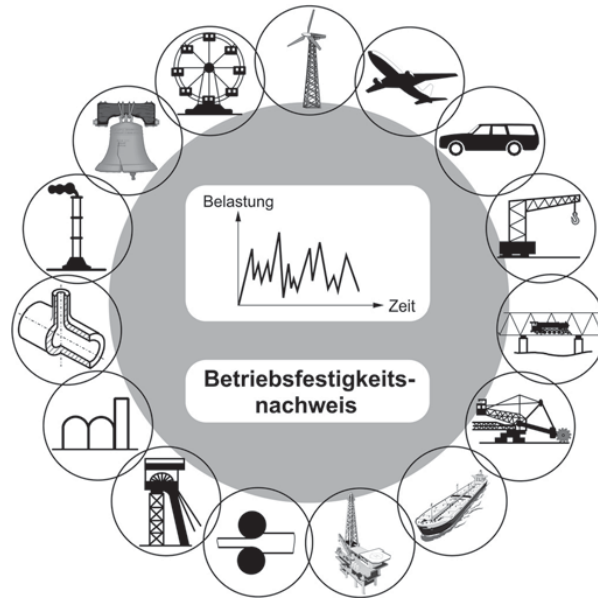


Abb. 1.1.: Übersicht von Technikbereichen zum Thema Ermüdung und Betriebsfestigkeit (nach SEEGER in [61])

dessen stellt sich die Frage nach den Auswirkungen auf die verbleibende Lebensdauer dieser Bauwerke. Die Ermüdungsproblematik betrifft jedoch nicht nur den Bereich der Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur. In Abbildung 1.1 werden weitere Technikbereiche aufgeführt, die sich mit dem Phänomen der Ermüdung auseinandersetzen müssen.

Neben den Beanspruchungen gibt es noch eine Vielzahl weiterer Einflüsse, die sich auf das Ermüdungsverhalten eines Werkstoffes oder Bauteils auswirken können. ESKOLA beschreibt in [46] eine differenzierte Betrachtung der Ermüdungsproblematik auf drei Ebenen.

1. Mikrostruktur des Materials (reine Materialeigenschaften)
2. Einzelstück mit seiner geometrischen Form aus dem Material (Einzelprobe, Baumaterial)
3. Aus vielen Einzelstücken kombiniertes System (Bauteil, Tragwerk)

Die Komplexität des Problems lässt sich an dem Beispiel des Spannstahls aufzeigen. Neben den metallurgischen Eigenschaften des Spannstahlmaterials (1.Ebene) hat auch die geometrische Form der Spanndrähte bzw. Litze Einfluss auf den Ermüdungsprozess. Je nach Drahtdurchmesser, Oberflächenbeschaffenheit, der Schlaglänge bei Litzen und Höhe der Vorspannkraft kommt es zu Kontaktpressungen zwischen den Drähten (2. Ebene). Wird der Spannstahl in ein gekrümmtes Stahlhüllrohr eingebaut, entstehen weitere Kontaktflächen zwischen Hüllrohr und den Litzen, sowie den Litzen untereinander (3. Ebene). Der dadurch hervorgerufene Vorgang - die *Reibermüdung* - hat einen starken Einfluss auf den Ermüdungsprozess der Litze.

1.2. Zielsetzung

Die Ursachenforschung zu Ermüdungsschäden an Bauteilen und Tragwerken ist eine sehr anspruchsvolle und komplexe Aufgabe. Einen wesentlichen Bestandteil stellen dabei experimentelle Untersuchungen dar. Ermüdungsversuche unterscheiden sich von statischen Belastungsversuchen vor allem durch eine längere und zudem im Allgemeinen nicht abzusehende Versuchslaufzeit. Diese hängt unter anderem auch von der Komplexität des Systems ab. Während bei der experimentellen Untersuchung von kleinen Probekörpern zur Bestimmung des Ermüdungsverhaltens eines Werkstoffes mit heutigen Prüfmaschinen entsprechend hohe Prüffrequenzen erreicht werden können, muss diese bei Bauteilversuchen i. A. reduziert werden, woraus wiederum eine deutlich längere Versuchslaufzeit resultieren kann.

Von daher ist es nicht überraschend, dass in der Vergangenheit bevorzugt Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Werkstoffen anhand von kleinen Probekörpern durchgeführt wurden. Die Anzahl dokumentierter Ermüdungsversuche an großen Bauteilen ist dagegen deutlich niedriger. Nicht selten sind bei diesen auch die Versuchslaufzeiten begrenzt, so dass der Versuch nach dem Erreichen einer vorher festgelegten bestimmten Grenzwahrschwingzahl N_G vorzeitig - und damit vor einem möglichen Totalversagen - beendet wurde.

Hinzu kommt, dass bei der Untersuchung an Bauteilen noch zusätzliche Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit wirken, die bei der reinen Werkstoffuntersuchung so nicht auftreten würden. Hier kann erneut das Beispiel eines Spannbetonbauteils mit einem Litzenspannglied in einem gekrümmten Stahlhüllrohr aufgeführt werden, bei dem zusätzlich der Effekt der Reibdauerbeanspruchung einfließt.

Mit der Durchführung eigener Ermüdungsversuche sollen nun in erster Linie neue Erkenntnisse zum Ermüdungsverhalten von Spanngliedern im nachträglichen Verbund gewonnen werden. Da insbesondere im Bereich sehr großer Schwahrschwingzahlen bzw. geringer Spannungsschwingbreiten die Anzahl bereits durchgeführter Versuche stark begrenzt ist, werden die eigenen Versuche auch bei entsprechend kleinen Spannungsschwingbreiten angesetzt. Ein wesentliches Ziel ist die Untersuchung einer „echten“ Dauerwahrschwingfestigkeit und, nach Möglichkeit, die Überprüfung der Ermüdungsfestigkeitskurve der aktuell gültigen Normen (DIN EN 1992-1-1 [32] bzw. DIN EN 1992-2 [35]) vor allem im Dauerfestigkeitsbereich. Zudem sollen weitere Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit in einem Spannbetonbauteil aufgedeckt und anschließend untersucht werden. Dies sind beispielsweise die Höhe der Vorspannkraft bzw. der daraus resultierenden Umlenkraft, die Spannglied- und Hüllrohrgeometrie, die Litzenanordnung des Litzebündels sowie die Bewehrungsverhältnisse zwischen Beton- und Spannstahl bei Ansatz einer gemischten Bewehrung im Versuchsträger.

Mit den eigenen Versuchen soll die Anzahl der bisher bekannten Versuchsergebnisse im Bereich sehr großer Lastwechselzahlen bis 10^8 ergänzt werden. Die Versuchsergebnisse aller dokumentierten Ermüdungsversuche werden schlussendlich bei der Bewertung der in den Normen verankerten Ermüdungsfestigkeitskurven herangezogen. Somit können die Ergebnisse der eigenen Versuche auch den Verlauf dieser Ermüdungsfestigkeitskurve mitbestimmen und möglicherweise neu prägen. Die Ergebnisse der eigenen Versuchsergebnisse sind daher direkt den Vorgaben und Regelungen der aktuell gültigen Normen [32, 35] gegenüberzustellen.

Neben potenziellen Neuvorschlägen zur Bemessung von ermüdungsbeanspruchten Bauwerken, die auf

die eigenen Versuchsergebnisse zurückzuführen sind, soll auch eine Übertragung der Versuchsergebnisse auf tatsächlich ausgeführte Bauwerke erfolgen. Welche Erkenntnisse aus den Ermüdungsversuchen, die unter Laborbedingungen durchgeführt werden, können auch auf tatsächliche Brückenbauwerke übertragen werden? Im Ingenieurwesen ist es üblich, Untersuchungen zunächst an kleineren Bauteilen durchzuführen und diese Erkenntnisse auf reale Bauwerke zu übertragen. Dabei kann es vorkommen, dass einige Effekte und Phänomene auftreten, die nicht 1:1 übertragbar sind (Maßstabeffekt, Temperatureinwirkungen, ...). Im Zuge dieser Arbeit soll daher auch die Anwendung der eigenen Versuchsergebnisse auf tatsächlich ausgeführte Brückenbauwerke untersucht und kritisch bewertet werden.

Da das Themengebiet der Ermüdungsproblematik an Spannbetonbauteilen sehr komplex ist und im Rahmen dieser Arbeit nicht allumfassend betrachtet werden kann, sind die eigenen Untersuchungen als ein „Beitrag“ in diesem Forschungsbereich anzusehen. Damit die Ergebnisse auch bei zukünftigen Untersuchungen berücksichtigt werden können, wird besonderes Augenmerk auf die vollständige Dokumentation der Versuchsplanung und -durchführung, sowie der Ergebnisse gelegt.

1.3. Abgrenzung

Die Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen wird auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite durch eine Vielzahl an Faktoren beeinflusst. Die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit kann nur experimentell untersucht werden. Hierbei haben sich vor allem Einstufenversuche bewährt, bei denen über die gesamte Versuchslaufzeit konstant die gleiche zyklische Belastungsschwingbreite angesetzt wird. Die Größe dieser zyklischen Beanspruchung wird dabei für jeden Versuch explizit vorgegeben. Auf die Untersuchung weiterer Einflüsse auf der Einwirkungsseite, beispielsweise beim Ansatz verschiedener Belastungsniveaus (Mehrstufenversuche) oder Lastmodelle zur Simulation ermüdungswirksamer Beanspruchungen, wird im Zuge dieser Arbeit verzichtet.

Ferner werden die Untersuchungen auf Spannbetonbauteile mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund begrenzt. Es können zwar auch bei Spannbetonbauteilen mit sofortigen Verbund ermüdungswirksame Beanspruchungen entstehen. Allerdings werden hierbei die Spannlitzen i. d. R. gradlinig im Bauteil geführt und direkt im Beton verankert. Die Spannglieder im nachträglichen Verbund werden dagegen in einem meist gekrümmt geführten Hüllrohr als ein Bündel aus mehreren Spannsthallitzen ausgeführt. Durch die Anordnung mehrerer Spannsthallitzen und die gekrümmte Spanngliedführung entstehen in den Kontaktbereichen zwischen den einzelnen Litzen und zwischen Spannglied und Hüllrohr zusätzliche Umlenkpressungen in Verbindung mit Scheuerbewegungen, die sich ungünstig auf das Ermüdungsverhalten auswirken. Dies gilt insbesondere, wenn stählerne Hüllrohre verwendet werden. Hüllrohre aus anderen Materialien wie bspw. Kunststoff werden in dieser Arbeit nicht behandelt.

Für die experimentellen Untersuchungen werden Litzenspannglieder aus $\varnothing 3/8''$ -Litzen ($A_p = 52 \text{ mm}^2$) sowie $\varnothing 0,62''$ -Litzen ($A_p = 150 \text{ mm}^2$) der Stahlgüte St 1570/1770 verwendet. Die kleineren $\varnothing 3/8''$ -Litzen werden in der Praxis in dieser Form als Spannglied im nachträglichen Verbund nur selten eingesetzt. Heutzutage werden fast ausschließlich Spannglieder aus $\varnothing 0,62''$ -Litzen ausgeführt. Dennoch wird ein Großteil der Versuchsträger mit Spanngliedern aus den kleineren Litzen hergestellt, da diese einen bedeutenden versuchstechnischen Vorteil gegenüber den großen Litzen aufweisen. Die maximalen Prüflas-

ten werden durch den Versuchsstand und die vorhandene Prüfeinrichtung begrenzt. Es muss daher sichergestellt werden, dass diese groß genug sind, das Dekompressionsniveau im Versuchsträger überschritten wird und sich eine Zusatzspannung im Spannglied $\Delta\sigma_p$ während der zyklischen Belastung einstellen kann. Das Dekompressionsniveau des Versuchsträgers ergibt sich aus der Gesamtspannstahlfläche und der zugehörigen Vorspannkraft. Die Spannstahlfläche kann somit nicht beliebig groß gewählt werden, sondern muss entsprechend begrenzt werden. Durch den Einsatz der kleineren Spannstahlitzen ergibt sich nun die Möglichkeit, das Spannglied unter Berücksichtigung der Spannstahlbegrenzung mit einer entsprechend großen Anzahl an Einzellitzen auszuführen. Bei der Verwendung der $\varnothing 0,62''$ -Litzen reduziert sich die Anzahl der Einzellitzen bei gleicher Gesamtspannstahlfläche deutlich. Generell können jedoch die Untersuchungsergebnisse für sämtliche Spannglieder aus Litzenbündeln herangezogen werden, wobei die verwendeten Litzengrößen $\varnothing 3/8''$ und $\varnothing 0,62''$ bzgl. des Litzendurchmessers als Grenzfälle angesehen werden können.

Spannbetonbauteile weisen noch eine weitere Besonderheit hinsichtlich der Materialermüdung auf, die im Zuge dieser Arbeit noch ausführlicher betrachtet werden. So treten nennenswerte, ermüdungswirksame Spannungsschwingbreiten im gerissenen Zustand II auf, also dann, wenn das Dekompressionsniveau überschritten wird. Dies hängt u.A. von der Höhe des Grundmoments M_0 ab, in das auch der Temperatureinfluss aus ΔT_M mit eingeht. Dieser Temperatureinfluss wird in den experimentellen Untersuchungen nicht systematisch untersucht. Allerdings wird die Höhe der zyklischen Beanspruchung so gewählt, dass sich diese oberhalb des Dekompressionsniveaus befindet.

1.4. Aufbau der Arbeit

Im nachfolgenden Kapitel 2 werden mit Bezug zum Betonbau wesentliche Aspekte über den aktuellen Stand des Wissens zum Themengebiet der Materialermüdung gegeben. Neben einer allgemeinen Beschreibung des Phänomens der Materialermüdung, mit den gebräuchlichen Fachbegriffen, erfolgt ein kurzer historischer Rückblick. Da das Themengebiet der Materialermüdung sehr umfangreich ist, werden die Ausführungen auf Materialien und Bauteile begrenzt, die im Spannbetonbau Verwendung finden. Dies sind metallische Werkstoffe wie Beton- und Spannstähle sowie der Werkstoff Beton. Einen wesentlichen Bestandteil der Forschung im Bereich der Materialermüdung stellen vor allem experimentelle Untersuchungen dar. Nicht nur die Versuchsplanung sondern auch die statistische Versuchsauswertung ist von entscheidender Bedeutung, wenn es darum geht, Versuchsergebnisse für die Bemessung von Betonbauwerken richtig zu deuten und zu quantifizieren. Daher werden in Hinblick auf die eigenen Untersuchungen in Kapitel 3 auch die bereits durchgeführten experimentellen Untersuchungen anderer Autoren beschrieben und deren Ergebnisse erläutert.

Die Dokumentation der durchgeführten experimentellen Untersuchungen erfolgt in Kapitel 3. Neben den Ermüdungsversuchen an Spannbetonbalken werden auch Verbundversuche zur Untersuchung des Verbundverhaltens von Spannstahlitzen durchgeführt. Die Ermüdungsversuche an den Spannbetonbalken bestehen aus insgesamt 15 Einzelversuchen, die getrennt nach Versuchen ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung (Versuchsreihen SB, GS, GR und GL) und Versuche mit gemischter Bewehrung (Versuchsreihe GB) aufgeführt sind. Bei den unterschiedlichen Versuchsreihen ohne gemischte Bewehrung

aus Beton- und Spannstahl wird neben der Variation der Beanspruchung im Spannglied auch der Einfluss aus der Umlenkraft auf die Ermüdungsfestigkeit untersucht. Hierbei werden sowohl die Vorspannkraft als auch die Spanngliedführung sowie die Zusammensetzung des Litzenbündels variiert.

Die Verbundversuche werden sowohl an schlaffen als auch an vorgespannten Litzen durchgeführt. Bei der Versuchskörperherstellung wird die Litze nachträglich in einem einbetonierten Hüllrohr im Mörtel verankert, so dass das Verbundverhalten zwischen Litze und Verpressmörtel getestet werden kann. Die Versuche werden für beide Litzengröße $\varnothing 3/8''$ und $\varnothing 0,62''$ durchgeführt.

In Kapitel 3 werden ausschließlich die Ergebnisse aus den Auswertungen der Messwerte dargestellt. Dies sind beispielsweise die Prüflasten, Betonstahldehnungen, Rissbreiten, Bauteilverformungen, Ausziehwege oder Schwingspielzahlen. Diese Messergebnisse werden anschließend in Kapitel 4 detaillierter ausgewertet und interpretiert. So können aus den aufgebrachten Kräften die Beanspruchungen im Spannglied und in der ggf. vorhandenen Betonstahlbewehrung bestimmt werden. Aus den aufgezeichneten Betonstahldehnungen werden die entsprechenden Betonstahlspannungen bestimmt. Aus den ertragenen Schwingspielzahlen der Ermüdungsversuche wird eine mögliche Wöhlerkurve zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit abgeleitet und den Ermüdungsfestigkeitskurven in der aktuellen Norm [32, 35] gegenübergestellt. Auf Grundlage der Verbundversuche wird ein eigenes Verbundmodell zur Bestimmung der Spannungsverteilung in gemischt bewehrten Bauteilen entwickelt.

Kapitel 5 behandelt die spezielle Problematik der lokalen Kontaktpressungen zwischen dem Litzenspannglied und dem Hüllrohr. Dass die Umlenkraft die Ermüdungsfestigkeit des Spanngliedes stark beeinflussen kann, wurde bereits in früheren Forschungsarbeiten festgestellt. Dem wird auch in den eigenen Versuchen nochmals experimentell nachgegangen. Mithilfe der FEM werden in Kapitel 5 die lokalen Kontaktpressungen in einem umgelenkten Litzenspannglied detaillierter beleuchtet. Es werden Simulationsrechnungen unter Berücksichtigung realistischer Litzen- und Hüllrohrgeometrien durchgeführt, um die lokale Spannungsverteilung in den Kontaktstellen zwischen Spannglied und Hüllrohr zu bestimmen und potenzielle Ausgangspunkte für ermüdungsbedingte Spannstahlbrüche aufzudecken.

Aus den Erkenntnissen der eigenen experimentellen Untersuchungen und den Simulationsrechnungen werden konkrete Vorschläge ausgearbeitet, wie diese zukünftig bei der Bemessung berücksichtigt werden könnten. Diese Vorschläge werden in Kapitel 6 diskutiert und kritisch hinterfragt. Es werden potenzielle Auswirkungen auf die bestehenden Nachweiskonzepte aufgeführt und bewertet. Im Zuge dessen erfolgt auch eine Stichprobe an ausgeführten Brückenbauwerken, bei der die tatsächlichen Randbedingungen (z. B. Umlenkbeanspruchungen und Bewehrungsverhältnisse von Betonstahl zu Spannstahl) ermittelt und denen der Versuchsträger gegenübergestellt werden. Zusätzlich wird ein Monitoringkonzept vorgestellt, welches auf Grundlage der eigenen Versuchsergebnisse zur Überwachung von Brückenbauwerken, die ein rechnerisches Defizit hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit aufweisen, angewendet werden kann.

Abschließend erfolgt eine Zusammenfassung mit Schlussfolgerung sowie Anregungen für weiteren Forschungsbedarf (Kapitel 7).

2. Stand des Wissens

2.1. Beschreibung des Ermüdungsprozesses

Materialien, die als Konstruktionswerkstoffe z. B. im Maschinenbau oder Bauwesen verwendet werden, können durch eine einmalig aufgebrachte monoton steigende Belastung bis zum Bruch beansprucht werden. Hierbei tritt das Versagen ein, wenn die statische Werkstofffestigkeit überschritten wird. Diese wird üblicherweise experimentell ermittelt. Spröde Werkstoffe brechen ohne bzw. nach geringer plastischer Verformung schlagartig, wohingegen metallische und andere duktile Werkstoffe sich zumeist mehr oder weniger plastisch verformen, bevor sich der Gewaltbruch einstellt.

Wird das Material jedoch einer häufig wiederholten, schwingenden Beanspruchung ausgesetzt, kann dies auch deutlich unterhalb der statischen Materialfestigkeit zum Versagen führen. Bei dem Ermüdungsprozess handelt es sich um einen langsam fortschreitenden Schädigungsprozess im Gefüge des Werkstoffs. Im Folgenden wird der Ermüdungsprozess von Stahl und Beton beschrieben, da es sich hierbei um die relevanten Werkstoffe des Betonbaus handelt.

2.1.1. Ermüdungsprozess bei Stahl

Der Ermüdungsprozess bei Metallen wurde vermutlich erstmals 1955 in [178] durch YOKOBORI in drei Phasen eingestuft. Die erste Phase ist vom Startzeitpunkt der Belastung bis zum „gesättigten Zustand der Verfestigung“ [46] (engl.: *saturation or limit of work hardening*) definiert. In der zweiten Phase entstehen Mikrorisse aus einer Anhäufung von Versetzungen. In der dritten Phase wachsen die Risse weiter an, bis es zu einem Bruchversagen im verbleibenden Querschnitt kommt.

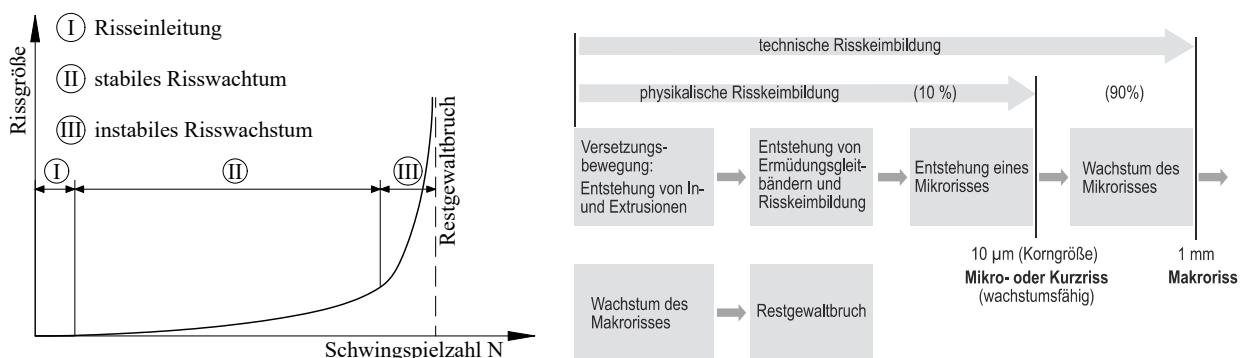


Abb. 2.1.: Phasen der Entstehung eines Ermüdungsrisses nach [91]

Diese grundsätzliche Einstufung findet sich auch in der neueren Literatur wieder (Abb. 2.1). In [91] wird in die Phasen der *Risseinleitung*, des *stabilen Risswachstums* und des *instabilen Risswachstums*, das schlussendlich zum Restgewaltbruch führt, unterschieden.

Risseinleitung

Auf makroskopischer Ebene kann der Werkstoff Stahl als homogenes elastisches Kontinuum betrachtet werden. Auf mikroskopischer Ebene hingegen weisen Stähle ein inhomogenes Gefüge auf. Die Ursache hierfür ist herstellungsbedingt. Wenn Stahl aus dem flüssigen Zustand abgekühlt wird, finden sich an einzelnen Stellen die ungeordneten Atome aus der Schmelze zu kleinen Körnern (Kristalliten) zusammen. Ab einer gewissen Größe stoßen die einzelnen Körner aneinander und begrenzen sich deshalb unregelmäßig. Es kommt zu kaum vermeidbaren Fehlstellen des Kristallgitters und Einlagerungen. An den Korngrenzen entstehen zudem sprunghafte Änderungen der Nachgiebigkeit. Daher kann es bereits bei geringen Lastspannungen auf mikroskopischer Ebene zu Plastifizierungen bzw. zu Abgleitungen im Kristallgitter kommen [179].

Die Gleitbänder treten an der Stahloberfläche aus und bilden *Intrusionen* (Vertiefungen) und *Extrusionen* (Erhebungen). Die Abgleitungen entstehen in Richtung der maximalen Schubbeanspruchung, die üblicherweise in einem Winkel von 45° zur Hauptnormalspannung auftritt [127]. Mit entsprechend steigender Anzahl von Belastungsphasen entstehen an diesen Stellen Ermüdungsgleitbänder. Die prinzipielle Entstehung von Extrusionen und Intrusionen infolge einer Schwingbeanspruchung, und die daraus resultierenden Ermüdungsgleitbänder, sind in Abbildung 2.2 dargestellt. In den Gleitbändern entwickeln sich potenzielle Risskeime, die, sobald die Tiefe etwa der Korngröße des Stahlgefüges (ca. $10\ \mu\text{m}$) entspricht, den Ausgangspunkt für einen wachstumsfähigen Mikroriss darstellen. Dieser Zeitpunkt wird auch als *physikalische Risskeimbildung* bezeichnet.

Grundsätzlich gibt es zwei Varianten, wie es zu einer Mikrorissbildung kommen kann: Entweder bilden sich diese unter zyklischer Beanspruchung wie oben beschrieben an den Intrusionen der an der Oberfläche austretenden Gleitbänder aus oder es liegen bereits technische Anrisse von Anfang an vor. Dies

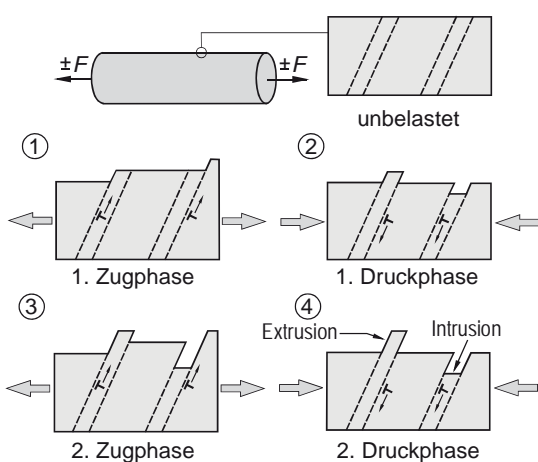


Abb. 2.2.: Entstehung von Extrusionen und Intrusionen bei Schwingbeanspruchung [91]

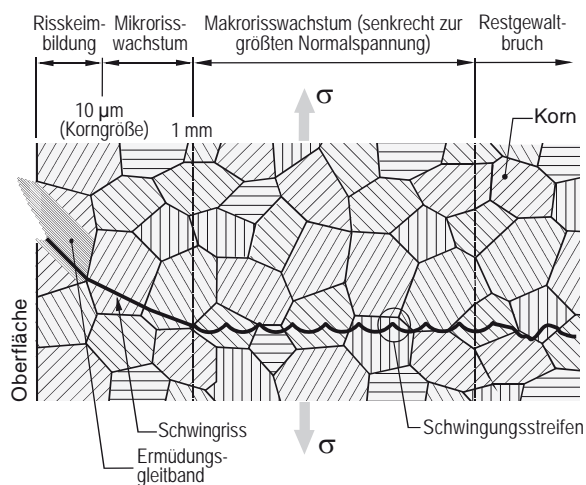


Abb. 2.3.: Entwicklungsphasen des Ermüdungsrisses [91]

können beispielsweise Einbrandkerben an nicht oder schlecht verschliffenen Schweißnähten, Schmiedefalten oder Korrosionsnarben sein. In diesen Fällen kann es sofort zum stabilen Risswachstum kommen.

Stabiles Risswachstum

Im Anschluss an die physikalische Riskeimbildung erfolgt die Wachstumsphase des Mikrorisses. Hierbei breiten sich die Risse in der Gleitebene weiter bis zu einem Makroriss mit einer Risstiefe von ca. 1 mm aus. Ab dieser Risstiefe spricht man von der *technischen Riskeimbildung*, da ein solcher Riss bereits durch entsprechende technische Hilfsmittel (z. B. Ultraschallmessung) detektiert werden kann.

In [126] sind hierzu verschiedene Modelle für das Risswachstum in Mikrorissen zusammengefasst. In diesen Langrissfortschrittsmodellen wird die Annahme getroffen, dass sich bei jeder Belastungsperiode eine Risslängenzunahme infolge einer Plastifizierung an der Rissspitze einstellt, die jedoch infolge der darauffolgenden Entlastungsphase nicht wieder vollständig abgebaut wird. So wächst die Risstiefe mit jedem Schwingenspiel sukzessiv weiter an. Hierdurch bildet sich das für ein Ermüdungsversagen typische wellenförmige Bruchbild aus, welches durch die Schwingungstreifen charakterisiert wird.

Instabiles Risswachstum und Restgewaltbruch

Da die verbleibende Querschnittsfläche mit fortschreitender Rissausbildung abnimmt, nimmt die Breite der Schwingungstreifen bei gleichbleibender zyklischer Beanspruchung entsprechend zu. Die Spannungen im verbleibenden Restquerschnitt steigen solange an, bis die Resttragfestigkeit überschritten wird und es zu einem spröden Restgewaltbruch kommt. Daher ist der Übergang von der Ermüdungsbruchfläche zur Restbruchfläche bereits augenscheinlich gut zu erkennen. Auf Abbildung 2.4 ist die typische Bruchfläche eines Rundquerschnittes infolge schwingender Belastung dargestellt. Die Stelle A definiert die Bruchausgangsstelle. Die durch den Rissfortschritt erzeugte Schwingbruchfläche (Bereich D) und die aus einem Gewaltbruch G entstandene Restbruchfläche sind ebenfalls markiert. Bei Bautei-

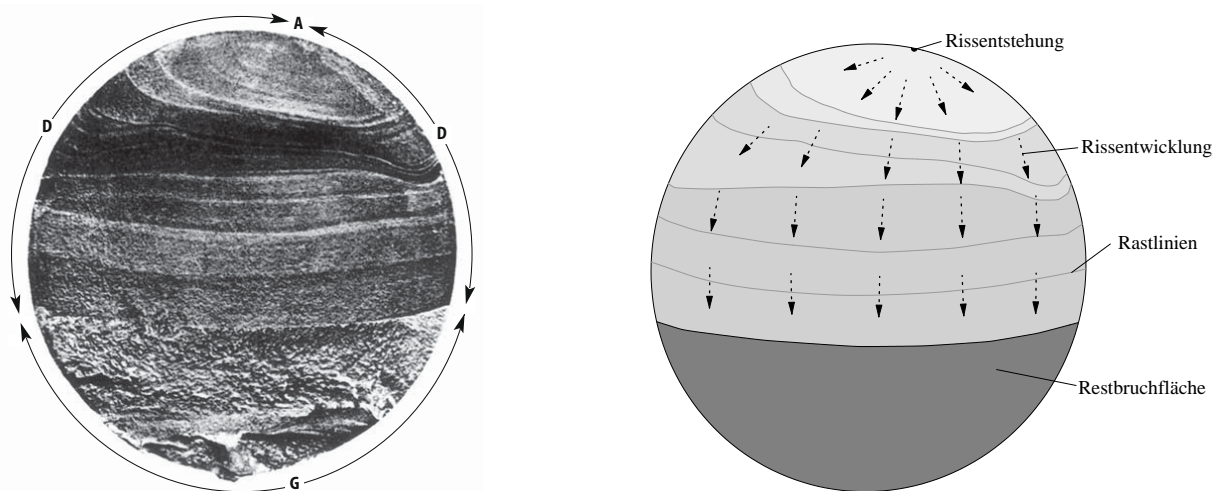


Abb. 2.4.: Typische Ausbildung einer Ermüdungsbruchfläche mit Definition der Bruchausgangsstelle (A), der Schwingbruchfläche (D) und der Restbruchfläche (G), aus [61]

len, die einer zyklischen Belastung ausgesetzt werden, kann es betriebsbedingt unweigerlich auch zu Betriebsunterbrechungen kommen. Das Wiederanfahren ist häufig mit einem größeren Risswachstum verbunden, so dass sich hier die Schwingstreifen deutlicher absetzen können [12]. Diese Linien werden als *Rastlinien* bezeichnet.

Der gesamte Ablauf des Risswachstums eines Ermüdungsrisses ist in Abbildung 2.3 grafisch dargestellt. LÄPPLE [91] gibt auf Basis von experimentellen Versuchen an ungekerbten Proben an, dass etwa 10% der Lebensdauer eines Bauteils unter zyklischer Belastung bis zur Entstehung eines Mikrorisses und etwa 90% dem Wachstum des Mikrorisses zugeordnet werden können (Abb. 2.1). Die verbleibende Zeitdauer für das Risswachstum des Makrorisses (Risstiefe > 1mm) bis zum endgültigen Restgewaltbruch ist somit verhältnismäßig gering. Daraus lässt sich schließen, dass sich die verbleibende Restlebensdauer eines Bauteils unter zyklischer Belastung durch Entstehung von Makrorissen erheblich reduziert.

2.1.2. Ermüdungsprozess bei Beton

Der Ermüdungsprozess vom Baustoff Beton unterscheidet sich prinzipiell von dem metallischer Werkstoffe. Qualitativ kann dies an Abbildung 2.5 dargestellt werden. Hier wird der Schädigungsverlauf der Materialien Stahl und Beton anhand der relativen Steifigkeitsentwicklung gegenübergestellt. Das Ermüdungsverhalten des Stahls ist dadurch gekennzeichnet, dass die Schädigungszunahme erst sehr spät und stark überproportional mit Beginn der Makrorissbildung zunimmt. Beim Werkstoff Beton ist dagegen nach bereits wenigen Lastwechseln eine Steifigkeitsabminderung festzustellen.

In der einschlägigen Fachliteratur existiert bereits eine große Anzahl von Forschungsarbeiten, die sich der Erforschung des Ermüdungsverhaltens von Beton widmen (bspw.: [4, 72, 73, 75, 78, 111, 122, 140, 172]). THIELE [158] weist darauf hin, dass trotz der großen Anzahl von Forschungsarbeiten der eigentliche Ermüdungsprozess im Beton noch weitgehend ungeklärt ist. Im Vordergrund der meisten Arbeiten stand vielmehr die Ermittlung von empirischen Ermüdungsfestigkeiten. Die Anzahl von Untersuchungen, die sich mit dem Ermüdungsprozess im Materialgefüge beschäftigen, sind begrenzt. Hier sind insbesondere die Arbeiten von THIELE [158], KESSLER-KRAMER [78] und HOHBERG [72] hervorzuheben.

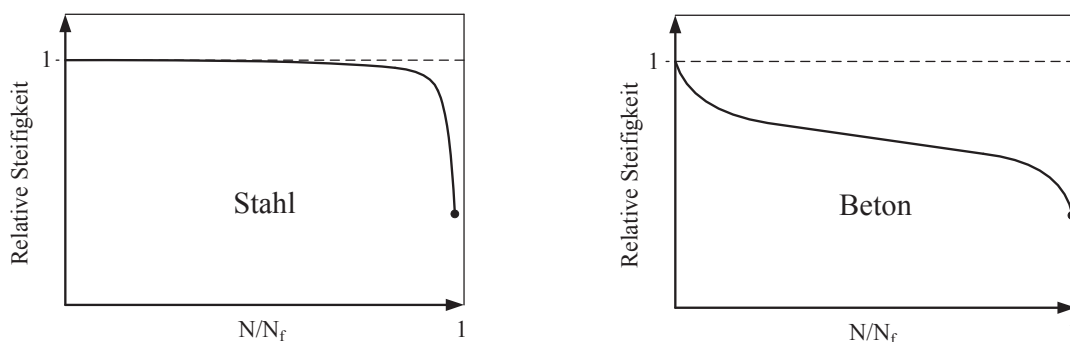


Abb. 2.5.: Vergleich des qualitativen Verlaufs der Schädigungsentwicklung in Form der relativen Steifigkeit unter hoch-zyklischen Beanspruchungen für Stahl und Beton, aus [158]

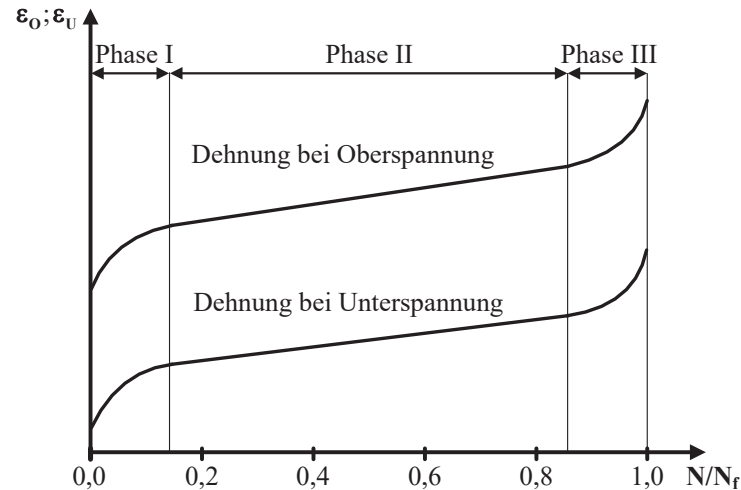


Abb. 2.6.: Zyklische Kriechkurve mit den drei charakteristischen Schädigungsphasen für Beton bei Ermüdungsbeanspruchung, aus [72]

2.1.2.1. Schädigungsphasen der Betonermüdung

Bereits aus Abbildung 2.5 geht hervor, dass der Schädigungsprozess des Werkstoffs Beton in drei Phasen unterteilt werden kann. Alternativ kann dieser auch als Verformungsverlauf in Abhängigkeit der betrachteten Lastspielzahl N zur Grenzwahrschwingspielzahl N_f dargestellt werden (Abb. 2.6). Dieser charakteristische S-förmige Dehnungsverlauf wird auch als zyklische Kriechkurve (engl.: *cyclic creep curve*) bezeichnet [19, 73–75, 93].

Die Phase I ist durch eine anfängliche, nichtlineare Zunahme der Dehnungen gekennzeichnet. Diese dauert bis ca. 10 - 20% der Grenzwahrschwingspielzahl N_f an. In der Phase II nimmt die Gesamtdehnung gleichmäßig und konstant zu. Nach ca. 80% der Grenzwahrschwingspielzahl N_f ist eine überproportionale Dehnungszunahme festzustellen, die schlussendlich zum Ermüdungsversagen führt.

2.1.2.2. Rissbildungsmechanismus

Rissentstehung im unbelasteten Beton

Im unbelasteten Beton entstehen bereits vor dem Aufbringen einer äußeren Belastung feine Mikrorisse vorwiegend in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementmatrix. Ursache sind mechanische, thermische und hygrische Inkompatibilitäten zwischen Zuschlag und Zementstein, die in [72, 78] detaillierter beschrieben werden.

Rissentstehung bei Druckschwellbeanspruchung

LUSCHE hat auf Grundlage von experimentellen Untersuchungen an zweidimensionalen Betonmodellen in [96] ein vereinfachtes Kugelmodell für die Betonstruktur entwickelt. In diesem Modell werden die Zuschlagskörner als versetzte Kugeln in der Zementmatrix dargestellt (Abb. 2.7). Anhand des Modells lässt sich zeigen, dass sich die Spannungen aus der äußeren Last zwischen den steiferen Zuschlags-

körnern konzentrieren (mechanische Inkompatibilität). So entstehen beispielsweise infolge einer äußeren Druckbeanspruchung aufgrund des heterogenen Strukturgefüges senkrecht zur Krafteinleitungsrichtung Zugspannungen im Beton (Abb. 2.7A). Sobald die Haftfestigkeit zwischen Mörtelmatrix und großen Zuschlagskörnern bzw. die Zugfestigkeit des Betons in der Mörtelmatrix überschritten wird, bilden sich Mikrorisse parallel zur Belastungsrichtung aus. Bei zyklischer Belastung werden die Zementsteinbereiche zwischen den Zuschlägen in Lastrichtung mit jedem Belastungszyklus weiter zusammengedrückt und verdichtet. Die Steifigkeit in diesen Bereichen nimmt somit ebenfalls zu, so dass sich die Spannungen weiter auf die Zuschläge konzentrieren. Es entstehen ungleichmäßig verteilte Spannungen im heterogenen Betongefüge, die bei Entlastung rissfördernde Eigenspannungen verursachen [75]. Zusätzlich verformt sich das Zuschlagskornelement beim Entlastungsvorgang weniger stark zurück als die umschließende Zementsteinmatrix, wodurch sich Längszugspannungen im Kornelement einstellen und die Rissbildung anregen [72].

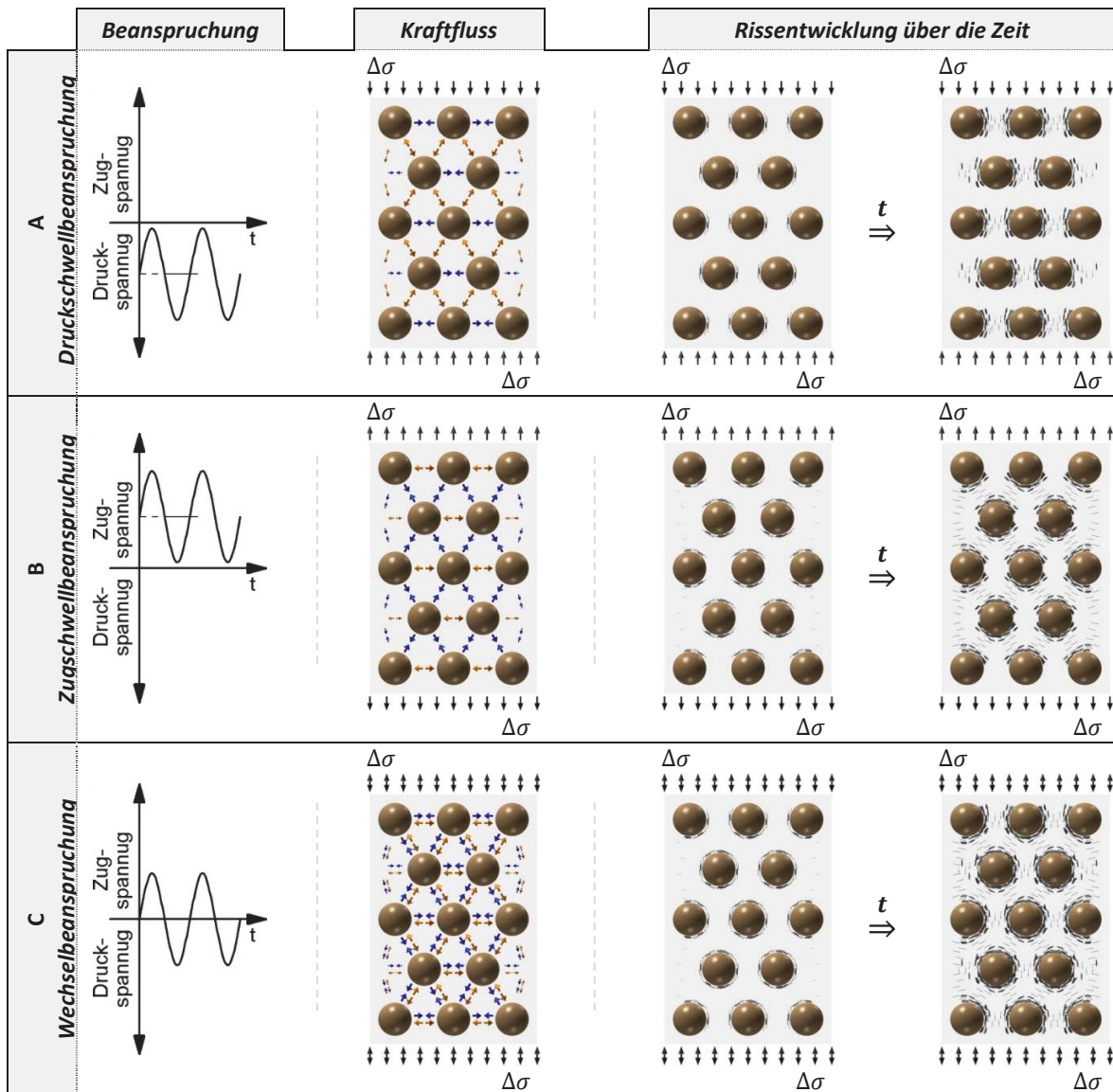


Abb. 2.7.: Zeitliche Rissentwicklung im Beton in Abhängigkeit der Beanspruchung [64]

Nach HOHBERG [72] beginnt die Rissbildung hauptsächlich bei Beanspruchungen über 30% der Druckfestigkeit. D. h. bei Beanspruchungen kleiner 30% der Druckfestigkeit verändern sich die Mikrorisse nicht mehr nennenswert, so dass nach einer Entlastung nur geringe Verformungen verbleiben. Ferner ist nach HOHBERG demnach theoretisch eine Dauerschwingfestigkeit des Betons möglich, sofern die aufgebrachte Beanspruchung so gering ist, dass die Bindungskräfte im Betongefüge nicht überwunden werden. Eine solche Dauerschwingfestigkeit beim Beton konnte bislang noch nicht nachgewiesen werden, da sich diese wohl außerhalb der praktischen, experimentell zugänglichen Bereiche befindet [72]. In physikalischer Hinsicht ist der Werkstoff Beton somit als zeitfest bzw. quasi-dauerfest anzusehen.

Rissentstehung bei Zugschwell- und Wechselbeanspruchung

Das Ermüdungsverhalten von Beton unter einer Zugschwellbeanspruchung verhält sich ähnlich wie unter einer Druckschwellbeanspruchung. Die Dehnungen verlaufen ebenfalls in der typischen S-förmigen Kurve mit den drei charakteristischen Phasen. Der wesentliche Unterschied liegt in der stärker ausgeprägten Schädigung. In Abbildung 2.7B sind die Spannungen im Kugelmodell unter einer Zugschwellbeanspruchung dargestellt. In diesem Fall entstehen die Mikrorisse senkrecht zur Lastrichtung. Durch stetiges Risswachstum können sich die Mikrorisse zu einem einzelnen Trennriss ausbilden. Es entsteht ein sehr sprödes Ermüdungsversagen mit geringen plastischen Verformungen.

Bei Überlagerung von Zug- und Druckbeanspruchungen, wie diese bei Wechselbeanspruchungen auftreten, entsteht die Rissbildung sowohl parallel als auch senkrecht zur Lastrichtung (Abb. 2.7C). Dies führt zu einer wesentlich stärkeren Betonermüdung. Dies zeigen auch die Ergebnisse von Zugversuchen von CORNELISSEN mit Wechselbeanspruchung in [20] und [18]. Hier konnten im Vergleich zu reinen Zugschwellversuchen geringere Lastwechselzahlen erreicht werden.

2.2. Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit

2.2.1. Definition des Begriffs der Ermüdungsfestigkeit

Wie bereits in Kapitel 2.1 beschrieben wurde, handelt es sich bei der Materialermüdung um einen sukzessiv fortschreitenden Schädigungsprozess infolge zeitlich veränderlicher, häufig wiederholter Beanspruchung. Nach RADAJ kann die *Ermüdungsfestigkeit* wie folgt definiert werden:

Ermüdungsfestigkeit ist die gemäß Versagenskriterium bei begrenzter oder unbegrenzter Schwingzahl ertragbare Beanspruchungsamplitude. Als Versagenskriterium kann gewählt werden: Ein Anriß definierter Größe, der vollständige Bruch der Probe oder ein bestimmter Steifigkeitsabfall des Bauteils durch den fortschreitenden Riß. [127, S.19]

In der einschlägigen Fachliteratur (z. B. [61, 91]) werden neben der Ermüdungsfestigkeit häufig auch die Begriffe der *Betriebsfestigkeit* und *Schwingfestigkeit* als Unterbegriffe der Ermüdungsfestigkeit aufgeführt. Die Schwingfestigkeit beschreibt die Ermüdungsfestigkeit unter einer schwingenden Beanspruchung zwischen zwei festen Grenzwerten. In den seltensten Fällen erfahren jedoch Bauteile oder Werkstoffe unter realen Bedingungen eine solche gleichbleibende, schwingende Beanspruchung. Stattdessen

treten zufallsartige oder auch aperiodisch deterministische Belastungsabläufe auf, die sehr stark in ihrer Belastungsamplitude, ihrem Spannungsniveau und ihrer Frequenz variieren. Die Betriebsfestigkeit bezeichnet somit die Ermüdungsfestigkeit unter Berücksichtigung einer regellosen Betriebsbeanspruchung.

2.2.2. Kenngrößen der Ermüdungsfestigkeit

Die wichtigsten Kennwerte zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit können nach HAIBACH[61] anhand der Abbildung 2.8 für einen metallischen Werkstoff unter Zugbeanspruchung erläutert werden.

Bei einer statischen Belastung eines Werkstoffes bis zum Bruch kann die charakteristische Spannungs-Dehnungskurve (a) des Werkstoffes und aus dieser die entsprechende Zugfestigkeit (R_m) bzw. Streckgrenze (R_e) ermittelt werden. Diese beiden Kenngrößen definieren die statische Festigkeit des Werkstoffes, bei deren Überschreitung das Versagen eintritt. Bezogen auf eine Lebensdauer oder Schwingspielzahl beschreibt diese statische Festigkeit, die entsprechende Ermüdungsfestigkeit für einen einzigen Belastungszyklus.

Die *Dauerschwingfestigkeit* ($\Delta\sigma_D$ bzw. alte Bezeichnung: S_D) beschreibt dagegen den Grenzwert der schwingenden Beanspruchung (b), bei der sich selbst bei einer theoretisch unendlichen Anzahl von Belastungswiederholungen kein Ermüdungsversagen einstellt. Ist bei Werkstoffen oder Bauteilen sichergestellt, dass die Schwingbeanspruchungen unterhalb dieser Dauerschwingfestigkeit liegen, ergibt sich eine unbegrenzte Lebensdauer. Wenn jedoch die Schwingbeanspruchungen oberhalb der Dauerschwingfestigkeit (kurz: Dauerfestigkeit) liegt (c), ist nach einer endlichen Anzahl von Lastwechseln ein Ermüdungsversagen zu erwarten. Die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel korreliert mit der Beanspruchungshöhe der schwingenden Beanspruchung. Mit abnehmender Spannungsschwingbreite nimmt die ertragbare Schwingspielzahl zu. Für schwingende Beanspruchungen mit gleichbleibenden Spannungsamplituden wird die Beziehung zwischen Schwingspielzahl und Spannungsschwingbreite als *Zeitfestigkeitskurve* dargestellt. Diese Zeitfestigkeitskurve ist auch als nach seinem Begründer AUGUST WÖHLER benannte *Wöhlerkurve* bzw. *Wöhlerlinie* bekannt.

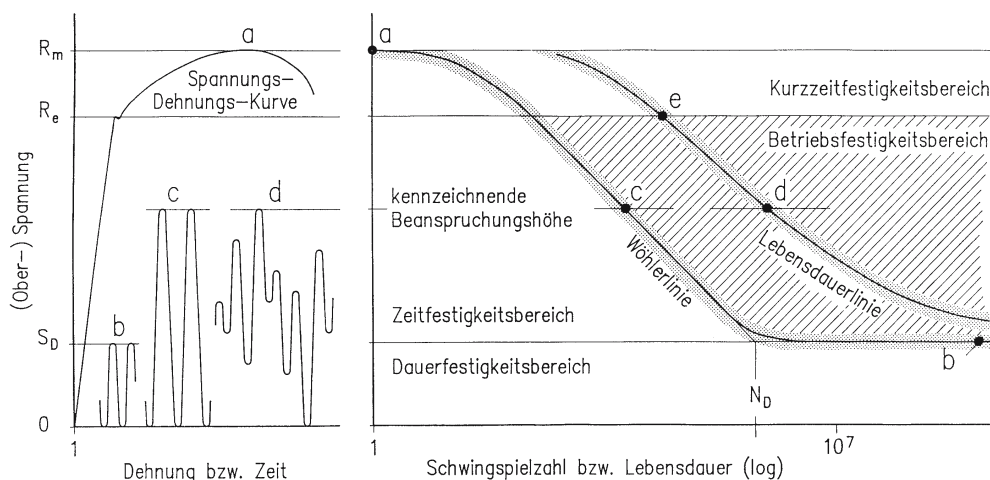


Abb. 2.8.: Begriffe und Zusammenhänge der Ermüdungs- bzw. Betriebsfestigkeit, aus [61]

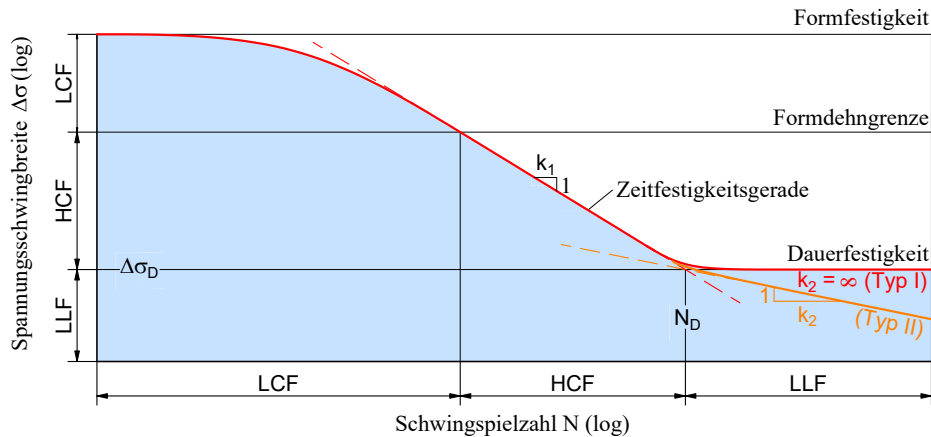


Abb. 2.9.: Wöhlerkurve mit Bezeichnungen gemäß DIN 50100 [29] (schematisch)

Die Wöhlerkurve wird nach DIN 50100[29] in drei Abschnitte mit den zugehörigen Bezeichnungen unterteilt (vgl. Abb. 2.9):

Kurzzeitfestigkeit (en: *Low Cycle Fatigue*) (LCF)

(bis etwa 10^4 Schwingspiele)

Das Versagen des Werkstoffs tritt bereits nach wenigen Schwingspielen aufgrund plastischer Dehnungen durch hohe Spannungsamplituden ein.

Zeitfestigkeit (en: *High Cycle Fatigue*) (HCF)

(ab etwa 10^4 Schwingspiele bis zur Dauerschwingspielzahl N_D)

In Abhängigkeit von der Höhe der Spannungsamplitude erfolgt das Versagen nach N Schwingspielen. Der Verlauf der Wöhlerkurve kann in diesem Bereich bei doppelt-logarithmischer Darstellung als Gerade (Zeitfestigkeitsgerade) mit der Steigung k_1 beschrieben werden.

Langzeitfestigkeit (en: *Long Life Fatigue*) (LLF)

(Schwingspiele ab der Dauerschwingspielzahl N_D)

Nach dem Knickpunkt der Zeitfestigkeitgeraden wird der Verlauf der Wöhlerkurve im Bereich der Dauerfestigkeit in zwei Typen unterschieden:

Typ I: Horizontaler Verlauf der Wöhlerkurve, ausgeprägte Langzeitfestigkeit (Dauerfestigkeit)

Typ II: Weiterer Abfall der Wöhlerkurve mit einer geringeren Geradenneigung k_2 im Vergleich zum Zeitfestigkeitsbereich

Bei einem Beanspruchungsbild aus einer zufallsartigen Folge von Schwingspielen mit unterschiedlichen Beanspruchungsamplituden (d) mit gleichem Höchstwert wie für den Fall (c), ist davon auszugehen, dass eine größere Schwingspielzahl im Vergleich zum Fall (c) erreicht werden kann. Aufgrund der wechselnden Beanspruchungshöhe entsteht ein bestimmtes Beanspruchungskollektiv. Zur Beschreibung der zugehörigen Lebensdauer wird der Maximalwert des Beanspruchungskollektivs herangezogen. Bei einem Beanspruchungskollektiv, welches nicht wie im Fall (c) nur aus dem Höchstwert der Beanspruchung besteht, verschiebt sich die zugehörige *Lebensdauerlinie* in einem bestimmten Maß von der Wöhlerkurve. Je seltener der Höchstwert des Beanspruchungskollektivs erreicht wird, desto größer ist der

Versatz zwischen der Wöhlerkurve und der Lebensdauerlinie. Die Wöhlerkurve beschreibt somit den absoluten unteren Grenzwert der Lebensdauerlinie. Das Verfahren zur Bestimmung der Lebensdauerlinie wurde von ERNST GASSNER entwickelt, so dass diese auch als *Gaßner'sche Lebensdauerlinie* bezeichnet wird (vgl. Kap. 2.2.3.5).

2.2.3. Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit

Die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen oder Werkstoffen kann ausschließlich experimentell erfolgen. Die hierfür erforderlichen Ermüdungsfestigkeitsversuche werden in Einstufen-, Mehrstufen- und Betriebsfestigkeitsversuche unterschieden [127]. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse erfolgt anschließend die quantitative Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit. Hierfür können verschiedene Methoden angewendet werden. Einige bekannte Methoden werden in Kapitel 2.2.3.4 genauer vorgestellt.

2.2.3.1. Beschreibung des Einstufenversuchs

Einstufenversuche sind zyklische Ermüdungsversuche, bei denen über die gesamte Versuchslaufzeit eine Schwingbeanspruchung mit gleichbleibender Spannungsschwingbreite ($\Delta\sigma$) und konstanter Mittelspannung (σ_m) aufgebracht wird. Dies bietet nicht nur aus versuchstechnischer Sicht Vorteile. Es kann vielmehr die direkte Abhängigkeit einer bestimmten Spannungsschwingbreite auf die Ermüdungsfestigkeit (Schwingfestigkeit) untersucht werden. So kann aus den Ergebnissen einer Vielzahl von Einstufenversuchen zu unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten die in Kapitel 2.2.2 beschriebene Ermüdungsfestigkeitskurve bzw. Wöhlerkurve bestimmt werden. Daher werden Einstufenversuchen häufig auch als *Wöhler-Versuche* bezeichnet.

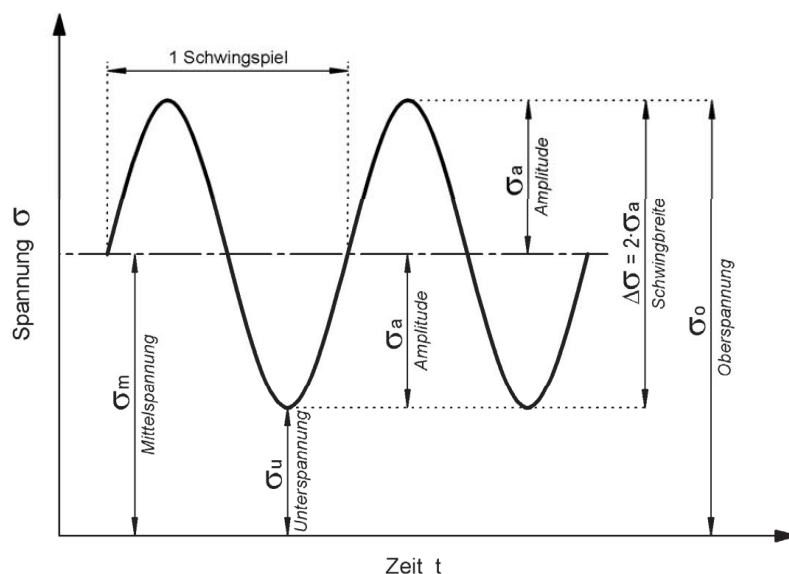


Abb. 2.10.: Spannungs-Zeit-Verlauf im Schwingfestigkeitsversuch (schematisch), aus [64]

Beanspruchungskennwerte nach DIN 50100

Grundlage für die Einstufenversuche bildet die DIN 50100 [29]. In dieser Norm sind die grundsätzlichen Bezeichnungen, Begriffe und Formelzeichen für Schwingfestigkeitsversuche definiert. Die DIN 50100:2016-12 ist im Dezember 2016 nach insgesamt 38 Jahren erstmals wieder neu herausgegeben worden. In diesem Zuge wurde sie gegenüber der vorher gültigen DIN 50100:1978-02 grundlegend und umfassend überarbeitet und auf den aktuellen Stand der Technik angepasst.

In Abbildung 2.10 sind die beschreibenden Größen des Spannungs-Zeit-Verlaufs eines Schwingspiels definiert. Hierbei wurden die Bezeichnungen bezogen auf eine Spannung (σ) angegeben. Die DIN 50100 dagegen definiert die Beanspruchungen als Lastgröße L .

Zusammenfassend lassen sich folgende Beziehungen der Beanspruchungskennwerte angeben [127]:

$$\sigma_a = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_o - \sigma_u) = \frac{1}{2} \cdot \sigma_o \cdot (1 - R_s) = \sigma_m \cdot \frac{1 - R_s}{1 + R_s} \quad (2.1)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_o + \sigma_u) = \frac{1}{2} \cdot \sigma_o \cdot (1 + R_s) = \sigma_m \cdot \frac{1 + R_s}{1 - R_s} \quad (2.2)$$

$$\sigma_o = (\sigma_m + \sigma_a) = \frac{2 \cdot \sigma_a}{1 - R_s} = \frac{2 \cdot \sigma_m}{1 + R_s} \quad (2.3)$$

$$\sigma_u = (\sigma_m - \sigma_a) = \frac{2 \cdot \sigma_a \cdot R_s}{1 - R_s} = \frac{2 \cdot \sigma_m \cdot R_s}{1 + R_s} \quad (2.4)$$

$$\Delta\sigma = \sigma_o - \sigma_u = 2 \cdot \sigma_a \quad (2.5)$$

$$R_s = \frac{\sigma_u}{\sigma_o} \quad (2.6)$$

Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Im Einstufenversuch werden die Proben mit der gleichbleibenden Spannungsamplitude und konstanter Mittelspannung zumeist sinusförmig (vgl. Abb. 2.10) bis zum Versagen beansprucht. Das Versagen stellt sich üblicherweise als vollständiger Bruch der Probe ein. Alternativ kann auch das Erreichen einer kritischen Rissgröße, ein bestimmter Steifigkeitsabfall oder das Teilversagen eines mehrteiligen Probenquerschnitts (z. B. Spanndrahtlitze oder Drahtbündel) als Versagenszeitpunkt definiert sein.

Ziel des Versuchs ist, die ertragbare Schwingspielzahl N bei einer vorgegebenen Beanspruchung zu bestimmen. Um die vollständige Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerkurve) zu ermitteln, sind mehrere Versuche mit unterschiedlichen Belastungsamplituden erforderlich. Hierbei kann es gerade bei verhältnismäßig kleinen Spannungsamplituden im Bereich der Dauerschwingfestigkeit dazu kommen, dass das Versagen erst nach einer sehr großen Anzahl von Lastwechseln oder gar nicht eintritt. Daher kann für die Versuche eine entsprechende *Grenzschningspielzahl* N_G bestimmt werden, nach deren Erreichen der Versuch beendet und das Versuchsergebnis unter bestimmten Bedingungen als sogenannter *Durchläufer* gewertet werden kann [29].

Bei einer ausreichenden Anzahl von Einstufenversuchen, kann mithilfe statistischer Auswertemethoden die entsprechende Ermüdungsfestigkeitskurve ermittelt werden. Dies ist schematisch in Abbildung 2.11 aufgeführt. Die Ergebnisse der Einstufenversuche sind durch die Punkte dargestellt. Die Durchläuferversuche, die die Grenzschningspielzahl N_G ohne Ausfall erreichten, sind ebenfalls dargestellt. In Abhän-

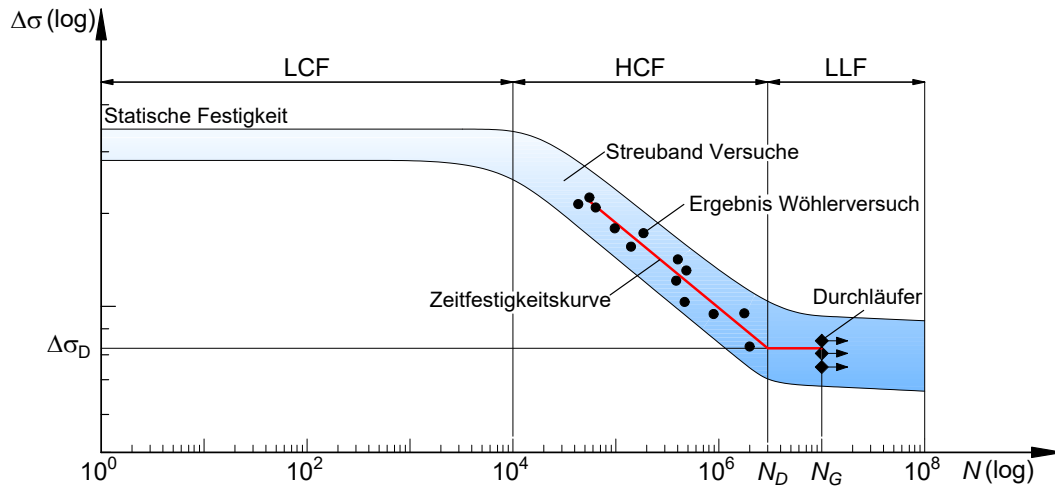


Abb. 2.11.: Beispiel eines aus Versuchen entwickelten Wöhlerdiagramms (schematisch), nach [29]

gigkeit der insgesamt durchgeführten Versuche und der gewählten Auswertemethode kann anschließend der Verlauf der Zeitfestigkeitsgerade, die Lage des Knickpunktes N_D zum Übergang zur Dauerfestigkeit, die Höhe und Verlauf der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ sowie das Streuband einer zugehörigen Auftretenswahrscheinlichkeit bestimmt werden.

2.2.3.2. Beschreibung des Mehrstufenversuchs

Im Vergleich zu den Einstufenversuchen sind *Mehrstufenversuche* dadurch gekennzeichnet, dass während des gesamten Versuchsprogramms mehrere Belastungsfolgen mit verschiedenen großen schwingenden Beanspruchungen auftreten. Diese Beanspruchungsfolgen werden auch *Beanspruchungsblöcke* genannt, so dass häufig auch die Bezeichnung *Blockprogramm-Versuche* gewählt wird [61]. Während eines solchen Blockes bleibt die Mittelspannung und die Belastungsamplitude konstant. Zwischen den einzelnen Beanspruchungsblöcken wird die Mittelspannung und/oder die Belastungsamplitude nach einer vorgegebenen Stufenfolge jedoch variiert.

Der *Laststeigerungsversuch* als eine besondere Form des Mehrstufenversuchs ist beispielhaft in Abbildung 2.12 dargestellt. Hierbei wird mit jedem Beanspruchungsblock nach einer gewissen Lastwechselzahl die Beanspruchung sukzessiv erhöht. Im Vergleich zu den Einstufenversuchen wird somit ein viel breiteres Beanspruchungsspektrum abgedeckt. Da die Beanspruchung zudem kontinuierlich gesteigert wird, sind Laststeigerungsversuche dazu eignet, schnell und mit geringer Versuchsanzahl signifikante Grenzlaster festzustellen, bei denen auffällige Kennwertveränderungen auftreten [41].

Es ist nicht verwunderlich, dass die Planung und Durchführung von Mehrstufenversuchen weitaus aufwändiger ist als bei Einstufenversuchen. Auf der anderen Seite wird hierdurch die tatsächliche Belastung von ermüdungsbeanspruchten Bauwerken oder Bauteilen besser, wenn auch noch nicht eindeutig abgebildet. Des Weiteren können Mehrstufenversuche dazu verwendet werden, den Einfluss von Beanspruchungsfolgen und deren Reihenfolge auf die Ermüdungsfestigkeit zu untersuchen. Diese kann sich sowohl positiv als auch negativ auf diese auswirken. HERTEL schreibt hierzu beispielsweise in [69]:

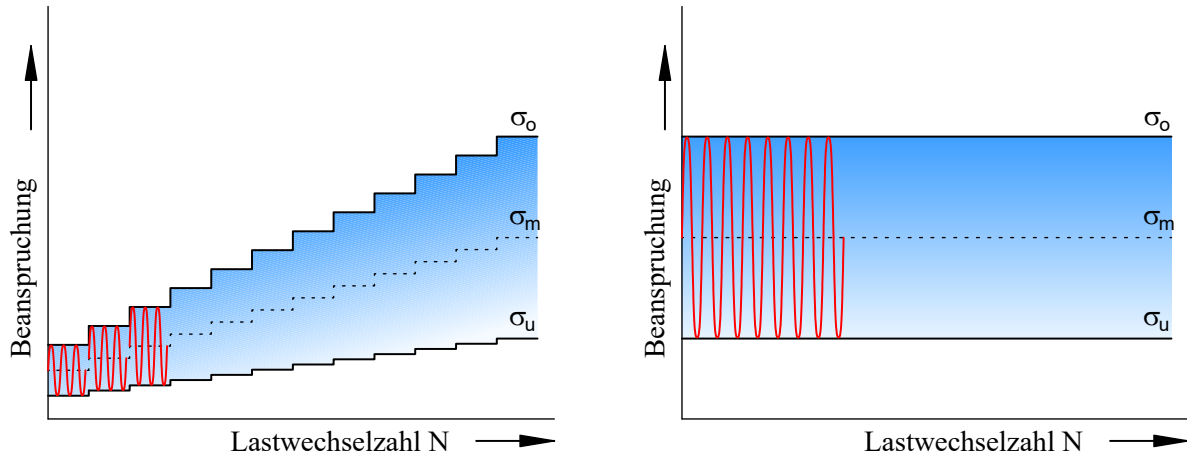


Abb. 2.12.: Schematischer Vergleich des Belastungsverlaufs eines Laststeigerungsversuchs (links) und Einstufenversuchs (rechts), nach [41]

Durch ein richtiges „Hochtrainierensprogramm“ kann beispielsweise die Dauerfestigkeit von Stählen durch Vorbelastung mit niedrigen Spannungen um etwa 20% erhöht werden, während bei umgekehrter Programmfolge durch die hohen Belastungen der Ermüdungsschaden vorzeitig entsteht. [69]

Der Effekt, der von HERTEL als „Hochtrainierensprogramm“ bezeichnet wird, ist in anderer Literatur auch als *Trainier-Effekt* bekannt und wird in Kapitel 2.2.4.3 noch etwas ausführlicher beschrieben.

Aufgrund der verschiedenen Belastungsblöcke eines Mehrstufenversuchs ist nach dem Versagensbruch häufig nicht eindeutig feststellbar, unter welchem Beanspruchungsblock die größte Schädigung auftrat. Daher empfiehlt es sich grundsätzlich, Mehrstufenversuche auf Basis von bereits durchgeführter Einstufenversuchen durchzuführen.

2.2.3.3. Weitere Versuchsformen

Neben den Einstufen- und Mehrstufenversuchen gibt es noch weitere Versuchsformen, die hinsichtlich der Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit ihre Anwendung finden. Eine spezielle Form des Mehrstufenversuchs stellt der *Betriebsfestigkeitsversuch* dar. Dieser soll den tatsächlichen Belastungsverlauf des Bauteils unter Betriebsbedingungen nachbilden. Hierzu müssen jedoch die entsprechenden Belastungskollektive bekannt sein. Wenn das tatsächliche Belastungskollektiv für ein Bauteil bekannt ist, kann durch die Durchführung der Betriebsfestigkeitsversuche die genaueste Aussage bezüglich der zu erwartenden Lebensdauer (bzw. Betriebsfestigkeit) für das entsprechende Bauteil gewonnen werden. In diesem Fall erfolgt die Versuchsdurchführung programmgesteuert nach einer bestimmten Stufenfolge.

Alternativ können die Beanspruchungen auch zufällig und somit in regelloser Abfolge aufgebracht werden. Diese Versuche werden demnach als *Zufallslastversuche* bzw. *Random-Versuche* bezeichnet. Nach [42] werden im Fahrzeug-, Flugzeug- und Walzgerüstbau bevorzugt Random-Versuche durchgeführt.

2.2.3.4. Wesentliche Methoden zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit

Treppenstufenverfahren

Das *Treppenstufenverfahren* (engl.: „up and down“ method) wurde von DIXON und MOOD entwickelt. Das Verfahren wird zur Bestimmung des Mittelwerts der Dauerschwingfestigkeit sowie der zugehörigen Standardabweichung eines Werkstoffes oder Bauteils unter zyklischer Belastung angewendet. Das Verfahren wurde erstmals in [40] vorgestellt.

Bei dem Verfahren ist es erforderlich, dass vor dem Start der Versuchsdurchführung zunächst die Dauerschwingfestigkeit sowie die Grenzschwingspielzahl (N_G) abgeschätzt wird. Der erste Ermüdungsversuch erfolgt nun mit einer zyklischen Beanspruchung, die dieser abgeschätzten Dauerschwingfestigkeit entspricht. Erreicht die Probe im Versuch nicht die Grenzschwingspielzahl (N_G), sondern versagt vorzeitig, dann wird für den nächsten Ermüdungsversuch die Spannungsschwingbreite um ein zuvor festgelegtes Maß reduziert. Für den Fall, dass die Grenzschwingspielzahl ohne Versagen der Probe erreicht wird, wird stattdessen die Spannungsschwingbreite für den nachfolgenden Versuch um jenes Maß erhöht.

Der Vorteil des Treppenstufenverfahrens liegt in der einfachen und eng vorgegebenen Versuchsdurchführung. Je nach Versuchsergebnis (Versagen oder kein Versagen) wird die Spannungsschwingbreite des nächsten Versuchs bestimmt. Je nachdem wie nah die Initialbeanspruchung $\Delta\sigma_0$ an der tatsächlichen Dauerschwingfestigkeit und sowie die Abstände der Spannungshorizonte vorgegeben wurden, kann die Anzahl der erforderlichen Versuche bis zum Erreichen des Bereichs der Dauerfestigkeit stark variieren.

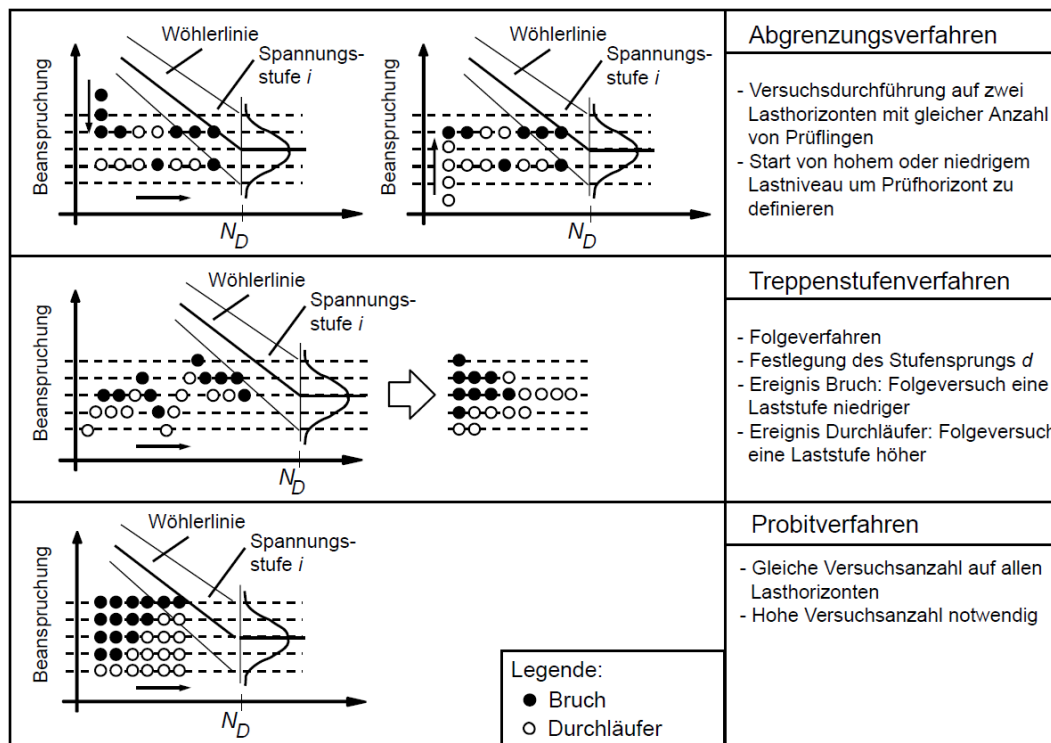


Abb. 2.13.: Übersicht über die Verfahren zur Versuchsdurchführung auf mehreren vorgegebenen Lasthorizonten, aus [100]

Ein Nachteil dieses Verfahrens ist daher die verhältnismäßig große Versuchsanzahl. In [14] wird hierzu eine Anzahl von ca. 40 bis 50 erforderlichen Versuchsdurchläufen vorgegeben. Ein weiterer Nachteil bei der Auswertung der Versuche mit dem Treppenstufenverfahren liegt darin, dass alle Versuche, die durch einen Bruch vor Erreichen der Grenzwahrscheinlichkeit versagen, nicht berücksichtigt werden. Lediglich die Durchläufer können bei der Bestimmung des Erwartungswertes der Dauerschwingfestigkeit sowie der zugehörigen Standardabweichung angesetzt werden.

PROBIT-Verfahren

Das *PROBIT-Verfahren* geht auf den Britischen Statistik-Professor FINNEY zurück. Dieses wird erstmals von ihm in [52] beschrieben. Bei diesem Verfahren wird ähnlich wie bei dem Treppenstufenverfahren zunächst eine Dauerschwingfestigkeit der zu untersuchenden Probe geschätzt. Ausgehend von dieser Schwingbreite werden mehrere Spannungshorizonte gewählt, die nahe beieinander liegen. Im Gegensatz zum Treppenstufenverfahren werden bei dem PROBIT-Verfahren, unabhängig vom einzelnen Versuchsergebnis, auf allen Spannungshorizonten die gleiche Anzahl von Versuchen durchgeführt. Hierdurch entsteht eine entsprechende Versuchsmatrix aus Versuchen mit und ohne Versagen (vgl. Abbildung 2.13, unten). Das PROBIT-Verfahren gilt als Vorläufer des Treppenverfahrens.

Die Auswertung mit diesem Verfahren erfolgt nun für jeden einzelnen Spannungshorizont. Aus der relativen Zahl der Durchläufer kann die Überlebens- bzw. Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt werden. Somit entsteht über die verschiedenen Spannungshorizonte ein entsprechendes Wahrscheinlichkeitsnetz. Die erforderliche Versuchsanzahl, die zur Auswertung der Versuchsergebnisse erforderlich wird, ist dadurch sehr hoch. Das macht die Anwendung dieses Verfahrens entsprechend zeitaufwändig.

Abgrenzungsverfahren

Ein weiteres Verfahren zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit stellt das Abgrenzungskriterium dar. MAENNIG stellt dieses Verfahren in [97] und [98] vor. Das Verfahren wurde im Jahre 1989 in die TGL 19338 [157] aufgenommen.

Das Abgrenzungsverfahren zielt darauf ab, dass die Ermüdungsversuche möglichst im Grenzbereich des Streubandes der Dauerschwingfestigkeit durchgeführt werden. Der obere Grenzbereich der Dauerschwingfestigkeit wird experimentell ermittelt. Der untere Grenzbereich wird auf Basis der Versuchsergebnisse auf dem oberen Grenzbereich mit entsprechenden Erfahrungswerten bestimmt. Diese Erfahrungswerte ergeben sich beispielsweise aus der Probenbeschaffenheit (gekerbt, ungekerbt, Formgeometrie, ...) und der Anzahl der Versuchsergebnisse. Eine Übersicht einiger Erfahrungswerte ist beispielsweise in [157] zu finden.

Interaktives Verfahren

Das *Interaktive Verfahren* wurde in den 1990er Jahren von BLOCK und DREIER an der Universität Dortmund entwickelt. Dieses Verfahren zeichnet sich dadurch aus, dass neben der Dauerschwingfestigkeit eines Werkstoffs oder einer Probe auch der gesamte Verlauf der Ermüdungsfestigkeit bestimmt werden kann. Des Weiteren erlaubt dieses Verfahren den charakteristischen Widerstand in Form eines Fraktils mit festzulegender Aussagewahrscheinlichkeit zu bestimmen [6]. Grundlage für die Anwendung des In-

teraktiven Verfahrens ist die Durchführung von Einstufenversuchen.

Das Interaktive Verfahren fand ursprünglich im Bereich der Befestigungstechnik Anwendung [5]. Der Bereich der Befestigungstechnik ist geprägt von sehr komplexen Konstruktionen. Dies wird beispielsweise bei der Anschlusskonstruktion eines Stahlbauteils an ein Betonbauteil deutlich. Neben dem Versagen des Bauteils an dem die Konstruktion befestigt werden soll, kann auch das Befestigungsmittel selbst oder sogar der Kleber (Injektionsmörtel) versagen. Die Ermüdungsfestigkeit des gesamten Systems der Anschlusskonstruktion ist somit von den verschiedenen Einflüssen der Einzelkomponenten abhängig. Daher wird zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit eine flexible Funktion gewählt, die die unterschiedlichen Einflüsse berücksichtigen kann [5, 6]:

$$\Delta S = \Delta S_D + (S_m - S_u - \Delta S_D) \cdot a^{(\lg N)^b} \quad (2.7)$$

$$(\lg N)^b = \log_a \left(\frac{\Delta S - \Delta S_D}{S_m - S_u - \Delta S_D} \right) \quad (2.8)$$

Hierbei sind a und b positive dimensionslose Zahlen, mit denen die Form der S-förmigen Funktion angepasst werden kann. N ist die Schwingspielzahl und somit das Funktionsargument. Die weiteren Werte haben die folgenden physikalischen Bedeutungen:

- ΔS Schwingbreite der Ermüdungstragfähigkeit
- ΔS_D Schwingbreite der Dauerermüdungstragfähigkeit
- S_u untere Grenze der Beanspruchungszyklen
- S_m statische Tragfähigkeit

Die angegebenen Bezeichnungen sind aus [5] entnommen und stehen für die Tragfähigkeiten der Probe. Hier wurden bewusst nicht die Festigkeiten angegeben, da dies bei komplexen System nicht immer möglich ist. Zudem kann der Begriff *Tragfähigkeit* nicht nur Kräfte, sondern auch Verformungen beschreiben [5]. Es ist natürlich auch möglich die Funktion für Spannungen bzw. Spannungsschwingbreiten mit entsprechenden Bezeichnungen anzugeben:

$$\Delta \sigma(N) = \Delta \sigma_D + (R_m - \sigma_u - \Delta \sigma_D) \cdot a^{(\lg N)^b} \quad (2.9)$$

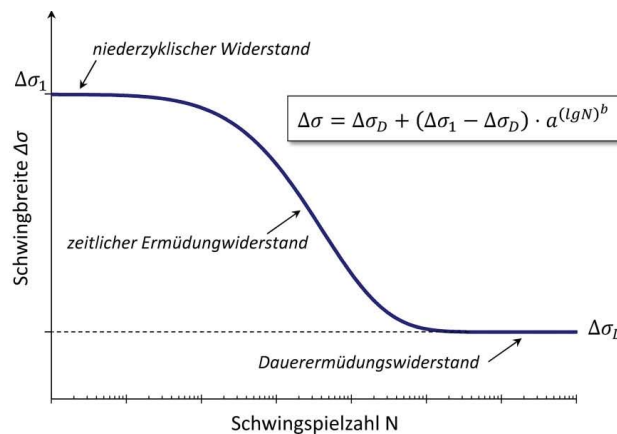


Abb. 2.14.: Verlauf und Bezeichnungen der Wöhlerkurve für das Interaktive Verfahren, aus [64]

In Abbildung 2.14 ist der Verlauf einer nach Gleichung (2.9) definierten Ermüdungsfestigkeitskurve qualitativ dargestellt. Hierbei wird mit $\Delta\sigma_1$ der niederzyklische Widerstand (LCF) angegeben, der sich aus der Differenz der Unterspannung σ_u von der statischen Zugfestigkeit R_m ergibt.

Ausgehend von der Gleichung (2.7) ist es nun auch möglich die Umkehrfunktion zu bilden (Gl. (2.8)). Hierdurch wird nun der Zusammenhang zwischen Schwingbreite und der Schwingzahl in Abhängigkeit der Schwingbreite ΔS (bzw. $\Delta\sigma$) beschrieben. Dies ermöglicht eine Auswertung der statistischen Verteilung der Ermüdungsfestigkeitskurve durch vertikale Schnitten (Abb. 2.16). Dies ist vor allem im Bereich der Dauerschwingfestigkeit von großem Nutzen. Da die Ermüdungsfestigkeitskurve im Bereich der Dauerschwingfestigkeit horizontal verläuft, ist eine Bestimmung einer Verteilung in horizontalen Schnitten (über die Schwingzahl) nur bedingt sinnvoll. Bei einer Auswertung in vertikalen Schnitten (über die Spannungsschwingbreiten) dagegen, kann die Verteilung sowie zugehörige Quantilfunktionen zuverlässiger bestimmt werden.

Wie aus der Funktionsgleichung zu erkennen ist, bestimmt neben der Dauerschwingtragfähigkeit ΔS_D (bzw. Dauerschwingfestigkeit $\Delta\sigma$) auch die statische Tragfähigkeit S_m (bzw. R_m) den Verlauf der Kurve. Daher muss vor dem Start des ersten zyklischen Versuchs zunächst die statische Tragfähigkeit bestimmt werden. Der erste zyklische Versuch mit gleichbleibender Belastungsamplitude wird auf dem Niveau der quasi-statischen Tragfähigkeit durchgeführt. Nach diesem ersten Versuch wird die Dauerschwingtragfähigkeit ΔS_D geschätzt. Mit den nächsten drei Versuchen wird die Belastungsamplitude in äquidistanten Schritten reduziert, bis der vierte zyklische Versuch auf dem Niveau der geschätzten Dauerschwingtragfähigkeit landet.

Nach diesem vierten Versuch wird erstmals eine Regressionsanalyse der Versuchsergebnisse durchgeführt. Hierzu kann ein computergestütztes Auswerteprogramm verwendet werden, bei denen die unbekannt Parameter a , b und ΔS_D so bestimmt werden, dass die Summe der Fehlerquadrate aus Versuchsergebnis und Funktion (Gl. (2.7)) ein Minimum annimmt. Infolge dieser Auswertung kann die Lage der Dauerschwingtragfähigkeit neu festgelegt werden und für die Durchführung der weiteren zyklischen Versuche angesetzt werden. Von diesem Zeitpunkt an, kann mit jedem neuen Versuchsergebnis eine Op-

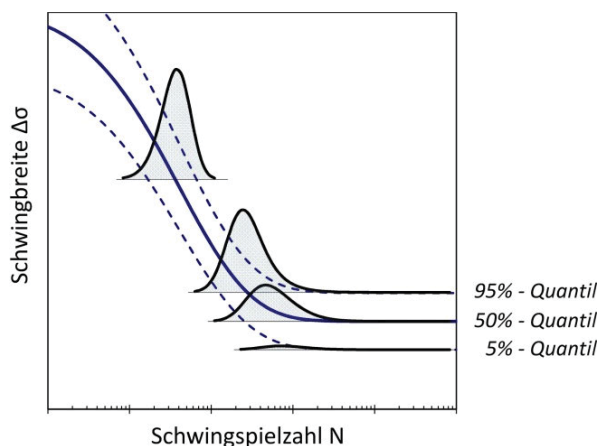


Abb. 2.15.: Verteilungsdichten der Logarithmen der Schwingzahl in unterschiedlichen horizontalen Schnitten, aus [64]

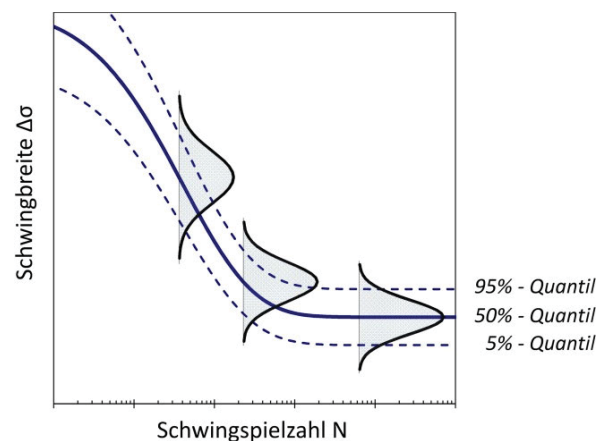


Abb. 2.16.: Verteilungsdichten der Spannungsschwingbreite in vertikalen Schnitten - Interaktives Verfahren, aus [64]

timierung der Ermüdungstragfähigkeitskurve (bzw. Ermüdungsfestigkeitskurve) als Mittelwertfunktion durch weitere Regressionsanalysen erfolgen, welche im Anschluss für die Planung des nachfolgenden Versuchs herangezogen wird.

Da mit der so ermittelten Mittelwertfunktion für jede Spannungsschwingbreite ein rechnerischer Mittelwert vorliegt, kann zudem für alle durchgeführten Versuche die zugehörige Standardabweichung und hieraus ein beliebiges Quantil mit beliebig festzulegender Aussagewahrscheinlichkeit bestimmt werden [5]. Mit zunehmender Anzahl von durchgeführten Versuchen reduziert sich die Ungenauigkeit bei der Bestimmung der Mittelwertfunktion und somit auch die zugehörige Streuung.

Mit dem Interaktiven Verfahren kann bei sorgfältig geplanter Versuchsdurchführung und stetiger Auswertung der Versuchsergebnisse nach verhältnismäßig wenigen Versuchsproben eine statistisch abgesicherte Aussage über das Ermüdungsverhalten eines Werkstoffes gewonnen werden. Beispiele und weitere Informationen zur Anwendung des Verfahrens sind in [5, 6, 104] enthalten.

2.2.3.5. Darstellung der Ermüdungsfestigkeit in Zeitfestigkeits-Schaubildern

Wöhlerkurve

In Kapitel 2.2.2 wurde bereits die *Wöhlerkurve* als Zeitfestigkeitskurve eines Werkstoffes vorgestellt, bei der unter gleichbleibenden schwingenden Beanspruchungen die Beziehung zwischen Schwingspielzahl bis zum Bruch (N) und Spannungsschwingbreite ($\Delta\sigma$) beschrieben wird. Eine einheitliche Vorgabe zur Darstellung der Wöhlerkurven existiert jedoch nicht. Dies zeigt sich u. a. in unterschiedlichen Maßstäben der Abzisse und Ordinate oder der Darstellung über die Spannungsamplitude (σ_a) bzw. auf Knickpunkte bezogene Spannungen.

Auch mit der Neueinführung der DIN 50100 [29] wurden keine konkreten Vorschläge zur Vereinheitlichung der Darstellung der Wöhlerkurven angegeben. Hier wird lediglich für Metalle die Darstellung im

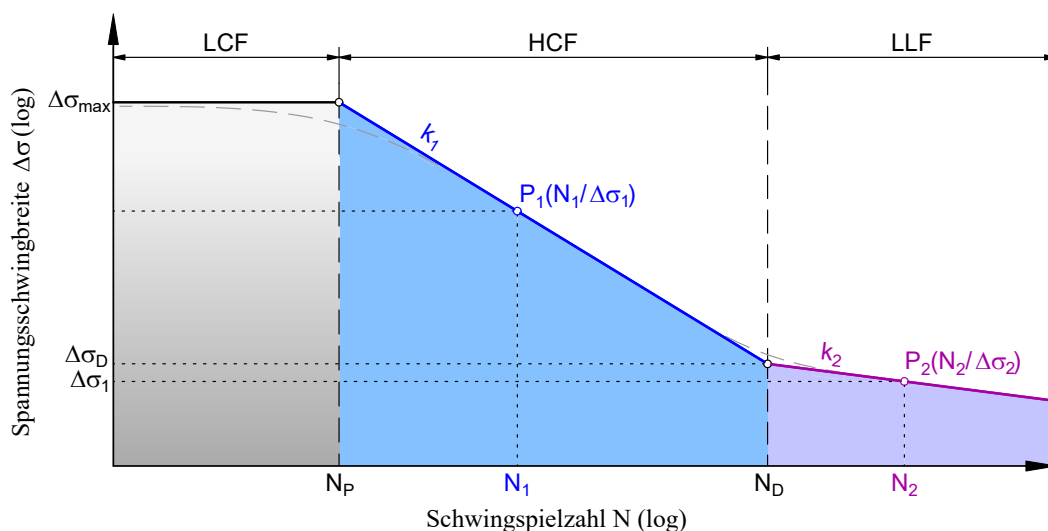


Abb. 2.17.: Idealisierte Darstellung der Wöhlerkurve, in Anlehnung an [29]

doppelt-logarithmischen Maßstab empfohlen. Zusätzlich wird die Kurve in drei Abschnitte (HCF, LCF und LLF) unterteilt, an deren Übergängen Knickpunkte definiert werden. Die Neigung der Wöhlerkurve im Bereich der Zeitfestigkeit wird mit k_1 im Bereich der Dauerfestigkeit mit k_2 bestimmt. Hieraus ergeben sich somit die Funktionen zur Beschreibung der Wöhlerkurve:

$$\Delta\sigma(N) = \begin{cases} \Delta\sigma_{max} & \text{im Kurzzeitfestigkeitsbereich (LCF)} \\ \Delta\sigma_{max} \left(\frac{N}{N_P}\right)^{-\frac{1}{k_1}} & \text{im Zeitfestigkeitsbereich (HCF)} \\ \Delta\sigma_D \left(\frac{N}{N_D}\right)^{-\frac{1}{k_2}} & \text{im Langzeitfestigkeitsbereich (LLF)} \end{cases} \quad (2.10)$$

$$N(\Delta\sigma) = \begin{cases} N_P \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{max}}\right)^{-k_1} & \text{im Zeitfestigkeitsbereich (HCF)} \\ N_D \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_D}\right)^{-k_2} & \text{im Langzeitfestigkeitsbereich (LLF)} \end{cases} \quad (2.11)$$

Der Bereich der Langzeitfestigkeit wird häufig auch als Dauerfestigkeitsbereich bezeichnet. Gemäß der Definition erfährt ein Werkstoff bei Belastungsschwingbreiten unterhalb der Dauerschwingfestigkeit keine Schädigung mehr, so dass die zu erwartende Lebensdauer gegen unendlich läuft. Erfährt die Probe jedoch eine Vorschädigung infolge zuvor höhere Beanspruchungen, wirkt sich dies unmittelbar auf die Dauerschwingfestigkeit aus. Daher empfiehlt HAIBACH in [61] eine fiktive Fortsetzung des zweiten Astes der Wöhlerkurve im Bereich der Langzeitfestigkeit zur Berücksichtigung dieser Vorschädigung. Die zugehörige Neigung sollte danach bei metallischen Werkstoffen gemäß Gleichung (2.12) angesetzt werden.

$$k_2 = 2 \cdot k_1 - 1 \quad (2.12)$$

Lebensdauerlinie/Gaßner'sche Linie

Die *Lebensdauerlinie* ist ebenfalls eine Ermüdungsfestigkeitskurve, die sowohl den Zeitfestigkeitsbereich als auch den Dauerfestigkeitsbereich abdeckt. Im Vergleich zur Wöhlerkurve basiert die Lebensdauerlinie jedoch nicht auf den Ergebnissen von Einstufenversuchen sondern von Mehrstufenversuchen. Diese wird analog zur Wöhlerkurve im doppelt-logarithmischen Maßstab aufgetragen (vgl. Abb. 2.8, in Kap. 2.2.2). Bei den Mehrstufenversuchen ist das gewählte Beanspruchungskollektiv maßgebend für die Lage der Lebensdauerlinie gegenüber der Wöhlerkurve. In der Lebensdauerlinie wird immer der größte Wert des Beanspruchungskollektivs $\Delta\sigma_{i,max}$ mit der zugehörigen Schwingspielzahl $N(\Delta\sigma_{i,max})$ beschrieben.

Somit hat der Ablaufplan der Mehrstufenverfahren großen Einfluss auf die Ausbildung der Lebensdauerlinie. Hier existieren verschiedene Ablaufvarianten. Die Variante mit der größten praktischen Bedeutung hat jedoch das *Gaßner'sche Achtstufenprogramm* welches in [61] detailliert beschrieben ist. Daher wird die auf diese Weise ermittelte Lebensdauerlinie auch häufig als *Gaßner'sche Linie* bezeichnet.

Hypothese der linearen Schadensakkumulation

Die Hypothese der *linearen Schadensakkumulation* wurde erstmals von PALMGREN im Jahre 1924 aufgestellt [123] und von MINER 21 Jahre später experimentell belegt [108]. Daher wird diese Hypothese häufig auch als *Palmgren-Miner-Regel* bezeichnet.

Der elementare Grundgedanke dieser Hypothese ist, dass der Werkstoff bei schwingender Belastung durch jeden einzelnen Belastungszyklus eine Schädigung erfährt. Die Größe der Schädigung hängt von der Höhe der Beanspruchungsamplitude ab. Je höher diese ist, desto größer ist die Schädigung im Werkstoff. Mit jedem weiteren Belastungszyklus nimmt die Schädigung zu (Akkumulation) bis ein Schädigungsgrenzwert D erreicht wird, bei dem das Versagen eintritt. Üblicherweise wird der Zeitpunkt des Versagens näherungsweise dadurch definiert, dass die Schädigungssumme D den Wert 1 (bzw. 100%) erreicht. Tatsächlich streut D nicht unerheblich [108]. Trotz ihrer Unzulänglichkeiten ist diese einfache und pragmatische Hypothese in den Normen verankert.

Dieses Verfahren ist eine einfache Methode die Lebensdauer eines Werkstoffes oder Bauteils abzuschätzen, wenn unterschiedliche Beanspruchungsamplituden auftreten. Hierfür muss jedoch bereits eine entsprechende Wöhlerkurve aus Einstufenversuchen vorliegen. Ausgehend von der bekannten Wöhlerkurve kann auf Grundlage der Wöhlerfunktion (Gl. (2.11)) die maximal ertragbaren Schwingspielzahlen N_i für eine bestimmte Belastungsstufe (σ_{ai}) ermittelt werden:

$$N_i = N^* \cdot \left(\frac{\sigma_{ai}}{\sigma_{a^*}} \right)^{-k} \quad (2.13)$$

Hierbei bezeichnen N^* und σ_{a^*} einen Bezugspunkt auf der bekannten Wöhlerkurve. Die Einzelschädigung, die die Probe während einer Belastungsstufe erfährt, ergibt sich zu:

$$D_i = \frac{h_i}{N_i} \quad (2.14)$$

Dabei ist h_i die Stufenhäufigkeit der betrachteten Belastungsstufe (σ_{ai}). Wenn mehrere Belastungsstufen auftreten, können die entsprechenden Einzelschädigungen D_i zu einer Gesamtschädigung aufsummiert werden. Anschließend kann für das entsprechende Beanspruchungskollektiv die rechnerisch zu erwartende Lebensdauer bestimmt werden.

Die Hypothese der linearen Schadenakkumulation hat noch einen weiteren, für die praktische Anwendung wichtigen Vorteil: Die nach der Wöhlerkurve und der Lebensdauerlinie ertragbaren Schwingspiele verhalten sich proportional zueinander. Dies äußert sich in dem parallelen Verlauf der Wöhler- und Lebensdauerlinie. Dieses Verhalten kann dazu verwendet werden, das vorgegebene Belastungskollektiv durch ein *schädigungsgleiches Rechteck-Kollektiv* zu ersetzen. Das bedeutet, dass eine schädigungsäquivalente Ersatzamplitude ($\sigma_{a, equ}$) bestimmt wird, aus der die gleiche Schädigung wie aus dem Belastungskollektiv entsteht. Die dazugehörige äquivalente Spannungsschwingbreite wird mit $\Delta\sigma_{equ}$ bezeichnet.

2.2.3.6. Darstellung von Dauerfestigkeits-Schaubildern

Neben den üblichen Methoden zur Darstellung der Zeitfestigkeit (siehe Kapitel 2.2.3.5) sind auch Darstellungen der Dauerfestigkeit möglich. Aus der Wöhlerkurve wird der Einfluss der Spannungsamplitude σ_a auf die Anzahl der zu ertragenen Schwingspiele deutlich. Es kann dementsprechend auch der Übergang zum Dauerfestigkeitsbereich bestimmt werden. Welchen Einfluss jedoch die Größe der Mittelspannung σ_m bzw. Unterspannung σ_u auf die Ermüdungsfestigkeit hat, kann anhand einer einzelnen Wöhlerkurven nicht festgestellt werden. Vielmehr muss eine Vielzahl von Wöhlerkurven, die auf verschiedenen Mittel- bzw. Unterspannungsniveaus ermittelt wurden, ausgewertet werden. Dies verdeutlicht den sehr großen experimentellen Aufwand, der hiermit verbunden ist.

In Deutschland haben sich die Dauerfestigkeits-Schaubilder von HAIGH, SMITH und GOODMAN als gängige Darstellungen etabliert. Alle drei Methoden gelten jeweils nur für eine definierte Grenzschwingspielzahl N_G , die den Übergang zur Dauerfestigkeit beschreibt. Für weitere Informationen zu diesen Methoden wird auf [5, 61] verwiesen.

2.2.4. Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit

Die Ermüdungsfestigkeit eines Bauteils oder Werkstoffs ist von einer Vielzahl von Einflussparametern abhängig. In den vorherigen Abschnitten wurde deutlich, dass insbesondere die Intensität, Häufigkeit und Art der Beanspruchung (Beanspruchungskollektive) die Ermüdungsfestigkeit beeinflussen kann. Doch können auch belastungsunabhängige Einflüsse das Ermüdungsverhalten prägen. In [5, 91, 127] sind verschiedene Einflüssen auf die Ermüdungsfestigkeit von metallischen Werkstoffen ausführlich aufgeführt. Eine Übersicht der Einflussfaktoren auf den Werkstoff Beton ist in [72, 75, 158] zu finden. Im Folgenden werden kurz die maßgebenden Einflüsse auf die auf die Ermüdungsfestigkeit getrennt für die Baustoffe Beton, Betonstahl und Spannstahl aufgeführt. Weitere Zusammenstellungen sind in [13, 82] dokumentiert.

2.2.4.1. Beton

Betondruckfestigkeit

Hinsichtlich des Einflusses der Betondruckfestigkeit auf das Ermüdungsverhalten gibt es unterschiedliche und teils widersprüchliche Auslegungen. In den Versuchsreihen von verschiedenen Autoren wurden mit steigenden Betondruckfestigkeiten kleinere [79], gleichbleibende [125] oder höhere Bruchlastwechselzahlen [84] erreicht. THIELE beschreibt in [158], dass höhere Druckfestigkeiten zu einem spröderen Ermüdungsverhalten mit einer geringeren Ausprägung des typischen 3-phasigen Verlaufes führen (vgl. Abb. 2.6). Nach ONESCHKOV gibt es Anzeichen dafür, dass die zweite Phase (stabile Dehnungsentwicklung) bei hochfesten Betonen tendenziell etwas länger, die erste und letzte Phase entsprechend kürzer als bei normalfesten Betonen ausgeprägt sei.

Belastungsart

Die Ermüdungsfestigkeit von Betonen unter Druckschwellbeanspruchung und Zugschwell- bzw. Wechselbeanspruchung unterscheiden sich teilweise deutlich. Die Darstellung der Ermüdungsfestigkeit für verschiedene Beanspruchungsniveaus kann mit Wöhlerkurven erfolgen. Hierbei werden jedoch die einwirkenden Ermüdungsbeanspruchungen auf die Druckfestigkeit bezogen verwendet. Grundsätzlich gilt, dass sowohl die bezogene Oberspannung als auch die bezogene Unterspannung einen Einfluss auf die ertragbare Bruchlastwechselzahl hat. Je kleiner die bezogene Oberspannung ist, desto größer die Bruchlastwechselzahl.

Belastungs- bzw. Prüffrequenz

Im Gegensatz zu den metallischen Werkstoffen wurde für den Werkstoff Beton in verschiedenen Forschungsarbeiten mehrfach ein Einfluss der Prüffrequenz auf die Ermüdungsfestigkeit festgestellt [72, 73, 75, 133]. Grundsätzlich gilt hier die Annahme, dass eine erhöhte Prüffrequenz auch zu größeren Bruchlastwechselzahlen führt.

In [150] wird der Einfluss der Belastungsfrequenz kritisch hinterfragt. Hierin heißt es,

[...] dass der Frequenzeinfluss auf die Bruchlastwechselzahlen von normalfestem Beton auf die erhöhte Druckfestigkeit unter hohen Spannungsgeschwindigkeiten zurückgeführt werden kann. Bei sonst gleichbleibenden Belastungen steigt durch eine Erhöhung der Belastungsfrequenz die Spannungsgeschwindigkeit und somit auch die wirksame Druckfestigkeit des Betons. Dies hat zur Folge, dass effektiv auf einem geringeren Spannungsniveau geprüft wird. Dieser Umstand sollte zukünftig bei Ermüdungsversuchen an Beton stärkere Beachtung finden.

Die Ergebnisse der Untersuchungen aus [150] können beispielhaft in den Abbildungen 2.18 und 2.19 verdeutlicht werden. In der Abbildung 2.18 sind die Ergebnisse aus den Versuchen nach [73] für die Belastungsfrequenzen 1 und 5 Hz bei gleichen bezogenen Oberlasten dargestellt. Hier sind bei der hö-

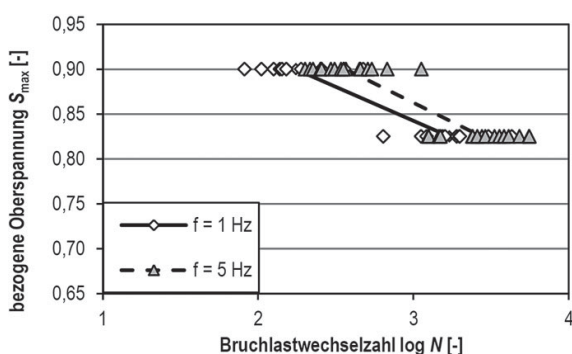


Abb. 2.18.: Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit von der, auf die statische Druckfestigkeit bezogenen, Oberspannung und den unterschiedlichen Belastungsfrequenzen der Versuche nach [73], aus [150]

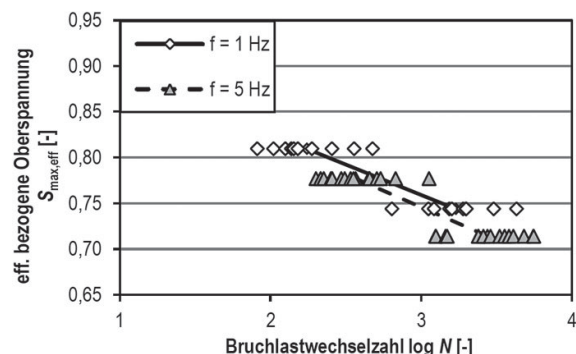


Abb. 2.19.: Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit von der, auf die dynamische Druckfestigkeit bezogenen, Oberspannung und den unterschiedlichen Belastungsfrequenzen anhand der Ergebnisse von [73], aus [150]

heren Frequenz deutlich höhere Bruchlastwechselzahlen zu erkennen. In Abbildung 2.19 sind die gleichen Bruchlastwechselzahlen aufgeführt. Diesmal sind diese jedoch gegen die dynamische Druckfestigkeit aufgetragen, die sich unter Berücksichtigung der deutlich größeren Belastungsgeschwindigkeit einstellt. Da die wirksame Druckfestigkeit des Betons bei größerer Belastungsgeschwindigkeit ebenfalls ansteigt, verschieben sich diese Versuchsergebnisse nach unten. Ein signifikanter Einfluss der Belastungsfrequenz ist jetzt nicht mehr eindeutig erkennbar. Sie folgen in ihrer neuen Lage der Neigung der Wöhlerkurve.

Form der Beanspruchung/Zyklusform

Üblicherweise erfolgt die Durchführung von Ermüdungsversuchen mit einer sinusförmigen Last-Zeit-Funktion als Zyklusform, da diese als Grundlage zur Bestimmung der Wöhlerkurven dient. Bei der sinusförmigen Zyklusform kann der Verlauf der Beanspruchungsgeschwindigkeit im Lastwechsel als erste Ableitung und somit als Kosinusform bestimmt werden. Der Verlauf der Belastungsgeschwindigkeit ist somit, anders als bei der Dreiecksform, nicht konstant. Für den rechteckigen Verlauf muss die Beanspruchung innerhalb einer sehr kurzen Zeit sprunghaft aufgebracht werden. Die Belastungsgeschwindigkeit läuft hier theoretisch gegen unendlich.

Im vorherigen Abschnitt wurde bereits erläutert, dass die Belastungsgeschwindigkeit einen Einfluss auf das Materialverhalten von Beton unter monoton steigender Beanspruchung hat. Daher ist anzunehmen, dass sich die Wahl der Last-Zeit-Funktion, die die Belastungsgeschwindigkeit bei den Versuchen bestimmt, ebenfalls auf das Ermüdungsverhalten des Betons auswirken kann.

Die Anzahl von Forschungsarbeiten, die sich mit dem Einfluss der Belastungsform auf die Ermüdungsfestigkeit befasst haben, ist jedoch sehr begrenzt. ONESCHKOV führt in [122] zwei Arbeiten von TEPFERS ET AL. [156] und WEIGLER/FREITAG [171] auf, die vergleichende Versuche mit sinus- und dreiecksförmigen Belastungszyklen durchgeführt haben. Als Ergebnis wurde festgestellt, dass die erreichten Bruchlastwechselzahlen ausgehend von der rechteckförmigen über die sinusförmige zu der dreiecksförmigen Wellenform ansteigen. In einer eigenen Versuchsreihe konnte ONESCHKOV diese Aussage ebenfalls bestätigen [122].

Materialinhomogenität

Der Werkstoff Beton ist bekanntlich ein heterogenes Mehrkomponentensystem aus vorwiegend natürlichen Ausgangsstoffen natürlicher Herkunft. Bei der Herstellung von Betonproben unter gleichen Herstellungsbedingungen und „Rezeptur“ kann es daher infolge von Schwankungen bei den Eigenschaften und der Zusammensetzung der Ausgangsstoffe zu Schwankungen der Betoneigenschaften kommen. Zum einen muss davon ausgegangen werden, dass bereits die Eigenschaften der einzelnen Ausgangsstoffe (Zement, Gesteinskörnung, ggf. Zusatzstoffe oder Zusatzmittel) gewissen Streuungen unterliegen, zum anderen können bei der Dosierung Ungenauigkeiten auftreten. Die Streuungen werden bei der Herstellung, beim Einbau und der Nachbehandlung des Beton noch verstärkt. Nach [83] können die Abweichungen zwischen der Würfeldruckfestigkeit bis zu 6% und zwischen der Bauwerksfestigkeit bis zu 20% betragen. Die Betoneigenschaften sind somit keine deterministischen, sondern stochastische Größen [13].

Feuchtigkeitsgehalt

Zum Einfluss des Feuchtigkeitsgehalt auf die Betoneigenschaften liegen ebenfalls umfangreiche Untersuchungen vor [72, 110, 133, 134, 141, 142]. Aus den Untersuchungen geht hervor, dass sich ein hoher Feuchtigkeitsgehalt ungünstig auf das Ermüdungsverhalten auswirkt. HOHBERG hat Ermüdungsversuche an wasser- und luftgelagerte Betonproben durchgeführt. An den wassergelagerten Betonproben konnten dabei teilweise erheblich geringere Bruchlastwechselzahlen festgestellt werden. Der Einfluss scheint insbesondere bei normalfesten Betonen deutlich stärker ausgeprägt zu sein, als bei hochfesten Betonen. HOHBERG führt dies auf die größere Porosität und somit auf das größere Wassereinlagerungsvermögen zurück [72].

2.2.4.2. Beton- und Spannstahl

Oberflächenbeschaffenheit/Kerbwirkung

Der Großteil aller Ermüdungsbrüche nimmt seinen Ursprung an der Oberfläche der Bewehrungsstäbe bzw. Spanndrähte (vgl. 2.1). Das liegt zum Einen daran, dass die größten Spannungen am Rand des Stabquerschnittes bzw. des Drahtes und somit an der Oberfläche entstehen. Des Weiteren weisen alle Oberflächen i. d. R. feinste Bearbeitungsspuren auf, so dass selbst als „glatt“ definierte Oberflächen nicht vollständig kerbwirkungsfrei sind [5]. Diese äußeren Kerben an den Oberflächen können die Dauerfestigkeit erheblich herabsetzen. In der Fachliteratur wird dieser Effekt dementsprechend als *Kerbwirkung* bezeichnet. Im Bereich einer Kerbe stellt sich selbst bei reiner Zugbeanspruchung kein gleichmäßiger Spannungszustand ein. Unmittelbar am Kerbgrund entstehen Spannungsspitzen (Abb. 2.20). Die Erfassung der Spannungsspitzen erfolgt bei statischer Beanspruchung durch die *Formzahl* α_k , die das Verhältnis der Spannungsspitze am Kerbgrund (σ_{max}) zur mittleren Nennspannung im geschwächten Querschnitt (σ_n) beschreibt. Bei schwingenden Beanspruchungen ist die Spannungsspitze erfahrungsgemäß geringer und wird über die Kerbwirkungszahl β_k charakterisiert. Diese ergibt sich aus dem Verhältnis der Dauerfestigkeit der ungekerbten, polierten Probe zur Dauerhaftigkeit der gekerbten, polierten Probe (vgl. Gl. (2.16), Abb. 2.21) [91].

$$\alpha_k = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_n} \quad (2.15)$$

$$\beta_k = \frac{\sigma_{AD}(\alpha_k = 1)}{\sigma_{ADn}(\alpha_k > 1)} \quad (2.16)$$

Aus den oben beschriebenen Ausführungen wird deutlich, dass sich ungleichmäßige Oberflächen sehr ungünstig auf die Ermüdungsfestigkeit auswirken können. Die heute verwendeten Betonstähle werden gerippt hergestellt, damit ein besseres Verbundverhalten gegenüber glatten Stählen erreicht wird. Hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit wirkt sich das Aufwalzen von Rippen jedoch ungünstig aus.

Neben der reinen Kerbwirkung haben auch gefügebedingte Oberflächenveränderungen einen negativen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit. Dies gilt z. B. für den Effekt der Randentkohlung. Bei naturharten Betonstählen nimmt der Kohlenstoffgehalt zur Oberfläche hin ab, wodurch eine geringere Stahlfestigkeit als im Kern entsteht. Diese randentkohlte Zone, die nach [76] eine Tiefe von ca. 0,5 mm annehmen

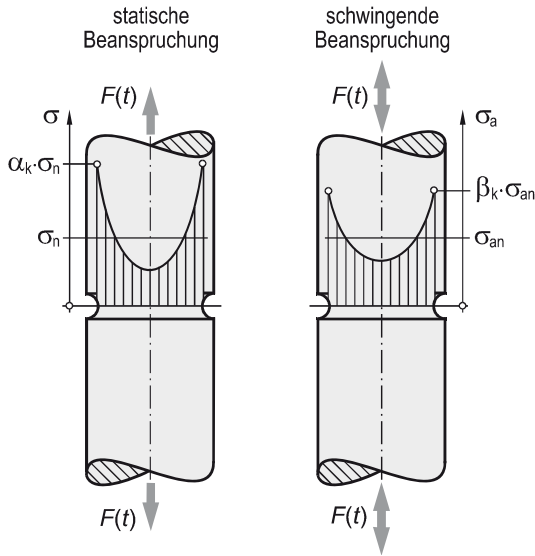


Abb. 2.20.: Schädigungswirksame Spannungsverteilung am Beispiel eines gekerbten Rundstabes unter Zug, aus [91]

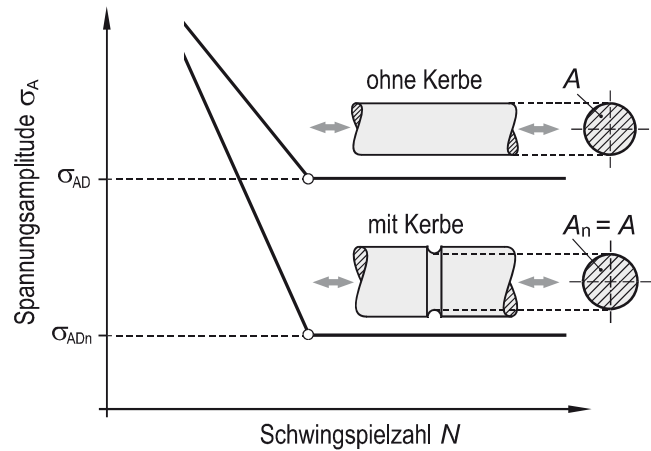


Abb. 2.21.: Qualitativer Vergleich der Wöhlerkurven eines gekerbten und eines ungekerbten Stabes, aus [91]

kann, begünstigt aufgrund der geringeren Festigkeit die Bildung von Anrissen und beeinflusst dementsprechend auch die Ermüdungsfestigkeit.

Größeneinfluss, Stabdurchmesser

Grundsätzlich ist bei größeren Proben oder Werkstücken eine niedrigere Ermüdungsfestigkeit zu erwarten, als bei Proben mit kleineren Abmessungen. Wie bereits beschrieben, nimmt das Ermüdungsversagen immer an der schwächsten Stelle der Probe seinen Ursprung. Diese kann sich beispielsweise aus einer geringen Oberflächenirritation oder einer Gefügestörung des Materials ergeben. Je größer die Probe bzw. ihre Oberfläche ist, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit für das Vorhandensein einer solchen kritischen Schwachstelle, die den Ermüdungsbruch auslösen kann (Abb. 2.22).

Auch die Ermüdungsfestigkeit der Betonstähle nimmt mit wachsendem Stabdurchmesser ab [82]. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass bei gerippten Betonstählen kein reiner geometrischer Größeneinfluss auftritt. Aus der unterschiedlichen Rippengeometrie entstehen zusätzlich unterschiedliche Kerbwirkungseinflüsse. Zudem konnte festgestellt werden, dass dünnere Betonstähle feinkörniger sind als dickere Stäbe [62].

Mittelspannungseinfluss

Die Mittelwertempfindlichkeit beschreibt den Einfluss des Mittelspannungsniveaus auf die Dauerfestigkeit. Grundsätzlich ist nach [151] die Mittelspannungsempfindlichkeit von der Zugfestigkeit des Werkstoffes abhängig. Im Allgemeinen kann bei metallischen Werkstoffen davon ausgegangen werden, dass im Vergleich zu mittelspannungsfreien Belastungen die Dauerfestigkeitslinie bei Versuchen mit Druckmittelspannungen zu höheren Spannungsamplituden und bei Versuchen mit Zugmittelspannungen zu kleineren Spannungsamplituden verschoben wird [154].

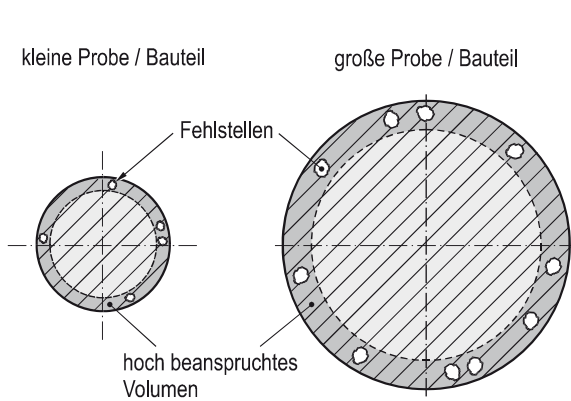


Abb. 2.22.: Veranschaulichung des Größeneinflusses, aus [91]

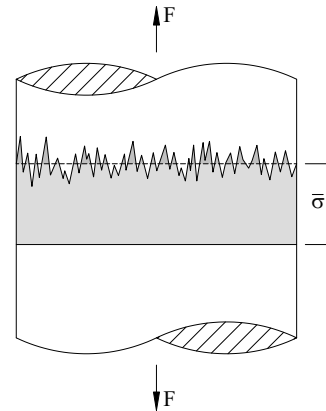


Abb. 2.23.: Schematische Darstellung der Mikrospannungsverteilung über den Querschnitt eines Zugstabes, neu gezeichnet nach [5]

Prüffrequenz

Bei metallischen Werkstoffen und üblichen Prüffrequenzen im Bereich von 3 bis 50 Hz ist kein nennenswerter Einfluss auf die Dauerfestigkeit zu erwarten [5]. In [91] wird sogar von Untersuchungen berichtet, bei denen der Einfluss für Frequenzen bis zu 1.000 Hz zu vernachlässigen sei, vorausgesetzt es treten keine erhöhten Temperaturen, keine Korrosion sowie keine Beanspruchungen in der Nähe der Dehngrenze auf. Zu einer deutlichen Temperaturerhöhung kann es in der belasteten Probe insbesondere bei höheren Prüffrequenzen kommen. Bei geringeren Belastungsamplituden kann sich diese Temperaturentwicklung günstig auf die Verfestigung der Probe sowie den *Trainier-Effekt* auswirken. In Bereichen der Zeitfestigkeit kann es jedoch zu einer solch starken Zunahme der Temperatur kommen, dass die Probe zu glühen beginnt. In solchen Fällen ist die Prüffrequenz zu reduzieren oder die Probe aktiv zu kühlen [5].

2.2.4.3. Weitere Phänomene in Bezug auf die Materialermüdung

Trainier-Effekt

HERTEL hat bereits 1969 in [69] erkannt, dass die Dauerermüdungsfestigkeit von metallischen Werkstoffen durch die Beanspruchungsfolge der zyklischen Belastung auf verschiedenen Beanspruchungsniveaus beeinflusst werden kann (vgl. Kap. 2.2.3.2). Wenn beispielsweise eine Versuchsserie mit mehreren Beanspruchungsstufen (Mehrstufenversuch) durchgeführt und zu Beginn eine Beanspruchungsamplitude knapp unterhalb der Dauerschwingfestigkeit gewählt, so kann durch sukzessives Erhöhen der nachfolgenden Beanspruchungsfolgen eine Dauerschwingfestigkeit festgestellt werden, die oberhalb der Dauerschwingfestigkeit aus Einstufenversuchen liegt. Dieser Effekt wurde von NÜRNBERGER als *Trainier-Effekt* bezeichnet [119] und ist insbesondere bei niedrig bis mittelfesten Stählen zu beobachten [5].

Der Grund für die Steigerung der Dauerschwingfestigkeit liegt in dem Ausgleich der Mikrospannungsspitzen des Stahlgefüges durch plastische Verformungen. Wie bereits in Kapitel 2.1.1 beschrieben, be-

steht der Werkstoff Stahl aus einem inhomogenen Gefüge. So kommt es dazu, dass bei reiner Zugbeanspruchung einer Probe auf Mikroebene keine gleichmäßige Spannungsverteilung über den gesamten Probenquerschnitt entsteht, sondern ein Spannungsverlauf mit Mikrospannungsspitzen und -tälern (Abb. 2.23). Schwingende Beanspruchungen führen zum Ausgleich dieser Mikrospannungsspitzen, was wiederum zu einer Verfestigung der Probe führt. Liegen diese schwingenden Beanspruchungen oberhalb der Dauerschwingfestigkeit, kommt es zu Versprödungserscheinungen, die zu einer Risseimbildung führen können (Kap. 2.1.1). Wenn die schwingende Beanspruchung jedoch knapp unterhalb der eigentlichen Dauerschwingfestigkeit liegt, überwiegt der Effekt der Verfestigung über die Versprödung. Wird nun sukzessiv die schwingende Belastung um das Maß erhöht, um das die Spannungsspitzen verkleinert wurden, können allmählich Belastungen ohne Versagen erreicht werden, die bei erstmaligem Auftreten zum vorzeitigen Versagen geführt hätten. Die Steigerung der Dauerschwingfestigkeit kann 20% bis 30% betragen [5].

Temperatureinfluss

Die Dauerschwingfestigkeit von metallischen Werkstoffen wird von der Temperatur genauso beeinflusst wie die statische Festigkeit. Bei gegenüber der Raumtemperatur abgesenkter Temperatur nimmt der temperaturabhängige Verlauf der Zug- sowie der Schwingfestigkeit mehr oder weniger stark zu [68, 155] und bei erhöhter Temperatur entsprechend ab [16, 153].

Rissbildung im Beton

Im Kapitel 2.2.4.2 wurden die Einflüsse auf freiliegende Beton- bzw. Spannstähle aufgeführt. Im einbetonierten Zustand wird die Spannungsverteilung zwischen Stahl und Beton insbesondere durch die Verbundwirkung in Verbindung mit einer Rissbildung beeinflusst. Im ungerissen Beton (Zustand I) werden die Spannungen von den Werkstoffen Beton und Stahl anteilig im Verhältnis der E-Module übernommen. Sobald der Beton in den gerissenen Zustand (Zustand II) übergeht, muss der Stahl die Spannungen im Riss allein aufnehmen. In den Bereichen zwischen den Rissen wird die Zugkraft anteilig über Verbundspannungen in den Beton eingeleitet. Der nächste Riss entsteht, sobald die durch die Verbundspannungen eingeleiteten Zugspannungen im Beton wieder die Zugfestigkeit überschreitet. Die Anzahl der Risse ist demnach begrenzt.

In [62] wird berichtet, dass die Dauerschwingfestigkeit von Betonstählen im einbetonierten Zustand bis zu 10% höher liegen kann, als im nicht einbetonierten Zustand. Begründet wird dieses Phänomen durch eine Herabsetzung der Stahlspannungen infolge des Verbundes und durch die Möglichkeit, dass sich die Risse bei Entlastung nicht mehr vollständig schließen, weil Betonpartikel im Riss dies verhindern. Bei einer schwingenden Beanspruchung sorgt das dafür, dass die Unterspannung höher und die tatsächliche Schwingbreite geringer ist. Des Weiteren erfolgt das Ermüdungsversagen bei freischwingenden Stahlproben immer an der schwächsten Stelle. Im einbetonierten Zustand sind dagegen die größten Beanspruchungen unmittelbar im Riss zu erwarten, der sich nicht immer an der gegenüber Ermüdung kritischen Stelle befinden muss.

Diese Beobachtung kann auch in den von HEEKE angegebenen Ergebnissen in [64] experimentell bestätigt werden. In der Abbildung 2.24 sind die Ermüdungsfestigkeitskurven für freischwingend und ein-

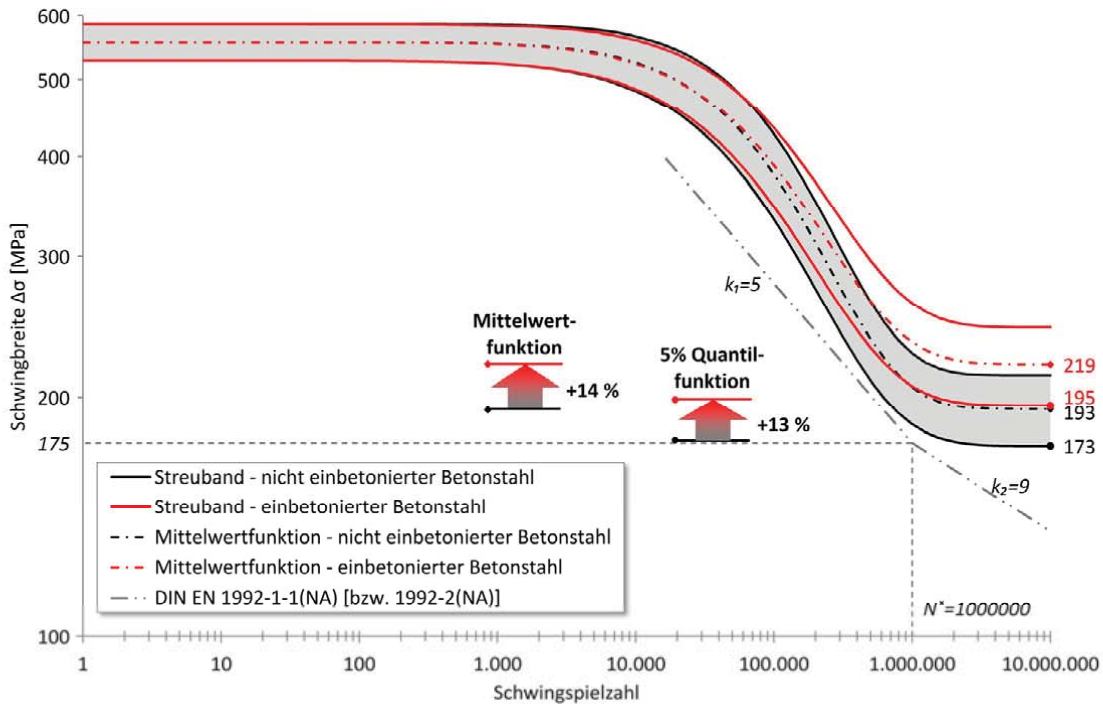


Abb. 2.24.: Vergleich der Ermüdungsfestigkeiten des freischwingenden und einbetoniert untersuchten Betonstahls, aus [64]

betonierte Betonstähle aus B500B mit einem Durchmesser von 20 mm dargestellt, die nach dem Interaktiven Verfahren entwickelt wurden. Der Vergleich der Ermüdungsfestigkeitskurven zeigt, dass 13% (5%-Quantile) bzw. 14% (Mittelwert) größere Dauerschwingfestigkeiten bei den einbetonierten Proben festgestellt wurden.

Reibermüdung

Ein weiteres Phänomen, welches die Ermüdungsfestigkeit eines Werkstoffs oder Bauteils deutlich herabsetzen kann, ist die *Reibermüdung* (engl.: *fretting fatigue*). Diese entsteht bei Materialkontakt mit einem Reibpartner während der wiederholten Schwingbeanspruchung. Hierbei ist entscheidend, dass neben einer Anpresskraft zusätzlich auch eine Relativverschiebung zwischen den Reibpartnern vorherrscht. Durch das Zusammenspiel kommt es zu einer Scheuerbewegung zwischen den beiden sich berührenden Oberflächen, die zu einer Strukturveränderung des oberflächennahen Werkstoffbereichs führen kann. Es entstehen Verschleiß- und Abriebpartikel, die bei eisenhaltigen Metallen oxidativen Vorgängen unterliegen. FUNK beschreibt diese Schädigung durch Korrosion bei gleichzeitiger mechanischer Beanspruchung als *Reibkorrosion* (engl.: *fretting corrosion*). Die Reibflächen weisen hierbei die charakteristische rötliche Färbung auf. Die damit zumeist einhergehende Reduzierung der Dauerfestigkeit bezeichnet FUNK als Reibermüdung [59].

Die Auswirkungen einer Reibdauerbeanspruchung auf die Ermüdungsfestigkeit von Werkstoffen wurde bereits in verschiedenen Forschungsprojekten untersucht. Die ersten systematischen Untersuchungen an metallischen Werkstoffen wurden im Bereich des Maschinenbaus durchgeführt. In Abbildung 2.25 ist der Aufbau der Kleinmodellversuche von FUNK an Flachstahlproben dargestellt. Der Versuchsaufbau

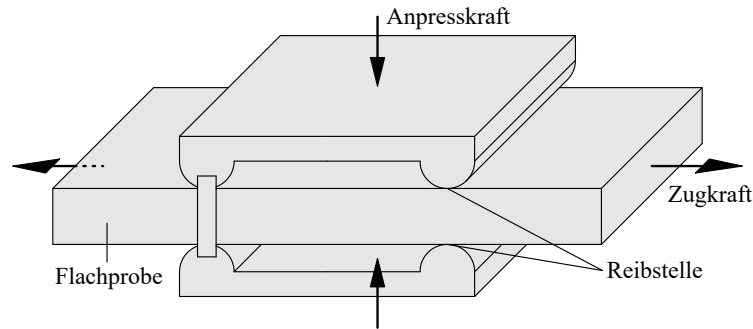


Abb. 2.25.: Schematische Darstellung der Kleinmodellversuche von FUNK, aus [120]

wurde so konzipiert, dass sowohl die Größe der Anpresskraft und hiermit einhergehend die Querverpressung als auch die Größe der Relativverschiebung (Schlupf) zwischen der Probe und den Reibelementen eingestellt werden konnte. So konnte in Abhängigkeit dieser beiden Parameter, der Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit des Werkstoffes bestimmt werden. Um den Einfluss aus unterschiedlichen Werkstoffzusammensetzungen auszuschließen, wurden alle Versuchsproben aus der selben Fertigungscharge verwendet. Bei dem Werkstoff handelte es sich um den Vergütungsstahl CK35.

Die Versuchsergebnisse sind in den Abbildungen 2.26 und 2.27 dargestellt. Aus diesen ist zu entnehmen, dass mit zunehmender Intensität der Querverpressung bzw. Zunahme des Schlupfweges die Ermüdungsfestigkeit deutlich abnimmt. So konnte im Vergleich zu den Versuchen ohne Querverpressung eine deutliche Reduzierung der Dauerschwingfestigkeit auf bis zu ca. 30% festgestellt werden.

Auch im Bauwesen können bestimmte Bauteile oder Konstruktionen vom Phänomen der Reiber-müdung betroffen sein. In Abbildung 2.28 ist die schematische Darstellung der Umlenkung eines gekrümm-

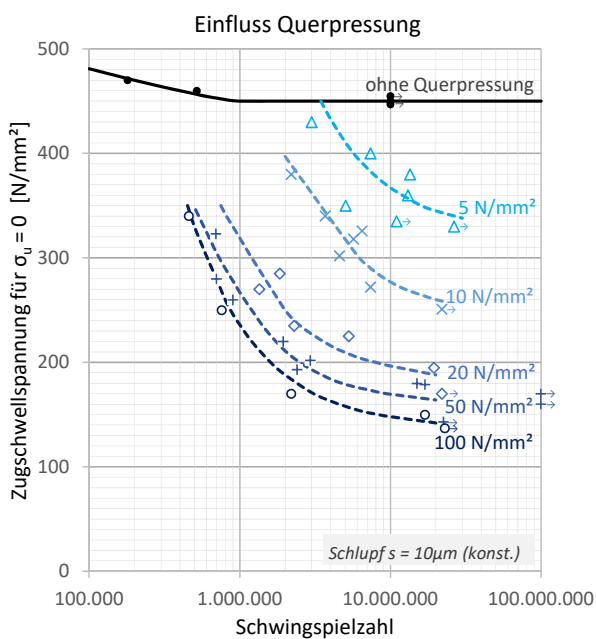


Abb. 2.26.: Einfluss der Querpressung auf die Ermüdungsfestigkeit, nach [59]

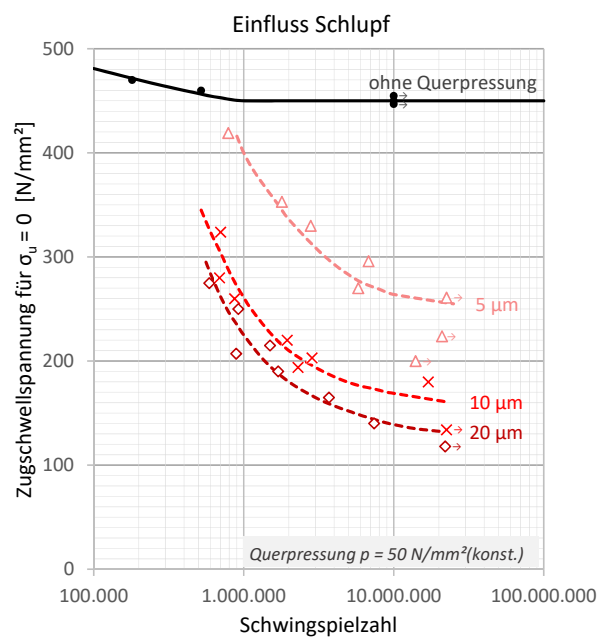


Abb. 2.27.: Einfluss des Schlupfs auf die Ermüdungsfestigkeit, nach [59]

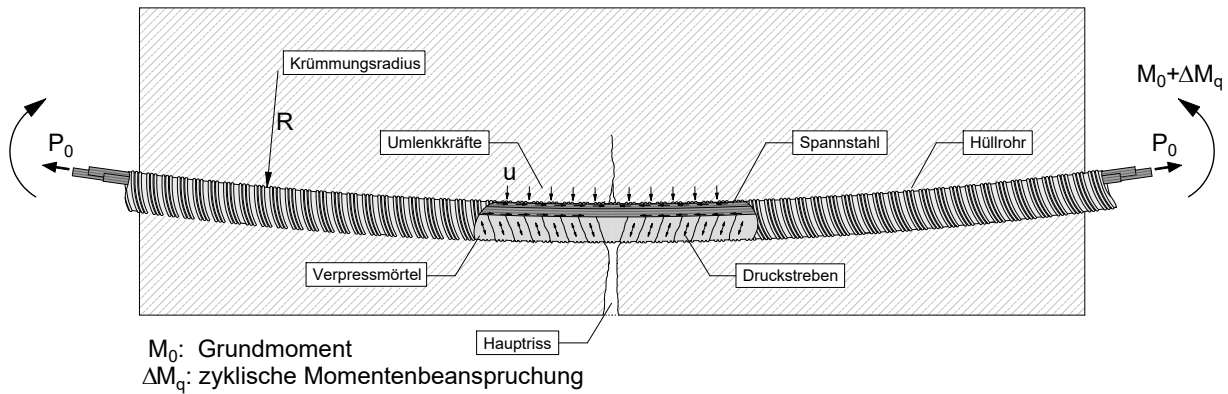


Abb. 2.28.: Beanspruchung gekrümmter Spannglieder an kreuzenden Rissen, in Anlehnung an [167]

ten Spanngliedes im nachträglichen Verbund im Zustand II aufgeführt. Durch das Aufbringen der Vorspannkraft auf diese gekrümmten Spanngliedern entstehen an den Kontaktstellen zwischen Hüllrohr und Spannglied Umlenkkräfte. Nach dem Herstellen des Verbundes durch das Verpressen des Spanngliedes können durch äußere Beanspruchungen zusätzliche Zugkräfte ins Spannglied eingeleitet werden, wodurch ebenfalls die Umlenkkpressungen erhöht werden. Nach dem Überwinden der Dekompression kommt es in der Zugzone, in der das Spannglied angeordnet ist, zu einer Rissbildung im Beton. Wird dieses Bauteil wiederholt einer schwingenden Beanspruchung oberhalb des Dekompressionsniveaus ausgesetzt, verändert sich auch die Rissbreite in Abhängigkeit der Belastungshöhe und der damit einhergehenden zunehmenden Stahldehnung. Durch die Rissbewegung entstehen Relativverschiebungen zwischen dem Spannstahl und dem Hüllrohr in Verbindung mit Querpressungen.

Bei Spanngliedern, die aus mehrdrähtigen Spannstahlilitzen bestehen, entstehen diese Querpressungen und Relativverschiebungen nicht nur an der Innenseite des Hüllrohrs, sondern ebenfalls an den Kontaktstellen zwischen den einzelnen Spannstahldrähten, wobei die Relativverschiebungen zwischen den Spanndrähten allerdings deutlich kleiner sind. Wie bereits oben beschrieben hat das Zusammenspiel der Querpressung und des Reibweges (Schlupf) einen ungünstigen Einfluss auf die Ermüdung. Verstärkt wird dieser Einfluss zudem durch die Geometrie des Stahlhüllrohrs. Durch die gewellte Form liegt der Spannstahl nicht durchgängig sondern örtlich an den Hüllrohrrippen an. Die Querpressungen aus den Umlenkkräften konzentrieren sich nahezu punktförmig an diesen Kontaktstellen, wodurch es zu lokalen Spannungsspitzen kommt.

In verschiedenen Arbeiten [1, 46, 66, 113, 120] wurde der Einfluss der Reibermüdung bei Verwendung eines Kunststoffhüllrohrs anstelle eines Stahlhüllrohrs untersucht. Auch bei der Verwendung von Kunststoffhüllrohren konnte der Einfluss der Reibermüdung nachgewiesen werden. Die Versuche mit großen Spannungsschwingbreiten wiesen hierbei keine signifikanten Unterschiede auf. Bei kleinen Spannungsschwingbreiten konnten wiederum deutlich größere ertragbare Schwingenspielzahlen erreicht werden. Eine echte Dauerschwingfestigkeit, wie diese bei freischwingenden Versuchsproben ohne Querpressung in der Regel auftritt, wurde dennoch nicht festgestellt. Dies bedeutet, dass sich auch bei gekrümmten Spanngliedern in Kunststoffhüllrohren eine Reduzierung der Dauerschwingfestigkeit einstellt, die aus der Reibermüdung der Spanndrähte untereinander resultiert.

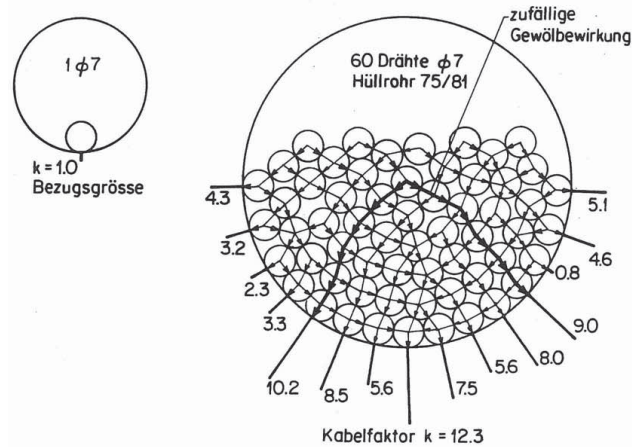


Abb. 2.29.: Querpressung für einen Einzeldraht und ein Paralleldrahtkabel mit 60 Drähten, aus [120]

Stapelfaktor/Kabelfaktor

Die Umlenkkräfte u_p , die bei gekrümmt geführten Spannglieder entstehen, ergeben sich aus der Höhe der Vorspannkraft P und dem Krümmungsradius R :

$$u_p = \frac{P}{R} \quad (2.17)$$

Die nach Gleichung (2.17) ermittelten Umlenkkräfte stellen eine gleichmäßig auf das ganze Spannglied bezogene verschmierte Linienlast (kN/m) dar. Diese globale Betrachtung der Umlenkkräfte auf Makroebene ist jedoch nicht zweckmäßig, wenn die tatsächliche Beanspruchung zwischen Spannglied und Hüllrohr detailliert bestimmt werden soll. Die lokale Verteilung der Umlenkkräfte bei Spanngliedern, die aus mehreren Spanndrähten oder Litzen bestehen, kann über den sogenannten *Stapelfaktor* (teilweise auch als *Kabelfaktor* bezeichnet) beschrieben werden. Dieser wird von WEIHER in [173] wie folgt definiert:

Faktor, um welchen die Umlenkbelastung zwischen Schutzhülle und einem daran anliegenden Spannstahlelement (Litze oder Draht) eines Spannglieds größer ist, als diejenige Belastung, die sich einstellt, wenn nur ein einziges Spannstahlelement ceteris paribus umgelenkt wird. [173, S.19, 20]

Die Umlenkkräfte, die in den Spannstahldrähten oder Litzen entstehen, die nicht unmittelbar am Hüllrohr anliegen, werden durch die benachbarten Spannstahldrähte oder Litzen bis zum Hüllrohr weitergeleitet. Die Spannstahldrähte oder Litzen, die unmittelbar am Hüllrohr anliegen, müssen somit neben dem eigenen Anteil der Umlenkraft einen zusätzlichen Anteil aus den innen liegenden Drähten übertragen.

In Abbildung 2.29 wird der Stapelfaktor an einem Zahlenbeispiel verdeutlicht. Bei einem Spannglied mit nur einem Draht ($\varnothing 7\text{mm}$) ergibt sich der Stapelfaktor zu 1,0. Somit wird 100% der gemittelten Umlenkraft über diesen Draht übertragen. Bei dem Spannglied mit 60 Drähten liegen lediglich 15 Drähte direkt am Hüllrohr an. Je nach Verteilung und Lage der Drähte werden die Umlenkkräfte der innenliegen-

den Drähte nach außen weitergeleitet. Die maximalen Umlenkkräfte erhöhen sich deutlich. In diesem Beispiel beträgt der größte Stapelfaktor eines Drahtes $k_{max} = 12,3$. Die zugehörige Umlenkkraft dieses Drahtes ergibt sich nach Gleichung (2.18), wobei n_p die Anzahl der Gesamtdrähte im Spannglied darstellt. Die Umlenkkraft dieses einzelnen Drahtes beträgt demnach das 12,3-fache bezogen auf eine über die gesamte Spannstahlfläche verteilte Umlenkkraft. Durch die deutliche Erhöhung der lokalen Querbeanspruchung des Spannstahldrahtes erhöht sich dementsprechend auch der Einfluss aus der Reiber-müdung, wodurch die Gefahr eines Versagens infolge Ermüdung für das betroffene Spannstahlelement ansteigt.

$$u_{p,max} = \frac{P}{n_p \cdot R} \cdot k_{max} \quad (2.18)$$

Je höher der Stapelfaktor für ein bestimmtes Spannstahlelement ist, umso höher ist seine Gefährdung durch einen Ermüdungsbruch. Mithin weisen die einzelnen Elemente eines Spanngliedes unterschiedliche Gefährdungen auf. k_{max} beschreibt hierbei den Maximalwert der einzelnen Elemente. Für die Ermittlung des maximalen Stapelfaktors k_{max} existieren verschiedene Ansätze in der Fachliteratur. Als vereinfachte Berechnungsansätze sind beispielsweise die von WOLLMANN ET AL. [177], ROSTASY/HOLZEN-KÄMPFER [143], ZWICKY [182] und WEIHER [173] zu nennen. Alternativ können die Stapelfaktoren auch durch ein entsprechendes Stabwerk, wie dieses auch in Abbildung 2.29 dargestellt ist, direkt berechnet werden. Die maßgebenden Kenngrößen, die bei der Bestimmung des Kabelfaktors berücksichtigt werden müssen, sind: Hüllrohrinnendurchmesser \varnothing_{duct} , Durchmesser des Spanngliedelements \varnothing_p und Anzahl n_p der Spanndrähte bzw. Litzen.

2.3. Normative Regelungen zur Ermüdungsfestigkeit

2.3.1. Nachweiskonzept im Spannbetonbau

Die Nachweise für den Spannbetonbau sind grundsätzlich im Eurocode 2 (EC2) geregelt. Dies sind für den allgemeinen Hochbau in Deutschland die DIN EN 1992-1-1 [32] und die DIN 1992-2 [35] für den Brückenbau. In Deutschland sind zusätzlich die entsprechenden Nationalen Anhänge DIN EN 1992-1-1/NA [33] und DIN EN 1992-2/NA [36] zu berücksichtigen. Die Nachweise gegen Ermüdung sind für die Werkstoffe Beton sowie Beton- und Spannstahl getrennt zu führen. Hierbei kann der Nachweis in drei Nachweisstufen geführt werden, wobei in aufsteigender Reihenfolge der Rechenaufwand aber auch die Genauigkeit und Aussagekraft der Ergebnisse ansteigt [181]:

Stufe 1: Spannungsbegrenzung auf die Dauerfestigkeit (Quasi-Dauerfestigkeitsnachweis) mit der Voraussetzung: Gesamtschwingenspielzahl $N \leq 10^8$

Stufe 2: Nachweis über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten (vereinfachter Betriebsfestigkeitsnachweis)

Stufe 3: Expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis mit linearer Schadensakkumulation

2.3.1.1. Ermüdungsnachweise für Beton

Der rechnerische Nachweis der Ermüdungsfestigkeit für Beton unter Druck- oder Querbeanspruchung ist in DIN EN 1992-1-1, Abs. 6.8.7 geregelt.

Stufe 1

Für den Nachweis einer ausreichenden Ermüdungsfestigkeit unter Druckbeanspruchung werden die rechnerischen Betondruckspannungen unter der häufigen Einwirkungskombination ermittelt und dem Bemessungswert des Betons gegen Ermüdung ($f_{cd, fat}$) gegenübergestellt. Die Ermüdungsfestigkeit wird somit auf die statische Festigkeit zum Zeitpunkt der zyklischen Erstbelastung bezogen angegeben. Die so beschriebene Ermüdungsfestigkeit bezieht sich auf eine angenommene Schwingspielzahl von $N = 10^7$ [181].

Die Nachweisführung für Querkraftbeanspruchung entspricht vom Prinzip dem Nachweis für Beton unter Druckbeanspruchung. Der Nachweis erfolgt jedoch nicht auf Materialebene als Gegenüberstellung von Betonspannungen, sondern auf Bauteilebene mit von Kräften. Auf der Einwirkungsseite sind dies die rechnerischen Querkräfte infolge der häufigen Einwirkungskombination. Als Widerstandsgröße wird beim bezogenen Ermüdungswiderstand der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit für Bauteile ohne rechnerische Schubbewehrung verwendet ($V_{Rd,c}$).

Stufe 2

Ist der Nachweis nach Stufe 1 nicht zu erfüllen, darf der Nachweis mit schädigungsäquivalenten Druckspannungen nach DIN EN 1992-1-1, Abs. 6.8.7(1) bzw. DIN EN 1992-2, Abs. 6.8.7(101) geführt werden. Hierbei handelt es sich um einen vereinfachten Betriebsfestigkeitsnachweis auf Grundlage der Schadenshypothese nach PALMGREEN/MINER (vgl. Kap. 2.2.3.5). Die schädigungsäquivalenten Schwingbreiten der Betondruckspannungen sollen dabei ersatzweise mit $N^* = 10^6$ -Lastwechseln eine äquivalente Schädigung bewirken, wie die tatsächlichen Betriebslasten während der gesamten vorgesehenen Nutzungsdauer. Diese schädigungsäquivalenten Betondruckspannungen werden für definierte Lastmodelle bzw. Lastkollektive mittels zusätzlicher Betriebslastfaktoren λ_c ermittelt, die im Anhang NA.NN der DIN EN 1992-2/NA vorgegeben sind.

Wegen der äußerst aufwändigen Ableitung der Betriebslastfaktoren λ_c liegen diese nur für wenige Anwendungsfälle vor [51]. In dem für Deutschland gültigen Anhang NA.NN der DIN EN 1992-2/NA sind beispielsweise Vorgaben zum Ermüdungsnachweis auf Grundlage von λ_c -Werten für Eisenbahnbrücken enthalten.

Stufe 3

Ein expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis für den Beton ist in DIN EN 1992-2, Abs. 6.8.7 geregelt.

2.3.1.2. Ermüdungsnachweis für Beton- und Spannstahl

Stufe 1

Auch für den Beton- bzw. Spannstahl ist für die erste Nachweisstufe ein vereinfachter Dauerfestigkeitsnachweis vorgesehen. Dieser ist im Absatz 6.8.6 des EC2 enthalten. Eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit für nicht geschweißte Bewehrungsstäbe ist gegeben, wenn unter der häufigen Einwirkungskombination die Spannungsschwingbreite auf $\Delta\sigma_{s,lim} \leq 70 \text{ N/mm}^2$ begrenzt wird. Dieser Grenzwert der Dauerschwingfestigkeit (kurz: Dauerfestigkeit) wird auf Grundlage einer Schwingenspielzahl von $N = 10^8$ ermittelt und weicht somit von der Nachweisstufe 1 für den Beton ab. In [181] und im DAfStb Heft 600 [23] sind differenziertere Vorgaben zu den Bemessungswerten der Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstäben in Abhängigkeit von Durchmesser und Biegerollendurchmesser enthalten.

Für den Spannstahl sind im EC2 keine expliziten Angaben zu zulässigen Spannungsschwingbreiten für den vereinfachten Nachweis enthalten. Lediglich für Koppelstellen von Spannbetonbauteilen ist eine vereinfachte Regelung vorgegeben. Diese sieht vor, dass der Querschnitt im Bereich der Koppelstelle unter der häufigen Kombination im GZG vollständig überdrückt sein muss, wobei zusätzlich eine Abminderung des statisch bestimmten Anteils der Vorspannkraft für die gekoppelten Spannglieder auf 75% zu berücksichtigen ist.

I. d. R. führen die Nachweise nach Stufe 1 zu unwirtschaftlichen Ergebnissen.

Stufe 2

Im Abschnitt 6.8.5 des EC2 ist der Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Schwingbreiten für Beton- und Spannstahl sowie Spanngliedkopplungen beschrieben. Wie bereits beim Nachweis der Betondruckspannungen beschrieben, wird bei dieser Nachweisstufe das tatsächliche Spannungskollektiv durch eine einstufige Beanspruchung ersetzt, die für $N^* = 10^6$ Lastwechsel jedoch die gleiche Schädigung bewirkt. Die ertragbare Spannungsschwingbreite für Beton- und Spannstahl bei der Lastwechselzahl N^* wird als $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ bezeichnet. Hierbei handelt es sich um charakteristische Größen, die wie die zugehörigen Verläufe der Wöhlerkurven den Tabellen 6.3DE und 6.4DE des EC2 entnommen werden können. Der Verlauf der Wöhlerkurven nach DIN EN 1992-2/NA, Tab 6.3DE und 6.4DE sind grafisch in Abbildung 2.30 getrennt für Betonstahl, Spannglieder im sofortigen Verbund, Spannglieder im nachträglichen Verbund in Kunststoff- bzw. Stahlhüllrohren dargestellt. Der Knickpunkt der Wöhlerkurven ist bei $N^*, \Delta\sigma_{equ}(N^*)$ definiert.

Für den Nachweis (Gl. (2.19)) werden noch die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{E,fat}$ (auf der Einwirkungsseite) sowie $\gamma_{s,fat}$ (auf der Widerstandsseite) eingeführt. Der Nachweis ist demnach erfüllt, wenn der Bemessungswert der schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite nicht den Bemessungswert der ertragbaren Spannungsschwingbreite überschreitet. Für den Brückenbau in Deutschland wird bei der Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten auf DIN EN 1992-2/NA, Anhang NA.NN verwiesen.

$$\gamma_{E,fat} \cdot \Delta\sigma_{equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \quad (2.19)$$

Aus den Darstellungen in Abbildung 2.30 geht hervor, dass für den Spannstahls verschiedene Wöhler-

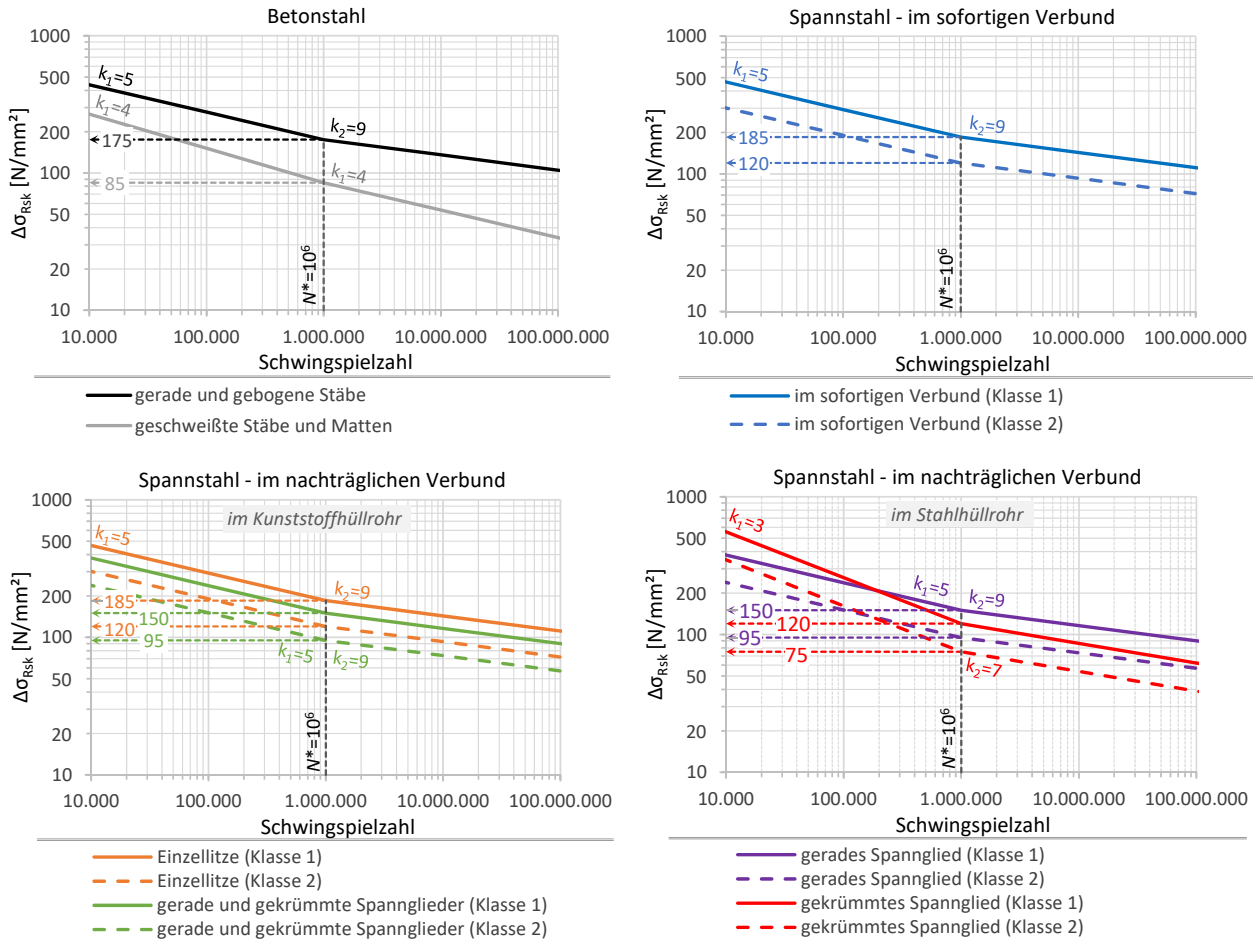


Abb. 2.30.: Darstellung der verschiedenen Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerkurven) nach DIN EN 1992-2/NA [36]

kurven angegeben sind. Hier wird zwischen Klasse 1 und Klasse 2 unterschieden. Gemäß Anmerkung b) in der Tabelle 6.4DE müssen die Werte für die Klasse 1 durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) des Spannstahlherstellers verifiziert werden. Der Hersteller steht diesbezüglich in der Nachweispflicht. Nach [51] werden die Werte der Klasse 1 durch alle derzeit zugelassenen Spannstähle erreicht und können im Regelfall angesetzt werden.

Neben der verschiedenen Spannstahlklassen unterscheiden sich die Verläufe auch danach, ob das Spannglied gerade oder gekrümmt eingebaut wird. Das Herabsetzen der Ermüdungsfestigkeit für die gekrümmt geführten Spannglieder ist mit in der zusätzliche Querpressung und der damit einhergehenden Reibermüdung begründet. Kritisch zu hinterfragen ist jedoch die pauschale Abminderung der Ermüdungsfestigkeit im Langzeitbereich auf ca. 80% bei gleichzeitiger Erhöhung gegenüber einem geraden Spannglied im Bereich der Kurzzeitfestigkeit. Wie bereits im Abschnitt *Reibermüdung* des Kapitels 2.2.4.3 beschrieben wurde, hat die Größe der Querpressung und des Schlupfes maßgeblichen Einfluss auf die Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit im Langzeitbereich. In den Versuchen von FUNK wurde beispielsweise eine Abminderung auf bis zu 30% festgestellt. Im Bereich der Kurzzeitfestigkeit konnte seinerzeit jedoch kein Einfluss beobachtet werden.

Tabelle 6.3DE — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Betonstahl

Art der Bewehrung	N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen N/mm ²
		k_1	k_2	
gerade und gebogene Stäbe ^a	10^6	5	9 ^c	175
geschweißte Stäbe ^b	10^6	4	5	85

^a Für gebogene Stäbe mit $D < 25\phi$ ist $\Delta\sigma_{Rsk}$ mit dem Reduktionsfaktor $\zeta_1 = 0,35 + 0,026 D / \phi$ zu multiplizieren. Für Stäbe $\phi > 28$ mm ist $\Delta\sigma_{Rsk} = 145$ N/mm² (gilt nur für hochduktilen Betonstahl). Dabei ist D der Biegerollendurchmesser; ϕ der Stabdurchmesser.

^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.

Abb. 2.31.: Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven für Betonstahl, Tabelle 6.3DE aus DIN EN 1992-2/NA, [36]

Tabelle 6.4DE — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Spannstahl

Spannstahl ^a	N^*	Spannungs- exponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen ^b N/mm ²	
		k_1	k_2	Klasse 1	Klasse 2
im sofortigen Verbund	10^6	5	9	185	120
im nachträglichen Verbund					
— Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185	120
— gerade Spannglieder, gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	150	95
— gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120	75

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

^b Werte im eingebauten Zustand. Die Spannstähle werden in 2 Klassen eingeteilt. Die Werte für Klasse 1 sind durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für den Spannstahl nachzuweisen. Die Werte für Nachweise des Verankerungsbereichs von Spanngliedern sind immer der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu entnehmen.

Abb. 2.32.: Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven für Spannstahl, Tabelle 6.4DE aus DIN EN 1992-2/NA, [36]

Stufe 3

Die letzte Nachweisstufe bildet der explizite Betriebsfestigkeitsnachweis nach Abschnitt 6.8.4 (2) der DIN EN 1992-2. Für den Nachweis ist es erforderlich, dass alle relevanten Betriebslasten des Lastkollektivs einschließlich deren Auftretenshäufigkeit bekannt sind. Anschließend kann auf Grundlage der vorgegebenen Wöhlerkurven der Tabellen 6.3DE und 6.4DE (Abb. 2.30) für jedes Beanspruchungsniveau $\Delta\sigma_i$ die Schädigung ermittelt werden. Für den Nachweis der ausreichenden Ermüdungsfestigkeit darf die Schädigungssumme D_{Ed} auf Grundlage der linearen Akkumulationshypothese nach PALMGREEN und MINER näherungsweise ermittelt werden (Gl. (2.20)). Der Grenzwert darf dabei mit 1,0 angesetzt werden.

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} \leq 1,0 \quad (2.20)$$

2.3.1.3. Ermüdungswirksame Lasten

Grundsätzlich ist ein Ermüdungsnachweis für Bauteile zu führen, die ermüdungswirksamen Beanspruchungen ausgesetzt sind. Im Bereich des üblichen Hochbau darf gemäß EC2 im Allgemeinen auf einen Ermüdungsnachweis verzichtet werden, da diese vorwiegend ruhende Beanspruchung erfahren. Gemäß DIN EN 1992-1-1, NA.1.5.2.5 zählen hierzu Bauteile oder Bauwerke, die für vorwiegend ruhende Beanspruchungen, gleichmäßig verteilte Nutzlasten bis 5 kN/m^2 , gegebenenfalls auch für Einzellasten bis 7 kN und für PKW bemessen sind (z. B. Parkdecks von Parkhäusern).

Bei Bauwerken bzw. Bauteilen, die hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit nachgewiesen werden müssen, stellt sich die Frage nach den anzusetzenden ermüdungswirksamen Lasten. Diese sind bestenfalls in entsprechenden Regelwerken/Normen vorgegeben. Für Straßen- und Eisenbahnbrücken sind entsprechende Lastmodelle in der DIN EN 1991-2 [31] bzw. DIN EN 1991-2/NA [34] vorgegeben. Die in [31] enthaltenen Verkehrslastmodelle gelten für Straßenbrücken mit bis zu 200 m Länge und 42 m Breite, womit der Großteil der in Deutschland üblichen Brückenkonstruktionen abgedeckt sind.

Die Entwicklung der Verkehrslastmodelle für den Eurocode 1 (EC1) geht auf Verkehrsmessungen in den 1980er Jahren zurück. Seither werden fortlaufend Simulations- und Kalibrierungsberechnungen durchgeführt, die sowohl den aktuellen als auch den zukünftigen Verkehr durch die Verkehrslastmodelle abdecken sollen [56, 57, 60].

2.4. Bisherige experimentelle Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit

2.4.1. Ermüdungsversuche am Betonstahl

Die Ermüdungsfestigkeit von Betonstählen wurde in den letzten Jahrzehnten in zahlreichen Forschungsvorhaben untersucht. Eine ausführliche Auflistung wesentlicher Studien hat HEEKE in [64] dokumentiert. In den Abbildungen 2.33 und 2.34 sind beispielhaft die Versuchsergebnisse aus Einstufenversuchen von WASCHIEDT [169], CANTELI ET AL. [15], REHM [130], LAMBERT [88], TILLY ET AL. [160–162], FEHLMANN [49] und MAURER [104, 107] aufgeführt und der Wöhlerkurve für Betonstahl nach DIN EN 1992-2/NA und gegenübergestellt. Bei der Darstellung wurde zwischen Ermüdungsversuchen an freischwingenden (Abb. 2.33) und einbetonierten (Abb. 2.34) Betonstahlproben unterschieden.

Es wird darauf hingewiesen, dass neben den angegebenen Versuchsreihen aus der Fachliteratur noch weitere Untersuchungen durchgeführt wurden. In [22, 82] sind weitere Versuchsergebnisse dokumentiert.

2.4.2. Ermüdungsversuche am Spannstahl

Die ersten systematisch durchgeführten Versuchsreihen an freischwingenden Spannstahlstützen erfolgten in den 1960er Jahren hauptsächlich in den Vereinigten Staaten der USA. PAULSON ET AL. haben

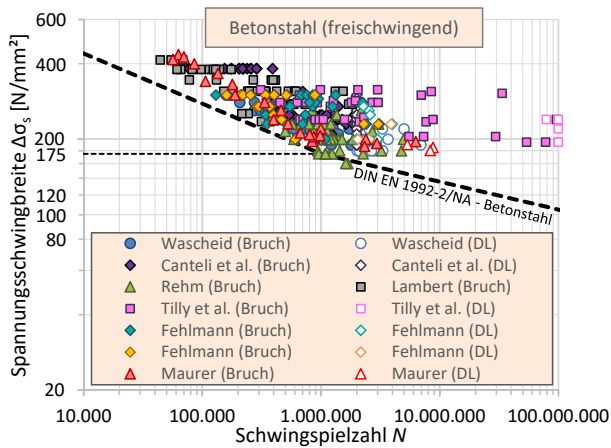


Abb. 2.33.: Ergebnisse von Einstufenversuchen freischwingender Betonstahlproben verschiedener Autoren

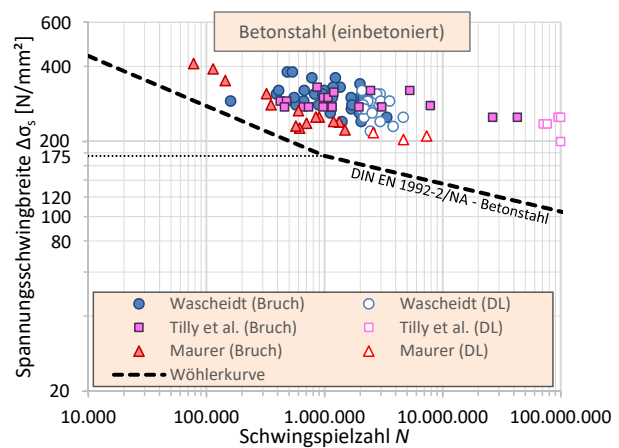


Abb. 2.34.: Ergebnisse von Einstufenversuchen an einbetonierten Betonstahlproben verschiedener Autoren

1983 in [124] eine Übersicht über die bis zu diesem Zeitraum durchgeführten Ermüdungsversuche an freischwingend getesteten Spannstahlstützen zusammengestellt. Diese beinhaltet die Versuche von LANE/EKBERG [89], HILMES [71], FISCHER/VIEST [53], WARNER/HULSBOS [168], TIDE/VAN HORN [159], CULLIMORE [21], EDWARDS/PICARD [44], MÜLLER/ZELLER [114] und FRANK/HSU [55].

Sämtliche Versuchsergebnisse der Einstufenversuche wurden in der Abbildung 2.35 dargestellt. In der Darstellung wurden die jüngeren Versuchsergebnisse von HEEKE aus [64] ergänzt. In Abbildung 2.36 wurden diese Versuchsergebnisse nach der Größe der Spannstahlstütze geordnet dargestellt. Hierbei wurde zwischen den Litzengrößen $\varnothing 3/8''$ ([53, 64]), $\varnothing 7/16''$ ([71, 89, 168]), $\varnothing 1/2''$ ([44, 114, 159]) und $\varnothing 0,6''$ ([21, 55, 114]) unterschieden. Zur Einordnung der Versuchsergebnisse wurden die Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerkurven) für Einzellitzen nach DIN EN 1992-2/NA für die Spannstahlklassen 1 und 2 ebenfalls mit angegeben. Ein direkter Vergleich der Versuchsergebnisse mit diesen Ermüdungsfestigkeitskurven ist jedoch nicht sinnvoll, da diese für einbetonierte Einzellitzen gelten.

REMITZ hat in [138] daraufhingewiesen, dass die Ermüdungsfestigkeit von Spannstahlstützen abfällt, wenn sich diese in einer Betonummantelung befinden. Hierzu hat er Einstufenversuche an $\varnothing 0,6''$ -Spannstahlstützen sowohl freischwingend als auch einbetoniert durchgeführt (Abb. 2.38). Die Versuchsergebnisse (Abb. 2.37) zeigen, dass bei den Proben mit Betonummantelung bei geringen Spannungsschwingbreiten deutlich geringere ertragbare Schwingspielzahlen erreicht werden und diese auch unter die entsprechende Ermüdungsfestigkeitskurve fallen. Begründet wurde die Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit damit, dass durch die gewundene Spannlitzengeometrie neben den Reibflächen der Drähte untereinander auch Reibungseffekte zwischen den Drähten und dem Beton entstanden.

Hierin unterscheidet sich die Spannstahlstütze von dem Betonstahl, der im einbetonierten Zustand tendenziell eine höhere Ermüdungsfestigkeit aufweist, als wenn er freischwingend einer zyklischen Belastung ausgesetzt wird.

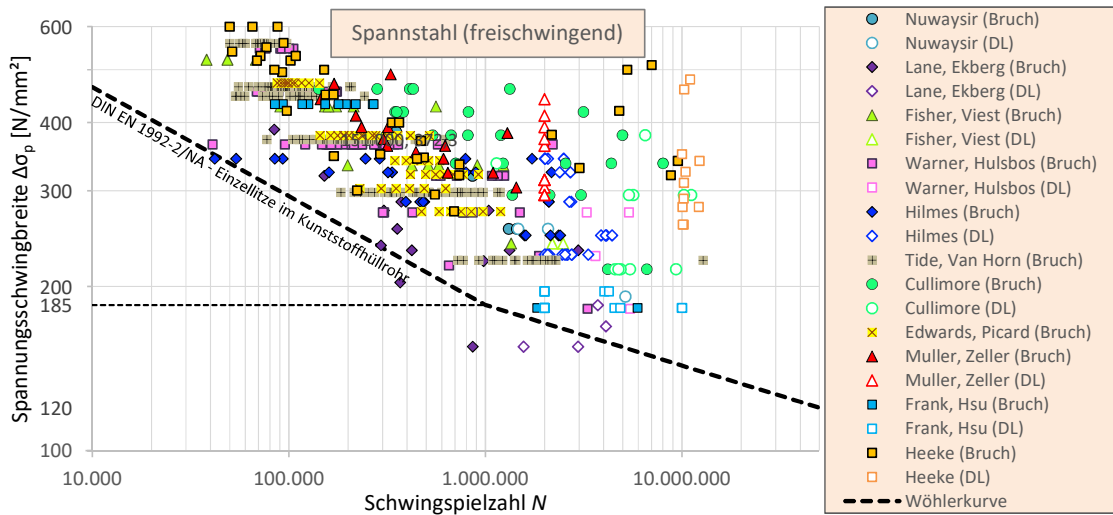


Abb. 2.35.: Ergebnisse von Einstufenversuchen freischwingender Spannstahlitzen verschiedener Autoren

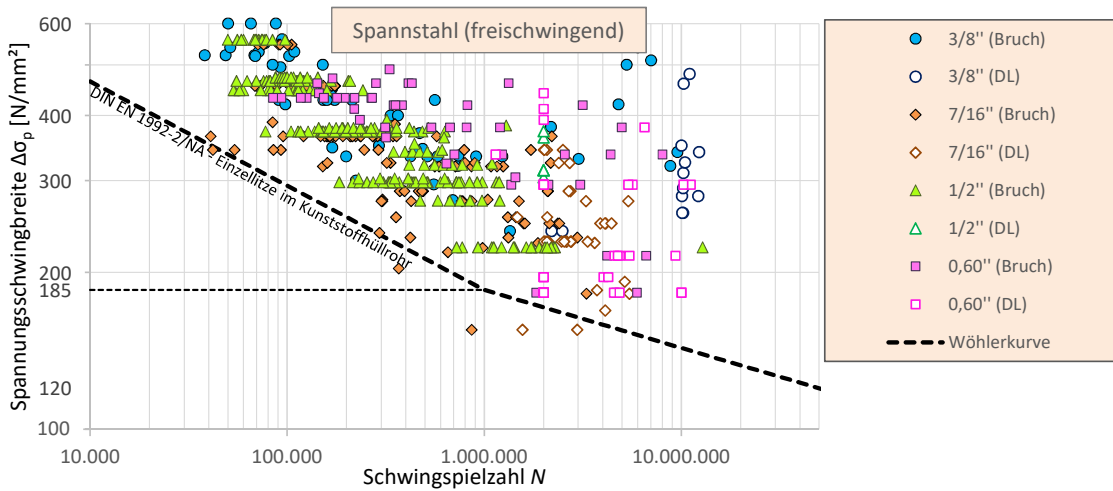


Abb. 2.36.: Ergebnisse von Einstufenversuchen freischwingender Spannstahlitzen geordnet nach Litzengröße

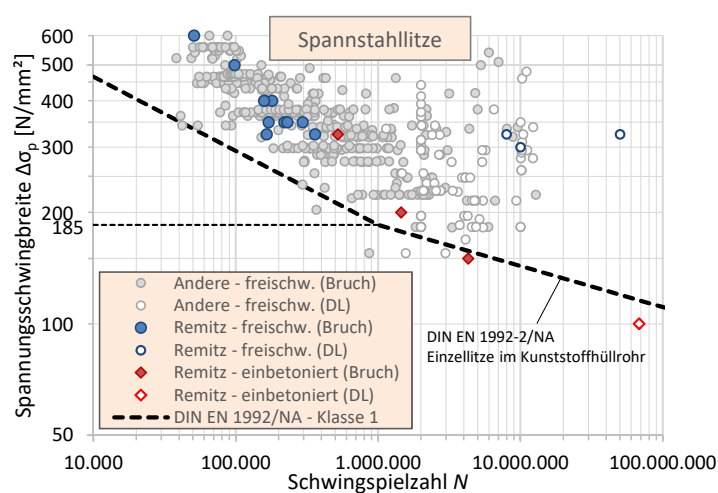


Abb. 2.37.: Versuchsergebnisse aus [138]

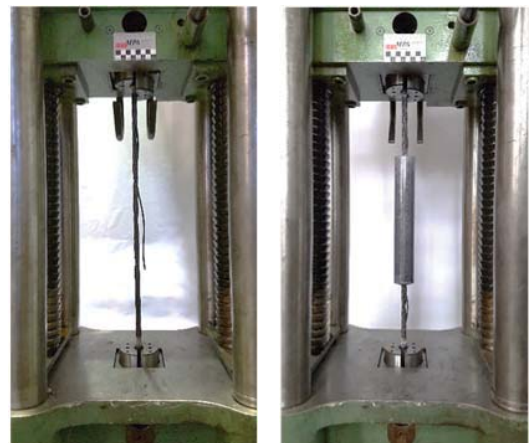


Abb. 2.38.: Versuchsaufbau der freischwingend und einbetoniert getesteten Proben, aus [138]

2.4.3. Ermüdungsversuche an Spannbetonbauteilen

Wie u. A. die jüngeren Versuche von REMITZ gezeigt haben, kann die Ermüdungsfestigkeit von Spannstahllitzen in Abhängigkeit ihrer Verwendung stark variieren. Bei der freischwingend getesteten Probe ist von der größten Ermüdungsfestigkeit auszugehen. Bereits durch den Einbau in den Beton (wie bei der Vorspannung im sofortigen Verbund) ist von einer Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit auszugehen. Wird die Litze ein ein gekrümmtes Stahlhüllrohr (Vorspannung im nachträglichen Verbund) eingebaut, so dass an den Kontaktstellen zwischen Litze und Hüllrohr Umlenkpressungen entstehen, verstärkt sich der ermüdungsbegünstigende Einfluss nochmals. In der DIN EN 1992-2 bzw. DIN EN 1992-2/NA sind daher entsprechend ihrer Verwendung unterschiedliche Ermüdungsfestigkeitskurven vorgegeben (Abb. 2.30).

In baupraktischer Hinsicht hat die Verwendung von freiliegenden Spannstahllitzen eine untergeordnete Bedeutung. Insbesondere im Brückenbau wird hauptsächlich die Vorspannung im nachträglichen Verbund in Stahlhüllrohren bevorzugt. Die Verwendung von Kunststoffhüllrohren bei der Vorspannung im nachträglichen Verbund ist zwar in europäischen Zulassungen entsprechender Spannverfahren geregelt, findet jedoch nur in besonderen Fällen Anwendung, wo beispielsweise elektrisch isolierte Spannglieder oder besonders geringe Reibungsverluste erforderlich werden. Aufgrund der geringeren Herstellkosten werden auf den Baustellen Hüllrohre aus Bandstahl bevorzugt.

Daher werden nachfolgend einige Forschungsarbeiten zur Ermüdungsfestigkeit von Versuchsträgern mit gekrümmt eingebauten Spanngliedern vorgestellt. Hierbei wird an dieser Stelle nicht zwischen Spannstahllitzen, Spanndrähten oder Spannstäben unterschieden, da für alle die gleiche Ermüdungsfestigkeitskurve gemäß DIN EN 1992-2/NA, Tab 6.4DE (Abb. 2.30) gilt.

2.4.3.1. Versuche von Müller (1985) [112]

Mitte der 1980er Jahre wurde in Deutschland für Bauteile mit teilweiser Vorspannung die Vornorm DIN 4227-2 [26] eingeführt. Hiernach musste ein Spannungsnachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei vorwiegend nicht ruhender Beanspruchung geführt werden.

$$2\sigma_a \leq 0,4 \cdot 2\sigma_{a,2Mio} \leq 140 \text{ N/mm}^2 \quad (2.21)$$

mit:

$2\sigma_a$: Spannungsschwingbreite im Spannstahl

$2\sigma_{a,2Mio}$: Dauerschwingfestigkeit des in freiem Zustand geprüften Spannstahls (aus Spannstahlzulassungen)

Die ertragbare Spannungsschwingbreite des einbetonierten Spannstahls wurde somit pauschal von der in Versuchen an freischwingenden Spannstahlproben ermittelten Dauerschwingfestigkeit auf 40% abgemindert, da zu diesem Zeitpunkt noch keine einheitliche Prüfvorschrift zur Bestimmung der Dauerschwingfestigkeit von einbetonierten Spannstählen existierte. MÜLLER hat in [112] ein wirklichkeitsnahes Versuchsverfahren vorgestellt, bei dem auch die Einflüsse aus Kontaktreibung und Querpressung

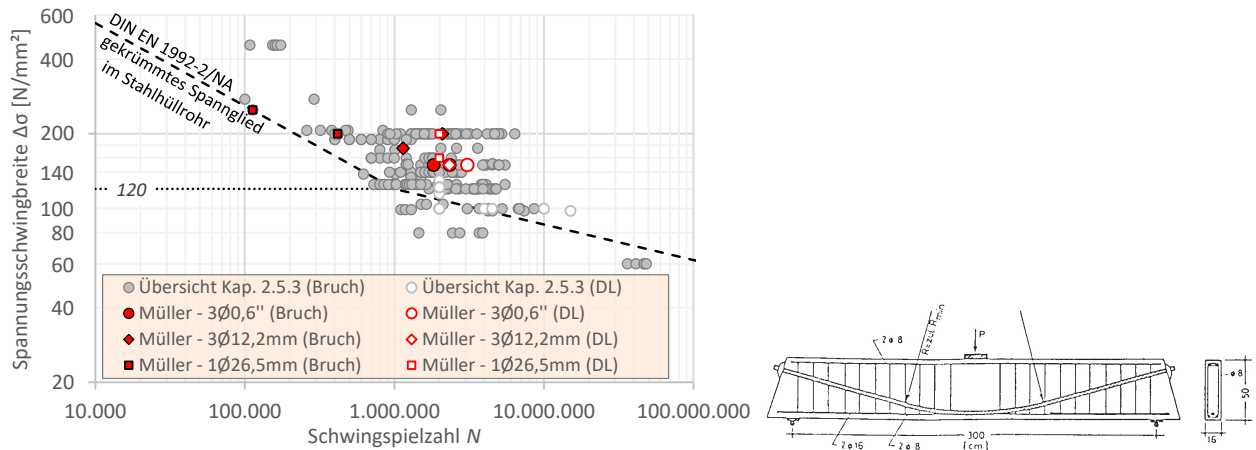


Abb. 2.39.: Versuchsergebnisse von MÜLLER im Vergleich zu allen Versuchsergebnissen nach Kapitel 2.4.3 **Abb. 2.40.:** Versuchskörper von MÜLLER, aus [112]

berücksichtigt werden konnten.

Bei dem Versuchskörper handelte es sich um einen 3 m langen und 50 cm hohen Spannbetonbalken, der in Feldmitte belastet wurde (3-Punkt Biegeversuch). Die Spannglieder wurden gekrümmt eingelegt. Es wurden drei unterschiedliche Spannsysteme untersucht: Einzelspannglied aus gerippten Gewindestahl ($\varnothing 26,5$ mm), Bündelspannglied aus drei glatten Drähten ($\varnothing 12,2$ mm) und Bündelspannglied mit drei siebendräftigen Litzen ($\varnothing 0,6''$).

Die Versuchsergebnisse von MÜLLER sind in der Abbildung 2.39 dargestellt. Zur besseren Einschätzung der Ergebnisse sind zudem in grau sämtliche in diesem Kapitel 2.4.3 aufgeführten Ergebnisse sowie die zugehörigen Wöhlerkurven für Klasse 1 und Klasse 2 mit eingetragen.

Mit den insgesamt 10 Versuchsbalken konnte natürlich keine statistisch abgesicherte Aussage zu den tatsächlichen Ermüdungsfestigkeiten von Spanngliedern im eingebauten Zustand getroffen werden. Vielmehr lag der Fokus darauf, ein neues Prüfverfahren vorzustellen, welches zur genaueren Bestimmung von Bemessungswöhlerkurven verwendet werden konnte. Allerdings galten für dieses auch Einschränkungen bezüglich der Spanngliedgröße (bis ca. 400 kN Vorspannkraft) und Belastungsdauer (Einstufenversuche bis ca. $N = 2 \cdot 10^6$).

2.4.3.2. Versuche von Oertle et al. (1987) [121]

Basierend auf ersten Ermüdungsversuchen an Betonträgern mit Vorspannung im nachträglichen Verbund von RIGON und THÜRLIMANN im Jahre 1985 [139] wurden an der ETH Zürich einige Jahre später von OERTLE ET AL. weitere Versuchsreihen durchgeführt [121]. Die Versuche von RIGON und THÜRLIMANN fehlen in dieser Auflistung, da bei ihnen die zyklische Beanspruchung mit einer Unterlast durchgeführt wurden, die unterhalb des Dekompressionsniveaus lag. Eine genaue Bestimmung der im Spannstahl wirksamen Spannungsschwingbreite war somit nicht möglich und zudem mit Unsicherheiten behaftet.

Bei den Versuchen von OERTLE ET AL. wurde jedoch die zyklische Belastung so angesetzt, dass diese

ausschließlich oberhalb des Dekompressionsniveaus lagen und somit die Spannungsschwingbreiten im Spannstahl deutlich einfacher bestimmt werden konnten. Das Versuchsprogramm bestand aus einer Vielzahl von Versuchen, die in vier Großbauteilversuche (Abb. 2.43) und 50 Kleinbauteilversuche (Abb. 2.42) unterteilt werden konnte. Hierbei wurde neben dem Hüllrohrmaterial (Stahl/Kunststoff) zusätzlich der Spannstahl variiert. Bei den Kleinbauteilversuchen wurden Einzeldrähte (1Ø7 mm), Drahtbündel (5Ø7 mm) und Einzellitzen (1Ø0,6''), bei den Großbauteilversuchen Spanngliedbündel aus Einzeldrähten (16Ø7 mm) sowie Litzenbündel (4Ø 0,6'') verwendet. Außerdem wurden bei einigen Versuchsträgern die Hüllrohre nicht verpresst, so dass hier auch der Einfluss des verpressten und unverpressten Zustands mit untersucht werden konnte. Eine Übersicht der Versuchsergebnisse ist in Abbildung 2.41 dargestellt. Berücksichtigt wurden jedoch nur die Ergebnisse aus den Versuche mit Stahlhüllrohr, welche vollständig verpresst wurden.

Als Ergebnis der Untersuchung stellt OERTLE ET AL. fest, dass die Versuche an den Kleinkörpern vergleichbare Ergebnisse wie die Großbauteilversuche liefern und dass die Ermüdungsfestigkeit des Spanngliedes maßgeblich durch die Wahl des Hüllrohrs mitbestimmt wird. Bei der Verwendung von Kunststoffhüllrohren verdoppelte sich nahezu die Ermüdungsfestigkeit im Vergleich zu den Spanngliedern mit Stahlhüllrohr.

In [120] ging OERTLE nochmal vertiefend auf die Versuchsergebnisse ein und untersuchte insbesondere den Einfluss aus der Reibermüdung. Auf Grundlage der eigenen Versuchsergebnisse empfahl er bereits ein deutliches Herabsetzen der zulässigen Spannungsschwingbreite von gekrümmt in Stahlhüllrohren geführten Spanngliedern auf 100 N/mm². Wobei selbst dieser vorgeschlagene Grenzwert nur gelten sollte, wenn die am Hüllrohr anliegenden Drähte eine Querpressung kleiner 2 kN aufweisen. Die Querpressung wurde bewusst als Kraftgröße (kN) und nicht als Flächenpressung (kN/m²) angegeben. Gemeint ist hier die Kontaktkraft zwischen Spannglied und einer einzelnen innenliegende Hüllrohrrippe. Da die

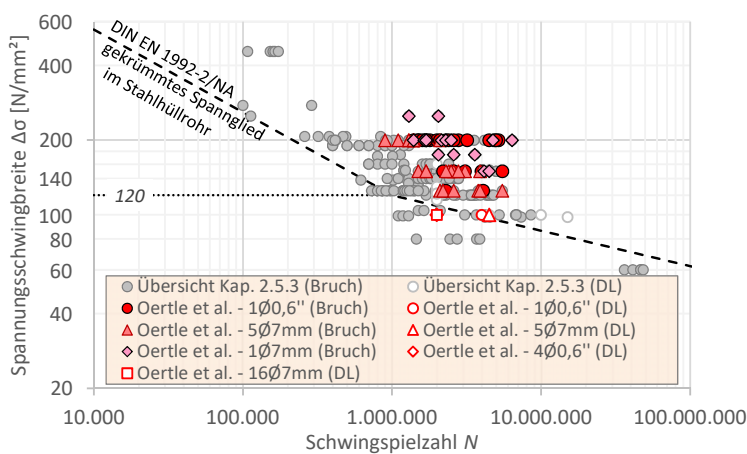


Abb. 2.41.: Versuchsergebnisse von OERTLE ET AL. im Vergleich zu allen Versuchsergebnissen nach Kapitel 2.4.3

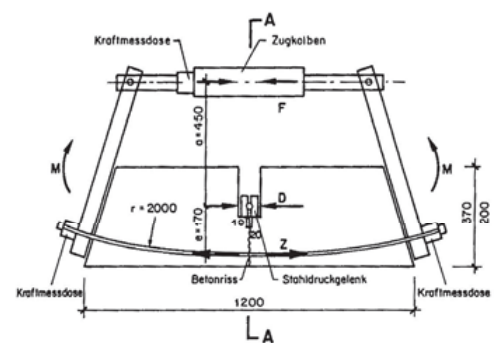


Abb. 2.42.: Kleinkörperversuche, aus [121]

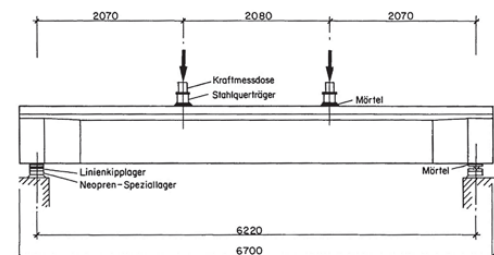


Abb. 2.43.: Balkenversuche, aus [121]

Berührungsfläche in dem Kontaktbereich nicht eindeutig bestimmt werden kann, hat sich OERTLE für diese Definition entschieden. Damit hat OERTLE bereits eine Problematik erkannt, die auch in Kapitel 5 dieser Arbeit noch ausführlich behandelt wird.

Er weist zudem darauf hin, dass bei mehrdrähtigen Spanngliedern nicht der erste Drahtbruch als maßgebende Größe für die ertragbare Ermüdungsfestigkeit angenommen werden sollte.

Es gilt vielmehr, denjenigen Bereich zu erkennen, in dem sich bei einer bestimmten Spannungsschwingbreite über einer bestimmten Lastspielzahl Drahtbrüche infolge von Ermüdung abzeichnen [...]. [120, S.83]

2.4.3.3. Versuche von Wollmann et al. (1988) [177]

Die Forschungsergebnisse aus Deutschland [112] und der Schweiz [121, 139] wurden auch in den USA zur Kenntnis genommen. Die USA waren bereits für ihre weitreichenden Forschungen im Bereich der Ermüdungsfestigkeit von Spannbetonbauteilen im sofortigen Verbund bekannt. In den Jahren 1987-1988 wurde dann auch ein umfangreiches Forschungsvorhaben an der University of Texas durchgeführt, in dem das Ermüdungsverhalten von Bauteilen mit nachträglicher Vorspannung im Vordergrund stand. Eine Zusammenfassung der wesentlichen Versuche an Kleinbauteilen mit Einzellitzen $\varnothing 0,5''$ (Abb. 2.45) und Großversuche mit Litzenbündeln aus $6\varnothing 0,5''$ ist in [177] dokumentiert.

Um weitere Erkenntnisse zur Reibermüdung und deren Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit zu erhalten, wurde neben der Anzahl der Litzen ebenfalls das Material des Hüllrohrs (Stahl bzw. Kunststoff) variiert. Die Ergebnisse aus den Versuchen mit Kunststoffhüllrohr sind jedoch in Abbildung 2.44 nicht enthalten.

Der negative Einfluss der Reibermüdung auf die Ermüdungsfestigkeit konnte auch durch WOLLMAN ET AL. bestätigt werden. Jedoch ergab sich dieser nicht ausschließlich durch Reibung zwischen Spannstahl und Hüllrohr. Nach WOLLMAN ET AL. konnte auch eine Reibermüdung zwischen den einzelnen Litzen festgestellt werden. Ein Indiz hierfür war die Tatsache, dass sich bei den Versuchsträgern mit dem Lit-

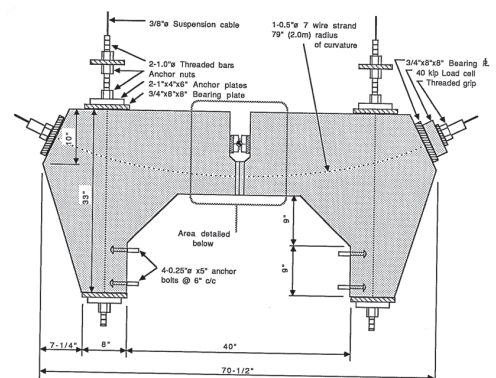
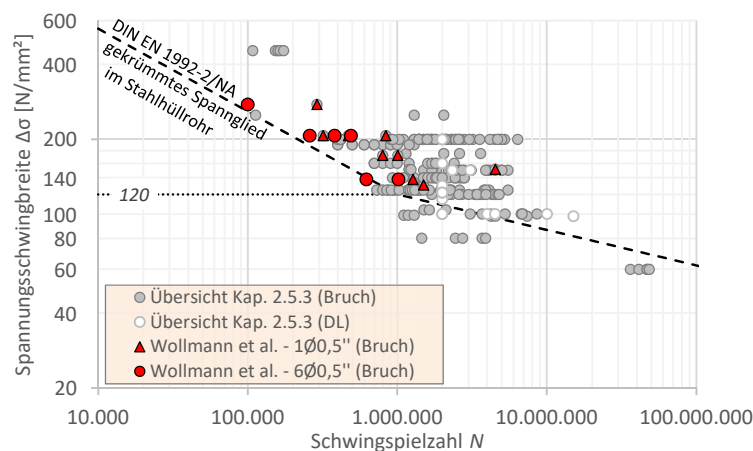


Abb. 2.44.: Versuchsergebnisse von WOLLMANN ET AL. im Vergleich zu allen Versuchsergebnissen nach Kapitel 2.4.3 **Abb. 2.45.:** Kleinkörperversuche von WOLLMANN ET AL., aus [177]

zenbündel im Kunststoffhüllrohr keine deutliche Steigerung der Ermüdungsfestigkeit ergab.

2.4.3.4. Versuche von Bökamp (1990) [9]

Eine gezielte Untersuchung der Reibermüdungsvorgänge wurde von BÖKAMP an teilweise vorgespannten Bauteilen durchgeführt, bei denen auch Langzeiteinflüsse mit berücksichtigt werden sollten. Hierzu wurden regelmäßige Wechsel zwischen Belastungs- und Ruhephasen angesetzt. Zusätzlich wurden die Träger einer künstlichen Bewitterung ausgesetzt. Insgesamt wurden drei Versuchsreihen mit jeweils drei Versuchskörpern durchgeführt. Als Versuchskörper wurden 3,60 m lange Plattenbalken mit gekrümmt geführten Spanngliedern in Stahlhüllrohren verwendet. Die Spannglieder bestanden jeweils aus Litzenbündeln $3\varnothing 0,6''$.

Die Darstellung in Abbildung 2.46 zeigt die Versuchsergebnisse von den neun Versuchsträgern. Jeder Punkt entspricht hierbei einem Drahtbruch. In den Versuchen wurde bei den Auswertungen die angegebene rechnerische Schwingbreite der Beanspruchung bis zum Versuchsende konstant gehalten. Eigentlich steigt die Spannungsschwingbreite nach einem Drahtbruch in den verbleibenden Spannstahlsträhnen an. Bei der Darstellung wurde dieser Anstieg jedoch nicht berücksichtigt und jeder Drahtbruch auf die Initialspannungsschwingbreite bezogen.

Ein wesentliches Ergebnis von BÖKAMP war, dass durch einzelne Drahtbrüche kein plötzliches Ermüdungsversagen des gesamten Spanngliedes erfolgt. Diese Tatsache wurde auch schon von OERTLE thematisiert. BÖKAMP stellte fest, dass bei einem einzelnen Drahtbruch, die Reibdauerbeanspruchung des Spanngliedes unmittelbar an der Stelle des Drahtbruches durch eine Lastabtragung der beiden benachbarten Drähte abnahm. Die maximale Reibdauerbeanspruchung verlagerte sich in benachbarte Trägerbereiche. Da die Versuche als 3-Punkt Biegeversuche durchgeführt wurden, nahm die Beanspruchung zu den Auflagern hin ab. Der nächste Drahtbruch erfolgte zu einem späteren Zeitpunkt in den Bereichen, in denen die ungünstigste Kombination aus dynamischer Schwingbelastung und Reibdauerbeanspruchung vorherrscht.

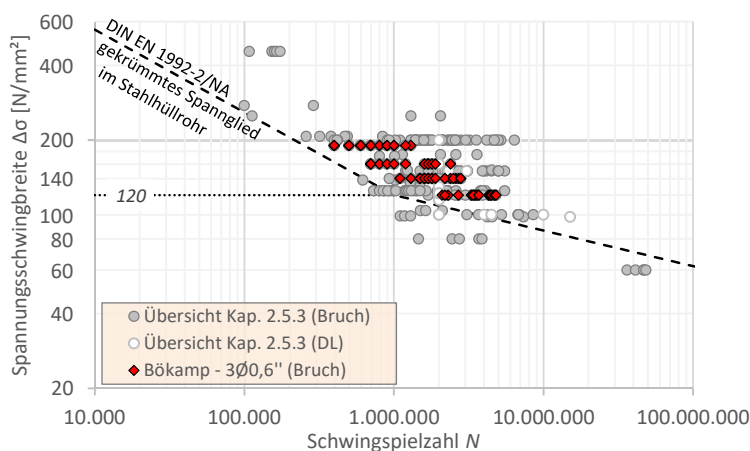


Abb. 2.46.: Versuchsergebnisse von BÖKAMP im Vergleich zu allen Versuchsergebnissen nach Kapitel 2.4.3

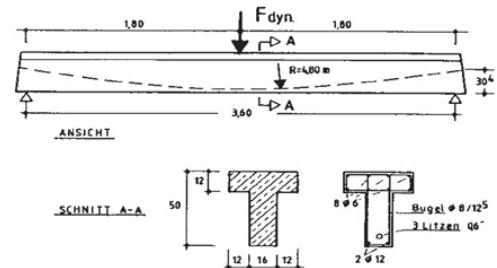


Abb. 2.47.: Versuche von BÖKAMP, aus [9]

Durch die künstliche Bewitterung der Versuchsträger konnte BÖKAMP im Vergleich zu den Versuchen unter trockenen Bedingungen keinen negativen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit feststellen. Es war vielmehr sogar so, dass sich größere aufnehmbare Schwingspielzahlen ergaben.

Die überwiegende Mehrzahl der Drahtbrüche stellte sich in den Kontaktbereichen zwischen Spannstahl und Hüllrohr ein. Als Ursache wurde hier die Reibdauerbeanspruchung angegeben. Weitere Untersuchungen an den Bruchstellen ergaben, dass an den Bruchflächen neben einer Oberflächenzerrüttung auch eine oberflächennahe Aufhärtung des Materials auftrat. Beide Vorgänge wurden letztlich als Ursache des Ermüdungsbruches angesehen.

2.4.3.5. Versuche von Voß/Falkner (1993) [166]

In ihrem Forschungsbericht [166] beschäftigten sich VOSS und FALKNER insbesondere mit den Auswirkungen nicht-ruhender Beanspruchungen auf die Spannungsverteilung zwischen Spannstahl und schlaffer Bewehrung in teilweise vorgespannten, biegebeanspruchten Bauteilen. Zudem sollten die Grenzwerte für die seinerzeit gültigen Regelwerke experimentell bestätigt werden. Auch zu diesem Zeitpunkt galt noch die DIN 4227-2 [26], die bereits den normativen Bezug für die Versuche von MÜLLER gebildet hatte.

Das Versuchsprogramm sah die Durchführung von insgesamt acht Versuchen vor (Abb. 2.49), wobei eine Versuchsserie mit einem glatten Einzelstabspannglied $\varnothing 26$ mm und eine mit Bündelspanngliedern aus $9\varnothing 7$ mm durchgeführt wurde. Je drei Versuche wurden mit unterschiedlichem Betonstahlgehalt und nachträglich verpresstem Spannglied geprüft. Der vierte Versuch erfolgte mit einem unverpresstem Spannglied und wurde daher in der Ergebnisdarstellung (Abb. 2.48) nicht berücksichtigt.

Die Versuche mit dem Einzelstabspannglied wiesen bis zur Grenzschningspielzahl von $N_G = 2 \cdot 10^6$ keinen Ermüdungsbruch auf. Lediglich bei den Versuchen mit den Bündelspanngliedern wurden bei zwei Versuchen Drahtbrüche infolge Ermüdung festgestellt. Die genauen Zeitpunkte der Drahtbrüche sind leider nicht exakt dokumentiert worden, da die Anzahl der Drahtbrüche erst nach Versuchsende durch Öffnen der Spannglieder bestimmt werden konnte. Die in Abbildung 2.48 angegebene Datenwerte für

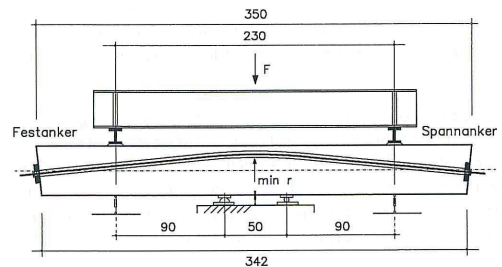
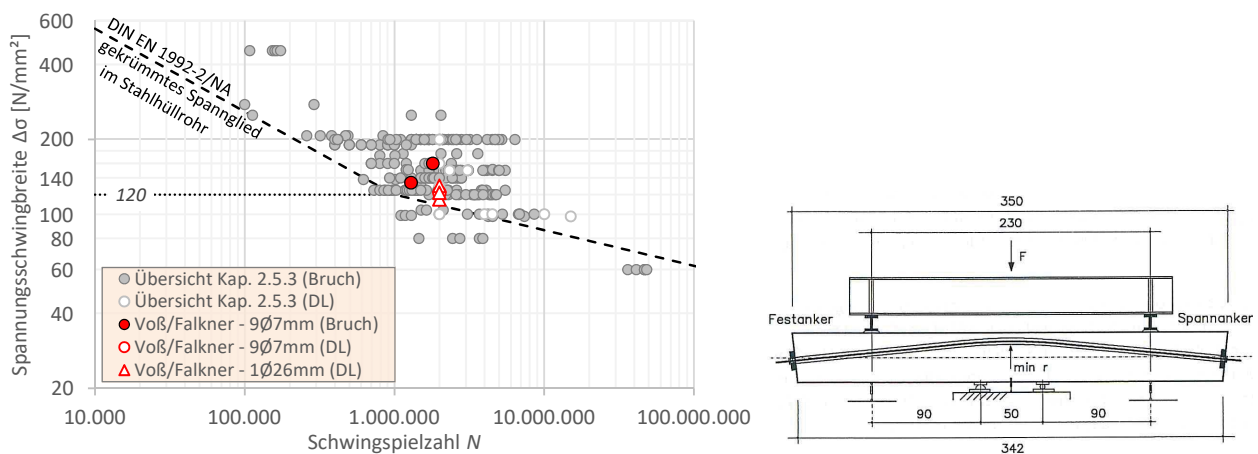


Abb. 2.48.: Versuchsergebnisse von VOSS/FALKNER im Vergleich zu allen Versuchsergebnissen nach Kapitel 2.4.3

Abb. 2.49.: Versuchsaufbau VOSS/FALKNER, aus [166]

die beiden Versuchsträger mit Ermüdungsbrüchen beschreiben somit den Zustand zum Zeitpunkt des Versuchsstopps. Die maximale Anzahl an Drahtbrüchen, die nach Versuchsende festgestellt wurde, lag bei vier von neun ($\Delta\sigma_p = 160 \text{ N/mm}^2$). Der Versuchsträger mit der rechnerischen Spannungsschwingbreite von ca. 120 N/mm^2 lief dagegen ohne einen Drahtbruch durch.

Mit den Versuchsergebnissen konnten VOSS/FALKNER die Grenzwerte nach DIN 4227-2 bis zu einer Grenzsprungspielzahl von $N_G = 2 \cdot 10^6$ bestätigen. Eine Aussage für größere Sprungspielzahlen war jedoch nicht möglich. Zudem konnte im Vergleich zu den Versuchen an Bündelspanngliedern aus Litzen von BÖKAMP keine gleichmäßige Verteilung der Drahtbrüche über eine bestimmte Trägerlänge festgestellt werden. VOSS/FALKNER konnten somit ein plötzliches Versagen des Spanngliedes infolge mehrerer Drahtbrüche bei hohen Spannungsschwingbreiten lokal an einer Stelle konzentriert nicht ausschließen.

2.4.3.6. Versuche von Abel (1996) [1]

Im Zuge seiner Dissertation [1] hat sich ABEL mit der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen befasst. Ein wesentlicher Bestandteil dieser Arbeit war die Versuchsdurchführung und -auswertung von insgesamt 17 Versuchsträgern (Abb. 2.51) zur Erweiterung des Kenntnisstandes auf dem Gebiet der Reibermüdung.

Von den insgesamt 17 Versuchsträgern wurden jedoch nur bei drei Trägern stählerne Hüllrohre verwendet. Die übrigen Versuchsträger wurden ausschließlich mit Kunststoffhüllrohren hergestellt. Die Versuchsergebnisse der Bündelspannglieder $9\varnothing 7 \text{ mm}$ im Stahlhüllrohr sind in Abbildung 2.50 aufgetragen. Auch hier wurden die einzelnen Drahtbrüche bezogen auf die Initialspannungsschwingbreite aufgetragen. Die Anzahl der Drahtbrüche bis zum vollständigen Versagen des Versuchsträgers lag bei drei bis fünf.

ABEL hat die Versuchsergebnisse seinerzeit mit den Wöhlerkurven nach der Vornorm ENV 1992-2 [39] verglichen, die etwas später im Jahr 1997 erscheinen sollte. Die Wöhlerkurve für gekrümmt geführte Spannglieder in Stahlhüllrohren entsprach bereits der heute gültigen DIN EN 1992-2/NA für die Spann-

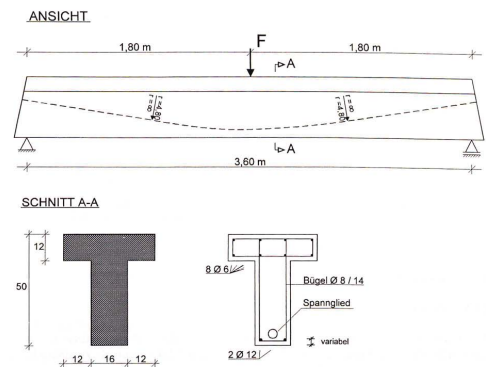
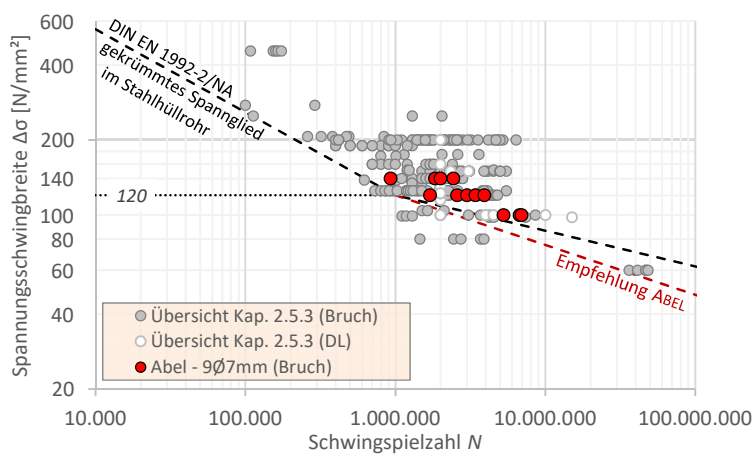


Abb. 2.50.: Versuchsergebnisse von ABEL im Vergleich zu allen Versuchsergebnissen nach Kapitel 2.4.3

Abb. 2.51.: Versuchsaufbau ABEL, aus [1]

stahlklasse 1. Die Versuche von ABEL zeigten, dass mit abnehmender Spannungsschwingbreite der Abstand zwischen der Wöhlerkurve und den Versuchsergebnissen abnahm. Der Versuch mit der geringsten Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma_p = 100 \text{ N/mm}^2$ wies nach ca. 5 Mio. Schwingspielen den ersten Drahtbruch auf und versagte nach ca. 7 Mio. Schwingspielen. Da der Versuch nicht als Durchläufer klassifiziert werden konnte und nur knapp oberhalb der Wöhlerkurve lag, hat ABEL eine Anpassung dieser durch eine größere Steigung des zweiten Astes ($k_2 = 5$) empfohlen. Zusätzlich betonte er die Notwendigkeit von weiteren Versuchen im Bereich geringer Spannungsschwingbreiten.

2.4.3.7. Versuche von Eskola (1996) [46]

Eine Versuchsreihe zur Ermüdungsfestigkeit von Großbauteilversuchen hat ESKOLA in [46] untersucht. Mit Abmessungen von 9 m Länge und 1,10 m Höhe sind die Versuchsträger die größten, die in diesem Kapitel vorgestellt werden (Abb. 2.53). Auch das Spannglied in der Zugzone ist mit einem Litzenbündel aus $19\varnothing 0,6''$ das größte, welches hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit im eingebauten Zustand getestet wurde. Das Spannglied wurde dabei polygonal geführt. Lediglich an den Lasteinleitungspunkten wurde das Spannglied mit einem Krümmungsradius von ca. $R_s \approx 13 \text{ m}$ umgelenkt.

Aufgrund der Dimension des Versuchsträgers betrug die Belastungsgeschwindigkeit während der Versuchsdurchführung lediglich 0,45 bis 0,7 Hz. Insgesamt wurden vier Großversuche durchgeführt. Hierbei wurde lediglich das Material des Hüllrohrs (Stahl oder Kunststoff) variiert. Die Spannungsschwingbreite betrug bei allen Versuchen 200 N/mm^2 .

Die Versuchsergebnisse (Abb. 2.52) zeigen, dass bei den beiden Versuchsträgern mit einem stählernen Hüllrohr bereits nach ca. 400.000 Schwingspielen jeweils der erste Drahtbruch auftrat. Die Zeitpunkte weiterer Drahtbrüche wurden leider nicht explizit dokumentiert. Im Vergleich zu den Versuchen mit Stahlhüllrohr konnte bei den Versuchen mit Kunststoffhüllrohr eine deutlich größere Schwingspielzahl bis zum ersten Drahtbruch festgestellt werden. Somit konnten die Ergebnisse vorheriger Untersuchungen hinsichtlich der günstigen Wirkung des Hüllrohrmaterials aus Kunststoff auf den Einfluss der Reibermüdung ([1, 121, 177]) bestätigt werden.

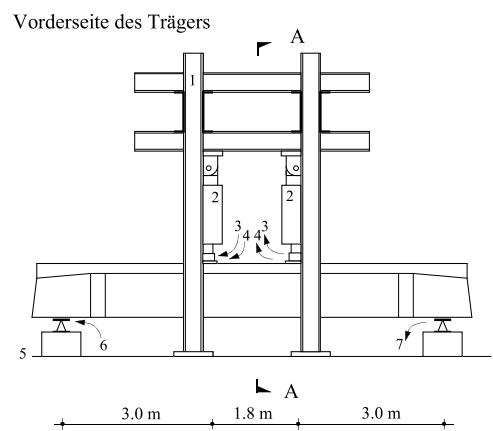
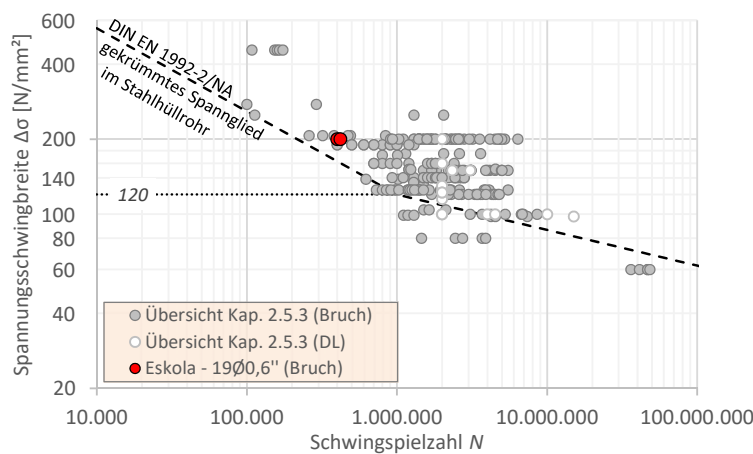


Abb. 2.52.: Versuchsergebnisse von ESKOLA im Vergleich zu allen Versuchsergebnissen nach Kapitel 2.4.3

Abb. 2.53.: Versuchsaufbau ESKOLA, aus [46]

Trotz der geringen Anzahl der Versuche sind die Versuchsergebnisse von großem Interesse, da ESKOLA großen Wert darauf gelegt hat, dass der Versuchsträger mit seinen Abmessungen und dem gewählten Spannglied ausgeführten Bauteilen bestmöglich entspricht. Mit einer Gesamtanzahl von 133 Spanndrähten liegt ESKOLA deutlich über der Anzahl von den zuvor vorgestellten Versuchsträgern.

Die Auswertung der Ergebnisse der Versuche mit Stahlhüllrohr zeigte in Übereinstimmung der vorherigen Untersuchungen, dass die Spanndrähte, die unmittelbar an der Hüllrohrinnenfläche anliegen, die größte Empfindlichkeit gegenüber Ermüdung aufweisen. Dies konnte wieder auf den Einfluss der Reibermüdung zurückgeführt werden.

2.4.3.8. Versuche von Hegger/Neuser (1998) [66]

In Ergänzung zu den Versuchen von ABEL (vgl. Kap. 2.4.3.5) wurden von HEGGER und NEUSER in [66] drei weitere Ermüdungsversuche mit etwas größeren Versuchskörpern und als 4-Punkt Biegeversuch durchgeführt. Zudem wurde die Querschnittsform des Spanngliedes verändert. So wurden Spannglieder mit einem ovalen Querschnitt verwendet, in denen insgesamt vier Spannstahlitzen ($4\varnothing 0,6''$) hochkant angeordnet werden konnten. Durch die Anordnung der Litzen übereinander sollte ein Bereich eines Spanngliedes simuliert werden, in denen mehrere Litzen übereinander liegen (Abb. 2.56). Auch die Spanngliedführung wurde geändert. So wurde zwischen den Einzellasten eine gerade Spanngliedführung gewählt.

Von den drei Versuchen wurde ein Hüllrohr aus Kunststoff und zwei aus Stahl verwendet. Die Spannungsschwingbreite des Spannstahls lag immer bei 125 N/mm^2 . Das Spannglied mit Kunststoffhüllrohr zeigte selbst nach 28,6 Mio. Schwingspielen keinen einzigen Drahtbruch. Die einzelnen Drahtbrüche der beiden Versuche mit Stahlhüllrohr sind in Abbildung 2.54 aufgetragen. Der erste Drahtbruch wurde bereits nach 870.000 bzw. 730.000 Schwingspielen verzeichnet. Diese liegen somit leicht unterhalb der Ermüdungsfestigkeitskurve nach DIN EN 1992-2/NA.

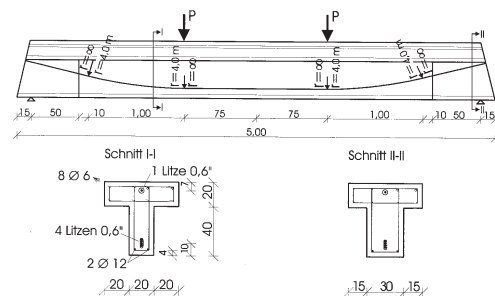
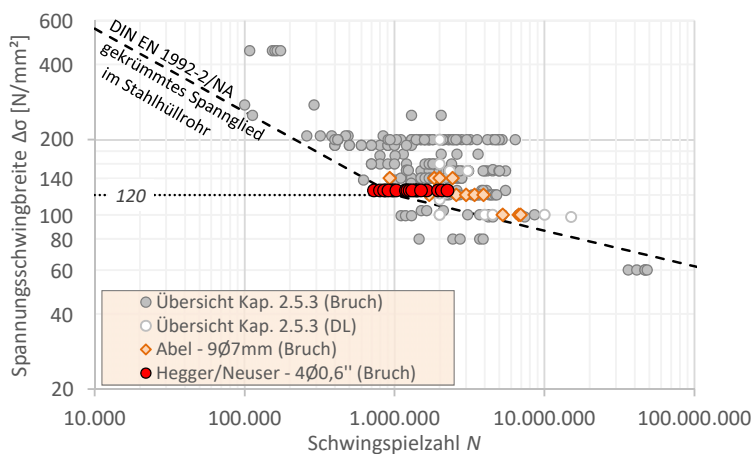


Abb. 2.55.: Versuchskörper von HEGGER/NEUSER, aus [17]

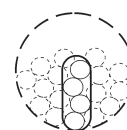


Abb. 2.54.: Versuchsergebnisse von HEGGER/NEUSER im Vergleich zu allen Versuchsergebnissen nach Kapitel 2.4.3

Abb. 2.56.: Simulierter Ausschnitt eines Großspanngliedes, aus [17]

Der Vergleich zu den Ergebnissen von ABEL zeigt, dass die vertikale Anordnung der Spannstahlritzen im Hüllrohr einen negativen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit hat. Dieses Ergebnis ist auf die erhöhte lokale Kontaktpressung der äußersten Litze auf das Hüllrohr zurückzuführen. Die Umlenkräfte im gekrümmt geführten Bereich des Spanngliedes der innenliegenden Litzen stützen sich auf die äußerste Litze ab. Dieses Phänomen kann durch den bereits vorgestellten Stapelfaktor beschrieben werden.

2.4.3.9. Versuche von Remitz/Empelmann (2015) [135]

Jüngere Versuchsergebnisse zur Ermüdungsfestigkeit von Spannbetonbauteilen wurden von REMITZ und EMPELMANN in [135, 136] veröffentlicht. Das Versuchsprogramm sah vier Großversuche mit gekrümmt geführten Spanngliedern im nachträglichen Verbund vor. Bei den Spanngliedern handelte es sich ausschließlich um Litzenstrahlbündel ($5\varnothing 0,6''$) mit Stahlhüllrohren.

Der Querschnitt der Versuchsträger bestand aus einem Plattenbalken mit einer Gesamthöhe von 85 cm und einer Stegbreite von 25 cm. Die Versuche wurden als 4-Punkt Biegeversuche durchgeführt (Abb. 2.58). In Trägermitte wurde eine Aussparung am Träger vorgesehen, damit ein definierter Riss in der Zugzone erzeugt werden konnte. Des Weiteren konnte eine genauere Bestimmung des inneren Hebelarms z und damit $\Delta\sigma_p$ der Druck- und Zugzone im Querschnitt erfolgen.

Die Beanspruchungsbereiche wurden mit Spannungsschwingbreiten von ca. 100 N/mm^2 bewusst niedrig gewählt. Für einen Versuchsträger wurde die Spannungsschwingbreite auf 150 N/mm^2 erhöht, um den Einfluss aus der Reiberermüdung zu verschärfen. Ein weiterer Versuchsträger wurde bei gleicher Beanspruchung von 100 N/mm^2 getestet, wobei jedoch der Krümmungsradius des Spanngliedes verdoppelt wurde.

Aus den Ergebnissen in Abbildung 2.57 geht hervor, dass die Versuche bei kleinen Krümmungsradien - und dementsprechend großen Umlenkräften - sehr früh Ermüdungserscheinungen zeigen. Hierzu gehören die Drahtbrüche unterhalb der zugehörigen Wöhlerkurve. Bei dem Versuch mit dem doppelten Krümmungsradius konnte dagegen auch nach 10 Mio. Schwingspielen noch kein Drahtbruch festgestellt

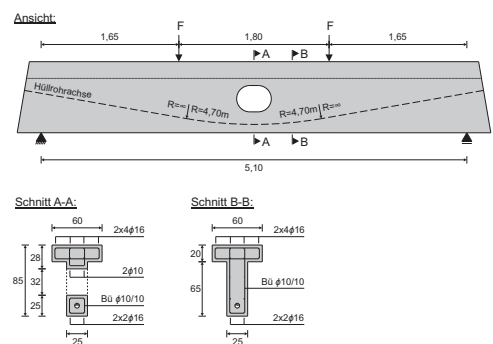
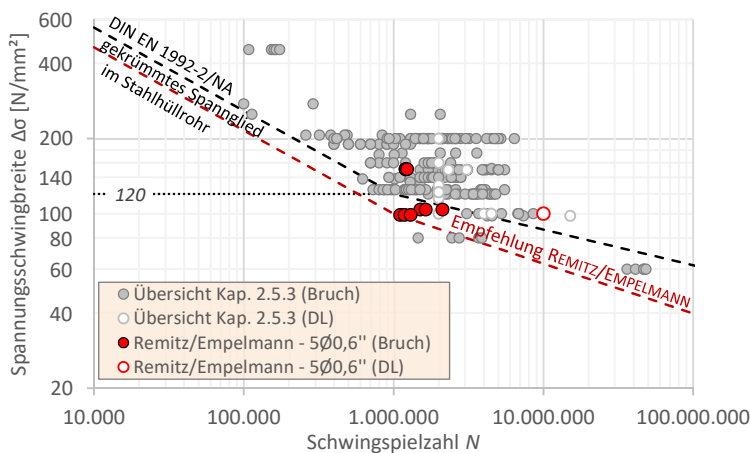


Abb. 2.57.: Versuchsergebnisse von REMITZ/EMPELMANN im Vergleich zu allen Versuchsergebnissen nach Kapitel 2.4.3

Abb. 2.58.: Versuchskörper von REMITZ/EMPELMANN, aus [135]

werden (Durchläufer).

Ähnlich ungünstige Ergebnisse konnten bereits von HEGGER/NEUSER im vorherigen Kapitel 2.4.3.8 festgestellt werden. REMITZ/EMPELMANN begründeten diese Ergebnisse mit der großen lokalen Umlenkbeanspruchung infolge eines kleinen Umlenkradius und eines großen Stapelfaktors. In [137] wurde über den Einfluss der Umlenkkräfte auf die Ermüdungsfestigkeit berichtet. Als Ergebnis empfehlen die Autoren eine Anpassung der Wöhlerkurven. Es wird eine allgemeine Abminderung des Knickpunktes von 120 N/mm² auf 100 N/mm² vorgeschlagen (Abb. 2.57). Alternativ darf bei entsprechender Begrenzung der auftretenden maximalen Umlenkkräfte wiederum eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit erfolgen.

2.4.3.10. Versuche von Heeke/Maurer (2016) [64]

Im letzten Jahrzehnt sind an der Technischen Universität Dortmund mehrere Großversuche zur Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedern im nachträglichen Verbund durchgeführt worden. Die ersten Versuche erfolgten 2010 an Spannstaahlitzen, die zuvor aus einer im Jahr 1957 erbauten Autobahnbrücke entnommen wurden [105, 106]. Zielsetzung der Untersuchungen war die Überprüfung der in den aktuellen Normen angegebene Wöhlerkurve für einbetonierte gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren auch für Spannstähe, die in älteren Spannbetonbrücken eingesetzt wurden.

Die Einstufenversuche wurden als 4-Punkt Biegeversuche an Spannbetonträgern mit 4,50 m Länge, 1,00 m Höhe und 30 cm Breite durchgeführt (Abb. 2.59). Der Versuchsträger wurde ebenfalls mit einer Aussparung in Trägermitte versehen, damit die Lage des inneren Hebelarms und damit die der Zugkraft im Spannglied genauer bestimmt werden konnte. Zudem wurde ein Drahtgeflecht im Zuggurt angeordnet, wodurch die Rissbildung unmittelbar in Trägermitte gezielt vorgegeben wurde.

Nach den ersten fünf Großversuchen der Versuchsreihe TR [105] wurden im Zuge eines weiteren von der Deutsche Forschungsgesellschaft (DFG) geförderten Forschungsvorhabens innerhalb des Sonderforschungsbereichs SFB823 „Statistical modelling of nonlinear dynamic processes“ in der zweiten Förderphase vier weitere Versuche mit fabrikneuen Spannstaahlitzen (Versuchsreihe SB) durchgeführt. Zur

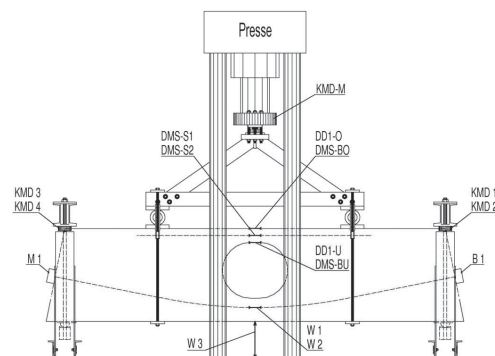
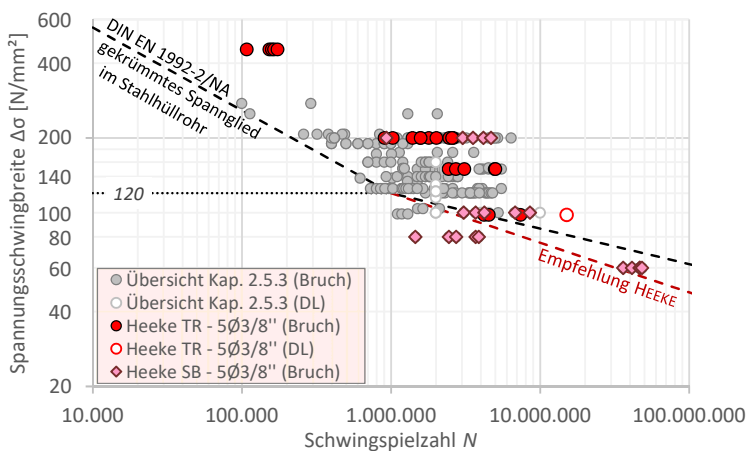


Abb. 2.59.: Versuchsergebnisse von HEEKE im Vergleich zu allen Versuchsergebnissen nach Kapitel 2.4.3 **Abb. 2.60.:** Versuchsaufbau von HEEKE, aus [105]

Vergleichbarkeit zu den Versuchen der Reihe TR wurden die Versuchsbedingungen möglichst gleich gehalten. Da es sich bei den „alten“ Spannstahlitzen um $\varnothing 3/8''$ -Litzen handelte, wurden auch bei den Spanngliedern der Versuchsreihe SB $\varnothing 3/8''$ -Litzen verwendet. Die Spanngliedbündel bestanden jeweils aus $5\varnothing 3/8''$.

Lediglich am Versuchsstand wurden einige Modifikationen bei den neueren Versuchen durchgeführt, die insbesondere eine Steigerung der Prüffrequenz auf bis zu 10 Hz ermöglichten. So konnte HEEKE erstmals einen Versuchsträger bei einer Spannungsschwingbreite von 60 N/mm^2 in einer erträglichen Versuchszeit durchführen.

Die Ergebnisse der Versuche von HEEKE/MAURER sind in Abbildung 2.59 dargestellt. Zur besseren Übersicht wurden lediglich die ersten fünf Drahtbrüche pro Versuch aufgetragen.

Die wichtigste Erkenntnis aus den Versuchen von HEEKE war, dass selbst bei einer geringen Spannungsschwingbreite von 60 N/mm^2 noch keine echte Dauerschwingfestigkeit festgestellt werden konnte. Insbesondere im Bereich kleiner Spannungsschwingbreiten $< 100 \text{ N/mm}^2$ lagen die Versuchsergebnisse unterhalb der Wöhlerkurve nach DIN EN 1992-2/NA. Ein Abflachen der Wöhlerkurve am Übergang zur Langzeitfestigkeit konnte ebenfalls nicht bestätigt werden. Daher hat HEEKE - wie auch schon ABEL - die Anpassung des zweiten Astes der Wöhlerkurve auf $k_2 = 5$ vorgeschlagen, wodurch gleichzeitig die Empfehlung von HAIBACH (Gl. (2.12)) erfüllt wird.

Die Versuche von HEEKE stellten die Grundlage für die eigenen Versuche dar, die im nachfolgenden Kapitel detailliert beschrieben werden.

3. Experimentelle Untersuchungen

3.1. Versuchsprogramm

3.1.1. Ermüdungsversuche an Spannbetonträgern

Ausgangslage

Grundlage und Ausgangspunkt für das eigene Versuchsprogramm stellten die von HEEKE in [64] bereits durchgeführten Versuche dar (vgl. Kap. 2.4.3.10). Ziel war es, den vorhandenen Kenntnisstand durch zusätzliche Variation maßgebender Einflussparameter zu erweitern. Hierbei sollte möglichst die Vergleichbarkeit zu den vorherigen Versuchsreihen gewährleistet werden. Für die Planung der Versuchsträger bedeutete dies, dass grundsätzlich die gleiche Trägergeometrie, die gleiche Versuchseinrichtung mit Messtechnik sowie die gleichen Werkstoffe zu verwenden waren. Im Zuge der weiteren Versuchsplanung wurden dann gezielt Modifikationen einzelner Einflussparameter vorgenommen.

Die beiden von HEEKE durchgeführten Versuchsreihen lassen sich wie folgt charakterisieren:

Versuchsserie TR: Versuche an Spannbetonbauteilen mit einem Litzenbündel aus $5\varnothing 3/8''$ -Litzen im Stahlhüllrohr mit einem Krümmungsradius von $R = 5$ m ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung im Bereich des eingepprägten Risses. Die verwendeten Spannstahlritzen wurden aus einem Bestandsbauwerk aus dem Jahr 1957 bei dessen Rückbau entnommen [106].

Versuchsserie SB: Versuche an Spannbetonbauteilen wie bei der Versuchsreihe TR. Als Modifikation wurden fabrikneue Spannstahlritzen ($\varnothing 3/8''$ -Litzen) verwendet. Außerdem wurde ein Stahlgelenk in der Druckzone angeordnet, um die Lage der Druckkraftresultierenden F_D exakt vorgeben zu können.

Die Versuche wurden als 4-Punkt Biegeversuche durchgeführt. Dadurch stellte sich zwischen den beiden

Tabelle 3.1.: Übersicht der von HEEKE in [64] durchgeführten Versuche

Versuch	TR01	TR02	TR03	TR04	TR05	SB01	SB02	SB03	SB04
Spannglied	$5\varnothing 3/8''$	$5\varnothing 3/8''$	$5\varnothing 3/8''$	$5\varnothing 3/8''$	$5\varnothing 3/8''$	$5\varnothing 3/8''$	$5\varnothing 3/8''$	$5\varnothing 3/8''$	$5\varnothing 3/8''$
R [m]	5	5	5	5	5	5	5	5	5
A_p [mm ²]	260	260	260	260	260	260	260	260	260
Betonstahl	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A_s [mm]	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	200	455	200	150	98	200	100	60	80

3. Experimentelle Untersuchungen

Lasteinleitungspunkten ein konstanter Biegemomentenverlauf ohne zusätzliche Querkraftbeanspruchung ein (Abb. 3.1). Im Versuchsträger wurde in Trägermitte vor Versuchsbeginn ein Einzelriss eingepreßt. Die kontrollierte Risserzeugung erfolgte durch das Anordnen eines Drahtgeflechts im Zuggurt des Versuchsträgers. Da sowohl die Lage des Spanngliedes als auch die Lage der resultierenden Biegedruckkraft genau bekannt war, konnte im Rissquerschnitt die Zugkraft im Spannglied F_p aus dem Biegemoment und dem inneren Hebelarm mit hoher Genauigkeit ermittelt werden (Gl. (3.1)). Die Lage des Spanngliedes ergab sich aus der Spanngliedführung. Um die genaue Lage der Druckkraftresultierenden F_D vorzugeben, wurde einerseits eine Aussparung in Trägermitte vorgesehen und zusätzlich ab der Versuchsreihe SB ein Stahlgelenk mit definierter Lage der Kontaktstelle angeordnet.

$$F_p = F_D = \frac{M}{z} = \frac{F \cdot 1m}{2 \cdot z} \quad (3.1)$$

In Tabelle 3.1 ist die Übersicht des Versuchsprogramms von HEEKE angegeben. In den insgesamt 9 Versuchen lagen die Spannungsschwingbreiten im Spannstahl zwischen 455 und 60 N/mm². Eine den Riss kreuzende Betonstahlbewehrung war nicht eingebaut. Die Ergebnisse wurden bereits in Abbildung 2.59 dargestellt. Eine wesentliche Erkenntnis aus den Untersuchungen war, dass auch bei einer Spannungsschwingbreite von lediglich 60 N/mm² noch keine Dauerschwingfestigkeit festgestellt werden konnte. Außerdem traten bei dem Versuch SB04 mit $\Delta\sigma_p = 80$ N/mm² bereits sehr früh erste Drahtbrüche auf, so dass die Ergebnisse deutlich unterhalb der Wöhlerkurve nach DIN EN 1992-2/NA lagen. HEEKE hat hierzu in [64] Simulationsrechnungen durchgeführt, die für die Beurteilung des Versuchs SB04 herangezogen wurden. Die Anzahl (n = 7) der frühen Drahtbrüche, lies vermuten, dass möglicherweise eine Vorschädigung einer einzelnen Litze für die vorzeitigen Bruchzeitpunkte ursächlich war. HEEKE konnte diese Vermutung jedoch nicht beweisen.

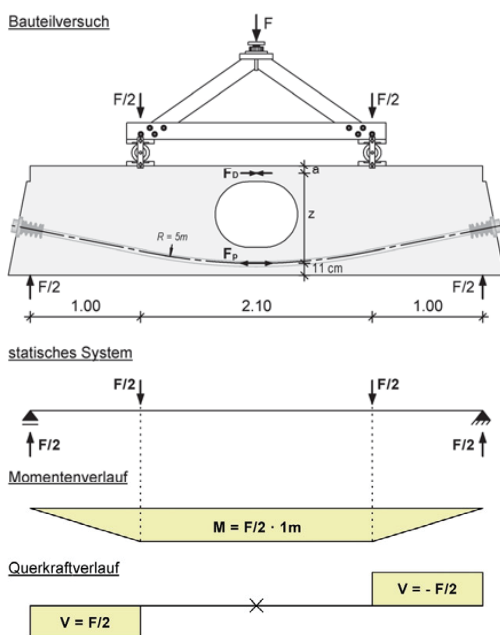


Abb. 3.1.: Statisches System und innere Kräfte im Versuch, aus [64]

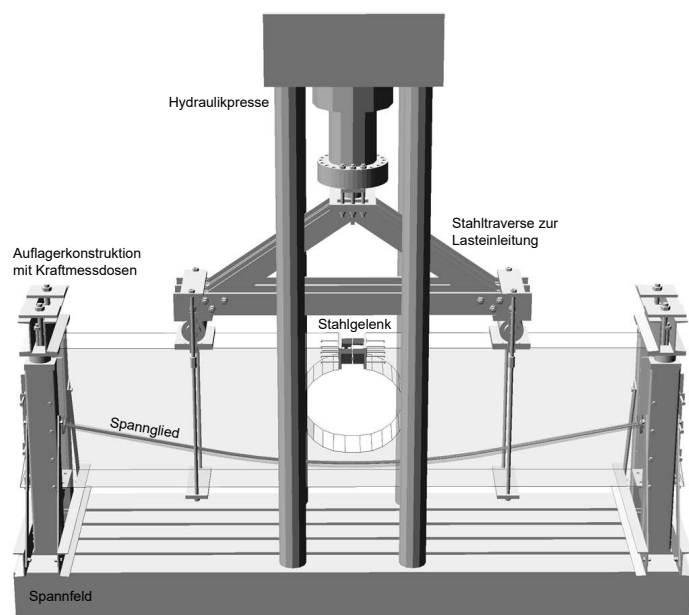


Abb. 3.2.: Animation des Versuchsstandes

Ergänzung von Versuchen für die Versuchsreihe SB

Im Zuge der hier vorliegenden Arbeit wurden zunächst zwei weitere Versuche durchgeführt, die die Versuchsreihe SB ergänzen sollten. Mit dem Versuch SB05 sollte zunächst ein Vergleichsversuch zum Versuch SB04 mit einer Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma_p = 80 \text{ N/mm}^2$ unter gleichen Bedingungen durchgeführt werden, da dieser die auffälligen frühen ersten Drahtbrüche aufwies. Des Weiteren wurde mit dem Versuchs SB06 ein Ermüdungsversuch mit einer Spannungsschwingbreite von lediglich $\Delta\sigma_p = 50 \text{ N/mm}^2$ vorgesehen, mit dem erstmals eine Lastwechselzahl von mehr als $N = 10^8$ erreicht und damit die Existenz einer Dauerschwingfestigkeit nachgewiesen werden sollte.

Neue Versuchsreihe GS

Mit den Versuchen der Versuchsserie GS sollten der Einfluss aus einer größeren Anzahl von Spannstahl-litzen auf das Ermüdungsverhalten eines Spanngliedes untersucht werden. Wie in Kapitel 2.2.4.3 beschrieben wurde, hat die Kontaktpressung zwischen Spannstahl und Stahlhüllrohr einen maßgeblichen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit. Bei einer größeren Vorspannkraft infolge einer größeren Spannstahlfläche bei gleicher Spannstahlspannung erhöht sich auch die Umlenkraft u_p in dem Spannglied. Verstärkt wird der Einfluss nochmals durch den Einfluss aus dem Stapelfaktor k_{max} .

Die Versuchsreihe GS bestand aus zwei Versuchen, bei denen die Anzahl der Spannlitzen von 5 auf $9\text{Ø}3/8''$ erhöht wurde. Aufgrund der Erhöhung der Vorspannkraft ergaben sich auch größere Versuchslasten, die von der Prüfmaschine und den Versuchsaufbauten aufgenommen werden mussten. Damit diese nicht zu stark anstiegen, wurde die Versuchskörpergeometrie geringfügig modifiziert. Durch Absenken der Druckzone wurde der innerer Hebelarm um 20 cm reduziert, so dass im Vergleich zu den Versuchen der Reihe TR und SB bei gleichen Versuchslasten größere innere Kräfte durch den verringerten Hebelarm entstanden.

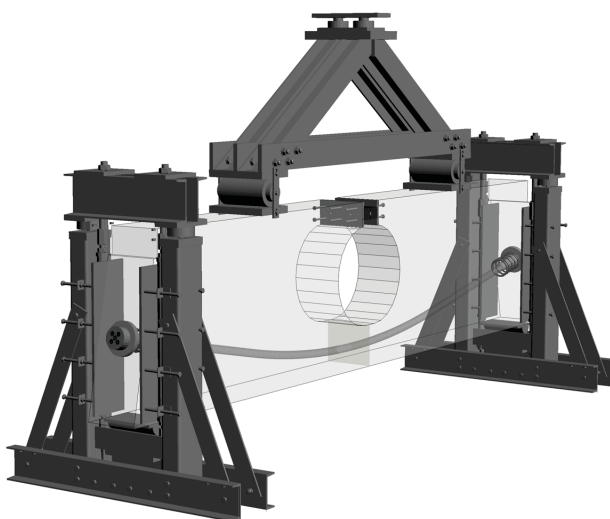


Abb. 3.3.: Animation Versuchsstand Versuchsreihe SB

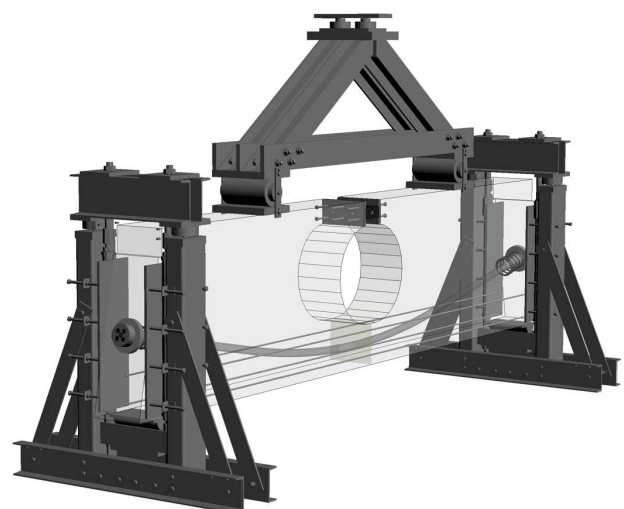


Abb. 3.4.: Animation Versuchsstand Versuchsreihe GB

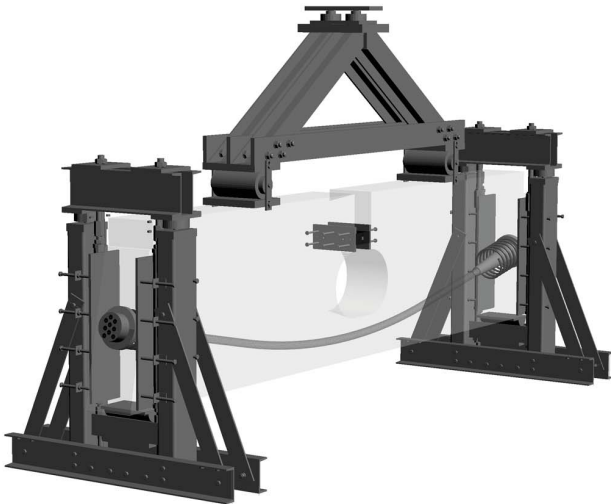


Abb. 3.5.: Animation Versuchsstand Versuchsreihe GS

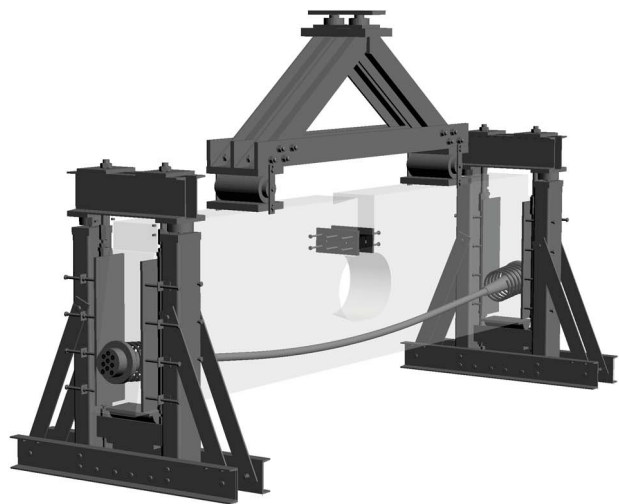


Abb. 3.6.: Animation Versuchsstand Versuchsreihe GR

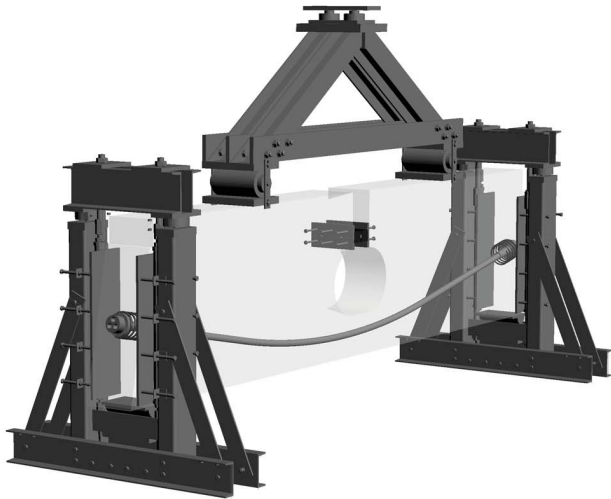


Abb. 3.7.: Animation Versuchsstand Versuchsreihe GL

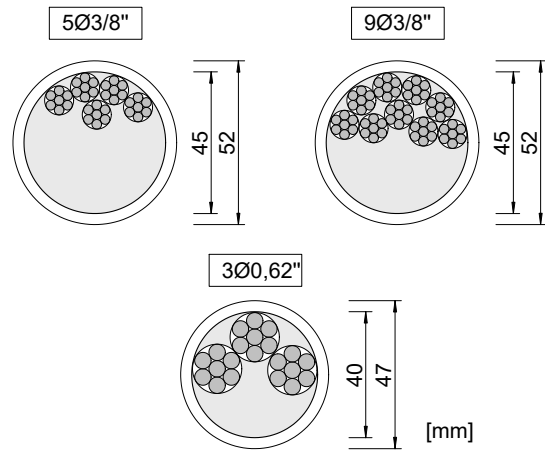


Abb. 3.8.: Querschnittsvergleich der verwendeten Spannglieder

Neue Versuchsreihe GR

Die Versuchsreihe GR bestand ebenfalls aus zwei Versuchen, die auf den gleichen Lastniveaus wie die Versuche der Reihe GS getestet wurden. Auch bei diesen Versuchen wurden Spannglieder aus $9\text{Ø}3/8''$ -Litzen verwendet. Allerdings wurde diesmal der Umlenkradius der Spanngliederführung von 5 m auf 10 m vergrößert. Durch diese Anpassung sollte der Einfluss aus der vergrößerten Vorspannkraft auf die Umlenkräfte u_p zwischen den Versuchen der Reihe SB und GS kompensiert werden. Der Einfluss des Kabelfaktors k_{max} aus der Erhöhung der Litzenanzahl blieb dabei jedoch bestehen.

Neue Versuchsreihe GL

Mit der Versuchsreihe GL wurden die Spannglieder aus weniger Spannstahllitzen ausgebildet, wobei die planmäßige Vorspannkraft jedoch nahezu gleich groß blieb. Im Vergleich zu der Versuchsreihe GS wurde nun anstatt eines Spannglieds aus $9\text{Ø}3/8''$ mit einer Spannstahlfläche von $A_p = 468 \text{ mm}^2$ ein Spann-

Tabelle 3.2.: Übersicht der eigenen durchgeführten Versuche

Versuch	SB05	SB06	GS01	GS02	GR01	GR02	GL01	GL02
Spannglied	5Ø3/8"	5Ø3/8"	9Ø3/8"	9Ø3/8"	9Ø3/8"	9Ø3/8"	3Ø0,62"	3Ø0,62"
R [m]	5	5	5	5	10	10	5	5
A_p [mm ²]	260	260	468	468	468	468	450	450
Betonstahl	-	-	-	-	-	-	-	-
A_s [mm]	-	-	-	-	-	-	-	-
F_{max} [kN]	415,3	402,6	596,7	579,2	596,7	579,2	573,8	556,9
F_{min} [kN]	381,4	381,4	526,5	526,5	526,5	526,5	506,3	506,3

Versuch	GB01	GB02	GB03	GB04	GB05	GB06	GB07
Spannglied	5Ø3/8"	5Ø3/8"	5Ø3/8"	5Ø3/8"	5Ø3/8"	5Ø3/8"	5Ø3/8"
R [m]	5	5	5	5	5	5	5
A_p [mm ²]	260	260	260	260	260	260	260
Betonstahl	4Ø16 mm	2Ø8 mm	2Ø8 mm	2Ø8mm	2Ø8 mm	4Ø8 mm	4Ø12 mm
A_s [mm]	804	101	101	101	101	201	452
F_{max} [N/mm ²]	603	405	420	420	435	480	605
F_{min} [N/mm ²]	418,1	370	370	370	370	400	455

glied aus 3Ø0,62" mit $A_p = 450 \text{ mm}^2$ verwendet. Die Spanngliedkrümmung betrug wieder $R_s = 5 \text{ m}$, so dass im Vergleich zur Versuchsreihe GS ähnlich große Umlenkkräfte u_p bei nun gleichzeitig kleinerem Stapelfaktor k_{max} wirkten.

Neue Versuchsreihe GB

Alle vorher genannten Versuchsreihen wurden so geplant, dass in dem Bereich der Rissbildung keine Betonstahlbewehrung angeordnet war. Die ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten wurden somit lediglich durch die Spannstaahlbewehrung aufgenommen. In der Versuchsserie GB wurde dagegen eine zusätzliche Betonstahlbewehrung vorgesehen. Die sonstigen Versuchsbedingungen entsprachen den Versuchen der Versuchsserien TR und SB (5Ø3/8"-Litzen, $R = 5 \text{ m}$).

3.1.2. Versuche zur Verbundfestigkeit von Spannstaahlitzen

Die Versuchsreihe GB, bei der neben dem Spannglied auch schlaffer Betonstahl den Riss kreuzte und somit zyklisch beansprucht wurde, machte mit insgesamt sieben Versuchsträgern einen großen Anteil der Versuche aus. Die Verbundsteifigkeit der Spannstaahlitzen hatte bei den Versuchen ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung im Riss nur eine ungeordnete Bedeutung. Dadurch dass die Zugkraft aus der aufgetragenen Beanspruchung vollständig durch den Spannstaahl aufgenommen werden konnte, hatte der Verbund des Spannstaahls lediglich Einfluss auf die Breite des Einzelrisses. Sobald jedoch zusätzlich eine Betonstahlbewehrung angeordnet wurde, verteilte sich die Zugkraft auf diese und den Spannstaahl. Die Verteilung der Zugkraft auf beide Bewehrungselemente hängt dabei im Wesentlichen vom unterschiedlichen Verbundverhalten bzw. von den unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten des Beton- und Spannstaahls ab.

Forschungsstand zum Verbundverhalten zwischen Betonstahl und Beton

Zum Verbundverhalten von Betonstählen wurde bereits eine Vielzahl an Untersuchungen durchgeführt. Eine ausführliche Übersicht zum Stand der Forschung hierzu hat AUER in [2] aufgeführt. Exemplarisch sei an dieser Stelle auf die Arbeiten von REHM [129, 131] verwiesen, die als grundlegend für die Verbundforschung bezeichnet werden können. Dieser hat Verbundversuche an Ausziehkörpern (engl.: *pull-out tests*) durchgeführt (Abb. 3.9). Hierbei wird das Bewehrungselement bei einer definierten Verbundlänge l_b einbetoniert und unter axialer Belastung aus dem Betonprüfkörper herausgezogen. Über die angreifende Kraft, aus welcher die aufgebrachte Verbundspannung τ_b über die Verbundlänge rechnerisch ermittelt wird, und einer Schlupfmessung am spannungsfreien Ende des Bewehrungselements, kann dann eine Verbundspannung-Schlupf-Beziehung (τ_b - s_b) aufgestellt werden.

Auf Grundlage der Verbundversuche konnte REHM in [129] ein entsprechendes Verbundgesetz mit exponentiellem Ansatz für gerippte Betonstähle aufstellen (Gl. (3.2)). Dieser Ansatz wird häufig auch als „Grundgesetz“ der Verbundeigenschaften von Betonstählen bezeichnet. Die Beiwerte in der Gleichung sind hierbei experimentell zu ermitteln und von mehreren Einflussparametern abhängig.

$$\frac{\tau_b}{f_{cm,cube}} = \frac{a_R}{c_R} \cdot (A \cdot \delta_x^B + C \cdot \delta_x) \quad (3.2)$$

Der Ansatz von REHM wurde seither stetig weiterentwickelt. Hierbei seien vor allem die Forschungsarbeiten von MARTIN [102] und NOAKOWSKI [103] hervorgehoben. Im Model Code 2010 [109] ist ein weiteres Verbundgesetz enthalten, welches ursprünglich auf ELIGEHAUSEN ET AL. [45] zurückgeht.

Forschungsstand zum Verbundverhalten von Spannstahl

Auch das Verbundverhalten von Spannstahlilitzen stand in den letzten Jahrzehnten im Fokus der Forschung. In einigen jüngeren Arbeiten [11, 80, 116] stand dabei das Verankerungsverhalten von Spannstahlilitzen im sofortigen Verbund im Mittelpunkt. Bei diesen Versuchen wurde der Spannstahl direkt im Beton verankert. Neben Ausziehversuchen an Kleinbauteilen wurden auch Versuche an Balken durchgeführt.

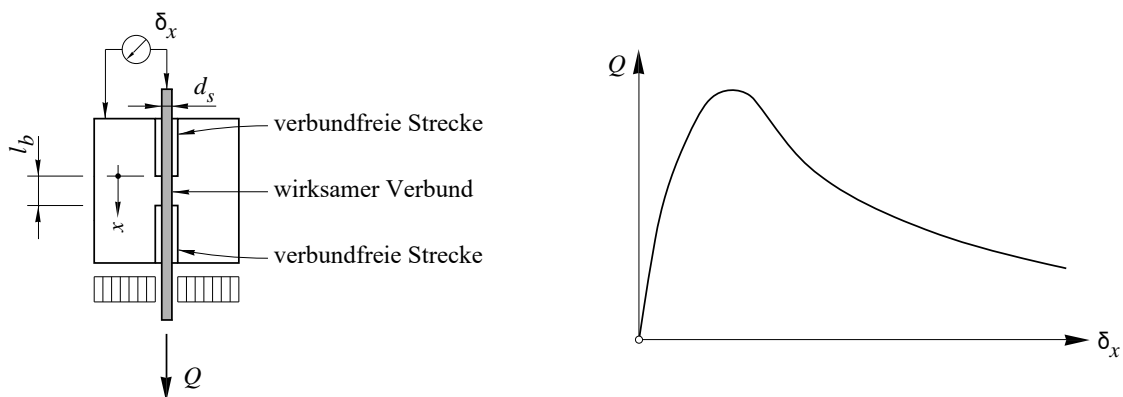


Abb. 3.9.: Prinzipielle Versuchsanordnung der Pull-Out Versuche von REHM, aus [147]

Versuche an Spanngliedern im nachträglichen Verbund erfolgten beispielsweise in [67, 85, 145, 164, 165, 175]. Im Vergleich zu den Versuchen im sofortigen Verbund wurde das Spannglied bzw. die Spannstahl-litze in das Hüllrohr mit dem Einpressmörtel verankert. In den aufgeführten Arbeiten wurden neben Spanngliedern aus Spannstahllitzen auch Stabspannglieder oder Einzeldrähte untersucht. Im Folgenden werden jedoch ausschließlich die Versuche an Spannstahllitzen betrachtet.

In den Versuchsreihen in [85, 164, 175] wurden Versuchskörper mit reiner Spannstahlbewehrung untersucht. Neben statischen Versuchen wurden in [85, 175] auch dynamische Beanspruchungen aufgebracht. Es wurden hier ausschließlich Pull-Out Versuche durchgeführt. Eine Vorspannung der Spannglieder erfolgte nicht. Wie BÜLTE in [11] feststellte, kann sich jedoch der Vorspanngrad auf das Verbundverhalten von Spannstahllitzen auswirken. Zudem ist bei Pull-Out Versuchen an Spannstahllitzen damit zu rechnen, dass es zu Verdrehungen zwischen der Spannstahl-litze und dem Versuchskörper kommen kann. Aufgrund der verdrehten Litzengeometrie kann sich die Litze aus dem Versuchskörper wie eine Schraube herausdrehen, wenn keine Verdrehbehinderung angeordnet wird.

Die Versuche von ULLNER [165], HEGGER/WILL [67] und RUDLOF [145] wurden an einem Zugstab mit gemischter Bewehrung aus Beton- und Spannstahl durchgeführt. Bei dieser Versuchsform wurde die Belastung an der Verankerung und somit auf den Gesamtstab aufgebracht. Ein Verdrehen des Bauteils konnte somit ausgeschlossen werden. Allerdings wurde auch bei diesen Versuchen auf ein Vorspannen der Spannglieder verzichtet. RUDLOF begründete dies damit, dass

die Vorspannung durch die zentrische Zugbelastung wieder aufgehoben wird und allein deutlich höhere Prüfkräfte oberhalb der Dekompressionslast erzeugt. Die durch die Vorspannung entstehende höhere Elastizität, die zu geringeren Rißbreiten und einem besseren Schließen der Risse bei Entlastung führt, hat für den zu untersuchenden Spannungszustand der Bewehrung keinen nennenswerten Einfluß. [145, S.26].

Bei den vorgestellten Versuchsreihen wurden ausschließlich $\varnothing 0,6''$ ($A_p = 140 \text{ mm}^2$) bzw. $\varnothing 0,62''$ ($A_p = 150 \text{ mm}^2$) Spannstahllitzen verwendet.

Planung eigener Verbundversuche

Daher wurde beschlossen, eigene Pull-Out Versuche mit Spannstahllitzen des Typs $\varnothing 3/8''$ ($A_p = 52 \text{ mm}^2$) durchzuführen. Hierbei wurden die Spannstahllitzen jedoch nicht direkt in den Betonkörper einbetoniert. Wie bei der Ausführung von Spanngliedern im nachträglichen Verbund üblich, wurden Stahlhüllrohre in die Probekörper einbetoniert, in welche anschließend die Spannstahllitzen mit dem Einpressmörtel verpresst wurden. Die Spannstahl-litze wurden zunächst schlaff eingebaut. In einer weiteren Versuchsreihe wurden die Spannstahllitzen vor dem Verpressen vorgespannt. Für diese Versuchsreihe war ein komplexerer Versuchsaufbau erforderlich. Eine detaillierte Beschreibung des Versuchstands und der Versuchskörper erfolgt in Kapitel 3.3.

In Tabelle 3.3 sind alle selbst durchgeführten Versuche zum Verbundverhalten von Spannstahllitzen aufgeführt. Bei den Pull-Out Versuchen (PO) wurden ausschließlich die $\varnothing 3/8''$ -Litzen getestet. Hierbei wurden verschiedene Verankerungslängen l_b untersucht. Neben den unterschiedlichen Verankerungslänge l_b wurde bei den Versuchen mit der vorgespannten Litze (VL) zusätzlich der Litzentyp $\varnothing 0,62''$ ($A_p =$

Tabelle 3.3.: Übersicht der Versuche zum Verbundverhalten von Spannstahlilitzen

Versuch	Litzentyp	Verbundlänge			Litzenvorspannung	
		l_b [mm]	l_b/\varnothing_p [-]	l_b/l_1 [-]	ε_p [%]	σ_p [N/mm ²]
PO-52-70-01 bis 04	Ø3/8"	70	7,5	0,5	0	0
PO-52-140-01 bis 04	Ø3/8"	140	15	1	0	0
PO-52-210-01 bis 04	Ø3/8"	210	22,5	1,5	0	0
VL-52-70-01 bis 03	Ø3/8"	70	7,5	0,5	4,5	878
VL-52-70-04 bis 06	Ø3/8"	70	7,5	0,5	5,6	1.092
VL-52-140-01 bis 03	Ø3/8"	140	15	1	4,5	878
VL-150-80-01 bis 03	Ø0,62"	80	5	0,3	4,5	878
VL-150-120-01 bis 03	Ø0,62"	120	7,5	0,5	4,5	878

Hinweise zur Versuchsbezeichnung:

PO: Pull-Out / VL: Vorgespannte Litze

1. Ziffer: Stahlfläche der Litze in mm²

2. Ziffer: Verbundlänge l_b in mm

3. Ziffer: Versuchsnummer

150 mm²) sowie die Höhe der Vorspannung der Litze variiert. Insgesamt wurden 12 Pull-Out Versuche und 15 Versuche an einer vorgespannten Litze durchgeführt.

3.2. Ermüdungsversuche an Spannbetonbalken

3.2.1. Beschreibung der Versuchskörper

Die Versuchskörper wurden als Balkenträger mit den Abmessungen $h/b/l = 1,00/0,30/4,50$ m hergestellt. Die Stirnflächen waren abgeschrägt, damit das Spannglied senkrecht an diesen abgesetzt werden konnte. An den Enden des Versuchsträgers wurde das Spannglied gerade ohne Umlenkung geführt. In Trägermitte wurde das Spannglied über eine Länge von 2,00 m gekrümmt (im Kreisbogen) angeordnet. Im Rissquerschnitt in Trägermitte lag die Spanngliedachse 10 cm von der Unterkante des Trägers entfernt.

In der Druckzone wurde ein Stahlgelenk vorgesehen. Das Gelenk wurde so konstruiert, dass zum einen eine Kraftmessdose zur Messung der Druckkraft eingebaut werden konnte und zum anderen die Lage der Druckkraft genau vorgeben wurde. Bei den Versuchen der Reihe SB und GB lag das Gelenk an der Oberseite des Versuchsträgers (Abb. 3.10). Der innere Hebelarm ergab sich hierbei zu $z_p = 100 - 7,5 - 10 = 82,5$ cm. Bei den Versuchen GS, GR und GL wurde aufgrund der größeren Vorspannkraft das Stahlgelenk um 20 cm abgesenkt. In Abbildung 3.10 ist beispielhaft der Versuchskörper aus der Reihe GR dargestellt.

Da die Versuche als Einstufenversuche durchgeführt wurden, war die im Spannglied auftretende Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_p$ der wichtigste Versuchsparameter. Um diese mittels Messtechnik direkt zu erfassen, wäre es erforderlich gewesen, entsprechende Messstellen (z. B. Dehnungsmessstreifen (DMS)) direkt am Spannstahl anzubringen. Darauf wurde jedoch bewusst verzichtet, da durch die Anordnung von Messensoren unweigerlich der Verbund zwischen dem Spannstahl und dem Verpressmörtel gestört

worden wäre. Die Gefahr, dass die Messstelle oder die Verkabelung bereits bei der Versuchsvorbereitung vor der eigentlichen Versuchsdurchführung beschädigt worden wäre, war ebenfalls zu groß.

Die im Spannstahl auftretende Spannungsschwingbreite wurde ausschließlich aus der äußeren Belastung über den definierten und genau bekannten Hebelarm der inneren Kräfte berechnet (vgl. Abb. 3.1). In [64] wurde bereits der Vorteil der Trägergeometrie in Hinblick auf die Genauigkeit bei der Spannungsbestimmung im Spannstahl im Zustand II untersucht. Die Abbildung 3.11 zeigt die Ergebnisse einer Vergleichsrechnung zwischen einem Vollquerschnitt (VQS) und einem Lochquerschnitt (LQS). Hieraus geht hervor, dass der Vollquerschnitt im Zustand II kein lineares Verhalten der Momenten-Spannungs-Beziehung aufweist. Die Größe der auftretenden Spannungsschwingbreite im Spannstahl ist daher bei gleicher Lastschwingbreite ΔM bei unterschiedlicher Unterlast auch unterschiedlich groß. Dies liegt hauptsächlich daran, dass sich die Betondruckzonenhöhe x und damit auch die Lage der Druckkraftresultierenden F_D lastabhängig einstellt. Durch die Anordnung der Aussparung ist jedoch die Größe der Schwingbreite unter jeder Lastintensität eindeutig bestimmbar. Lediglich im Bereich zum Übergang von Zustand I zum Zustand II ist bei dieser Querschnittform ebenfalls ein nichtlineares Verhalten zu erkennen. In diesem Bereich beginnt die Rissbildung im Zuggurt. Sobald der Zuggurt jedoch vollständig gerissen ist, kann wieder von einem linearen Verhalten ausgegangen werden. Aus diesem Grund war es wichtig, dass die Versuche oberhalb des Dekompressionsniveaus durchgeführt wurden.

Als schlanke Bewehrung wurde gerippter Betonstahl B500B verwendet. Bei den Versuchen der Reihen SB, GS, GR und GL wurde die Bewehrung so angeordnet, dass sie den Riss in Feldmitte nicht kreuzte. Dadurch wurde sichergestellt, dass die gesamte Zugkraft aus der Beanspruchung durch den Spannstahl

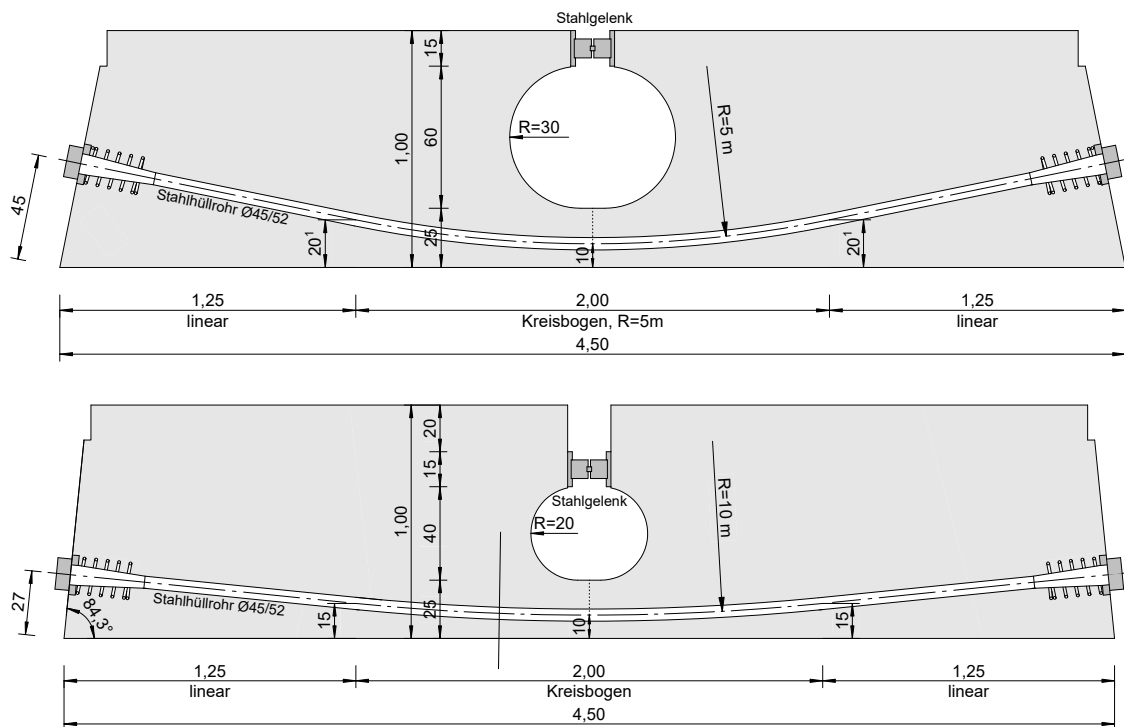


Abb. 3.10.: Versuchskörper mit Spanngliedführung
oben: Versuchsreihe SB, unten: Versuchsreihe GR

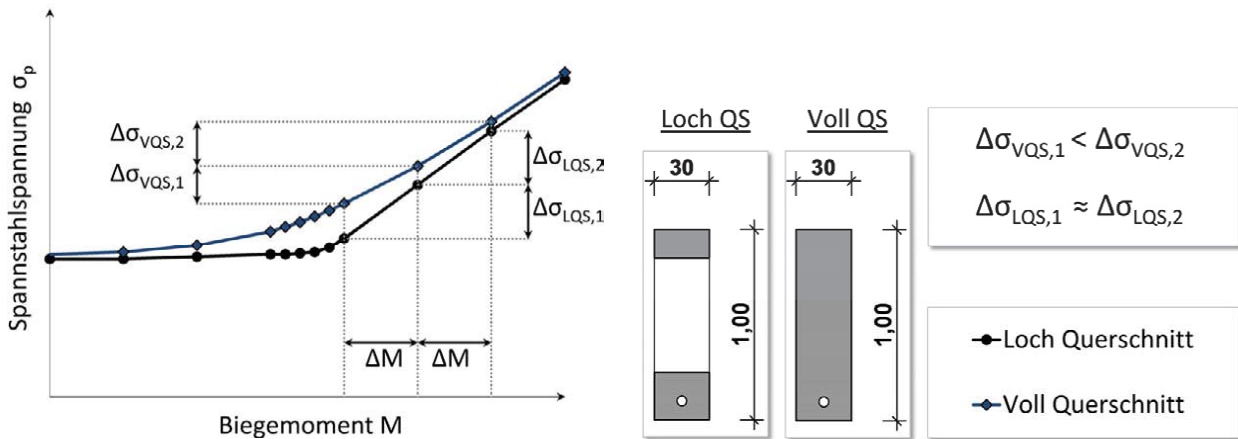


Abb. 3.11.: Abhängigkeit der Spannstahlspannung σ_p vom aufgetragenen Biegemoment, aus [64]

aufgenommen werden musste. Da die Spannstahlfläche A_p bekannt war, konnte so die entsprechende Spannstahlspannung rechnerisch bestimmt werden.

Mit der Versuchsreihe GB wurde dagegen auch die Betonstahlbewehrung durch den Riss geführt. Somit wurde die Zugkraft im Zuggurt auf den Betonstahl (F_s) und auf den Spannstahl (F_p) im Verhältnis der Verbundsteifigkeiten aufgeteilt. Daher war es erforderlich einen Anteil der Zugkraft messtechnisch zu erfassen und den zweiten Anteil aus der Gleichgewichtsbedingung $F = F_s + F_p$ zu bestimmen. Wie bereits kurz erläutert, ist die direkte Messung am Spannstahl mit großem Aufwand und großen Unsicherheiten behaftet. Daher erfolgte die Messung stattdessen an den Betonstäben mittels DMS-Messstellen. Um den Verbund zwischen dem Betonstahl und dem Beton möglichst gering zu halten, wurden die DMS an den Längsrippen angeordnet. Genauere Informationen zu den Messungen am Betonstahl sind in Kapitel 3.2.5.1 aufgeführt.

3.2.2. Baustoffe

Beton

Die Betonfestigkeiten 28 Tage nach der Betonage sowie unmittelbar zum Versuchsstart sind in Tabelle 3.4 aufgelistet. Bei den Versuchen SB05, SB06 und GB01 wurde seinerzeit lediglich die Druck- sowie Spaltzugfestigkeit nach 28 Tagen bestimmt. Weitere Betonkennwerte wurden nicht ermittelt. Allerdings zeigen die Ergebnisse der anderen Versuchskörper zum Versuchsstart, dass die Festigkeiten nach 28 Tagen nicht mehr signifikant anstiegen.

Bei den angegebenen Betonfestigkeiten handelt es sich um Mittelwerte eigener Materialprüfungen. Aus den ermittelten Festigkeiten konnten die zugehörigen charakteristischen Festigkeiten ermittelt werden, die beispielsweise bei der Bemessung erforderlich werden. Zudem wurde die Betonzugfestigkeit ermittelt, die aus der Betondruck-, Spaltzug- und Biegezugfestigkeit umgerechnet wurde. Als Grundlage für die Umrechnungen diente die Arbeit von REINECK [132].

Zunächst wurde als Bezugsgröße die einachsiale Druckfestigkeit f_{1c} eingeführt, die der Druckfestigkeit eines schlanken Prismas entspricht. Für die Umrechnung der Zylinderdruckfestigkeit auf die einachsiale

Tabelle 3.4.: Übersicht der Betonfestigkeiten aus den Materialprüfungen

Versuchskörper	Druckfestigkeit		Spaltzugfestigkeit	E-Modul	Biegezugfestigkeit	Wichte
	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp,cube}$ [N/mm ²]	$E_{c,s}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,fl}$ [N/mm ²]	γ_c [g/cm ³]
Betonfestigkeiten nach 28 Tagen						
SB05	59,4	50,0	3,30	-	-	2,31
SB06	62,4	52,5	3,45	-	-	2,32
GS01	67,6	55,8	3,70	33.000	-	2,34
GS02	68,1	55,2	3,75	31.800	-	2,36
GR01	65,2	55,8	3,60	30.200	-	2,33
GR02	63,6	56,3	3,70	31.700	-	2,35
GL01	61,0	51,3	3,60	32.000	-	2,32
GL02	64,1	55,3	3,55	31.600	-	2,32
GB01	58,4	49,1	3,20	-	-	2,33
GB02	60,3	51,8	3,00	30.500	-	2,33
GB03	60,2	48,3	3,10	30.100	-	2,34
GB04	65,4	55,0	3,35	31.900	-	2,35
GB05	56,5	48,2	3,10	28.700	-	2,32
GB06	62,4	51,7	3,65	30.600	-	2,31
GB07	62,7	52,6	3,70	33.600	-	2,32
Mittelwert	62,5	52,6	3,45	31.300	-	2,33
Betonfestigkeiten zum Versuchsstart						
SB05	-	-	-	-	-	-
SB06	-	-	-	-	-	-
GS01	65,5	56,0	3,95	32.700	4,25	2,31
GS02	65,1	56,2	3,90	33.100	3,60	2,32
GR01	67,1	57,7	4,15	33.200	5,45	2,33
GR02	65,4	59,2	4,00	33.600	5,45	2,33
GL01	64,2	55,5	3,75	33.300	4,90	2,32
GL02	67,5	56,0	4,25	34.500	4,50	2,31
GB01	-	-	-	-	-	-
GB02	62,0	52,8	3,75	32.300	4,40	2,31
GB03	59,8	51,0	3,95	34.500	4,90	2,32
GB04	63,5	49,9	3,60	29.300	5,30	2,28
GB05	59,2	49,1	3,40	30.400	4,60	2,30
GB06	63,0	55,7	3,75	33.000	5,25	2,31
GB07	65,8	57,0	3,85	34.000	4,95	2,31
Mittelwert	64,0	54,7	3,85	32.800	4,80	2,31

Druckfestigkeit eines schlanken Prismas wurde in [132] die Gleichung (3.3) angegeben.

$$f_{1c,cyl} = 0,95 \cdot f_{c,cyl} \quad (3.3)$$

Bei würfelförmigen Probekörpern mit Kantenlängen von 150 mm wird die einachsige Druckfestigkeit mit einem entsprechenden Umrechnungsfaktor bestimmt:

$$f_{1c,cu} = 0,75 \cdot f_{c,cube,150mm} \quad (3.4)$$

Die Bestimmung der charakteristische Druckfestigkeit erfolgte abweichend von den Vorgaben des EC2.

Tabelle 3.5.: Übersicht der umgerechneten Betonfestigkeiten

	28-Tage Festigkeit						Festigkeit zum Versuchsstart					
	$f_{1cm,cu}$	$f_{1cm,cyl}$	f_{1ck}	f_{1ctm}			$f_{1cm,cu}$	$f_{1cm,cyl}$	f_{1ck}	f_{1ctm}		
	Gl.(3.4)	Gl.(3.3)	Gl.(3.5)	Gl.(3.6)	Gl.(3.7)	Gl.(3.8)	Gl.(3.3)	Gl.(3.4)	Gl.(3.5)	Gl.(3.6)	Gl.(3.7)	Gl.(3.8)
SB05	44,6	47,5	43,7	2,97	-	3,72	-	-	-	-	-	-
SB06	46,8	49,9	46,1	3,11	-	3,86	-	-	-	-	-	-
GS01	50,7	53,0	49,2	3,33	-	4,03	49,1	53,2	49,4	3,56	2,83	4,04
GS02	51,1	52,4	48,6	3,38	-	4,00	48,8	53,4	49,6	3,51	2,40	4,05
GR01	48,9	53,0	49,2	3,24	-	4,03	50,3	54,8	51,0	3,74	3,63	4,13
GR02	47,7	53,5	49,7	3,33	-	4,05	49,1	56,2	52,4	3,60	3,63	4,20
GL01	45,8	48,7	44,9	3,24	-	3,79	48,2	52,7	48,9	3,38	3,26	4,01
GL02	48,1	52,5	48,7	3,20	-	4,00	50,6	53,2	49,4	3,83	3,00	4,04
GB01	43,8	46,6	42,8	2,88	-	3,67	-	-	-	-	-	-
GB02	45,2	49,2	45,4	2,70	-	3,82	46,5	50,2	46,4	3,38	2,93	3,87
GB03	45,2	45,9	42,1	2,79	-	3,63	44,9	48,5	44,7	3,56	3,26	3,78
GB04	49,1	52,3	48,5	3,02	-	3,99	47,6	47,4	43,6	3,24	3,53	3,72
GB05	42,4	45,8	42,0	2,79	-	3,62	44,4	46,6	42,8	3,06	3,06	3,67
GB06	46,8	49,1	45,3	3,29	-	3,81	47,3	52,9	49,1	3,38	3,50	4,02
GB07	47,0	50,0	46,2	3,33	-	3,86	49,4	54,2	50,4	3,47	3,30	4,09

So wurde die Herstellung unter Laborbedingungen berücksichtigt und die Streuung entsprechend reduziert ($\Delta f = 4 \text{ N/mm}^2$):

$$f_{1ck} = 0,95 \cdot (f_{cm,cyl} - 4) \quad (3.5)$$

Die zentrische Betonzugfestigkeit f_{1ct} als maßgebender Materialfaktor wurde nicht direkt an Prüfkörpern ermittelt. Stattdessen wurde die Spaltzug- bzw. Biegezugfestigkeit an entsprechenden Proben bestimmt, da aus diesen Werten die Betonzugfestigkeit abgeleitet werden kann.

Umrechnung aus der Spaltzugfestigkeit am Würfel 150x150x150 mm:

$$f_{1ct} = 0,90 \cdot f_{ct,sp} \quad (3.6)$$

Umrechnung aus der Biegezugfestigkeit am Prisma mit der Prüfkörperhöhe h :

$$f_{1ct} = f_{ct,fl} \cdot \frac{1,5 \cdot (h/100)^{0,7}}{1 + 1,5 \cdot (h/100)^{0,7}} \quad (3.7)$$

Gemäß EC2 kann die zentrische Betonzugfestigkeit näherungsweise auch direkt aus der Betondruckfestigkeit abgeschätzt werden:

$$f_{1ct} = 0,3 \cdot f_{1ck}^{2/3} \quad (3.8)$$

Einpressmörtel

Das Verpressen der Spannglieder erfolgte i.d.R. immer paarweise. Lediglich der Versuchskörper GB01 wurde einzeln vorgespannt und verpresst. Während des Verpressvorgangs wurden Proben des Einpressmörtels genommen, an denen die Druckfestigkeit, der E-Modul, die Wichte und das Quellmaß bestimmt werden konnten. Letztere sollte nach 24 Stunden zwischen 1 und 5 Vol.-% liegen.

Tabelle 3.6.: Materialkennwerte des Einpressmörtels

Versuchskörper	Druckfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Wichte [g/cm ³]	Quellmaß Vol.-%]
SB05/06	-	-	-	3,62
GS01/02	59,7	-	1,94	2,63
GR01/02	65,7	15.400	1,92	1,66
GL01/02	59,9	11.700	1,97	1,98
GB01	49,6	-	1,90	1,11
GB02/03	58,0	-	1,92	3,04
GB04/05	60,7	-	1,91	1,71
GB06/07	61,6	-	1,89	1,49
Mittelwert	60,1	13.500	1,92	2,22

Die in Tabelle 3.6 angegebenen Druckfestigkeiten wurden an zylindrischen Prüfkörpern ($\varnothing = 98$ mm, $h = 100$ mm) ermittelt. Die Prüfkörperschlankheit lag bei ca. 1 und entsprach damit derjenigen zur Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$. Wegen der Behinderung der Querdehnung durch die Druckplatten der Prüfmaschine waren entsprechend größere Druckfestigkeiten zu erwarten. Auf eine genaue Umrechnung der Mörteldruckfestigkeit auf die nach DIN EN 12390-1 vorgegebenen Prüfkörpergeometrien wurde an dieser Stelle verzichtet. Die ermittelten Druckfestigkeiten zeigten jedoch, dass der Einpressmörtel eine ähnlich hohe Druckfestigkeit wie der verwendete Beton besaß.

Die Ermittlung des E-Moduls vom Einpressmörtel erfolgte nicht bei allen Versuchsreihen. Lediglich zu den Versuchen der Reihen GR und GL wurden entsprechende Messungen durchgeführt. Bei den Ergebnissen der beiden Versuchsreihen handelt es sich somit lediglich um Einzelergebnisse, die streng genommen nicht ohne Weiteres auf die übrigen Versuche übertragen werden können. Allerdings wurden im Zuge der Verbundversuche (vgl. Kap. 3.3) zusätzliche Materialprüfungen an Verpressmörtelproben (u. A. auch zum E-Modul) durchgeführt. Zwar handelt es sich bei diesen Proben um selbst angemischte Einpressmörtelmengen, die jedoch mit gleicher Rezeptur, gleichen Ausgangsmaterialien und gleichem Mischgerät hergestellt wurden. Die ermittelten E-Module lagen dabei zwischen 14.000 und 15.000 N/mm².

Betonstahl

Der Großteil der verwendeten Betonstahlbewehrung wurde als konstruktive Bewehrung eingebaut. Die Bewehrung in den Bereichen neben der Sollbruchstelle sollte gewährleisten, dass die Umlenkkkräfte aus dem Spannglied einwandfrei aufgenommen werden konnten. Auch an den Lasteinleitungsstellen sowie an den Spanngliedankern wurde zusätzliche Bewehrung angeordnet. Die Betonstahlkennwerte dieser Bewehrung war hinsichtlich der Versuchsdurchführung jedoch nicht von besonderem Interesse. Es wurde ein handelsüblicher Betonstahl B500B verwendet.

Im Zuge der Versuchsdurchführung der Versuchsreihe GB wurden jedoch Untersuchungen zur Bestimmung der tatsächlichen Betonstahleigenschaften erforderlich. Von den Betonstählen, die im Zuggurt angeordnet wurden und den Riss kreuzten, wurden im Zugversuch die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen bestimmt. Aus diesen konnten die wesentlichen Kennwerte wie E-Modul, Steckgrenze und Zugfestigkeit ermittelt werden (Tab. 3.7).

Spannstahl

Als Spannstahl wurden 7-drahtige Litzen der Spannstahlgüte St1570/1770 verwendet. Sämtliche Spannstähle wurden von der Firma DYWIDAG-Systems International GmbH geliefert. Die bestellten Spannstahllitzen mit dem Litzendurchmesser $\varnothing 3/8''$ stammten vom gleichen Coil, wie die Litzen von HEEKE in [64]. Auch die Spannstahllitzen für die Versuchsreihe GL mit dem Durchmesser $\varnothing 0,62''$ wurden von einem Coil abgelängt.

In Tabelle 3.8 sind die Spannstahlkennwerte der beiden Spannstahllizentypen aufgelistet. Diese wurden ebenfalls anhand von Zugversuchen bestimmt. Neben den Versuchsergebnissen von HEEKE (SPN-S-01

Tabelle 3.7.: Betonstahlkennwerte aus Zugversuchen

Versuchskörper	Zugprobe	f_y bzw. $f_{0,2}$ [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_u/f_y [-]	E-Modul [N/mm ²]
GB01	P- $\varnothing 16$ mm-01	574,1	652,2	1,14	207.638
	P- $\varnothing 16$ mm-02	556,1	641,7	1,15	206.846
	P- $\varnothing 16$ mm-03	556,3	642,6	1,16	205.784
Mittelwert		562,2	645,5	1,15	206.756
GB02-06	P- $\varnothing 8$ mm-01	554,3	608,5	1,10	199.960
	P- $\varnothing 8$ mm-02	546,7	609,2	1,11	199.614
	P- $\varnothing 8$ mm-03	543,7	609,4	1,12	198.641
Mittelwert		548,2	608,9	1,11	199.405
GB07	P- $\varnothing 12$ mm-01	563,3	590,9	1,05	199.168
	P- $\varnothing 12$ mm-02	567,4	594,6	1,05	197.875
	P- $\varnothing 12$ mm-03	564,9	591,8	1,05	197.391
Mittelwert		565,2	592,4	1,05	198.145

Tabelle 3.8.: Spannstahlkennwerte aus Zugversuchen

Spannstahlversuche	Zugprobe	f_y bzw. $f_{0,1}$ [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_u/f_y [-]	E-Modul [N/mm ²]
nach HEEKE	SPN-S-01	1.767,2	2.041,7	1,16	198.039
	SPN-S-02	1.747,2	2.021,7	1,16	197.553
	SPN-S-03	1.765,8	2.024,9	1,15	202.464
	SPN-S-04	1.762,6	2.026,5	1,15	199.381
Mittelwert		1.760,7	2.028,7	1,15	199.359
Litze $\varnothing 3/8''$	P- $\varnothing 3/8''$ -01	1.773,2	2.037,7	1,15	196.641
	P- $\varnothing 3/8''$ -02	1.779,2	2.037,7	1,14	200.035
	P- $\varnothing 3/8''$ -03	1.755,2	2.031,4	1,16	203.793
Mittelwert		1.769,2	2.034,7	1,15	200.156
Litze $\varnothing 0,62''$	P- $\varnothing 0,62''$ -01	-	1.913,5	-	-
	P- $\varnothing 0,62''$ -02	1.685,8	1.920,3	1,14	191.583
	P- $\varnothing 0,62''$ -03	1.669,2	1.856,2	1,11	196.980
Mittelwert		1.677,5	1.896,7	1,13	194.282
Herstellerangaben	Litze $\varnothing 3/8''$	1.753,8	1.992,3	1,14	204.000
	Litze $\varnothing 0,62''$	1.724,0	1.918,7	1,11	194.000

bis 04) sind drei zusätzliche Zugversuche zu den $\varnothing 3/8''$ -Litzen durchgeführt worden. Auch für die größeren $0,62''$ -Litzen sind drei Zugversuche durchgeführt worden. Allerdings kam es bei der ersten Probe bereits vor dem Erreichen der Streckgrenze zu technischen Problemen an den Dehnungsmessgeräten, so dass die Stahldehnung nicht vollständig aufgezeichnet wurde. Lediglich die Bruchlast und hieraus die zugehörige Bruchspannung f_u konnte bei dem Versuch genau ermittelt werden.

3.2.3. Herstellung der Versuchskörper

Betonage der Versuchskörper

Alle Spannbetonträger wurden in der Experimentierhalle des Instituts für Bauforschung hergestellt. In Tabelle 3.9 sind die wesentlichen Herstellungstermine sämtlicher Spannbetonträger aufgeführt. Die für die Betonage verwendete Betonzusammensetzung ist in Tabelle A.1 aufgeführt. Aufgrund der teilweise sehr geringen w/z-Werte wurde dem Beton beim Anmischen das Fließmittel Muraplast FK 43 zugesetzt.

Rissbleche

Bei den Versuchen SB05 und SB06 wurde wie bei den Versuchen von HEEKE ein Drahtgeflecht am Zuggurt des Versuchsträger angeordnet. Im Versuchsstand konnte dann die Prüflast des Versuchsträgers so stark gesteigert werden, bis die Zugfestigkeit erreicht wurde und der Querschnitt im Bereich des Drahtgeflechtes aufriss. Da bei den beiden Versuchen lediglich der Spannstahl den Riss kreuzte, stellte sich ein Einzelriss ein.

Für die übrigen Versuchsträger wurde das Drahtgeflecht durch ein Rissblech aus Stahl ersetzt. Dieses Stahlblech hatte entsprechende Aussparungen für das Spannglied oder für die durchgehende Betonstahlbewehrung (Versuchsreihe GB). Die Anordnung der Rissbleche brachte in erster Linie eine Vereinfachung bei der Montage, da dieses einfacher an der Schalung zu befestigen war. Hierfür wurden Dreikantleisten angeordnet, zwischen denen das Blech befestigt wurden. Diese sorgten gleichzeitig für eine

Tabelle 3.9.: Übersicht der wesentlichen Herstellungs- und Versuchstermine

Versuchskörper	Betonagetermin	Vorspanntermin	Versuchsstart	Versuchsende
SB05	12.03.2015	17.04.2015	25.06.2015	13.09.2015
SB06	23.03.2015	17.04.2015	25.09.2015	16.07.2016
GS01	07.12.2017	28.03.2018	24.06.2018	28.07.2018
GS02	22.12.2017	28.03.2018	06.08.2018	11.08.2018
GR01	24.05.2019	04.07.2019	03.09.2019	18.09.2019
GR02	06.06.2019	04.07.2019	23.09.2019	06.10.2019
GL01	30.09.2019	14.11.2019	21.11.2019	25.11.2019
GL02	09.10.2019	14.11.2019	02.12.2019	06.01.2020
GB01	23.06.2016	07.07.2016	12.09.2016	21.10.2016
GB02	11.09.2018	11.10.2018	04.06.2019	02.08.2019
GB03	18.09.2018	11.10.2018	05.08.2019	29.08.2019
GB04	13.12.2018	08.03.2019	21.05.2019	01.06.2019
GB05	22.01.2018	08.03.2019	10.05.2019	16.05.2019
GB06	04.11.2019	14.11.2019	10.02.2020	01.03.2020
GB07	08.11.2019	14.11.2019	16.01.2020	05.02.2020



Abb. 3.12.: Aufgerichteter Versuchsträger (Reihe GS) nach dem Ausbau aus der Schalung

Querschnittschwächung, die wiederum eine gezielte Rissbildung in dem Bereich begünstigte. Insbesondere im Hinblick auf die Versuchsreihe mit der gemischten Bewehrung brachte die Anordnung von Rissblechen Vorteile mit sich, da der Riss bereits so vor der Erstbelastung fast vollständig eingepreßt war. So konnte die zugehörige Messtechnik, wie z. B. die auf der Betonstahlbewehrung applizierten DMS, direkt im Riss angeordnet werden.

Vorspannen der Spannglieder

Das Aufbringen der Vorspannkraft erfolgte durch die Spannfirma DSI, die auch die Spannglieder geliefert hat. Gemäß Spannanweisung wurde das Spannglied einseitig vorgespannt. Die Höhe der Vorspannkraft wurde wie in [64] etwa auf dem Niveau der DIN 4227:1953 [27] angesetzt. In Tabelle 3.10 sind die in den Versuchen aufgebrauchten Vorspannkraft P_0 aufgelistet. Zusätzlich sind die rechnerisch zu erwartenden Spannstahlspannungen am Spannanker und im Rissquerschnitt (Feldmitte) aufgeführt. Bei der Ermittlung der Spannkraftverluste wurde ein Reibungsbeiwert $\mu = 0,19$, ein ungewollter Umlenkwinkel $k = 0,3^\circ/\text{m}$ und ein Keilschlupf $\Delta l_{sl} = 6 \text{ mm}$ gemäß Zulassung des Spannsystems angesetzt.

Aufgrund der geringen Spanngliedlänge von 4,50 m ergab sich beim Vorspannen ein entsprechend geringer Ausziehweg des Spanngliedes Δl_p von ca. 20 mm. Bei einem Keilschlupf der Größenordnung von 6 mm reduziert sich die Vorspannkraft beim Absetzen der Vorspannkraft im Verhältnis zum Ausziehweg.

Tabelle 3.10.: Übersicht der Vorspannkraft und der rechnerisch zu erwartenden Spannstahlspannungen

Versuch	Vorspannkraft	Spannstahlfläche A_p [mm ²]	Spannstahlspannung σ_{p0}		Spannstahlspannung σ_{pm0}	
	P_0 [kN]		Spannanker [N/mm ²]	Feldmitte [N/mm ²]	Spannanker [N/mm ²]	Feldmitte [N/mm ²]
SB05/06	245	260	942,3	907,1	608,9	644,1
GS01/02	455	468	972,2	935,9	679,8	716,1
GR01/02	448	468	957,3	937,6	657,8	677,5
GL01/02	440	450	977,8	941,3	641,6	678,1
GB01-07	245	260	942,3	907,1	608,9	644,1



Abb. 3.13.: Vorbereitete DMS-Messstelle mit Schutzschicht auf einer $\varnothing 3/8''$ -Litze



Abb. 3.14.: Kabelführung an der Ankerstelle (Versuchsreihe GR)

Rechnerisch ergab sich in den Versuchen nach dem Absetzen der Vorspannung im Rissquerschnitt somit eine verbleibende Spannstahlspannung σ_{pm0} zwischen 644 und 716 N/mm².

Mit Fortschreiten der Versuchsdurchführung wurde eine weitere Methode zur Bestimmung der Vorspannkraft während des Vorspannens angewendet. Hierzu wurden die Spannstahlritzen vor dem Einbau in den Träger mit DMS versehen. In Abbildung 3.13 ist eine solche Messstelle auf einer Litze nach dem Applizieren dargestellt. Auf den Messstellen wurden eine Masse aus Butyl-Gummi und eine Wachs-schicht als Schutzschicht aufgetragen. Je Spannstahlritze wurden zwei DMS-Messstellen jeweils in den Bereichen der Spannanker vorgesehen. Die Verkabelung der Messstelle wurde durch die Ankerkörper zum Messrechner geführt (Abb. 3.14). Dazu mussten ein eingeschlitztes Zwischenblech unter den Ankerbuchsen angeordnet werden. Der Schlitz für die Kabelführung wurde anschließend mit dem Epoxid-harzmörtel Hilti Hit-RE 500 V3 verfüllt und so für den Verpressvorgang abgedichtet.

Die DMS zeichneten während des Vorspannvorgangs die Spannstahldehnungen ϵ_{p0} der Spannstahlritzen am Spannanker und am Festanker auf. Da der E-Modul des Spannstahls E_p bekannt war, konnte so

Tabelle 3.11.: Übersicht der aufgezeichneten Vordehnungen der Spannstahlritzen während des Vorspannvorgangs im Versuchsträger GR01 und Vergleich mit den rechnerisch zu erwartenden Spannstahlspannungen

Vorspannen	Einh.	1	2	3	4	5	6	7	8	MW	RW
Litzenweises Vorspannen der Einzellitzen											
$\epsilon_{p0}(x=0)$	‰	4,44	4,59	4,56	4,78	4,85	4,84	4,78	4,53		
$\epsilon_{p0}(x=L)$	‰	4,11	4,31	4,38	4,49	4,58	-	4,70	4,28		
$\sigma_{p0}(x=0)$	N/mm ²	888	919	912	916	970	969	957	907	930	957
$\sigma_{p0}(x=L/2)$	N/mm ²	854	890	895	907	943	-	948	881	903	938
Litzenweises Absetzen der Einzellitzen											
$\epsilon_{pm0}(x=0)$	‰	3,14	3,11	2,78	3,29	3,27	3,51	3,19	3,07		
$\epsilon_{pm0}(x=L)$	‰	3,05	3,14	2,79	3,27	3,25	-	3,30	2,92		
$\sigma_{pm0}(x=0)$	N/mm ²	629	623	552	658	654	701	639	613		
$\sigma_{pm0}(x=L/2)$	N/mm ²	619	626	555	656	652	-	649	598		
Absetzen bezogen auf gesamte Vorspannkraft											
$\epsilon_{pm0}(x=0)$	‰	2,87	2,99	2,75	3,19	3,22	3,45	3,16	3,07		
$\epsilon_{pm0}(x=L)$	‰	2,68	2,93	2,44	3,02	3,11	-	3,23	2,92		
$\sigma_{pm0}(x=0)$	N/mm ²	575	598	550	638	644	691	630	613	618	658
$\sigma_{pm0}(x=L/2)$	N/mm ²	555	592	518	621	634	-	639	598	594	678

3. Experimentelle Untersuchungen

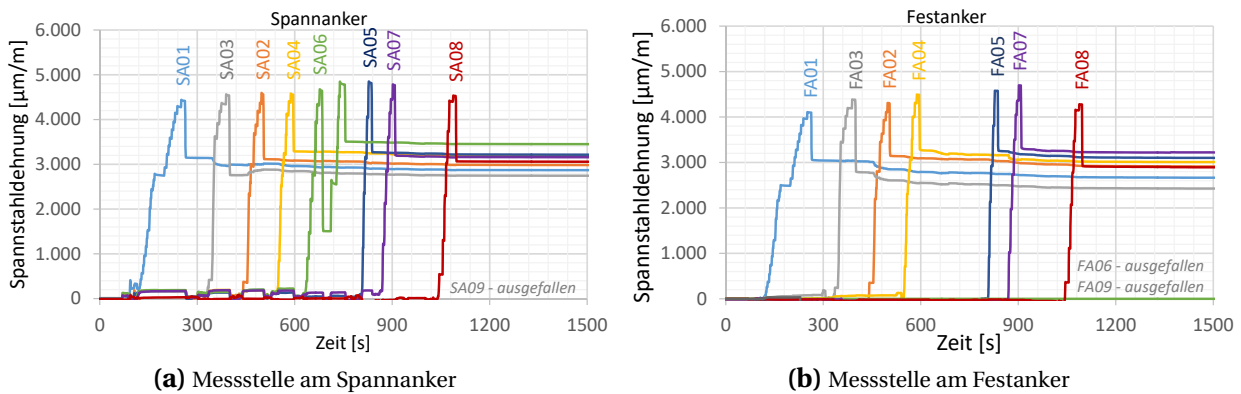


Abb. 3.15.: Beim Spannvorgang gemessene Stahldehnungen (Versuch GR01)

die entsprechende Spannstahlspannung σ_{p0} nach dem Hook'schen Gesetz berechnet werden. In Abbildung 3.15 ist beispielhaft die Dehnungsmessung der Spannstahlritzen beim Vorspannen des Versuchsträgers GR01 dargestellt. Das Spannglied bestand aus 9 Litzen, wobei an jeder zwei DMS angeordnet wurden. Von den 18 Messstellen sind beim Spannvorgang drei ausgefallen. An den anderen Messstellen konnten die Dehnungsverläufe jedoch sehr gut abgelesen werden.

Das Vorspannen erfolgte am Spannglied dieses Versuchsträgers litzenweise. D. h. jede Litze wurde einzeln vorgespannt. In Tabelle 3.11 sind die wesentlichen Messwerte aus Abbildung 3.15 tabellarisch aufgelistet. Bei der Umrechnung der Stahldehnung auf die Stahlspannung wurde ein E-Modul von $E_p = 200.000 \text{ MN/m}^2$ angesetzt. In der letzten Spalte der Tabelle sind die rechnerischen Erwartungswerte (RW) für den Versuch GR01 aus Tabelle 3.10 aufgeführt. Diese können nun mit den beim Vorspannvorgang gemessenen Werten (Mittelwerte MW) verglichen werden. Der Vergleich zeigt im Wesentlichen eine gute Übereinstimmung. Die Vorspannkraften liegen generell etwas unterhalb der Rechenwerte, aber insbesondere der Spannkraftverlust von ca. 30% kann bestätigt werden.

Die Spannglieder der Versuchsträger von HEEKE wurden nicht litzenweise vorgespannt. Stattdessen wurde die Vorspannkraft auf das gesamte Litzenbündel gleichzeitig aufgebracht. Auch die ersten eigenen Versuchsträger wurde auf diese Weise vorgespannt. Allerdings zeigte sich, dass durch diese Vorspannmethode keine gleichmäßige Vorspannung im Spannglied garantiert werden konnte. Durch den kleinen Spannstahlquerschnitt der $\varnothing 3/8''$ -Litzen konnte es vorkommen, dass beim Aufbringen der Vorspannkraft bereits einzelne Litzen eine Vorspannung erhielten, während andere noch nicht vollständig gestrafft waren. Beim gleichzeitigen Vorspannen konnte es somit zu einer ungleichmäßigen Verteilung der Vorspannung auf die einzelnen Litzen kommen, obwohl die Gesamtvorspannkraft planmäßig aufgebracht wurde.

Während des Vorspanntermins für den Versuch GB04 wurden daher beide Vorspannmethoden (bündelweise und litzenweise) angewendet und miteinander verglichen. Das Spannglied dieses Versuchsträgers bestand aus 5 Spannstahlritzen mit jeweils zwei DMS-Messstellen, wobei die Messstellen einer Litze zuvor ausgefallen waren. Zu Beginn des Vorspanntermins wurde zunächst das gesamte Spannglied bündelweise vorgespannt. Hier ist zu erkennen, dass die Spannstahldehnungen der Einzellitzen von 3,9 bis 5,3‰ variiert und dabei um fast 15% vom Mittelwert abweicht (Abb. 3.16). Anschließend wurde die

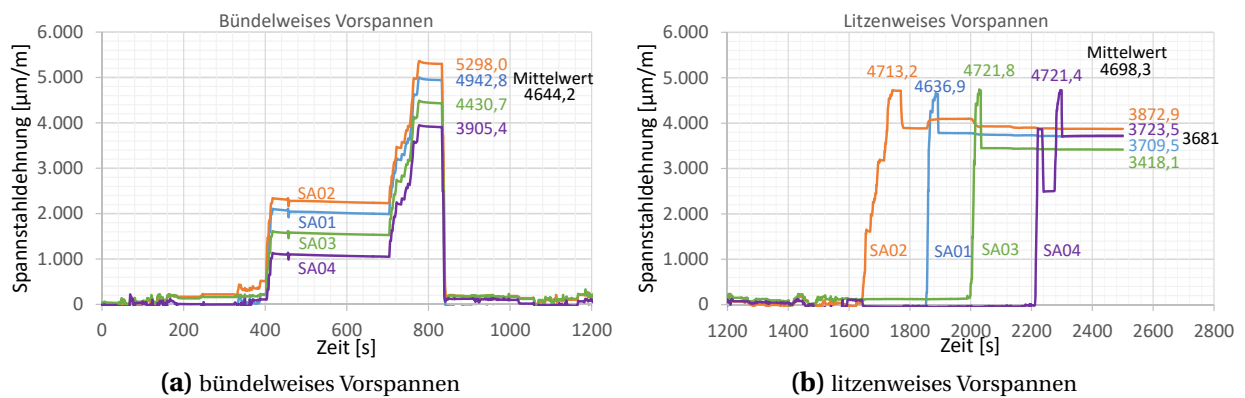


Abb. 3.16.: Beim Spannvorgang gemessene Stahldehnungen (Versuch GB04)

Vorspannkraft wieder vollständig abgelassen und die litzenweise Vorspannung durchgeführt. Nach dem Vorspannen einer einzelnen Litze wurde diese verankert, bevor dann die nächste vorgespannt wurde. Es zeigt sich, dass die Vorspannkraft auf diese Weise deutlich gleichmäßiger aufgebracht werden kann. Allerdings kann auch bei dieser Methode keine exakt gleichmäßige Verteilung der Vorspannkraft nach dem Absetzen der Gesamtvorspannkraft erzielt werden. Die Abweichung der Spannstahldehnung einer Einzellitze zum Mittelwert liegt jedoch nur noch bei ca. 5% und ist damit deutlich niedriger als bei der bündelweisen Vorspannung.

Verpressen

Unmittelbar nach dem Vorspannen wurden die Spannglieder der Versuchsträger von der Spannfirma verpresst. Die Messungen an den DMS-Messstellen wurden während des Verpressvorgangs fortgesetzt. Da jedoch der Verpressmörtel mit einem Druck von ca. 2 bar in das Hüllrohr eingebracht wurde, kam es vor, dass weitere Messstellen bei diesem Vorgang ausfielen. Die Messstellen, die intakt blieben, wurden anschließend für eine Dauermessung verwendet. Durch das Ablesen der Messwerte bis zum Versuchsbeginn, konnten somit die Spannkraftverluste am Spannglied bestimmt werden.

3.2.4. Beschreibung des Versuchsstandes

Grundsätze zur Prüfung unter dynamischer Belastung

Der Versuchsstand (Abb. 3.17) wurde auf dem Spannfeld einer Viersäulen-Universalprüfmaschine von Schenck mit einer maximalen Prüflast von +/- 2.500 kN aufgebaut. Die Prüfmaschine war für dynamische Beanspruchungen von ca. 2.000 kN ausgelegt.

Bei der Durchführung dynamischer Versuche spielt die Steifigkeit des untersuchten Bauteils eine entscheidende Rolle. Große Prüffrequenzen können nur bei gleichzeitig kleinen Maschinenbewegungen erreicht werden. Die Presse der Prüfmaschine wird über den Zufluss von Hydrauliköl gesteuert. Bei großen Bewegungen müssen entsprechend große Mengen an Öl fließen. Diese Zuflussrate ist begrenzt. Daher müssen die Pressenwege möglichst gering gehalten werden. Durch die Erhöhung der Bauteilsteifigkeit, können daher die Durchbiegungen - und damit einhergehend die Pressenwege - unter Last reduziert



Abb. 3.17.: Versuchsträger im Versuchstand

werden, was eine Erhöhung der Prüffrequenz ermöglicht. Der Versuchsstand und der Versuchsträger sollten somit eine möglichst hohe Steifigkeit besitzen.

Gleichzeitig wurde eine zwängungsfreie Auflagerung des Versuchsträgers in dem Versuchsstand sowie eine zwängungsfreie Krafteinleitung aus der Prüfmaschine angestrebt. Durch das Reduzieren von Zwängungen wurde ein möglichst eindeutiger und geschlossener Kraftfluss in dem Versuchskörper gewährleistet. Die Versuchskonstruktion wurde so konstruiert, dass diese keine direkten Schwachstellen für ein vorzeitiges Ermüdungsversagen aufwies. So wurden weitestgehend auf Schweißverbindungen verzichtet und vermehrt vorgespannte Schraubenverbindungen verwendet. Der Versuchskörper sollte die schwächste Stelle im Versuchsaufbau darstellen.

Krafteinleitung

Unterhalb der Hydraulikpresse wurde eine Stahltraverse montiert, die die Pressenkraft aufteilt und auf den Versuchsträger überträgt. Die Befestigung der Traverse an die Presse wurde als Linienkipplager ausgeführt. Auch die Krafteinleitung durch die Rollenlager gewährleistet eine Verdrehung um die Rollachse. Durch diese konstruktiven Maßnahmen konnte sichergestellt werden, dass die Pressenkraft beidseitig gleichmäßig verteilt wurden und keine nennenswerten horizontalen Abtriebskräfte entstanden. Vor dem Versuchsbeginn wurden die Lagerplatten der Rollenlager in ein Mörtelbett auf der Versuchsträgeroberseite gelegt, um Unebenheiten auszugleichen und eine zentrische Lasteinleitung in den Träger zu garantieren.

An den Rollenauflagern wurden zur Lasteinleitung vertikale M36-Gewindestangen angeordnet (Abb. 3.17). Durch Ankerplatten auf der Traverse und unterhalb des Trägers konnten die Gewindestangen handfest verspannt werden. Dieses Verspannen der Lasteinleitung hatte versuchstechnische Vorteile, da hierdurch die Lastübertragung aus der Prüfmaschine insbesondere bei Entlastung infolge eines Schwingspiels verbessert wurde.



Abb. 3.18.: Auflagerkonstruktion mit eingebautem Versuchsträger

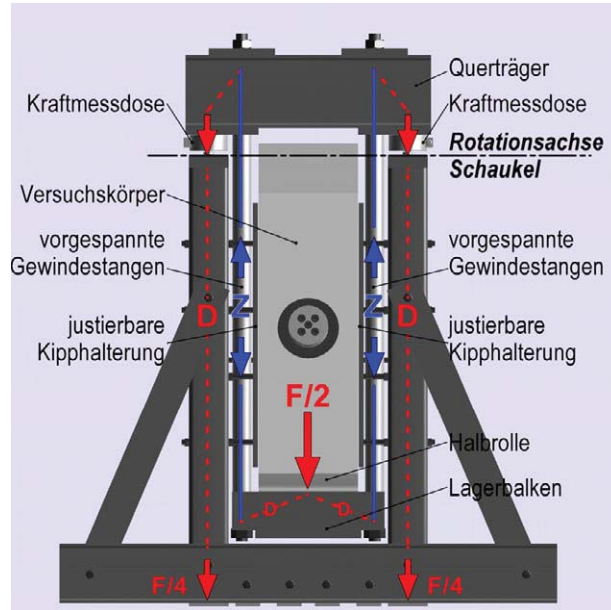


Abb. 3.19.: Prinzipdarstellung der Auflagerkonstruktion, aus [64]

Auflagerkonstruktion

Für die Auflagerung der Versuchsträger wurde eine sehr aufwändige Stahlkonstruktion herangezogen, die bereits HEEKE verwendet hat und in [64] ausführlich beschrieben wurde. Die Besonderheit der Auflagerkonstruktion bestand in der Ausbildung einer Rotationachse, so dass der Versuchsträger möglichst zwängungsfrei aufgelagert werden konnte (Abb. 3.19 und 3.18). Des weiteren konnten Kraftmessdosen (KMD) zur Aufzeichnung der tatsächlich am Auflager auftretenden Vertikalkräfte montiert werden.

Horizontale Versagenssicherung

Neben den Diagonalstreben zur Sicherung der Auflagerböcke wurden noch horizontale Zugstangen angeordnet, die an der Trägeröffnung verankert wurden (siehe Abb. 3.17) Diese Zugstreben wurden jedoch nicht kraftschlüssig angeschlossen. Es handelte sich vielmehr um eine Sicherung für den Versagenszustand.

3.2.5. Verwendete Messtechnik

3.2.5.1. Messsensorik

Eine Übersicht der verwendeten Messsensoren ist in Abbildung 3.20 dargestellt. Grundsätzlich wurde bei allen Versuchen die gleiche Messtechnik verwendet. Bei den Versuchen der Versuchsreihe GB wurden jedoch zusätzlich DMS auf den Betonstählen in definierten Abständen von Trägermitte appliziert. Neben der Aufzeichnung von Messwerten wurde die Messtechnik auch dafür eingesetzt, die Bruchzeitpunkte einzelner Spanndrähte während der Versuchslaufzeit zu erfassen.

Kraftaufnehmer

Die primäre Messung der aufgetragenen Belastung aus der Hydraulikpresse erfolgte durch eine integrierte KMD. Die Steuerung der dynamischen Versuche erfolgte zudem über das Signal der integrierten KMD, da diese kraftgesteuert durchgeführt wurden. Die vier KMD an den Auflagerböcken konnten jeweils Kräfte bis zu 300 kN aufzeichnen. Diese KMD wurden bereits beim Einbau des Versuchsträgers genutzt. Wenn der Träger beispielsweise nicht zentrisch auf der Schaukel ausgerichtet wurde, zeigte sich dies in einer ungleichmäßigen Verteilung der gemessenen Auflagerkräfte aus dem Eigengewicht des Versuchsträgers. Im Idealfall ergaben sich für alle vier KMD gleichgroße Kräfte. Nach dem Einbau des Versuchsträgers und der weiteren Versuchseinrichtung, wurden diese Kräfte aus dem Eigengewicht unmittelbar vor dem Start des Versuchs tariert. Somit ist in den ausgegebenen Messwerten das Eigengewicht aus dem Versuchsträger nicht enthalten.

In der Druckzone wurde wie in [64] ein Stahlgelenk aus mehreren Stahlbauteilen verwendet. Die Stahlkonstruktion wurde so geplant, dass zwischen den Stahlblöcken eine KMD eingebaut werden konnte (KMD-D). Die Ankerplatten der Gelenkkonstruktion in diesen Versuchsreihen wurden im Vergleich zu den Versuchen von HEEKE nochmals geringfügig modifiziert, so dass sie nach dem Versuch wieder demontiert und wiederverwendet werden konnten.

Verformungsmessung

Über die Verformungsmessung durch den integrierten Wegaufnehmer an der Prüfmaschine (WA-M) erfolgte die weggesteuerte Versuchsdurchführung. Jedoch ist die Aussagekraft dieser Messung hinsichtlich der Bauteilverformung von ungeordneter Bedeutung, da in dem Messweg neben der Bauteildurchbiegung auch die Verformung der Versuchseinrichtung enthalten ist. Daher wurden weitere Wegaufnehmer zur Ermittlung der Bauteildurchbiegung verwendet. An den Auflagerböcken wurden induktive Tastwegaufnehmer (WA4, WA5) unterhalb des Trägers angeordnet, um die vertikale Verformung zu erfassen. In Trägermitte wurde ebenfalls die vertikale Verformung mittels eines induktiven Wegaufnehmers (WA3) gemessen. Aus diesen drei Messwerten konnte die tatsächliche Bauteildurchbiegung u_z ohne den Anteil

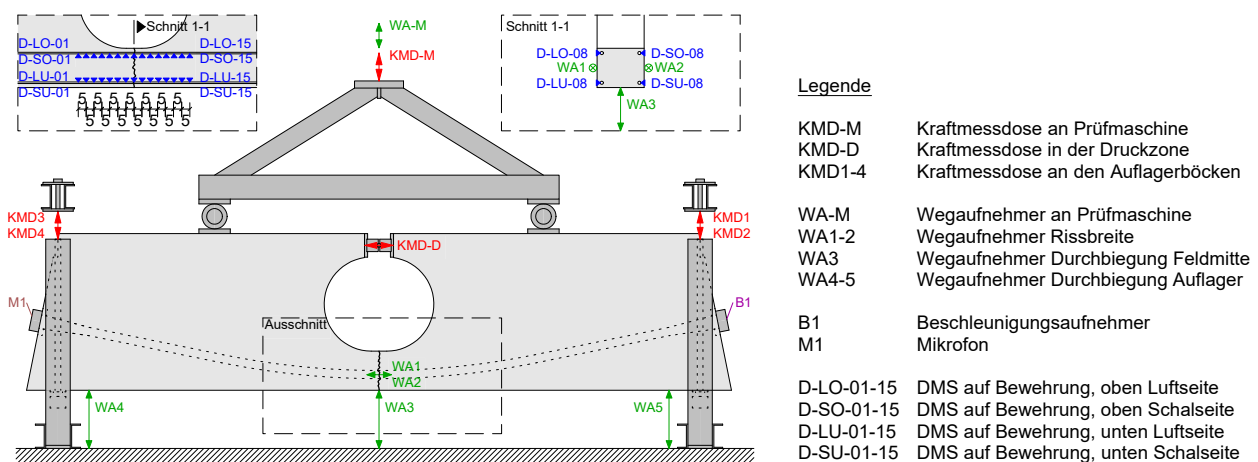


Abb. 3.20.: Übersicht der verwendeten Messsensoren für die Ermüdungsversuche

aus der Verformung der Versuchseinrichtung bestimmt werden:

$$u_z = u_{WA3} - \frac{u_{WA4} + u_{WA5}}{2} \quad (3.9)$$

Messung der Rissbreite

Zur Messung der Rissbreite wurden beidseitig am Träger spezielle Laserwegaufnehmer mit einem Messbereich von 10 mm eingesetzt. Diese Wegaufnehmer (WA1, WA2) wurden 10 cm von Unterkante des Trägers befestigt, so dass die Messung auf Höhe des Spanngliedes erfolgte. Zur Messung der Rissbreiten wurden Lasersensoren anstatt der induktiven Wegaufnehmer verwendet, da diese eine sehr große Messgenauigkeit besitzen und keine mechanischen Verschleißerscheinungen zeigen.

Bei den Versuchen der Versuchsreihe GB war es möglich, dass sich weitere Risse in der Zugzone des Versuchsträgers einstellten. Deren Lage war im Vorfeld nicht genau vorherzusagen. Sobald sich weitere Risse in dem Messbereich der Dehnungsmessung an der Betonstahlbewehrung einstellten, wurden bis zu zwei zusätzliche induktive Wegaufnehmer angebracht. Die Abbildung 3.21 zeigt die Wegaufnehmer zur Rissbreitenmessung am Versuchsträger GB02. Der Laserwegaufnehmer in der Mitte wurde während der Versuchszeit vor Einflüssen aus äußerer Beleuchtung geschützt, daher wurde hier eine Abdeckung vorgesehen. In den Bereichen der DMS-Messstellen am Betonstahl D-04 und D-12 stellten sich unmittelbar nach Risserzeugung ($N = 1$) zwei weitere Risse ein, an denen entsprechend zusätzliche Wegaufnehmer angeordnet wurden. Die Entstehung dieser Risse konnte zwar nicht messtechnisch aufgezeichnet werden, allerdings wurde zumindest das Risswachstum bis zum Versuchsende erfasst.

Betonstahldehnung

In Kapitel 3.2.1 wurde bereits kurz beschrieben, dass bei den Versuchen der Versuchsreihe GB DMS zur Messung der Betonstahldehnungen verwendet wurden. Der Aufbau einer solchen Messstelle an einem Bewehrungsstab ist schematisch in Abbildung 3.22 dargestellt. Die Schutzschicht erfüllte hierbei zwei

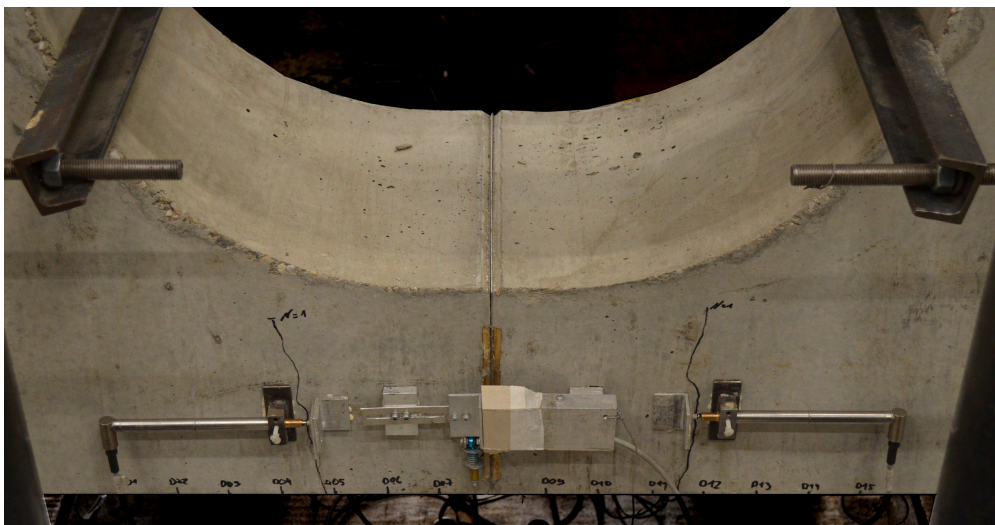


Abb. 3.21.: Anordnung weiterer Wegaufnehmer zur Rissbreitenmessung zusätzlicher Risse bei Versuchsreihe GB

Aufgaben. In erster Hinsicht wurde die Messstelle vor einer Beschädigung z.B. während der Betonage geschützt. Des Weiteren sorgte die Gummimasse dafür, dass die Schutzschicht insgesamt nachgiebig blieb und so nicht zu stark das Verbundverhalten zwischen Betonstahl und Beton beeinflusste.

Für die Dehnungsmessung an den Bewehrungsstäben wurden jedoch nicht nur DMS verwendet. Ein Nachteil bei der Messung mit DMS am einbetonierten Bewehrungsstab ist, dass auch die Verkabelung durch das Bauteil zum Messverstärker geführt werden muss. Bei einer großen Anzahl von Messstellen kann ein entsprechendes Kabelbündel zu einer deutlichen Schwächung des Betonquerschnitts führen, wodurch u.A. die Rissbildung beeinflusst werden kann. Daher wurde im Zuge der Versuchsdurchführung eine zweite Methode zur Dehnungsmessung an den Betonstählen angewendet: Die faseroptische Dehnungsmessung.

Die Faseroptische Dehnungssensoren (FOS) werden im Gegensatz zu den DMS nicht mit Strom sondern mit Licht gespeist. Der Aufbau eines FOS besteht dabei aus einer Glas- oder Quarzglasfaser mit einem Kunststoffmantel und ggf. einer Schutzschicht. Die Glasfaser dient hierbei zur Übertragung des Lichtsignals, welches von einem sogenannten *Interrogator* in verschiedenen Wellenlängen ausgesendet wird. Die Ummantelung reflektiert das Streulicht zurück in die Glasfaser und sorgt damit für einen möglichst geringen Verlust des Signals. Die Schutzschicht soll die Faser vor äußeren Einflüssen sowie Beschädigung schützen. Der eigentliche Dehnungssensor (Abb. 3.24) entsteht durch das Einschreiben eines sogenannten Faser-Bragg-Gitter (FBG) in die Glasfaser während ihrer Fertigung mit UV-Licht. Für weitere technische Informationen zur faseroptischen Messung mit FBG wird auf [54, 87, 144, 148] verwiesen.

An einer einzelnen Glasfaser konnten mehrere FBG hintereinander angeordnet werden. Hierbei musste jedoch zwischen den einzelnen Messstellen ein gewisser Abstand eingehalten werden, so dass sich die benachbarten Sensoren nicht gegenseitig beeinträchtigten. Auf diese Weise konnten in einer Faser bis zu 15 Messstellen mit einem Abstand von 5 cm untereinander angeordnet werden. Der Vorteil gegenüber der Messmethode mit DMS lag darin, dass neben der eigentlichen Faser keine weitere Verkabelung erforderlich war. In Abbildung 3.25 ist ein Bewehrungsstab dargestellt, auf dem die Glasfaser mit den FBG appliziert wurde. Zum Schutz der Faser wurde ein Epoxidharz auf der Faser aufgetragen.

Eine Übersicht der verwendeten Messmethode im Zuge der Versuchsreihe GB ist in Tabelle 3.12 dargestellt. Für den ersten Versuch GB01 wurde zunächst nur eine DMS-Messstelle pro Bewehrungsstab unmittelbar am Initialriss angeordnet. Für die Versuche GB02 bis GB05 wurde eine Kombination aus DMS

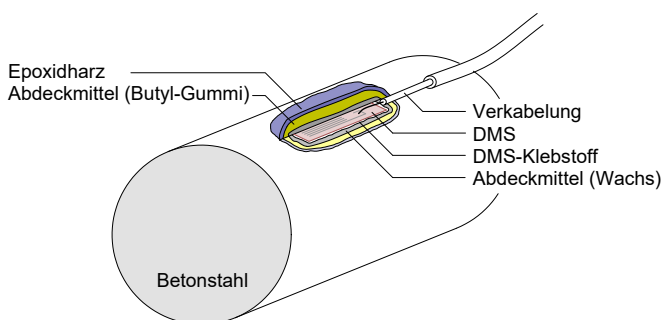


Abb. 3.22.: Schematischer Aufbau der DMS-Messstelle auf dem Betonstahl



Abb. 3.23.: Fotografie zweier DMS-Messstellen auf Betonstahl $\varnothing 12$ mm

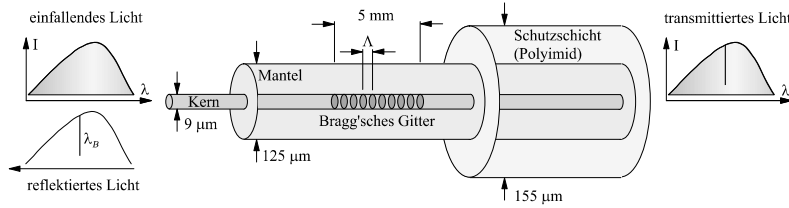


Abb. 3.24.: Aufbau und Funktionsschema einer FBG-Messstelle, aus [144]



Abb. 3.25.: Bewehrungsstab mit applizierter Glasfaser

sowie FOS angeordnet. Bei diesen Versuchen wurden nur zwei Bewehrungsstäbe (untere Lage) durch den Riss geführt. Hierbei wurde je Bewehrungsstab eine Glasfaser mit insgesamt 15 Messstellen (FBG) verwendet, wobei sich die mittlere Messstelle (Bez. 08) unmittelbar auf Höhe des Initialrisses befand. Zusätzlich wurden auf der gegenüberliegenden Seite des Bewehrungsstab an den Messstellen (D-04, D-06, D-10 und D-12) DMS appliziert, um die Messwerte aus der faseroptischen Messung zu überprüfen und bestenfalls zu bestätigen. An der Messstelle D-08 wurde auf eine zusätzliche Anordnung eines DMS verzichtet, um Verbund an dieser Stelle möglich wenig zu stören.

An dieser Stelle ist anzumerken, dass die Dehnungsmessung mit den FBG leider keine brauchbaren Messergebnisse lieferte. Vor dem Einbetonieren der mit der Faser versehenen Bewehrungsstäbe und während des Vorspannens der Versuchsträger konnten noch keine Komplikationen festgestellt werden. Hier zeigte die Dehnungsmessung an den DMS- und FBG-Messstellen sogar eine sehr gute Übereinstimmung. Bei der Dehnungsmessung im Versuchsstand kam es jedoch zu Ausfällen der FBG-Messstellen, sobald das Dekompressionsniveau im Zuggurt des Versuchsträgers überwunden wurde. Laut Hersteller lag der maximale Messbereich der FBG-Messstellen zwischen 1 bis 5% und somit deutlich oberhalb der zu erwartenden Stahldehnung. Der tatsächliche Grund für den Ausfall konnte letztlich nicht festgestellt werden. Allerdings waren zu diesem Zeitpunkt bereits die Versuchsträger GB02 bis GB05 betoniert, so dass an diesen keine Änderung der Messtechnik zur Dehnungsmessung mehr vorgenommen werden

Tabelle 3.12.: Übersicht der Dehnungssensoren an Betonstählen

Bez.		01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15
Lage	[cm]	-35	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	35
GB01	SO								x							
	LO								x							
	SU								x							
	LU								x							
GB02-05	SO															
	LO															
	SU	o	o	o	o,x	o	o,x	o	o	o	o,x	o	o,x	o	o	o
	LU	o	o	o	o,x	o	o,x	o	o	o	o,x	o	o,x	o	o	o
GB06-07	SO			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		
	LO			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		
	SU			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		
	LU			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		

o = faseroptische Dehnungsmessung

x = DMS



Abb. 3.26.: Mikrofon an der Ankerbuchse



Abb. 3.27.: Beschleunigungsaufnehmer an der Ankerbuchse

konnten. An diesen vier Versuchsträgern konnten damit lediglich die Messwerte an den wenigen DMS-Messstellen ausgewertet werden. Aufgrund der Messausfälle wurde bei den im Anschluss hergestellten Versuchsträgern GB06 und GB07 auf die Applikation einer Faser mit FBG verzichtet und stattdessen ausschließlich DMS verwendet.

Mikrofon und Beschleunigungssensor

An den Ankerbuchsen des Spanngliedes wurden vor Versuchsstart ein Mikrofon bzw. ein Beschleunigungssensor angebracht. Beide Sensoren wurden zur Detektion von Drahtbrüchen des Spanngliedes verwendet. Infolge eines Drahtbruches konnte neben dem akustischen Signal auch ein geringer Impuls im Spannglied festgestellt werden, der durch den Beschleunigungssensor messtechnisch erfasst werden konnte.

Mit der akustischen und der Beschleunigungsmessung standen neben der sprunghaften Rissbreitenzunahme, die durch die Laserwegaufnehmer aufgezeichnet wurde, zwei zusätzliche Indikatoren für einen potenziellen Spanndrahtbruch zur Verfügung. Die Messung erfolgte zudem getriggert, so dass die Aufzeichnung erst ausgelöst wurde, wenn ein bestimmter Grenzwert der Mikrofonmessung überschritten wurde. Aus dieser Aufzeichnung konnte der Zeitpunkt des Drahtbruches auf die Sekunde genau bestimmt und einer entsprechenden Schwingspielzahl im Versuch zugeordnet werden.

3.2.5.2. Messwernerfassung

Kontinuierliche Messung

Neben der Erstbelastung des Versuchsträgers, die zum Initialriss im Bereich des Rissblechs führen sollte, wurden auch die ersten 50 Belastungszyklen kontinuierlich mit einer Messfrequenz von 10 Hz erfasst.

Periodische Messung

Mit dem Start der zyklischen Versuchsbelastung wurde die Messwernerfassung verändert. Da aufgrund der langen Versuchszeiten eine kontinuierliche Messwernerfassung eine zu große Datenmenge ergeben

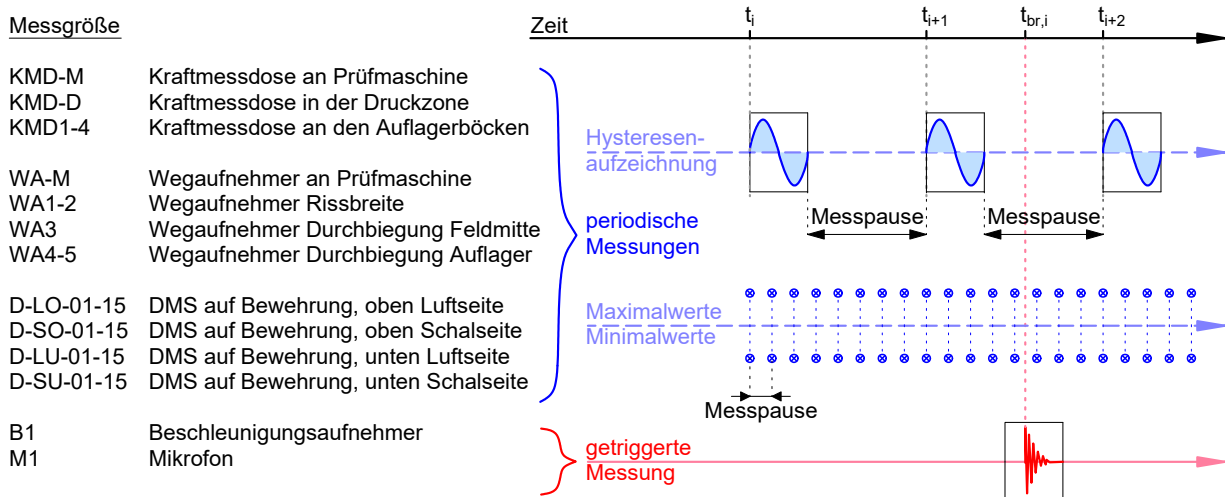


Abb. 3.28.: Messprinzip der periodischen und getriggerten Messung

hätte, wurde stattdessen eine periodische Messung durchgeführt. Hierbei wurde die Messfrequenz in Abhängigkeit von der Prüffrequenz so gewählt, dass immer ein ganzer Belastungszyklus (Hysterese) mit mind. 60 Messwerten aufgezeichnet wurde. Auch die Wartezeiten (Periodenabstände) zwischen den Aufzeichnungen variierte zwischen den Versuchen. Eine Übersicht der wesentlichen Messkenndaten ist in Tabelle 3.13 angegeben.

Getriggerte Messung

Während der zyklischen Belastungsphase des Versuchs, wurde neben der periodischen Messung auch eine getriggerte Messung ausgeführt. Hierbei wurde das Messsignal des Mikrofons am Messrechner kontinuierlich überwacht. Sobald ein entsprechender Grenzwert überschritten wurde, erfolgte eine Aufzeichnung des Messsignals des Mikrofons und des Beschleunigungssensors für ca. eine halbe Sekunde. Die Aufzeichnung wurde so konfiguriert, dass diese auch das die Messung auslösende Signal einschloss.

Ziel der getriggerten Messung war es, Ermüdungsbrüche einzelner Spanndrähte zu detektieren. Es war sehr wahrscheinlich, dass sich ein solcher Drahtbruch zwischen zwei Messungen der periodischen Mes-

Tabelle 3.13.: Übersicht der wesentlichen Messkenndaten für die Ermüdungsversuche

Träger	Kont. Messung		Periodische Messung		Schwingspiele zw. Messungen
	Messfreq. [Hz]	Prüffreq. [Hz]	Messfreq. [Hz]	MW pro Zyklus	
SB05	10	10	600	60	12.000
SB06	10	10	600	60	18.000
GS01/02	10	5	300	60	1.000
GR01/02	10	5	300	60	1.000
GL01/02	10	5	300	60	1.000
GB01	10	3	300	100	2.700
GB02-07	10	5	300	60	1.000

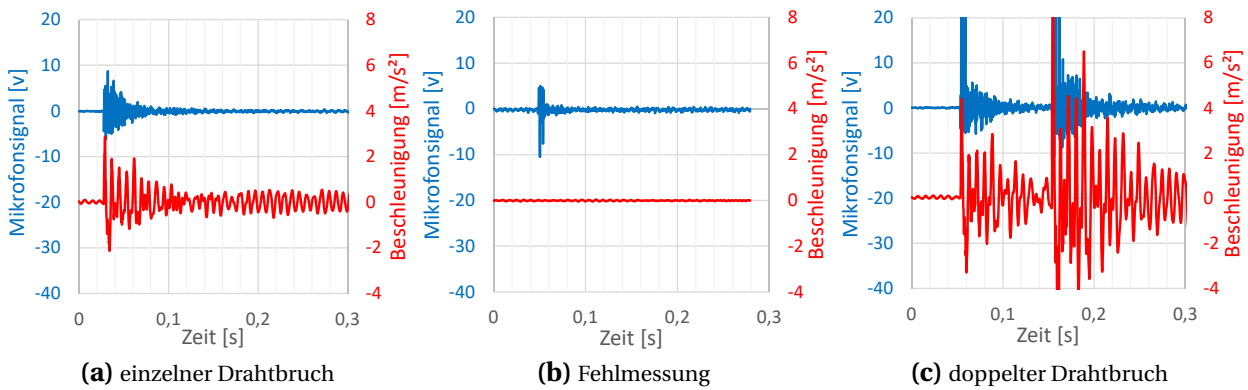


Abb. 3.29.: Beispiele von Messaufzeichnungen

sung einstellen würde. Durch einen Zeitabgleich der getriggerten Messung und der periodischen Messung konnte jedoch der Zeitpunkt des Drahtbruches bis auf die Sekunde genau ermittelt werden (vgl. Abb. 3.28).

Detektion eines Drahtbruches

Ein Drahtbruch konnte durch drei simultan auftretende Messereignisse identifiziert werden:

1. Ausschlag der Mikrofonmessung (Triggersignal)
2. gleichzeitiger Ausschlag des Beschleunigungsaufnehmers
3. Anstieg der Rissbreite in der nächsten periodischen Messungen unmittelbar nach dem Ausschlag

In Abbildung 3.29 sind Auszüge verschiedener getriggelter Messaufzeichnungen dargestellt. Das erste Teilbild (Abb. 3.29a) zeigt beispielsweise einen solchen Spanndrahtbruch, da zusätzlich zu der getriggerten Messung noch eine Rissbreitenzunahme im Zuge der periodischen Messung - hier nicht dargestellt - festgestellt werden konnte. Das zweite Teilbild gibt dagegen eine Fehlmessung, z. B. infolge eines lauten Geräusches in der Nähe des Mikrofons wieder (Abb. 3.29b). Im dritten Teilbild wird deutlich, dass es sogar möglich war, doppelte Drahtbrüche innerhalb von wenigen Zehntel-Sekunden zu identifizieren (Abb. 3.29c).

3.2.6. Versuchsablauf

Riseinprägung

Nachdem der Versuchsträger in den Versuchsstand eingebaut und sämtliche Messtechnik eingerichtet war, konnte die Durchführung des Versuchs beginnen. Die erste Belastung erfolgte weggesteuert über das Messsignal des Maschinenwegs. Die Belastung wurde solange gesteigert, bis sich in Trägermitte ein Riss einstellte. Dieser Initialriss wurde durch den Einbau des Rissbleches in seiner Lager vorgegeben. Sobald der Riss über die ganze Zuggurthöhe als Trennriss verlief, konnte der Träger wieder entlastet werden.

Anfahren auf planmäßiges Belastungsniveau

Nach der Risseinprägung wurde die Maschinensteuerung auf Kraftsteuerung umgestellt. Anschließend wurde die planmäßige Oberlast der zyklischen Belastung (F_{max}) innerhalb von 60 Sekunden angefahren. Diese Belastungsphase wurde auch zur Überprüfung der vorhandenen Vorspannkraft herangezogen (s. Kap. 3.2.8).

Zyklische Belastung der ersten 50 Schwingspiele

Nach dem Erreichen der planmäßigen Oberlast wurde die Beanspruchung auf den Mittelwert aus Ober- und Unterlast heruntergefahren und die zyklische Belastungsphase der ersten 50 Belastungszyklen gestartet. Die Beanspruchung wurde sinusförmig aufgebracht, wobei die Belastungsgeschwindigkeit bei 0,1 Hz lag. Dann wurde der Versuchsträger erneut entlastet.

Dauerschwingversuch

Vor dem Start des Dauerschwingversuchs wurde der Versuchsträger zunächst auf das planmäßige Lastniveau gefahren. Die zyklische Belastung konnte nicht direkt mit einer hohen Prüffrequenz von bspw. 10 Hz erfolgen, sondern musste sukzessiv auf diese gesteigert werden. Hierzu waren i. d. R. nur wenige Tausend Lastwechselzyklen erforderlich. Die im Versuch erreichten maximalen Prüffrequenzen sind in Tabelle 3.13 angegeben.

Versuchsüberwachung

Der Dauerschwingversuch sollte nach dem Start möglichst nicht mehr unterbrochen werden, so dass dieser auch über Nacht oder an Wochenenden durchlief. Die Überwachung des Versuchsablaufs erfolgte messwertgestützt. Es wurden Grenzwerte eingestellt, die sicherstellen sollten, dass im Versagensfall des Versuchsträgers keine Schäden an der Versuchseinrichtung entstanden. Es wurden zwei Grenzwerte hinsichtlich der Versuchslast F eingerichtet. Ein oberer Grenzwert sollte verhindern, dass durch unvorhergesehene Vorgänge eine zu große Kraft aufgebracht wurde, die möglicherweise zu einer Schädigung am Versuchsträger hätte führen können. Ein unterer Grenzwert sollte sicherstellen, dass der Versuch

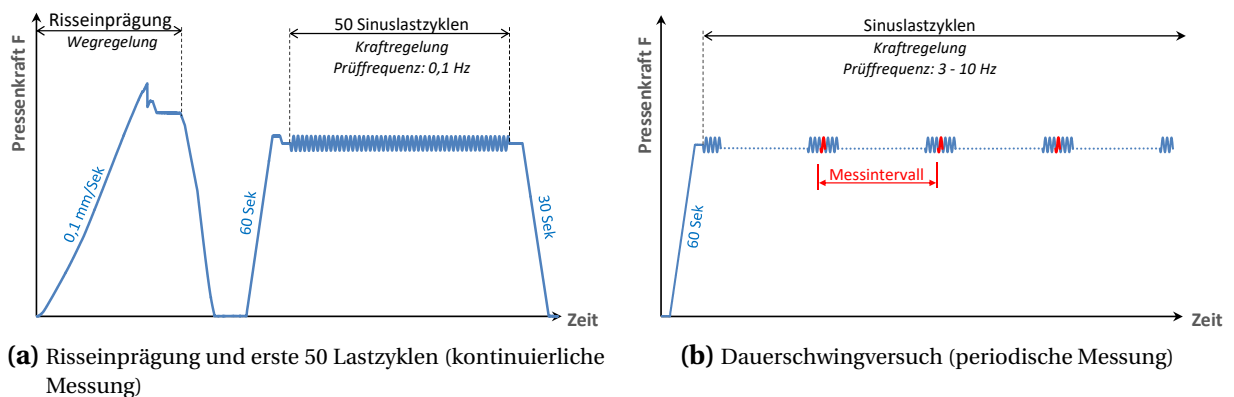


Abb. 3.30.: Prinzipdarstellung des Versuchsablaufs

stoppte, sobald der Versuchsträger das gewünschte Beanspruchungsniveau nicht mehr ertragen konnte.

Neben den Kraftgrenzen wurden auch Weggrenzen zur Versuchsüberwachung eingesetzt. Über das Messsignal des Maschinenwegs sollte eine zu große Verformung (Durchbiegung) vermieden werden, die zu einer Schädigung der am Versuchsträger angebrachten Wegaufnehmer hätte führen können.

Sobald eine der Kraft- oder Weggrenzen überschritten wurde, schaltete die Steuerung von Kraftregelung auf konstante Wegregelung. Sofern das Auslösen der Grenzen auf ein Versagen des Versuchsträger zurückgeführt werden konnte, wurde der Versuch als beendet gewertet. Wenn allerdings anderen Gründe hierfür festgestellt wurden (z. B. Stromausfall, Ausfall des Steuerrechners, Überhitzung des Prüfzylinders, ...), konnte der Versuch erneut gestartet und fortgesetzt werden.

Versuchsende

Der Großteil der Versuche endete durch das Auslösen einer Kraftgrenze infolge zu weit fortgeschrittener Schädigung des Spanngliedes. Mit zunehmender Anzahl an Drahtbrüchen nahm die verbleibende Spannstahlfläche im Spannglied ab. Sobald die Spannstahlfläche des Spanngliedes nicht mehr ausreichte, um die planmäßige Beanspruchung aufzunehmen, kam es zu ersten vereinzelt Gewaltbrüchen der Litzen. Ein vollständiges Durchreißen aller verbliebenen Litzen des Spanngliedes erfolgte dabei i. d. R. jedoch nicht. Im Spannglied verblieben meist noch einige intakte Spanndrähte, die zwar die planmäßige Versuchslast nicht mehr aufnehmen konnten, allerdings ausreichten, um eine Totalversagen im Versuchsstand zu verhindern. Beim Ausbau des Versuchsträger erwies sich dies als Vorteil, da weitere Sicherungsmaßnahmen dadurch entfallen konnten. Auch wenn nicht das gesamte Spannglied ausfiel, wurde dieses Verhalten als Totalversagen angesehen.

Es gab jedoch auch Versuche (SB06, GB01, GB02, GL02) die manuell gestoppt wurden, bevor sich ein solches Totalversagen einstellte. So wurde der Versuch SB06 beispielsweise beendet, nachdem dieser eine Lastwechselzahl von mehr als $N > 10^8$ überschritten hatte und ein baldiges Versagen auch nicht abzu-sehen war. Auch bei den anderen drei Versuchen wurde der Versuch nach Erreichen einer bestimmten Grenzwahrschwingzahl beendet, um die ohnehin sehr lange Versuchslaufzeit zu begrenzen.

3.2.7. Wahl des Belastungsniveaus

Versuchsreihe SB

Mit dem Versuch SB05 wurde der von HEEKE durchgeführte Versuch SB04 auf Belastungsniveau ($\Delta\sigma_p = 80 \text{ N/mm}^2$) wiederholt. Wie bereits beschrieben, wies dieser Versuch sieben verhältnismäßig frühe Drahtbrüche auf, die deutlich unterhalb der normgemäßen Wöhlerkurve lagen. Eine mögliche Ursache für diese frühen Drahtbrüche könnte eine Vorschädigung einer einzelnen Litze oder eine ungleichmäßige Vorspannung des Spanngliedes gewesen sein. Daher wurde ein zweiter Versuch auf dem gleichem Belastungsniveau angesetzt, um die Ergebnisse beider Versuche miteinander vergleichen und die frühen Drahtbrüche des Versuchs SB04 besser beurteilen zu können.

Das Belastungsniveau des Versuchs SB06 wurde mit ($\Delta\sigma_p = 50 \text{ N/mm}^2$) unterhalb des Versuchs SB03 ($\Delta\sigma_p = 60 \text{ N/mm}^2$) von HEEKE angesetzt, da bei letzterem noch keine Dauerschwingfestigkeit festgestellt

Tabelle 3.14.: Übersicht der Belastungsniveaus der Versuchsreihen SB, GS, GR und GL

	Einh.	SB05	SB06	SB06DL	GS01	GS02	GR01	GR02	GL01	GL02
F_{max}	[kN]	415,3	402,6	420	596,7	579,2	596,7	579,2	573,8	556,9
F_{min}	[kN]	381,4	381,4	370,5	526,5	526,5	526,5	526,5	506,3	506,3
A_p	[mm ²]	260	260	252,6	468	468	468	468	450	450
z_p	[mm]	825	825	825	625	625	625	625	625	625
$\sigma_{p,max}$	[N/mm ²]	968,1	938,5	1.007,8	1.020	990	1.020	990	1.020	990
$\sigma_{p,min}$	[N/mm ²]	889	889	889	900	900	900	900	900	900
$\Delta\sigma_p$	[N/mm ²]	79	49,4	118,8	120	90	120	90	120	90

werden konnte. Ziel des Versuchs SB06 war es somit erstmals die Grenzschwingspielzahl von $N_G = 10^8$ zu erreichen und damit gleichzeitig eine möglicherweise auf diesem Beanspruchungsniveau vorhandene Dauerschwingfestigkeit nachzuweisen.

Versuchsreihe GS, GR und GL

Bei den Versuchen der Versuchsreihen GS, GR und GL wurden die Spanngliedgröße und der Krümmungsradius variiert. Um mögliche Einflüsse aus diesen Änderungen auf die Ermüdungsfestigkeit des Spannglied zu untersuchen, wurden diese Versuche jeweils auf den gleichen Belastungsniveaus ($\Delta\sigma_p = 120 \text{ N/mm}^2$ und $\Delta\sigma_p = 90 \text{ N/mm}^2$) getestet.

In Tabelle 3.14 sind die planmäßigen Versuchslasten für die Versuchsreihen SB, GS, GR und GL angegeben. Die Belastung wurde so gewählt, dass die Beanspruchung im Zuggurt des Versuchsträgers oberhalb des Dekompressionsniveaus lag. Die gesamte Zugkraft im Zuggurt des Versuchsträgers aus der äußeren Belastung wurde ausschließlich durch das Spannglied aufgenommen. Die Spannungsschwingbreite des Spannstahls infolge der zyklischen Belastung konnte dann wie folgt ermittelt werden:

$$\sigma_{p,max/min} = \frac{F_{max/min} \cdot 1,00}{2 \cdot z_p \cdot A_p} \quad (3.10)$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} \quad (3.11)$$

Versuchsreihe GB

Die Ermittlung der planmäßigen Spannstahlspannungen sowie der Spannungsschwingbreite für die Versuche der Reihe GB war deutlich schwieriger, da hier neben dem Spannglied eine zusätzliche Betonstahlbewehrung den Initialriss kreuzte. Die Zugkraft im Zuggurt infolge der äußeren Belastung musste daher auf beide Bewehrungsstränge verteilt werden. Die Verteilung der Zugkraft auf den Spannstahl und den schlaffen Bewehrungsstahl wurde in erster Linie vom unterschiedlichen Verbundverhalten beeinflusst. In DIN EN 1992-1-1, Kap. 6.8 wird das Verhältnis der Verbundfestigkeit von im Verbund liegenden Spanngliedern zur Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl im Beton mit dem Beiwert ξ beschrieben:

$$\xi = \frac{f_{bs}}{f_{bp}} \quad (3.12)$$

Für die Vorplanung der Versuchslasten wurde zunächst ein konstanter Verhältniswert der Verbundfestigkeiten von $\xi = 0,5$ angesetzt. Dieser Wert entspricht der Empfehlung der DIN EN 1992-1-1 für Litzenstannglieder im nachträglichen Verbund bis zu Betonfestigkeiten von $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$.

Zur Bestimmung der unterschiedlichen Stahlspannungen wurde zunächst ein mittlerer innerer Hebelarm z angegeben:

$$z = \frac{A_s \cdot z_s + A_p \cdot z_p}{A_s + A_p} \quad (3.13)$$

Mit diesem wurden die Spannungen im Betonstahl bzw. der Spannungszuwachs im Spannstahl im Zustand II zunächst unter Annahme eines starren Verbundes ermittelt:

$$\sigma_{s2max/min} = \frac{\frac{F_{max/min} \cdot 1,00}{2 \cdot z} - A_p \cdot \sigma_{pm\infty}}{A_s + A_p} \quad (3.14)$$

Diese Betonstahlspannungen wurden zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten, die näherungsweise im Verhältnis der Verbundfestigkeiten angesetzt wurden, wie üblich mit dem Umrechnungsfaktor η multipliziert:

$$\sigma_{s,max/min} = \eta \cdot \sigma_{s2max/min} \quad (3.15)$$

Dieser ergab sich unter der Annahme von $E_s = E_p$ und bei Vernachlässigung der unterschiedlichen Höhenlage der Bewehrungsstränge zu:

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + \sqrt{\xi \cdot \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}} \cdot A_p} \quad (3.16)$$

Hierbei wurde der äquivalente Spannstahldurchmesser \varnothing_p für Bündelstannglieder nach DIN EN 1992-1-1 wie folgt angesetzt:

$$\varnothing_p = \sqrt{1,6 \cdot A_p} \quad (3.17)$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung (Gl. (3.18)) konnte mit der Gleichung (3.19) die zugehörigen Spannstahlspannungen im Spannglied berechnet werden.

$$M(F_{max/min}) = (A_s \cdot \sigma_{s,max/min} \cdot z_s) + A_p \cdot z_p \cdot (\sigma_{p,max/min} + \sigma_{pm\infty}) \quad (3.18)$$

$$\sigma_{p,max/min} = \frac{\frac{F_{max/min} \cdot 1,00}{2} - (A_p \cdot \sigma_{pm\infty} \cdot z_p) - (A_s \cdot \sigma_{s,max/min} \cdot z_s)}{A_p \cdot z_p} + \sigma_{pm\infty} \quad (3.19)$$

In der Tabelle 3.15 sind die so ermittelten rechnerischen Spannungsschwingbreiten im Beton- und Spannstahl aufgelistet. Es sei darauf hingewiesen, dass hierbei einige vereinfachende Annahmen getroffen wurden, die jedoch im Rahmen der Versuchsplanung zu vertreten waren. So wurde u. A. zunächst eine effektive Vorspannung $\sigma_{pm\infty} = 700 \text{ N/mm}^2$ angesetzt.

Tabelle 3.15.: Übersicht der planmäßigen Belastungsniveaus der Versuchsreihe GB

	Einh.	GB01	GB02	GB03	GB04	GB05	GB06	GB07
F_{max}	[kN]	603	405	420	420	435	480	605
F_{min}	[kN]	418,1	370	370	370	370	400	455
A_s	[mm ²]	804	101	101	101	101	201	452
z_s	[mm]	800	885	885	885	885	800	800
\varnothing_s	[mm]	16	8	8	8	8	8	12
A_p	[mm ²]	260	260	260	260	260	260	260
z_p	[mm]	825	825	825	825	825	825	825
\varnothing_p	[mm]	25,8	25,8	25,8	25,8	25,8	25,8	25,8
ξ	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
η	[-]	1,121	1,775	1,775	1,775	1,775	1,52	1,233
$\sigma_{pm\infty}$	[N/mm ²]	700	700	700	700	700	700	700
$\sigma_{s2,max}$	[N/mm ²]	180,5	162,2	186,9	186,9	211,6	244,7	269,5
$\sigma_{s2,min}$	[N/mm ²]	72,7	104,6	104,6	104,6	104,6	138,1	139,3
$\Delta\sigma_{s2}$	[N/mm ²]	107,8	57,6	82,3	82,3	106,9	106,6	130,2
$\sigma_{s,max}$	[N/mm ²]	202,4	287,9	331,7	331,7	375,6	371,8	332,3
$\sigma_{s,min}$	[N/mm ²]	81,5	185,7	185,7	185,7	185,7	209,9	171,8
$\Delta\sigma_s$	[N/mm ²]	120,9	102,2	146	146	189,8	162	160,5
$\sigma_{p,max}$	[N/mm ²]	798,7	824,1	840,8	840,8	857,5	840,1	850,1
$\sigma_{p,min}$	[N/mm ²]	730,2	785,1	785,1	785,1	785,1	775,1	771,1
$\Delta\sigma_p$	[N/mm ²]	68,5	39	55,7	55,7	72,4	65,1	79

3.2.8. Ermittlung der Vorspannkraft zum Versuchsstart

Aus den Versuchsdaten, die beim Anfahren des planmäßigen Belastungsniveaus aufgezeichnet wurden, kann die wirksame Vorspannkraft des Versuchsträgers ermittelt werden. Die Abbildung 3.31 zeigt beispielhaft den Rissbreitenverlauf des Versuchs SB05 während des Anfahrens der Oberlast für den Dauerschwingversuch. Die Zunahme der Rissbreite im Initialriss lässt sich durch zwei nahezu lineare Verläufe beschreiben. Der „Knickpunkt“ dieser beiden Geraden beschreibt die äußere Beanspruchung (Pressenkraft), bei der gerade die Dekompression überschritten wird. Aus dieser Pressenkraft kann anschließend die entsprechende Vorspannkraft bzw. Vorspannung im Spannglied ermittelt werden.

Das Ablesen dieser „Knickpunkte“ erfolgte für alle Versuche händisch (s. Anhang A). Daher sind diese Werte mit kleinen Ungenauigkeiten behaftet.

Wie bereits in Kapitel 3.2.3 beschrieben, wurden das Vorspannen der Spannglieder an einigen Versuchsträgern auch mittels Dehnungsmessung an den Spannritzen überwacht. Durch eine kontinuierliche Messung der Spannstahldehnung bis zum Versuchsstart konnten bei diesen Versuchsträgern auch die Spannkraftverluste bestimmt werden. In Tabelle 3.16 sind die Spannstahldehnungen zum Zeitpunkt $t = 0$ und zum Versuchsstart angegeben. Durch Multiplikation mit dem E-Modul können, die zugehörigen Spannstahlspannungen berechnet werden. Für die Spannglieder mit den $\varnothing 3/8''$ -Litzen wird ein E-Modul von 200.000 N/mm² für die $\varnothing 0,62''$ -Litzen von 195.000 N/mm² angenommen.

In der vorletzten Spalte sind die Spannstahlspannungen angegeben, die aus dem Ablesen der „Knickpunkte“ im Anhang A ermittelt wurden. Diese können mit den Spannungen aus der Spannstahldehnungsmessung in der letzten Spalte verglichen werden. Die Abweichungen liegen beim Großteil der Ver-

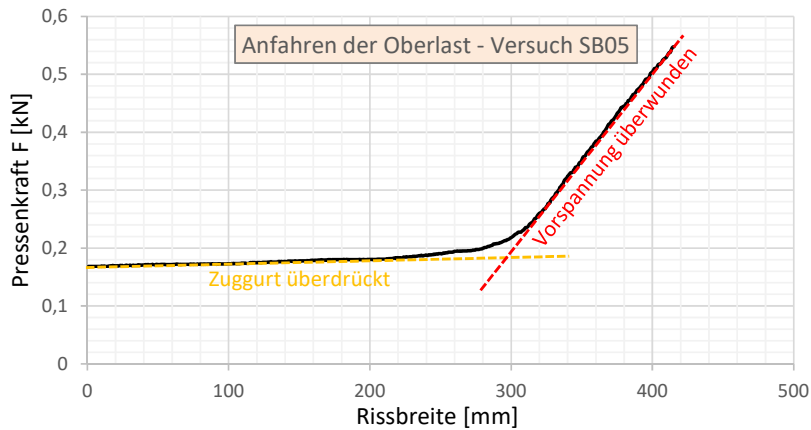


Abb. 3.31.: Rissbreitenverlauf in Abhängigkeit der Pressenkraft beim Anfahren der planmäßigen Oberlast für den Dauerschwingversuch, beispielhaft für den Versuch SB05

suche bei weniger als 10%.

Für die Vorspannkraft der Versuche GB02 und GB03 kann jedoch keine befriedigende Übereinstimmung festgestellt werden. Der Grund hierfür ist vermutlich auf eine fehlerhafte Vorspannung der Spannglieder während Vorspanntermins am 18.11.2018 zurückzuführen. Bis zu diesem Zeitpunkt wurden die Spannglieder bündelweise vorgespannt. Allerdings wurden nur 3 der 5 Litzen mit DMS-Messstellen versehen, so dass eine genaue Verteilung der Vorspannkraft auf die einzelnen Litzen nicht bestimmt werden konnte. Beim Vorspannen der beiden betroffenen Versuchsträger am 18.11.2018 wurde erstmals festgestellt, dass bei einer bündelweisen Vorspannung die Einzellitzen eine relativ große unterschiedliche Vorspannung erhalten können. So wurden bei den drei Litzen mit DMS-Messstelle Spannstahldehnungen von 8,8‰, 7,0‰ und 1,1‰ aufgezeichnet. Wie groß die Stahldehnungen der übrigen Litzen ohne DMS-Messstelle war, konnte nicht festgestellt werden. Es steht allerdings außer Frage, dass die Spannstahlspannungen bei bündelweiser Vorspannung sehr ungleichmäßig verteilt sein können.

Tabelle 3.16.: Aus den Versuchen ermittelte wirksame Vorspannung

Versuch	t=0		t [d]	Versuchsstart		Verluste [%]	Tab. A.7 σ_p [N/mm ²]	Abweichung [%]
	ϵ_p [$\mu\text{m}/\text{m}$]	σ_p [N/mm ²]		ϵ_p [$\mu\text{m}/\text{m}$]	σ_p [N/mm ²]			
SB05	-	-	69	-	-	-	688	-
SB06	-	-	161	-	-	-	676	-
GS01	3.318	664	88	3.206	641	3,4	615	-4
GS02	4.031	806	131	3.880	776	3,8	718	-7
GR01	2.991	598	61	2.792	558	6,7	564	+1
GR02	3.351	670	81	3.037	607	9,4	632	+4
GL01	4.040	788	7	3.987	777	1,3	773	-1
GL02	4.025	785	18	3.928	766	2,4	782	+2
GB01	-	-	67	-	-	-	699	-
GB02	3.351	670	236	3.237	647	3,4	490	-24
GB03	4.873	975	298	4.196	839	13,9	513	-39
GB04	3.796	759	74	3.625	725	4,5	676	-7
GB05	3.985	797	63	3.739	748	6,2	723	-3
GB06	3.602	720	88	3.441	688	4,5	769	+12
GB07	4.032	807	63	3.816	763	5,4	816	+7

In der Tabelle 3.16 sind bei diesem Versuch die Mittelwerte der vorhandenen DMS-Messstellen angegeben. Somit ergibt sich bei eben diesem Versuch GB03 eine sehr große „mittlere“ Spannstahldehnung, die den tatsächlichen Wert offensichtlich überschätzt. Zudem wird beim Versuch GB03 mit einer Spannstahldehnung von 8,8 ‰ sogar die Streckgrenze des Spannstahls $f_{p0,1k}$ überschritten. Dieser Versuch ist daher im Folgenden mit besonderer Vorsicht zu betrachten. Daher wurde sogar der Versuch GB04 auf dem gleichen Belastungsniveau getestet wie der Versuch GB03, um die Auswirkung dieser extrem ungleichmäßigen Spannstahlverteilung im Spannglied untersuchen zu können. Auch beim Versuch GB02 kann eine große Abweichung festgestellt werden, obwohl die drei Messwerte der DMS-Messstellen während des Vorspannvorgangs deutlich näher beisammen lagen. Es kann demnach nicht ausgeschlossen werden, dass auch andere Ursachen für die Abweichungen verantwortlich waren.

Für die folgenden Untersuchungen werden die wirksamen Vorspannkräfte angesetzt, die durch die Versuchsbelastung (Anfahren der Oberlast) ermittelt wurden (Tab. A.7).

3.2.9. Darstellung der Versuchsergebnisse

3.2.9.1. Lage der Spanndrahtbrüche

Die Entnahmelänge des Spanngliedes wurde so groß gewählt, dass diese sämtliche Drahtbrüche umfasste. Bei den Versuchen der Versuchsreihe SB, GS, GR und GL war davon auszugehen, dass sich die Spanndrahtbrüche unmittelbar im Bereich des Einzelrisses (Initialriss) einstellten, da dort die größten ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_p$ sowie Relativverschiebungen zwischen dem Spannstahl und dem Hüllrohr auftraten. Durch die Anordnung einer zusätzlichen Betonstahlbewehrung im Riss bildeten sich neben dem Initialriss noch weitere Risse in der Zugzone des Trägers (abgeschlossenen Rissbildung). Die ermüdungsbedingten Drahtbrüche konnten in diesen Fällen in dem gesamten Rissbereich auftreten. Aus diesem Grund wurde die Entnahmelänge der Spannglieder der Versuchsreihe GB auch entsprechend groß gewählt.

Während des Freilegens des Spanngliedes wurde darauf geachtet, das Spannglied und ggf. die Längsbewehrung (Versuchsreihe GB) nicht zu beschädigen. Das freigelegte Spannglied konnte anschließend herausgetrennt und entnommen werden. Zunächst wurde das Hüllrohr geöffnet und der Verpresszustand überprüft. Nachdem der Verpressmörtel vom Spannstahl entfernt wurde, konnte die genaue Anzahl und Lage der Spanndrahtbrüche bestimmt werden.

Im Anhang A ist die Lage aller Spanndrahtbrüche für alle Versuche detailliert dokumentiert. Zusätzlich wurde, sofern dies möglich war, der Schlupf des Drahtes gemessen, der sich nach dem Bruch zwischen den beiden Bruchufern ergab.

In der Abbildung 3.34 wird die Lage der Spanndrahtbrüche für die verschiedenen Versuchsreihen grafisch zusammengefasst. Wie bereits zu erwarten war, traten die Drahtbrüche bei den Versuchen ohne gemischte Bewehrung immer in einem Bereich von ca. ± 20 cm vom Initialriss entfernt auf. Genauso zeigt sich bei den Versuchen mit gemischter Bewehrung, dass sich die Drahtbrüche auf einen größeren Bereich verteilen. Es kam vor, dass einzelne Spanndrähte über die Länge mehrfach brachen, da sich der Spanndraht nach dem ersten Bruch bis zum nächsten Riss über Verbund erneut verankern konnte.

3. Experimentelle Untersuchungen



Abb. 3.32.: Freigelegtes Spannglied (GR01)



Abb. 3.33.: Spanndrahtbrüche am Spannglied (GR01)

Nach Versuchsende konnten die Spanndrahtbrüche sowie mögliche zweifache Drahtbrüche durch das Freilegen des Spanngliedes identifiziert werden. Allerdings lies sich die Reihenfolge, in welcher die einzelnen Drahtbrüche auftraten, nicht feststellen. Es konnte auch nicht eindeutig zwischen Erst- und Zweitdrahtbruch unterschieden werden. In der späteren Auswertung wurde dennoch versucht, zwischen einem Erst- und Zweitdrahtbruch zu differenzieren. Hierzu wurden die Messsignale der Drahtbrüche aus der getriggerten Messung herangezogen. Diese wiesen teilweise geringe Unterschiede hinsichtlich der Intensität der Messausschläge auf.

Die Abbildung 3.35 zeigt beispielhaft die Messsignale des 10. und 11. Drahtbruches des Versuchs GB07. Es ist deutlich zu erkennen, dass der 11. Drahtbruch eine geringere Intensität bei der Mikrofon- und Beschleunigungsmessung aufweist. Es ist zu vermuten, dass ein Spanndraht, wenn er ein erstes Mal bricht, über den kurzen Verbundbereich nicht mehr die ursprüngliche Stahlspannung zu 100% erreichen wird. Wenn dieser nun ein zweites Mal bricht, zeigt sich dies möglicherweise durch einen geringeren Bru-

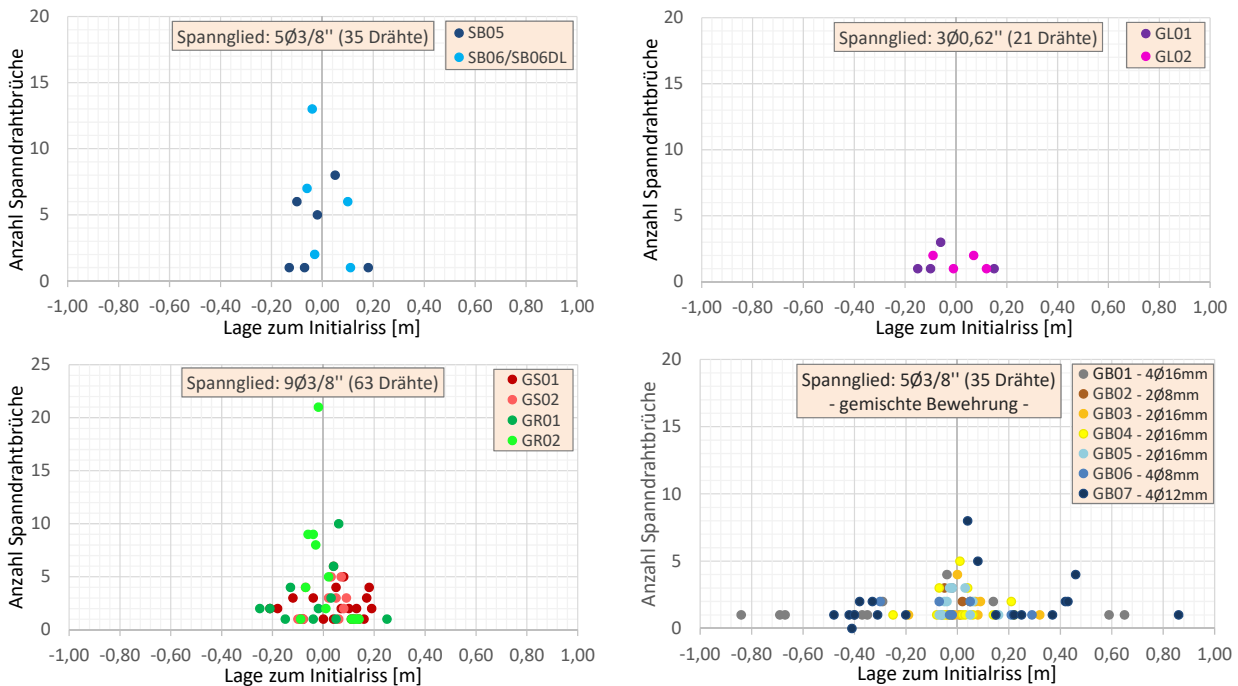


Abb. 3.34.: Lage der einzelnen Spanndrahtbrüche bezogen auf den Initialriss in Feldmitte

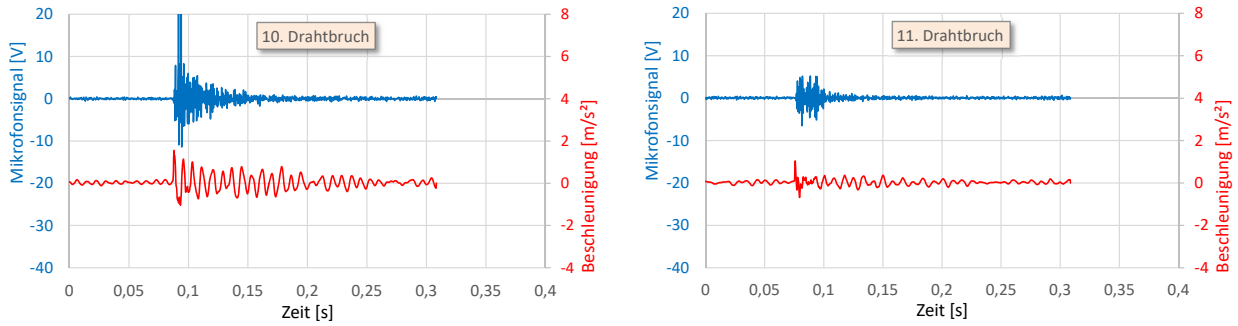


Abb. 3.35.: Vergleich der getriggerten Messung eines möglichen Erst- und Zweitdrahtbruches

chimpuls. Für die beiden dargestellten Messsignale bedeutet dies, dass es sich bei dem 10. Drahtbruch vermutlich um einen Erst- und bei dem 11. um einem Zweitdrahtbruch handelt. Ob beide Brüche auch an dem gleichen Draht hintereinander auftraten, konnte jedoch nicht festgestellt werden.

Des Weiteren konnte bei der Untersuchung der Spannglieder beobachtet werden, dass sich die Drahtbrüche bevorzugt an der Kontaktfläche zwischen Hüllrohr und Spannstahtlitze einstellen. Die Abbildung 3.36 zeigt die Innenfläche eines Hüllrohrs (Versuch GB07). Es sind deutliche Korrosionsspuren an den Innenrippen des Hüllrohrs festzustellen. Diese resultierten aus der Kombination aus Querpressung und Relativverschiebung an der Kontaktfläche (Phänomen der Reibkorrosion). Auch die Spannstahtlitzten wiesen in diesen Bereichen Korrosionsspuren auf.

In Abschnitt 2.2.4.3 wurde bereits der negative Einfluss der Reibkorrosion auf die Ermüdungsfestigkeit aufgezeigt. Durch die eigenen Versuche kann dieser Einfluss durch das bevorzugte Auftreten der Draht-



Abb. 3.36.: Reibstellen zwischen Spannstahtlitzten und Hüllrohr (Versuch GL02)

brüche an diesen Kontaktstellen ebenfalls bestätigt werden. Es zeigt sich zudem, dass häufig die Drähte einer einzelnen Litze nicht immer an der gleichen Stelle brachen, sondern in einigen Zentimetern Abstand, da der nächste Draht aufgrund der Litzengeometrie (Verdrehung) erst dort wieder am Hüllrohr anliegt. Diese Beobachtung wird in Kapitel 6.5 nochmal genauer untersucht und beschrieben.

Es konnten auch Drahtbrüche von Spanndrähten an der Kontaktstelle zwischen zwei verschiedenen Litzen oder von Kerndrähten festgestellt werden. Dennoch lag der Großteil der Drahtbrüche an der Kontaktfläche zum Hüllrohr. Dies zeigte sich vor allem deutlich bei den Versuchen mit einer geringen Anzahl von Spanndrahtbrüchen (z.B. GB02, GB06). Dort waren ausschließlich Drahtbrüche unmittelbar an der Kontaktfläche zum Hüllrohr aufgetreten.

Aus diesen Beobachtungen ergibt sich die Erkenntnis, dass offensichtlich die ersten Spanndrahtbrüche im direkten Kontaktbereich zwischen Spannglied und Hüllrohr auftreten. Im späteren Verlauf versagen dann auch vermehrt die übrigen Spanndrähte infolge zunehmender Reduzierung der Spannstahtfläche und gleichzeitigem Anstieg der Beanspruchung.

3.2.9.2. Bruchzeitpunkte der Spannstahldrähte

Durch die getriggerte Mikrofonmessung konnten die Zeitpunkte der Spanndrahtbrüche und damit auch die zugehörigen Lastwechselzahlen N der einzelnen Spanndrahtbrüche bestimmt werden. Die Zeitpunkte wurden auf die Sekunde genau aufgezeichnet. Bei einer maximalen Prüffrequenz von 10 Hz lag der Fehler der angegebenen Lastwechselzahlen somit bei ± 10 Schwingungen.

In den Tabellen 3.17 und 3.18 sind die so bestimmten Lastwechselzahlen der ersten 40 Spanndrahtbrüche aller durchgeführten Versuche aufgeführt. Der Versuch GS01 wies nach Versuchsende sogar 42 Drahtbrüche auf. Die letzten beiden wurden jedoch zur besseren Übersichtlichkeit nicht mit aufgeführt. Auch beim Spannglied des Versuchs GR02 konnten mehr als 40 Drahtbrüche festgestellt werden. Hier zeigte sich bei der Untersuchung des Spanngliedes, dass sogar alle 63 Spanndrähte zum Versuchsende gebrochen waren. Mögliche Zweitdrahtpunkte sind besonders gekennzeichnet.

3.2.9.3. Bruchzeitpunkte der Betonstähle

Neben den Spanndrahtbrüchen wurden bei der Versuchsreihe GB auch mögliche Betonstahlbrüche von der getriggerten Messung erfasst. Beim Freilegen des Spanngliedes wurde auch der Zustand der Längsbewehrung, die den Initialriss kreuzte überprüft. So konnten die Anzahl und die Lage der aufgetretenen Betonstahlbrüche dokumentiert werden.

Tabelle 3.17.: Übersicht Bruchzeitpunkte der Versuchsreihen SB, GS, GR und GL (Spanndrahtbrüche)

	SB05	SB06	SB06DL	GS01	GS02	GR01	GR02	GL01	GL02
$\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	80	50	120	120	90	120	90	120	90
Drahtbruch	Lastwechselzahl								
1	12.823.560	28.616.915	143.787	393.670	666.796	1.134.336	658.200	564.293	4.596.375
2	47.587.371		324.915	524.560	764.325	1.279.870	1.048.355	965.842	4.792.890
3	52.095.790		389.834	798.421	873.874	2.199.742	1.353.685	1.365.920	4.911.743
4	52.095.820		389.854	840.921	880.098	2.251.016	2.044.295	1.365.930	6.042.652
5	56.355.697		724.161	840.951	897.862	2.280.337	2.417.260	1.365.935	7.031.139
6	58.832.957		1.286.984	974.405	897.880	2.355.543	2.486.745	1.654.738	8.458.690
7	*59.188.163		1.454.151	1.129.434	1.028.541	2.622.425	2.885.431		
8	60.498.957		1.454.331	1.315.273	1.104.965	2.884.364	2.902.619		
9	60.755.847		1.456.561	1.315.278	1.256.406	3.362.898	3.193.360		
10	60.755.977		1.520.641	1.345.018	1.320.457	*3.397.484	3.327.790		
11	60.976.220		1.893.724	1.394.062	1.320.475	3.751.606	3.949.542		
12	61.905.247		1.939.394	1.504.628	1.567.402	3.860.473	4.305.220		
13	62.874.777		1.939.524	1.504.658	1.745.796	4.119.086	4.370.455		
14	63.724.125		1.940.957	1.559.500	*1.992.001	4.172.278	4.523.583		
15	64.263.147		2.213.557	1.630.356	2.114.812	4.231.332	4.819.420		
16	64.953.157		2.289.200	1.662.835	*2.236.000	4.233.355	4.892.905		
17	65.426.997		*2.289.220	1.711.313	2.654.880	4.638.589	4.943.573		
18	65.431.787		2.289.220	2.228.785	2.654.880	4.725.895	5.011.215		
19	65.432.157		2.289.220	2.323.239	2.845.834	5.173.866	5.163.525		
20	66.469.684		2.289.220	3.074.504	2.845.834	5.173.931	5.238.305		
21	66.469.684		2.289.220	3.673.546	2.845.879	5.313.614	5.273.735		
22	66.471.804		2.289.220	4.890.007	2.938.381	5.313.729	5.360.310		
23			2.289.220	5.041.788	3.078.297	5.370.479	5.360.311		
24			2.289.220	5.851.608	3.142.385	*5.554.000	5.425.840		
25			2.289.220	5.852.478	3.142.403	5.729.329	5.464.720		
26			2.289.220	*6.921.007	3.142.412	5.729.460	5.464.721		
27			2.289.220	*8.811.007	3.482.163	6.437.090	5.531.740		
28			2.289.220	9.754.011	3.483.829	6.497.311	5.606.370		
29				*12.016.007	3.956.376	6.537.698	5.606.480		
30				*13.440.180	3.956.449	6.643.327	5.606.480		
31				*13.838.180	3.956.512	6.643.357	5.606.480		
32				*14.579.181	3.956.512	6.643.848	5.606.480		
33				*15.147.180	3.956.512	6.644.686	5.606.480		
34				*16.351.300	3.956.512		5.606.480		
35				16.426.697	3.956.512		5.606.480		
36				*16.500.152	3.956.512		5.606.480		
37				16.791.309			5.606.480		
38				17.176.866			5.606.480		
39				17.265.497			5.606.480		
40				17.558.132			5.606.480		
Versuchs- ende	66.471.804	108.273.608	2.289.220	17.595.520	3.956.512	6.644.686	5.606.480	1.654.738	19.427.943
Art	Versagen	Stop	Versagen	Versagen	Versagen	Versagen	Versagen	Versagen	Stop

* Möglicher Zweidrahtbruch

3. Experimentelle Untersuchungen

Tabelle 3.18.: Übersicht Bruchzeitpunkte der Versuchsreihe GB (Spanndraht- und Betonstahlbrüche)

	GB01	GB02	GB03	GB04	GB05	GB06	GB07
Betonstahl	4Ø16 mm	2Ø8 mm	2Ø8 mm	2Ø8 mm	2Ø8 mm	4Ø8 mm	4Ø12 mm
Drahtbruch	Lastwechselzahl						
1	735.525	2.644.560	825.170	805.755	426.807	2.336.794	836.052
2	1.178.205	4.665.181	891.523	1.119.331	478.293	2.703.052	1.834.132
3	1.377.126	20.805.127	1.114.373	1.119.350	588.238	2.938.306	1.834.333
4	1.432.782	21.151.481	1.183.660	1.142.291	808.508	3.063.809	1.966.575
5	1.504.710	22.052.380	1.389.236	1.188.547	892.821	3.156.844	2.119.767
6	1.549.917	34.617.876	1.798.833	1.188.567	990.560	3.483.409	2.129.053
7	1.580.118	36.552.353	2.083.249	1.223.006	1.142.000	3.678.783	2.266.186
8	1.784.031	43.351.154	2.185.481	1.573.008	1.272.240	4.683.224	2.357.050
9	1.937.589		2.268.831	1.641.001	1.276.168	4.854.487	2.414.508
10	2.572.656		2.720.110	1.657.718	1.371.008		2.414.868
11	2.572.770		4.574.227	1.928.958	1.579.728		*2.613.459
12	2.919.186		5.419.622	2.630.071	1.579.791		*2.675.091
13	3.182.682		5.827.822	2.653.132	1.718.658		2.680.566
14	3.532.476		10.081.785	3.199.009	2.696.613		2.740.782
15	3.759.429		10.453.787	3.978.082	2.783.386		2.986.359
16	4.334.790			6.369.073	3.291.410		*3.295.489
17	*4.340.112			6.778.338	3.564.459		3.295.618
18	*5.568.111			8.390.055	3.564.559		3.508.136
19	*5.661.390			*9.193.885	3.564.559		3.576.873
20	5.895.018			*9.193.885			3.593.049
21	*6.304.722			*9.193.885			3.605.653
22	*6.318.951			9.193.885			3.771.051
23							4.033.337
24							*4.059.151
25							4.059.166
26							4.059.178
27							4.365.742
28							*4.380.052
29							4.437.879
30							4.460.550
31							4.715.683
32							*4.753.203
33							4.769.601
34							4.769.652
35							4.898.605
36							4.995.051
37							5.067.767
Betonstahlbruch	Lastwechselzahl						
B1			7.257.642	9.180.007	3.292.260	4.101.225	5.096.689
B2			10.453.551		3.493.042		5.096.692
B3							5.096.728
B4							5.104.580
Versuchs- ende	10.067.767	50.639.430	10.600.026	9.193.885	3.564.559	5.223.524	5.104.580
Art	Stop	Stop	Stop	Versagen	Versagen	Stop	Versagen

* Möglicher Zweidrahtbruch

Damit auch der Zeitpunkt eines Betonstahlbruchs bestimmt werden konnte, war es erforderlich, eine getriggerte Messung einem Betonstahlbruch zuzuordnen und von einem möglichen Spanndrahtbruch zu unterscheiden. Hierzu wurde die Rissbreitenmessung der beiden Laserwegaufnehmer am Initialriss mit herangezogen. Die Betonstahlbewehrung war im Gegensatz zum Spannglied nicht zentrisch, sondern in den Querschnittsecken des Zuggurtes angeordnet. Im Falle eines Betonstahlbruchs ergab sich daher mit eine ungleichmäßige Rissbreitenzunahme über die Trägerbreite. An der Trägerseite, an dem der Betonstahlbruch auftrat, zeichnete der Wegaufnehmer eine entsprechend größere Rissbreitenöffnung auf, als an der gegenüberliegenden Seite.

Die auf diese Weise identifizierten Betonstahlbrüche sind mit den zugehörigen Lastwechselzahlen N am Ende der Tabelle 3.18 mit aufgeführt.

3.2.9.4. Verformungsverhalten der Dauerschwingversuche

Durchbiegung in Feldmitte

Die Durchbiegung des Versuchsträgers wurde nach Gleichung (3.9) bestimmt. Die Messwerterfassung der Verformungen erfolgte periodisch. So wurde nach bestimmten Lastwechselintervallen (s. Tab. 3.13) ein vollständiger Belastungszyklus (Hysterese) aufgezeichnet. Für die Darstellung der Verformungsverläufe über die gesamte Versuchslaufzeit wurde aus den aufgezeichneten Hysteresen lediglich der Maximalwert verwendet. Die Verläufe der Abbildungen 3.37 und 3.38 zeigen somit die maximalen Durch-

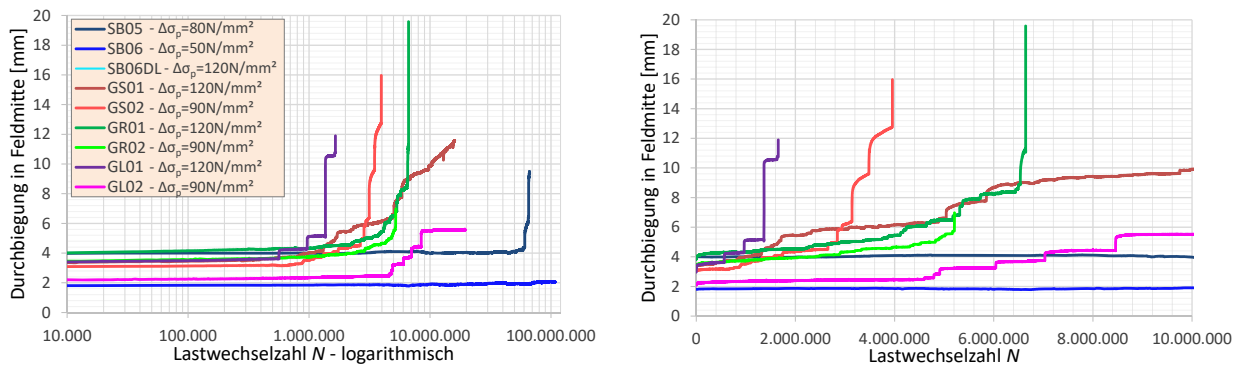


Abb. 3.37.: Durchbiegungsverläufe der Versuchsreihen SB, GS, GR und GL infolge Oberlast

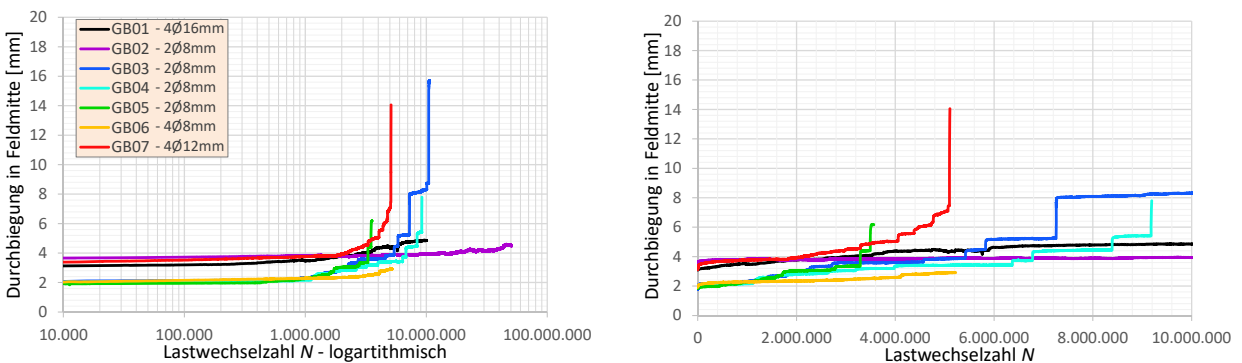


Abb. 3.38.: Durchbiegungsverläufe der Versuchsreihe GB infolge Oberlast

3. Experimentelle Untersuchungen

biegungen unter der entsprechenden Oberlast des erfassten Belastungszyklusses.

In den Verläufen sind teilweise vertikale Sprünge zu erkennen, die aus den Spanndraht- bzw. Betonstahlbrüchen resultieren. Bei den Versuchen, die letztlich ein Bauteilversagen aufwiesen, kann insbesondere zum Ende des Versuchs eine deutlich Zunahme der Verformungen erkannt werden. Die Versuche ohne Bauteilversagen zeigen dagegen verhältnismäßig stabile Verformungsverläufe ohne nennenswerte Verformungssprünge.

Rissbreitenverläufe im Initialriss

Eine wesentliche Kenngröße zur Beschreibung des Versuchsverlaufs ist die Rissbreite im Initialriss. Im Falle eines Spanndraht- bzw. Betonstahlbruches muss an der betroffenen Stelle die Zugkraft des ausgefallenen Drahtes bzw. Betonstabs auf die verbliebenen Bewehrungselemente umgelagert werden. Diese Umlagerung erfolgt dabei über die Verbundwirkung im Verpressmörtel bzw. im Beton. Die Übertragung der umzulagernden Zugkraft erfolgt dabei nicht ohne Relativverschiebungen im Verbundbereich. Die Integration dieser Relativverformungen über die Verbundlänge ergibt letztendlich die Zunahme im Riss. In Abbildungen 3.39 und 3.40 sind die Rissbreitenverläufe des Initialrisses aufgeführt. Auch in diesen Darstellungen sind die Maximalwerte der Hysteresenmessungen angegeben.

Bei den Versuchen der Reihe GB traten zusätzlich zum Initialriss weitere Risse in der Zugzone des Versuchsträgers auf, die durch die Mitwirkung der Betonstahlbewehrung entstanden. Auch diese Rissbreitenentwicklungen wurden teilweise mit aufgezeichnet. Die Installation der Wegaufnehmer zur Aufzeich-

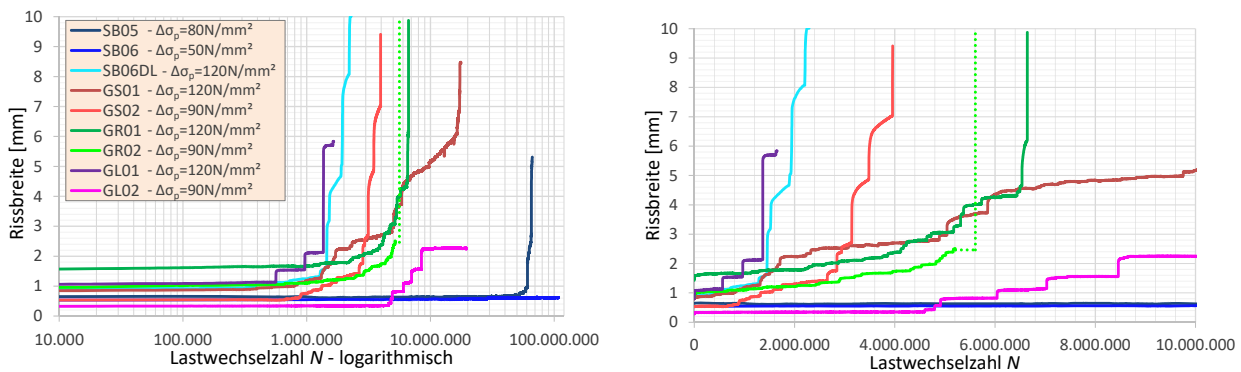


Abb. 3.39.: Rissbreitenverläufe im Initialriss der Versuchsreihen SB, GS, GR und GL infolge Oberlast

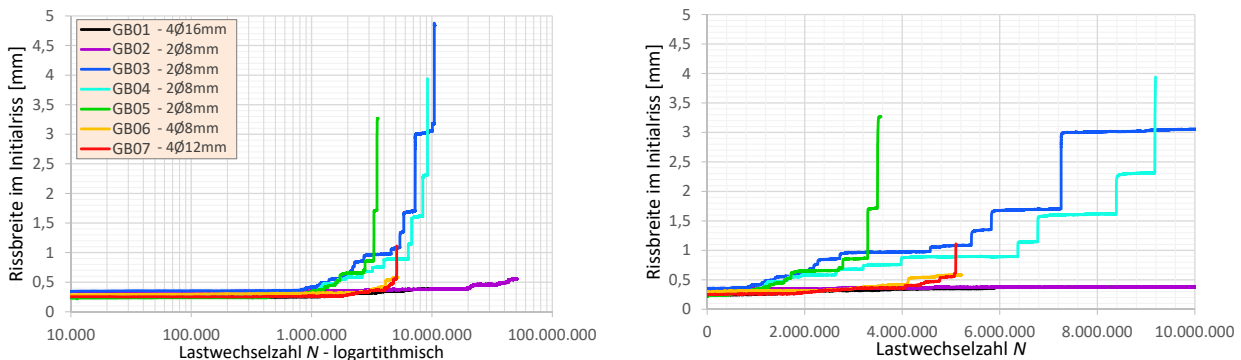


Abb. 3.40.: Rissbreitenverläufe im Initialriss der Versuchsreihe GB infolge Oberlast

nung der nachträglich aufgetretenen Risse erfolgte in der Regel während der Versuchslaufzeit. Daher konnte die Ausgangsgröße der Rissbreite nicht genau bestimmt werden. Bei der Darstellung der Ergebnisse im Anhang A handelt es sich daher ausschließlich die Rissbreitenzuwächse (Δw).

3.2.9.5. Zyklische Steifigkeit

Aus den aufgezeichneten Belastungszyklen kann auch der zugehörigen Hysteresenverlauf dargestellt werden. In Abbildung 3.41 ist ein solcher Hysteresenverlauf schematisch dargestellt. Verbindet man den Maximalwert und das Minimum der Hysteresenschleife miteinander, ergibt sich eine Gerade. Die Steigung dieser Gerade kann nach Gleichung (3.20) bestimmt werden und definiert die Steifigkeit des Bauteils bezogen auf die Zugkraft im Riss und die Rissbreite. Diese wird nachfolgend als *zyklische Steifigkeit* bezeichnet.

$$C_{zyl} = \frac{\Delta T}{\Delta w} = \frac{T_{max} - T_{min}}{w_{max} - w_{min}} \quad (3.20)$$

Über die gesamte Versuchslaufzeit blieb die äußere zyklische Beanspruchung auf dem gleichem Niveau. Damit blieben auch die maximalen und minimalen Zugkräfte im Riss konstant. Während der Versuchsdurchführung konnte die Rissbreite nun stark variieren. Aus der Abbildung 3.41 geht jedoch hervor, dass sich lediglich eine Änderung der Rissbreitendifferenz (Δw) auf die zyklische Steifigkeit auswirkt. Wenn beispielsweise die absolute Rissbreite infolge eines Drahtbruches ansteigt, die Rissbreitendifferenz eines Belastungszyklusses zwischen w_{max} und w_{min} allerdings gleich groß bleibt, änderte sich auch die zyklische Steifigkeit entsprechend nicht.

Bei der Darstellung (Abb. 3.42 und 3.43) wird erneut zwischen Versuchen mit und ohne gleichzeitiger Betonstahlbewehrung im Riss unterschieden. Grundsätzlich ist zu erkennen, dass die Versuche mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung eine etwas höhere zyklische Steifigkeit aufweisen. Eine zusätzliche Betonstahlbewehrung im Riss sorgt dafür, dass die Rissbreite im Vergleich zu den Versuchen ohne Bewehrung deutlich reduziert wird. In Abbildung 3.43 ist auch der Einfluss der Bewehrungsmenge auf die zyklische Steifigkeit im Initialriss zu erkennen. Der Versuch mit der größten Bewehrungsmenge (GB01 - 4Ø16 mm) hat hier die größte zyklische Steifigkeit. Mit Reduzierung der Bewehrungsmenge nimmt die

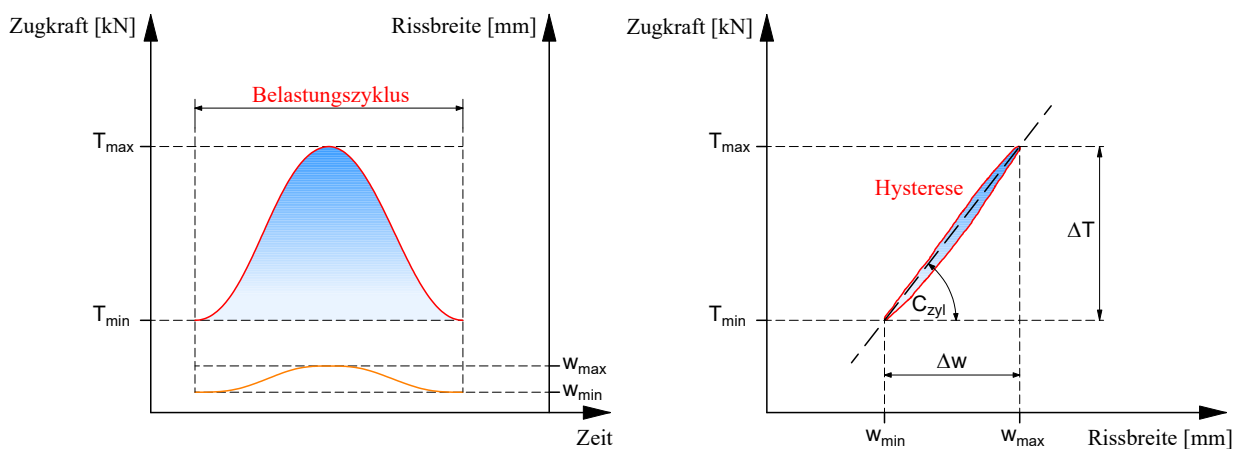


Abb. 3.41.: Darstellung eines Hysteresenverlaufs zur Definition der zyklischen Steifigkeit C_{zyl}

3. Experimentelle Untersuchungen

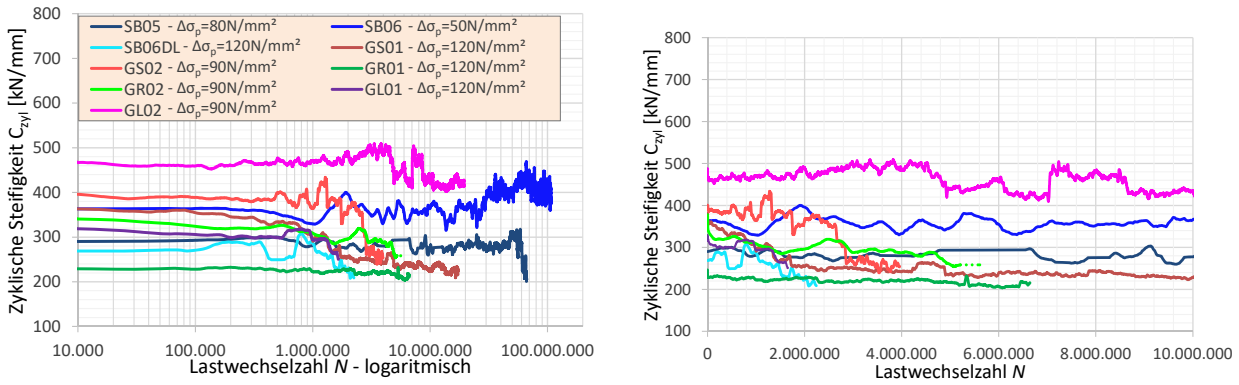


Abb. 3.42.: Verläufe der zyklischen Steifigkeit C_{zyl} der Versuchsreihen SB, GS, GR und GL

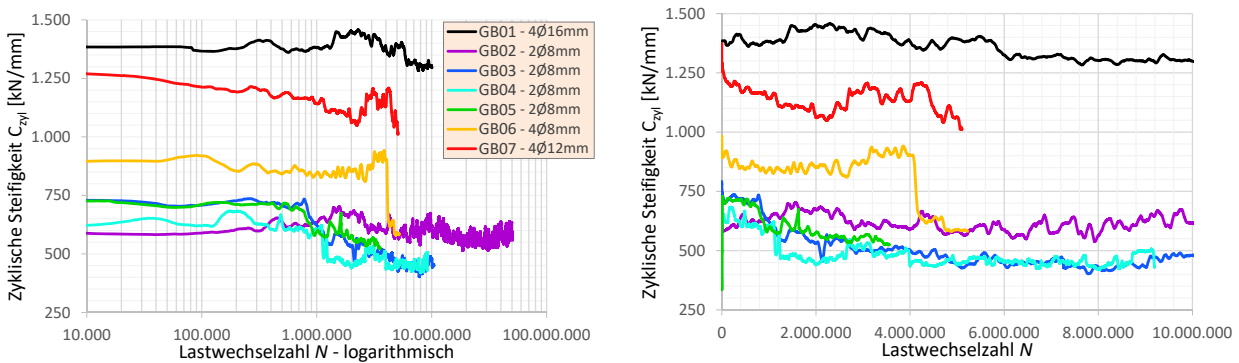


Abb. 3.43.: Verläufe der zyklischen Steifigkeit C_{zyl} der Versuchsreihe GB

zyklische Steifigkeit entsprechend ab.

In den Verläufen können sowohl sprunghafte Anstiege als auch Abstiege beobachtet werden. Die zyklische Steifigkeit ist somit nicht als konstante Größe zu verstehen. Bei dynamischen Beanspruchungen kann es bei jedem Lastwechselspiel zu Umlagerungen im Bauteil z.B. infolge Mikrorissbildungen kommen. Insbesondere Spanndraht- bzw. Betonstahlbrüchen können die Ursache für plötzliche Änderungen der zyklischen Steifigkeit sein.

Über die gesamte Versuchslaufzeit ist beim Großteil der Versuche ein tendenzielles Abfallen der zyklischen Steifigkeit festzustellen. Dies betrifft vor allem die Versuche, bei denen sich schlussendlich auch ein ermüdungsbedingtes Versagen einstellte. Auf der anderen Seite liegt die zyklische Steifigkeit bei den Versuchen SB06 und GB02, die vorzeitig vor einem Versagen beendet wurden, stabil auf dem gleichen Niveau. Es kann sogar bei dem Versuch SB06 ein tendenzieller Anstieg verzeichnet werden.

3.2.9.6. Betonstahlspannungen

Die Betonstahlspannungen können indirekt aus an den DMS-Messstellen gemessenen Stahldehnungen ϵ_s bestimmt werden. Grundlage hierfür sind die Spannungs-Dehnungs-Linien, die in den Zugversuchen der Zugproben experimentell bestimmt wurden. Diese Spannungs-Dehnungs-Linien können im Zuge einer Approximierung in eine analytische Funktion überführt werden. RAMBERG und OSGOOD haben in

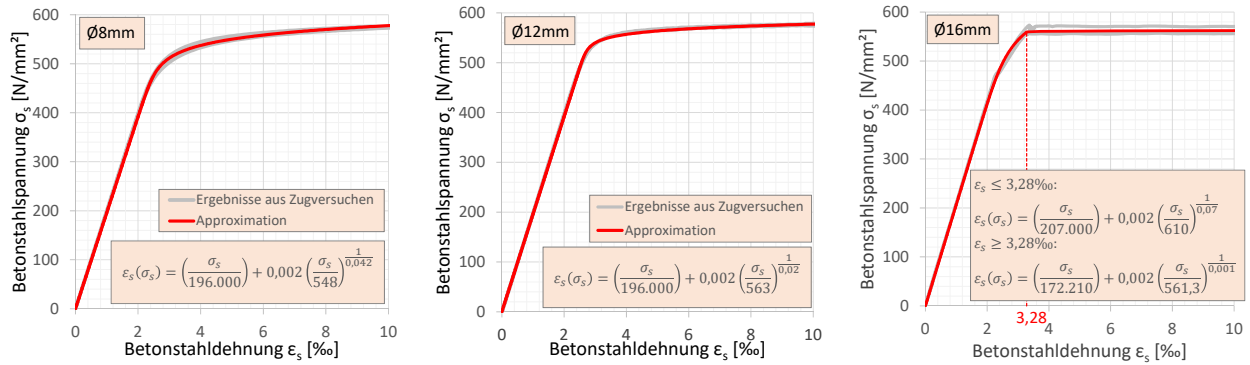


Abb. 3.44.: Approximationen der Spannungsdehnungslinien der verwendeten Betonstahlbewehrung

[128] für die Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Linie von Betonstahl die Gleichung (3.21) angegeben. In dieser Gleichung sind drei Variablen (E_s , f_y und n) vorgesehen, die den Verlauf der Funktion beschreiben.

$$\epsilon_s(\sigma_s) \approx \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,002 \cdot \left(\frac{\sigma_s}{f_y}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (3.21)$$

Bei der Versuchsauswertung können nun die gemessenen Betonstahldehnungen ϵ_s direkt einer entsprechenden Betonstahlspannung σ_s zugeordnet werden. Damit können auch die zugehörige Spannstahlspannung rechnerisch bestimmt werden. Hierzu wird die Gleichgewichtsbedingung nach Gleichung (3.22) verwendet.

$$\begin{aligned} M &= \frac{F}{2} \cdot 1,00 = M_{As} + M_{Ap} \\ &= (F_{s,o} \cdot z_{s,o} + F_{s,u} \cdot z_{s,u}) + (F_p \cdot z_p) \\ &= (\sigma_{s,o} \cdot A_{s,o} \cdot z_{s,o} + \sigma_{s,u} \cdot A_{s,u} \cdot z_{s,u}) + (\sigma_p \cdot A_p \cdot z_p) \\ \sigma_p &= \frac{\frac{F}{2} \cdot 1,00 - (\sigma_{s,o} \cdot A_{s,o} \cdot z_{s,o} + \sigma_{s,u} \cdot A_{s,u} \cdot z_{s,u})}{A_p \cdot z_p} \end{aligned} \quad (3.22)$$

Versuch GB01

In der Abbildung 3.45 sind beispielhaft die Stahlspannungen sowie die Spannungsschwingbreiten für den Versuch GB01 dargestellt. Bei diesem Versuchsträger wurden als schlaaffe Bewehrung 4Ø16 mm eingebaut, wobei lediglich in Trägermitte an der Stelle D-08 unmittelbar am Initialriss DMS-Messstellen angeordnet wurden.

In den Spannungsverläufen ist zu erkennen, dass die maximalen Betonstahlspannungen aus den Belastungszyklen im Zuge der Versuchslaufzeit tendenziell ansteigen, während gleichzeitig die Spannungen im Spannglied abfallen. Diese Spannungsumlagerungen resultieren vor allem aus den ermüdungsbedingten Drahtbrüchen im Spannglied. Die Reduzierung ist nicht nur bei den absoluten Stahlspannungen sondern auch bei den Spannungsschwingbreiten festzustellen. Zu Beginn des Dauerschwingversuchs liegen die Spannungsschwingbreiten im Spannstahl bei ca. 120 - 130 N/mm². Nach ca. 6 Mio. Lastwechseln und 20 Spanndrahtbrüchen fallen diese auf ca. 100 N/mm² ab. Allerdings wird bei der Darstellung

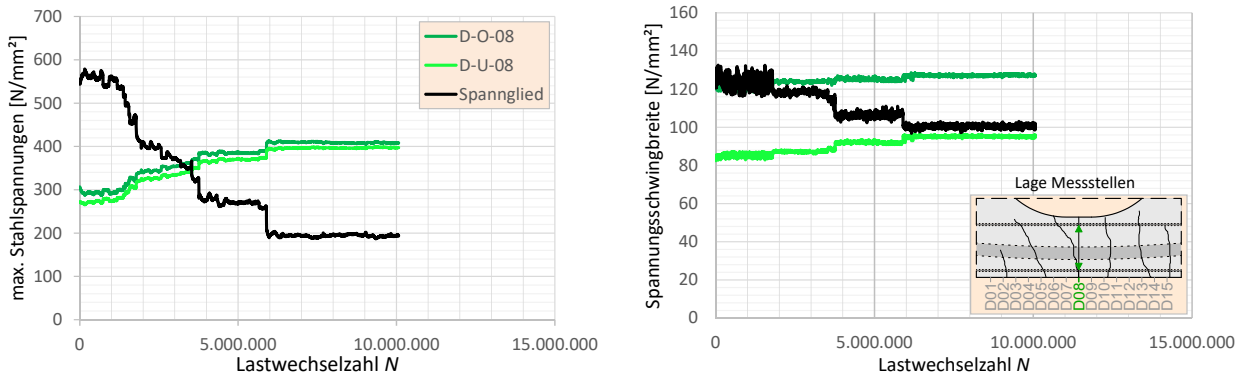


Abb. 3.45.: Verläufe der Stahlspannungen und Spannungsschwingbreiten im Versuch GB01

die Reduzierung der Spannstahlfläche A_p infolge der Drahtbrüche bei der Berechnung der Spannstahlspannungen nicht berücksichtigt. Diese wird durchgängig auf die Ausgangsgröße bezogen.

Nach 6,3 Mio. Lastwechseln kann im Versuch kein weiterer Spanndrahtbruch festgestellt werden. Auch die Stahlspannungen stabilisieren sich ab diesem Zeitpunkt auf einem bestimmten Niveau. Die Betonstahlspannungen steigen zwar von ca. 120 auf 130 N/mm² an, liegen jedoch noch unterhalb der charakteristischen Dauerschwingfestigkeit des Betonstahl, die deutlich größer ist als die des Spannstahls (vgl. Kap. 2.4). Ein ermüdungsbedingtes Versagen der Betonstahlbewehrung war somit zu diesem Zeitpunkt nicht mehr zu erwarten.

Versuch GB02

Wie bereits in Kapitel 3.2.5.1 beschrieben, sind die FBG-Messstellen während der Dauerschwingversuche vollständig ausgefallen, so dass lediglich die Dehnungsmessung an den wenigen DMS-Messstellen erfolgen kann. Diese wurden nur an den Messstellen D-04, D-06, D-10 und D-12 der Betonstahlbewehrung angeordnet. Die Bewehrung bestand aus lediglich zwei Betonstäben $\varnothing 8$ mm am unteren Rand des Versuchsträgers.

Eine direkte Dehnungsmessung und eine daraus resultierende Bestimmung der tatsächlichen Betonstahlspannungen im Initialriss ist aufgrund der ausgefallenen Messtechnik somit nicht möglich. Aus dem Rissbild und der Abbildung 3.46 geht jedoch hervor, dass sich im Bereich der Messstelle D-12 während der Versuchsdurchführung ein weiterer Riss einstellte. Die aufgezeichneten Stahldehnungen an den verbliebenden DMS-Messstellen zeigen an dieser Stelle auch die größten Messwerte.

In der Abbildung 3.47 sind die Stahldehnungen und -spannungen aller vier Messstellen im Abstand zum Initialriss nach verschiedenen Lastwechselzahlen dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Messwerte zu den Rissen an den Messstellen D-04 und D-12 hin ansteigen. Unmittelbar im Initialriss ist ebenfalls ein Anstieg zu erwarten, der jedoch nicht messtechnisch erfasst werden konnte.

Die Spannungsschwingbreiten an den Betonstäben in Abbildung 3.46 fallen verhältnismäßig gering aus. Gemäß Tabelle 3.15 waren Schwingbreiten von ca. 100 N/mm² zu erwarten. Dass die ermittelten Schwingbreiten auf einem niedrigeren Niveau liegen, hat wahrscheinlich den Grund, dass sich die Messstellen nicht unmittelbar im Riss, sondern ca. 1 bis 2 cm von diesem entfernt befanden und bereits ein

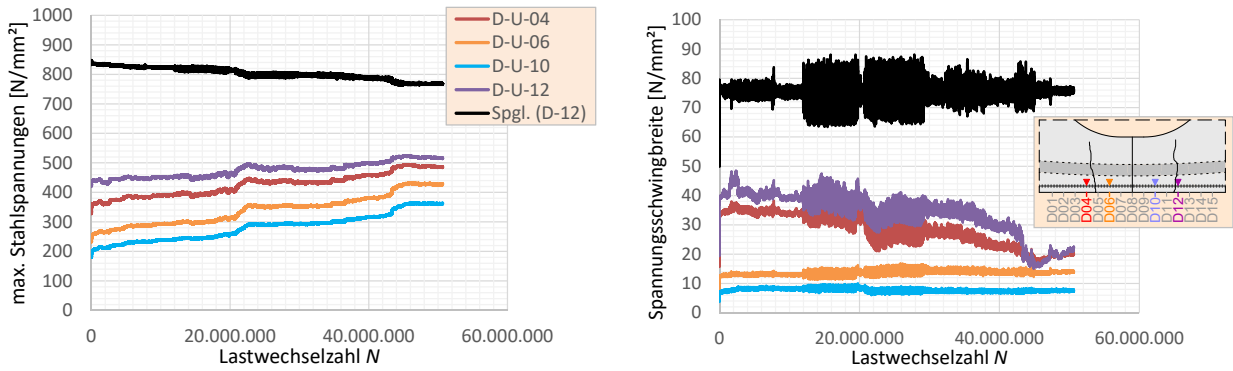


Abb. 3.46.: Verläufe der Stahlspannungen und Spannungsschwingbreiten im Versuch GB02

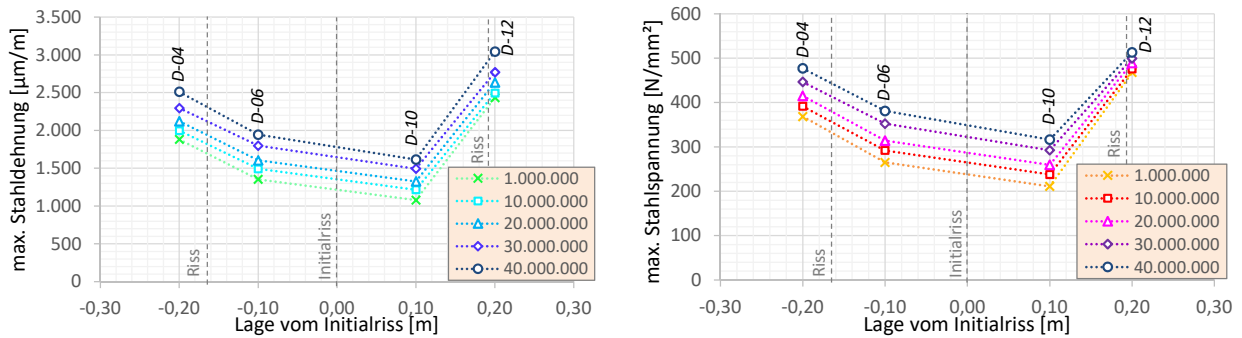


Abb. 3.47.: Gegenüberstellung der Betonstahldehnungen und -spannungen an den DMS-Messstellen nach verschiedenen Lastwechselzahlen - Versuch GB02

gewisser Anteil der Zugkraft über Verbundspannung in den Beton eingetragen wurde.

Versuch GB03

Auch beim Versuch GB03 erfolgte die Dehnungsmessung über die wenigen verbliebenen DMS-Messstellen. Eine direkte Messung unmittelbar im Initialriss war somit erneut nicht möglich. Allerdings stellte sich bei diesem Versuch ebenfalls ein zusätzlicher Riss im Bereich einer der DMS-Messstellen (D-04) ein. Auf Grundlage der gemessenen Dehnungen an dieser Messstelle kann in Abbildung 3.48 die zugehörige Stahlspannung im Spannglied bestimmt werden.

In der Abbildung 3.48 ist zu erkennen, dass die Betonstahlspannung bereits zu Beginn des Versuchs bei ca. 500 N/mm² und damit bereits im Bereich der Streckgrenze liegen. Die Stahlspannungen steigen anschließend infolge der ersten Spanndrahtbrüche weiter an. Noch deutlicher werden die sprunghaften Anstiege in den Darstellungen der gemessenen Stahldehnungen (Abb. 3.49). Nach den ersten drei Drahtbrüchen betragen die Betonstahldehnungen an der Messstelle D-04 bereits mehr als 4 ‰. Die Zuwächse der zugehörigen Stahlspannungen fallen dabei deutlich geringer aus, da bereits das Fließplateau erreicht wurde.

Die Tatsache, dass der Betonstahl im Bereich des Risses das Fließplateau erreichte, sorgt dafür, dass infolge der dynamischen Belastung Schwingbreiten zwischen den maximalen und minimalen Stahldehnungen entstehen, während die Spannungsschwingbreiten gegen Null liefen. Der Betonstahl kann damit nicht mehr am Lastabtrag mitwirken und die gesamte zyklische Beanspruchung muss ausschließlich

3. Experimentelle Untersuchungen

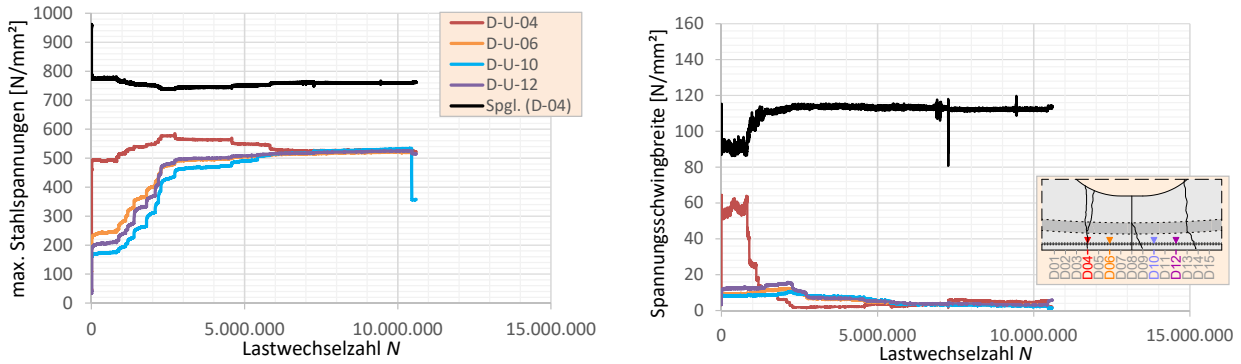


Abb. 3.48.: Verläufe der Stahlspannungen und Spannungsschwingbreiten im Versuch GB03

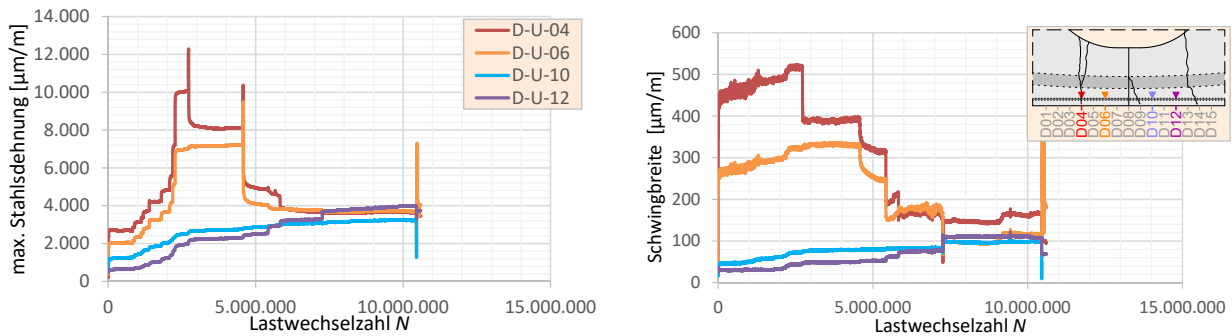


Abb. 3.49.: Verläufe der Stahldehnungen und Schwingbreiten im Versuch GB03

vom Spannglied aufgenommen werden.

Dies zeigt auch der Vergleich zwischen den Abbildungen 3.48 und 3.49. Nach ca. 1 Mio. Lastwechseln ist an der Messstelle D-04 ein deutlicher Rückgang der Spannungsschwingbreite im Betonstahl zu erkennen, während die zugehörige Schwingbreite der Stahldehnung sogar geringfügig ansteigt.

Nach dem Versuche wurden bei dem Freilegen des Spanngliedes und der Bewehrung an beiden Bewehrungsstäben Brüche festgestellt. Einer dieser Betonstahlbrüche lag am Initialriss und einer unmittelbar an der Messstelle D-04.

Versuch GB04

Der Versuch GB04 wies bis zu einer Lastwechselzahl von $N = 1,3$ Mio. nur den Initialriss im Zuggurt auf. Dann erst bildeten sich die zusätzlichen Risse im Bereich der Messstellen D-04 und D-12, so dass erst ab diesem Zeitpunkt die Betonstahldehnungen im Zustand II messtechnisch erfasst werden konnten, da wie bei den vorherigen Versuchen die FBG-Messstellen ausgefallen waren.

Die Spannungsverläufe (Abb. 3.50) zeigen zu diesem Zeitpunkt der Rissbildung sprunghafte Anstiege. Die Betonstahlspannungen an den Messstellen D-04 und D-12 steigen direkt auf über 500 N/mm^2 an und liegen dabei bereits oberhalb des Fließbereichs.

Die Verläufe der Spannungsschwingbreite und der Dehnungsschwingbreite zeigen wie schon beim Versuch GB03, dass zwar große Schwingbreiten der Betonstahldehnungen auftreten, aus diesen jedoch keine nennenswerten Spannungsschwingbreiten in der Bewehrung resultieren. Die Zugkraft aus der zykl-

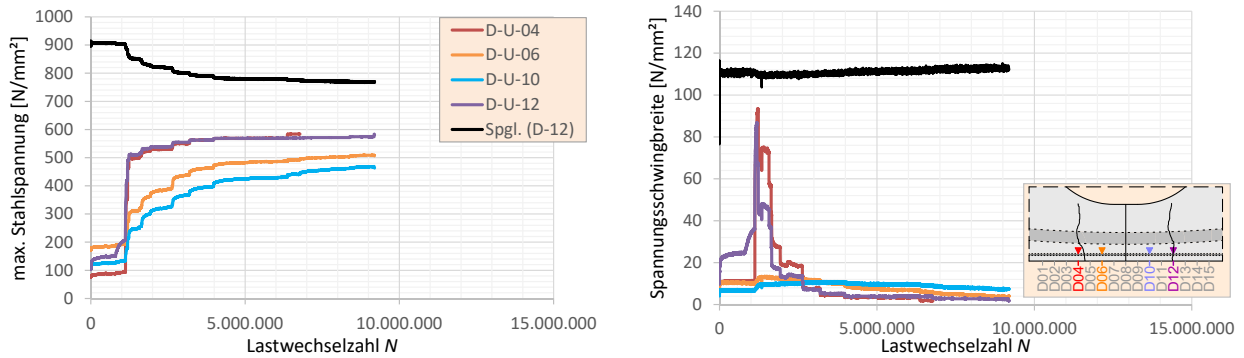


Abb. 3.50.: Verläufe der Stahlspannungen und Spannungsschwingbreiten im Versuch GB04

schen Belastung muss somit wieder ausschließlich über das Spannglied aufgenommen werden.

Nach Versuchsende war einer der beiden Bewehrungsstäbe gebrochen. Die Bruchstelle lag im Bereich des Initialrisses.

Versuch GB05

Am Versuchsträger GB05 stellte sich bereits nach wenigen Tausend Lastwechseln ein zweiter Riss im Bereich der Messstelle D-12 ein. Von diesem Zeitpunkt an können auch nennenswerte Stahldehnungen an dieser Messstelle nachgewiesen werden. Ein dritter Riss entstand noch etwas später im Bereich der Messstelle D-04.

Die Zeitpunkte, an denen diese Risse zusätzlich zum Initialriss auftraten, gehen auch aus der Abbildung 3.51 hervor. An der Messstelle D-12 werden bereits kurz nach Beginn des Versuchs Stahlspannungen von ca. 260 N/mm^2 gemessen, während an der Messstelle D-04 noch keine großen Betonstahlspannungen zu verzeichnen sind. Erst nach ca. 400.000 Lastwechseln steigen diese deutlich an und erreichen sogar ein ähnliches Niveau wie an der Messstelle D-12.

Ab diesem Zeitpunkt stellten sich auch die ersten Spanndrahtbrüche im Spannglied ein. Diese sind als sprunghafte Anstiege in den Spannungs- bzw. Dehnungsverläufen zu erkennen. Auch die Spannungsschwingbreiten steigen infolge der Spanndrahtbrüche entsprechend an. Nach einer gewissen Anzahl von

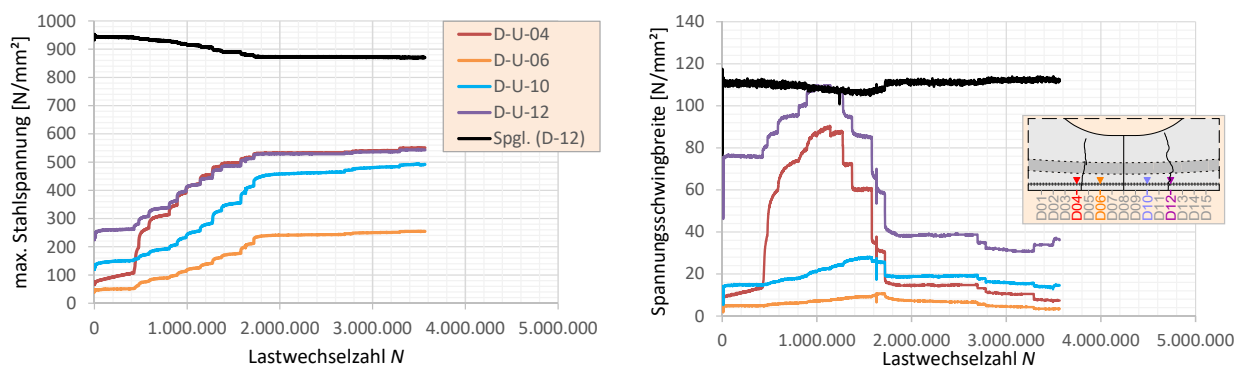


Abb. 3.51.: Verläufe der Stahlspannungen und Spannungsschwingbreiten im Versuch GB05

Drahtbrüchen (ca. 5 bis 6 Brüchen) wird an der Messstelle D-12 die maximale Spannungsschwingbreite von ca. 110 N/mm² erreicht. Anschließend fallen die Spannungsschwingbreiten wieder deutlich ab.

Die Betonstahldehnungen sowie die entsprechenden Schwingbreiten aus zyklischer Belastung nehmen zwar kontinuierlich zu, allerdings überschreiten diese bereits nach wenigen Spanndrahtbrüchen das Fließplateau. Dieses Verhalten war auch schon bei den vorherigen Versuchen zu beobachten.

Bei dem Versuch GB05 konnten nach Versuchsende die Bewehrungsbrüche beider Betonstähle jeweils im Bereich des Initialrisses und somit nicht im direkten Bereich einer DMS-Messstelle nachgewiesen werden.

Versuch GB06

Bei dem Versuch GB06 wurde auf die Applikation von FBG-Messstellen verzichtet und stattdessen ausschließlich DMS-Messstellen verwendet. Somit konnten erstmals die Betonstahldehnungen über einen größeren Bereich und in feineren Abständen erfasst werden. Außerdem wurde auch eine DMS-Messstelle unmittelbar am Initialriss (D-08) angeordnet.

Der Verlauf der maximalen Betonstahlspannungen an der Messstelle D-08 (im Initialriss) sind in der Abbildung 3.52 dargestellt. Bei der Darstellung werden jeweils die Stahlspannungen der beiden oberen und die beiden unteren Bewehrungsstäbe zusammengefasst und die entsprechenden Mittelwerte angegeben.

Die Betonstahlspannungen unmittelbar im Initialriss sind von Beginn an bereits relativ groß. In der oberen Bewehrungslage werden unter der Oberlast bereits Spannungen von ca. 500 N/mm² erreicht. Die Spannungsschwingbreiten liegen zu Beginn des Versuchs zwischen 100 und 120 N/mm².

Mit den ersten Spanndrahtbrüchen kann eine Zunahme der Betonstahlspannung bei gleichzeitiger Abnahme der Spannstahtspannungen festgestellt werden. Wohingegen die Spannungsschwingbreiten im Spannstaht ansteigen. Auch in diesem Versuch wird unmittelbar im Initialriss die Streckgrenze des Betonstahls erreicht. Zunächst gerät die obere Bewehrungslage ins Fließen und bei zunehmender Anzahl von Drahtbrüchen nähern sich die Stahlspannungen der unteren Bewehrungslage ebenfalls dem Fließplateau.

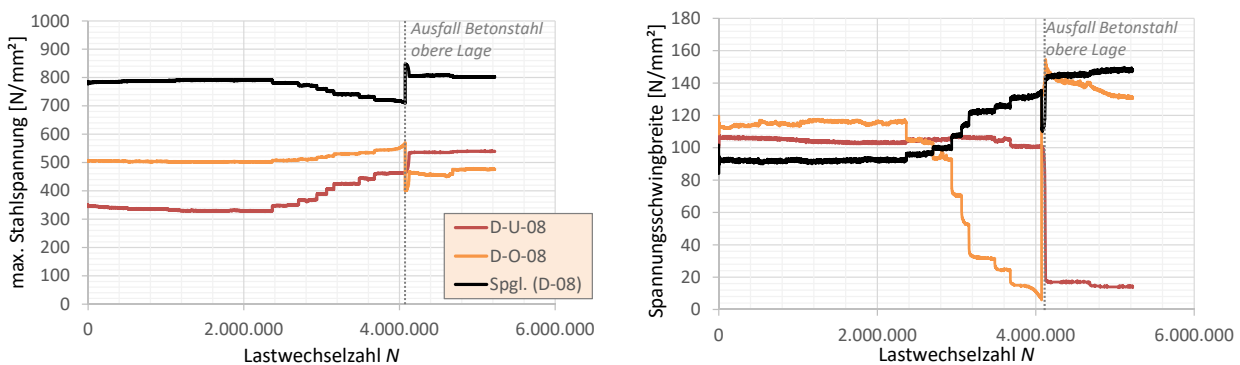


Abb. 3.52.: Verläufe der Stahlspannungen und Spannungsschwingbreiten im Versuch GB06

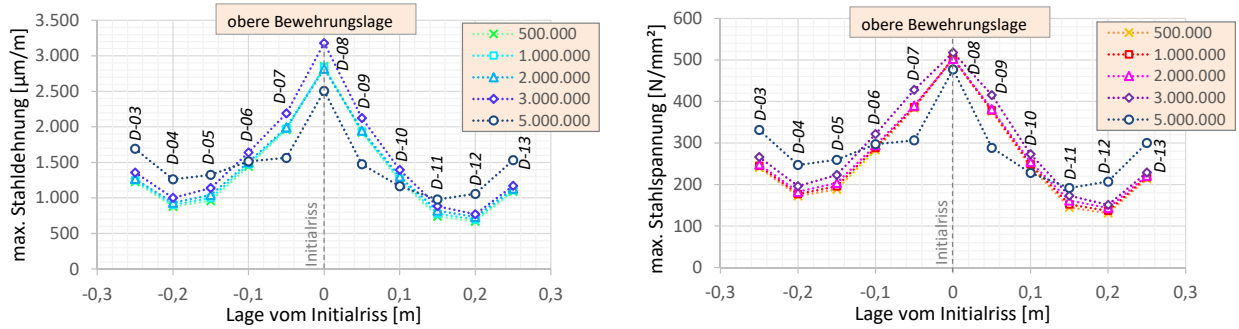


Abb. 3.53.: Gegenüberstellung der Betonstahldehnungen und -spannungen (obere Bewehrungslage) an den DMS-Messstellen nach verschiedenen Lastwechselzahlen - Versuch GB06

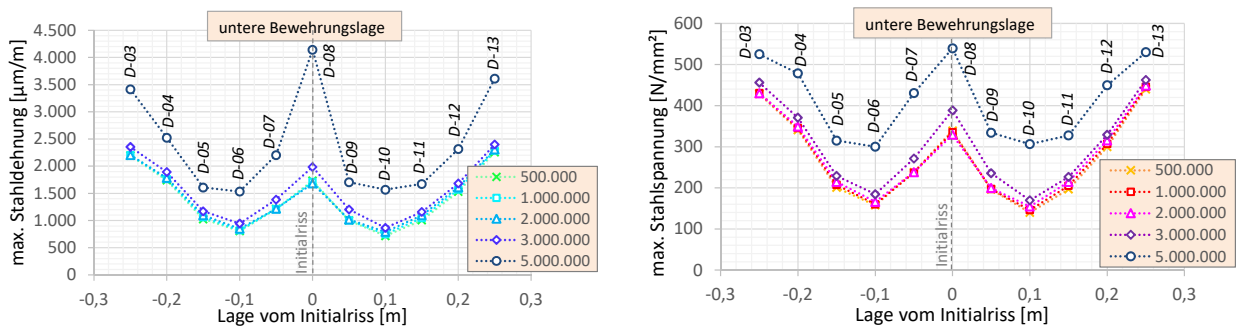


Abb. 3.54.: Gegenüberstellung der Betonstahldehnungen und -spannungen (untere Bewehrungslage) an den DMS-Messstellen nach verschiedenen Lastwechselzahlen - Versuch GB06

Nach ca. 4,1 Mio. Lastwechseln kann in einem der oberen Bewehrungsstäbe eine plastische Zunahme der Dehnungen beobachtet werden, die schlussendlich zu einem Bruch des Stabes führt. Nach dem Bewehrungsbruch, der auch nach Ende des Versuchs unmittelbar im Bereich des Initialrisses lokalisiert werden konnte, ist eine Umlagerung der Stahlspannungen auf die verbleibenden Betonstäbe und sowie auf den Spann Stahl zu beobachten.

Durch die enge Anordnung der DMS-Messstellen können in diesem Versuch erstmals die tatsächlichen Spannungs- und Dehnungsverläufe der Betonstahlbewehrung ausgehend vom Initialriss über eine bestimmte Länge aufgezeichnet werden (Abb. 3.53 und 3.54). Ausgehend vom Initialriss sind girlandenförmige Verläufe beidseitig bis zum nächsten Riss zu erkennen. Dies entspricht dem charakteristischen Verlauf eines Bauteils mit abgeschlossener Rissbildung. Mit fortschreitender Versuchslaufzeit ist ein genereller Anstieg der Stahlspannungen im und zwischen den Rissen zu erkennen. Lediglich in der oberen Bewehrungslage in Abbildung 3.53 ist nach 5 Mio. Lastwechseln eine Reduzierung der Beanspruchung im Initialriss zu verzeichnen. Diese Reduzierung ist auf den Bruch eines Betonstahls zurückzuführen.

Versuch GB07

Auch der Versuch GB07 wurde wie der Versuch GB06 ausschließlich mit DMS-Messstellen an der Betonstahlbewehrung ausgestattet. Allerdings bestand die Betonstahlbewehrung diesmal aus $4\varnothing 12$ mm.

Wie beim Versuch GB06 konnten bei diesem Versuch ebenfalls die Betonstahldehnungen und Stahlspannungen im Initialriss erfasst werden. Bei den Stahlspannungen sind bis zu einer Lastwechselzahl von ca. $N = 1,8$ Mio. relativ konstante Verläufe zu erkennen. Anschließend sind wieder sprunghafte Zuwächse

3. Experimentelle Untersuchungen

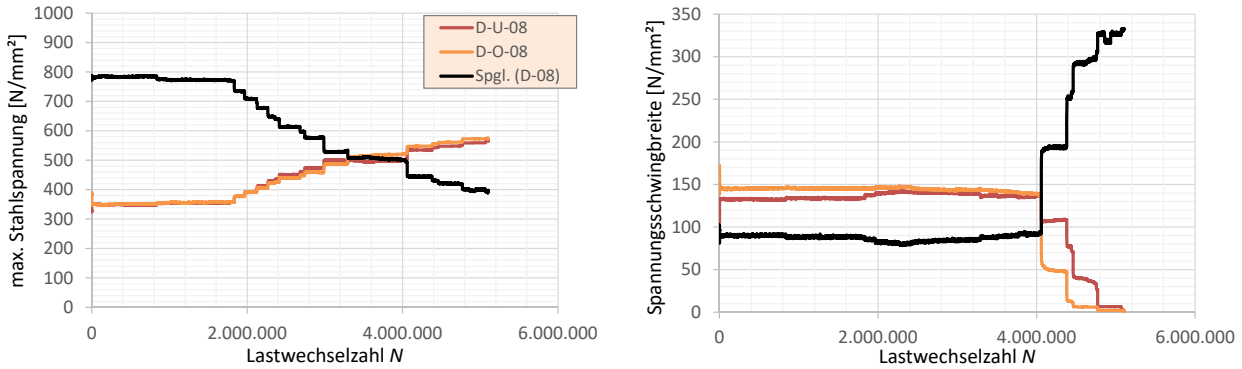


Abb. 3.55.: Verläufe der Stahlspannungen und Spannungsschwingbreiten im Versuch GB07

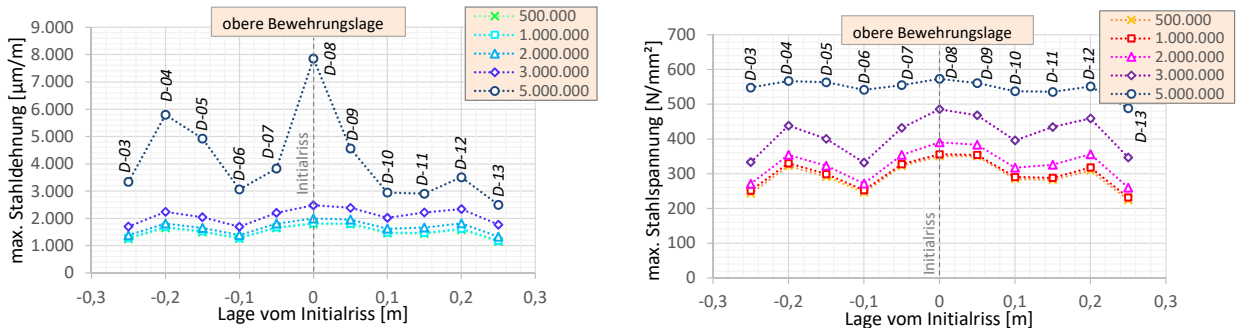


Abb. 3.56.: Gegenüberstellung der Betonstahldehnungen und -spannungen (obere Bewehrungslage) an den DMS-Messstellen nach verschiedenen Lastwechselzahlen - Versuch GB07

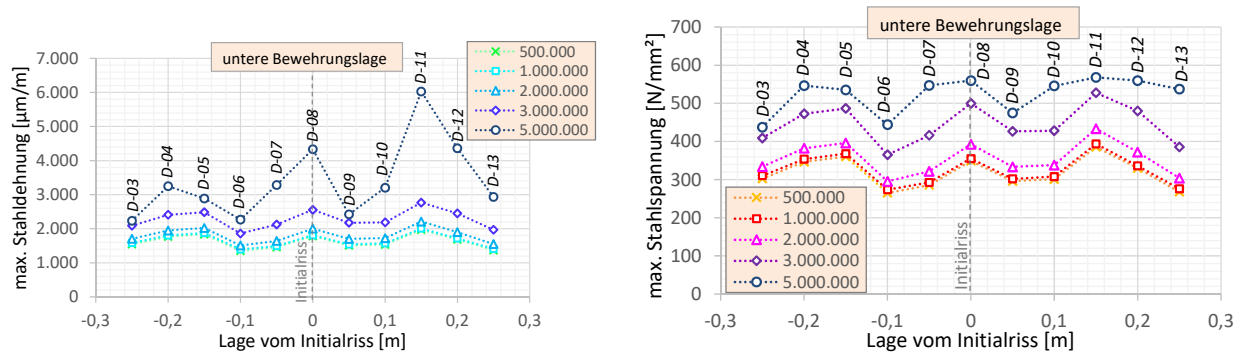


Abb. 3.57.: Gegenüberstellung der Betonstahldehnungen und -spannungen (untere Bewehrungslage) an den DMS-Messstellen nach verschiedenen Lastwechselzahlen - Versuch GB07

der Betonstahlspannungen zu verzeichnen, denen entsprechende Verluste der Spannstahlspannungen gegenüberstehen. Die Spannungsschwingbreiten jedoch bleiben bis zu einer Lastwechselzahl von $N = 4$ Mio. nahezu konstant.

Nach ca. 4 Mio. Lastwechseln erreichen die Betonstahlspannungen das Fließplateau, was eine Reduzierung der Spannungsschwingbreiten zur Folge hatte. Die Spannungsschwingbreiten im Spannstahl nehmen entsprechend zu.

In den Verläufen der Stahlspannungen über die Betonstahlänge (Abb. 3.56 und 3.57) ist wie beim Versuch GB06 auch die charakteristische Girlandenform zu erkennen. Allerdings sind die Spannungsunterschiede zwischen den Maximal- und Minimalwerten im direkten Vergleich geringer. Zum Ende des

Versuchs ist sogar festzustellen, dass der Betonstahl der oberen Lage sogar über die gesamte untersuchte Länge die Streckgrenze erreicht.

Der Versuch endete mit Brüchen aller vier Betonstäbe. Diese konnten letztendlich alle an der gleichen Stelle, ca. 40 cm vom Initialriss entfernt und somit außerhalb des mit Messstellen überwachten Bereiches, nachgewiesen werden.

3.3. Versuche zum Verbundverhalten von Spannstahllitzen

3.3.1. Beschreibung der Versuchskörper

Verbundversuche an nicht vorgespannten Spannstahllitzen

Die ersten Verbundversuche wurden an nicht vorgespannten Spannstahllitzen als Pull-Out Versuche (Bezeichnung: PO) durchgeführt. Diese konnten in drei Versuchsreihen zu jeweils vier Einzelversuchen zusammengefasst werden. Die Versuchsreihen unterschieden sich in der Verbundlänge der Spannstahllitze (7 cm, 14 cm, 21 cm). Es wurden ausschließlich $\varnothing 3/8''$ Spannstahllitzen verwendet. Für jede Versuchsreihe wurde ein Versuchskörper aus Beton hergestellt, an dem jeweils alle vier zugehörigen Pull-Out Versuche erfolgen konnten. In Abbildung 3.58 sind die drei unterschiedlichen Betonkörper vor dem Verpressvorgang dargestellt.

Die Dicke des Versuchskörpers ergab sich aus der gewählten freien Verbundlänge der Litze im Hüllrohr und lag bei 17 cm, 24 cm und 31 cm. Die Breite der Betonkörper betrug jeweils 50 cm. Die Hüllrohre in den Prüfkörpern hatten einen Achsabstand von 25 cm und einen Randabstand von 12,5 cm (Abb. 3.59). Die Abmessungen wurden so gewählt, dass die Prüfapparatur für jeden einzelnen Ausziehversuch (Pull-Out) auf dem Körper aufgestellt werden konnte, ohne die benachbarten Probe zu beeinflussen.

Die Spannstahllitzen wurden zentrisch im Hüllrohr angeordnet. Zu den Rändern des Versuchskörpers hin wurden die Spannstahllitzen mit Kunststoffröhrchen ummantelt, so dass hier der Verbund zum Ver-

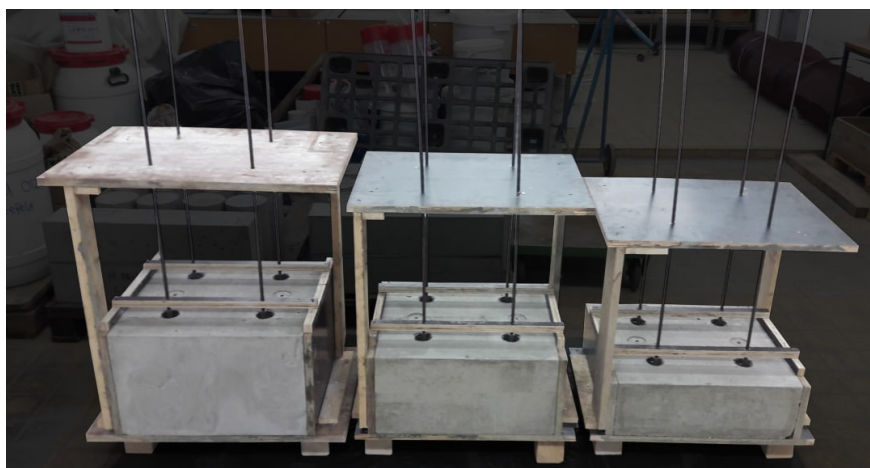


Abb. 3.58.: Darstellung der drei Betonkörper für die Pull-Out Versuche vor dem Verpressen des Hüllrohrs

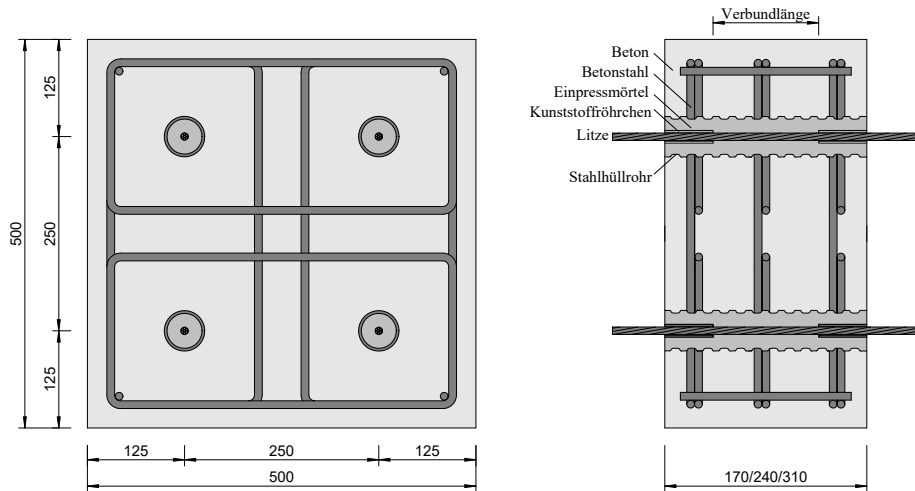


Abb. 3.59.: Geometrie der Versuchskörper der Versuchsreihe PO (Pull-Out)

pressmörtel unterbrochen wird. Verbundkräfte in den Randbereichen hätten zu einem Abplatzen des Verpressmörtels oder des Betons führen können. Zur Aufnahme möglicher Spaltzugkräfte im Beton wurden eine Spaltzugbewehrung aus Betonstahl angeordnet.

Verbundversuche an vorgespannten Spannstahtlitzten

Die eigentlichen Versuchskörper bei den Versuchsreihen mit vorgespannter Litze unterschieden sich nur unwesentlich von denen mit nicht vorgespannter Litze. Es wurden ebenfalls Betonkörper hergestellt in dem die stählernen Wellhüllrohre senkrecht eingebaut wurden, damit anschließend die Litzten in diesem angeordnet und verpresst werden konnten. Allerdings wurde hier für jeden Versuch ein einzelner Betonkörper hergestellt. Diese hatten die Kantenlängen 26/26/26 cm. Wie bei den Versuchen mit den nicht vorgespannten Litzten wurden ebenfalls unterschiedliche Verbundlängen untersucht. Diese wurden über entsprechend unterschiedlich lange Kunststoffröhrchen eingestellt (Abb. 3.60). Ein wesentlicher Unterschied zu den Pull-Out Versuchen bestand letztendlich in der vor der Herstellung des Verbundes aufgetragenen Vorspannung.

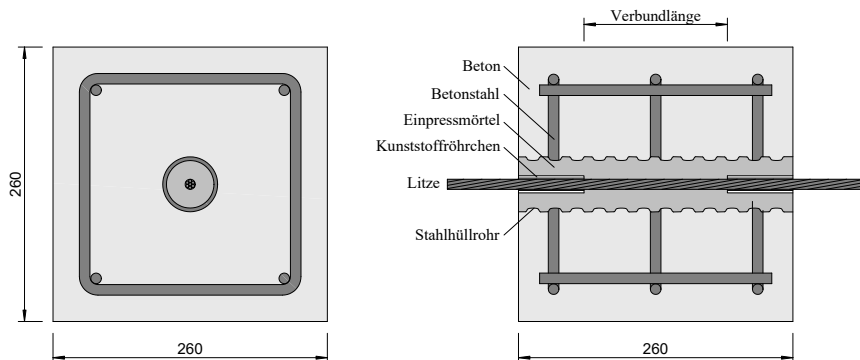


Abb. 3.60.: Geometrie der Versuchskörper der Versuchsreihe VL (vorgespannte Litze)

Tabelle 3.19.: Materialkennwerte des Betons und des Einpressmörtels

Versuchskörper	Beton		Einpressmörtel			Quellmaß Vol.-[%]
	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,fl}$ [N/mm ²]	$E_{c,s}$ [N/mm ²]	γ_c [g/cm ³]	
*PO-52-70-01 bis 04	47,6	58,0	4,0	-	1,92	3,04
*PO-52-140-01 bis 04	47,6	58,0	4,0	-	1,92	3,04
*PO-52-140-01 bis 04	47,6	58,0	4,0	-	1,92	3,04
PO-52-70-01 bis 03	48,4	60,2	6,7	14.400	1,96	1,53
PO-52-70-04 bis 06	44,7	61,7	8,1	14.900	2,01	1,24
PO-52-140-01 bis 03	48,4	61,9	4,5	14.300	1,98	2,16
PO-150-80-01 bis 03	44,7	58,8	5,8	-	2,04	1,22
PO-150-120-01 bis 03	44,7	59,5	9,5	14.600	1,98	1,53
Mittelwert	46,9	59,2	5,7	14.500	1,96	2,09

* Einpressmörtel aus der Versuchsträgerherstellung GB02/GB03 verwendet

3.3.2. Baustoffe

Beton

Durch das Verankern der Spannstahlritze im Einpressmörtel des Hüllrohrs, hat die Materialeigenschaft des Betons keinen direkten Einfluss auf die Verbundeigenschaften zwischen Litze und Mörtel. Dennoch sollte eine Rissbildung im Beton möglichst verhindert werden. Für alle Verbundversuche wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C35/45 hergestellt.

Einpressmörtel

Für die Verbundversuche an den Litzen sollte möglichst ein gleichwertiger Einpressmörtel zu den Großbauteilversuchen (Kap. 3.2) verwendet werden. Der Verpressvorgang erfolgte bei den Großbauteilversuchen durch die Spannirma. Der Einpressmörtel für die Verbundversuche mit vorgespannter Litze (Reihe VL) wurde jedoch selbst hergestellt. Hierfür hat die Spannirma einen speziellen Mischer zur Verfügung gestellt. Die Rezeptur für den Einpressmörtel aus den Großbauteilen war bekannt, so dass diese auch für die Verbundversuche verwendet wurde.

Als Einpressmörtel wurde ein System aus einem CEM I 42,5 R Zement gemäß DIN EN 197-1 [30] und einer speziell entwickelten Einpresshilfe eingesetzt. Die genaue Rezeptur des Einpressmörtels ist im Anhang A angegeben.

Betonstahl

Zur Aufnahme der Ringzugspannungen bei Belastung wurde in den Betonkörpern Spaltzugbewehrung angeordnet. Hierfür wurde handelsüblicher gerippter Betonstabstahl B500B mit einem Durchmesser von $\varnothing 10$ mm verwendet. Auf eine genaue Ermittlung der Stahleigenschaften wurde jedoch verzichtet.

Spannstahl

Es wurden Spannstahlritzen aus den gleichen Chargen wie bei den Großbauteilversuchen verwendet (vgl. Kap. 3.2.2). Die Pull-Out Versuche erfolgten ausschließlich an $\varnothing 3/8''$ -Litzen ($A_p = 52$ mm²). Bei den

Versuchen an vorgespannten Litzen wurden neben den $\varnothing 3/8''$ auch $\varnothing 0,62''$ -Litzen ($A_p = 150 \text{ mm}^2$) untersucht.

Hüllrohr

Es wurden spiralfalzte Stahlhüllrohre mit einem Innendurchmesser $\varnothing_{duct} = 45 \text{ mm}$ und einem Außendurchmesser von $\varnothing_a = 52 \text{ mm}$ verwendet.

3.3.3. Versuchseinrichtung

Pull-Out Versuche

Die Versuchseinrichtung für die Pull-Out Versuche wurde direkt auf dem Betonkörper aufgebaut (Abb. 3.61). Die Zugkraft wurde über einen Hydraulikzylinder aufgebracht. Hierzu wurde am Ende der Litze eine Klemmverankerung für Einzellitzen angeordnet, so dass die Litze dort senkrecht zum Betonkörper herausgezogen werden konnte. Zwischen der Hydraulikpresse und der Klemmverankerung wurde eine Kraftmessdose angeordnet, die die Zugkraft aufgezeichnet hat.

Die Lastverteilerplatte hatte eine kreisrunde Öffnung, die größer war als der Hüllrohraußendurchmesser \varnothing_a , so dass die Absetzkraft aus der aufgetragenen Zugkraft auf den Beton wirkte. Zwischen dieser Lastverteilerplatte und dem Hydraulikzylinder wurde ein Standzylinder mit seitlichen Öffnungen angeordnet. Durch die Öffnungen konnte eine Messklemme mit seitlichen Blechen angeordnet werden (Abb. 3.62). Diese Konstruktion wurde zur Messung des Ausziehweges an der lastzugewandten Seite verwendet (s. Kap. 3.3.4).

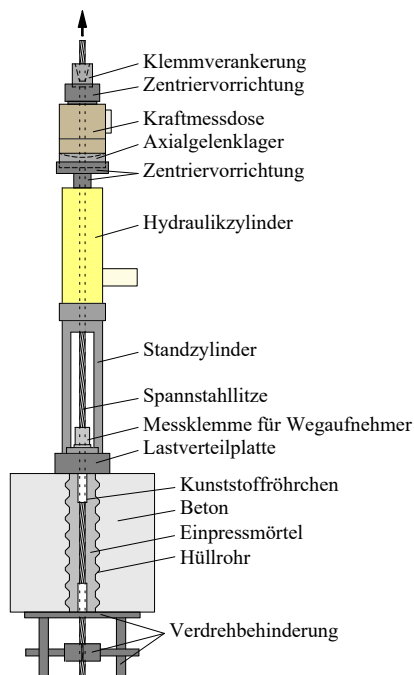


Abb. 3.61.: Versuchsaufbau der Pull-Out Versuche



Abb. 3.62.: Versuchseinrichtung im Versuch

An der Unterseite des Betonkörpers (lastabgewandte Seite) konnte eine stählerne Konstruktion montiert werden, um die Verdrehung der Litze zu verhindern. Aufgrund der Verwindung der äußeren Drähte der Litze, konnten sich diese Drähte bei einer Zugkraft „entseilen“. Dies bedeutet, dass sich die äußeren Drähte entgegen ihrer Aufwicklungsrichtung verdrehen wollten, um in ihre kürzeste Länge zu erreichen. Dieser Effekt ist als *Seilrecketeffekt* bekannt. Bei dem gewählten Versuchsaufbau wurde die Verdrehung am Lastangriffspunkt durch die Reibung an der Klemmverankerung verhindert. An dem anderen Ende der Litze war diese jedoch frei verdrehbar. Jeweils zwei von vier Versuchen mit der gleichen Verbundlänge wurde ohne weitere Maßnahmen zur Drehbehinderung der Litze an der lastabgewandten Seite durchgeführt. Für die übrigen Versuche wurde jedoch eine Verdrehbehinderung angeordnet.

Versuche an vorgespannter Litze

Für die Versuche mit vorgespannter Litze wurde zunächst ein Prüfrahmen in Form einer geschraubten Stahlkonstruktion aufgebaut. Dieser Prüfrahmen war für drei Versuche gleichzeitig ausgelegt.

Zunächst wurden die Betonkörper im Prüfrahmen ausgerichtet. Die Betonkörper standen hierbei auf einer speziellen Stahlplatte, die mittig eine Öffnung zur Durchführung der Litze sowie seitlich Anschlussmöglichkeiten für eine Verdrehbehinderung bot. Nach Einbau der Prüfkörper konnten die Litzen durch die Hüllrohre geführt werden und an den Querstreben abgesetzt werden. Im Bereich des Hüllrohrs wurde durch die Anordnung von Kunststoffröhrchen an den Litzen, die planmäßige Verbundlänge eingestellt.

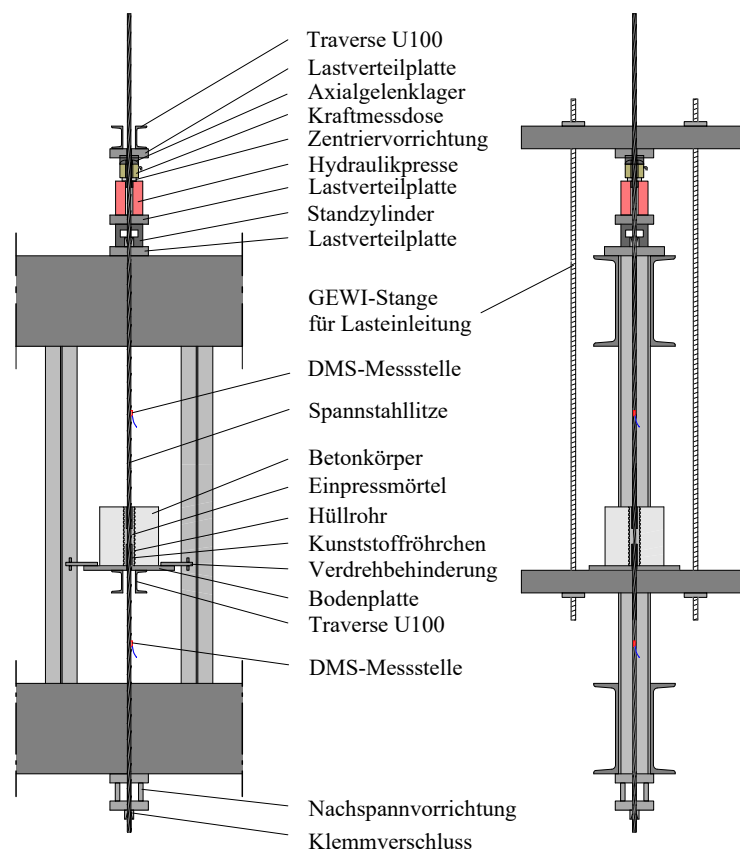


Abb. 3.63.: Darstellung der Versuchseinrichtung für die Verbundversuche an der vorgespannten Litze

Die Litzen wurden von an der Oberseite des Prüfrahmens durch einen Hydraulikzylinder vorgespannt und anschließend mit Keilverschlüssen verankert. An der Unterseite des Prüfrahmens (Festanker) wurde eine spezielle Verankerungskonstruktion mit Möglichkeit zum Nachspannen der Litze vorgesehen. Hierzu wurde zwischen den Ankerblechen drei Feingewindestangen M24 angeordnet, die mit entsprechenden Muttern den Abstand definierten. Durch Änderung des Abstandes konnte somit auch die Vorspannung angepasst werden. Des Weiteren wurde diese Konstruktion auch zum Ablassen der Vorspannkraft nach Versuchsende verwendet, um einen sicheren Ausbau der Versuchskörper zu gewährleisten.

Nach dem Vorspannen der Litze konnte das Hüllrohr verpresst werden. Hierzu wurde die Unterseite des Betonkörpers an der Stahlplatte abgedichtet und der Einpressmörtel von oben ins Hüllrohr eingefüllt.

Das Aufbringen der Beanspruchung konnte bei diesen Versuchen nicht mehr direkt durch das Aufbringen einer Zugkraft an der Litze erfolgen. Stattdessen wurde die Last an der Stahlplatte unterhalb der Betonkörper aufgebracht. Die Kraft aus dem Hydraulikzylinder wurde über die Traversen und GEWI-Stangen direkt unter die Betonkörper geführt (Abb. 3.63). Der gesamte Prüfkörper wurde somit nach oben verschoben, während die Spannstahlitze in ihrer Position blieb. Zwischen dem Hydraulikzylinder und der oberen Traverse wurde zusätzlich eine KMD angeordnet, um die tatsächlich aufgebrachte Belastung zu messen.

3.3.4. Messtechnik

Aufzeichnung der Vorspannkraft

Damit die Vorspannung der Litzen in den Versuchen mit vorgespannter Litze überwacht werden konnte, wurden an diesen jeweils zwei DMS-Messstellen appliziert. Eine wurde an der lastzugewandten und eine an der lastabgewandten Seite angeordnet (Abb. 3.63). Mit diesen Messsensoren konnten somit kontinuierlich die Spannstaahldehnungen der Litze ε_p erfasst werden. Die planmäßige Vorspannung der Litzen wurde über eben diese Spannstaahldehnungen eingestellt. Mögliche Vorspannverluste durch die weitere Versuchsvorbereitung konnten durch die Nachspannvorrichtung am Prüfrahmens wieder ausgeglichen werden. Auch während der Versuchsdurchführung konnten die Spannstaahldehnungen beobachtet werden.

Kraftmessung

Die Aufzeichnung der Versuchskraft, die mit der Hydraulikpresse erzeugt wurde, erfolgte durch die angeordneten Kraftmessdosen.

Verformungsmessung

Zur Aufzeichnung der Relativverformungen zwischen Litze und Einpressmörtel wurden induktive Wegaufnehmer verwendet. Hierzu wurden jeweils zwei an der lastzugewandten und zwei an der lastabgewandten Seite angeordnet. Die Wegaufnehmerpaare wurden immer im gleichen Abstand sowie parallel zur Litze und auf gegenüberliegenden Seiten angeordnet (Abb. 3.64 und 3.65). Im Folgenden wird der Mittelwert der beiden Wegaufnehmerpaare W1/W2 sowie W3/W4 angegeben.

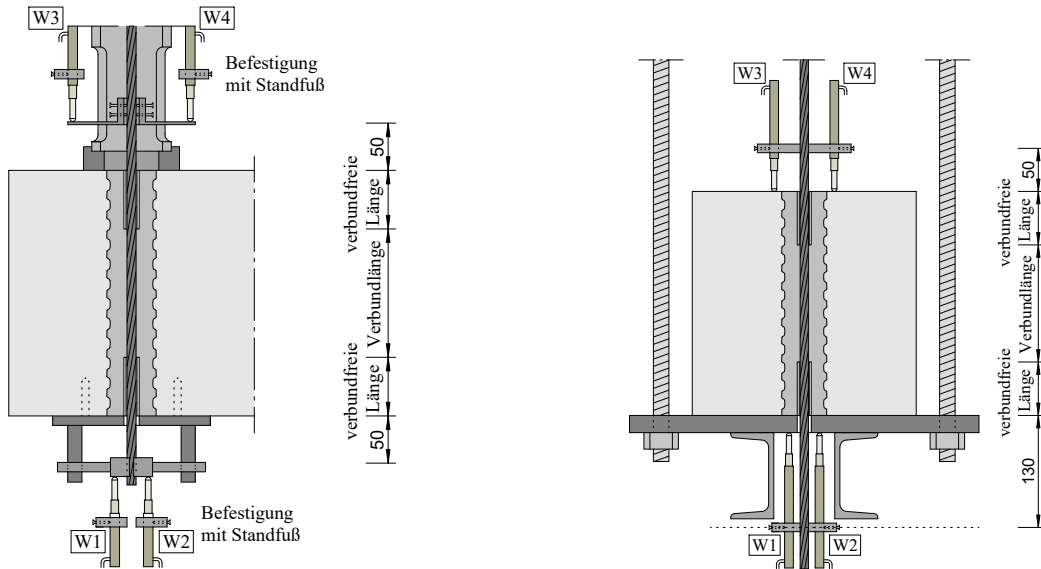


Abb. 3.64.: Anordnung der Wegaufnehmer bei den Pull-Out Versuchen **Abb. 3.65.:** Anordnung der Wegaufnehmer bei den Versuchen mit vorgespannter Litze

Die mit den Wegaufnehmer gemessenen Wege entsprechen jedoch nicht dem tatsächlichen Schlupf, der sich zwischen Litze und Mörtel einstellt. Die Messstellen wurden in einem bestimmten Abstand zum Verbundbereich angeordnet. Durch die aufgebrachte Zugkraft entstand somit auch eine Dehnung der Litze über die freie Länge. Um den tatsächlichen Schlupfweg zu erhalten, muss die zusätzliche Verschiebung der Litze auf der freien Länge mithilfe des Hooke'schen Gesetzes berechnet und von den gemessenen Verformungen abgezogen werden:

$$\Delta l = \varepsilon \cdot l \quad (3.23)$$

Die Spannstahldehnung im Litzenstrang wurde bei den Versuchen mit vorgespannter Litze durch die applizierten DMS-Messstellen kontinuierlich erfasst. Bei den Pull-Out Versuchen muss diese dagegen auf Grundlage des in Kapitel 3.2.2 ermittelten E-Moduls und der Stahlfläche der Spannlitze rechnerisch ermittelt werden.

3.3.5. Versuchsablauf

Die Prüflast wurde durch eine handbetriebene Hydraulikpumpe aufgebracht. Während der Belastungssteigerung wurden die Versuchsergebnisse kontinuierlich aufgezeichnet. Die Pull-Out Versuche wurden nach einem Gesamtausziehweg von ca. 25 mm beendet. Bei den Versuchen mit vorgespannter Litze wurden Wegaufnehmer mit geringeren Messlängen dafür mit größerer Messgenauigkeit verwendet. Die maximalen Ausziehwege dieser Versuche lagen daher bei lediglich 5 bis 10 mm.

3.3.6. Darstellung der Versuchsergebnisse

Ausziehwege der Pull-Out Versuche

In der Abbildung 3.66 sind die Ausziehwege der Pull-Out Versuche an den nicht vorgespannten $\varnothing 3/8''$ -Litzen getrennt nach der eingestellten Verbundlänge l_b aufgeführt. Die jeweils ersten zwei Versuche für eine bestimmte Verbundlänge wurden mit der Verdrehbehinderung der Litze an der lastabgewandten Seite durchgeführt. Die beiden verbleibenden zwei Versuchen wurde dagegen ohne Verdrehbehinderung gefahren (graue Verläufe).

Bei den dargestellten Ausziehwegen handelt es sich um die Mittelwerte aus den an der lastzugewandten und lastabgewandten Seite des Versuchsträger gemessenen Verschiebungen. Der Verformungsanteil der Litze aus der Stahldehnung infolge der aufgebracht Zugkraft über die freie Länge wurde hierbei bereits abgezogen.

Bei allen Versuchen ist zu erkennen, dass zu Beginn der Belastungsphase zunächst nur sehr geringe Ausziehwege gemessen werden konnten. Nachdem eine bestimmte Prüflast erreicht wurde, ist ein deutlicher Rückgang der Zugkraft bei gleichzeitigem Anstieg des Ausziehwegs zu verzeichnen. Vermutlich wird zu diesem Zeitpunkt gerade die Adhäsionskraft zwischen der Spannstahlitze und dem Einpressmörtel überschritten (Haftverbund). Damit diese Kraft anschließend über Verbund eingeleitet werden kann, ist ein entsprechender Schlupfweg erforderlich. Die Größe der Adhäsionskraft hängt hierbei u. A. von der Verbundlänge der Litze im Hüllrohr ab. Je größer diese ist, desto größer ist auch die Adhäsionskraft.

Sobald die Adhäsion einmal überwunden wird, ist ein deutlich geringerer Anstieg der Ausziehkraft zu beobachten. Die beiden Versuche mit einer Verbundlänge von 70 mm und ohne Verdrehbehinderung (PO-52-70-03 und 04) weisen sogar einen nahezu konstanten Verlauf auf. Durch das Fehlen der Verdrehbehinderung kann sich die Litze durch ihre gewundene Geometrie der Außendrähte im Verbundbereich wie eine Schraube in einem Gewindengang herausdrehen. Dieses Verhalten kann primär bei den geringeren Verbundlängen von 70 und 140 mm festgestellt werden. Bei den Versuchen mit 210 mm Verbundlänge ist kein nennenswerter Einfluss aus der Verdrehbehinderung zu erkennen (Abb. 3.66c).

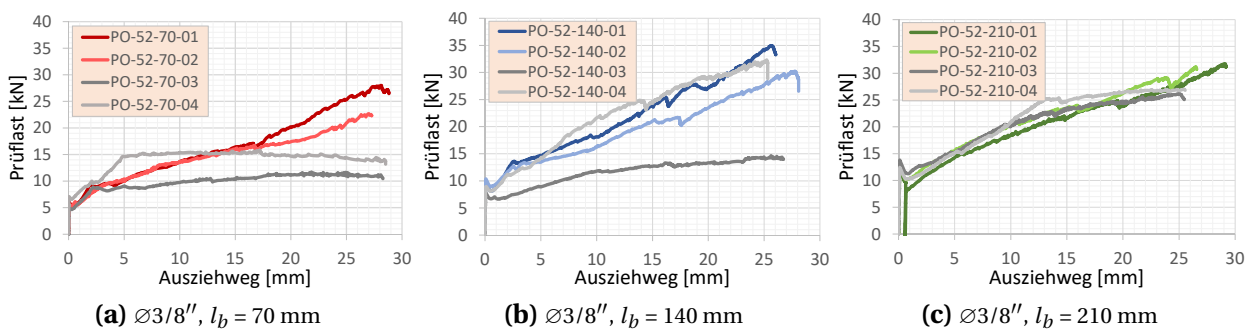


Abb. 3.66.: Übersicht der Ausziehwege der Pull-Out Versuche

Tabelle 3.20.: Übersicht der Ausziehkräfte der Pull-Out Versuche

Versuchskörper	l_b/\varnothing_p	Verdreh- behinderung	Ausziehkraft in [kN] für bestimmte Ausziehwege					
			0,1 mm	0,2 mm	0,5 mm	1 mm	5 mm	10 mm
PO-52-70-01	7,5	ja	5,9	5,6	5,5	6,2	10,0	13,6
PO-52-70-02	7,5	ja	5,0	5,1	5,9	5,9	10,2	13,6
PO-52-70-03	7,5	nein	5,0	4,8	4,9	6,0	9,0	9,7
PO-52-70-04	7,5	nein	6,9	6,7	7,0	8,1	14,6	15,4
PO-52-140-01	15	ja	9,3	8,9	8,2	8,8	14,7	18,2
PO-52-140-02	15	ja	10,3	9,8	9,0	9,5	13,5	16,2
PO-52-140-03	15	nein	7,7	7,3	6,7	6,7	8,9	11,8
PO-52-140-04	15	nein	9,0	8,7	8,1	8,7	14,2	21,6
PO-52-210-01	22,5	ja	10,8	11,8	10,0	8,6	14,3	18,5
PO-52-210-02	22,5	ja	12,3	11,8	10,6	10,4	15,6	20,4
PO-52-210-03	22,5	nein	13,3	13,4	11,8	11,4	15,2	20,2
PO-52-210-04	22,5	nein	12,0	12,0	10,7	10,4	15,2	20,8

Ausziehwege der Versuche mit vorgespannten Litzen

Die Versuche an der vorgespannten Litze wurden alle mit einer Verdrehbehinderung durchgeführt. Auch bei diesen Versuchen kann wie bei den Pull-Out Versuchen ein ähnliches Verhalten beim ersten Aufbringen der Prüflast und Überwinden der Adhäsionskraft beobachtet werden. Hier ist ebenfalls ein Abfall der Prüflast mit zunehmenden Schlupfweg ab einem gewissen Punkt zu erkennen. Mit ansteigender Verankerungslänge l_b und Litzengröße \varnothing_p nimmt die Größe dieses Schlupfweges nach dem Überschreiten der Adhäsionskraft sogar zu. Vor allem bei den Versuchen mit der $\varnothing 0,62''$ -Litze können Schlupfwege von bis zu 2 mm festgestellt werden (Abb. 3.68). Ist die Adhäsionskraft einmal überwunden, kann wieder ein Anstieg der Prüflasten verzeichnet werden.

Bei den Versuchen mit $\varnothing 3/8''$ -Litze wurden neben zwei verschiedenen Verbundlängen (70 und 140 mm)

Tabelle 3.21.: Ausziehkräfte der Versuche mit vorgespannter Litze

Versuchskörper	ε_p	l_b/\varnothing_p	Verdreh- behinderung	Ausziehkraft in [kN] für bestimmte Ausziehwege					
				0,1 mm	0,2 mm	0,5 mm	1 mm	2 mm	5 mm
VL-52-70-01	4,5‰	7,5	ja	12,4	13,4	16,1	16,6	20,6	-
VL-52-70-02	4,5‰	7,5	ja	14,3	13,8	15,9	17,3	21,1	-
VL-52-70-03	4,5‰	7,5	ja	14,9	15,4	18,4	22,2	23,7	34,6
VL-52-70-04	5,6‰	7,5	ja	17,2	16,8	17,2	18,3	21,6	28,7
VL-52-70-05	5,6‰	7,5	ja	16,6	16,0	16,2	17,0	20,1	28,2
VL-52-70-06	5,6‰	7,5	ja	13,2	14,4	15,8	15,0	18,0	25,3
VL-52-140-01	4,5‰	15	ja	22,0	21,4	19,5	16,5	17,5	22,0
VL-52-140-02	4,5‰	15	ja	23,1	22,4	23,2	23,3	23,1	23,7
VL-52-140-03	4,5‰	15	ja	25,0	24,8	23,2	21,3	23,7	29,6
VL-150-80-01	4,5‰	5	ja	24,6	23,9	22,0	18,1	12,9	18,9
VL-150-80-02	4,5‰	5	ja	17,8	17,7	17,0	13,6	12,8	18,2
VL-150-80-03	4,5‰	5	ja	35,2	34,5	32,0	27,9	23,0	37,2
VL-150-120-01	4,5‰	7,5	ja	27,8	26,7	27,0	23,3	23,2	31,0
VL-150-120-02	4,5‰	7,5	ja	28,5	27,6	24,8	20,6	23,8	35,3
VL-150-120-03	4,5‰	7,5	ja	30,5	29,5	26,6	22,0	24,5	34,6

3. Experimentelle Untersuchungen

auch der Einfluss aus verschiedenen Vorspanngraden untersucht. Die Versuche VL-52-70-01 bis 03 wiesen eine Vordehnung von $\varepsilon_p = 4,5\text{‰}$ auf. Für die Versuche VL-52-70-04 bis 06 wurde diese auf $\varepsilon_p = 5,6\text{‰}$ erhöht. In der Abbildung 3.67a sind die Kraft-Verformungs-Verläufe dieser sechs Versuche gegenübergestellt. Ein eindeutiger Einfluss aus der Erhöhung der Vordehnung ist hier nicht zu erkennen.

Im Vergleich zu den Versuchen an der schlaffen Litze (Pull-Out Versuche) ist dagegen ein deutlicher Unterschied zu erkennen. Die erreichten Ausziehkräfte bei den Versuchen mit vorgespannter Litze waren viel größer als bei den Pull-Out Versuchen ohne Vorspannung der Litzen. Zudem ist eine deutlich steilere Zunahme der Prüfkräfte zu erkennen. Dies ist auf die höhere Steifigkeit des vorgespannten Systems zurückzuführen.

Die Ergebnisse aus den Versuchen an den $\varnothing 0,62''$ -Litzen sind in Abbildung 3.68 dargestellt. Es wurden jeweils drei Versuche mit Verbundlängen von 80 bzw. 120 mm durchgeführt. Mit der Verbundlänge von $l_b = 120\text{ mm}$ wurde hier das gleiche Verhältnis $l_b/\varnothing_p = 7,5$ erreicht, wie bei den Versuche an den $\varnothing 3/8''$ -Litzen mit einer Verbundlänge von 70 mm. Mit den Versuchen VL-150-80-01 bis 03 wurde das Verhältnis l_b/\varnothing_p auf 5 reduziert. Die Verläufe bei dieser geringen Verankerungslänge streuen jedoch sehr. So konnte der Versuch VL-150-80-03 fast doppelt so große Ausziehkräfte bei gleichen Ausziehwegen aufnehmen wie die übrigen beiden Versuche (Abb. 3.68a). Die drei Versuche mit einer Verbundlänge von 120 mm zeigen dagegen ein deutlich einheitlicheres Bild (Abb. 3.68b).

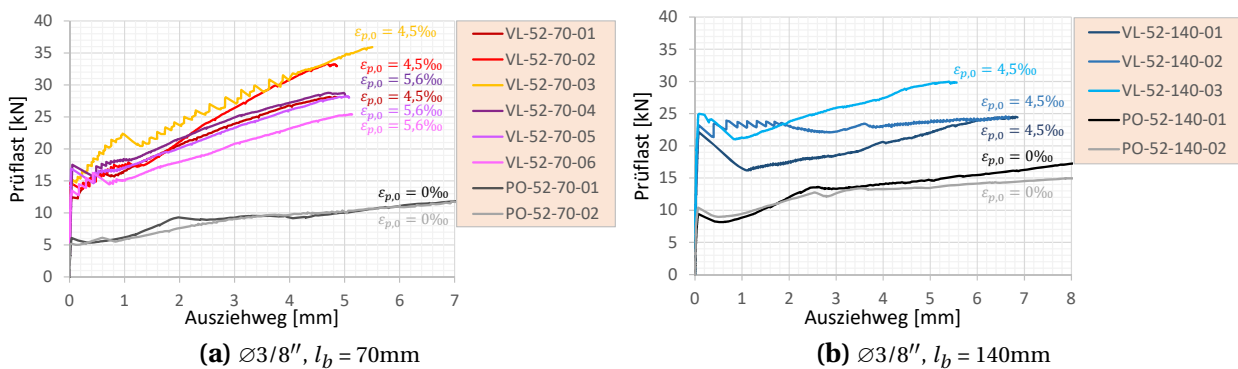


Abb. 3.67.: Übersicht der Ausziehwege der Versuche mit vorgespannten $\varnothing 3/8''$ -Litzen und Vergleich mit den Pull-Out Versuchen

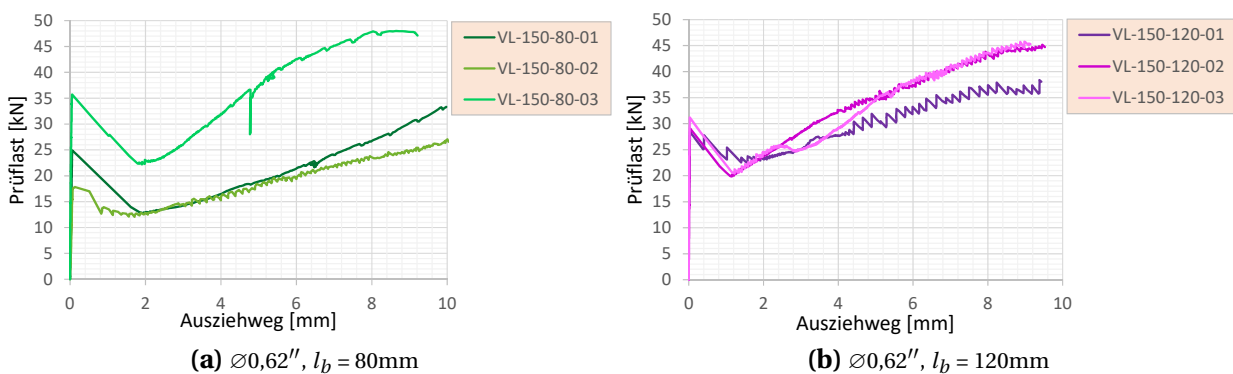


Abb. 3.68.: Übersicht der Ausziehwege der Versuche mit vorgespannten $\varnothing 0,62''$ -Litzen

3.4. Erweiterte Materialprüfungen

3.4.1. Ermüdungsfestigkeit der Spannstahllitzen

Vorbemerkungen

Im Vorfeld zu den Ermüdungsversuchen aus Kapitel 3.2 wurde die Ermüdungsfestigkeit der verwendeten Spannstahllitzen freischwingend bestimmt. Die $\varnothing 3/8''$ -Litzen, die in den Versuchsträger eingesetzt wurden, stammten aus der selben Charge wie bei den Versuchen SB01 bis SB04 von HEEKE. Dieser hat in [64] bereits die entsprechenden Ermüdungsfestigkeitskurven an freischwingenden Proben nach dem Interaktiven Verfahren bestimmt. Im Folgenden wurde auf diese Ergebnisse Bezug genommen.

Für die in den Versuchskörpern der Reihe GL vorgesehenen $\varnothing 0,62''$ -Litzen wurde eine eigene Versuchsreihe zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeitskurve an freischwingenden Proben durchgeführt. Diese erfolgte ebenfalls auf Grundlage des Interaktiven Verfahrens. Die Probenvorbereitung sowie die Versuchsdurchführung war dabei an die Untersuchungen in [64] angelehnt.

Versuchsstand

Die Hydraulikmaschine für die Versuche ist in Abbildung 3.69 dargestellt. Der untere Teil der Maschine, an der die untere Spannvorrichtung sitzt, ist unbeweglich. Die Prüflast wurde über den Hydraulikzylinder am Maschinenkopf aufgebracht. Die obere Spannvorrichtung konnte sich auch unter Last um die Zugrichtung verdrehen. Um diese Verdrehung zu verhindern, wurde eine Verdrehbehinderung (Torsionshalterung) am Versuchsstand montiert.

Die Versuchsprobe der Litze wurden an den Enden hydraulisch in eine Spannvorrichtung eingeklemmt. Da die Stahloberfläche der Litze durch das Einklemmen beschädigt worden wäre und diese Schädigung sich hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit ungünstig ausgewirkt hätte (Kerbwirkung), wurde die Probe an den Einspannstellen zuvor in kurze Stahlrohrabschnitte eingeklebt.

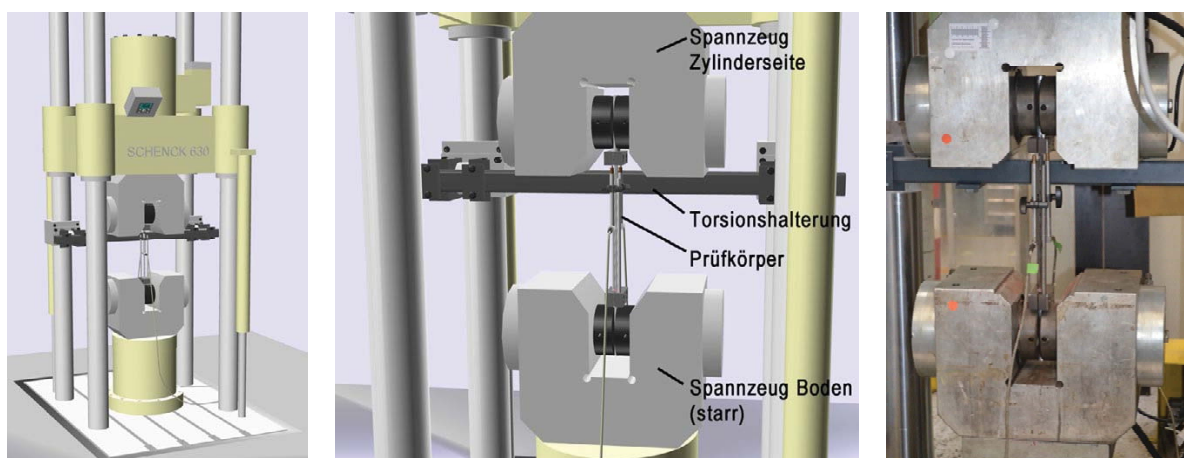


Abb. 3.69.: Versuchsstand für die Dauerschwingversuche an den Spannstahllitzen, aus [64]

Messensorik

Die Hydraulikmaschine verfügte über eine interne Kraftmessdose zur Aufzeichnung der Prüflasten. Für die Dauerschwingversuche wurde keine weitere Messtechnik verwendet. Über den Steuerrechner lief ein Zyklenzähler mit, an dem die ertragene Schwingenspielzahl abgelesen werden konnte.

Versuchsablauf

Die Dauerschwingversuche wurden kraftgesteuert durchgeführt. Die Unterlast der zyklischen Belastung wurde bei allen Versuchen so angesetzt, dass sie einer Spannstahlspannung von $\sigma_u = 900 \text{ N/mm}^2$ entsprach. Die Wahl der Spannungsamplituden σ_a erfolgte hierbei nach den Vorgaben des Interaktiven Verfahrens.

Darstellung der Ermüdungsfestigkeitskurven

Die Versuchsergebnisse der Dauerschwingversuche an den freischwingenden $\varnothing 3/8''$ sowie $\varnothing 0,62''$ -Litzen sind detailliert im Anhang A zu finden. Auf Grundlage der Wertepaare aus Schwingenspielzahl zu Spannungsschwingbreite konnten die Ermüdungsfestigkeitskurven bestimmt werden. Diese sind in Abbildung 3.70 für die beiden Litzen mit unterschiedlichem Nenndurchmesser gegenübergestellt.

Die Mittelwertfunktionen wurden gemäß dem Interaktiven Verfahren mittels Regressionsanalyse über das Minimum der Fehlerquadrate bestimmt. Es wird darauf hingewiesen, dass sich die für die $\varnothing 3/8''$ -Litze dargestellte Ermüdungsfestigkeitskurve (Abb. 3.70) von der von HEEKE in [64] angegebenen Kurve unterscheidet. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Interaktive Verfahren in den letzten Jahren weiterentwickelt wurde und die Ergebnisse entsprechend neu ausgewertet wurden. So wurden u. A. bestimmte Kontrollpunkte (check-points) für den Verlauf der 5%-Quantilfunktion eingeführt, die bei der Bestimmung der Ermüdungsfestigkeitskurve zu berücksichtigen sind. Wie diese Kontrollpunkte bestimmt werden, ist derzeit im aktuellen Draft der EAD 330250-00-0601 [43] beschrieben. Infolge der Neuauswertung der Versuchsergebnisse unter Berücksichtigung der Kontrollpunkte ergibt sich eine Abmin-

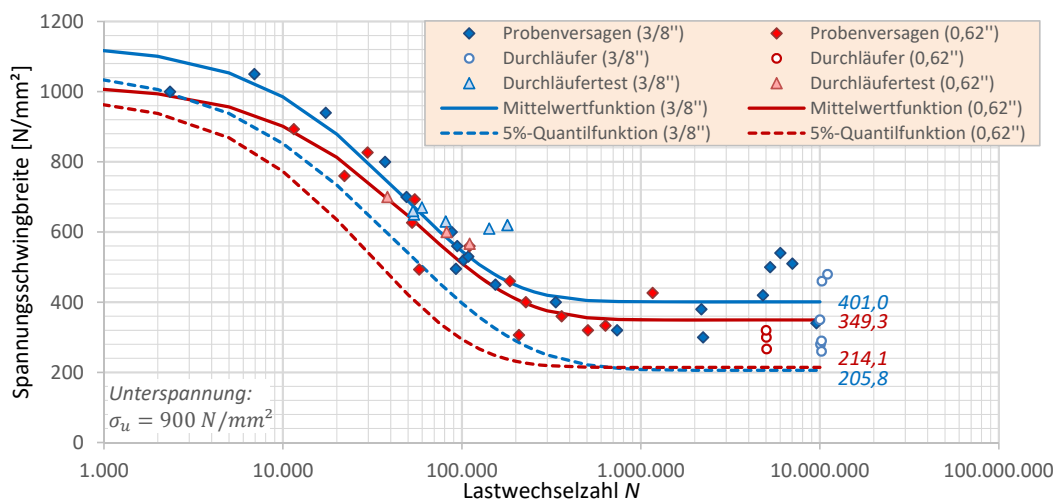


Abb. 3.70.: Gegenüberstellung der aus den Versuchen bestimmten Ermüdungsfestigkeitskurven für die $\varnothing 3/8''$ - und die $\varnothing 0,62''$ -Litze

derung des 5%-Quantilwerts der Dauerschwingfestigkeit von $\Delta\sigma_D = 255 \text{ N/mm}^2$ (nach HEEKE) auf $\Delta\sigma_D = 206 \text{ N/mm}^2$ (nach EAD). Durch die verhältnismäßig große Streuung der Versuchsergebnisse im Bereich der Dauerschwingfestigkeit, erscheint diese Abminderung aus statistischer Sicht plausibel.

Aus dem direkten Vergleich der Ermüdungsfestigkeitskurven kann für die $\varnothing 3/8''$ -Litze eine tendenziell höhere Ermüdungsfestigkeit gegenüber der $\varnothing 0,62''$ -Litze festgestellt werden. Dies ist vermutlich auf den Größeneinfluss zurückzuführen, der bereits in Kapitel 2.2.4.2 beschrieben wurde. Lediglich durch die größere Streuung der Ergebnisse im hinteren Bereich der Kurve ergab sich ein geringfügig kleinerer 5%-Quantilwert. Grundsätzlich kann jedoch für die $\varnothing 3/8''$ -Litze kein signifikant abweichendes Ermüdungsverhalten gegenüber der $\varnothing 0,62''$ -Litze nachgewiesen werden. Die Unterschiede bewegen sich im Streubereich. Daher sind die in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen und die daraus gewonnenen Erkenntnisse auf die häufig verwendeten $\varnothing 0,6''$ bzw. $\varnothing 0,62''$ -Litzen in guter Näherung übertragbar, da es sich um das gleiche Material handelt und sich die Streubereiche überlappen.

3.4.2. Ermüdungsfestigkeit der Betonstähle

Vorbemerkungen

In [64] wurden zwei verschiedene Ermüdungsfestigkeitskurven für einen Betonstahl $\varnothing 20 \text{ mm}$ experimentell bestimmt. Hierbei wurde der Betonstahl sowohl freischwingend als auch im einbetonierten Zustand untersucht. In den Großbauteilversuchen der Versuchsreihe GB wurden ebenfalls Betonstähle einer zyklischen Belastung ausgesetzt. Diese Betonstähle hatten jedoch teilweise deutlich geringere Durchmesser. Daher wurde für die Betonstähle mit dem Durchmesser $\varnothing 8 \text{ mm}$, die in den Versuchen GB02 bis GB06 verwendet wurden, ebenfalls die Ermüdungsfestigkeitskurve nach dem Interaktiven Verfahren bestimmt.

Versuchsdurchführung

Die Betonstahlproben stammten aus der gleichen Charge, wie der in den Versuchen eingebaute Betonstahl. Die Versuchsdurchführung erfolgte ebenfalls in Anlehnung HEEKE [64]. So wurde bei den Versuchen auch eine Unterspannung von $\sigma_u = 125 \text{ N/mm}^2$ angesetzt.

Darstellung der Ermüdungsfestigkeitskurven

Wie schon bei dem Vergleich der unterschiedlichen Spannstahlitzen, wurden die Ergebnisse aus [64] unter Berücksichtigung der EAD 330250 [43] neu ausgewertet. Die Neuauswertung ergibt erneut eine geringfügige Abminderung des 5%-Quantilwerts der Dauerschwingfestigkeit von $\Delta\sigma_D = 173 \text{ N/mm}^2$ (nach HEEKE) auf $\Delta\sigma_D = 168 \text{ N/mm}^2$ (nach EAD).

Im Vergleich der unterschiedlichen Betonstahldurchmesser zeigt sich bei den kleineren Stabdurchmessern eine tendenziell höhere Ermüdungsfestigkeit. Insbesondere im Bereich der Zeitfestigkeit liegen die Versuchsergebnisse deutlich über denen des größeren Stabdurchmessers. Somit kann auch für diesen Bereich ein deutlich sichtbarer Größeneinfluss aus dem Stabdurchmesser nachgewiesen werden. Im Bereich der Dauerfestigkeit überlappen sich auch hier die Streubereiche.

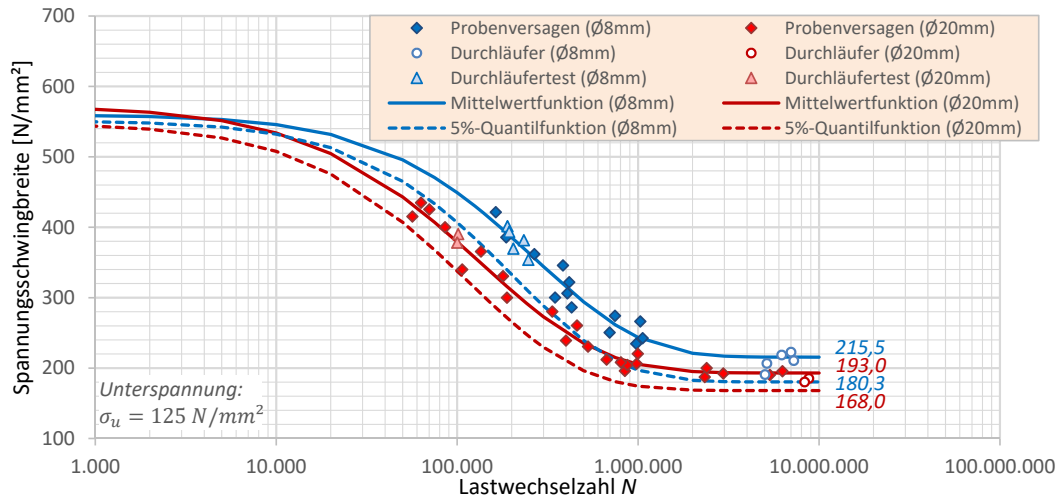


Abb. 3.71.: Gegenüberstellung der aus den Versuchen bestimmten Ermüdungsfestigkeitskurven für $\phi 8 \text{ mm}$ und $\phi 20 \text{ mm}$ Betonstahl

3.4.3. Einfluss einer zyklischen Vorbelastung auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls

Aus den Verläufen der Betonstahlspannungen während der Ermüdungsversuche an den Spannbetonträgern mit gemischter Bewehrung (Versuchsreihe GB) geht hervor, dass diese bereits nach wenigen Spanndrahtbrüchen die Streckgrenze erreichen können (vgl. Kap. 3.2.9.6). Da die Betonstahlspannungen aus den am Betonstahl gemessenen Dehnungen auf Grundlage der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen bestimmt wurden, stellt sich die Frage, wie sich eine zyklische Vorbelastung auf eben diese Beziehung auswirken könnte. Daher wurden einige Zugversuche an Betonstahlproben durchgeführt, um die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen zu bestimmen, nachdem diese bereits eine bestimmte Anzahl an Lastwechseln unter zyklischer Belastung erfahren haben. In Tabelle 3.22 und Abbildung 3.72 sind die Ergebnisse dieser Untersuchungen angegeben.

Es zeigt sich, dass sich eine zyklische Vorbelastung bei der weitaus überwiegenden Anzahl der Versu-

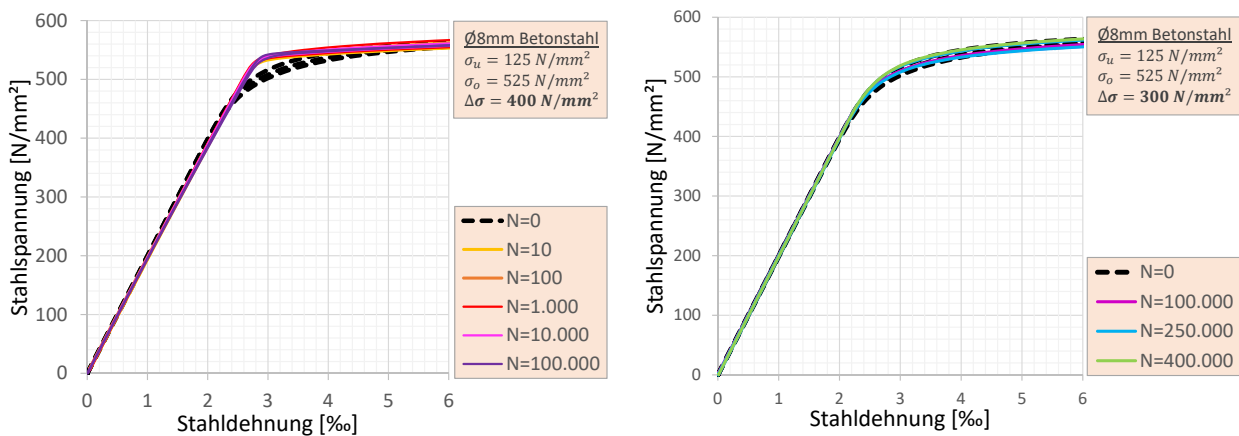


Abb. 3.72.: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Verläufe für $\phi 8 \text{ mm}$ Betonstahl nach zyklischer Vorbelastung

Tabelle 3.22.: Ergebnisse der Zugversuche für Ø8 mm Betonstahl nach zyklischer Vorbelastung

Bezeichnung	Zyklische Vorbelastung				Zugversuch nach DIN EN ISO 6892-1					
	N [-]	σ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ε_y [%]	ε_u [%]	ε_{max} [%]
P-Ø8mm-01	-	-	-	-	554,3	608,2	199.960	4,8	43,6	87,3
P-Ø8mm-02	-	-	-	-	546,7	609,2	199.614	4,7	45,3	75,6
P-Ø8mm-03	-	-	-	-	543,7	609,4	198.641	4,7	49,8	87,7
D-300-01	67.500	125	425	300	545,7	603,2	198.548	4,8	47,6	80,1
D-300-02	67.500	125	425	300	543,1	606,2	199.945	4,7	49,4	101,2
D-300-03	100.000	125	425	300	541,7	601,4	198.716	4,7	46,3	87,0
D-300-04	100.000	125	425	300	544,3	611,4	200.262	4,7	68,9	113,1
D-300-05	250.000	125	425	300	540,9	604,8	200.092	4,7	54,2	95,0
D-300-06	250.000	125	425	300	552,7	612,8	199.663	4,8	51,1	86,6
D-300-07	400.000	125	425	300	554,5	615,5	200.188	4,8	47,1	90,2
D-400-01	10	125	525	400	550,1	613,1	196.968	4,8	56,3	101,8
D-400-02	10	125	525	400	547,7	598,4	196.301	4,8	44,9	94,3
D-400-03	100	125	525	400	552,1	603,4	197.196	4,8	41,3	76,1
D-400-04	100	125	525	400	554,5	607,2	197.363	4,8	48,4	92,5
D-400-05	1.000	125	525	400	560,2	619,1	199.837	4,8	57,3	111,2
D-400-06	1.000	125	525	400	549,1	600,0	195.994	4,8	47,5	109,5
D-400-07	10.000	125	525	400	555,7	608,4	197.964	4,8	49,4	107,7
D-400-08	10.000	125	525	400	551,3	609,2	197.900	4,8	58,0	110,3
D-400-09	100.000	125	525	400	553,1	584,1	197.154	4,8	20,9	28,5
D-400-10	100.000	125	525	400	552,3	600,8	195.886	4,8	32,2	40,5

che nicht nennenswert auf die Streckgrenze und die Zugfestigkeit des Betonstahls auswirkt. Allerdings kann bei den Proben, die 100.000 Lastwechseln mit einer Spannungsschwingbreite von 400 N/mm² ausgesetzt waren, eine Abminderung der Dehnungen ε_u und ε_{max} festgestellt werden. Mit Blick auf die Ermüdungsfestigkeitskurve (Abb. 3.71) wird deutlich, dass sich das Wertepaar $(n, \Delta\sigma_p)$ für diese Vorbelastung (100.000, 400 N/mm²) auf der 5%-Quantilfunktion befindet. Möglicherweise kann die reduzierte Bruchdehnung daher auf eine entsprechende Vorschädigung des Metallgefüges infolge der zyklischen Belastung zurückgeführt werden. Allerdings kann diese Reduzierung der Bruchdehnung bei den Proben mit 400.000 Lastwechseln und einer Spannungsschwingbreite von 300 N/mm² nicht beobachtet werden, obwohl dieses Wertepaar in Abbildung 3.71 sogar oberhalb der 5%-Quantilfunktion liegt. Womöglich war bei dieser Probe die Vorschädigung noch nicht weit genug fortgeschritten, als dass sich diese negativ auswirken konnte.

Schlussendlich konnte ein allgemeingültiger und eindeutiger Einfluss aus der zyklischen Vorbelastung auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls qualitativ und quantitativ für die üblichen Beanspruchungsbereiche hinsichtlich $\Delta\sigma_p$ unter $\gamma_F = 1,0$ -fachen Lasten nicht nachgewiesen werden. Der Frage nach dem Verlust der Duktilität unter der sehr großen Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_p = 400$ N/mm² wird nicht weiter nachgegangen.

4. Versuchsauswertung

4.1. Ermüdungsversuche an Spannbetonträgern

4.1.1. Versuche ohne gemischte Bewehrung

4.1.1.1. Nachweis einer Dauerschwingfestigkeit

Mit den in Kapitel 2.4.3 vorgestellten Ermüdungsversuchen an Spannbetonträgern mit gekrümmten Spanngliedern im nachträglichen Verbund konnte bisher noch keine „echte“ Dauerschwingfestigkeit nachgewiesen werden. Selbst bei einer Spannungsschwingbreite von lediglich 60 N/mm^2 stellte HEEKE [64] ermüdungsbedingte Drahtbrüche im Spannglied fest, die schlussendlich nach ca. 85 Mio. Schwingspielen zum Totalversagen des Versuchsträgers SB03 führten.

Mit dem Versuch SB06 wurde die Spannungsschwingbreite im Spannstahl nochmals auf 50 N/mm^2 abgesenkt. Auch bei diesem Versuch konnte nach 28,6 Mio. Schwingspielen ein erster Drahtbruch festgestellt werden. Allerdings blieb es bis zum Erreichen des Versuchsendes nach 108 Mio. Schwingspielen bei diesem einzelnen Drahtbruch. Der Versuch wurde nach ca. 5 Monaten reiner Versuchslaufzeit beendet, da sich gemäß der Messdaten kein unmittelbares Versagen ankündigte und die zu Beginn des Versuchs angesetzte Grenzschwingspielzahl $N_G = 10^8$ erreicht wurde. Ob es sich bei dem Versuch jedoch um einen „echten“ Durchläufer handelt, wurde im Anschluss durch einen *Durchläufertest* (Bezeichnung: SB06DL) ermittelt.

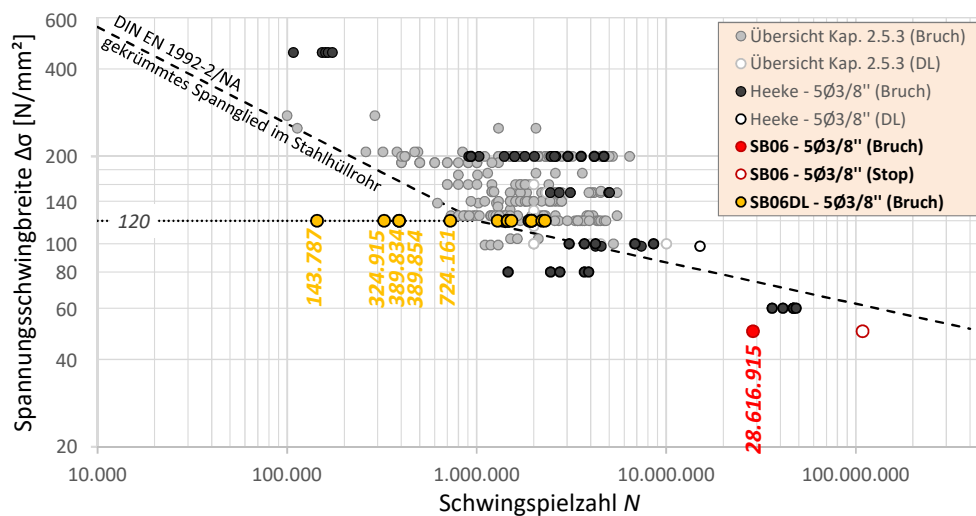


Abb. 4.1.: Bruchzeitpunkte des Versuchs SB06 mit anschließendem Durchläufertest SB06DL

überprüft. Hierzu wurde der Versuchsträger einer erneuten, höheren Spannungsschwingbreite ($\Delta\sigma = 120 \text{ N/mm}^2$) ausgesetzt. Bei der Vorgabe der Belastung wurde der bereits während der Erstbelastung festgestellte Drahtbruch berücksichtigt, so dass Spannungsschwingbreite auf die reduzierte Spannstahtfläche bezogen wurde.

In der Abbildung 4.1 sind die Bruchzeitpunkte der einzelnen Spanndrähte in einem S-N-Diagramm aufgetragen und den Versuchsergebnissen aus Kapitel 2.4.3 gegenübergestellt. Die Versuche von HEEKE aus [64] sind in der Abbildung ebenfalls farblich abgegrenzt dargestellt. Zudem sind die aktuell gültigen Wöhlerkurven für Spannstahtlitzten im nachträglichen Verbund dargestellt.

Bei den verwendeten Spannstahtlitzten des Typs $\varnothing 3/8''$ handelte es sich gemäß der zugehörigen gültigen Zulassung Z-12.3-6 [24] um einen Spannstaht der Klasse 1. Der erste Drahtbruch des Versuchs SB06 liegt hier bereits deutlich unterhalb der für die Spannstahtklasse 1 gültigen Wöhlerkurve. Entscheidend zur Beurteilung sind jedoch auch die Bruchzeitpunkte des Durchläufertests SB06DL. Nach nicht einmal 150.000 Schwingspielen konnte bereits der erste Drahtbruch bei der höher angesetzten Schwingbreite ($\Delta\sigma = 120 \text{ N/mm}^2$) festgestellt werden. Auch die folgenden vier Drahtbrüche liegen teilweise deutlich unterhalb der Wöhlerkurve. Diese ersten fünf Drahtbrüche traten sogar früher auf, als der erste Drahtbruch des Versuchs SB01, der von HEEKE mit einer noch höheren Spannungsschwingbreite von ($\Delta\sigma = 200 \text{ N/mm}^2$) durchgeführt wurde.

Es ist davon auszugehen, dass die Vorschädigung in dem Spannglied durch die Erstbelastung ($\Delta\sigma = 50 \text{ N/mm}^2$) bereits so stark fortgeschritten war, dass dadurch bei der Zweitbelastung ($\Delta\sigma = 120 \text{ N/mm}^2$) ein vorzeitiges ermüdungsbedingtes Versagen erfolgte. Der Durchläufertest war demnach negativ. Es ist davon auszugehen, dass sich beim Versuch SB06, wenn dieser fortgesetzt worden wäre, weitere Drahtbrüche eingestellt hätten. Ob dabei die Wöhlerkurve noch bei Versuchsfortsetzung überschritten worden wäre, bleibt offen. Der erste Drahtbruch während der Erstbelastung ($\Delta\sigma = 50 \text{ N/mm}^2$) sowie die sehr frühen Drahtbrüche infolge der Zweitbelastung ($\Delta\sigma = 120 \text{ N/mm}^2$) deuten eher darauf hin, dass eine Schwingspielzahl von $N \geq 4,5 \cdot 10^8$ bei $\Delta\sigma = 50 \text{ N/mm}^2$ möglicherweise nicht erreicht worden wäre.

4.1.1.2. Vergleich der Bruchzeitpunkte mit den Wöhlerkurven der DIN EN 1992-2/NA

In der Abbildung 4.2 sind alle Bruchzeitpunkte der einzelnen Spanndrähte getrennt nach der jeweiligen Versuchsreihe aufgetragen. Wie schon in Abbildung 4.1 sind zur Einordnung und Bewertung dieser Versuche ebenfalls die Versuchsergebnisse aus Kapitel 2.4.3 sowie die Verläufe der Wöhlerkurven nach DIN EN 1992-2/NA enthalten.

Versuchsreihe SB

Mit den Versuchen SB05 und SB06 (Abb. 4.2a) wurde die Versuchsreihe von HEEKE fortgesetzt. Wie im vorherigen Kapitel 4.1.1.1 beschrieben, wurde der Versuch SB06 durchgeführt, um eine mögliche Dauerschwingfestigkeit nachzuweisen. Dies war jedoch nicht möglich.

Der Versuch SB05 wurde als Wiederholungsversuchs des Versuchs SB04 aus [64] auf den gleichen Belastungsniveau angesetzt (vgl. Kap. 3.1.1). Die Bruchzeitpunkte des Versuchs SB04 liegen fast alle unterhalb

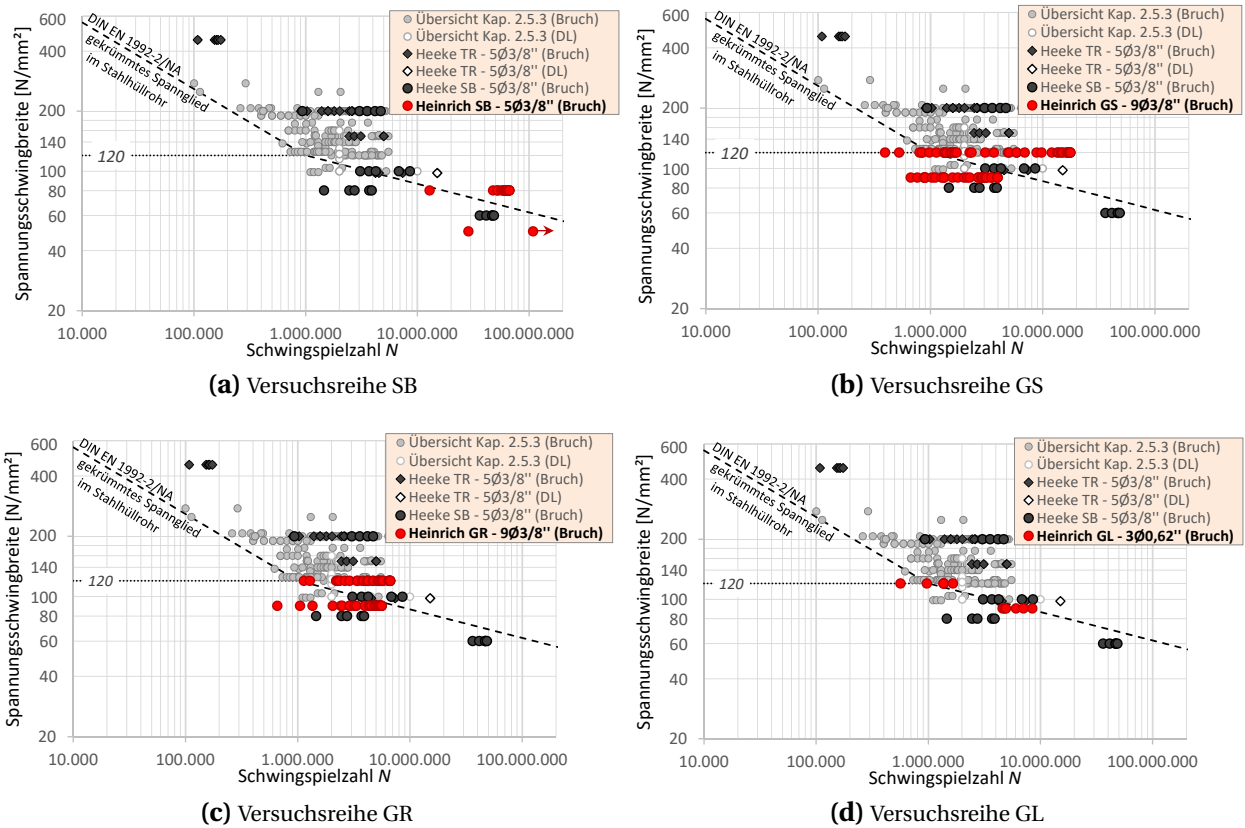


Abb. 4.2.: Darstellung der eigenen Versuchsergebnisse im Vergleich zu den in Kapitel 2.4.3 beschriebenen Versuchsergebnissen

der Wöhlerkurve der Spannstahlklasse 1 (Abb. 4.3). Insbesondere die ersten sieben Drahtbrüche traten bereits nach nur 1,4 bis 5,3 Mio. Schwingspielen auf. Der erste Drahtbruch des Versuchs SB05 erfolgte dagegen erst nach ca. 12,9 Mio. Schwingspielen. Die weiteren Drahtbrüche stellten sich nach mehr als 47 Mio. Schwingspielen ein und liegen damit oberhalb der Wöhlerkurve nach DIN EN 1992-2/NA.

Es stellt sich somit die Frage, ob die kurze Versuchslaufzeit des Versuchs SB04 seinerzeit durch außergewöhnliche Umstände beeinflusst wurde. Möglicherweise wies eine der verwendeten Spannstahlitzen eine Vorschädigung auf, die bei der augenscheinlichen Kontrolle vor dem Einbau sowie nach Versuchsende nicht aufgefallen war. Ein interessantes Indiz ist hierbei die Anzahl der frühen Drahtbrüche. Ob diese ersten sieben Drahtbrüche tatsächlich an der gleichen, möglicherweise vorgeschädigten Litze auftraten, konnte nach Versuchsende nicht bewiesen werden.

Eine weitere Möglichkeit für das vorzeitige Versagen der ersten sieben Spanndrähte könnte eine ungleichmäßige Vorspannung des Litzenbündels gewesen sein. In Kapitel 3.2.3 wurde bereits der Unterschied aus dem bündelweisen und dem litzenweisen Vorspannen beleuchtet. Daher kann nicht ausgeschlossen werden, dass bei diesem Versuch ebenfalls eine ungleichmäßige Verteilung der Vorspannkraft auf die einzelnen Litzen des Spanngliedes vorherrschte. Wenn eine der fünf eingebauten Litzen eine signifikant höhere Vorspannkraft als die übrigen hatte, wuchs demnach auch die Umlenkpressung dieser Litze an. Dass sich die Umlenkpressung ungünstig auf das Ermüdungsverhalten auswirken kann, wurde ebenfalls bereits unter dem Phänomen der *Reibermüdung* in Kapitel 2.2.4.3 erläutert.

4. Versuchsauswertung

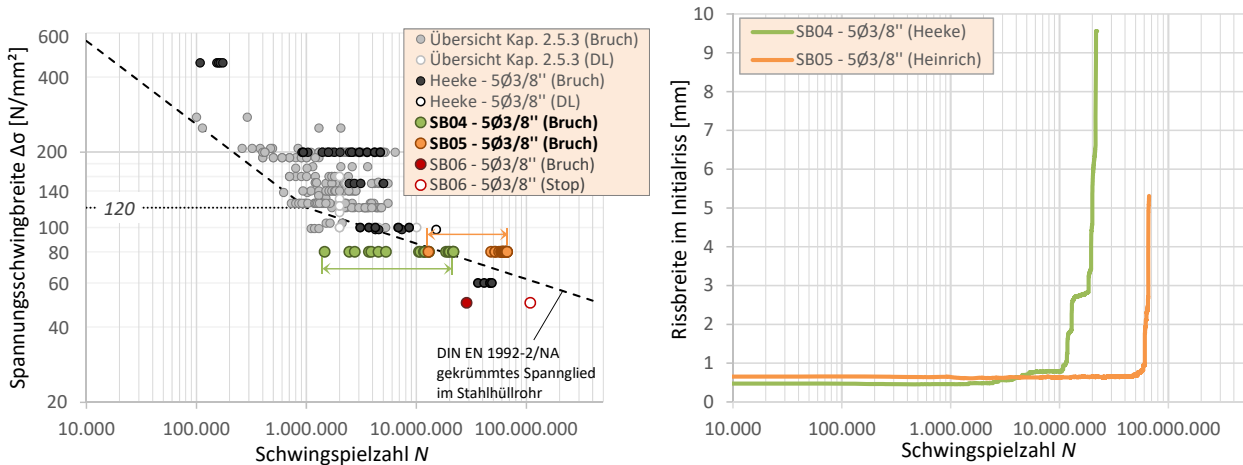


Abb. 4.3.: Gegenüberstellung der Bruchzeitpunkte von **Abb. 4.4.:** Gegenüberstellung der Rissverläufe von Versuch SB04 und SB05

Da letztlich die tatsächliche Ursache nicht festgestellt werden konnte, werden diese Versuchsergebnisse des Versuchs SB04 bei der weiteren Auswertung unverändert berücksichtigt. Mit dem Versuch SB05 kann zumindest gezeigt werden, dass auf dem Belastungsniveau auch eine deutlich höhere Ermüdungsfestigkeit erreicht werden kann. Bei beiden Versuchen wurde der Spannstahl vom gleichen Coil verwendet.

Versuchsreihen GS, GR und GL

Die einzelnen Versuche der Reihen GS, GR und GL wurden jeweils auf dem gleichen Beanspruchungsniveau durchgeführt, damit diese besser miteinander verglichen werden können. Die Bruchzeitpunkte der Versuche sind in der Abbildung 4.5 angegeben. In der Darstellung sind die Versuche getrennt für die Spannungsschwingbreite von 120 und 90 N/mm² aufgeführt.

Zusätzlich zu den Bruchzeitpunkten wird am unteren Rand der Darstellungen ebenfalls der Verlauf der Drahtbrüche aufgetragen. Für die Versuche der Reihen GS und GR steigt dieser Verlauf infolge eines Drahtbruches um das gleiche Maß an. Bei den Versuchen der Reihe GL wird dieses Maß um das Verhältnis der unterschiedlichen Litzflächen ($150 \text{ mm}^2/52 \text{ mm}^2 = 2,88$) erhöht. Somit entspricht ein Drahtbruch etwa drei Drahtbrüchen einer $\varnothing 3/8''$ -Spannstahlitze.

Zunächst können die Ergebnisse zwischen den Versuchen der Reihe GS und GR miteinander verglichen werden. Die Vorspannkraft im Spannglied war bei diesen Versuchen identisch. Allerdings wurde der Umlenkradius des umgelenkten Spanngliedes bei der Versuchsreihe GR mit $R = 10 \text{ m}$ größer ausgeführt als bei der Versuchsreihe GS mit $R = 5 \text{ m}$. Die Höhe der Umlenkräfte u_p wurden dadurch halbiert (vgl. Gleichung (4.1)), wodurch ein günstiger Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit zu erwarten war.

$$u_p = \frac{\sigma_p \cdot A_p}{R} \quad (4.1)$$

Bei den Versuchen mit einer Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma = 120 \text{ N/mm}^2$ ist zu erkennen, dass die ersten Drahtbrüche des Versuchs GS01 unterhalb der Wöhlerkurve für die Spannstahlklasse 1 liegen. Der erste Drahtbruch des Versuchs GR01 liegt dagegen oberhalb der Wöhlerkurve. Zu diesem Zeitpunkt

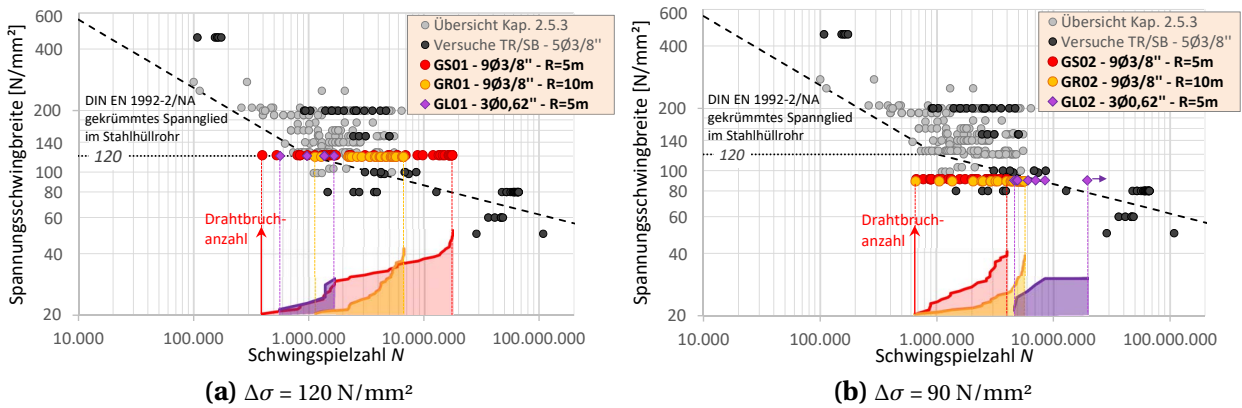


Abb. 4.5.: Gegenüberstellung der Bruchzeitpunkte für die Versuche der Versuchsreihen GS, GR und GL

waren bereits 7 Drähte des Versuchs GS01 gebrochen. Auch im Anschluss kann eine vermehrte Zunahme an Drahtbrüchen des Versuchs GS01 festgestellt werden. Interessanterweise stellte sich das Gesamtversagen des Versuchs GR01 jedoch früher ein als beim Versuch GS01. Kurz vor dem Versuchsende nimmt die Drahtbruchanzahl signifikant zu, während der Versuch GS01 nach ca. 2 Mio. Schwingspielen nochmal einen stabilen Verlauf zeigt. Erst unmittelbar vor dem Versagen ist wieder ein deutlicher Anstieg zu erkennen.

Durch die Reduzierung der Spannungsschwingbreite auf $\Delta\sigma = 90 \text{ N/mm}^2$ kann in den beiden Versuchsreihen kein nennenswerter Versatz der Bruchzeitpunkte nach hinten beobachtet werden. Das endgültige Versagen dieser Versuche trat im Vergleich zu den Versuchen mit höherer Beanspruchung sogar früher ein. Auch die Spanndrahtbrüche traten bei ähnlichen Schwingspielzahlen auf. Sämtliche Drahtbrüche sind unterhalb der Wöhlerkurve (Klasse 1) einzuordnen.

Wie schon im Vergleich zwischen den Versuchen GS01 und GR01, ist im Vergleich der Versuche GS02 und GR02 ein günstiger Einfluss aus der Vergrößerung des Krümmungsradius (Abb. 4.5b) zu erkennen. Zwar traten die ersten Drahtbrüche nach etwa der gleichen Anzahl an Schwingspielen auf, die übrigen stellten sich allerdings beim Versuch GR02 deutlich später ein.

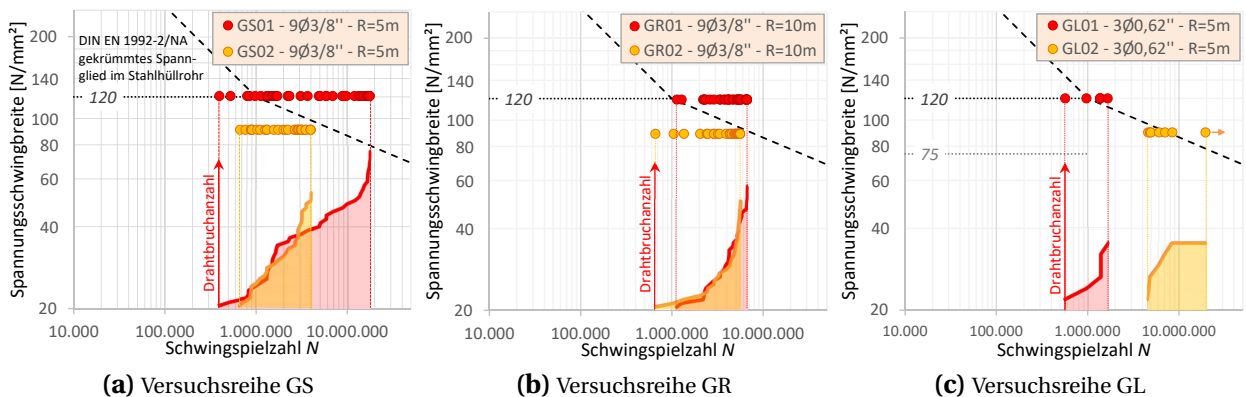


Abb. 4.6.: Gegenüberstellung der Bruchzeitpunkte innerhalb der einzelnen Versuchsreihen

Bei den Versuchen mit dem Spannglied aus $9\varnothing 3/8''$ -Spannstahllitzen ist kein nennenswerter Anstieg der ertragbaren Schwingspielzahlen bei Reduzierung der Spannungsschwingbreite festzustellen. Die Bruchzeitpunkte der Drähte wandern auf der SN-Kurve nahezu vertikal nach unten. Bei den Versuchen der Versuchsreihe GL mit dem Spannglied aus $3\varnothing 0,62''$ -Spannstahllitzen kann dagegen ein deutlicher Anstieg der Schwingspielzahlen zwischen den Versuchen GL01 und GL02 beobachtet werden. Die Bruchzeitpunkte liegen sogar teilweise oberhalb der Wöhlerkurve.

Sowohl die Vorspannkraft des Spanngliedes als auch die Umlenkraft u_p waren bei den Versuchen der Reihen GS und GL fast gleich groß. Daher ist bemerkenswert, dass insbesondere der Versuch GL02 mit $\Delta\sigma = 90 \text{ N/mm}^2$ eine deutlich längere Versuchslaufzeit aufwies als der Versuch GS02. Diese war sogar länger als die des Versuchs GR02, obwohl die Umlenkraft bei diesem geringer war. Möglicherweise ist dies auf die Litzengröße oder den damit im Zusammenhang stehenden Stapelfaktor zurückzuführen.

Generell kann durch diese drei Versuchsreihen qualitativ bestätigt werden, dass sich die Reduzierung der Umlenkbeanspruchung bzw. die Vergrößerung des Krümmungsradius positiv auf die Ermüdungsfestigkeit des Spanngliedes auswirkt und auch die Anzahl bzw. der Durchmesser der einzelnen Spanndrahtelemente (Litzen bzw. Drähte) ebenfalls einen Einfluss zu haben scheint.

4.1.1.3. Definition von Versagenskriterien

Da die Spannglieder der Spannbetonträger aus mehrdräftigen Litzenbündeln bestanden, war zu erwarten, dass sich das ermüdungsbedingte Bauteilversagen nicht schlagartig einstellt. Die einzelnen Drähte des Spanngliedes versagten sukzessiv. Dieses Verhalten konnte auch schon bei den Versuchen der anderen Autoren (Kap. 2.4.3) beobachtet werden. Zwischen dem ersten Drahtbruch und dem endgültigen Bauteilversagen lag i. d. R. noch eine lange Versuchslaufzeit. In Tabelle 4.1 sind die prozentualen Laufzeiten des ersten Drahtbruches sowie bestimmter Ausfallraten des Spanngliedes (5%, 10% und 15%) bezogen auf die gesamte Versuchslaufzeit angegeben. Im Mittel betrug die Versuchslaufzeit zum Zeitpunkt des ersten Drahtbruches lediglich 24% der Gesamtlaufzeit. Das bedeutet, dass bis zum Totalversagen diese Versuchslaufzeit bis zum 1. Drahtbruch im Mittel noch weitere dreimal ertragen werden konnte.

Bei den Spanngliedern mit einer größeren Anzahl an Spanndrähten (Versuchsreihen GS und GR) zeigt sich sogar, dass das Verhältnis vom Zeitpunkt des 1. Drahtbruches bezogen auf den Zeitpunkt des vollständigen Bauteilversagens noch kleiner ausfiel (weniger als 20%). Die Spannglieder von tatsächlich ausgeführten Spannbetonbauwerken wie z. B. Brücken bestehen i. d. R. aus noch größeren Litzen- oder Spanndrahtbündeln. Zudem werden üblicherweise mehrere Spannglieder eingebaut. Daher stellt sich die Frage, bei welchem Schädigungsgrad das Versagen eines Spanngliedes oder Spannbetonbauteils infolge Ermüdung definiert werden sollte.

Versagenskriterium nach EC2

In den Regelungen des EC2 sind keine konkreten Aussagen enthalten, durch welchen Ausfallgrad das Ermüdungsversagen eines Spanngliedes oder Spannbetonbauteils charakterisiert ist.

Tabelle 4.1.: Übersicht über definierte Bruchzeitpunkte bezogen auf die gesamte Versuchslaufzeit

Versuch	N [-]	Schwingspielzahlen in Mio.				bezogen auf Versuchslaufzeit			
		1. Bruch	Ausfallrate Spannglied			1. Bruch	Ausfallrate Spannglied		
			5%	10%	15%		5%	10%	15%
TR01	3,39	1,03	1,58	2,46	2,67	30%	47%	73%	79%
TR02	0,21	0,11	0,15	0,16	0,19	52%	74%	80%	90%
TR03	3,47	0,91	1,39	2,02	2,66	26%	40%	58%	77%
TR04	5,52	2,44	2,72	4,96	5,21	44%	49%	90%	94%
TR05	*15,39	4,22	4,53	15,07	-	27%	29%	98%	-
SB01	5,66	0,93	3,03	4,17	4,69	16%	53%	74%	83%
SB02	16,19	3,08	3,69	6,82	10,65	19%	23%	42%	66%
SB03	85,16	36,18	41,26	46,73	50,05	42%	48%	55%	59%
SB04	*22,12	1,46	2,45	3,70	4,52	7%	11%	17%	20%
SB05	66,47	12,82	47,59	52,10	58,83	19%	72%	78%	89%
SB06	*108,27	28,62	-	-	-	26%	-	-	-
GS01	17,60	0,39	0,84	1,13	1,35	2%	5%	6%	8%
GS02	3,96	0,67	0,88	1,03	1,32	17%	22%	26%	33%
GR01	6,64	1,13	2,25	2,62	3,40	17%	34%	39%	51%
GR02	5,61	0,66	2,04	2,89	3,33	12%	36%	51%	59%
GL01	1,65	0,56	0,97	1,37	1,37	34%	58%	83%	83%
GL02	*19,43	4,60	4,79	4,91	6,04	24%	25%	25%	31%
Mittelwert						24%	39%	56%	61%

* Versuch wurde vor dem endgültigen Bauteilversagen gestoppt

Versagenskriterium nach DIN EN 1993-1-11

Mit der Normenreihe des Eurocode 3 (EC3) wurde im Dezember 2010 auch der Teil 1-11 zur Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl eingeführt [37]. Dieser Teil gilt zwar ausdrücklich nicht für Spannglieder im Spannbetonbau, sondern ausschließlich für nachstellbare und austauschbare Zugglieder aus dem Stahlbau. Im zugehörigem Anhang A der DIN EN 1993-1-11 sind jedoch Anforderungen an diese Zugglieder hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit angegeben, die experimentell im Rahmen der Konformitätsnachweise zu bestimmen sind. Hierfür sind Ermüdungsversuche mit einer Oberspannung $\sigma_o = 0,45 \cdot f_u$ und einer Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ basierend auf einer Kerbfalleinstufung durchzuführen. Der Versuch gilt u. A. als bestanden, wenn nach dem Erreichen der Grenzschwingenspielzahl von $N_G = 2 \cdot 10^6$ maximal 2% Drahtbrüche aufgetreten sind.

Das Versagenskriterium ist somit als prozentuale Ausfallrate der Spanndrähte mit 2% definiert. Für die eigenen Ermüdungsversuche der Reihen GL und SB ist eine Ausfallrate von 2% mit dem ersten Drahtbruch gleichzusetzen. Lediglich bei den Versuchen der Reihen GS und GR wird dieser Grenzwert erst beim zweiten Drahtbruch überschritten.

Tabelle 4.2.: Anzahl der erforderlichen Drahtbrüche für verschiedene Ausfallraten

Spannglied	Anzahl Drähte	Ausfallrate							
		1%	2%	5%	10%	13%	15%	20%	
3Ø0,62'' - GL	21	1	1	2	3	4	4	5	
5Ø3/8'' - SB	35	1	1	2	4	5	6	7	
9Ø3/8'' - GS/GR	63	1	2	4	7	9	10	13	

Versagenskriterium nach ETAG 013

Bereits 2002 wurde mit der ETAG 013 eine *Leitlinie für die Europäische Technische Zulassung für Spannverfahren zur Vorspannung von Tragwerken* (engl.: *Guideline for European Technical Approval of Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures*) [47] von der European Organisation for Technical Approvals (EOTA) veröffentlicht. Diese dient als Grundlage im Zulassungsverfahren für verschiedene Spannsysteme.

In dieser sind auch Vorgaben zum erforderlichen Ermüdungswiderstand der Stahlzug-, Verankerungs- und Koppellemente angegeben. Gemäß dem Anhang B.2 der ETAG 013 sind Ermüdungsversuche an Probekörpern ohne Hüllrohr und Verpressmörtel über die freie Länge durchzuführen. Die Versuche gelten als erfüllt, wenn die Grenzwahrschwingspielzahl von $N_G = 2 \cdot 10^6$ erreicht wird und nicht mehr als 5% der Spannstahlfläche während des Versuchs ausgefallen sind (Konformitätsnachweis).

Gemäß ETAG 013 ist damit das Versagenskriterium als Ausfallrate von 5% der Spannstahlfläche definiert. Diese Ausfallrate wurde in den eigenen Versuchen überschritten, sobald zwei (Versuchsreihen SB und GL) bzw. vier (Versuchsreihen GS und GR) Drahtbrüche aufgetreten sind.

Weitere Ausfallgrade der Spannstahlfläche als Versagenskriterium

Mit der DIN EN 1993-1-11 [37] und der ETAG 013 [47] wurden bereits prozentuale Ausfallgrade der Spannstahlfläche von 2% bzw. 5% als Versagenskriterium definiert. Neben diesen werden zusätzlich noch größere Ausfallgrade von 10% bis 13% der Spannstahlfläche angesetzt (4.3), da ein Großteil der Versuche gezeigt hat, dass selbst bei diesen fortgeschrittenen Schädigungsgraden noch kein vollständiges Bauteilversagen auftrat.

Tabelle 4.3.: Anzahl der erforderlichen Drahtbrüche für verschiedene Ausfallraten

		SB05	SB06	SB06DL	GS01	GS02	GR01	GR02	GL01	GL02
1. Drahtbruch	n_{br}	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	N in Mio.	12,82	28,62	0,14	0,39	0,67	1,13	0,66	0,56	4,60
2% Ausfallrate	n_{br}	1	1	1	2	2	2	2	1	1
	N in Mio.	12,82	28,62	0,14	0,52	0,76	1,28	1,05	0,56	4,60
5% Ausfallrate	n_{br}	2	-	2	4	4	4	4	2	2
	N in Mio.	47,59	-	0,32	0,84	0,88	2,25	2,04	0,97	4,79
10% Ausfallrate	n_{br}	4	-	4	7	7	7	7	3	3
	N in Mio.	52,10	-	0,39	1,13	1,03	2,62	2,89	1,37	4,91
13% Ausfallrate	n_{br}	5	-	5	9	9	9	9	3	3
	N in Mio.	56,36	-	0,72	1,32	1,10	3,36	3,19	1,37	4,91
1. VP	n_{br}	8	-	6	9	17	13	15	3	1
	N in Mio.	60,50	-	1,45	1,32	2,65	4,37	4,82	1,37	4,60
2. VP	n_{br}	16	-	11	35	24	27	-	-	-
	N in Mio.	64,95	-	1,89	16,43	3,14	5,53	-	-	-
Versuchsende	n_{br}	22	1	17	42	31	33	29	6	6
	N in Mio.	66,47	108,27	2,29	17,60	3,96	6,64	5,61	1,65	19,43

Gleichzeitig wird darauf hingewiesen, dass bei der Bemessung von Spannbetonbauteilen hinsichtlich Ermüdung gemäß DIN EN 1992-2 der Teilsicherheitsbeiwert für den Spannstahl auf der Materialwiderstandsseite von $\gamma_{p,fat} = 1,15$ angesetzt wird. Im Folgenden wird die Annahme getroffen, dass mit der Reduzierung der verbleibenden Spannstahlfläche infolge ermüdungsbedingter Drahtbrüche auch der rechnerische Sicherheitsbeiwert $\gamma_{p,fat}$ anteilig abnimmt. Bei einem Ausfallgrad von 13% der Spannstahlfläche beträgt dieser $\gamma_{p,fat,red} = 1,0 = 1,15 \cdot (1 - 0,13)$. Für kleinere Ausfallgrade liegt $\gamma_{p,fat,red}$ rechnerisch somit über 1,0.

Definition von Versagenszeitpunkten auf Grundlage des Rissbreitenverlaufs

In [64] hat HEEKE bereits festgestellt, dass die Rissbreitenverläufe seiner Ermüdungsversuche ein charakteristisches Verhalten aufzeigen. So können die meisten Versuche in drei Phasen eingeordnet werden. In der ersten Versuchsphase erfolgt eine stabile Rissbreitenzunahme, die auch durch die ersten Drahtbrüche bestehen bleibt. Ab einer gewissen Drahtbruchanzahl ist jedoch eine deutliche Intensivierung der Rissbreitenzunahme festzustellen. Dieser Übergang vom stabilen zu einem instabilen Risswachstum wurde von HEEKE als *Versagenspunkt* ① bezeichnet.

In dem zweiten Bereich ist eine deutliche Zunahme der Rissbreite festzustellen. Kurz vor dem Versagen stellt sich i. d. R. eine nochmalige Intensivierung der Rissbreitensprünge ein, die das endgültige Versagen des Bauteils einleitet. Dieser Übergang wurde als *Versagenspunkt* ② bezeichnet. Sobald die letzte Versuchsphase erreicht wird, kann jederzeit der Systemkollaps eintreten, da hier die Belastung in den verbliebenen Spanndrähten bereits so groß ist, dass die Zugfestigkeit erreicht wird und es vermehrt zu Gewaltbrüchen kommt.

Die Bestimmung dieser beiden Versagenspunkte erfolgte in [64] durch eine visuelle Überprüfung der Rissbreitenverläufe. Es wurden keine rechnerischen Bedingungen aufgeführt, wie ein solcher Versagenspunkt zu definieren ist. Für die eigenen Versuche werden daher diese Versagenspunkte ebenfalls visuell bestimmt. Diese sind in Abbildung 4.7 grafisch dargestellt. Dabei wird angenommen, dass die Versagenspunkte auf einen Drahtbruch fallen. Die entsprechenden Drahtbruchzahlen n_{br} sind in Tabelle 4.3 zu finden. In dieser Tabelle sind auch die kritischen Drahtbruchzahlen sowie die zugehörigen Schwingspielzahlen aller weiteren vorgestellten Ansätze für den Versagenszeitpunkt des Versuchs aufgelistet.

Vergleich der verschiedenen Versagenspunkte mit der Wöhlerkurve

In der Abbildung 4.8 sind die Versuchsergebnisse der eigenen Versuche und der Versuche von HEEKE getrennt nach den verschiedenen Versagenskriterien (1. Drahtbruch, 2% und 5% Ausfallrate und Versagenspunkt ①) den Ermüdungsfestigkeitskurven nach DIN EN 1992-2/NA gegenübergestellt. Zusätzlich werden die Vorschläge zur Modifizierung der Ermüdungsfestigkeitskurve von REMITZ/EMPELMANN und ABEL bzw. HEEKE aus Kapitel 2.4.3 angegeben. ABEL und HEEKE haben jeweils in Ihren Arbeiten [1, 64] die Anpassung des zweiten Astes der Wöhlerkurve auf $k_2=5$ vorgeschlagen. REMITZ/EMPELMANN gingen in [137] sogar noch einen Schritt weiter und empfehlen, allgemein den Knickpunkt der Wöhlerkurve von 120 auf 100 N/mm² herabzusetzen.

Als rote gestrichelte Linie ist noch ein eigener Vorschlag zur Modifikation der Wöhlerkurve dargestellt. Dieser Vorschlag wird im folgenden Kapitel 4.1.1.4 noch genauer beschrieben.

4. Versuchsauswertung

Aus den Ergebnissen geht hervor, dass der erste Drahtbruch fast aller Versuche mit Spannungsschwingbreiten von 120 N/mm² oder weniger, unterhalb der Wöhlerkurve nach DIN EN 1992-2/NA (Klasse 1) liegen. Auch die Modifikationen der Wöhlerkurven decken die Versuchsergebnisse nicht vollständig ab. Lediglich die Ermüdungsfestigkeitskurve für den Klasse 2 Spannstahl liegt unterhalb aller Erstdrahtbruchzeitpunkte.

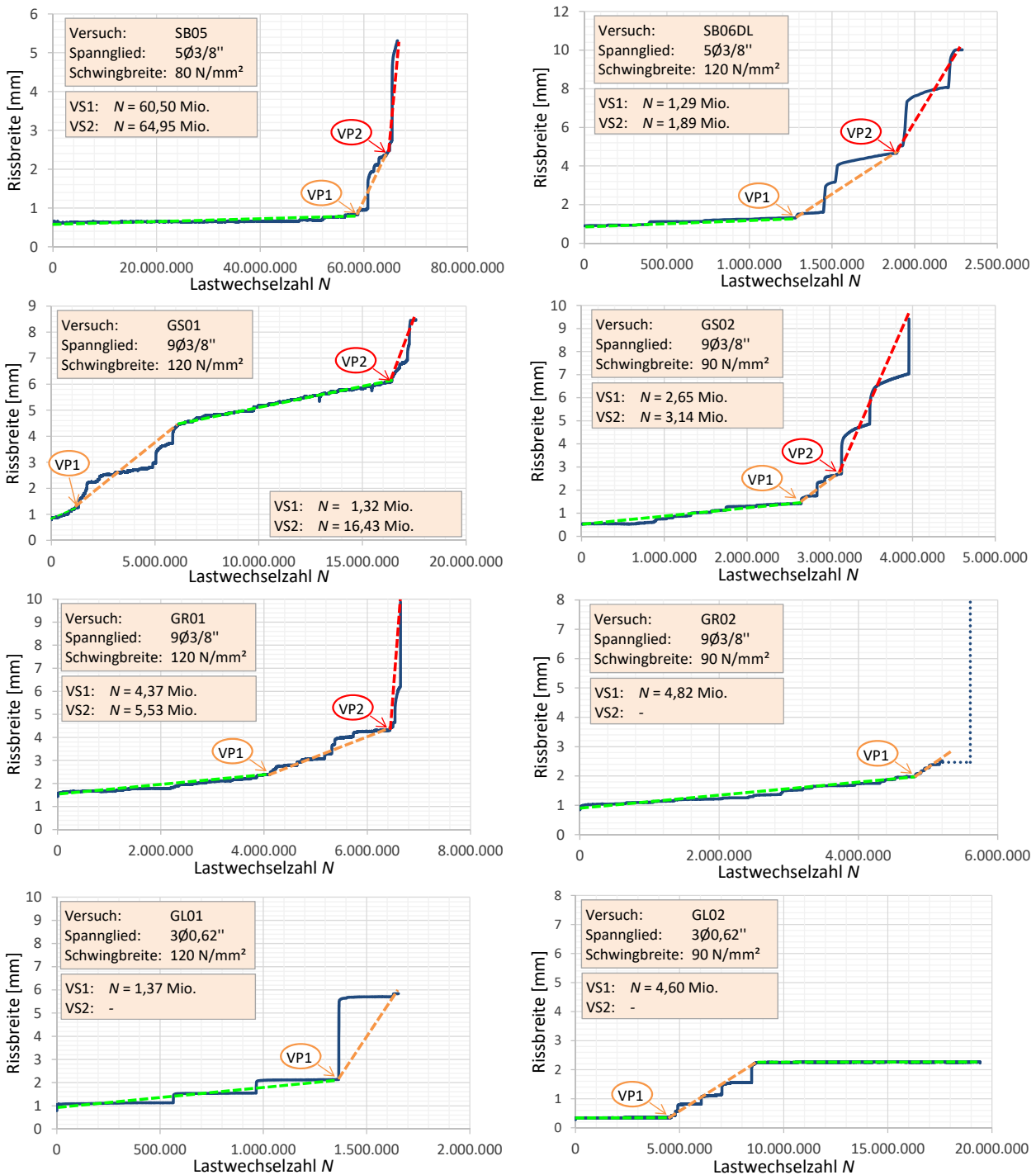


Abb. 4.7.: Darstellung der gewählten Versagenspunkte

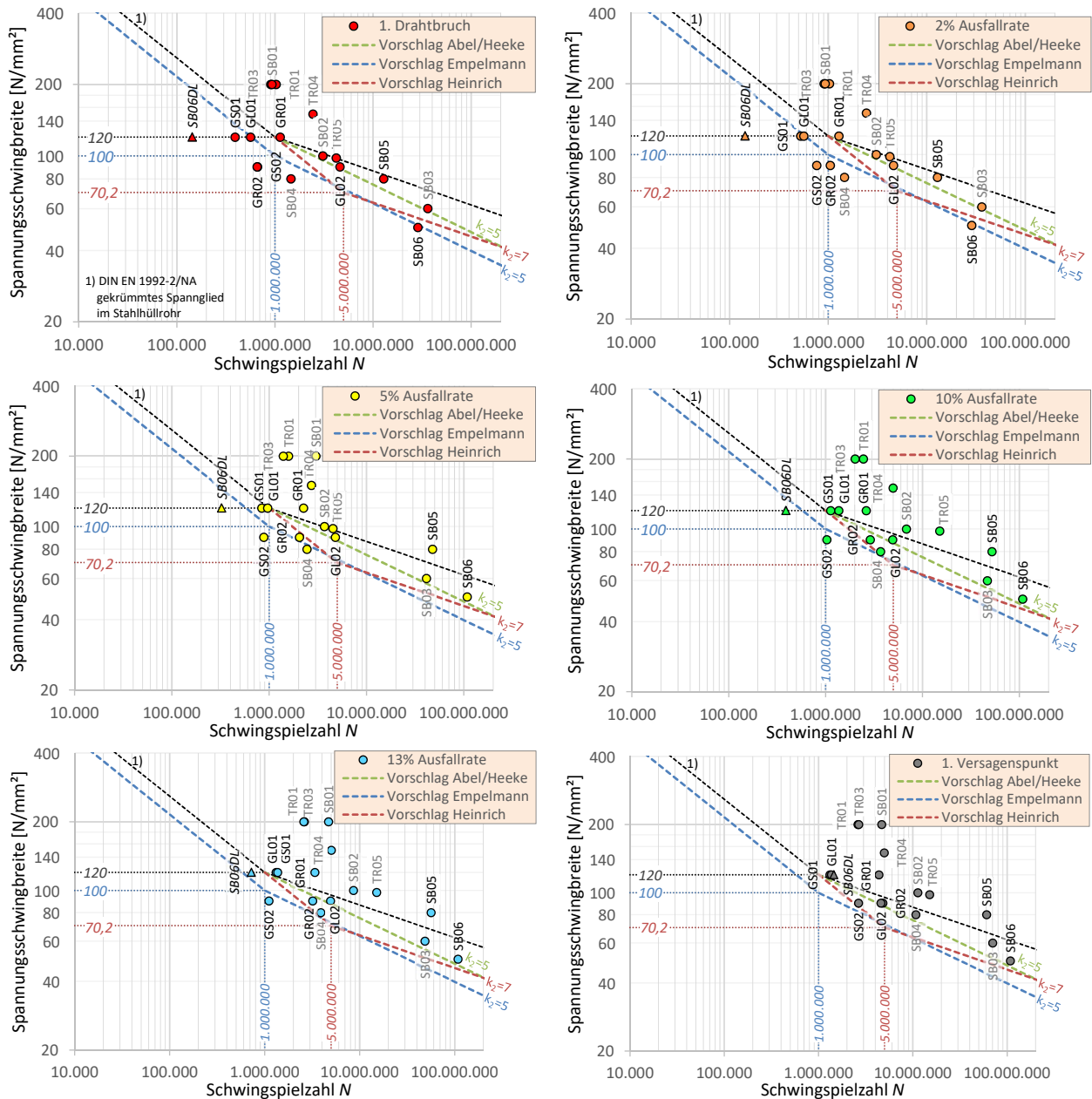


Abb. 4.8.: Darstellung der verschiedenen Versagenspunkte und Vorschläge zur Modifikation der Ermüdungsfestigkeitskurve

Durch den Ansatz einer Ausfallrate von 2% der Spannstahlfläche als Versagenskriterium gemäß DIN EN 1993-1-11 ist noch keine nennenswerte Verschiebung der Versuchsergebnisse zu erkennen, da diese Ausfallrate dem ersten (Versuchsreihen TR, SB und GL) bzw. zweiten Spanndrahtbruch (Versuchsreihe GS und GR) entspricht. Erst bei einer Ausfallrate von 5% ist ein nennenswerter Versatz der Ergebnisse zu verzeichnen. Die Ergebnisse liegen mit Ausnahme der Versuche GS02 und SB04 sogar oberhalb der Empfehlung von REMITZ/EMPELMANN. Die Versagenspunkte der Versuche GS01, GL01 und GR02 liegen dabei nur geringfügig unterhalb der eigenen Empfehlung gemäß Kapitel 4.1.1.4. Mit der Erhöhung der kritischen Ausfallrate auf 10% ist zu beobachten, dass alle Versuchsergebnisse bis auf den Versuch GS02

und den negativen Durchläufertest SB06DL oberhalb der roten Wöhlerkurve (eigener Vorschlag) liegen. Eine weitere Erhöhung auf der Ausfallrate auf 13% (entspricht: $\gamma_{p,fat,red} = 1,0$) bewirkt keine nennenswerte Verbesserung. Erst wenn der Versagenspunkt ① als Versagenskriterium angesetzt wird, liegen alle Versuchsergebnisse oberhalb der gestrichelten roten Linie.

4.1.1.4. Vorschlag zur Anpassung der Ermüdungsfestigkeitskurve

Im Bereich von geringen Spannungsschwingbreiten von $\Delta\sigma_p \leq 120 \text{ N/mm}^2$ und weniger werden die Versuchsergebnisse, basierend auf Einstufenversuchen, nicht durch die genormte Bemessungswöhlerkurve gemäß DIN EN 1992-2/NA (Klasse 1) abgebildet. Auch der bei $N^* = 10^6$ definierte Knickpunkt der beiden Äste der Wöhlerkurve kann nicht durch die Versuchsergebnisse verifiziert werden. Zu dem gleichen Ergebnis kommen auch REMITZ/EMPELMANN in [137], woraufhin deren Empfehlung zur Senkung des Knickpunktes erfolgte. Die zweite Gerade der genormten Bemessungswöhlerkurve, rechts von dem Knickpunkt, wurde seinerzeit hypothetisch und in Ermangelung von Versuchsergebnissen auf der Grundlage von pragmatischen Überlegungen in Anlehnung an die Empfehlung von HAIBACH (vgl. Kap. 2.2.3.5, Gl. (2.12)) festgelegt.

In dem Bereich von Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_p \geq 120 \text{ N/mm}^2$ wurde dagegen schon eine Vielzahl an Ermüdungsversuchen durchgeführt (vgl. Kap. 2.4.3). Die Ergebnisse in diesem Bereich zeigen eine gute Übereinstimmung der Ermüdungsfestigkeitskurve nach DIN EN 1992-2/NA im Sinne einer Umhüllenden der Versuchswerte. Daher wird ein eigener Vorschlag zur Modifikation der Wöhlerkurve vorgestellt, bei dem der Verlauf im Bereich des ersten Astes mit $k_1 = 3$ unverändert bleibt und der Verlauf des ersten Astes bis zu einer Schwingspielzahl von $N^* = 5 \cdot 10^6$ verlängert wird. Von diesem Punkt aus wird der zweite Ast der Wöhlerkurve mit gleicher Steigung wie bisher mit $k_2 = 7$ angesetzt. Der Knickpunkt wird von den Koordinaten $(10^6, 120 \text{ N/mm}^2)$ auf $(5 \cdot 10^6, 70,2 \text{ N/mm}^2)$ verschoben (vgl. Abb. 4.8).

Trotz dieser Modifikation der Wöhlerkurve können jedoch nicht alle ersten Drahtbrüche der Ermüdungsversuche abgedeckt werden. Allerdings scheint der Ansatz, den ersten Drahtbruch als Versagenskriterium eines Bauteils anzusehen, sehr konservativ und stark auf der sicheren Seite zu liegen. Die eigenen Versuchsergebnisse sowie die in Kapitel 2.4.3 beschriebenen Untersuchungen zeigten bereits, dass das vollständige Bauteilversagen i. d. R. erst deutlich nach dem ersten Spanndrahtbruch auftritt. Daher sollte neben der Modifikation der Wöhlerkurve ebenfalls auch der Versagenszeitpunkt eines Bauteils mit mehrdrätigen Spannstahlelementen unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen neu definiert werden. Im vorherigen Kapitel wurden hierzu verschiedene Ansätze vorgestellt. Hier empfiehlt sich die Vorgabe eines Grenzwertes für die Ausfallrate der Spannstahlfläche eines Spanngliedes A_p , wie dies beispielsweise in der DIN EN 1993-1-11 oder der ETAG 013 der Fall ist. Dabei sollte die kritische Ausfallrate wiederum auf 13% begrenzt werden, da dies mit einer Reduzierung des Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_{p,fat} = 1,0$ gleichzusetzen ist.

Die Versuchsauswertung unter Berücksichtigung der modifizierten Wöhlerkurve (eigener Vorschlag) zeigt bereits bei Ausfallgraden von 5% bis 10% zufriedenstellende Ergebnisse.

4.1.1.5. Darstellung der relativen Versuchsverläufe

Die Versuchslaufzeiten der Ermüdungsversuche waren alle unterschiedlich lang. Der kürzeste Versuch (GL01) war nach 1,65 Mio. Lastwechseln beendet. Wohingegen der Versuch SB06 erst nach mehr als 108 Mio. Lastwechseln vorzeitig gestoppt wurde. Für die folgenden Betrachtungen werden die ertragenen Lastwechselzahlen im relativen Verhältnis zur Gesamtversuchslaufzeit dargestellt. Dadurch kann ein direkter Vergleich der Versuchsverläufe erfolgen.

Betrachtet werden hierbei zum einen die Rissbreiten im Initialriss w und zum anderen die Verläufe der zyklischen Steifigkeit C_{zyl} . Die relativen Versuchsergebnisse sind in den Abbildungen 4.9 und 4.10 grafisch dargestellt. In diesen Abbildungen sind die Versuchsergebnisse des Versuchs SB06 nicht enthalten, da dieser Versuch vorzeitig nach nur einem Spanndrahtbruch beendet wurde und dieser keine nennenswerten Änderungen der Rissbreite oder zyklischen Steifigkeit über den Versuchsverlauf aufzeigt.

Interessant ist die Darstellung der relativen Rissbreitenverläufe (Abb. 4.9). Bei diesen ist nach einer relativen Versuchslaufzeit von ca. 80% ein deutlicher Anstieg der gemittelten relativen Rissbreite zu beobachten.

In Kapitel 2.1 wurde bereits ausführlich der Ermüdungsprozess im Stahl und im Beton beschrieben. Die charakteristischen Schadensverläufe während des Ermüdungsprozesses werden in Abbildung 2.5 gegenübergestellt. Im Beton ist dieser durch einen dreiphasigen, S-förmigen Verlauf charakterisiert. Dieser Verlauf ist auch qualitativ in den eigenen Versuchen zu erkennen. In der Abbildung 4.10 sind die relativen zyklischen Steifigkeiten bezogen auf die relative Versuchslaufzeit abgebildet. Aus den betrachteten Versuchen kann auch der Mittelwertverlauf sowie die Umhüllenden bestimmt werden. So zeigt sich in den ersten 20% der Versuchslaufzeit ein tendenzieller Abfall der zyklischen Steifigkeit. Im Folgenden ist im Mittel ein stabiler Verlauf zu verzeichnen, bevor die Steifigkeit erneut abfällt. Ein signifikanter Abfall in den letzten 20% der Versuchsdauer kann für den Mittelwertverlauf nicht festgestellt werden. In den Einzelversuchen SB05 und GS02 ist dagegen nach ca. 90% bzw. 70% der Versuchslaufzeit ein solches Verhalten zu erkennen.

Aus diesen Beobachtungen ergibt sich für die eigenen Versuche ein charakteristisches Bauteilverhalten.

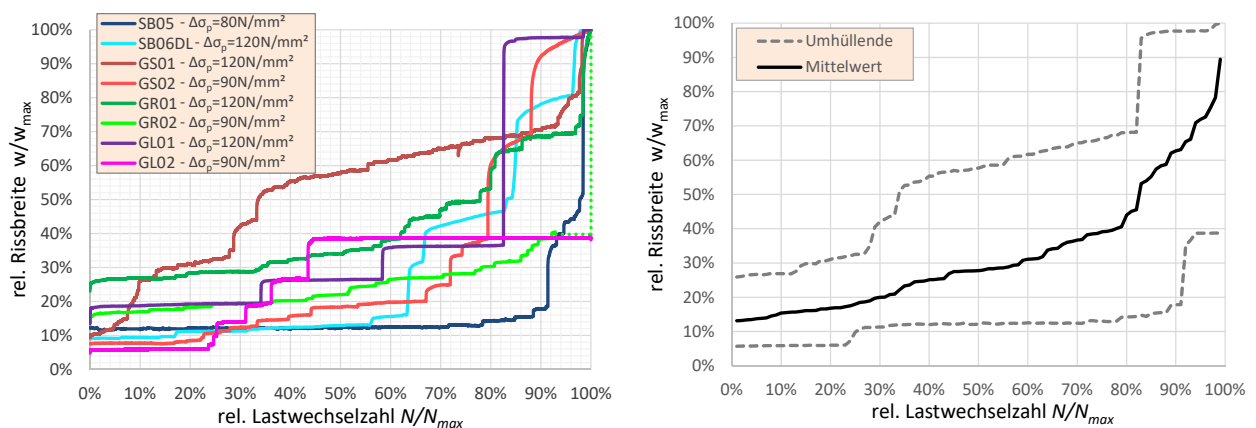


Abb. 4.9.: Verläufe der relativen Rissbreiten über die relativen Lastwechselzahlen

4. Versuchsauswertung

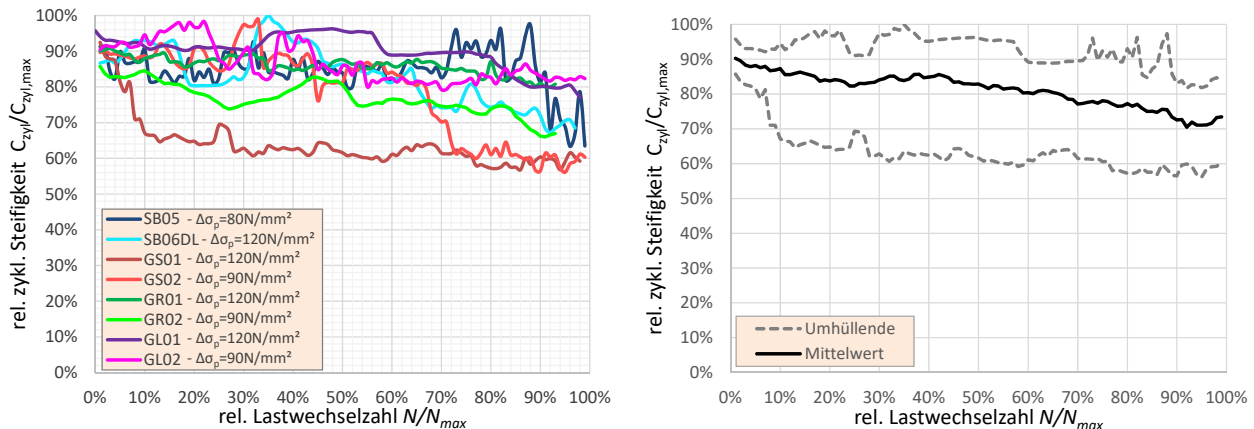


Abb. 4.10.: Darstellung der relativen Verläufe der zyklischen Steifigkeit

In den ersten ca. 20% der Versuchslaufzeit ist das Ermüdungsverhalten des Bauteils weitestgehend vom Beton und dem Verbund zwischen Spannstahl und Verpressmörtel abhängig. Durch die nichtlineare Zunahme an Dehnungen bzw. Mikrorissbildungen im Beton und Umlagerungsprozessen im Spannglied, kann anfänglich eine geringfügige Reduzierung der zyklischen Steifigkeit in der Zugzone des Versuchsträgers beobachtet werden. In dieser ersten Phase treten auch fast keine Drahtbrüche auf (vgl. Tab. 4.1).

Die zweiten Phase ist durch eine Stabilisierung der zyklischen Steifigkeit charakterisiert. Hierbei zeigen einige Versuche sogar, dass eine Zunahme der zyklischen Steifigkeit möglich ist, auch wenn in dieser Phase bereits die ersten Spanndrahtbrüche auftreten. Nach Ablauf von ca. 80% der Versuchslaufzeit ist die Schädigung des Spannglieds dann soweit fortgeschritten, dass eine deutliche Intensivierung der Rissbreitenzunahme auftritt. Damit beginnt die letzte Phase des Versuchs. Diese ist hauptsächlich durch den Schädigungsprozess im Spannglied geprägt. Der Ausfall eines einzelnen Drahtbruches wiegt nun deutlich schwerer, da die umzulagernde Zugkraft mit jedem Drahtbruch ebenfalls ansteigt. Die Beanspruchung in den verbleibenden Spanndrähten wächst stetig weiter an. Gleichzeitig setzt sich ein bereits begonnenes Risswachstum in den Drähten weiter fort und wird durch die größere Beanspruchung beschleunigt. Zum Ende des Versuchs häufen sich die Gewaltbrüche, da die verbleibenden Drähte die Zugkraft nicht mehr aufnehmen können. Dies führt letztendlich zum Totalversagen des Bauteils.

4.1.1.6. Einfluss der Umlenkpressung und des Stapelfaktors

Die Größe der Umlenkpressung an den Kontaktstellen zwischen den Spannstahlitzen und dem Hüllrohr hängt von mehreren Parametern ab. Neben der Zugkraft im Spannglied P wird diese insbesondere durch den Krümmungsradius R des Spanngliedes bestimmt (Abb. 4.11). Mit Gleichung (4.1) wurde bereits definiert, wie die Umlenkbeanspruchung u_p aus den beiden Größen bestimmt wird. Bei gleichbleibendem Krümmungsradius ist die Umlenkbeanspruchung ebenfalls konstant.

Die Umlenkbeanspruchung u_p eines umgelenkten Spanngliedes kann idealisiert als Linienlast verstanden werden, die an einer Kontaktstelle zwischen Spannstahl und Hüllrohr als diskrete Kontaktkraft angesetzt werden kann. Bei dieser Betrachtungsweise wird die Verteilung der Umlenkraft im Spannglied selbst von Litze zu Litze jedoch nicht berücksichtigt. Aus der Darstellung rechts in Abbildung 4.11 geht

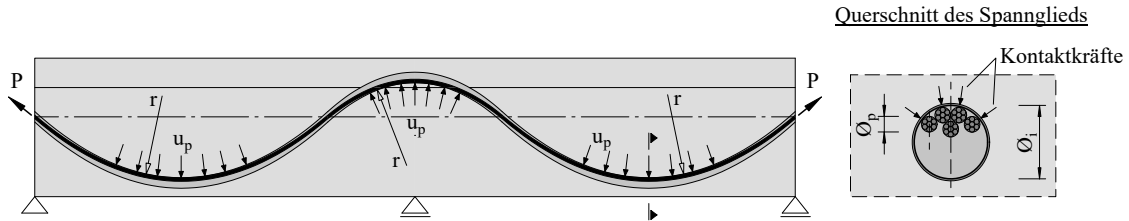


Abb. 4.11.: Schematische Darstellung der Umlenkkräfte eines Spannbetonbauteils

hervor, dass sich bei Spanngliedern, die aus mehreren Spannstahlelementen (Litzen) bestehen, mehrere Kontaktstellen zum Hüllrohr einstellen. In dem dargestellten Fall sind es beispielsweise vier Kontaktstellen bei insgesamt fünf Litzen. Die Umlenkkräfte der nicht direkt am Hüllrohr anliegenden Litze muss demnach über die darunter liegenden Litzen bis zum Hüllrohr geleitet werden, wodurch deren Anteil der Umlenkkräfte wiederum ansteigt. Dieser Effekt kann durch den Stapelfaktor, der bereits in Kapitel 2.2.4.3 vorgestellt wurde, beschrieben werden.

Bestimmung des Stapelfaktors

Zur Bestimmung des Stapelfaktors stehen mehrere Methoden zur Verfügung. Wenn die Anordnung der Spannstahlelemente im Spannglied bekannt ist, kann z. B. ein zweidimensionales Stabwerkmodell verwendet werden (vgl. Abb.4.12). Je nach Anordnung der Stahlelemente und der Kontaktstellen untereinander bildet sich ein Kraftverlauf zu den Auflagerpunkten (Kontaktstellen zum Hüllrohr) aus. Bei den Auflagerkräften handelt es sich um die kumulierten Umlagerungskräfte (1-Last) der Einzelelemente. In dem Beispiel in Abbildung 4.12 ergibt sich die maximale Auflagerkraft zu 4,4. Diese maximale Umlenkkräfte entspricht dem Stapelfaktor k_{max} . Für diesen Fall erfährt das Spannstahlelement (Litze), das an dieser Kontaktstelle anliegt, die 4,4-fache Umlenkkräfte $u_{p,max}$ bezogen auf die über die gesamte Spannstahlfläche gemittelte Umlenkkräfte $u_{p,m}$ einer Litze. Diese können gemäß der Gleichungen (4.2) und (4.3) bestimmt werden:

$$u_{p,m} = \frac{u_p}{n_p} \quad (4.2)$$

$$u_{p,max} = \frac{u_p}{n_p} \cdot k_{max} \quad (4.3)$$

Dabei ist n_p die Anzahl der Spannstahlelemente und u_p die gesamte Umlenkkräfte des Spanngliedes.

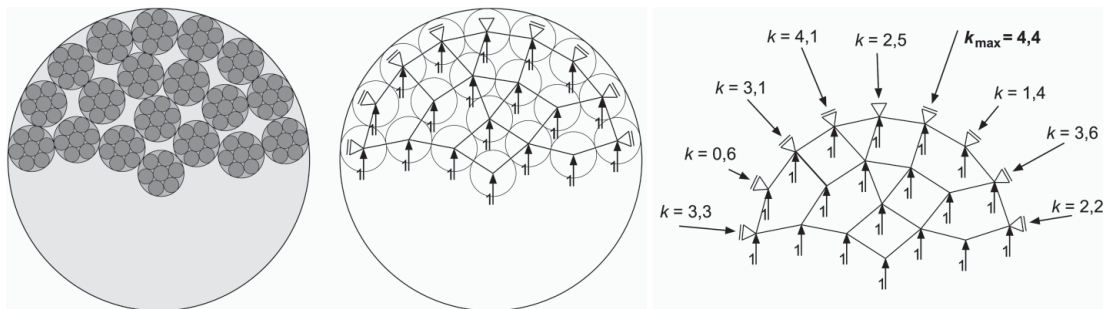


Abb. 4.12.: Beispiel eines zweidimensionalen Stabwerkmodells zur Bestimmung des Stapelfaktors, aus [137]

Wenn das Spannglied aus Litzenbündeln besteht, wird nicht die Anzahl der Spanndrähte, sondern die Anzahl der Litzen angesetzt. Dies ist durch die besondere Geometrie der Litzen begründet. Durch die Umwicklung der äußeren Drähte um den Kerndraht weist eine Litze im Vergleich zu sieben Einzeldrähten ein deutlich steiferes Gefüge auf. Zudem sorgt die spiralförmige Anordnung der Außendrähte dafür, dass nicht immer der gleiche Draht am Hüllrohr anliegt, sondern sich diese alle paar Zentimeter abwechseln. Eine getrennte Betrachtung der Einzeldrähte ist bei Litzenspanngliedern in Hinblick auf den Stapelfaktor somit nach den derzeit bekannten Methoden nicht möglich. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass auch innerhalb einer Litze unterschiedliche Querpressungen infolge der Umlenkbelastung entstehen. In Kapitel 5 wird eine eigene Methode vorgestellt, mit der diese Verteilung der Querpressungen unter Berücksichtigung der tatsächlichen Litzengeometrie bestimmt werden kann.

Neben dem zweidimensionalen Stabwerkmodell stehen noch weitere vereinfachte Ansätze zur Berechnung des Stapelfaktors k_{max} zur Verfügung:

$$\text{WOLLMANN ET AL. [177]:} \quad k_{max} = n_p^{0,6} \quad (4.4)$$

$$\text{ROSTASY/HOLZENKÄMPFER [143]:} \quad k_{max} = 1 + 2 \cdot \sqrt{n_p - 1} \quad (4.5)$$

$$\text{ZWICKY [182]:} \quad k_{max} = 2,1 + 0,17 \cdot n_p \quad (4.6)$$

$$\text{REMITZ/EMPELMANN [137]:} \quad k_{max} = 1 + 0,9 \cdot \frac{\varnothing_p}{\varnothing_{duct}} \cdot (n_p^{1,2} - 1) \quad (4.7)$$

$$\text{WEIHER [173]:} \quad k_{max} = 2 \cdot \frac{\varnothing_p}{\varnothing_{duct}} \cdot n_p \quad (4.8)$$

In der Tabelle 4.4 sind die nach den verschiedenen Ansätzen ermittelten Stapelfaktoren k_{max} für die eigenen Versuche sowie für einige ausgewählte Spannglieder aus Versuchen anderer Autoren (vgl. Kapitel 2.4.3) gegenübergestellt. In den Ansätzen von WOLLMANN ET AL., ROSTASY/HOLZENKÄMPFER und ZWICKY geht lediglich die Anzahl der Spannstahlelemente n_p ein. Wohingegen REMITZ/EMPELMANN und WEIHER in ihren Ansätzen zusätzlich auch die Geometrie des Hüllrohrs (\varnothing_{duct}) und des Spannstahlelements (\varnothing_p) berücksichtigen.

Die Abweichungen der ermittelten Stapelfaktoren betragen untereinander bis zu 20%. Je größer die Anzahl der Litzen ist, desto geringer sind die Abweichungen. In der letzten Spalte der Tabelle 4.4 wird der Stapelfaktor für die Spanngliedkonfiguration aus Abbildung 4.12 nochmals mit allen vereinfachten Ansätzen berechnet. Hier zeigt sich bei allen Ansätzen eine Überschätzung des Stapelfaktors gegenüber dem nach dem Stabwerkmodell bestimmten Wert von $k_{max} = 4,4$.

Im Folgenden wird der vereinfachte Ansatz von WEIHER (Gl. (4.8)) zur Bestimmung des Stapelfaktors verwendet. In der Anlage B sind die maximalen Stapelfaktoren nach WEIHER und die zugehörigen Umlenkbeanspruchungen aller in Kapitel 2.4.3 vorgestellter Ermüdungsversuche aufgeführt. Für die eigenen Versuche wird der Stapelfaktor wie folgt festgelegt:

- Versuchsreihe SB: $k_{max} = 2,07$
- Versuchsreihe GS/GR: $k_{max} = 3,72$
- Versuchsreihe GL: $k_{max} = 2,36$

Nach Gleichung (4.3) können damit die maximalen Umlenkbeanspruchungen für die eigenen Versuchsreihen berechnet werden (Tab. 4.5). Bei den Versuchen der Versuchsreihe GR ergeben sich trotz größerer Vorspannkraft ähnlich große maximale Umlenkbeanspruchungen wie bei der Versuchsreihe SB ($u_{p,max} \approx 20 \text{ kN/m}$). Bei der Versuchsreihe GS beträgt $u_{p,max}$ etwa 40 kN/m. Am größten ist die maximale Um-

Tabelle 4.4.: Vergleich der nach verschiedenen Berechnungsansätzen ermittelten Stapelfaktoren k_{max}

Spannglied		eigene Versuche			Auswahl anderer Autoren			Abb. 4.12
		5Ø3/8''	9Ø3/8''	3Ø0,62''	6Ø0,5''	3Ø0,6''	5Ø0,6''	19Ø0,62''
Litzendurchmesser	\varnothing_p [mm]	9,3	9,3	15,7	12,5	15,3	15,3	15,7
Hüllrohrinnendurchmesser	\varnothing_{duct} [mm]	45	45	40	52	45	50	100
Anzahl Litzen	n_p	5	9	3	6	3	5	19
WOLLMANN ET AL.	k_{max}	2,63	3,74	1,93	2,93	1,93	2,63	5,85
ROSTASY/HOLZENKÄMPFER	k_{max}	3,00	3,83	2,41	3,24	2,41	3,00	5,24
ZWICKY	k_{max}	2,95	3,63	2,61	3,12	2,61	2,95	5,33
REMITZ/EMPELMANN	k_{max}	2,10	3,41	1,97	2,64	1,84	2,62	5,70
WEIHER	k_{max}	2,07	3,72	2,36	2,88	2,04	3,06	5,97
Minimum		2,07	3,41	1,93	2,64	1,84	2,62	5,24
Maximum		3,00	3,83	2,61	3,24	2,61	3,06	5,97
Mittelwert		2,55	3,67	2,26	2,96	2,17	2,85	5,62
Abweichung		-19%	-7%	-14%	-11%	-15%	-8%	-7%
		18%	4%	16%	9%	20%	7%	6%

Tabelle 4.5.: Übersicht der rechnerischen Umlenkbeanspruchungen der Versuchsreihen SB, GS, GR und GL

Spannglied		SB05	SB06	SB06DL	GS01	GS02	GR01	GR02	GL01	GL02
		5Ø3/8''	5Ø3/8''	5Ø3/8''	9Ø3/8''	9Ø3/8''	9Ø3/8''	9Ø3/8''	3Ø0,62''	3Ø0,62''
R	[m]	5	5	5	5	5	10	10	5	5
A_p	[mm ²]	260	260	252,6	468	468	468	468	450	450
n_p	[-]	5	5	5	9	9	9	9	3	3
F_{max}	[kN]	415,3	402,6	420	596,7	579,2	596,7	579,2	573,8	556,9
F_{min}	[kN]	381,4	381,4	370,5	526,5	526,5	526,5	526,5	506,3	506,3
$\sigma_{p,max}$	[N/mm ²]	968,1	938,5	1007,8	1020	990	1020	990	1020	990
k_{max}	[-]	2,07	2,07	2,07	3,72	3,72	3,72	3,72	2,36	2,36
u_p	[kN/m]	50,3	48,8	50,9	95,5	92,7	47,7	46,3	91,8	89,1
$u_{p,m}$	[kN/m]	10,1	9,8	10,2	10,6	10,3	5,3	5,1	30,6	29,7
$u_{p,max}$	[kN/m]	20,8	20,2	21,1	39,5	38,3	19,7	19,2	72,2	70,1

lenkbeanspruchung jedoch bei den Versuchen GL01 und GL02 ($u_{p,max} \approx 70$ kN/m), obwohl die auf das gesamte Spannglied bezogene Umlenkraft u_p mit ca. 90 kN/m etwa genauso groß ist wie bei Versuchsreihe GS. Die Litzengröße bzw. -anzahl hat somit einen wesentlichen Einfluss bei der Bestimmung von $u_{p,max}$.

Bestimmung der Hertz'schen Pressung

Die in Tabelle 4.5 angegebenen Umlenkbeanspruchung an der Kontaktstelle zwischen Litze und Hüllrohr sind Linienlasten. Bei dieser Betrachtung wird die Litze und das Hüllrohr als zwei zylindrische Körper angesehen, die sich an einer gemeinsamen Linie berühren (vgl. Abb. 4.13). Die Kontaktpressungen, die aus zwei zylindrischen Körpern entstehen, können auch als *Hertz'schen Pressungen* p_0 angegeben werden. Für den vorliegenden Fall können diese nach Gleichung (4.9) berechnet werden.

$$p_0 = \sqrt{\frac{u_{p,max} \cdot E}{2 \cdot \pi \cdot r \cdot l \cdot (1 - \nu^2)}} \quad (4.9)$$

Tabelle 4.6.: Ermittlung der rechnerischen Hertz'schen Pressungen

		SB05	SB06	SB06DL	GS01	GS02	GR01	GR02	GL01	GL02
$u_{p,max}$	[kN/m]	20,8	20,2	21,1	39,5	38,3	19,7	19,2	72,2	70,1
r_1	[mm]	4,65	4,65	4,65	4,65	4,65	4,65	4,65	7,85	7,85
r_2	[mm]	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-20	-20
r	[mm]	5,86	5,86	5,86	5,86	5,86	5,86	5,86	12,92	12,92
E	[N/mm ²]	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200000	200.000	200.000
ν	[-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
l	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
$2a$	[mm]	0,08	0,07	0,08	0,10	0,10	0,07	0,07	0,21	0,20
p_0	[N/mm ²]	352,7	347,2	354,7	485,3	478,1	343,1	338,1	442,2	435,6

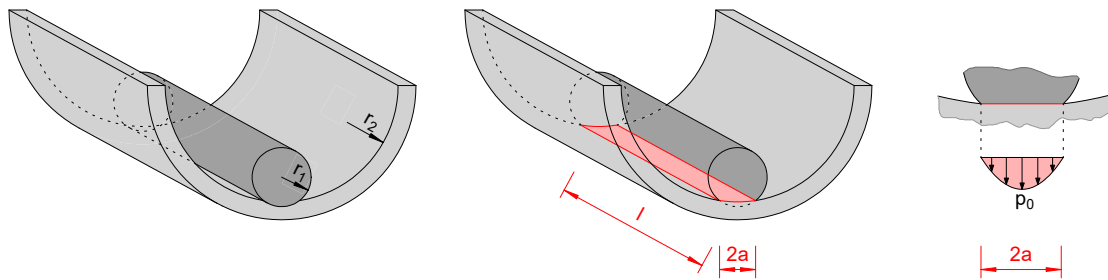


Abb. 4.13.: Schematische Darstellung der Hertz'schen Pressung zwischen einem Zylinder und einer konkaven Fläche

Die halbe Breite der Berührungsfläche beider Körper ergibt sich nach Gleichung (4.10):

$$a = \sqrt{\frac{8 \cdot (1 - \nu)^2 \cdot u_{p,max} \cdot r}{\pi \cdot E \cdot l}} \quad (4.10)$$

Die rechnerischen Hertz'schen Pressungen an den Kontaktstellen infolge $u_{p,max}$ sind in Tabelle 4.6 angegeben. Diese liegen zwischen 340 und 490 N/mm² und damit im Bereich der Zugfestigkeit üblicher Hüllrohrstähle. Allerdings wird bei der Berechnung von p_0 ein kontinuierlicher Kontakt zwischen Spannglied und Hüllrohr angesetzt. Durch die tatsächliche Spannglied- und Hüllrohrgeometrie ist eine solche kontinuierliche Berührungslinie jedoch ausgeschlossen. Bei den angegebenen Werten handelt es sich daher um theoretische Werte, die tatsächlich auch viel größer sein können (vgl. Kapitel 5).

Grenzwerte aus der Zulassung des Spannverfahrens

In den gültigen Zulassungen für Spannverfahren sind Grenzwerte bezüglich der Umlenkbeanspruchungen im Spannglied eingearbeitet. Diese werden am Beispiel der Europäischen Technischen Bewertung ETA-13/0839 im Folgenden vorgestellt, damit die in den Versuch aufgetretenen Beanspruchungen quantitativ eingeordnet werden können.

Die ETA-13/0839 gilt für Spannverfahren im Verbund mit 1 bis 22 Litzen. In dieser sind ausschließlich 0,62'' Litzen mit einer Nennzugfestigkeit von 1.770 und 1.860 N/mm² aufgenommen. Im Anhang 7 der ETA-13/0839 sind die Mindestkrümmungsradien der Spannglieder R_{min} sowie der zu verwendende Innendurchmesser des Hüllrohrs \varnothing_{duct} in Abhängigkeit der Litzenanzahl für eine Grenzbeanspruchung

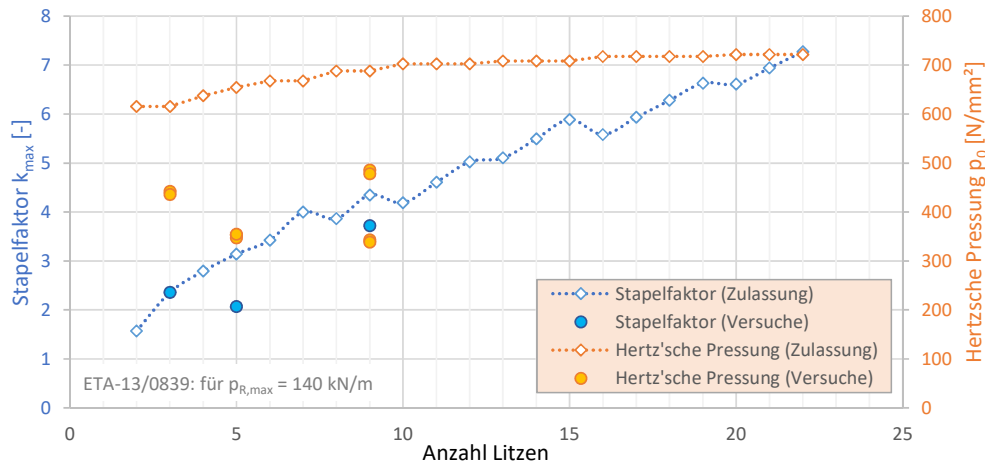


Abb. 4.14.: Stapelfaktoren und rechnerische Hertz'sche Pressungen für das Spannverfahren nach ETA-13/0839, Anhang 7, Y1770S7

von $p_{R,max} = 140 \text{ kN/m}$ vorgegeben.

Aus den Hüllrohrdurchmessern \varnothing_{duct} und dem Nenndurchmesser der Litze \varnothing_{pn} können nun die rechnerischen Stapelfaktoren nach Gleichung (4.8) bestimmt werden. Unter der Annahme der zulässigen Querpressung von 140 kN/m ist es ebenfalls möglich, die zugehörigen Hertz'schen Pressungen gemäß dem vorherigen Abschnitt zu bestimmen. Die so berechneten Werte können demnach als obere Grenzwerte angesehen werden. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4.14 grafisch dargestellt. In der Darstellung sind zusätzlich die Versuchswerte eingetragen. Es zeigt sich, dass die Versuchswerte unterhalb dieser Grenzwerte liegen.

Ermüdungsfestigkeitskurve unter Berücksichtigung der Umlenkraft

In [137] haben REMITZ/EMPELMANN die Ergebnisse ausgewählter Ermüdungsversuche unter dem Einfluss der Umlenkraft neu ausgewertet. Hierbei wurden jedoch ausschließlich Versuche mit Litzenstänglern des Typs $\varnothing 0,6''$ und $\varnothing 0,62''$ berücksichtigt.

Dieser Ansatz wird nachfolgend aufgenommen und noch weiter ausgeweitet. So werden sowohl die Einflüsse aus den kumulierten Umlenkkräften u_p (Abb. 4.15) und den maximalen Umlenkkräften der Einzellitzen $u_{p,max}$ (Abb. 4.16) als auch aus den Hertz'schen Pressungen (Abb. 4.17) untersucht. In den Darstellungen werden dabei lediglich die maximal ersten drei Drahtbrüche eines Versuchs berücksichtigt. Die entsprechenden Einflussgrößen sind in bestimmte Wertebereiche abgestuft und durch unterschiedliche Farben kenntlich gemacht. Gleichzeitig sind auch die Ergebnisse aus den Ermüdungsversuchen an den freischwingend getesteten Spannstahlilitzen (vgl. Kap. 3.4.1) dargestellt. Diese können als Referenzversuche ohne Umlenkbeanspruchung angesehen werden.

Bei der Bestimmung der auf die Einzellitzen bezogenen Umlenkraft $u_{p,max}$ wird der Stapelfaktor nach WEIHER angesetzt. Dies erfolgt ebenfalls für die Versuche anderer Autoren (Kap. 2.4.3). Diese sind in Anhang B auch tabellarisch dokumentiert. Da die Durchmesser der Spannstahlilitzen und der Hüllrohre bekannt sind, können auch die Hertz'schen Pressung gemäß Gleichung (4.9) bestimmt werden.

4. Versuchsauswertung

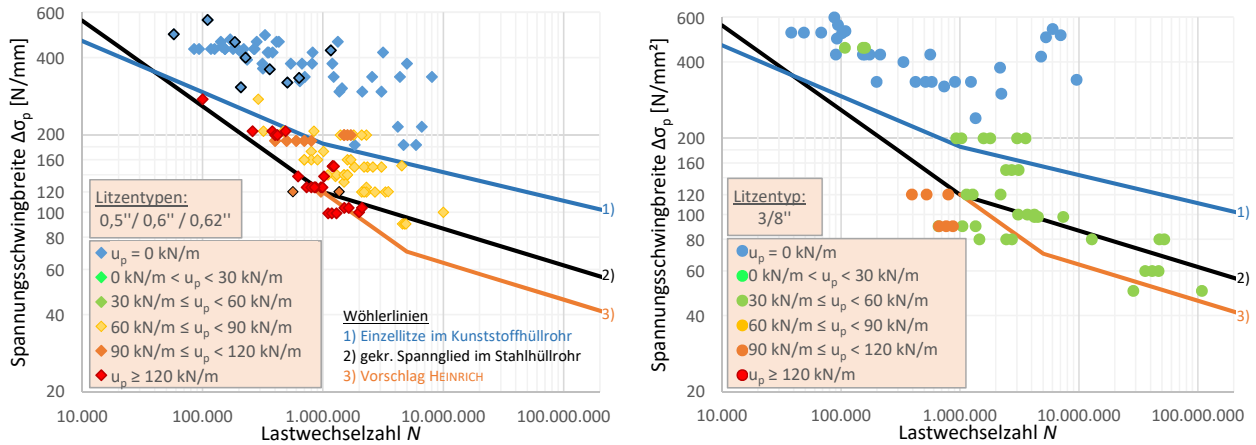


Abb. 4.15.: Einordnung der Versuchsergebnisse (max. erste drei Drahtbrüche) in Abhängigkeit der Umlenkraft

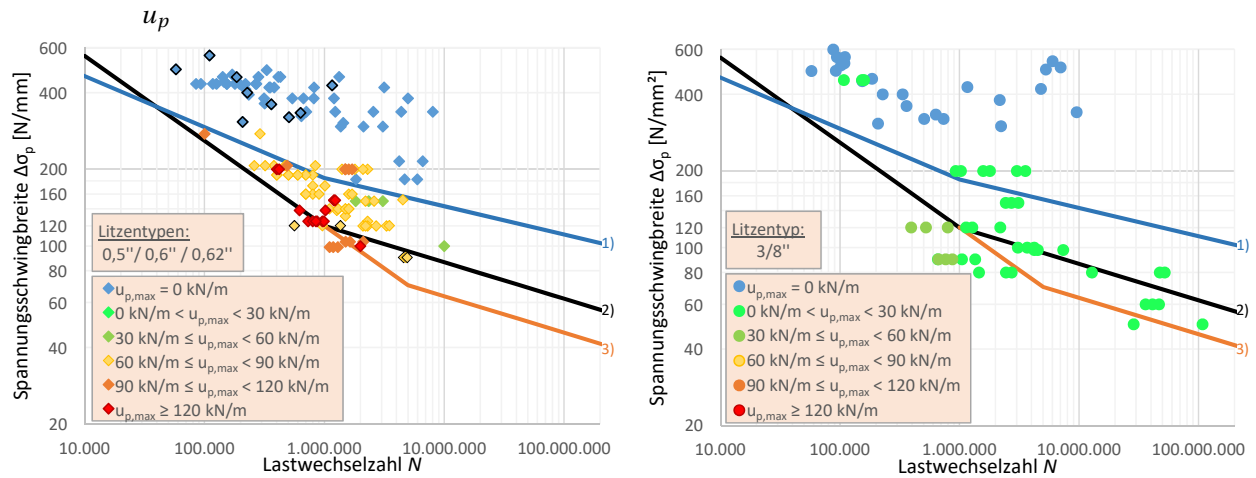


Abb. 4.16.: Einordnung der Versuchsergebnisse (max. erste drei Drahtbrüche) in Abhängigkeit der Umlenkraft

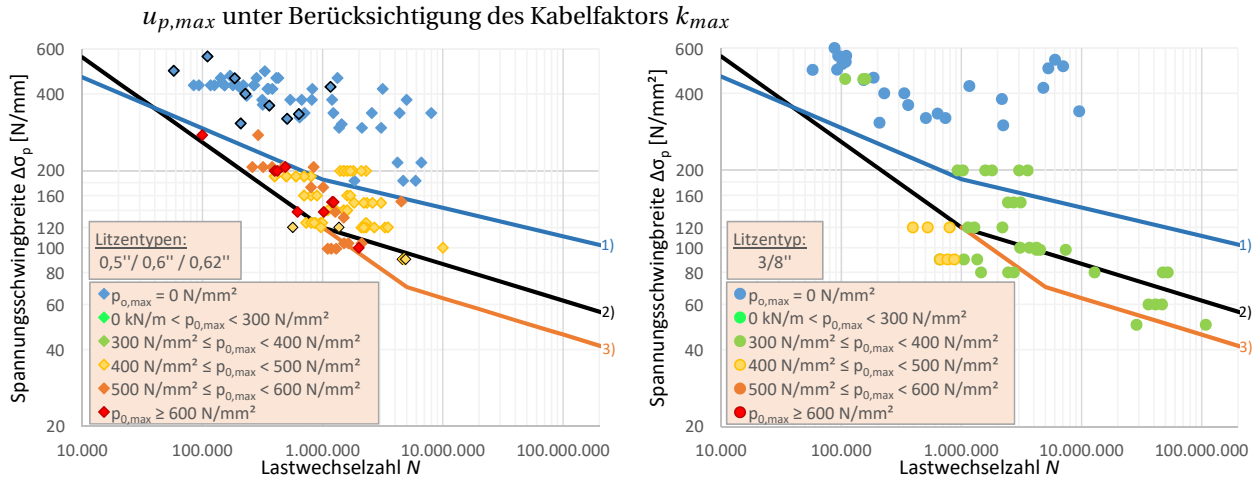


Abb. 4.17.: Einordnung der Versuchsergebnisse (max. erste drei Drahtbrüche) in Abhängigkeit der Hertz'schen
 Pressung p_0

Die Auswertung erfolgt getrennt für verschiedene Litzentypen. In den Darstellungen sind einerseits die Versuchsergebnisse mit Litzenspanngliedern aus $\varnothing 0,5''$ -, $\varnothing 0,6''$ - und $\varnothing 0,62''$ -Litzen zusammengefasst. Die eigenen Versuchsergebnisse für $\varnothing 0,62''$ -Litzen (freischwingend und Versuchsreihe GL) sind durch

eine schwarze Umrahmung markiert. Die Ergebnisse für $\varnothing 3/8''$ -Litzen sind jeweils separat aufgeführt.

In den Abbildungen 4.15 bis 4.17 ist zu erkennen, dass die Ermüdungsfestigkeit der freischwingend getesteten Litzen deutlich größer ist als bei den Versuchen mit umgelenkten Litzenspanngliedern. Es kann zudem ein horizontaler Verlauf der Wöhlerkurve und damit eine tatsächliche Dauerschwingfestigkeit festgestellt werden. Bereits bei geringen Querpressungen fällt die Ermüdungsfestigkeit deutlich ab. Mit Anstieg der Umlenkpressungen wandern die Versuchsergebnisse auf den S-N-Schaubildern nach links. Damit zeigen die Ergebnisse ein ähnliches Verhalten wie die Untersuchungen von FUNK, die in Kapitel 2.2.4.3 zum Thema *Reiberermüdung* beschrieben wurden (vgl. Abb. 2.26 und 2.27).

Neben dem Einfluss der Umlenkpressung auf die Ermüdungsfestigkeit kann auch ein Einfluss aus der Spannritzengröße beobachtet werden. Die kleineren Litzen ($\varnothing 3/8''$, $A_p = 52 \text{ mm}^2$) scheinen deutlich empfindlicher auf den Einfluss aus der Umlenkpressung zu reagieren als die großen Litzen.

4.1.2. Versuche mit gemischter Bewehrung

4.1.2.1. Bestimmung des Beanspruchungsniveaus im Spannglied

Zur Abschätzung der planmäßigen Spannungsschwingbreiten im Spannstahl wurde in Kapitel 3.2.7 ein Verhältniswert zwischen der Verbundsteifigkeit von Spannstahl und Betonstahl näherungsweise entsprechend der Verbundfestigkeit gemäß DIN EN 1992-1-1 zu $\xi = \tau_{bp}/\tau_{bs} = 0,5$ angenommen. In Kapitel 3.2.9.6 wurden die tatsächlichen Betonstahl- und Spannstahlspannungen während der Versuchslaufzeit bestimmt und dargestellt. Da zudem die Zeitpunkte der Spanndrahtbrüche bekannt sind, können daher die entsprechenden Spannungsschwingbreiten zum Zeitpunkt des Drahtbruches abgelesen und getrennt für alle durchgeführten Versuche in Abbildung 4.18 dargestellt werden.

Ebenfalls dargestellt sind die theoretischen Spannungsschwingbreiten, die sich rechnerisch bei Annahme verschiedener ξ -Werte ergeben. Mit $\xi = \infty$ wird der Betonstahl in der Zugzone rechnerisch nicht berücksichtigt, so dass ausschließlich Spannstahlspannungen entstehen. Die mit $\xi = 0,5$ angegebenen rechnerischen Spannungsschwingbreiten weichen hierbei geringfügig von den in Tabelle 3.15 angegebenen Werten ab. Das liegt an einigen Annahmen, die dort zunächst vereinfachend bei der Planung der Belastungsniveaus getroffen wurden (E-Modul, Vorspanngrad, Betonzugfestigkeit).

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Annahmen bezüglich des Verhältniswerts ξ in Kapitel 3.2.7 nicht bestätigt werden können. Insbesondere bei den Versuchen mit geringer Betonstahlbewehrung zeigt sich, dass ξ schnell gegen ∞ läuft. Dies lässt sich auf die großen Betonstahlspannungen im Versuch zurückführen, die im Bereich der Streckgrenze liegen (vgl. Kap. 3.2.9.6). Eine Mitwirkung des Betonstahls bei der Aufnahme der Spannungsschwingbreiten findet in diesen Fällen nicht statt.

Erst mit Zunahme der Betonstahlbewehrung ergeben sich geringere ξ -Werte. Allerdings liegen diese ebenfalls bei den Versuchen GB01 und GB06 im Bereich von ca. 1 bis 2. Beim Versuch GB06 mit einem Verhältniswert von Betonstahl- zu Spannstahlfläche $A_s/A_p = 0,77$ ist mit zunehmender Drahtbruchanzahl erneut ein Anstieg der ξ -Werte gegen ∞ festzustellen. Lediglich der Versuch GB07 weist bis zu einer Schwingspielzahl von ca. $N = 4 \cdot 10^6$ ξ -Werte zwischen 0,5 und 1 auf. Zum Ende des Versuchs steigen

4. Versuchsauswertung

diese dann an.

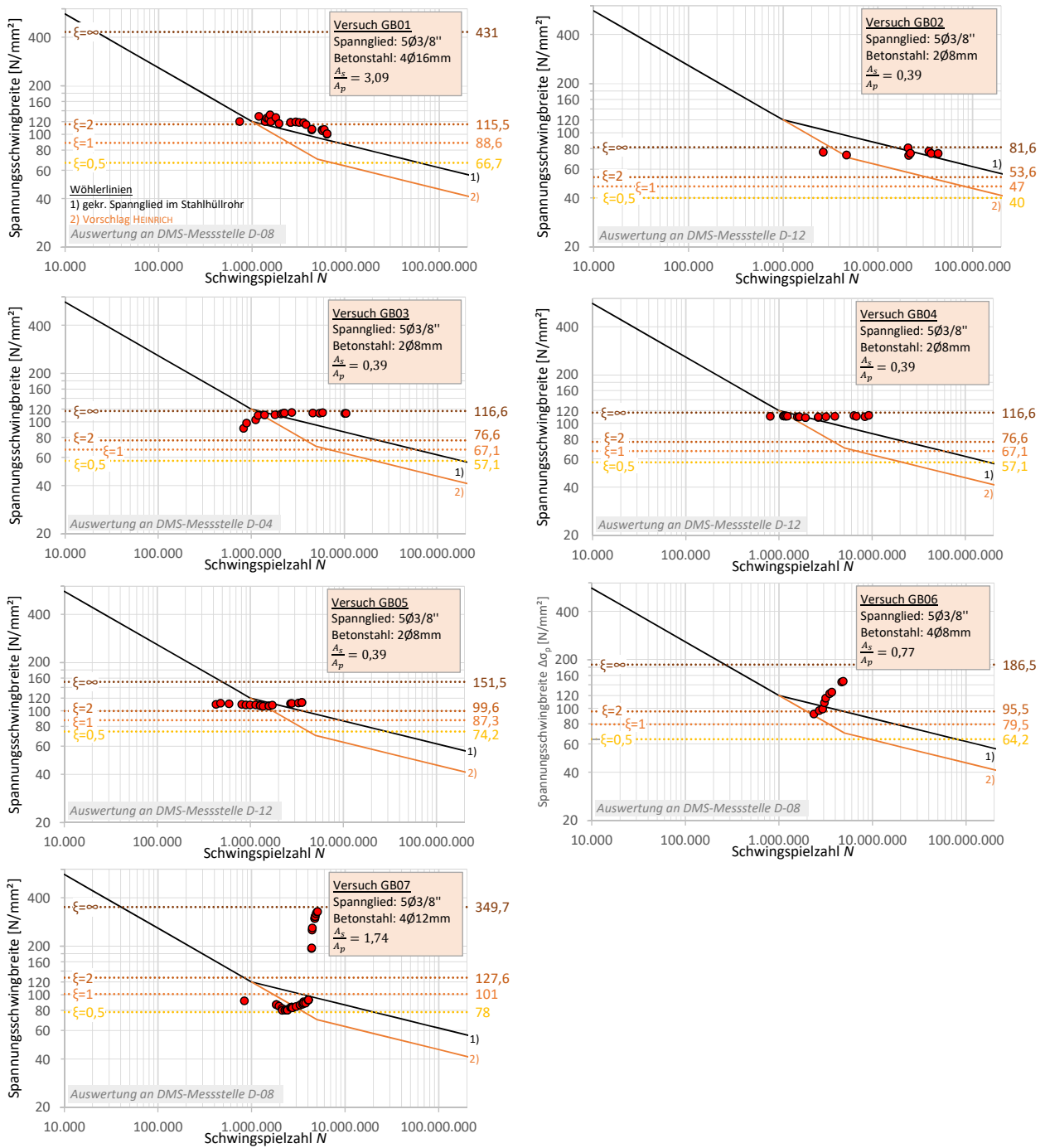


Abb. 4.18.: Spannungsschwingbreiten des Spannglieds zum Zeitpunkt des Drahtbruchs - Versuchsreihe GB

4.1.2.2. Einfluss der Verbundsteifigkeit auf die Spannungsverteilung bei gemischter Bewehrung

Zustand der Erstrissbildung

Die in Abbildung 4.18 angegebenen ξ -Werte wurden unter Annahme einer Erstrissbildung am Bauteil bestimmt. Die Herleitung hierfür erfolgte in [164] an einem vorgespannten Zugstab mit gemischter Bewehrung aus Spannstahl und schlaffer Betonstahlbewehrung. Für die Herleitung wird angenommen, dass die Zugkraft im Rissquerschnitt vom Spannstahl ΔF_p und Betonstahl F_s aufgenommen wird:

$$N_{cr} = \Delta F_p + F_s = A_s \cdot \sigma_s + A_p \cdot \Delta \sigma_p \quad (4.11)$$

Als Kompatibilitätsbedingung für die Dehnungen im Spann- und Betonstahl gilt (vgl. Abb. 4.19):

$$\int_{-l_{bs}}^{+l_{bs}} (\varepsilon_s - \varepsilon_c) dx = \int_{-l_{bp}}^{+l_{bp}} (\Delta \varepsilon_p - \varepsilon_c) dx \quad (4.12)$$

Bezogen auf die mittleren Dehnungen ergibt sich die Bedingung:

$$2 \cdot l_{bs} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 2 \cdot l_{bp} \cdot (\Delta \varepsilon_{pm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.13)$$

Die mittleren Dehnungen werden vereinfacht wie folgt definiert:

$$\varepsilon_{cm} \approx 0,6 \cdot \varepsilon_c \quad (4.14)$$

$$\varepsilon_{sm} \approx \varepsilon_s - 0,6(\varepsilon_s - \varepsilon_c) \quad (4.15)$$

$$\Delta \varepsilon_{pm} \approx \Delta \varepsilon_p - 0,6(\Delta \varepsilon_p - \varepsilon_c) \quad (4.16)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,4 \cdot \varepsilon_s = 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.17)$$

$$(\varepsilon_{pm} - \varepsilon_{cm}) = 0,4 \cdot \Delta \varepsilon_p = 0,4 \cdot \frac{\Delta \sigma_p}{E_p} \quad (4.18)$$

Die Einleitungslängen ergeben sich zu:

$$l_{bs} = \frac{\sigma_s \cdot \varnothing_s}{4 \cdot \tau_{bsm}} \quad (4.19)$$

$$l_{bp} = \frac{\Delta \sigma_p \cdot \varnothing_p}{4 \cdot \tau_{bpm}} \quad (4.20)$$

Eingesetzt in die Kompatibilitätsbedingung ergibt sich:

$$2 \cdot \frac{\sigma_s \cdot \varnothing_s}{4 \cdot \tau_{bsm}} \cdot 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 2 \cdot \frac{\Delta \sigma_p \cdot \varnothing_p}{4 \cdot \tau_{bpm}} \cdot 0,4 \cdot \frac{\Delta \sigma_p}{E_p} \quad (4.21)$$

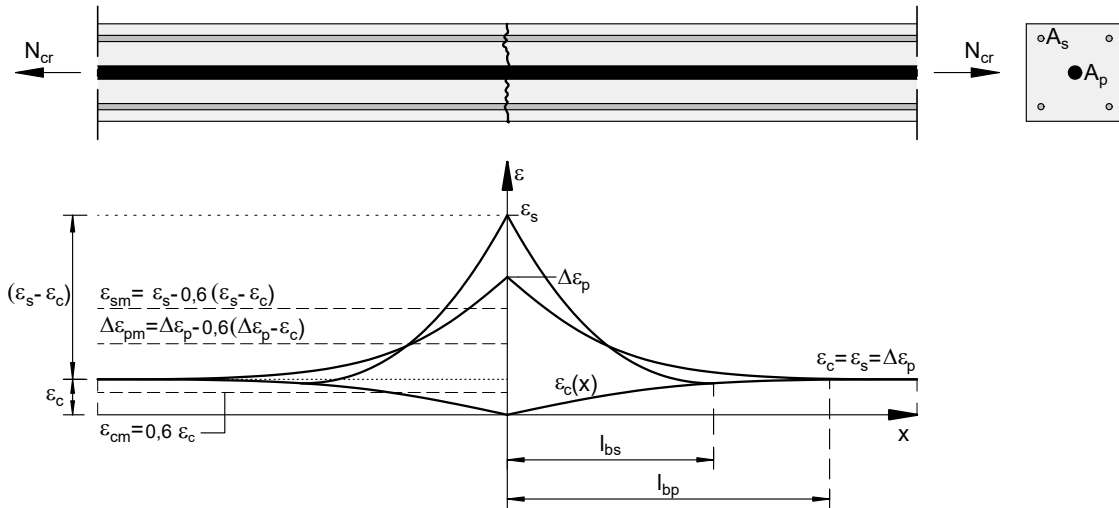


Abb. 4.19.: Verlauf der Dehnungen in Spannstahl, Betonstahl und Beton für den Einzelriss

Die Gleichung kann nach $\Delta\sigma_p$ umgestellt werden:

$$\Delta\sigma_p = \sigma_s \cdot \sqrt{\frac{\tau_{bpm}}{\tau_{bsm}} \cdot \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p} \cdot \frac{E_p}{E_s}} = \sigma_s \cdot \sqrt{\xi \cdot \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p} \cdot \frac{E_p}{E_s}} = \sigma_s \cdot \xi_1 \quad (4.22)$$

Diese Beziehung kann nun in die Gleichung (4.11) eingesetzt und entsprechend umgestellt werden:

$$\sigma_s = \eta \cdot \sigma_{s2} = \frac{N_{cr}}{A_s + \xi_1 \cdot A_p} \quad (4.23)$$

$$\Delta\sigma_p = \eta \cdot \xi_1 \cdot \sigma_{s2} \quad (4.24)$$

Dabei ist η der Umrechnungsfaktor, der die Betonstahlspannungen ausgehend von der Annahme eines starren Verbundes (σ_{s2}) entsprechend der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten zwischen Beton- und Spannstahl anpasst.

$$\eta = \frac{\sigma_s}{\sigma_{s2}} = \frac{A_s + A_p}{A_s + \xi_1 \cdot A_p} \quad (4.25)$$

Wenn sich nun die Höhenlage der Bewehrungsstränge von der des Spanngliedes unterscheidet, kann der Einfluss aus der unterschiedlichen Höhenlage über eine Wichtung der Bewehrungsflächen im Verhältnis zu ihrem Abstand zur Dehnungsnulllinie berücksichtigt werden.

$$\eta = \frac{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_{pi}}{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_{pi} \cdot \xi_1} \quad (4.26)$$

Zustand der abgeschlossenen Rissbildung

Analog zur Betrachtung bei Einzelrissbildung wird im Folgenden ein Ansatz zur Berechnung der Stahlspannungen bei abgeschlossener Rissbildung entwickelt. Hierzu wird ein Zugstab betrachtet, der un-

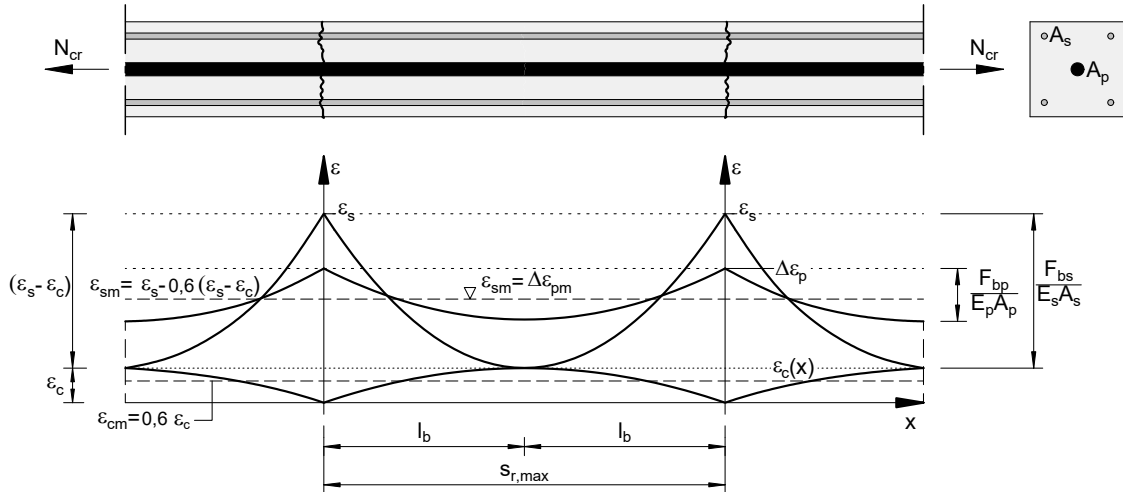


Abb. 4.20.: Verlauf der Dehnungen in Spannstahl, Betonstahl und Beton für die abgeschlossene Rissbildung

mittelbar die abgeschlossene Rissbildung erreicht hat. In diesem Zustand gibt es noch eine Stelle, wo kein Schlupf zwischen der Betonstahlbewehrung und dem Beton entstanden ist (Abb. 4.20). Wenn sich zwischen den Rissen noch eine Stelle im Zustand I befindet, kann die Gesamtverbundkraft über die Einleitungslänge wie folgt berechnet werden:

$$F_b = F_{bs} + F_{bp} = n \cdot \varnothing_s \cdot \pi \cdot l_b \cdot \tau_{bsm} + \varnothing_p \cdot \pi \cdot l_b \cdot \tau_{bpm} = A_c \cdot f_{ctm} \quad (4.27)$$

Hierbei wird angenommen, dass sich im Bauteil n Betonstäbe mit dem gleichen Stabdurchmesser \varnothing_s befinden. Der Spannstahldurchmesser \varnothing_p wird auf einen kreisrunden Stabquerschnitt bezogen. Bei Spanngliedern die jedoch aus Litzenbündeln bestehen, darf ein äquivalenter Spannstahldurchmesser nach TROST [164] mit $\varnothing_p \approx 1,6 \cdot \sqrt{A_p}$ angesetzt werden. Die Verbundlängen l_b zur Einleitung der Verbundkräfte sind für den Beton- und den Spannstahl gleich groß. Durch Umstellen der Gleichung (4.27) ergibt sich diese zu:

$$l_b = \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{n \cdot \varnothing_s \cdot \pi \cdot \tau_{bsm} + \varnothing_p \cdot \pi \cdot \tau_{bpm}} = \frac{f_{ctm}}{\left(\frac{n \cdot \varnothing_s \cdot \pi \cdot \tau_{bsm}}{A_c} + \frac{\varnothing_p \cdot \pi \cdot \tau_{bpm}}{A_c} \right) \cdot \frac{A_s \cdot 4}{\varnothing_s^2 \cdot \pi}} = \frac{\varnothing_s \cdot f_{ctm}}{4 \cdot \tau_{bsm} \left(\frac{n \cdot A_s}{A_c} + \frac{A_s}{A_c} \cdot \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \frac{\tau_{bpm}}{\tau_{bsm}} \right)} \quad (4.28)$$

Das Verhältnis der unterschiedlichen Verbundeigenschaften zwischen Beton- und Spannstahl kann mit dem Verhältniswert ξ beschrieben werden. Des Weiteren wird die mittlere Verbundspannung des Betonstahl bezogen auf die Betonzugfestigkeit mit $\tau_{bsm} \approx 1,8 \cdot f_{ctm}$ angesetzt. Daraus ergibt sich:

$$l_b = \frac{\varnothing_s}{4 \cdot 1,8 \cdot \left(\frac{n \cdot A_s}{A_c} + \frac{A_s}{A_c} + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} = \frac{\varnothing_s \cdot A_c}{7,2 \cdot A_s \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} \quad (4.29)$$

Bei der Gleichung (4.29) ist zu beachten, dass sich die Größe A_s auf einen einzelnen Betonstab bezieht.

Aus der so ermittelten Verbundeinleitungslänge kann der maximale Rissabstand bestimmt werden:

$$s_{r,max} = 2 \cdot l_b = \frac{\varnothing_s \cdot A_c}{3,6 \cdot A_s \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} \quad (4.30)$$

Die mittleren Dehnungen werden nach den folgenden Gleichungen abgeschätzt. Hierbei ist zu beachten, dass die Gesamtverbundkraft F_{bs} auf einen einzelnen Betonstahl bezogen werden muss. Daher ist diese durch die Anzahl der vorhandenen Betonstäbe n zu teilen:

$$\varepsilon_{sm} \approx \varepsilon_s - 0,6 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_c) \approx \varepsilon_s - 0,6 \cdot \left(\frac{1}{n} \cdot \frac{F_{bs}}{E_s A_s} \right) = \varepsilon_s - 0,6 \cdot \left(\frac{1}{n} \cdot \frac{n \cdot \varnothing_s \cdot \pi \cdot \tau_{bsm} \cdot l_b}{E_s A_s} \right) \quad (4.31)$$

$$\Delta \varepsilon_{pm} \approx \Delta \varepsilon_p - 0,6 \cdot (\Delta \varepsilon_p - \varepsilon_c) \approx \Delta \varepsilon_p - 0,6 \cdot \left(\frac{F_{bp}}{E_p A_p} \right) = \Delta \varepsilon_p - 0,6 \cdot \left(\frac{\varnothing_p \cdot \pi \cdot \tau_{bpm} \cdot l_b}{E_p A_p} \right) \quad (4.32)$$

$$\varepsilon_{cm} \approx 0,6 \cdot \varepsilon_c \approx 0,6 \cdot \alpha_E \cdot \frac{f_{ctm}}{E_s} \quad (4.33)$$

Durch das Einsetzen der Gleichung (4.30) kann die Berechnung der mittleren Dehnungen vom Beton- und Spannstahl weiter vereinfacht werden:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} &= \varepsilon_s - 0,6 \cdot \frac{\varnothing_s \cdot \pi \cdot \tau_{bsm}}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{\varnothing_s \cdot A_c}{7,2 \cdot A_s \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} \\ &= \varepsilon_s - 0,6 \cdot \frac{\varnothing_s^2 \cdot \pi \cdot \tau_{bsm} \cdot A_c}{7,2 \cdot A_s^2 \cdot E_s \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} \\ &= \varepsilon_s - 0,6 \cdot \frac{\varnothing_s^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_c}{A_s^2 \cdot E_s \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} \\ &= \varepsilon_s - 0,6 \cdot \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{E_s \cdot A_s \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} \end{aligned} \quad (4.34)$$

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{pm} &= \Delta \varepsilon_p - 0,6 \cdot \frac{\varnothing_p \cdot \pi \cdot \tau_{bpm}}{E_p \cdot A_p} \cdot \frac{\varnothing_s \cdot A_c}{7,2 \cdot A_s \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} \\ &= \Delta \varepsilon_p - 0,6 \cdot \frac{A_c \cdot \varnothing_s \cdot \varnothing_p \cdot \pi \cdot \tau_{bpm}}{7,2 \cdot A_s \cdot E_p \cdot A_p \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} \\ &= \Delta \varepsilon_p - 0,6 \cdot \frac{A_c \cdot \varnothing_s \cdot \varnothing_p \cdot \pi \cdot \xi \cdot f_{ctm}}{A_s \cdot E_p \cdot A_p \cdot 4 \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} \\ &= \Delta \varepsilon_p - 0,6 \cdot \frac{4}{\varnothing_s^2 \cdot \pi} \cdot \frac{A_c \cdot \varnothing_s \cdot \varnothing_p \cdot \pi \cdot \xi \cdot f_{ctm}}{E_p \cdot A_p \cdot 4 \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} \\ &= \Delta \varepsilon_p - 0,6 \cdot \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{E_p \cdot A_p \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi \right)} \cdot \frac{\xi \cdot \varnothing_p}{\varnothing_s} \end{aligned} \quad (4.35)$$

Um nun die Spannungsverteilung zwischen Beton- und Spannstahl unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens zu bestimmen, wird die Kompatibilitätsbedingung angesetzt, die besagt, dass die mittlere Betonstahldehnung so groß ist, wie die mittlere Zusatzdehnung im Spannstahl:

$$\varepsilon_{sm} = \Delta\varepsilon_{pm} \quad (4.36)$$

Die Gleichungen (4.34) und (4.35) können nun in die Gleichung (4.36) eingesetzt werden. Anschließend wird diese unter Berücksichtigung der unterschiedlichen E-Module zwischen Beton- und Spannstahl erweitert und nach $\Delta\sigma_p$ umgestellt:

$$\varepsilon_s - 0,6 \cdot \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{E_s \cdot A_s \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi\right)} = \Delta\varepsilon_p - 0,6 \cdot \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{E_p \cdot A_p \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi\right)} \cdot \frac{\xi \cdot \varnothing_p}{\varnothing_s} \quad (4.37)$$

$$\Leftrightarrow \Delta\varepsilon_p = \varepsilon_s - 0,6 \cdot \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{E_s \cdot A_s \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi\right)} + 0,6 \cdot \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{E_p \cdot A_p \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi\right)} \cdot \frac{\xi \cdot \varnothing_p}{\varnothing_s} \quad (4.38)$$

$$\Leftrightarrow \Delta\sigma_p = \sigma_s \cdot \frac{E_p}{E_s} - 0,6 \cdot \frac{E_p \cdot A_c \cdot f_{ctm}}{E_s \cdot A_s \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi\right)} + 0,6 \cdot \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{A_p \cdot \left(n + \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \cdot \xi\right)} \cdot \frac{\xi \cdot \varnothing_p}{\varnothing_s} \quad (4.39)$$

Die Gleichung (4.39) kann mit Einführung einiger Beiwerte vereinfacht angegeben werden:

$$\Delta\sigma_p = \sigma_s \cdot \alpha_p - 0,6 \cdot \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{\xi_n} \cdot \left(\frac{\alpha_p}{A_s} - \frac{\xi \cdot \alpha_d}{A_p}\right) \quad (4.40)$$

Dabei ist: $\alpha_p = E_p/E_s$ $\alpha_d = \varnothing_p/\varnothing_s$ $\xi_n = n + \alpha_d \cdot \xi$

Hiermit kann eine Beziehung zwischen den Betonstahlspannungen σ_s und den Zusatzspannungen im Spannstahl $\Delta\sigma_p$ aufgestellt werden. Die Differenz der Zug- zur Dekompressionkraft ΔN wird am Zugstab über die Gleichgewichtsbedingung (Gl. (4.41)) aufgenommen. In diese Gleichung kann die Gleichung (4.40) eingesetzt werden. Dabei ist ΣA_s die Gesamtbetonstahlmenge im Zugstab aus den n Betonstäben und A_s die Fläche eines Stabes.

$$\Delta N = \Sigma A_s \cdot \sigma_s + A_p \cdot \Delta\sigma_p \quad (4.41)$$

$$\begin{aligned} &= \Sigma A_s \cdot \sigma_s + A_p \cdot \left(\sigma_s \cdot \alpha_p - 0,6 \cdot \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{\xi_n} \cdot \left(\frac{\alpha_p}{A_s} - \frac{\xi \cdot \alpha_d}{A_p}\right)\right) \\ &= \sigma_s \cdot (\Sigma A_s + \alpha_p A_p) - 0,6 \cdot \frac{A_p \cdot A_c \cdot f_{ctm}}{\xi_n} \cdot \left(\frac{\alpha_p}{A_s} - \frac{\xi \cdot \alpha_d}{A_p}\right) \end{aligned} \quad (4.42)$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s = \frac{\Delta N}{\Sigma A_s + \alpha_p A_p} + 0,6 \cdot \frac{A_p \cdot A_c \cdot f_{ctm}}{\xi_n} \cdot \left(\frac{\alpha_p}{A_s} - \frac{\xi \cdot \alpha_d}{A_p}\right) \cdot \frac{1}{\Sigma A_s + \alpha_p A_p} \quad (4.43)$$

Mit Gleichung (4.43) kann somit die Betonstahlspannung unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten zwischen Beton- und Spannstahl bestimmt werden. Aus der Gleichgewichtsbedingung (4.41) kann anschließend die Zusatzspannung im Spannstahl ($\Delta\sigma_p$) ermittelt werden.

gleich. Die Verläufe der Beton- und Stahldehnungen werden jedoch infolge der geringen Last nach unten verschoben. Dabei wird ebenfalls angenommen, dass sich die Verläufe der Beton- und Betonstahldehnungen zwischen den Rissen weiterhin lediglich in einem Punkt berühren (Abb. 4.20). Die Größe der Betondehnung kann aus der äußeren Beanspruchung ΔN bestimmt werden:

Für $\Delta N < N_{cr} = A_c \cdot f_{ctm}$:

$$\sigma_{s,t=\infty} \approx \frac{\Delta N}{\Sigma A_s + \alpha_p A_p} + 0,4 \cdot \frac{A_p \cdot \Delta N}{\xi_n} \cdot \left(\frac{\alpha_p}{A_s} - \frac{\xi \cdot \alpha_d}{A_p} \right) \cdot \frac{1}{\Sigma A_s + \alpha_p A_p} \quad (4.47)$$

$$\Delta \sigma_{p,t=\infty} \approx \sigma_s \cdot \alpha_p - 0,4 \cdot \frac{\Delta N}{\xi_n} \cdot \left(\frac{\alpha_p}{A_s} - \frac{\xi \cdot \alpha_d}{A_p} \right) \quad (4.48)$$

4.1.2.3. Rechnerische Ermittlung des Verhältniswertes ξ für die unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten

Auf Grundlage der hergeleiteten Gleichungen im vorherigen Kapitel können nun die rechnerischen Stahlspannungen in den Versuchsträgern für verschiedene Verhältniswerte $\xi = \tau_{bp}/\tau_{bs}$ bestimmt werden. In Tabelle 4.7 sind diese beispielhaft für $\xi = 0,5$, 1 und 2 angegeben. Neben dem Zustand der Erstrissbildung wird auch eine abgeschlossene Rissbildung untersucht.

Bei der Herstellung der Versuchskörper wurde in Trägermitte im Zuggurt ein Rissblech angeordnet, so dass dieser Bereich bereits ohne äußere Beanspruchung gerissen war. Der Erstriss wurde somit in der Lage vorgegeben.

Ob sich im Träger weitere Risse einstellen, hing in erste Linie von dem Belastungsniveau und der Betonzugfestigkeit ab. Die Betonzugfestigkeit wurde in Kapitel 3.2.2 in Tabelle 3.5 angegeben und liegt bei der Versuchsreihe zwischen 3 und 3,5 N/mm². Die zu erwartenden Betonzugspannungen im Versuch konnten mit einem Rechenprogramm bestimmt werden. Hierzu wurde der halbe Versuchsträger mit der linear elastischen FEM im Rechenprogramm abgebildet (Abb. 4.22) und die linear-elastischen Betonlängsspannungen infolge Vorspannung und Prüflast angegeben (Abb. 4.23).

Es zeigt sich, dass die maximalen Betonlängszugspannungen nicht unbedingt im Zuggurt in Trägermit-

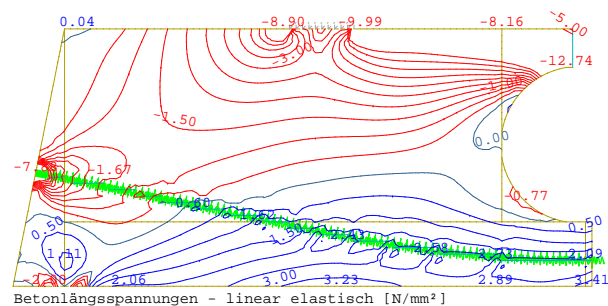
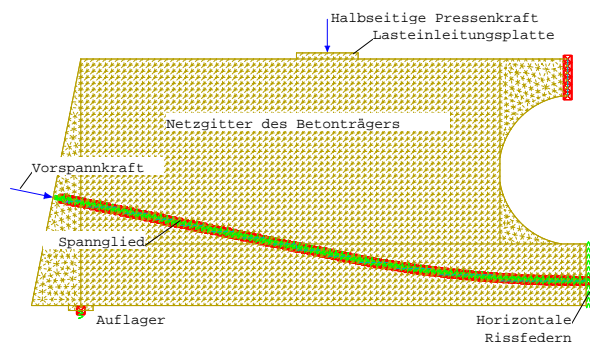


Abb. 4.22.: Rechenmodell zur Bestimmung der Betonspannungen **Abb. 4.23.:** Betonlängsspannungen des Versuchs GB07 mit $F_{max} = 605$ kN

4. Versuchsauswertung

Tabelle 4.7.: Übersicht der rechnerisch ermittelten Stahlspannungen für bestimmte ξ -Werte

Versuch		GB01	GB02	GB03	GB04	GB05	GB06	GB07
F_{max}	[kN]	603	405	420	420	435	480	605
F_{min}	[kN]	418	370	370	370	370	400	455
\varnothing_s	[mm]	16	8	8	8	8	8	12
$\sum A_s$	[mm ²]	804,2	100,5	100,5	100,5	100,5	201	452
E_s	[N/mm ²]	206.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	198.000
\varnothing_p	[mm]	25,8	25,8	25,8	25,8	25,8	25,8	25,8
A_p	[mm ²]	260	260	260	260	260	260	260
E_p	[N/mm ²]	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000
$\sigma_{p\infty}$	[N/mm ²]	450	490	513	725	748	688	700
f_{ctm}	[N/mm ²]	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
A_c	[mm ²]	75.000	75.000	75.000	75.000	75.000	75.000	75.000
$\sigma_{s2,max}$	[N/mm ²]	231,7	316,1	324,3	171,5	179,7	251,4	269,3
$\sigma_{s2,min}$	[N/mm ²]	123,9	258,3	241,7	88,8	72,2	144,9	139,2
$\sigma_{cm,max}$	[N/mm ²]	4,1	2,3	2,4	1,9	2,0	2,5	3,6
$\sigma_{cm,min}$	[N/mm ²]	2,5	2,0	2,0	1,5	1,5	1,8	2,3
Annahme: Erstrissbildung								
$\sigma_{s,max} (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	272,4	554,6	569	300,8	315,2	384,7	333,2
$\sigma_{s,min} (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	150,8	453,1	424	155,8	126,7	221,7	172,2
$\Delta\sigma_s (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	121,6	101,5	145	145	188,5	163,1	161
$\Delta\sigma_{p,max} (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	138,4	226,6	232,7	130,7	136,7	142,4	148
$\Delta\sigma_{p,min} (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	72,0	186,7	175,6	73,6	62,5	78,2	70
$\Delta\sigma_p (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	66,4	40	57,1	57,1	74,2	64,2	78
$\sigma_{s,max} (\xi=1)$	[N/mm ²]	256,1	461	473	250	262	336,7	305
$\sigma_{s,min} (\xi=1)$	[N/mm ²]	141,8	376,6	352,5	129,5	105,3	194	157,7
$\Delta\sigma_s (\xi=1)$	[N/mm ²]	114,3	84,4	120,5	120,5	156,7	142,7	147,4
$\Delta\sigma_{p,max} (\xi=1)$	[N/mm ²]	187,5	265	272,1	151,5	158,5	178,4	195,6
$\Delta\sigma_{p,min} (\xi=1)$	[N/mm ²]	99,2	218	204,9	84,4	71,3	98,9	94,6
$\Delta\sigma_p (\xi=1)$	[N/mm ²]	88,3	47	67,1	67,1	87,3	79,5	101
$\sigma_{s,max} (\xi=2)$	[N/mm ²]	235,8	372,2	381,9	201,9	211,5	286,2	272,4
$\sigma_{s,min} (\xi=2)$	[N/mm ²]	130,5	304,1	284,6	104,6	85	164,9	140,8
$\Delta\sigma_s (\xi=2)$	[N/mm ²]	105,3	68,1	97,3	97,3	126,5	121,3	131,6
$\Delta\sigma_{p,max} (\xi=2)$	[N/mm ²]	248,4	301,4	309,4	171,2	179,2	216,3	250,6
$\Delta\sigma_{p,min} (\xi=2)$	[N/mm ²]	132,9	247,8	232,8	94,6	79,6	120,8	123
$\Delta\sigma_p (\xi=2)$	[N/mm ²]	115,5	53,6	76,6	76,6	99,6	95,5	127,6
Annahme: Abgeschlossene Rissbildung								
$\sigma_{s,max} (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	252,7	440,8	452,2	239	250,5	315,2	294,7
$\sigma_{s,min} (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	139,9	360,1	337	123,8	100,7	181,6	152,3
$\Delta\sigma_s (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	112,8	80,7	115,2	115,2	149,8	133,6	142,4
$\Delta\sigma_{p,max} (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	197,7	273,3	280,6	156	163,3	194,5	213
$\Delta\sigma_{p,min} (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	104,8	224,8	211,3	86,7	73,2	108,2	103,6
$\Delta\sigma_p (\xi=0,5)$	[N/mm ²]	92,9	48,5	69,3	69,3	90,1	86,3	109,4
$\sigma_{s,max} (\xi=1)$	[N/mm ²]	237,4	363,3	372,7	197	206,5	278,5	271,3
$\sigma_{s,min} (\xi=1)$	[N/mm ²]	131,4	296,8	277,7	102	83	160,5	140,2
$\Delta\sigma_s (\xi=1)$	[N/mm ²]	106	66,5	95	95	123,5	118,1	131,1
$\Delta\sigma_{p,max} (\xi=1)$	[N/mm ²]	243,6	305,1	313,2	173,2	181,3	222	252,4
$\Delta\sigma_{p,min} (\xi=1)$	[N/mm ²]	130,2	250,8	235,6	95,6	80,4	124,1	124
$\Delta\sigma_p (\xi=1)$	[N/mm ²]	113,3	54,3	77,6	77,6	100,9	98	128,5
$\sigma_{s,max} (\xi=2)$	[N/mm ²]	216,7	297	304,7	161,1	168,8	239,1	242,8
$\sigma_{s,min} (\xi=2)$	[N/mm ²]	120,0	242,7	227,1	83,4	67,8	137,8	125,5
$\Delta\sigma_s (\xi=2)$	[N/mm ²]	96,8	54,4	77,7	77,7	101	101,4	117,3
$\Delta\sigma_{p,max} (\xi=2)$	[N/mm ²]	305,6	332,3	341,1	188	196,8	251,6	300,7
$\Delta\sigma_{p,min} (\xi=2)$	[N/mm ²]	164,5	273	256,3	103,3	86,6	141,1	148,9
$\Delta\sigma_p (\xi=2)$	[N/mm ²]	141,0	59,3	84,7	84,7	110,1	110,5	151,8

te, sondern auf auch Höhe der Lasteinleitung auftreten können. Dies resultiert aus der höheren Spannungslage (kleinerer Hebelarm) und der größeren Betonquerschnittsfläche, auf die die gleiche Vorspannkraft wirkt. Lediglich die Versuche GB01 und GB07 weisen rechnerische Betonzugspannung von mehr als 3 N/mm² auf. Bei den Versuchen GB02 bis GB06 liegen diese eher im Bereich von 2 bis 2,5 N/mm² und damit unterhalb der mittleren Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} . Eine abgeschlossene Rissbildung war

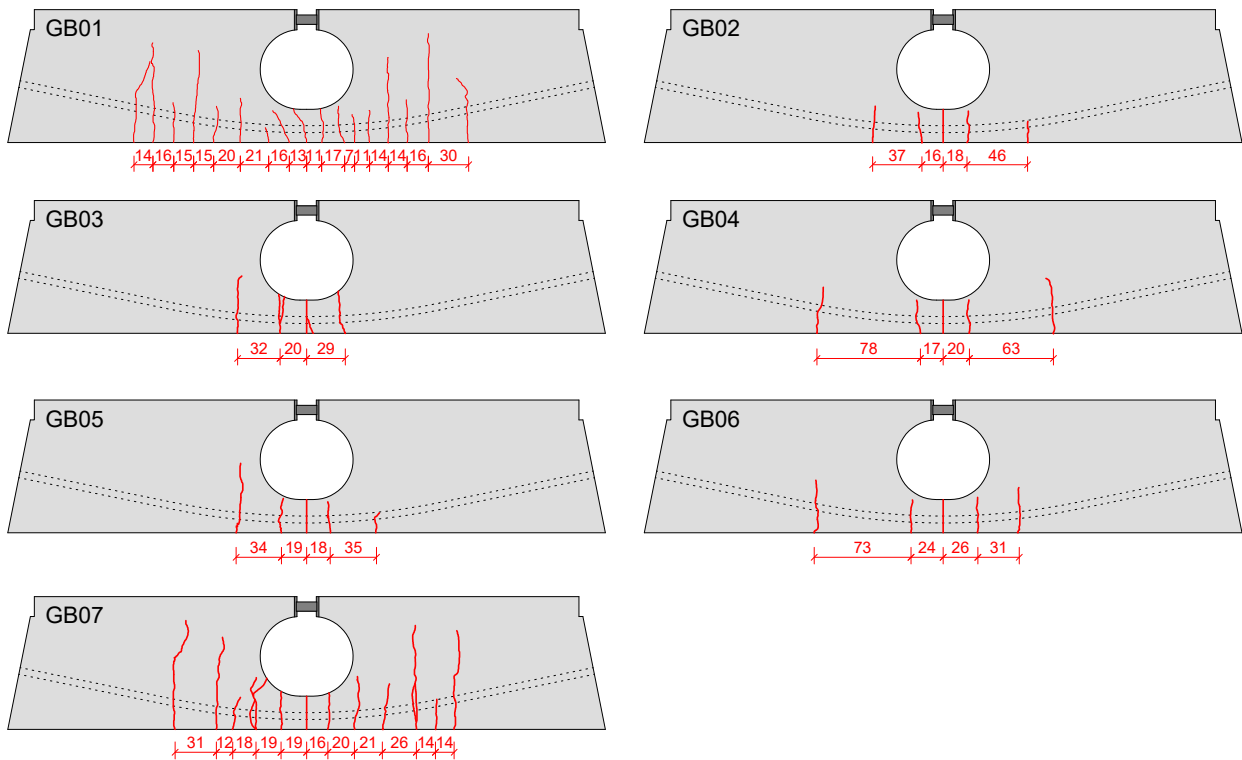


Abb. 4.24.: Rissbilder der Versuchsreihe GB nach Versuchsende

somit für diese Versuche nicht zu erwarten.

Dies kann auch durch die Rissbilder, die nach dem Versuchsende dokumentiert wurden, bestätigt werden. So ist in Abbildung 4.24 besonders bei den beiden Versuchen GB01 und GB07 ein gleichmäßiges Rissbild zwischen den Lasteinleitungspunkten zu erkennen. Die Rissabstände betragen zwischen 15 und 20 cm. Die Versuche GB02 bis GB06 weisen dagegen neben dem Initialriss nur 3 bis 4 weitere Einzelrisse mit teilweise großen Abständen zueinander auf. Die Rissbildung war bei diesen Versuchen offensichtlich noch nicht abgeschlossen. Sie befand sich noch in der Rissbildungsphase hin zum abgeschlossenen Rissbild.

Unabhängig vom Zustand der Rissbildungsphase werden für alle Versuche sowohl für die Erstrissbildung als auch für die abgeschlossene Rissbildung die rechnerischen Stahlspannungen und Spannungsschwingbreiten im Beton- und Spannstahl unter Berücksichtigung ausgewählter ξ -Werte ermittelt (Tab. 4.7). Hier zeigt sich erwartungsgemäß, dass generell die Stahlspannungen im Spannstahl mit zunehmendem ξ -Wert anwachsen. Dies gilt sowohl für die absoluten Maximalwerte der Spannstahlspannungen als auch für die zugehörigen Spannungsschwingbreite, da der ξ -Wert zwischen Ober- und Unterlast hierbei rechnerisch nicht variiert wird.

Beim Übergang der Erstrissbildung zur abgeschlossenen Rissbildung ist ebenfalls eine Umlagerung der Stahlspannungen vom Beton- auf den Spannstahl festzustellen. Dies liegt vor allem an der Annahme, dass bei der abgeschlossenen Rissbildung die mittleren Stahldehnungen aus Beton- und Spannstahl auf dem gleichen Niveau liegen müssen (vgl. Abb. 4.20). Bei der Erstrissbildung wird dagegen eine geringere Spannstahldehnung $\Delta\varepsilon_{pm}$ aufgrund der geringeren Verbundsteifigkeit angesetzt (vgl. Abb. 4.19).

Die Größe der Vorspannkraft zum Versuchsstart hat ebenfalls einen wesentlichen Einfluss auf die Verteilung der Stahlspannungen. Dass diese in den Versuchen nicht immer exakt zu bestimmen war, wurde bereits in Kapitel 3.2.8 aufgezeigt. Wie groß der Einfluss aus dem Vorspanngrad sein kann, zeigt der Vergleich der Rechenergebnisse von Versuch GB03 und GB04 in Tabelle 4.7. Die zyklische Belastung war bei beiden Versuchen gleich groß. Allerdings wurden vor dem Versuchsstart unterschiedliche Vorspannkraft festgelegt. Mit einer mittleren Vorspannung von $\sigma_{pm\infty} = 513 \text{ N/mm}^2$ lag diese beim Versuch GB03 deutlich unter der des Versuchs GB04 mit $\sigma_{pm\infty} = 725 \text{ N/mm}^2$. Die rechnerischen Stahlspannungen des Versuchs GB03 liegen dadurch auf einem viel höheren Niveau.

Auch der Versuch GB02 wies mit $\sigma_{pm\infty} = 490 \text{ N/mm}^2$ eine geringere mittlere Vorspannung auf. Die planmäßige Vorspannung auf einem Niveau zwischen 600 und 700 N/mm^2 , wie bei den übrigen Versuchen, wurde nicht erreicht. Aus der geringen Vorspannkraft resultieren verhältnismäßig große rechnerische Betonstahlspannungen im Bereich des Fließplateaus. Dies kann letztlich auch in den Versuchen so beobachtet werden. Die rechnerischen Betonstahlspannungen $\sigma_{s,max}$ unter der Annahme von $\xi = 1$ liegen für diese beiden Versuchen GB02 und GB03 bereits bei 461 bzw. 473 N/mm^2 .

4.1.2.4. Messwertgestützte Ermittlung des Verhältniswertes der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten

Da die tatsächlichen Betonstahlspannungen im Versuch durch die Dehnungsmessung an den DMS-Messstellen bestimmt werden konnten, ist es auch möglich im Rissquerschnitt den Verhältniswert ξ direkt aus den Versuchsergebnissen zu berechnen. Hierfür werden die Berechnungsgrundlagen aus den Gleichungen (4.25) und (4.26) verwendet und nach ξ umgestellt:

$$\eta = \frac{\sigma_s}{\sigma_{s2}} \tag{4.49}$$

$$\xi_1 = \frac{A_s + \frac{e_p}{e_s} \cdot A_p}{\eta} - A_s \tag{4.50}$$

$$\xi = \xi_1^2 \cdot \frac{\varnothing_p}{\varnothing_s} \tag{4.51}$$

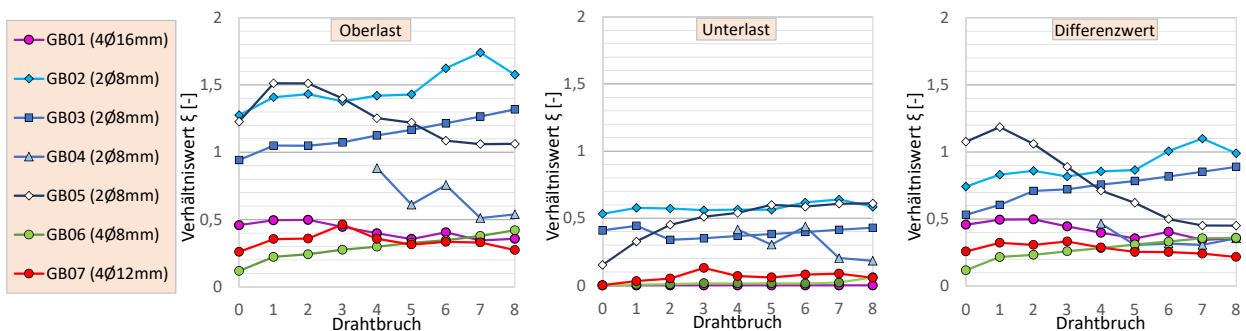


Abb. 4.25.: Darstellung der im Versuch bestimmten Verhältniswerte ξ zum Zeitpunkt der ersten acht Drahtbrüche für Versuchsreihe GB

In der Tabelle 4.8 sind die auf diese Weise bestimmten Verhältniswerte der Verbundsteifigkeit von Spannbeton zu Betonstahl tabellarisch und in Abbildung 4.25 grafisch aufgeführt. Die angegebenen ξ -Werte werden jeweils zum Zeitpunkt der ersten acht Drahtbrüche sowie zu Beginn der Versuche bestimmt. Beim

Tabelle 4.8.: Aus den Versuchsdaten bestimmte Verhältniswerte der Verbundfestigkeit ξ

Drahtbruch	-	1	2	3	4	5	6	7	8	
GB01										
$\sigma_{s,max}$	[N/mm ²]	270,5	272,5	276,0	282,0	288,0	294,0	295,0	302,0	305,0
$\sigma_{s,min}$	[N/mm ²]	188,0	186,0	192,5	195,5	202,5	209,0	212,0	215,5	220,0
$\sigma_{s2,max}$	[N/mm ²]	238,9	242,1	245,4	248,6	251,8	255,0	258,2	261,4	264,6
$\sigma_{s2,min}$	[N/mm ²]	131,1	134,3	137,5	140,7	144,0	147,2	150,4	153,6	156,8
ξ_{max}	[-]	0,46	0,50	0,50	0,45	0,40	0,36	0,41	0,35	0,36
ξ_{min}	[-]	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\Delta\xi$	[-]	0,46	0,50	0,50	0,45	0,40	0,36	0,41	0,35	0,36
GB02										
$\sigma_{s,max}$	[N/mm ²]	436,3	436,3	447,0	465,5	474,3	486,3	479,8	481,5	509,5
$\sigma_{s,min}$	[N/mm ²]	394,0	390,5	406,8	426,5	438,8	453,5	443,5	447,3	485,8
$\sigma_{s2,max}$	[N/mm ²]	321,6	331,5	341,4	351,3	361,2	371,1	381,1	391,0	400,9
$\sigma_{s2,min}$	[N/mm ²]	263,8	273,7	283,6	293,5	303,4	313,4	323,3	333,2	343,1
ξ_{max}	[-]	1,28	1,41	1,43	1,38	1,42	1,43	1,62	1,74	1,58
ξ_{min}	[-]	0,53	0,58	0,57	0,56	0,56	0,56	0,62	0,64	0,59
$\Delta\xi$	[-]	0,74	0,83	0,86	0,82	0,86	0,87	1,01	1,10	0,99
GB03										
$\sigma_{s,max}$	[N/mm ²]	489,3	489,3	504,3	515,8	523,3	532,3	540,0	547,5	554,8
$\sigma_{s,min}$	[N/mm ²]	425,3	425,5	504,3	515,8	523,3	532,3	540,0	547,5	554,8
$\sigma_{s2,max}$	[N/mm ²]	330,0	340,4	350,8	361,2	371,6	381,9	392,3	402,7	413,1
$\sigma_{s2,min}$	[N/mm ²]	247,5	257,9	268,3	278,6	289,0	299,4	309,8	320,2	330,5
ξ_{max}	[-]	0,94	1,05	1,05	1,07	1,13	1,17	1,22	1,27	1,32
ξ_{min}	[-]	0,41	0,44	0,34	0,35	0,37	0,38	0,40	0,41	0,43
$\Delta\xi$	[-]	0,53	0,61	0,71	0,72	0,76	0,78	0,82	0,85	0,89
GB04										
$\sigma_{s,max}$	[N/mm ²]					360,3	422,0	422,0	492,5	511,3
$\sigma_{s,min}$	[N/mm ²]					285,8	335,3	335,3	426,0	466,3
$\sigma_{s2,max}$	[N/mm ²]					238,6	253,3	267,9	282,6	297,3
$\sigma_{s2,min}$	[N/mm ²]					156,0	170,7	185,4	200,0	214,7
ξ_{max}	[-]					0,88	0,61	0,76	0,51	0,54
ξ_{min}	[-]					0,42	0,30	0,44	0,20	0,18
$\Delta\xi$	[-]					0,47	0,31	0,32	0,31	0,36
GB05										
$\sigma_{s,max}$	[N/mm ²]	258,5	262,0	281,5	308,3	339,5	363,0	397,3	421,8	443,3
$\sigma_{s,min}$	[N/mm ²]	182,0	186,0	200,0	220,5	243,5	262,5	289,5	312,0	337,0
$\sigma_{s2,max}$	[N/mm ²]	188,4	203,5	218,6	233,8	248,9	264,1	279,2	294,3	309,5
$\sigma_{s2,min}$	[N/mm ²]	81,1	96,2	111,3	126,5	141,6	156,7	171,9	187,0	202,2
ξ_{max}	[-]	1,23	1,51	1,51	1,40	1,25	1,22	1,09	1,06	1,06
ξ_{min}	[-]	0,15	0,33	0,45	0,51	0,54	0,60	0,59	0,61	0,61
$\Delta\xi$	[-]	1,08	1,19	1,06	0,89	0,71	0,62	0,50	0,45	0,45
GB06										
$\sigma_{s,max}$	[N/mm ²]	425,8	416,0	429,8	440,3	453,3	465,0	478,3	489,0	498,0
$\sigma_{s,min}$	[N/mm ²]	316,3	306,5	325,8	341,0	364,3	385,3	409,5	424,3	420,0
$\sigma_{s2,max}$	[N/mm ²]	236,8	247,6	258,4	269,2	280,0	290,8	301,6	312,4	323,2
$\sigma_{s2,min}$	[N/mm ²]	134,3	145,1	155,9	166,7	177,5	188,3	199,1	209,9	220,7
ξ_{max}	[-]	0,12	0,22	0,24	0,28	0,30	0,33	0,35	0,38	0,42
ξ_{min}	[-]	0,00	0,01	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,02	0,06
$\Delta\xi$	[-]	0,12	0,22	0,23	0,26	0,28	0,31	0,33	0,36	0,36
GB07										
$\sigma_{s,max}$	[N/mm ²]	349,3	349,0	358,3	358,3	377,5	391,8	399,0	409,3	426,0
$\sigma_{s,min}$	[N/mm ²]	210,8	210,5	217,8	217,8	236,3	248,8	255,8	265,3	281,8
$\sigma_{s2,max}$	[N/mm ²]	264,5	271,9	279,3	286,8	294,2	301,7	309,1	316,6	324,0
$\sigma_{s2,min}$	[N/mm ²]	134,3	141,7	149,2	156,6	164,1	171,5	178,9	186,4	193,8
ξ_{max}	[-]	0,26	0,36	0,36	0,46	0,36	0,31	0,34	0,33	0,27
ξ_{min}	[-]	0,00	0,03	0,05	0,13	0,07	0,06	0,08	0,09	0,06
$\Delta\xi$	[-]	0,26	0,32	0,31	0,33	0,29	0,26	0,26	0,24	0,22

Hinweis:

$\sigma_{s,min}/max$: aus den aufgezeichneten Stahldehnungen im Versuch bestimmt

$\sigma_{s2,min}/max$: rechnerisch im zugehörigen Rissquerschnitt bestimmt

Versuch GB04 befand sich der Betonquerschnitt, an dem die Messstelle zur Dehnungsmessung am Betonstahl angebracht wurde, bis zum dritten Drahtbruch noch nicht vollständig im Zustand II. Die aufgezeichneten Betonstahldehnungen und die daraus abgeleiteten Betonstahlspannungen sind entsprechend zu gering, so dass diese erst ab dem vierten Drahtbruch berücksichtigt werden.

Die Ergebnisse zeigen, dass sich das Verhältnis zwischen den Verbundfestigkeiten von Beton- und Spannstahl über die Versuchslaufzeit nicht konstant verhielt. Infolge einzelner Drahtbrüche sind sowohl Anstiege als auch Abminderungen des Verhältniswertes ξ festzustellen. Vor allem ist bei allen Versuchen zu erkennen, dass sich während der einzelnen Belastungen unterschiedliche Verhältniswerte ξ bei Ober- und Unterlast einstellen. Grundsätzlich ergeben sich bei Unterlast geringere ξ -Werte als bei Oberlast. Bei einigen Versuchen (GB01, GB06 und GB07) liegen diese sogar bei Null.

Unter maximaler Beanspruchung (Oberlast) hingegen, können bei diesen drei Versuchen Werte bis zu ca. $\xi = 0,5$ ermittelt werden. Diese liegen somit in dem Bereich, der nach DIN EN 1992-1-1 für Litzen-spannglieder gilt. Auf die übrigen Versuche trifft dies jedoch nicht zu. Bei diesen ergeben sich ξ -Werte von teilweise deutlich größer 1 bis maximal ca. 1,7 (GB02).

Die drei Versuche (GB01, GB06 und GB07) unterscheiden sich von den übrigen Versuchen in erster Linie durch die größere schlaife Bewehrungsmenge im Zuggurt. Das Verhältnis Betonstahlfläche zur Spannstahlfläche liegt bei $A_s/A_p = 3,09$ (GB01), $0,77$ (GB06) und $1,74$ (GB07). Die übrigen Versuche weisen lediglich ein Verhältnis von $A_s/A_p = 0,39$ auf. Das Verhältnis A_s/A_p scheint somit ebenfalls einen maßgeblichen Einfluss auf die Verteilung der Stahlspannungen bei gemischter Bewehrung zu haben.

4.1.2.5. Einfluss aus dem Verhältnis Betonstahlfläche zur Spannstahlfläche

Um den Einfluss des Verhältnisses von A_s/A_p auf die Verteilung der Stahlspannungen genauer zu untersuchen, werden im Folgenden Berechnungen an zwei Referenzsystemen durchgeführt. Diese unterscheiden sich in der Querschnittsfläche für das angesetzte Spannglied. Zum einen wird ein Spannglied wie in den eigenen Versuchsträgern ($5\text{Ø}3/8''$, $A_p=260\text{ mm}^2$) und zum anderen ein deutlich größeres Spannglied ($18\text{Ø}0,62''$, $A_p=2.700\text{ mm}^2$) gewählt, welches bei tatsächlich ausgeführten Brückenbauwerken heutzutage eher zur Anwendung kommt.

Neben dem Spannglied wird zusätzlich eine Betonstahlbewehrung mit verschiedenen Stabdurchmessern von $\text{Ø}_s = 8\text{ mm}$ bis 16 mm berücksichtigt. Betrachtet wird ein zentrischer vorgespannter Zugstab mit einer gemischten Bewehrung aus Beton- und Spannstahl. Die Vorspannung beträgt $\sigma_{pm\infty} = 700\text{ N/mm}^2$. Die äußere Zugkraft wird so angesetzt, dass die Stahlspannung σ_{s2} für alle untersuchten Fälle genau 300 N/mm^2 ergibt. Mithilfe der in Kapitel 4.1.2.2 hergeleiteten Berechnungsgleichungen für die Erstrissbildung kann nun die Verteilung der Stahlspannungen auf die gemischte Bewehrung bestimmt werden. Hierbei wird auch der ξ -Verhältniswert variiert.

Aus den Ergebnissen der Berechnungen (Abb. 4.26) können verschiedene Erkenntnisse abgeleitet werden. Generell zeigt sich, dass bei der Verwendung kleinerer Stabdurchmesser größere Stahlspannungen in der Betonstahlbewehrung entstehen. Dies kann auf das günstigere Verhältnis von Umfang zur Stahlfläche bei kleineren Stabdurchmessern zurückgeführt werden. Neben den Stabdurchmessern bestimmt

Einzelrissebildung

Spannglied: $5\phi 3/8''$, $A_s=260\text{ mm}^2$
 Stahlspannung $\sigma_{s2}=300\text{ N/mm}^2$

$\sigma_{s,cal} (\xi=0,5)$	$\Delta\sigma_{p,cal} (\xi=0,5)$
$\sigma_{s,cal} (\xi=0,7)$	$\Delta\sigma_{p,cal} (\xi=0,7)$
$\sigma_{s,cal} (\xi=1)$	$\Delta\sigma_{p,cal} (\xi=1)$
$\sigma_{s,cal} (\xi=2)$	$\Delta\sigma_{p,cal} (\xi=2)$

Einzelrissebildung

Spannglied: $18\phi 0,62''$, $A_s=2700\text{ mm}^2$
 Stahlspannung $\sigma_{s2}=300\text{ N/mm}^2$

$\sigma_{s,cal} (\xi=0,5)$	$\Delta\sigma_{p,cal} (\xi=0,5)$
$\sigma_{s,cal} (\xi=0,7)$	$\Delta\sigma_{p,cal} (\xi=0,7)$
$\sigma_{s,cal} (\xi=1)$	$\Delta\sigma_{p,cal} (\xi=1)$
$\sigma_{s,cal} (\xi=2)$	$\Delta\sigma_{p,cal} (\xi=2)$

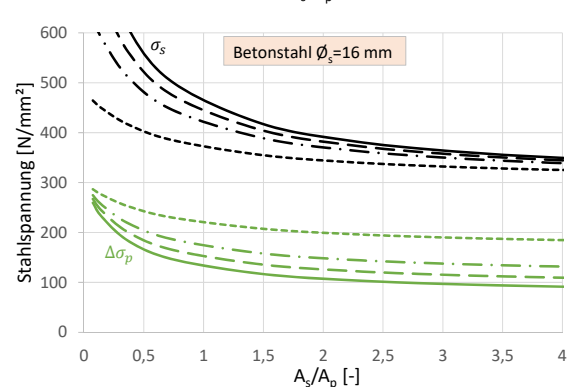
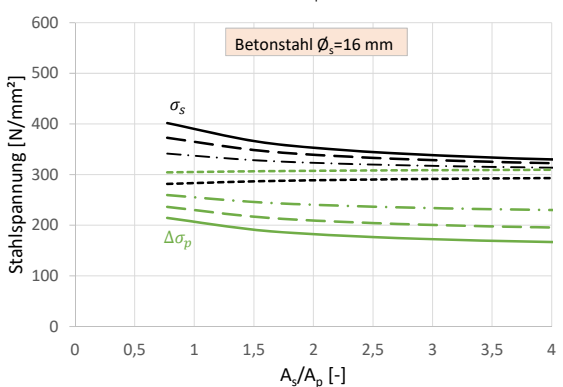
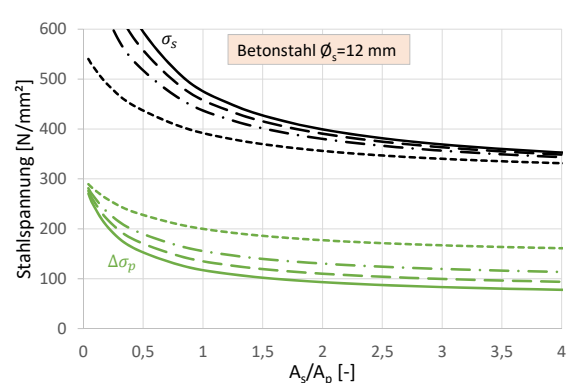
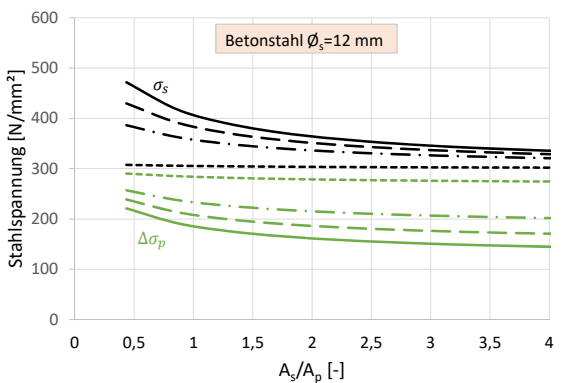
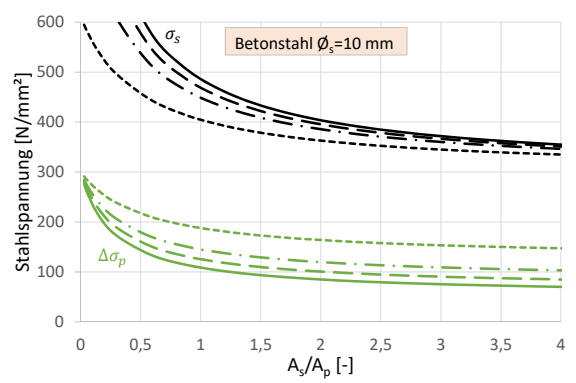
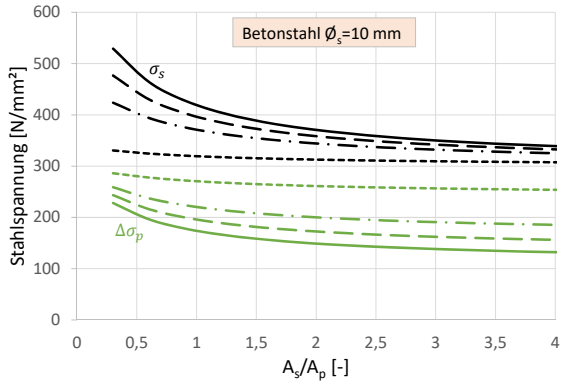
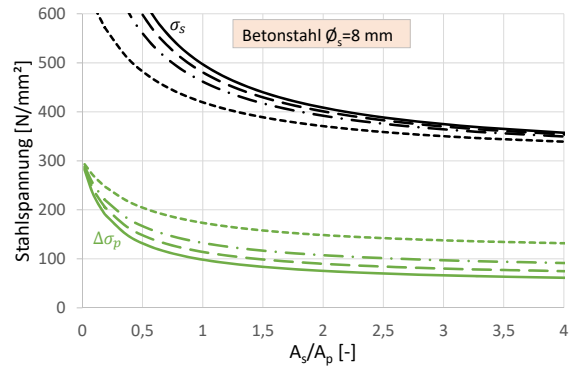
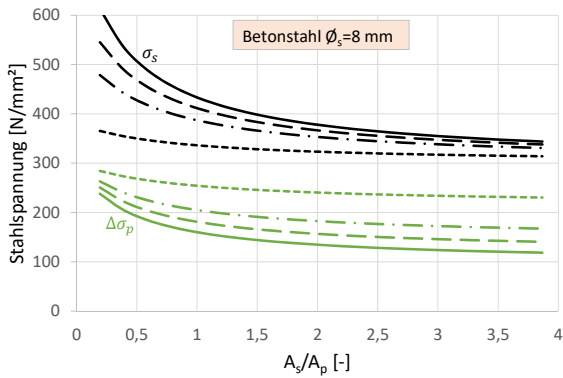


Abb. 4.26.: Rechnerisch ermittelte Spannungen von Beton- und Spannstahl in Abhängigkeit des Verhältnisses A_s/A_p , links: für ein Spannglied aus $5\phi 3/8''$, rechts: für ein Spannglied aus $18\phi 0,62''$

auch die Spannstahlfläche die Verteilung der Stahlspannungen. Aus der Spannstahlfläche wird der äquivalente Durchmesser nach TROST [164] mit $\varnothing_p \approx 1,6 \cdot \sqrt{A_p}$ berechnet. Auch hier zeigt sich im Vergleich der beiden untersuchten Spannliedtypen, dass die Spannstahlspannungen bei dem kleineren Spannlied im Verhältnis größer ausfallen.

Auf der anderen Seite kann bei dem größeren Spannlied (18Ø0,62'') kein signifikanter Einfluss aus dem Betonstahldurchmesser beobachtet werden. Der äquivalente Spannstahldurchmesser für dieses Spannlied beträgt ca. 83 mm und ist damit um das 5 bis 10-fache größer als die zugehörigen Betonstabdurchmesser. Bei diesen Verhältnissen scheint die rechnerische Verteilung der Stahlspannungen nicht mehr signifikant von dem Stabdurchmesser abzuhängen.

Den größten Einfluss für die Aufteilung der Stahlspannungen zwischen Spannstahl und Betonstahl hat der Verhältniswert ξ . Je größer dieser gewählt wird, desto mehr nähern sich die Betonstahl- und Spannstahlspannungen dem Wert von $\sigma_{s2} = 300 \text{ N/mm}^2$ an.

Bestimmung eines Grenzwertes für das Verhältnis A_s/A_p

Die in der Abbildung 4.26 dargestellten rechnerischen Stahlspannungen weisen für $A_p \rightarrow \infty$ einen exponentiellen Anstieg auf. Nimmt das Verhältnis A_s/A_p dagegen zu, ist ein relativ stabiler Verlauf der rechnerischen Stahlspannungen zu verzeichnen. Es stellt sich somit die Frage, ob ein Grenzwert für den Übergang zwischen dem stabilen und dem stark exponentiell geprägten Verlauf der Stahlspannungen definiert werden kann. Im Folgenden werden zwei verschiedene Ansätze für die Berechnung eines Grenzwertes für das Verhältnis A_s/A_p vorgestellt.

Ansatz 1: Begrenzung der Steigung

Hierfür werden die Spannungsverläufe aus den Abbildung 4.26 zunächst auf die Betonstahlspannung σ_{s2} (Zustand II unter Annahme eines starren Verbundes) bezogen. Diese normalisierten Verläufe können anschließend durch eine Potenzfunktion angenähert werden. Durch die 1. Ableitung dieser Näherungsfunktion konnte die zugehörige Steigung bestimmt werden. Die beiden Steigungsfunktionen der Betonstahl- und Spannstahlverläufe werden anschließend miteinander multipliziert, so dass eine Produktfunktion entsteht.

Schwierig ist die Wahl eines Grenzwerts für diese Produktfunktion. Bei den untersuchten Stabdurchmesser und Spannliedtypen kann etwa bei einem Steigungswert von ca. 0,1 ein kritischer Punkt ausgemacht werden. Obwohl für diesen Wert keine physikalischen Begründung existiert, wird dieser im Folgenden als pauschaler Grenzwert für die Steigung angesetzt.

Ansatz 2: Begrenzung der Betonstahlspannung

Für den zweiten Ansatz wird die maximale Betonstahlspannung begrenzt. Die Berechnungen erfolgen für eine Stahlspannung $\sigma_{s2} = 300 \text{ N/mm}^2$. Als Grenzwert für die Betonstahlspannung unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundeigenschaften (σ_s) werden im Folgenden zwei unterschiedliche Spannungen (400 und 450 N/mm^2) angesetzt.

Tabelle 4.9.: Übersicht der Grenzwerte für das Verhältnis A_s/A_p unter der Annahme $\sigma_{s2}=300 \text{ N/mm}^2$

	Spannglied 5Ø3/8''				Spannglied 18Ø0,62''			
	$\xi=0,5$	$\xi=0,7$	$\xi=1$	$\xi=2$	$\xi=0,5$	$\xi=0,7$	$\xi=1$	$\xi=2$
Ansatz 1: Grenzsteigung < 0,10								
$\varnothing_s=8\text{mm}$	0,66	0,58	0,47	0,21	0,76	0,72	0,66	0,51
$\varnothing_s=10\text{mm}$	0,59	0,47	0,37	0,12	0,74	0,69	0,62	0,45
$\varnothing_s=12\text{mm}$	0,50	0,38	0,27	0,04	0,73	0,67	0,59	0,42
$\varnothing_s=16\text{mm}$	0,29	0,23	0,14	0,03	0,67	0,60	0,52	0,33
Ansatz 2a): Grenzspannung < 400 N/mm ²								
$\varnothing_s=8\text{mm}$	1,47	1,17	0,80	0,00	2,19	2,02	1,82	1,29
$\varnothing_s=10\text{mm}$	1,29	0,95	0,54	0,00	2,09	1,91	1,65	1,08
$\varnothing_s=12\text{mm}$	1,13	0,77	0,19	0,00	2,00	1,80	1,55	0,89
$\varnothing_s=16\text{mm}$	0,81	0,13	0,00	0,00	2,00	1,80	1,55	0,89
Ansatz 2b): Grenzspannung < 450 N/mm ²								
$\varnothing_s=8\text{mm}$	0,85	0,63	0,35	0,00	1,39	1,26	1,10	0,71
$\varnothing_s=10\text{mm}$	0,72	0,47	0,14	0,00	1,32	1,17	1,00	0,55
$\varnothing_s=12\text{mm}$	0,61	0,19	0,00	0,00	1,24	1,11	0,90	0,40
$\varnothing_s=16\text{mm}$	0,10	0,00	0,00	0,00	1,20	1,01	0,72	0,14

Vorhandene A_s/A_p -Verhältnisse in Versuchen anderer Autoren

In [11, 65, 115, 145, 165] wurden ebenfalls experimentelle Untersuchungen zur Spannungsumlagerung von Spannbetonbauteilen mit gemischter Bewehrung aus Beton- und Spannstahl durchgeführt. Die wesentlichen Versuchsparameter sind im Anhang B, Kap. B.2 aufgelistet.

Die ersten systematisch durchgeführten Versuchsreihen zur Spannungsverteilung bei gemischt bewehrten vorgespannten Zugstäben erfolgten durch TUE Anfang der 1990er Jahre. Die Ergebnisse sind im Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 310 veröffentlicht worden [115]. TUE hat auf Grundlage seiner Versuchsergebnisse Verbundmodelle für Betonstahl und verschiedene Spanngliedformen (glatter Spannstahl, gerippter Spannstahl und Litzen) angegeben und Neuvorschläge für die entsprechende Verbundbeiwerte ξ vorgestellt. Allerdings erfolgte die Versuchsdurchführung immer an Probekörper mit der gleichen Betonstahlbewehrung (4Ø16 mm). Auch die Spanngliedgröße wurde nicht variiert. Von den insgesamt 23 durchgeführten Versuchen bestand bei sieben Versuchen das Spannglied aus einem Litzenbündel aus 3Ø0,6'' Litzen. Das Verhältnis von A_s/A_p lag damit konstant bei ca. 1,8.

Dass jedoch eben jenes Flächenverhältnis einen Einfluss auf die Verteilung der Stahlspannungen hat, haben RUDLOF, HEGGER und CORDES in ihren Untersuchungen gegen Ende der 1990er Jahre gezeigt [65, 145]. Bei den insgesamt 30 durchgeführten Versuchen wurde hierbei neben der Spanngliedform auch die Betonstahlbewehrung variiert. So hat RUDLOF festgestellt, dass bei den Versuchen mit größeren A_s/A_p -Verhältnissen eher vergleichsweise geringe Spannungsumlagerungen stattfanden. Die tatsächlichen Betonstahlspannungen wichen nur 10 bis 25% von den rechnerischen Betonstahlspannungen im Zustand II mit starrem Verbund (σ_{s2}) ab. Die Versuche mit geringeren A_s/A_p -Verhältnissen zeigten dagegen deutlich ausgeprägtere Spannungsumlagerungen. Die Betonstahlspannungen erreichten fast den doppelten Spannungswert als im reinem Zustand II mit starrem Verbund [145].

In [65] sind die Ergebnisse aus der Versuchsreihe von RUDLOF weitergehend aufbereitet worden. So wur-

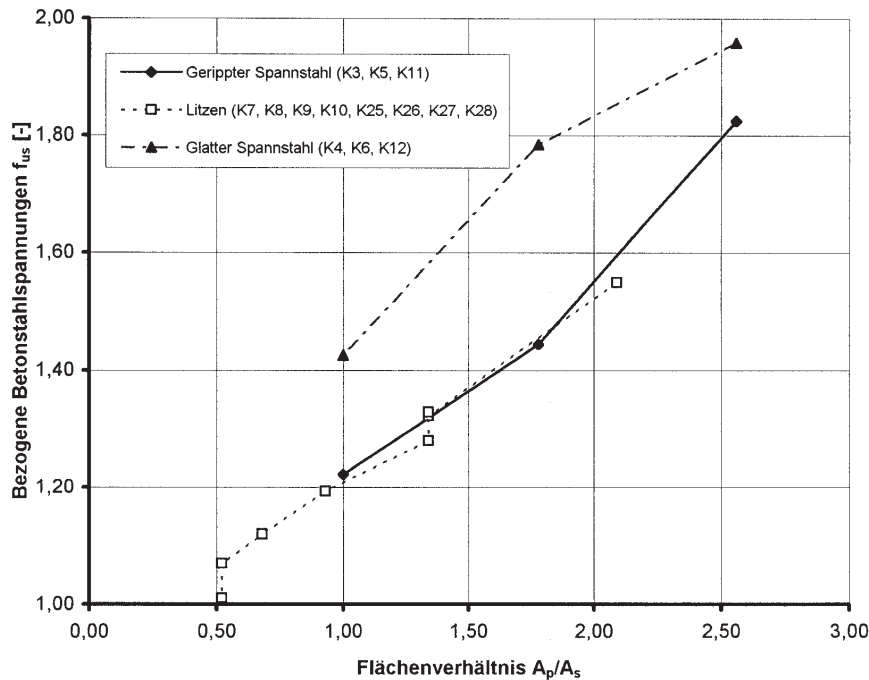


Abb. 4.27.: Spannungsumlagerungen bei der Erstrissbildung abhängig von der Spanngliedart und dem Verhältnis A_p/A_s aus den Untersuchungen von RUDLOF, HEGGER und CORDES, aus [65]

de in Abbildung 4.27 die auf σ_{s2} bezogene Betonstahlspannung f_{us} , die dem Erhöhungsfaktor η entspricht, über das Flächenverhältnis der Bewehrung dargestellt. Hierbei wurde der Kehrwert A_p/A_s verwendet. Es zeigt sich eine nahezu lineare Abhängigkeit der bezogenen Betonstahlspannungen vom Flächenverhältnis.

Auch BÜLTE hat 2008 in seinen Versuchsreihen den Einfluss aus dem Flächenverhältnis A_p/A_s der gemischten Bewehrung auf die Verteilung der Stahlspannungen untersucht. Im Gegensatz zu den bereits vorgestellten Versuchen, hat BÜLTE seine Untersuchungen an Spannbetonbauteilen im sofortigen Verbund durchgeführt. Die verwendeten Spannstahlilitzen in den Versuchsträgern lagen somit nicht gebündelt in einem Hüllrohr sondern im gesamten Betonquerschnitt verteilt, wodurch die Summe der Mantelfläche im Vergleich zu einem Spanngliedbündel deutlich größer war. Dies wirkte sich entsprechend auch auf die Spannungsverteilung aus.

Wie schon bei den Versuchen von RUDLOF konnte BÜLTE einen nahezu linearen Zusammenhang zwischen der bezogenen Betonstahlspannung und dem Bewehrungsverhältnis nachweisen. Dieser ist in Abbildung 4.28 für normalfesten Beton (NSC) im Zustand der Erstrissbildung grafisch dargestellt. Die bezogenen Betonstahlspannungen waren bei diesen Versuchen sogar kleiner als die Betonstahlspannung im reinen Zustand II. Die Stahlspannungen verteilten sich hiernach mehr auf den Spannstahl, was durch die insgesamt größere Mantelfläche der einzeln im Beton verlegten Litzen zu erklären war.

Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung war dagegen kein Einfluss aus dem Bewehrungsverhältnis festzustellen. Die Betonstahlspannungen erreichten in etwa das Niveau wie im reinen Zustand II.

Abschließend wird noch kurz auf die Versuche von ULLNER in [165] verwiesen. Dieser führte Verbundversuche an Spannbetonzugstäben mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund und zusätzlicher Be-

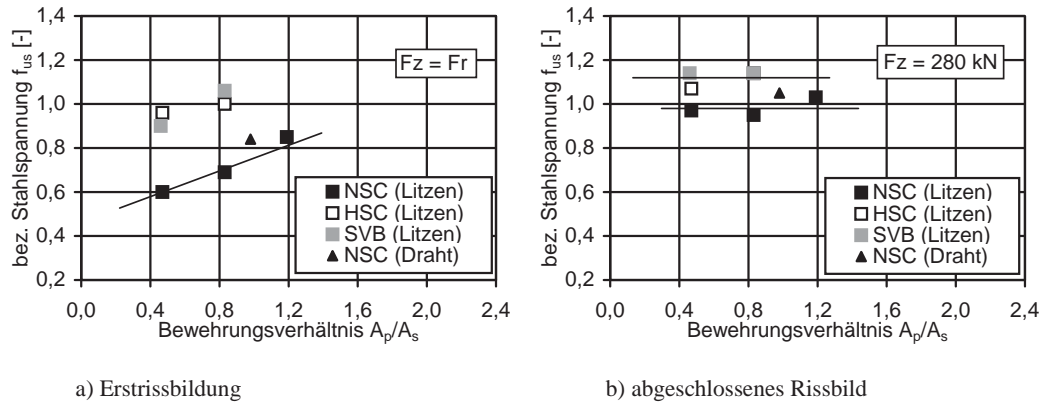


Abb. 4.28.: Bezogene Betonstahlspannung im Zustand der Erstrissbildung und der abgeschlossenen Rissbildung aus den Untersuchungen von BÜLTE, aus [11]

tonstahlbewehrung durch. Die Besonderheit bei seiner Versuchsreihe lag in der Größe seiner Versuchsträger. So wurden neben kleineren Versuchskörpern mit Spanngliedern aus Einzellitzen auch Spanngliedbündel von bis zu $37\varnothing 0,62''$ -Litzen hinsichtlich des Verbundverhaltens untersucht. ULLNER hat in seinen Untersuchungen zwar festgestellt, dass eine zusätzliche Betonstahlbewehrung die Verbundbeanspruchung im Spannglied reduziert. Der Einfluss aus der Betonstahlbewehrung wurde jedoch in den Untersuchungen nicht explizit behandelt [165].

Einordnung der eigenen Versuche hinsichtlich der A_s/A_p -Verhältnisse

Die theoretische Untersuchung der rechnerisch zu erwartenden Spannungsverteilung der Stahlspannungen im Beton- und Spannstahl (Abb. 4.26) zeigen, dass gerade bei geringen A_s/A_p -Verhältnissen die Betonstahlspannungen um ein Vielfaches größer ausfallen, als im reinen Zustand II unter der Annahme ebenbleibender Querschnitte mit unverschieblichem Verbund. RUDLOF konnte dies im Zuge seiner Versuchsdurchführungen experimentell bestätigen. Hierbei lag das geringste Bewehrungsverhältnis bei $A_s/A_p = 0,48$. Die eigenen Versuche der Versuchsreihe GB wiesen ein Verhältnis von 0,39 bis 3,09 auf. Aus den in Tabelle 4.7 angegebenen Betonstahlspannungen können nun die entsprechenden Erhöhungsfaktoren η bestimmt werden. Diese sind bis zum 8. Drahtbruch sowohl für die Oberlast auch für die Unterlast der zyklischen Belastung in Tabelle 4.10 entsprechend aufgeführt.

Bei den Versuchen war überwiegend ein leichter Rückgang oder ein konstanter Verlauf des Erhöhungsfaktors η infolge zunehmender Drahtbruchanzahl zu beobachten. Lediglich bei den Versuchen GB04 und GB05 war ein Anstieg zu verzeichnen. Für die Zeitpunkte vor dem 4. Drahtbruch lagen keine sinnvollen Ergebnisse für den Versuch GB04 vor, da bis dahin der Betonquerschnitt an der maßgebenden die Messstelle sich noch nicht im gerissen Zustand II befand.

Analog zu den Abbildungen 4.27 und 4.28 können nun auch für die eigenen Versuche die Erhöhungsfaktoren η über die Bewehrungsverhältnisse aufgetragen werden (Abb. 4.29). Hierbei werden jeweils die Werte vor dem 1. Drahtbruch angesetzt. Der Versuch GB04 wird dabei nicht berücksichtigt. Die Versuchsergebnisse von RUDLOF und BÜLTE sind zum Vergleich ebenfalls dargestellt.

Für die Versuche GB01, GB06 und GB07 kann mit zunehmendem Verhältnis von A_s/A_p qualitativ der

Tabelle 4.10.: Übersicht der Erhöhungsfaktoren η bis zum 8. Drahtbruch bei Ober- und Unterlast

Versuch	A_s/A_p	Beginn	1. Bruch	2. Bruch	3. Bruch	4. Bruch	5. Bruch	6. Bruch	7. Bruch	8. Bruch
Bei Oberlast										
GB01	3,09	1,13	1,13	1,12	1,13	1,14	1,15	1,14	1,16	1,15
GB02	0,39	1,36	1,32	1,31	1,33	1,31	1,31	1,26	1,23	1,27
GB03	0,39	1,48	1,44	1,44	1,43	1,41	1,39	1,38	1,36	1,34
GB04	0,39	-	-	-	-	1,51	1,67	1,58	1,74	1,72
GB05	0,39	1,37	1,29	1,29	1,32	1,36	1,37	1,42	1,43	1,43
GB06	0,77	1,80	1,68	1,66	1,64	1,62	1,60	1,59	1,57	1,54
GB07	1,74	1,32	1,28	1,28	1,25	1,28	1,30	1,29	1,29	1,31
Bei Unterlast										
GB01	3,09	1,43	1,38	1,40	1,39	1,41	1,42	1,41	1,40	1,40
GB02	0,39	1,49	1,43	1,43	1,45	1,45	1,45	1,37	1,34	1,42
GB03	0,39	1,72	1,65	1,88	1,85	1,81	1,78	1,74	1,71	1,68
GB04	0,39	-	-	-	-	1,83	1,96	1,81	2,13	2,17
GB05	0,39	2,24	1,93	1,80	1,74	1,72	1,67	1,68	1,67	1,67
GB06	0,77	2,35	2,11	2,09	2,05	2,05	2,05	2,06	2,02	1,90
GB07	1,74	1,57	1,49	1,46	1,39	1,44	1,45	1,43	1,42	1,45

abfallende Verlauf aus den bereits bekannten experimentellen Untersuchungen bestätigt werden. Insgesamt ergeben sich im Vergleich zu den Versuchen von RUDLOF etwas größere Erhöhungsfaktoren.

Die Werte der Versuche GB02, GB03 und GB05 mit einem Verhältniswert von $A_s/A_p = 0,39$ liegen im Vergleich zum Versuch GB06 ($A_s/A_p = 0,77$) auf einem etwas niedrigerem Niveau. Allerdings kann über die gesamte Versuchsreihe GB gesehen mit zunehmendem Verhältniswert A_s/A_p , wie bei den Untersuchungen RUDLOF und BÜLTE, eine abfallende Tendenz beobachtet werden (durchgezogene Linien).

Bei den Versuchen mit dem geringen Bewehrungsverhältnis ($A_s/A_p = 0,39$) kam es bekanntlich zu Ausfällen der Messtechnik. Eine exakte Messung der Betonstahldehnungen unmittelbar im Initialriss, die zur Berechnung der zugehörigen Betonstahlspannungen herangezogen wurden, war leider nicht möglich. Die Ermittlung der versuchsbezogenen Betonstahlspannungen erfolgte an Messstellen, die sich

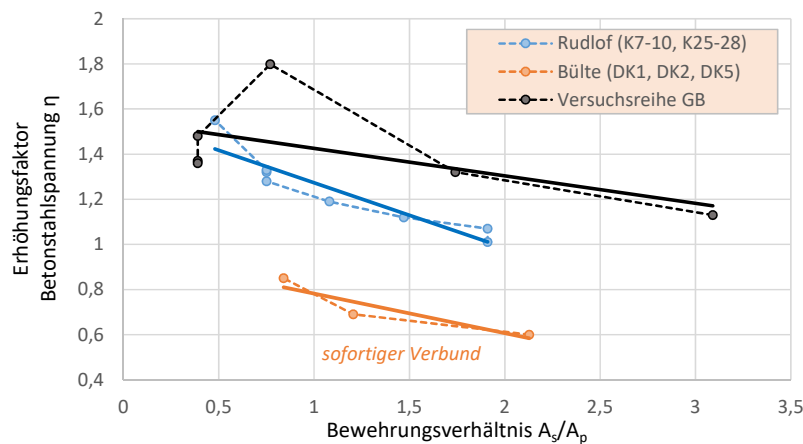


Abb. 4.29.: Übersicht der Erhöhungsfaktoren η der eigenen Versuche sowie der Versuche von RUDLOF und BÜLTE in Abhängigkeit vom Bewehrungsverhältnis A_s/A_p

nicht unmittelbar im Riss befanden. Es ist somit nicht auszuschließen, dass bei diesen Versuchen die maximalen Betonstahlspannungen nicht erfasst und dadurch zu geringe Erhöhungsfaktoren ermittelt wurden, als sie tatsächlich im Versuch zu auftraten.

4.1.2.6. Genauere Betrachtung der Spannungsverläufe bei den Versuchen GB06 und GB07

In den Abbildungen 4.30 und 4.31 sind die aus den gemessenen Stahldehnungen bestimmten Betonstahlspannungen an den Messstellen über die Trägerlänge im Abstand zum Initialriss (Trägermitte) für beide Versuche zu verschiedenen Versuchszeitpunkten dargestellt.

Beide Versuche erreichten insgesamt eine Lastwechselzahl von etwas mehr als $N = 5 \cdot 10^6$. Die Betonstahlspannungen werden jeweils nach Erreichen einer Lastwechselzahl von $N = 1 \cdot 10^5$, $3 \cdot 10^6$ und kurz vor Versuchsende für $N = 5 \cdot 10^6$ dargestellt. Auf der linken Seite sind die Stahlspannungen in den einzelnen Messstellen getrennt nach oberer und unterer Bewehrungslage für die Ober- und Unterlast der zyklischen Belastung aufgetragen. Jeweils rechts davon sind die Betonstahlspannungen aus der oberen und unteren Bewehrungslage zu einem Mittelwert zusammengefasst und als zugehörige gemittelte Stahlspannung jeweils für die Ober- und Unterlast dargestellt.

Der Maximalwert der Betonstahlspannung für GB06 kann in der oberen Bewehrungslage unmittelbar im Initialriss festgestellt werden (Abb. 4.30). Das Rissbild des Versuchsträgers weist nach Versuchsende in den Abständen -24 cm/+26 cm weitere Risse auf (vgl. Abb. 4.24). Auch bei den Betonstahlspannungen ergeben sich in diesen Abständen weitere Maximalwerte. Zwischen diesen Maximalstellen ist ein girlandenförmiger Verlauf der Spannungen zu beobachten, der dem charakteristischen Verlauf der abgeschlossenen Rissbildung entspricht (vgl. Kap. 4.1.2.2).

Dieser Verlauf bleibt auch mit zunehmender Lastwechselzahl qualitativ bestehen, wobei die Spannungen infolge Ober- und Unterlast betragsmäßig ansteigen. Die Differenz zwischen dem Maximalwert der Stahlspannung im Initialriss und dem Minimum zu diesem bleibt dabei über die Versuchslaufzeit nahezu konstant.

Der Vergleich der Betonstahlspannungen infolge Ober- und Unterlast innerhalb eines Lastzyklusses zeigt, dass die Spannungsschwingbreiten unmittelbar im Riss deutlich größer ausfallen als im Bereich zwischen den Rissen. Zwischen den Rissen verbleibt die Höhe der Betonstahlspannung bei Oberlast auf dem gleichen Niveau wie bei Unterlast, so dass sich hier keine nennenswerten Schwingbreiten einstellen. Diese Beobachtung bestätigt somit die Annahme, die zur Bestimmung der rechnerischen Betonstahlspannungen am Modell der abgeschlossenen Rissbildung am Ende des Kapitels 4.1.2.2 getroffen wird.

Die Ergebnisse aus dem Versuch GB07 unterscheiden sich geringfügig von denen des Versuchs GB06. Bereits das Rissbild zum Ende des Versuchs (Abb. 4.24) zeigt für den Versuch GB07 ein deutlich ausgeprägteres Rissbild als beim Versuch GB06. So liegen die ersten Risse, die sich neben dem Initialriss ausbilden, im Abstand von -19 cm/+16 cm und somit knapp neben den DMS-Messstellen an den Betonstäben (-20 cm/+15 cm). Die Extremstellen in diesen Bereichen konnten somit im Versuch messtechnisch nicht direkt erfasst werden.

4. Versuchsauswertung

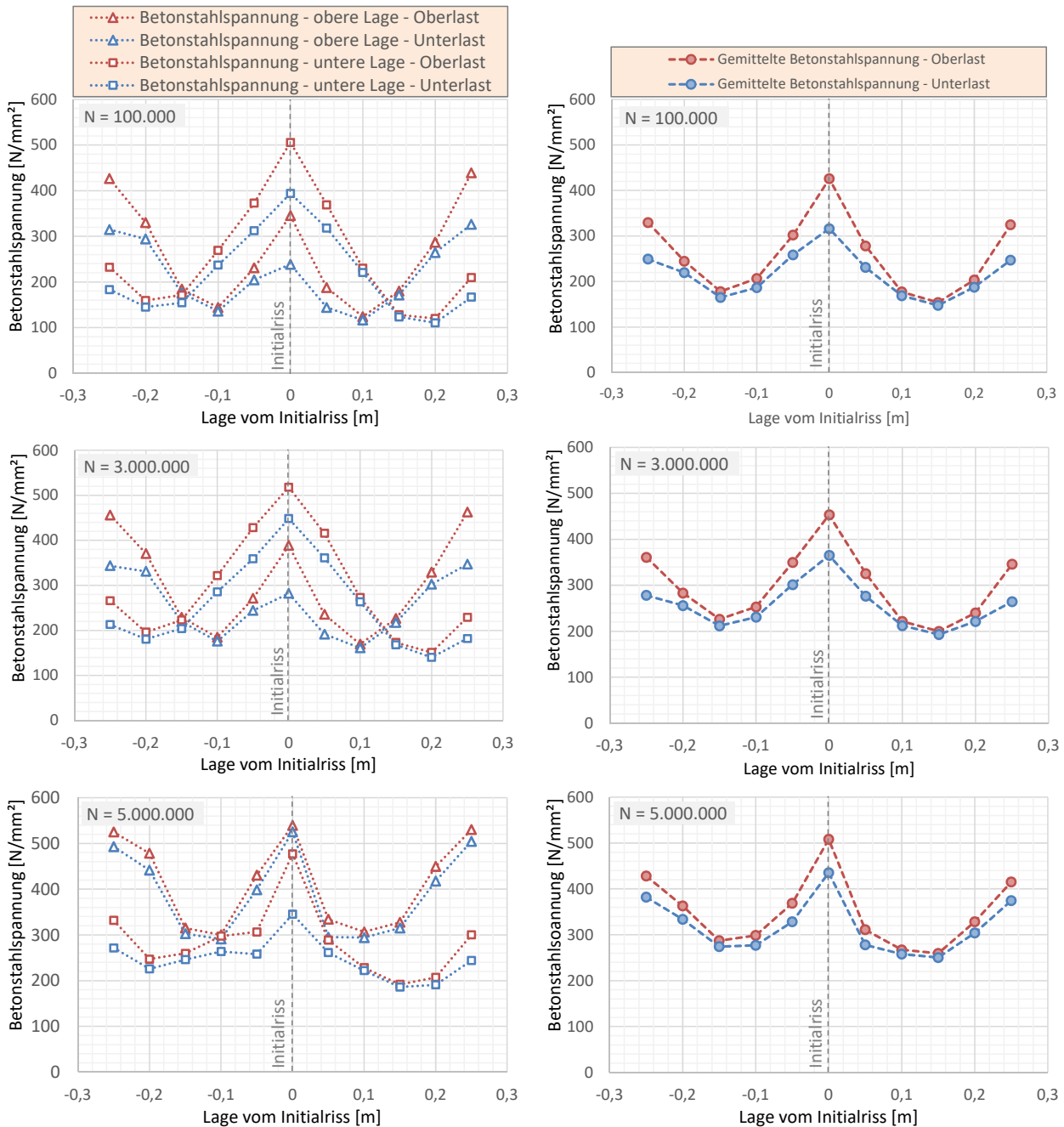


Abb. 4.30.: Verlauf der im Versuch GB06 ermittelten Betonstahlspannungen in Trägermitte zu verschiedenen Schwingenzahlen

Allerdings kann auch hier ein girlandenförmiger Verlauf der Stahlspannungen festgestellt werden. Dieser ist jedoch aufgrund der geringeren Rissabstände bei gleichbleibender Anordnung der Messstellen nicht so deutlich ausgeprägt. Zwischen den einzelnen Rissen waren nur drei weitere Messstellen angeordnet. Eine Anordnung der Messstellen mit geringeren Abständen zueinander hätte einen genaueren Verlauf der Stahlspannungen zwischen den Rissen - ähnlich zum Versuch GB06 - ergeben.

Auffällig ist, dass bis zu einer Lastwechselzahl von $N = 3 \cdot 10^6$ die Betonstahlspannungen bei Unterlast über den gesamten Detektionsbereich nahezu konstant verlaufen. Hier können keine nennenswerten

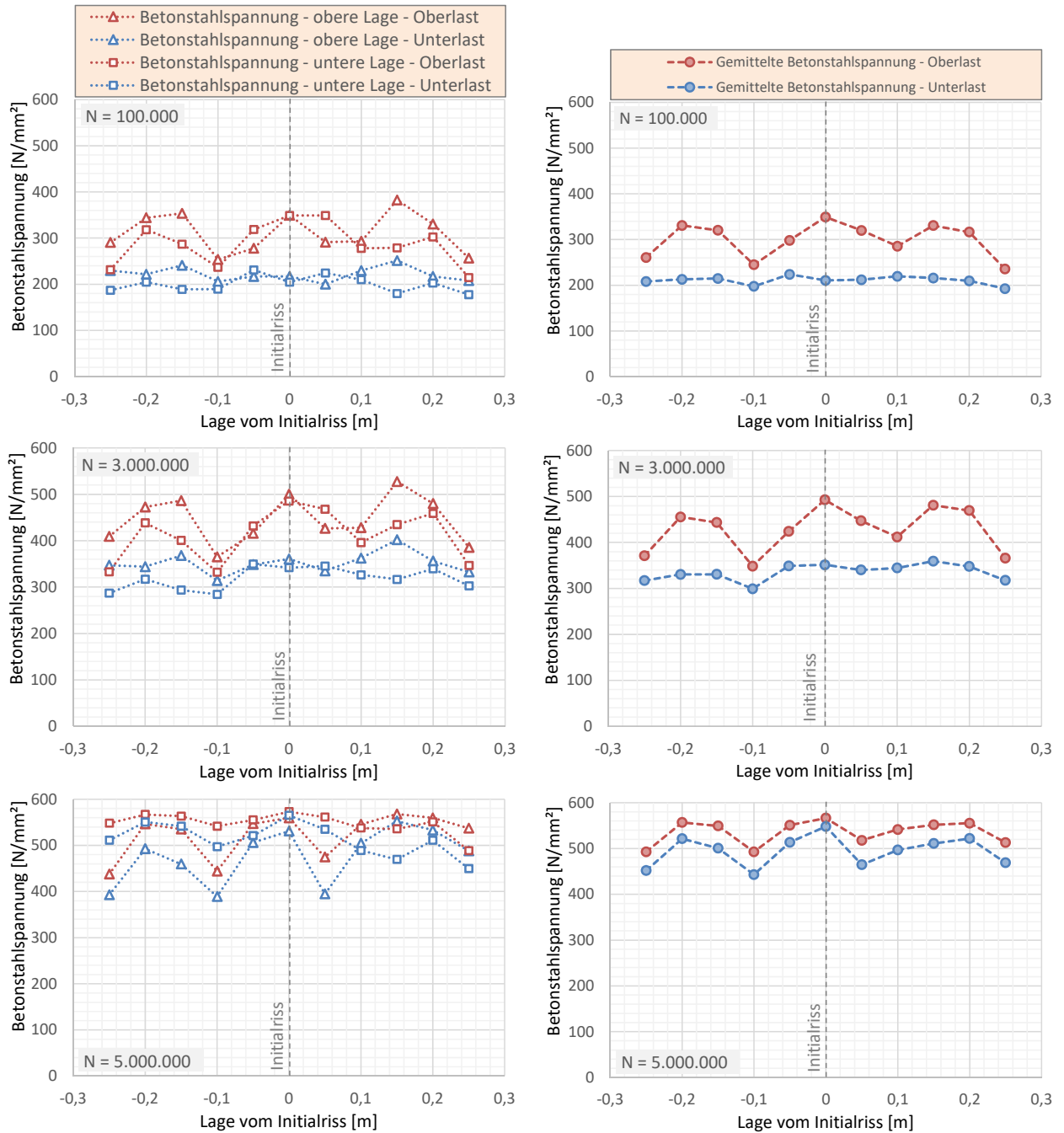


Abb. 4.31.: Verlauf der im Versuch GB07 ermittelten Betonstahlspannungen in Trägermitte zu verschiedenen Schwingspielzahlen

Maximalwerte wie bei Oberlast verzeichnet werden. Erst wenn die Betonstahlspannungen gegen Ende des Versuchs das Fließplateau erreichen, stellt sich auch bei Unterlast ein girlandenförmiger Verlauf ein. Dieser ist nahezu parallel zu dem Spannungsverlauf infolge Oberlast, woraus ein entsprechend konstanter Verlauf der Spannungsschwingbreiten über die Länge resultiert.

In den Abbildungen 4.32 und 4.33 sind die Hysteresenverläufe der Betonstahlspannungen an ausgewählten Messstellen für die beiden Versuche GB06 und GB07 zu den Lastwechselzahlen $1 \cdot 10^5$, $3 \cdot 10^6$

4. Versuchsauswertung

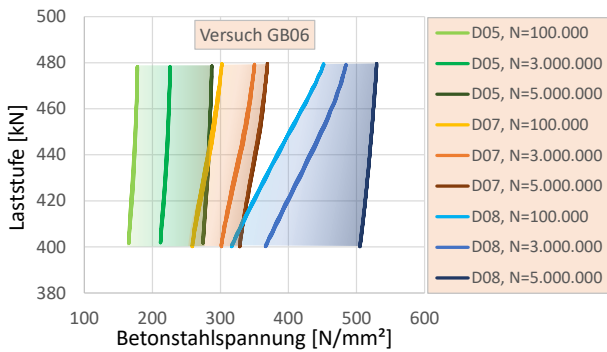


Abb. 4.32.: Entwicklung der Hysteresen der Betonstahlspannungen in den Messstellen D-05, D-07 und D-08 im Versuch GB06 in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

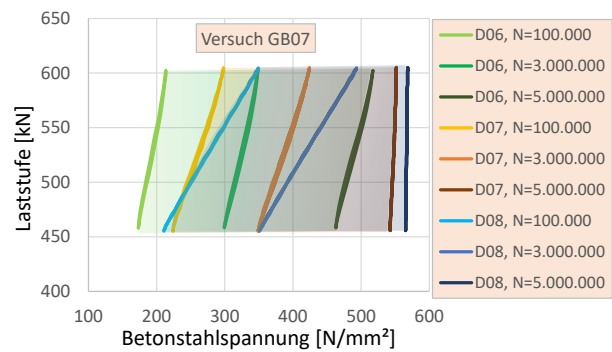


Abb. 4.33.: Entwicklung der Hysteresen der Betonstahlspannungen in den Messstellen D-06, D-07 und D-08 im Versuch GB07 in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

und $5 \cdot 10^6$ dargestellt. Für die drei Messstellen des Versuchs GB06 können hier unterschiedliche Hysterestensteigungen festgestellt werden. Unmittelbar im Initialriss (D-08) ist diese zu Beginn des Versuchs ($N = 1 \cdot 10^5$) deutlich flacher als an den anderen Messstellen. Je flacher die Neigung, desto größer die Spannungsschwingbreiten zwischen der Belastung aus Ober- und Unterlast. An den Messstellen, die zwischen den Rissen lagen (hier: D-05), ergeben sich somit keine großen Schwingbreiten. Zum Ende des Versuchs GB06 stellt sich an der Messstelle D-08 eine sehr steile Hysterestensteigung ein. Zu diesem Zeitpunkt hatte der Betonstahl an der Messstelle bereits das Fließplateau erreicht. Somit traten infolge der Beanspruchung im plastischen Bereich auch an dieser Stelle keine nennenswerten Spannungsschwingbreiten auf.

Die Hysteresenverläufe für den Versuch GB07 zeigen grundsätzlich ein ähnliches Verhalten wie beim Versuch GB06. Je näher die Messstelle am Riss liegt, desto flacher ist die Hysterestensteigung. Sobald jedoch das Fließplateau erreicht wird, stellt sich ein nahezu vertikaler Verlauf ein. Im Gegensatz zu dem Versuch GB06 ist jedoch eine deutlich größere Zunahme der Betonstahlspannungen in allen Messstellen über die Versuchslaufzeit zu erkennen. Zum Versuchsende liegen an alle drei angegebenen Messstellen die Betonstahlspannungen im Bereich von 500 N/mm^2 .

Die Anzahl der Versuche, bei denen eine genauere Untersuchung der Spannungsverteilung über die Bauteillänge mittels Messtechnik erfolgen konnte, ist zwar begrenzt. Diese zeigen jedoch bereits, dass das Rissbild einen Einfluss auf die Verteilung der Betonstahlspannungen hat. Der Versuchsträger GB07 befand sich offensichtlich in einem deutlich fortgeschrittenen Risszustand (abgeschlossene Rissbildung) als der Versuch GB06.

4.2. Verbundversuche

4.2.1. Bestimmung des Verbundumfangs

Das primäre Ziel der Verbundversuche in Kapitel 3.3 war, das Verbundhalten der $\varnothing 3/8''$ und $\varnothing 0,62''$ Litzen genauer zu untersuchen. Damit aus den in Kapitel 3.3.6 angegebenen Ausziehkräften eine entspre-

chende Verbundspannung berechnet werden kann, muss zunächst die effektive Kontaktfläche zwischen Spannstahl und dem Injektionsmörtel bestimmt werden. Diese ergibt sich zum einen aus der in den Versuchen angesetzten Verbundlänge l_b und zum anderen aus dem Verbundumfang der Litze p_{bp} . Aufgrund der besonderen Geometrie der siebendrähtigen Litzen ist die Bestimmung des Verbundumfangs deutlich aufwändiger als beispielsweise bei glatten Stäben. Im Folgenden werden verschiedene Ansätze zur Bestimmung des Verbundumfangs vorgestellt.

Theoretischer Minimalwert des Verbundumfangs

Aufgrund der Geometrie der siebendrähtigen Litze muss der Verbundumfang größer sein als der Umfang eines Ersatzstabes mit Kreisquerschnitt und gleicher Querschnittsfläche. Der theoretische Minimalwert des Verbundumfangs ergibt sich somit zu:

$$\varnothing_{p,min} = \sqrt{(4/\pi) \cdot A_p} \quad (4.52)$$

$$p_{bp,min} = \pi \cdot \sqrt{(4/\pi) \cdot A_p} \quad (4.53)$$

Theoretischer Maximalwert des Verbundumfangs

Der theoretische Maximalwert des Verbundumfangs ergibt sich aus der Geometrie der Litzen. Eine Einzellitze besteht aus einem Kerndraht und sechs Außendrähten. Unter der Annahme, dass jeder Außendraht jeweils zwei Kontaktpunkte zu den benachbarten Außendrähten und einen Kontaktpunkt zum Kerndraht besitzt, ergibt sich eine sechseckige Ausrichtung der Außendrähte (Abb. 4.34). Der Außenwinkel der freiliegenden Kreisabschnitts eines Außendrahtes beträgt dabei 240° . Für eine Einzellitze ergibt sich somit der maximale Verbundumfang zu:

$$p_{bp,max} = 6 \cdot \frac{240^\circ}{360^\circ} \cdot \pi \cdot \varnothing_{wire} \quad \text{für Einzellitze} \quad (4.54)$$

Das gleiche Prinzip gilt jedoch auch bei Spanngliedbündeln aus mehreren Litzen. Bei einem Bündel aus zwei Litzen verdoppelt sich die Verbundfläche, da angenommen wird, dass sich beide Litzen in genau einem Punkt berühren. In Abbildung 4.34 sind die theoretischen Litzenanordnungen zur Bestimmung der Verbundfläche bei drei, vier und sieben Litzen grafisch aufgeführt. In Abhängigkeit vom Außenwinkel können somit für diese Fälle die entsprechenden maximalen Verbundumfänge angegeben werden:

$$p_{bp,max} = 3 \cdot \frac{300^\circ}{360^\circ} \cdot 6 \cdot \frac{240^\circ}{360^\circ} \cdot \pi \cdot \varnothing_{wire} \quad \text{für 3 Litzen} \quad (4.55)$$

$$p_{bp,max} = 4 \cdot \frac{270^\circ}{360^\circ} \cdot 6 \cdot \frac{240^\circ}{360^\circ} \cdot \pi \cdot \varnothing_{wire} \quad \text{für 4 Litzen} \quad (4.56)$$

$$p_{bp,max} = 6 \cdot \frac{240^\circ}{360^\circ} \cdot 6 \cdot \frac{240^\circ}{360^\circ} \cdot \pi \cdot \varnothing_{wire} \quad \text{für 7 Litzen} \quad (4.57)$$

DIN EN 1992-1-1 [32] bzw. DIN EN 1992-2 [35]

Im EC2 sind in Abs. 6.8.2 (Innere Kräfte und Spannungen beim Nachweis gegen Ermüdung) verschiedene Ansätze zur Berechnung eines äquivalenten Durchmessers der Spannstahlbewehrung angegeben.

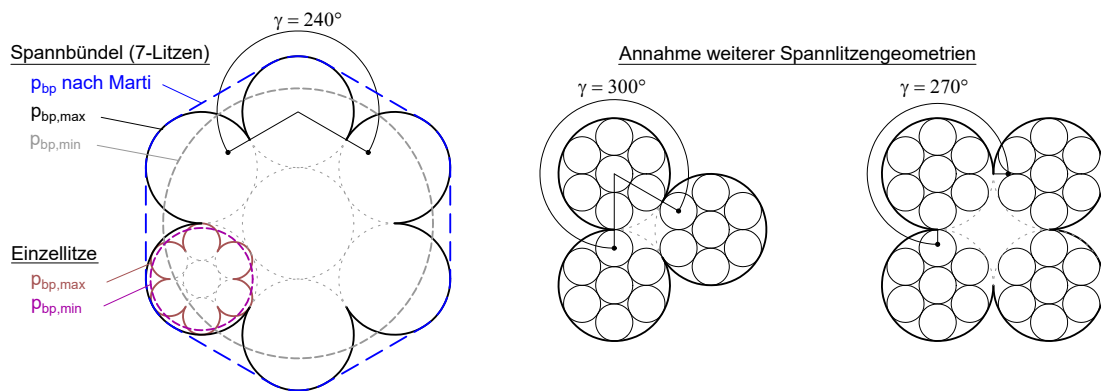


Abb. 4.34.: Verschiedene Ansätze zur Darstellung des Verbundumfangs p_{bp} eines Litzenbündels mit sieben Litzen und weiterer Litzengeometrien zur Bestimmung des maximalen Verbundumfangs

Hier wird zwischen Bündelspanngliedern und Einzellitzen mit drei oder sieben Drähten unterschieden. Bei siebendrätigen Einzellitzen, wie sie in den Versuchen verwendet wurden, ergibt sich der äquivalente Spannstahldurchmesser, der für das Bundverhalten angesetzt werden darf, nach der Gleichung (4.58). Der zugehörige Verbundumfang p_{bp} kann anschließend aus diesem Durchmesser durch Multiplikation mit π berechnet werden.

$$\varnothing_p \approx 1,75 \cdot \varnothing_{wire} \quad (4.58)$$

$$p_{bp} \approx \pi \cdot 1,75 \cdot \varnothing_{wire} \quad (4.59)$$

Für Spanngliedbündel gilt gemäß EC2 der Ansatz von TROST ET AL., der nachfolgend beschrieben wird.

Ansatz von Trost et al.

Dieser Ansatz ist in [164] zu finden und gibt eine Näherungsgleichung zur Bestimmung eines äquivalenten Spannstahldurchmessers für Bündelspannglieder aus glatten bzw. gerippten Einzelstäben sowie Einzellitzen an. Wie schon angemerkt, ist dieser Ansatz so auch im EC2 verankert.

$$\varnothing_p \approx 1,4 \cdot \sqrt{(4/\pi) \cdot A_p} \quad (4.60)$$

$$p_{bp} \approx \pi \cdot 1,4 \cdot \sqrt{(4/\pi) \cdot A_p} \quad (4.61)$$

Ansatz von Will

WILL hat in seiner Arbeit [175] festgestellt, dass die Verbundumfänge, die mit der Näherungsgleichung von TROST ET AL. [164] bestimmt werden, bei Bündelspanngliedern, die aus mehrdrätigen Litzen bestehen, zu gering ausfallen können. Er hat in eigenen Versuchen festgestellt, dass dadurch die Verbundfläche unterschätzt und die Verbundspannung entsprechend überschätzt wird. Er hat daher eine modi-

fizierte Berechnungsformel bei der Verwendung von Litzenbündeln vorgeschlagen:

$$\varnothing_p \approx 1,7 \cdot \sqrt{(4/\pi) \cdot A_p} \quad (4.62)$$

$$p_{bp} \approx \pi \cdot 1,7 \cdot \sqrt{(4/\pi) \cdot A_p} \quad (4.63)$$

Auch bei der Anwendung von Einzellitzen hat WILL einen Neuvorschlag mit einem Vorfaktor 1,0 vorgestellt:

$$\varnothing_p \approx 1,0 \cdot \sqrt{(4/\pi) \cdot A_p} \quad (4.64)$$

$$p_{bp} \approx \pi \cdot 1,0 \cdot \sqrt{(4/\pi) \cdot A_p} \quad (4.65)$$

Ansatz von Marti

Ein weiterer Vorschlag zur Bestimmung des Verbundumfangs kommt von MARTI. Dieser definiert diesen als kleinste konvexe Hülle des ideal geordneten Litzenbündels [101] (Abb. 4.34). Die Gleichung (4.66) zur Bestimmung des Verbundumfangs nach MARTI ist für die Litzenanzahl $n_p = 1,7, 19, 37, \dots$ exakt, kann jedoch auch für dazwischenliegende Werte als gute Annäherung angesehen werden.

$$p_{bp} \approx 6 \cdot \left(\pi - 3 + \sqrt{12 \cdot n_p - 3} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_p}{7 \cdot \pi \cdot n_p}} \quad (4.66)$$

Ansatz nach fib Model Code 2010 (MC2010)

Im *final draft* des MC2010 ist in Kapitel 6.1.8.2 eine Vorgabe zur Bestimmung eines Vergleichsdurchmessers für siebendrähtige Spannstahllitzen im sofortigen Verbund angegeben:

$$\varnothing_p \approx \sqrt{\frac{36}{7 \cdot \pi} \cdot A_p} = 1,28 \cdot \sqrt{A_p} \quad (4.67)$$

$$p_{bp} \approx \pi \cdot 1,28 \cdot \sqrt{A_p} \quad (4.68)$$

Vergleich der verschiedenen Ansätze

Die nach den verschiedenen Ansätzen bestimmten Verbundumfänge p_{bp} für eine Einzellitze sind in Tabelle 4.11 für die beiden verwendeten Litzengrößen gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt teilweise deutliche Unterschiede zwischen den verschiedenen Ansätzen. Insbesondere aus dem aktuell im EC2 enthaltene Ansatz bei Einzellitzen (Gl. (4.59)) wird ein Verbundumfang berechnet, der sogar kleiner ist, als der theoretische Minimalwert. Dies bedeutet, dass hier sogar ein geringerer Verbundumfang angesetzt wird, als sich bei einem Kreisquerschnitt mit gleicher Querschnittsfläche ergeben würde.

Für die nachfolgenden Untersuchungen wird der Ansatz von MARTI für eine Einzellitze als Referenzwert angesetzt. Die Werte entsprechen den Werten gemäß MC2010 für eine Einzellitze. Sie liegen etwa in der Mitte zwischen Minimal- und Maximalwert.

Tabelle 4.11.: Übersicht der nach den verschiedenen Ansätzen bestimmten Verbundumfänge p_{bp} , Verbundflächen und Umrechnungsfaktoren für eine Einzellitze

Litze		Verbundumfang p_{bp} in [mm]						MC2010 Gl.(4.68)
		Min. Gl.(4.53)	Max. Gl.(4.54)	EC2 Gl.(4.59)	TROST ET AL. Gl.(4.61)	WILL Gl.(4.65)	MARTI Gl.(4.66)	
$\varnothing 3/8''$		25,6	39,0	17,0	35,8	25,6	29,0	29,0
$\varnothing 0,62''$		43,4	65,3	28,6	60,8	43,4	49,2	49,2
		Verbundfläche in [mm ²]						
$\varnothing 3/8''$	$l_b=70\text{mm}$	1.789	2.727	1.193	2.505	1.789	2.029	2.029
	$l_b=140\text{mm}$	3.579	5.454	2.386	5.010	3.579	4.058	4.058
	$l_b=210\text{mm}$	5.368	8.180	3.579	7.515	5.368	6.087	6.087
$\varnothing 0,62''$	$l_b=80\text{mm}$	3.473	5.227	2.287	4.863	3.473	3.938	3.938
	$l_b=120\text{mm}$	5.210	7.841	3.431	7.294	5.210	5.908	5.908
		Umrechnungsfaktor für Verbundspannungen τ_{bp}						
$\varnothing 3/8''$		1,13	0,74	1,70	0,81	1,13	1,0	1,0
$\varnothing 0,62''$		1,13	0,75	1,72	0,81	1,13	1,0	1,0

Wenn die Verbundschubspannung für einen alternativen Verbundumfang anzugeben ist, kann dies durch die ebenfalls in Tabelle 4.11 angegebenen Umrechnungsfaktoren erfolgen. Diese ergeben sich durch den Verhältnisse der Verbundflächen bezogen auf den Referenzwert nach MARTI. Reduziert sich die Verbundfläche, so steigen entsprechend die rechnerischen Verbundspannungen an. Bei Ansatz des Verbundumfangs gemäß EC2 erhöhen sich die Verbundspannungen sogar um bis zu 70%. Entscheidend ist, dass bei der Kalibrierung der experimentell ermittelten Verbundspannungen und der Anwendung in der Bemessung die gleichen Bezugsgrößen verwendet werden.

4.2.2. Bestimmung der Verbundschubspannungen

Zur Bestimmung der Verbundschubspannungen τ_{bp} zwischen Spannstahllitze und Verpressmörtel werden die in den Versuchen aufgezeichneten Ausziehkräfte auf den gewählten Ansatz für die Verbundflächen (Ansatz MARTI bzw. MC2010) bezogen:

$$\tau_b(s) = \frac{F_s(s)}{p_{bp} \cdot l_b} \quad (4.69)$$

Die Ausziehkräfte F_s weisen in den Versuchen eine Abhängigkeit von den Ausziehwegen auf (vgl. Kap. 3.3.6). Mit Anstieg der Ausziehwege, ist grundsätzlich auch eine Zunahme der Ausziehkräfte festzustellen. Im Folgenden wird der Ausziehweg auch als *Schlupf* oder *Schlupfweg* bezeichnet. So können entsprechende Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (τ_b -s) für die verwendeten Verbundversuche aufgestellt und denen anderer Autoren gegenübergestellt werden.

Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der eigenen Versuche sind in Abbildung 4.35 getrennt nach den verschiedenen Versuchsreihen dargestellt. Neben den eigentlichen Versuchsverläufen ist in den Darstellungen zudem eine Mittelwertfunktion für die entsprechende Versuchsreihe enthalten. Die-

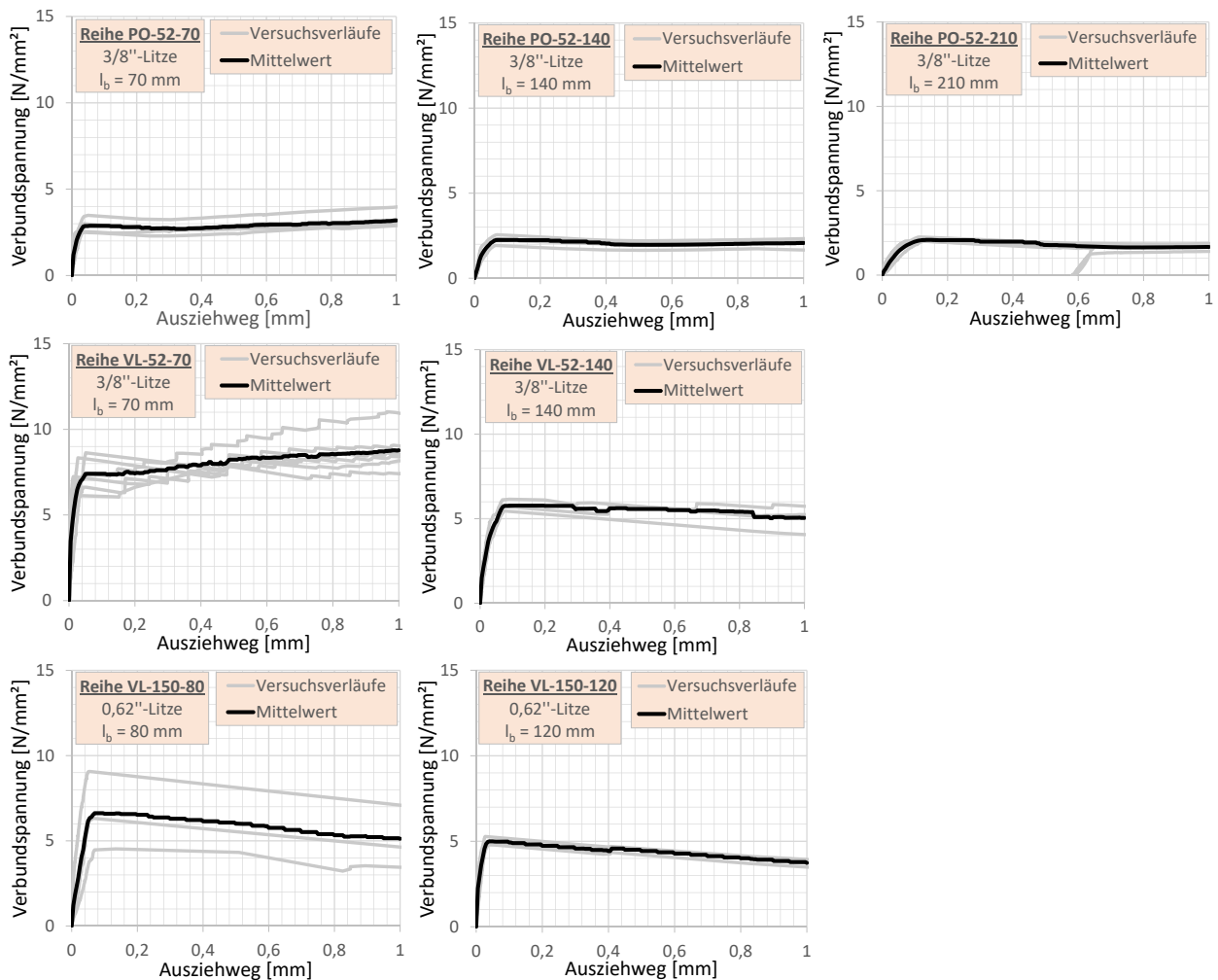


Abb. 4.35.: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der eigenen Versuchsreihen

se werden durch Auswertung der einzelnen Versuchsverläufe in diskreten Abständen von $\Delta x = 0,005$ mm bestimmt.

Die meisten Einzelversuche wurden in der Versuchsreihe VL-52-70 durchgeführt. Die Kurven der sechs Versuche liegen verhältnismäßig nahe beieinander, so dass die zugehörige mittlere Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung relativ zuverlässig bestimmt werden kann. Des Weiteren zeichnet sich diese Versuchsreihe dadurch aus, dass nach Überwinden der Adhäsion bei ca. $s = 0,05$ mm noch eine Zunahme der Verbundspannung festgestellt werden kann. Dies ist bei den Versuchen mit der doppelten Verbundlänge (VL-52-140) nicht der Fall. Bei dieser Versuchsreihe kann erst nach einem Schlupf von mehr als 1 mm wieder ein Anstieg der Verbundspannungen beobachtet werden.

Auch die Versuche an der größeren Litze VL-150-80 und VL-150-120 zeigen ein ähnliches Verhalten. Nach dem Erreichen der Adhäsionsbeanspruchung stellt sich ein Schlupf von 1 bis 2 mm ein, ehe die Verbundspannung erneut ansteigt. Für die weiteren Untersuchungen sind jedoch Schlupfwege größer 1 mm nicht weiter relevant. Zudem ist bei den Versuchen mit einer Verbundlänge von 80 mm eine sehr große Streuung der einzelnen Versuchsverläufe festzustellen. Allerdings lässt die aus diesen drei Versuchen angegebene Mittelwertfunktion bereits vermuten, dass etwas höhere Verbundspannungen erreicht

werden können, als mit einer Verbundlänge von 120 mm. Aufgrund der geringeren Streuung wird jedoch im Folgenden die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der $\varnothing 0,62''$ -Litze mit der Verbundlänge von 120 mm verwendet.

Bezogene Verbundspannung

Das Verbundverhalten der Spannstahlilitze im Einpressmörtel wird u. A. auch durch die Festigkeit des Mörtels geprägt. In [11, 80, 102, 103, 116, 129] wurde ein proportionales Verhalten zwischen Verbundfestigkeit und der Beton- bzw. Mörtelfestigkeit festgestellt. Bei Spanngliedern im nachträglichen Verbund, die in Hüllrohren liegen, haben Untersuchungen gezeigt, dass in der Regel weniger die Betonfestigkeit außerhalb des Hüllrohr, als vielmehr die Festigkeit des Einpressmörtels das Verbundverhalten beeinflusst [164].

Die in den Versuchen bestimmten Verbundspannungen werden somit auf die zugehörige Druckfestigkeit des Einpressmörtels bezogen (τ_b / f_{cEm}). Mit diesen *bezogenen Verbundspannungen* ist anschließend ein direkter Vergleich mit den τ_b -s-Beziehungen anderer Autoren möglich. Für diesen Vergleich werden die Verbundversuche von TROST ET AL. [164], NITSCH [116], MARTI [101] und BÜLTE [11] herangezogen. Die Literaturrecherche der Versuchsergebnisse ergab, dass die angegebenen Versuchsergebnisse nicht direkt vergleichbar sind. So wurde beispielsweise der Verbundumfang der verwendeten Spannstahlilitzen (p_{bp}) zur Bestimmung der Verbundspannungen nach unterschiedlichen Ansätzen bestimmt. Auch die Beton- bzw. Mörteldruckfestigkeit wurde nicht einheitlich als Bezugswert angesetzt. Für den nachfolgenden Vergleich werden zunächst einheitliche Grundsätze festgelegt:

- Der Verbundumfang p_{bp} wird gemäß Ansatz von MARTI nach Gl. (4.66) bestimmt.
- Als Bezugsgröße wird die Beton- oder Mörtelfestigkeit als 28-Tage Würfeldruckfestigkeit angesetzt.

Die Versuchsdaten werden auf dieser Grundlage neu ausgewertet und in Abbildung 4.36 den eigenen Versuchsergebnissen gegenübergestellt. In den Darstellungen werden jeweils die Mittelwertverläufe der einzelnen Versuchsreihen bzw. -serien abgebildet. Neben Einzellitzen sind auch Spanngliedbündel enthalten. Diese Spanngliedbündel weisen ab einem Schlupf von 0,1 mm sogar die größten bezogene Verbundspannungen auf. Dass Litzenbündel ein verhältnismäßig besseres Verbundverhalten aufweisen als

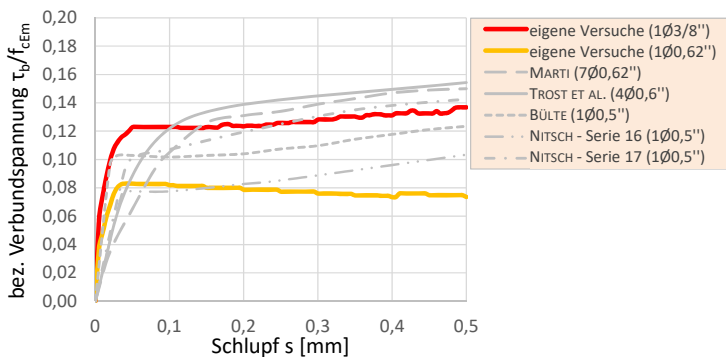


Abb. 4.36.: Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der eigenen Verbundversuche mit denen anderer Autoren

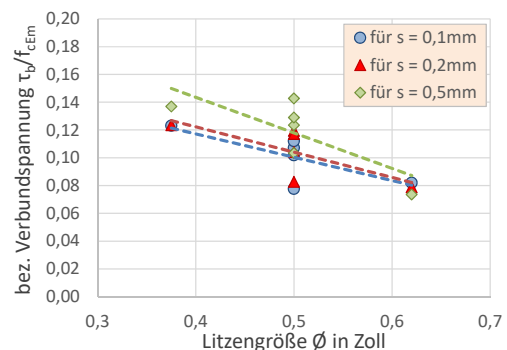


Abb. 4.37.: Bezogene Verbundspannungen von Einzellitzen in Abhängigkeit der Litzengröße

Einzellitzen, hat WILL bereits in [175] beschrieben. Im Bereich von $s \leq 0,1$ mm ist bei den Litzenbündeln dagegen ein tendenziell flacherer Anstieg der Kurve zu beobachten.

Die Verläufe für Einzellitzen sind durch einen anfänglich sehr steilen Anstieg geprägt. Nachdem eine bestimmte Verbundspannung erreicht wird, stellt sich ein nahezu horizontaler Verlauf ein. Nach einem gewissen Schlupf von ca. 0,1 mm ist erneut ein leichter Anstieg der Verbundspannungen zu verzeichnen. Lediglich die Versuche an der $\varnothing 0,62''$ -Litze weisen hier einen insgesamt leicht abfallenden Verlauf auf.

In der Abbildung 4.37 sind die bezogenen Verbundspannungen aus den Einzellitzenversuchen zu bestimmten Ausziehwegen in Abhängigkeit der Litzengröße aufgetragen. Mit steigendem Litzendurchmesser ist tendenziell eine Reduzierung der bezogenen Verbundspannung festzustellen. Das Verhältnis der Verbundfläche zur Querschnittsfläche hat einen entscheidenden Einfluss auf die Kraftübertragung zwischen Litze und Verpressmörtel und nimmt bei ansteigenden Litzendurchmessern ab. Auch BÜLTE kam zu diesem Ergebnis. Er hat verschiedene Einflüsse anhand von Spannkrafteinleitungsversuchen bei Spannlitzen im sofortigen Verbund untersucht [11].

4.2.3. Bestimmung der Verbundmodelle der untersuchten Spannstahllitzen

In Kapitel 3.1.2 wurde bereits kurz das „Grundgesetz“ der Verbundeigenschaften von REHM vorgestellt (Gl. (3.2)). Dieser Ansatz wurde durch NOAKOWSKI und MARTIN vereinfacht und bereits von verschiedenen Autoren zur Bestimmung eigener Verbundgesetze angewendet:

$$\frac{\tau_b(s)}{f_c^m} = A + B \cdot s^n \quad (4.70)$$

Die empirisch angepassten Faktoren A , B , n und m müssen durch experimentelle Untersuchungen kalibriert werden. Der Wert A beschreibt hierbei die Adhäsionskraft zwischen Stahl und umgebenden Beton bzw. Verpressmörtel. Mit f_c ist die Druckfestigkeit des den Stahl umhüllenden Materials (Beton oder Verpressmörtel) gemeint. Mit dem Exponenten m wird die Bezugsgröße aus der Materialfestigkeit angepasst.

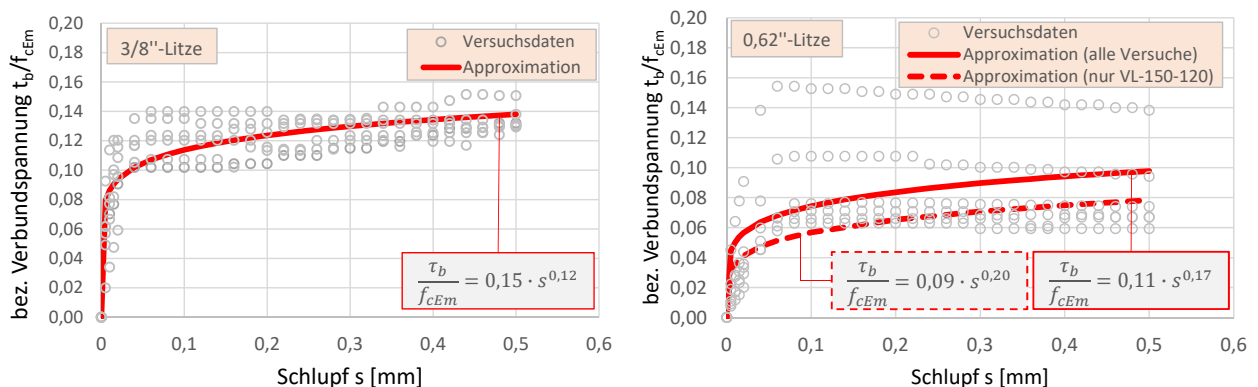


Abb. 4.38.: Darstellung der anhand der eigenen Versuchsergebnisse bestimmten Verbundmodelle für $\varnothing 3/8''$ und $\varnothing 0,62''$ -Litzen

Damit für die eigenen Verbundversuche diese Faktoren bestimmt werden können, werden die bezogenen Verbundspannungen für diskrete Schlupfwege ausgewertet. Die Auswertung erfolgt zwischen den Schlupfwegen von 0,02 bis 0,5 mm in äquidistanten Abständen von jeweils $\Delta s = 0,02$ mm. Zwischen dem Wert 0 und 0,02 werden zusätzlich drei weitere Auswertestellen mit $\Delta s = 0,005$ mm angesetzt, damit die Anfangssteigung der Verläufe genauer berücksichtigt werden kann. Die Ansatzfunktion wird anschließend mit dem Prinzip der Summe der kleinsten Fehlerquadrate für diese Auswertestellen angepasst.

Die Adhäsionskraft wurde bei den eigenen Verbundmodellen grundsätzlich vernachlässigt ($A = 0$). Als Bezugswert wurde die Verpressmörtelfestigkeit f_{cEm} angesetzt ($m = 1$). Die übrigen Faktoren der Gleichung (4.70) können der Abbildung 4.38 entnommen werden. Hier sind die Gleichungen getrennt für die Versuche an der $\varnothing 3/8''$ und $\varnothing 0,62''$ -Litze angegeben. Für die kleinere Litze zeigt sich, dass der tatsächliche Versuchsverlauf der Versuche durch das Verbundmodell sehr gut abgebildet werden kann. Dies betrifft insbesondere die anfänglich hohe Verbundsteifigkeit und die geringere Zunahme der Verbundspannungen im späteren Verlauf. Lediglich im Bereich von ca. 0,02 bis 0,12 mm Schlupf wird die tatsächliche Verbundspannung etwas unterschätzt.

Die Approximation für das Verbundverhalten der größeren Litze liefert dagegen weniger zufriedenstellende Ergebnisse. Der abfallende Verlauf der Verbundspannungen nach einem Schlupfweg von ca. 0,05 bis 0,1 mm widerspricht dem prinzipiellen Ansatz nach Gleichung (4.70). Zudem weisen die Versuchsergebnisse der Reihe VL-150-80 eine sehr starke Streuung auf. Die Bestimmung einer optimal angepassten Ansatzfunktion an die vorhandenen Versuchswerte ist somit nur bedingt möglich. Daher wird zusätzlich die Gleichung nur unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Versuchsreihe VL-150-120 angegeben, da hier die Streuung geringer ist.

Vergleich mit Verbundmodellen anderer Autoren

In der Literatur sind verschiedene Verbundmodelle von Spannstahllitzen zu finden, die nachfolgend kurz vorgestellt und den eigenen Verbundmodellen gegenübergestellt werden. Hierbei handelt es sich um die Verbundmodelle von BIRKENMAIER [3], BRUGGELING [10], TUE [115] und ABEL [1]. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass das Verbundmodell von ABEL speziell für Spannglieder in Kunststoffhüllrohren hergeleitet wurde. Im Vergleich zu Spanngliedern in Stahlhüllrohren konnten in [1] niedrigere Verbundspannungen festgestellt werden.

Tabelle 4.12.: Übersicht der verschiedenen Verbundmodelle von Spannstahllitzen

eigene Verbundmodelle		
für $\varnothing 3/8''$ -Litze	$\tau_b(s) = 0,15 \cdot s^{0,12} \cdot f_{cEm}$	(4.71)
für $\varnothing 0,62''$ -Litze (alle Versuche)	$\tau_b(s) = 0,11 \cdot s^{0,17} \cdot f_{cEm}$	(4.72)
für $\varnothing 0,62''$ -Litze (VL-150-120)	$\tau_b(s) = 0,09 \cdot s^{0,20} \cdot f_{cEm}$	(4.73)
Verbundmodelle anderer Autoren		
BIRKENMAIER [3]	$\tau_b(s) = (0,032 + 0,3 \cdot s^{0,50}) \cdot f_{cEm}$	(4.74)
BRUGGELING [10]	$\tau_b(s) = 0,12 \cdot s^{0,27} \cdot f_c$	(4.75)
TUE [115]	$\tau_b(s) = 0,15 \cdot s^{0,27} \cdot f_{cEm}$	(4.76)
ABEL [1]	$\tau_b(s) = 0,12 \cdot s^{0,50} \cdot f_{cEm}$	(4.77)

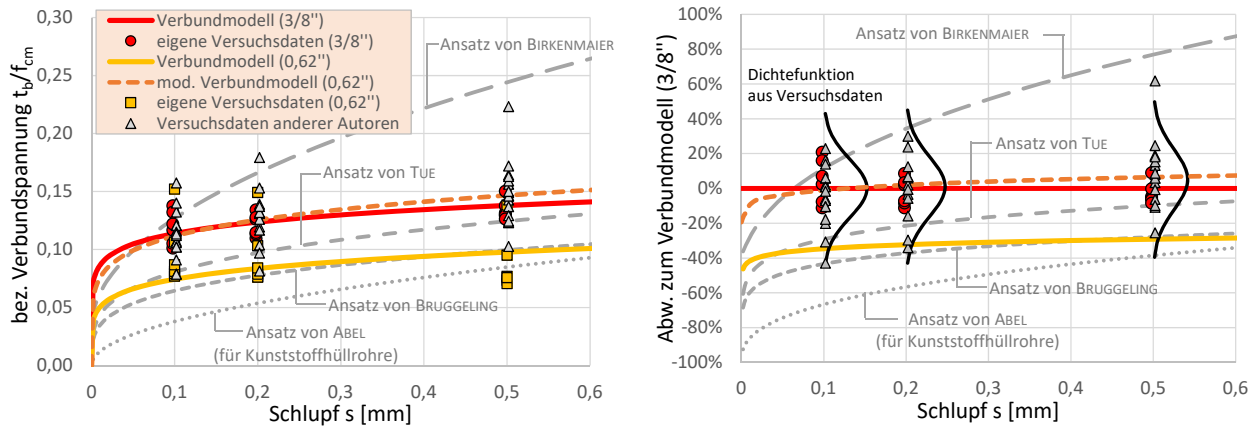


Abb. 4.39.: Vergleich der eigenen Verbundmodelle mit Verbundmodellen anderer Autoren für Spannstahlritzen

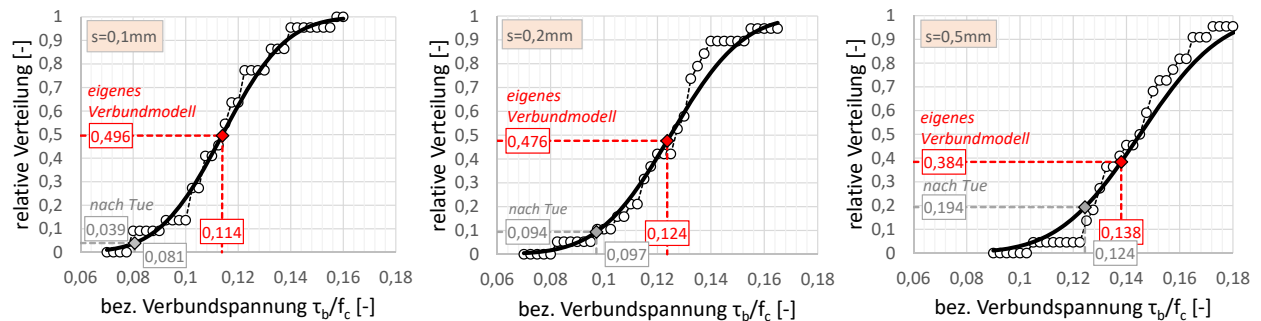


Abb. 4.40.: Relative Verteilung der bezogenen Verbundspannungen aus den Versuchen sowie gemäß dem eigenen Verbundmodell und dem Verbundmodell von TUE für bestimmte Schlupfwege

In der Abbildung 4.39 sind die τ_b - s -Beziehungen für die verschiedenen Verbundmodelle aufgetragen. Zusätzlich sind die Versuchsdaten der eigenen Versuche für bestimmte Schlupfwege ($s = 0,1 \text{ mm}, 0,2 \text{ mm}, 0,5 \text{ mm}$) angegeben. Neben den eigenen sind auch die Versuchsdaten anderer Autoren eingetragen.

Aus dem Vergleich der verschiedenen τ_b - s -Verläufe geht hervor, dass mit dem Ansatz von BIRKENMAIER (Gl. (4.74)) die größten bezogenen Verbundspannungen erzeugt werden. Allerdings zeigt sich, dass ab einem Schlupfweg von $s = 0,2 \text{ mm}$ die Versuchsdaten der angegebenen Versuche deutlich unterhalb der Kurve liegen. Der Ansatz von TUE (Gl. (4.76)) dagegen liegt bei geringen Schlupfwegen an der unteren Grenze der Versuchsdaten. Erst mit zunehmendem Schlupf nähert sich der Verlauf dem Mittelwert der Versuchsdaten.

Die beste Übereinstimmung ergibt sich jedoch mit dem eigenen Ansatz, der aus den Versuchsdaten für die $\varnothing 3/8''$ -Litze bestimmt wurde (Gl. (4.71)). Obwohl das Verbundmodell nur unter Berücksichtigung der eigenen Versuchsdaten entwickelt wurde, deckt es auch die Versuchsdaten der anderen Autoren sehr gut ab. In der Abbildung 4.40 sind die relativen Verteilungsfunktionen der bezogenen Verbundspannung für die verschiedenen Schlupfwege aus den Versuchsdaten angegeben. Hierbei werden sowohl die eigenen Versuchsdaten als auch die der Fremdversuche berücksichtigt. Als Ergebnis kann festgestellt werden, dass insbesondere für die Schlupfwege von $0,1$ und $0,2 \text{ mm}$ das eigene Verbundmodell sehr nah im Bereich des Erwartungswerts liegt.

Das Verbundmodell, das auf den Versuchsdaten der $\varnothing 0,62''$ -Litzen basiert (Gl. (4.72)), liegt vom Verlauf her zwischen den Verbundmodellen von TUE und BRUGGELING und damit ca. 30 bis 40% unterhalb des Ansatzes für die $\varnothing 3/8''$ -Litzen. In der Abbildung 4.37 wurde bereits der Einfluss aus der Litzengröße auf die bezogenen Verbundspannungen dargestellt. Im Mittel liegen die bezogenen Verbundspannungen bei der $\varnothing 0,62''$ -Litze um den Faktor $f = 1,2/0,8 = 1,5$ niedriger als bei der $\varnothing 3/8''$ -Litze.

Im Folgenden wird nun das Verbundmodell für die $\varnothing 0,62''$ -Litze (Gl. (4.72)) unter Berücksichtigung dieses Größenfaktors modifiziert:

$$\frac{\tau_b(s)}{f_{cEm}} = 1,5 \cdot 0,11 \cdot s^{0,17} = 0,165 \cdot s^{0,17} \quad (4.78)$$

Dieses modifizierte Verbundmodell für die großen Spannstahllitzen ist ebenfalls in der Abbildung 4.39 aufgetragen und zeigt nun ebenfalls eine gute Übereinstimmung. Dies ist insofern interessant, als dass zur Bestimmung des Verbundmodells (Gl. (4.72)) ausschließlich die Versuchsdaten für die $\varnothing 0,62''$ -Litzen herangezogen wurden. Durch die Anpassung des Modells mit dem Größenfaktor f ist es nun möglich, einen affinen Verlauf zu erhalten, wie beim Verbundmodell welches ausschließlich anhand der Versuchsdaten für die $\varnothing 3/8''$ -Litzen bestimmt wurde (Gl. (4.71)).

Durch die Berücksichtigung des Größenfaktors kann ein naiver rechnerischer Zusammenhang zwischen der Litzengröße und der τ_b -s-Beziehung festgestellt werden. Auf eine weiterführende Untersuchung zum Größenfaktor wird an dieser Stelle jedoch aufgrund der geringen Versuchszahl verzichtet.

4.2.4. Kenngröße zur Beschreibung der Verbundspannung

Mittlere Verbundspannung

Die in den vorherigen Kapiteln beschriebenen Verbundspannungen wurden nach Gleichung (4.69) bestimmt. Diese stellen eine mittlere Verbundspannungen über die Verbundlänge l_b dar. Tatsächlich ist davon auszugehen, dass die Größe der Verbundspannung in Wirklichkeit über die Verbundlänge variiert. Die größten Verbundspannungen sind am lastzugewandten Rand zu erwarten (vgl. Abb. 4.41). Zur

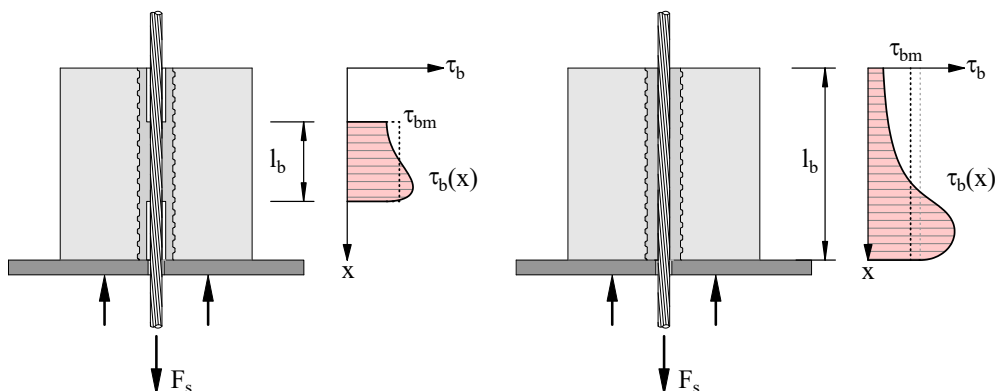


Abb. 4.41.: Tatsächlicher und vereinfachter Verlauf der Verbundspannungen in Abhängigkeit der Verbundlänge

lastabgewandten Seite hin nehmen die Verbundspannungen tendenziell etwas ab. Der Verlauf der Verbundspannungen über die Verbundlänge hängt dabei auch von der Verbundlänge selbst ab. Geringe Verbundlängen weisen eher einen konstanteren Verlauf auf als große Verbundlängen [58, 99, 103, 129]. Bei großen Verbundlängen stellt sich ein deutlich ungleichmäßiger Verlauf ein. Hierdurch entstehen geringere mittlere Verbundspannungen als bei geringeren Verbundlängen.

Für Vergleichsberechnungen und als Bemessungsgrundlage ist es jedoch üblich, ein starr-plastisches Verbundgesetz mit mittlerer Verbundspannung als Kenngröße zu verwenden [94].

Grenzwert des Schlupfweges

In [129] hat REHM eine Beziehung zwischen der bezogenen Rippenfläche von Betonstählen (f_R) und den zu erwartenden Verbundspannungen bei einem Schlupfweg von $s = 0,1$ mm aufgestellt (Gl. (4.79)). Ein Schlupfweg von 0,1 mm entspricht einer Rissöffnung von 0,2 mm.

$$\frac{\tau_{b0,1}}{f_c} = 0,045 + 1,5 f_R \quad (4.79)$$

TROST ET AL. haben in ihren Untersuchungen [164] die Verbundbeziehung von REHM auf Spannglied- ausziehversuche ausgeweitet. Als Vergleichswert haben sie den Verbundverhältniswert zwischen der Verbundfestigkeit vom Spannstahl und Betonstahl bei einem Schlupf von 0,1 mm eingeführt.

$$\xi_0 = \frac{\tau_{bp0,1}}{\tau_{bs0,1}} \quad (4.80)$$

Dieser Grundwert des Verhältniswertes ξ_0 ist in dieser Form jedoch noch nicht mit dem Verhältniswert ξ nach EC2 vergleichbar. Bereits TROST ET AL. erkannten, dass sowohl die unterschiedlichen Stahldurchmesser (c_1) als auch die unterschiedlichen Festigkeiten von Einpressmörtel und Beton (c_2) zu berücksichtigen sind.

$$\xi = c_1 \cdot c_2 \cdot \frac{\tau_{bp0,1}}{\tau_{bs0,1}} \quad (4.81)$$

In [163] wurde dieser Produktansatz um den Faktor c_3 erweitert, der das unterschiedliche zeitabhängige Verbundverhalten von Betonstählen und Spanngliedern in Hüllrohren berücksichtigt.

$$\xi = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot \frac{\tau_{bp0,1}}{\tau_{bs0,1}} = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot \xi_0 \quad (4.82)$$

Zur Einordnung der Verbundfestigkeit der eigenen Verbundversuche an Spannstahlritzen wird daher ebenfalls die Verbundspannung bei einem Schlupf von $s = 0,1$ mm herangezogen.

4.2.5. Bestimmung des Verhältniswertes ξ auf Grundlage der eigenen Verbundversuche

4.2.5.1. Verbundfestigkeitskennwert für Betonstahl

Grundgesetz des Verbundes von Rehm

Die Gleichung (4.79) von REHM wird in der Literatur auch häufig als „Grundgesetz des Verbundes“ bezeichnet. Maßgebender Kennwert hierfür ist die bezogene Rippenfläche f_R . Dieser beträgt nach DIN 488-2 [28] $f_R = 0,039$ für den Nenndurchmesser 6 mm und nimmt linear auf $f_R = 0,056$ bis zu einem Nenndurchmesser von 12 mm zu. Für größere Durchmesser bleibt er gleich.

Verbundmodelle verschiedener Autoren

Die bekanntesten Verbundmodelle zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Betonstählen sind in Tabelle 4.13 aufgeführt. Es ist zu beachten, dass bei den verschiedenen Ansätzen unterschiedliche Bezugsgrößen für die Betonfestigkeit angesetzt werden. Damit diese Verbundmodelle miteinander verglichen werden können, werden erneut die bezogenen Verbundspannungen bestimmt. Als Bezugsgröße wird die Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ verwendet, da diese auch bei den Verbundmodellen für Spannstahlstützen angesetzt wird. Die Umrechnung der Betonfestigkeiten erfolgt auf Grundlage der Regelungen im EC2 und in DAfStb-Heft 597 [132]:

$$f_{cm,cyl} \approx f_{ck,cyl} + 8 \quad (4.83)$$

$$f_{cm,cyl} \approx 0,83 \cdot f_{cm,cube} \quad (4.84)$$

Die aufgeführten Verbundmodelle ([11, 115, 117, 118]) gelten für normalfesten Beton. Bei der Verwendung von hochfesten Betonen existieren weitere Verbundmodelle, die jedoch für die eigenen Versuche nicht verwendet werden. Hier wird ein Beton der Festigkeitsklasse C45/55 verwendet. Eine Auswahl dieser Verbundmodelle ist jedoch in [11] zu finden.

In der Abbildung 4.42 sind die verschiedenen Ansätze grafisch gegenübergestellt. Die Gegenüberstellung erfolgt einmal für den Grenzschlupfweg von $s = 0,1$ mm (links) und einmal für einen Beton der Festigkeitsklasse C45/55 (rechts). Bei der Darstellung links sind die auf die Würfeldruckfestigkeit bezo-

Tabelle 4.13.: Übersicht der verschiedenen Verbundmodelle von Betonstählen

REHM [129]	$\tau_{b0,1} = (0,045 + 1,5 \cdot f_R) \cdot f_{cm,cube}$	(4.85)
NOAKOWSKI (1978) [117]	$\tau_b(s) = 0,36 \cdot s^{0,22} \cdot f_{cm,cube}$	(4.86)
NOAKOWSKI (1988) [118]	$\tau_b(s) = 0,95 \cdot s^{0,12} \cdot f_{cm,cube}^{0,66}$	(4.87)
TUE [115]	$\tau_b(s) = 0,29 \cdot s^{0,30} \cdot f_{cm,cube}$	(4.88)
BÜLTE [11]	$\tau_b(s) = 0,70 \cdot s^{0,50} \cdot f_{ck,cyl}$	(4.89)
MODEL CODE 2010 [109]	$\tau_b(s) = 2,5 \cdot f_{cm,cyl}^{0,5} \cdot s^{0,4}$	(4.90)
EUROCODE 2 [32]	$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	(4.91)

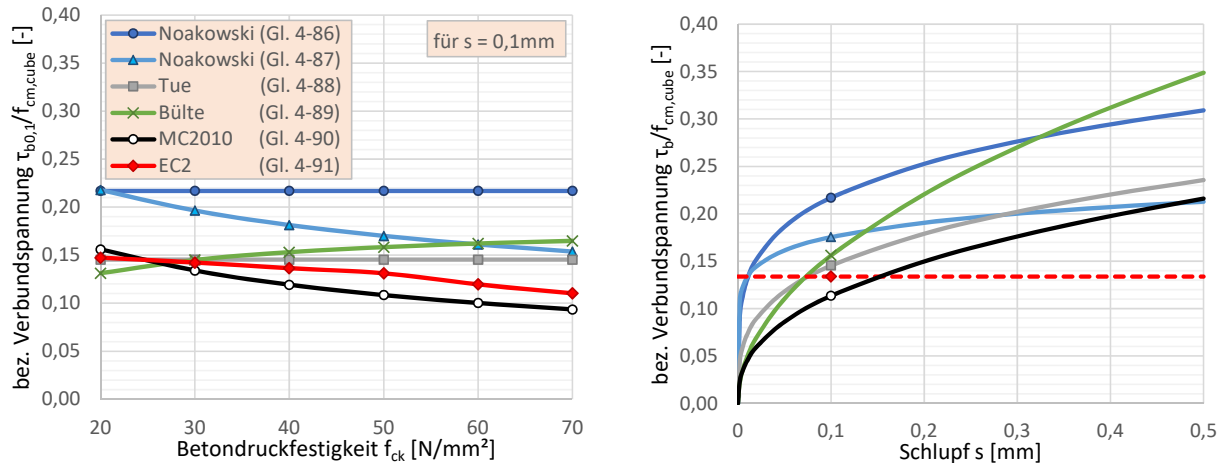


Abb. 4.42.: Vergleich der verschiedenen Verbundmodelle für Betonstahl

genen Verbundspannungen für verschiedene Betondruckfestigkeiten als Zylinderdruckfestigkeit angegeben. Auf dem rechten Teilbild sind die bezogenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für einen C45/55 aufgetragen, wobei der Wert für $s = 0,1$ mm zusätzlich markiert ist.

Die bezogenen Verbundspannungen nach den Modellen von NOAKOWSKI (Gl. (4.86)) und TUE (Gl. (4.88)) sind unabhängig von der Betondruckfestigkeit. Dies liegt daran, dass die Betonwürfeldruckfestigkeit mit dem Exponenten $m = 1$ angesetzt wird. Zwar beträgt bei BÜLTE der Exponent ebenfalls $m = 1$, allerdings wird hier der Basiswert durch die Umrechnung auf den Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit (Gl. (4.83)) verändert. Dadurch ist auch bei diesem Ansatz kein konstanter horizontaler Verlauf zu beobachten.

fib Model Code 2010

Das Verbundmodell des MC2010 basiert auf den Arbeiten von ELIGEHAUSEN ET AL.[45], LANGER[90] und KRELLER[86]. Das Verbundmodell ist in insgesamt vier Abschnitte unterteilt und unterscheidet zwischen verschiedenen Versagensformen (Herausziehen oder Spalten). Für die eigenen Untersuchungen ist lediglich der erste Abschnitt der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Interesse. Dieser ist für beide Versagensformen durch einen exponentiellen Anstieg geprägt.

Eurocode 2

In DIN EN 1992-1-1, Abs. 8.4.2 sind die Bemessungswerte der Verbundfestigkeit f_{bd} für Betonstähle aufgeführt. Über die Gleichungen (4.92) bis (4.94) kann aus diesem die Verbundfestigkeit auf Mittelwertniveau in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit bestimmt werden. Es wird somit lediglich ein Wert unabhängig vom zugehörigen Schlupfweg zur Beschreibung der Verbundfestigkeit angegeben.

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (4.92)$$

$$f_{bm} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) \quad \text{für } f_{ck} \leq C50/60 \quad (4.93)$$

$$= 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot (2,12 \cdot \ln[1 + (f_{cm,cyl}/10)]) \quad \text{für } f_{ck} > C50/60 \quad (4.94)$$

4.2.5.2. Ermittlung von ξ auf Grundlage verschiedener Verbundmodelle

Sowohl für die Spannstahlitzen als auch für den schlaffen Betonstahl wurden in den vorherigen Abschnitten verschiedene Verbundmodelle vorgestellt. Auf Grundlage dieser Verbundmodelle ist es somit auch möglich, den Verhältniswert der Verbundsteifigkeiten ξ zu bestimmen. Hierfür wurde der Produktansatz nach TROST ET AL. [163] verwendet (vgl. Gl. (4.82)) und in Abhängigkeit des Schlupfweges angesetzt:

$$\xi(s) = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot \frac{\tau_{bp}(s)}{\tau_{bs}(s)} = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot \xi_0 \tag{4.95}$$

$$c_1 = \frac{p_{bp}}{A_p} \cdot \frac{A_s}{p_{bs}} \qquad c_2 = \frac{f_{cEm}}{f_{cm,cube}} \qquad c_3 \approx 0,9$$

Wie der Beiwert c_1 zur Berücksichtigung des Geometrieinflusses aus verschiedenen Stahldurchmessern anzusetzen ist, wird in der Literatur unterschiedlich geregelt. TROST ET AL. haben diesen in [164] pauschal auf $c_1 = 0,8$ gesetzt, da in den Untersuchungen ein schwachen Abfall der Verbundfestigkeit mit wachsendem Durchmesser festzustellen war. In [163] wird dagegen vorgeschlagen, diesen Beiwert allgemein auf $c_1 = 1,0$ zu setzen. Aus [115] hat TUE das Verhältnis aus den Verbundumfängen zu den jeweiligen Stahlflächen als Faktor für den Geometrieinfluss angegeben. Dieser Ansatz wird auch im Folgenden weiter verfolgt. Bei Spanngliedern aus Litzenbündeln wird dabei der äquivalente Spannstahldurchmesser (Verbundumfang) nach TROST ET AL. (Gl. (4.61)) angesetzt.

Das Verhältnis der unterschiedlichen Festigkeiten von Einpressmörtel und Beton wird mit dem Beiwert c_2 beschrieben. Für den Beiwert c_3 , der das unterschiedliche zeitabhängige Verbundverhalten zwischen Beton- und Spannstahl beschreibt, wird auf die Arbeiten von RUDLOF[145] und WILL[175] verwiesen. In diesen wurde der Beiwert aus Versuchen abgeleitet und entsprechend für verschiedene Spanngliedformen angegeben. Für Litzenpannglieder liegt dieser bei ca. 0,9.

In Abbildung 4.43 werden der Grundverhältniswert des Verbundes ξ_0 sowie der Verbundverhältniswert ξ in Abhängigkeit des Schlupfweges für die verschiedenen Verbundmodelle aufgetragen. Für den Spannstahl wird hierbei das eigene Verbundmodell für die $\varnothing 3/8''$ -Litze (Gl. (4.71)) verwendet. Als Spannglied wird in Anlehnung an die Versuchsreihe GB ein Spanngliedbündel aus $5\varnothing 3/8''$ -Litzen angesetzt. Für den Betonstahl werden verschiedene Verbundmodelle untersucht (Gl. (4.85) bis Gl. (4.91)). Die Stabdurch-

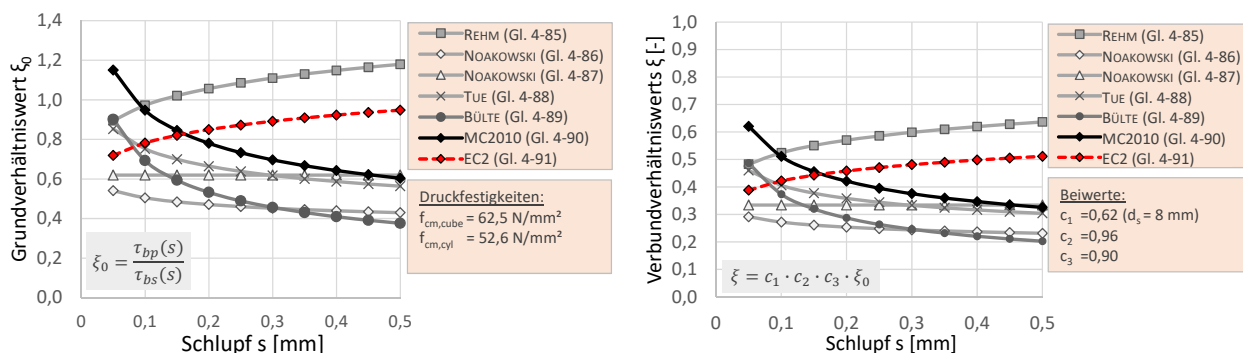


Abb. 4.43.: Rechnerische Verbundverhältniswerte ξ und ξ_0 auf Grundlage verschiedener Verbundmodelle in Abhängigkeit des Schlupfweges

Tabelle 4.14.: Rechnerische Verbundverhältniswerte ξ und ξ_0 nach verschiedenen Verbundmodellen für $s = 0,1$ mm

		MW	REHM Gl. (4.85)	Noakowski Gl. (4.86)	Noakowski Gl. (4.87)	TUE Gl. (4.88)	BÜLTE Gl. (4.89)	MC2010 Gl. (4.90)	EC2 Gl. (4.91)
$f_{cm,cube}$	[N/mm ²]					62,5			
$f_{cm,cyl}$	[N/mm ²]					52,6			
f_{cEm}	[N/mm ²]					60,1			
$\tau_{bs0,1}$	[N/mm ²]	9,51	7,03	13,56	11,04	9,08	9,87	7,22	8,75
$\tau_{bp0,1}$	[N/mm ²]					6,84			
ξ_0	[-]	0,75	0,97	0,50	0,62	0,75	0,69	0,95	0,78
$c_1(\varnothing_s=8\text{mm})$	[-]					0,62			
$c_1(\varnothing_s=12\text{mm})$	[-]					0,94			
$c_1(\varnothing_s=16\text{mm})$	[-]					1,25			
c_2	[-]					0,96			
c_3	[-]					0,90			
$\xi(\varnothing_s=8\text{mm})$	[-]	0,40	0,52	0,27	0,33	0,40	0,37	0,51	0,42
$\xi(\varnothing_s=12\text{mm})$	[-]	0,61	0,79	0,41	0,50	0,61	0,56	0,77	0,64
$\xi(\varnothing_s=16\text{mm})$	[-]	0,81	1,05	0,55	0,67	0,81	0,75	1,02	0,85
$\xi = 1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot \xi_0$		0,65	0,84	0,44	0,54	0,65	0,60	0,82	0,68

messer der schlaffen Betonstahlbewehrung beträgt hierbei beispielhaft $\varnothing_s = 8$ mm. Bei den angesetzten Festigkeiten für den Beton und den Einpressmörtel handelt es sich um die in den Materialprüfungen zu den Großversuchen ermittelten Mittelwerte (vgl. Tab. 3.4 und 3.6).

Die Verbundspannung für den Spannstahl ergibt sich nach Gleichung (4.71) zu $\tau_{bp0,1} = 6,84$ N/mm² (vgl. Tab. 4.14). Die daraus resultierenden Grundwerte des Verbundverhältnisses ξ_0 liegen zwischen 0,5 und 1,0. Aufgrund der geringen Festigkeitsunterschiede zwischen Beton und Einpressmörtel beträgt $c_2 = 0,96$. Der Beiwert c_1 dagegen variiert stark in Abhängigkeit des angesetzten Betonstabdurchmessers \varnothing_s . So ergibt sich bei einem Betonstabdurchmesser von $\varnothing_s = 16$ mm sogar ein günstigeres Verbundverhalten des Spanngliedes gegenüber dem Betonstahl infolge des Geometrieinflusses. Die endgültigen Verbundverhältnisse ξ werden daher entscheidend von diesem Beiwert c_1 beeinflusst.

Vergleich mit DIN EN 1992-1-1

Die in der DIN EN 1992-1-1 [32] enthaltenen Verbundverhältnisse ξ_{EC} wurden bereits in Kapitel 3.2.7 bei der Wahl der Belastungsniveaus der Versuchsreihe GR vorgestellt. Die angegebenen Verhältniswerte sind unabhängig von den verwendeten Betonstahldurchmessern oder Spanngliedgrößen anzusetzen. Wenn ein Einfluss aus der unterschiedlichen Durchmesserhältnissen zwischen Beton- und Spannstahl in den Werten berücksichtigt wird, so erfolgt dies über einen pauschalen Ansatz. In der letzten Zeile der Tabelle 4.14 wird daher der Verhältniswert angegeben, der nur mit den Beiwerten c_2 und c_3 multipliziert wird ($c_1 = 1,0$), damit dieser mit dem Wert aus DIN EN 1992-1-1 ($\xi_{EC} = 0,5$) verglichen werden kann. Es zeigt sich, dass mit den beiden Verbundmodellen von NOAKOWSKI die größte Annäherung erreicht wurde. Die Modelle liefern sehr unterschiedliche Ergebnisse für ξ und weichen alle mehr oder weniger vom Normwert $\xi_{EC} = 0,5$ ab.

4.2.5.3. Vergleich der rechnerischen und versuchsbasiert ermittelten Verhältniswerte ξ

In Kapitel 4.1.2.4 wurden die messwertgestützten Verhältniswerte ξ aus den Versuchsergebnissen angegeben. Diese wurden über die Versuchslaufzeit zu Versuchsbeginn und zur nächsten Messperiode unmittelbar nach einem Drahtbruch bestimmt. Da zu jeder Messperiode auch die Rissbreiten aufgezeichnet wurden, sind demnach auch die zugehörigen Schlupfwege (halbe Rissöffnung) bekannt. Mit diesen Schlupfwegen können nun mittels Verbundmodell die rechnerischen Verbundspannungen am Beton- und Spannstahl zugeordnet und daraus wiederum die Verhältniswerte ξ rechnerisch bestimmt werden. Hierfür werden die unterschiedlichen Verbundmodelle für den Betonstahl nach Gleichungen (4.86) bis (4.91) sowie das eigene Verbundmodell für die $\varnothing 3/8''$ -Litze (Gl. (4.71)) angesetzt. Die Beton- bzw. Einpressmörtelfestigkeiten können aus den Ergebnissen der versuchsbegleitenden Materialprüfungen entnommen werden (vgl. Tab. 3.4 und 3.6). Zur Berechnung des Verhältniswertes ξ wird der Produktansatz nach Gleichung (4.95) mit den entsprechenden Beiwerten verwendet. Die Einflüsse aus der unterschiedlichen Geometrie (c_1), den Festigkeiten (c_2) und dem Langzeitverhalten (c_3) können jetzt direkt berücksichtigt werden.

Die so ermittelten ξ -Werte nach den verschiedenen Verbundmodellen sind in Abbildung 4.44 bis zum 5. Drahtbruch dargestellt. Für den Versuch GB04 konnten bis zum 4. Drahtbruch keine Verhältniswerte angegeben werden, da der Querschnitt im Bereich der Messstelle sich bis zu diesem Zeitpunkt noch nicht vollständig im Zustand II befand (vgl. Kap. 4.1.2.4). Erneut zeigen die Versuchsergebnisse der Versuche GB02 bis GB05 generell eine starke Auffälligkeit. So weichen die rechnerisch ermittelten Verhältniswerte ξ deutlich von den in den Versuchen festgestellten Werten ab. Wie schon mehrfach beschrieben, sind diese Abweichungen vermutlich auf die versuchstechnischen Schwierigkeiten zurückzuführen, wodurch eine exakte Messung der Betonstahldehnungen unmittelbar im Initialriss nicht möglich war (vgl. Kap. 4.1.2.5). Diese vier Versuche werden somit für den Vergleich nicht weiter herangezogen.

Die übrigen drei Versuche zeigen dagegen gute Übereinstimmung mit den Rechenwerten. Im direkten Vergleich der Versuche GB01, GB06 und GB07 untereinander ist zunächst zu erkennen, dass die berechneten und die im Versuchen bestimmten Werte von der Größenordnung her einer gewissen Abstufung folgen. So können für den Versuch GB01 (mit $\varnothing_s = 16$ mm) die größten Verhältniswerte berechnet werden. Mit abnehmendem Betonstahldurchmesser ist auch eine Reduzierung der Verhältniswerte zu erkennen. Dies lässt sich auf den Beiwert c_1 zurückführen, in den der Stabdurchmesser eingeht. Allerdings kann diese Abstufung in der Reihenfolge auch in den Versuchsergebnissen qualitativ beobachtet werden.

Innerhalb der einzelnen Versuche ergeben sich teilweise große Streuungen unter den rechnerischen Ergebnissen. Das Verbundmodell für den Betonstahl gemäß MC2010 (schwarzer Balken) und EC2 (roter Balken) liefern hierbei die größten ξ -Werte. Auch bei den übrigen Versuchsmodellen liegen die berechneten ξ -Werte größtenteils oberhalb des Versuchswerts. In der Abbildung 4.45 sind die Abweichungen der verschiedenen Ansätze auf die Versuchswerte der drei Versuche (GB01, GB06 und GB07) aufgetragen. Die Mittelwerte dieser drei Versuche sind jeweils als gestrichelte Linien dargestellt.

Vor dem ersten Drahtbruch sind für alle Verbundmodelle sehr große Abweichungen zu verzeichnen. Dies liegt in erster Linie an den niedrigen Verhältniswerten, die anhand der Messwerte der Versuche GB06 ($\xi = 0,12$) und GB07 ($\xi = 0,21$) bestimmt wurden. Unmittelbar nach dem ersten Drahtbruch steigen diese

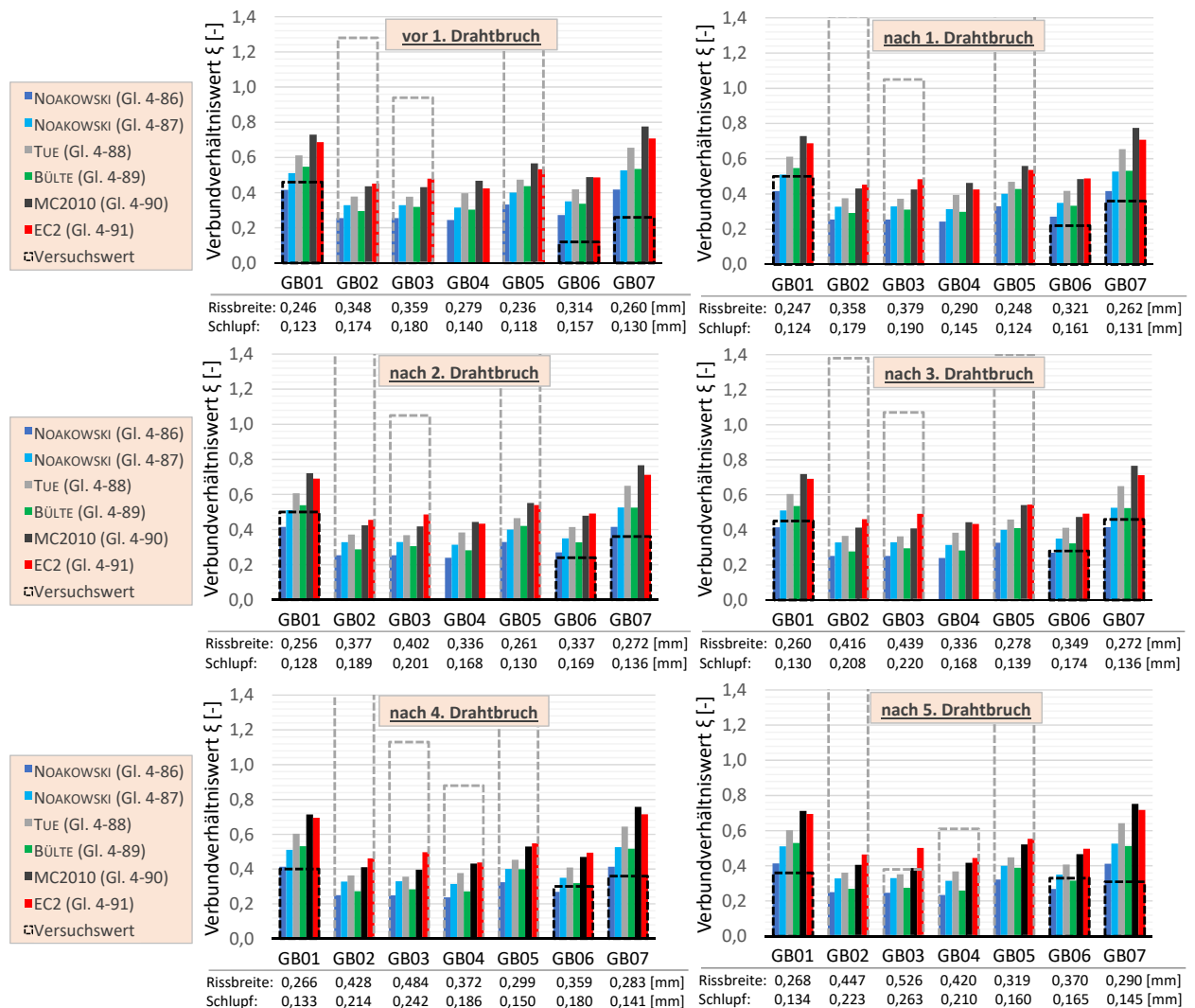


Abb. 4.44.: Vergleich der rechnerischen mit den in den Versuchen (Reihe GB) festgestellten Verhältniswerten ξ

an und erreichen in etwa das Niveau der berechneten Werte (GB06: $\xi = 0,22$, GB07: $\xi = 0,36$). Auch in der Folge ist bis zum dritten Drahtbruch ein Rückgang der Abweichungen zu verzeichnen. Im Anschluss nehmen diese wieder geringfügig zu.

Die besten Übereinstimmungen zwischen Rechenwert und Versuchswert können mit dem Verbundmodell von NOAKOWSKI (Gl. (4.86), dunkelblaue Darstellung) erzielt werden. Der Verbundsteifigkeitswert ξ gemäß DIN EN 1992-1-1 (Gl. (4.91), rote Darstellung) weist für die durchgeführten Versuche dagegen keine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten auf. Der berechnete Verbundsteifigkeitswert liegt deutlich über dem aus den Versuchen abgeleiteten Wert. Das bedeutet, dass die Verbundsteifigkeit des Spannstahls gegenüber des Betonstahls überschätzt wird. Die Berechnungsgleichung wurde aus dem Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1, Kap. 8.4 (Gl. (4.92)) abgeleitet. In der dort angegebenen Verbundfestigkeit scheinen neben den Teilsicherheitsbeiwerten auf Materialseite noch zusätzliche Sicherheiten enthalten zu sein. Der Vergleich mit den eigenen Versuchsergebnissen zeigt nun, dass der normgemäße Ansatz für ξ als Verhältnis der Verbundfestigkeiten zur Abbildung des

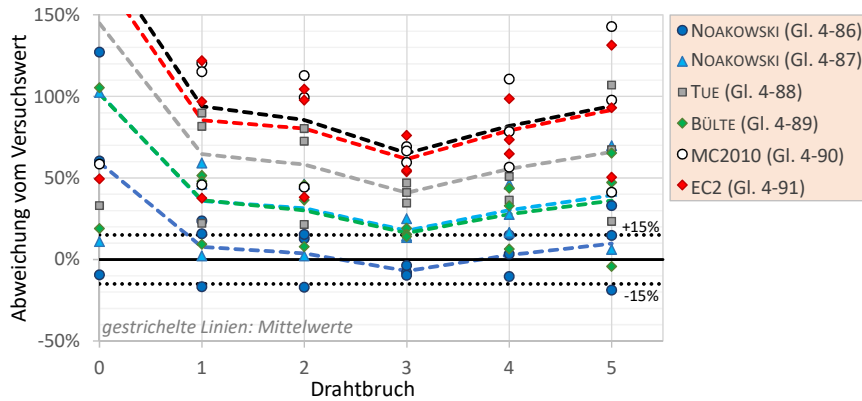


Abb. 4.45.: Abweichungen der rechnerischen Verhältniswerte ξ vom Versuchswert (GB01, GB06, GB07)

Verbundsteifigkeitsverhältnisses mit den hier durchgeführten Versuchen nicht bestätigt werden kann.

4.2.6. Vorschlag eines Verbundmodells bei gemischter Bewehrung

Aufgrund der guten Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen wird die Kombination aus dem Verbundmodell für Betonstahl nach NOAKOWSKI (Gl. (4.86)) und dem eigenen Ansatz für die $\varnothing 3/8''$ -Litze (Gl. (4.71)) zur Beschreibung des Verbundverhaltens bei gemischter Bewehrung vorgeschlagen.

In Abbildung 4.46 sind die rechnerischen Verbundverhältniswerte ξ für bestimmte Spanngliedkonfigurationen aufgetragen, die mit dem vorgeschlagenen Verbundmodell für unterschiedliche Betonfestigkeiten und Bewehrungsstabdurchmesser bestimmt wurden. Die Spannglieder des Typs $5\varnothing 3/8''$, $9\varnothing 3/8''$ und $3\varnothing 0,62''$ entsprechen dabei den Spanngliedern aus den durchgeführten Ermüdungsversuchen. Zusätzlich werden weitere Litzenbündel mit einer Anzahl von bis zu 18 Litzen untersucht. Die Festigkeit des Einpressmörtels wird bei allen sechs Spanngliedkonfigurationen mit $f_{cEm} = 60 \text{ N/mm}^2$ angesetzt. Diese Festigkeit entspricht etwa dem Mittelwert der Mörtelfestigkeit der eigenen Versuche. Auch für die Mörtelfestigkeit an ausgeführten Bauwerke ist diese Annahme realistisch.

Generell zeigt sich, dass die rechnerischen Verhältniswerte ξ mit ansteigender Betondruckfestigkeit geringer werden, da mit ansteigender Betondruckfestigkeit auch die Verbundfestigkeit des Betonstahls begünstigt wird. Die Erhöhung des Durchmessers beeinflusst dagegen das Verbundverhalten des Betonstahls negativ. So steigen die Verhältniswerte entsprechend an. Wie stark sich jedoch der Einfluss aus dem Betonstahldurchmesser auswirkt, hängt auch von der Spannstahtfläche als Bezugsfläche ab. Bei den Litzenbündeln mit einer großen Spannstahtfläche wie z. B. $9\varnothing 0,62''$ und $18\varnothing 0,62''$ fällt der Einfluss deutlich geringer aus, als bei den kleineren Spanngliedern.

Unter ungünstigen Randbedingungen (großer Stabdurchmesser, geringe Betonfestigkeit, kleines Spannglied) ergeben sich Verbundverhältniswerte größer 1,0 teilweise größer 2,0. Diese Werte weichen deutlich vom Normwert der DIN EN 1992-1-1 ($\xi_{EC} = 0,5$) ab. Im Folgenden wird daher für die unterschiedlichen Durchmesser und Spanngliedtypen die Grenzwerte der Betondruckfestigkeit f_{ck} bestimmt, bei denen gerade ein Verhältniswert von $\xi = 0,5$ erreicht wird (Tab. 4.15). Je nach Spanngliedtyp variieren die erforderlichen Betondruckfestigkeiten deutlich in Abhängigkeit des Durchmessers der Betonstahl-

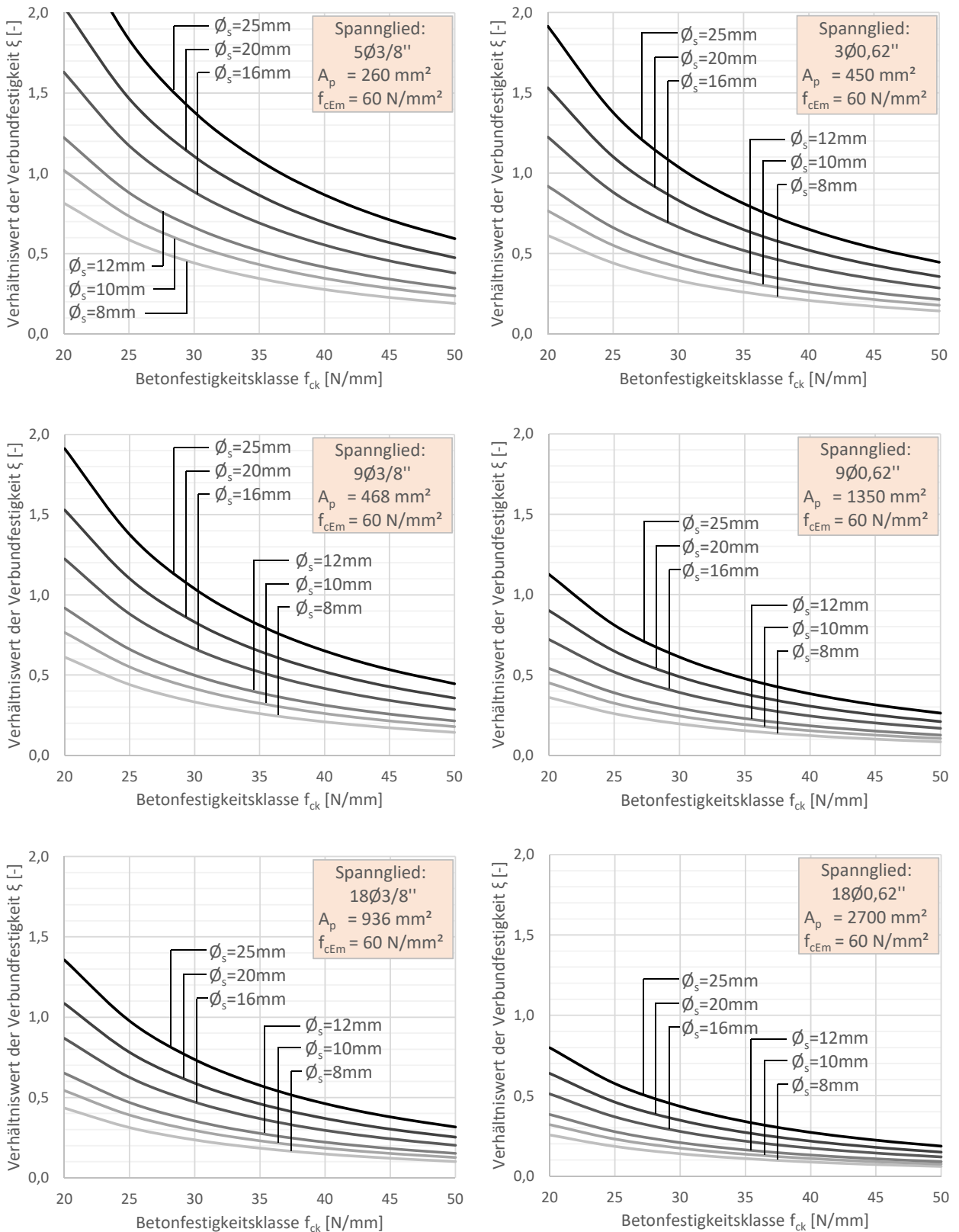


Abb. 4.46.: Verhältniswert der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit des Betonstahldurchmessers ϕ_s und der Betondruckfestigkeit f_{ck}

Tabelle 4.15.: Mindestwert für die Betondruckfestigkeit f_{ck} in [N/mm²] nach dem kombinierten Verbundmodell für $\xi=0,5$

Durchmesser Betonstahl \varnothing_s [mm]	A_p [mm ²]:	Spanngliedtyp					
		5 \varnothing 3/8''	9 \varnothing 3/8''	18 \varnothing 3/8''	3 \varnothing 0,62''	9 \varnothing 0,62''	18 \varnothing 0,62''
		260	468	936	450	1.350	2.700
8		27,8	23,0	18,1	23,0	15,8	12,1
10		32,0	26,7	21,2	26,7	18,6	14,4
12		35,8	30,0	24,0	30,0	21,1	16,5
16		42,6	35,8	28,9	35,8	25,6	20,3
20		48,6	41,0	33,3	41,0	29,6	23,7
25		55,2	46,8	38,1	46,8	34,0	27,4

bewehrung. Für das kleinste Spannglied mit $A_p = 260$ mm² liegen diese zwischen 27,8 und 55,2 N/mm², wohingegen sich für das größte Spannglied ($A_p = 2.700$ mm²) Mindestbetondruckfestigkeiten von 12,1 bis 27,4 N/mm² ergeben.

Die Kombination einer Betonstahlbewehrung mit $\varnothing_s = 25$ mm und einem Spannglied mit deutlich geringerer Stahlfläche ist mit Bezug auf die Anwendung in der Praxis nicht sehr repräsentativ und stellt nur einen theoretischen Grenzfall dar. Für den Praxisbezug sollten die Ergebnisse für Spannglieder mit mehr als 1.000 mm² Spannstahtfläche herangezogen werden. Hier ist bereits mit der Betonfestigkeitsklasse C35/45 für alle angegebenen Betonstahldurchmesser der Mindestwert überschritten. Für die nach dem vorgeschlagenen Verbundmodell bestimmten Verhältniswerte ξ bedeutet dies, dass diese gleich groß oder kleiner als der Normwert aus DIN EN 1992-1-1 ($\xi_{EC} = 0,5$) sind.

In den aktuellen Regelwerken (DIN EN 1992-1-1 und *fib* Modelcode 2010) sind die ξ -Werte zur Bestimmung der Stahlspannung in gemischt bewehrten Bauteilen getrennt für die Vorspannart (sofortiger oder nachträglicher Verbund) und der Spannstahloberfläche (Litzen, glatter oder gerippter Stabstahl) angegeben. Diese Werte gelten i. d. R. unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse oder dem Betonstahldurchmesser. Gemäß DIN EN 1992-1-1 sind die ξ -Werte für Beton der Festigkeitsklasse C70/85 zu halbieren. Die Werte dazwischen dürfen interpoliert werden. Der Einfluss aus der Betonfestigkeit wird somit erst bei höherfesten Betonen berücksichtigt.

Die eigenen Untersuchungen zeigen jedoch auch bei geringeren Betonfestigkeiten einen Einfluss auf die Verbundfestigkeit und die damit zusammenhängende Verteilung der Stahlspannungen in Spann-

Tabelle 4.16.: Vorschlag zu ξ -Werten für Litzenspannglieder und Vergleich mit Vorschlägen anderer Autoren bzw. Regelwerken

Betongüte	Vorschlag		Versuche RUDLOF		DAfStb- Heft 435 [115]		DAfStb- Heft 310	MC2010	EC2
	$\varnothing_s < 16$ mm	$\varnothing_s \geq 16$ mm	KZB	LZB	ER	AR	[164]	[109]	[32]
≤C30/37	0,5	0,7							
≤C40/50	0,3	0,5	0,55	0,35	0,6	0,56	0,4	0,4	0,5
≤C50/60	0,2	0,3							
≥C70/85	0,2	0,3	-	-	-	-	-	-	0,25

KZB: Kurzzeitbelastung, LZB: Langzeitbelastung

ER: Erstrissbildung, AR: Abgeschlossene Rissbildung

betonbauteilen. Auch für die unterschiedlichen Bewehrungsdurchmesser kann ein Einfluss festgestellt werden. Daher werden in Tabelle 4.16 in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse und des Bewehrungsdurchmessers unterschiedliche ξ -Werte vorgeschlagen. Zum Vergleich sind zusätzlich die Vorschläge anderer Autoren sowie die derzeit gültigen Normwerte für Spannglieder aus Litzenbündeln angegeben.

Die vorgeschlagenen ξ -Werte wurden für Spannbetonbauteilen mit Litzenspanngliedern unter einer Langzeitbelastung bzw. einer zyklischen Belastung hergeleitet. Somit sollten diese beispielsweise bei der Bemessung der Ermüdungsfestigkeit berücksichtigt werden. Dies gilt auch für die Rissbreitenberechnung.

Nachrechnung von Versuchsergebnissen gemäß Neuvorschlag

In der Tabelle 4.17 sind die Lasterhöhungsfaktoren η zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten von Beton- und Spannstahl gemäß des Neuvorschlags für durchgeführte Versuche angegeben. Neben den eigenen Versuchen der Versuchsreihe GB werden auch die Versuche mit einem Spannglied aus Litzenbündeln von RUDLOF[145] und TUE[115] erneut ausgewertet.

Anhand der verwendeten Betondruckfestigkeiten und den Betonstahldurchmessern, die der Versuchsdokumentation entnommen werden konnten, wird der entsprechende ξ -Wert aus der Tabelle 4.16 ausgewählt. Der äquivalente Spannstahldurchmesser wird nach MARTI (Gl.(4.66)) bestimmt. Anschließend kann auf Grundlage der Gleichung (4.26) der Erhöhungsfaktor η berechnet werden. Im Vergleich der berechneten und der in den Versuchen festgestellten Erhöhungsfaktoren ist insgesamt eine gute Übereinstimmung erkennbar. Die Versuche GB02 bis GB05 wurden - wie schon zuvor - bei der Auswertung nicht berücksichtigt. Die Abweichungen liegen bei maximal ca. 15%. Bei den Versuchen mit großen Betonstahldurchmessern sind die Abweichungen sogar geringer. Dies kann möglicherweise auf das günstige A_s/A_p Verhältnis der Versuchsträger zurückgeführt werden.

In Kapitel 4.1.2.5 wurden bereits Untersuchungen zu dem Verhältnis der Bewehrungselemente durchgeführt. Es konnte gezeigt werden, dass die Stahlspannungen in der Betonstahlbewehrung, die mit dem dort aufgeführten Verfahren berechnet wurden, bei großen A_s/A_p Verhältnissen im Bereich der Stahlspannungen σ_{s2} lagen. Je kleiner das Bewehrungsverhältnis war, desto größer wurden die Betonstahl-

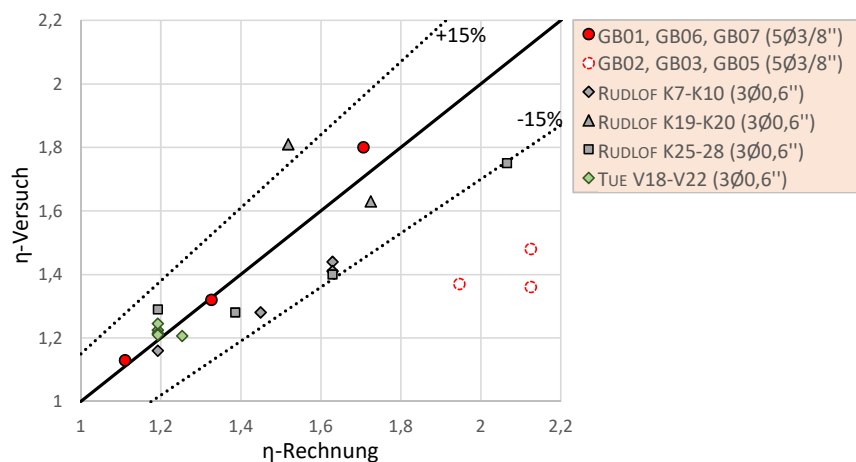


Abb. 4.47.: Vergleich der berechneten Erhöhungsfaktoren η mit den Versuchswerten

Tabelle 4.17.: Vorschlag zu ξ -Werten für Litzenspannglieder und Vergleich mit Vorschlägen anderer Autoren bzw. Regelwerken

Versuch	A_p [mm ²]	A_s [mm ²]	Versuchskenngrößen				Nachrechnung	
			\varnothing_p [mm]	\varnothing_s [mm]	σ_{pmax} [N/mm ²]	η [-]	ξ [-]	η_{cal} [-]
GB01	260	804	22,6	16	450	1,13	0,50	1,11
GB02	260	101	22,6	8	490	(1,36)*	0,20	2,12
GB03	260	101	22,6	8	513	(1,48)*	0,20	2,12
GB04	260	101	22,6	8	725	(-)*	0,20	2,12
GB05	260	101	22,6	8	748	(1,37)*	0,30	1,95
GB06	260	201	22,6	8	688	1,80	0,20	1,71
GB07	260	452	22,6	12	700	1,32	0,20	1,33
K7	420	314	28,4	10	0	1,44	0,30	1,63
K8	420	314	28,4	10	0	1,41	0,30	1,63
K9	420	452	28,4	12	0	1,28	0,30	1,45
K10	420	804	28,4	16	0	1,16	0,50	1,19
K19	420	314	28,4	10	0	1,63	0,20	1,72
K20	420	452	28,4	12	0	1,81	0,20	1,52
K25	420	314	28,4	10	0	1,40	0,30	1,63
K26	420	804	28,4	16	0	1,29	0,50	1,19
K27	420	201	28,4	8	0	1,75	0,20	2,07
K28	420	616	28,4	14	0	1,28	0,20	1,39
18	420	804	28,4	16	0	1,22	0,50	1,19
19	420	804	28,4	16	0	1,22	0,50	1,19
20	420	804	28,4	16	0	1,24	0,50	1,19
21	420	804	28,4	16	0	1,21	0,30	1,25
22	420	804	28,4	16	0	1,21	0,50	1,19

()* Werte in Abbildung 4.47 nicht berücksichtigt

spannungen (vgl. Abb. 4.26). Damit nahm auch die Ungenauigkeit bei der Berechnung zu.

Bei der Nachrechnung der Versuche GB02 bis GB05 für die Ergebnisdarstellung in Tabelle 4.17 liegen die rechnerischen Erhöhungsfaktoren η teilweise über 2. Die Betonstahlspannungen im Zustand II unter Annahme eines starren Verbundes sind damit aufgrund des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Beton- und Spannstahl um den Faktor 2 zu erhöhen. Diese wurden bereits in Tabelle 4.7 aus den Versuchsergebnissen ermittelt und liegen für die Versuche GB02 und GB03 bei ca. 320 N/mm². Bei Verdopplung der Betonstahlspannungen wird somit die Streckgrenze überschritten. Während der Versuchsdurchführung konnte zwar kein verfrühtes Versagen der Betonstahlbewehrung festgestellt werden. Allerdings konnten tatsächlich ab dem Versuchsstart Stahlspannungen von ca. 500 N/mm² gemessen werden.

Generell gilt, dass der für die Versuchsplanung angesetzte ξ -Wert offensichtlich zu konservativ gewählt wurde. Dieser wurde gemäß der derzeit gültigen DIN EN 1992-1-1 zu $\xi_{EC} = 0,5$ angesetzt. Dieser Wert kann jedoch mit den Versuchen so nicht bestätigt werden.

5. Simulation

5.1. Vorbemerkungen zu Simulationen bei Spannbetonbauteilen unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen

Ein wesentliches Problem der experimentellen Forschung im Themenbereich der Ermüdung ist die hohe Zeitintensität. Die Ermüdung ist ein Prozess, der sich erst nach einer entsprechend langen Zeit einstellt. Im Gegensatz zu statischen Versuchen kann die Dauer bei Ermüdungsversuchen deutlich länger ausfallen. Insbesondere wenn die Untersuchungen im Bereich der Dauerschwingfestigkeit an großformatigen Bauteilen stattfinden. Der Versuch SB06 wies beispielsweise eine Versuchslaufzeit von 5 Monaten auf und wurde letztlich vor dem eigentlichen Totalversagen gestoppt. Ermüdungsversuche zeichnen sich somit durch lange Versuchslaufzeiten in Verbindung mit einer vergleichsweise geringen Anzahl an Versuchsdaten aus.

Aufgrund des hohen Zeitaufwands und der damit einhergehenden Kosten ist die Anzahl der verfügbaren Untersuchungen im Bereich geringer Spannungsschwingbreiten und sehr hoher Lastwechselzahlen oft stark begrenzt (vgl. 2.4.3). Es stellt sich daher die Frage, ob auf Grundlage theoretischer Methoden weitergehende Erkenntnisse gewonnen werden können. Hierfür wird im konstruktiven Ingenieurbau häufig auf numerische Methoden zurückgegriffen. Auch hier ist zwischen statischen und dynamischen Untersuchungen zu unterscheiden.

Wie in Kapitel 2 dargestellt, ist das Ermüdungsverhalten von Spannbetonbauteilen sehr komplex und an eine Vielzahl von Einflüssen gekoppelt. Insbesondere die Kombination und das Zusammenwirken verschiedener Materialien (Beton, Einpressmörtel, Beton- und Spannstahl) mit deren unterschiedlichem Ermüdungsverhalten macht eine rechnergestützte Simulation sehr aufwändig. Anders als bei einer statischen Belastung, bei der i. d. R. auch statische Materialmodelle angesetzt werden können, ändern sich die Materialmodelle jedoch bei einer zyklischen Beanspruchung. Durch jede Be- und Entlastung entstehen Spannungsumlagerungen zwischen Beton, Betonstahl, dem Spannglied und dem Verpressmörtel, welche das Materialverhalten und auch das Verbundverhalten beeinflussen. Die dafür notwendigen Materialmodelle sind somit zeitabhängig und äußerst komplex.

Trotz der Komplexität stellen numerischen Berechnungen zur Simulation von Ermüdungsproblemen eine sinnvolle Ergänzung zu Experimenten dar. Allerdings sind die Simulationen immer auf sehr konkrete Problemstellungen eingegrenzt und ausgelegt ([48, 50, 63, 92, 95]. Hier hat sich z. B. die Anwendung der FEM bewährt. Sobald die Simulation auf ein Gesamtsystem ausgeweitet wird, nehmen die Unwägbarkeiten und Ungenauigkeiten deutlich zu. Im Forschungsfeld der Ermüdung sind diese nochmals deutlich ausgeprägter als bei statischen Problemstellungen.

Bei den Spannbetonträgern der Großbauteilversuche handelt es sich um sehr komplexe Systeme, für welche zum heutigen Stand der nichtlinearen FEM noch kein zuverlässiges Modell zur Simulation der Ermüdungseinflüsse am Gesamtsystem zur Verfügung steht. Daher wurden die nachfolgenden Untersuchungen auf ein spezielles, für die durchgeführten Versuche jedoch wesentliches Problem eingegrenzt, bei dem die FEM sinnvoll angewendet werden kann.

5.2. Simulation der Kontaktpressungen im Spannglied

5.2.1. Beschreibung des Problems

In Kapitel 3.2.9.1 wurden die Spannglieder der Großversuche auf die Lage der ermüdungsbedingten Drahtbrüche untersucht. Im Zuge der Untersuchungen wurde festgestellt, dass die überwiegende Mehrzahl der Drahtbrüche an den Kontaktstellen zwischen Litze und Hüllrohr auftraten. Diese Drahtbrüche konnten in erster Linie auf den Einfluss der Reibermüdung zurückgeführt werden. Für das Auftreten des Phänomens der Reibermüdung ist neben einer Querpressung gleichzeitig eine Relativbewegung zwischen den Reibpartnern erforderlich (vgl. Kap. 2.2.4.3).

Befindet sich ein Spannbetonbauteil im Zustand II, so entstehen bei zyklischer Belastung Rissbewegungen im Beton, Hüllrohr und Einpressmörtel. Die Bewegungen im kontinuierlich durchgehendem Spannstahl sind dagegen sehr gering und resultieren lediglich aus der elastischen Stahldehnung. Es kommt zu Relativverschiebungen zwischen dem Hüllrohr und dem Spannstahl (Abb. 5.1). Die Größe der Relativverschiebung ist hauptsächlich von Rissbreitenänderungen abhängig. Eine tragende Mitwirkung des Hüllrohrs kann vernachlässigt werden.

Durch die gekrümmte Spanngliedführung treten an den Reibstellen gleichzeitig Querpressungen auf, mit denen eine Reibermüdung an der Kontaktstelle einhergeht. Je größer diese sind, desto größer ist die zu erwartende Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit gegenüber einem Bauteil oder einer Versuchsprobe ohne gleichzeitige Querpressung. Dass sich die Umlenkkräfte aus den verschiedenen Ermüdungsversuchen infolge der Spanngliedumlenkung ungünstig auf das Ermüdungsverhalten auswirken, konnte bereits in Kapitel 4.1.1.6 nachgewiesen werden. Mit Anstieg der Umlenkkräfte im Spannglied u_p war eine Reduzierung der ertragbaren Lastwechselzahlen festzustellen.

Bei diesen Auswertungen wurde auch der Einfluss aus dem Stapelfaktor (k_{max}) berücksichtigt, der die lokale Erhöhung der Kontaktpressung bei Spanngliedern aus mehreren Litzen beschreibt. Hierfür wurden vereinfachte Berechnungsverfahren vorgestellt, mit denen die rechnerische Umlenkkraft im Spannglied um einen entsprechenden Faktor erhöht wird.

Die Innenflächen der Hüllrohre nach dem Versuchsende zeigten, dass die Reibstellen zwischen den Spannstahllitzen und dem Hüllrohr punktuell auftraten. Es wurden gewellte Stahlhüllrohre verwendet. Daher erlaubte bereits die Hüllrohrgeometrie keinen kontinuierlichen, linienförmigen Kontakt mit dem Spannglied. Stattdessen war ein Kontakt nur an den Hüllrohrrippen möglich. Auch das Spannglied wies eine besondere Geometrie auf. Für die Versuche wurden ausschließlich Spannglieder aus Litzenbündeln verwendet. Die sechs Außendrähte einer Spannstahllitze werden bei der Herstellung um den Kerndraht

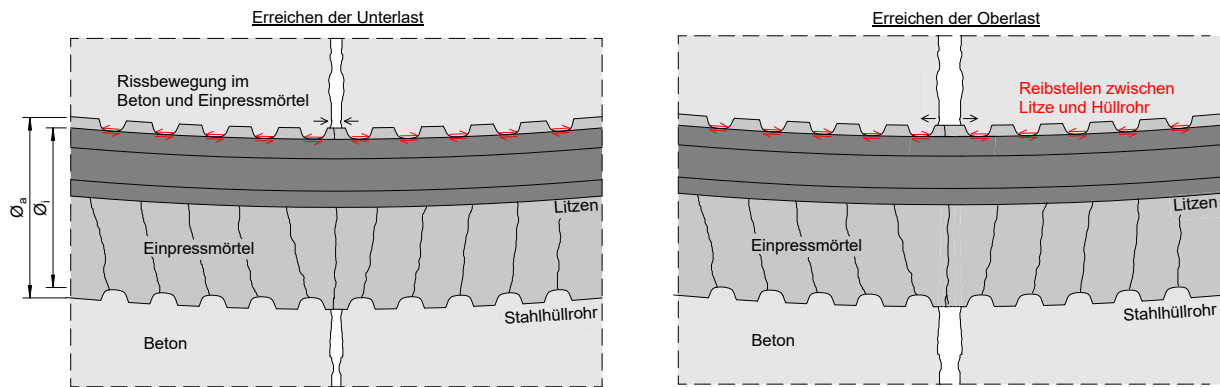


Abb. 5.1.: Schematische Darstellung der Reibstellen zwischen Spannstahl und Hüllrohr infolge zyklischer Belastung

gewickelt, so dass die Außendrähte einer Spiralform folgen. Wird beispielsweise eine Einzellitze auf eine ebene Oberfläche gelegt, so liegt diese nicht kontinuierlich über die gesamte Länge auf sondern nur lokal an den Stellen, wo gerade ein Außendraht die Oberfläche berührt.

Die Kombination der beiden sehr speziellen Geometrien bewirkt, dass der Kontakt zwischen Spannglied und Hüllrohr auf lokale Stellen begrenzt ist. An diesen Stellen konzentrieren sich die übertragenden Umlenkkräfte, wodurch entsprechend große Kontaktpressungen entstehen. Diese Kontaktstellen stellen damit potenzielle Ausgangspunkte für einen Ermüdungsbruch dar. Um die Größe der tatsächlichen Querpressungen in den durchgeführten Versuchen besser abschätzen und die Verteilung der Umlenkbeanspruchung im Spannglied nachvollziehen zu können, wird der Kontaktbereich zwischen Hüllrohr und Spannglied mit einem Rechenprogramm modelliert und die Kräfteinleitung aus der Spanngliedumlenkung für verschiedene Randbedingungen simuliert.

5.2.2. Anwendung der FEM

Die experimentelle Untersuchung der Kontaktpressung zwischen Hüllrohr und Spannglied ist praktisch kaum durchführbar. Mit der Methode der Finiten Elemente (FEM) steht jedoch ein Werkzeug zur Verfügung, innere Spannungszustände rechnergestützt zu simulieren und zu untersuchen. Mit leistungsstarken Rechnersystemen, wie sie heutzutage zur Verfügung stehen, können sehr komplexe mechanische Systeme generiert und simuliert werden. So ist es u. A. möglich nichtlineare Werkstoffeigenschaften einzugeben und auch die Interaktion bzw. das Kontaktverhalten verschiedener Körper zu berücksichtigen.

Bei der Modellierung kann die Geometrie des Hüllrohrs sowie des Spanngliedes möglichst detailliert berücksichtigt werden. Sowohl die Litzen als auch das im Beton liegende Hüllrohr werden als Volumenelemente abgebildet. Dabei werden an den Oberflächen der Volumenelemente zusätzliche Kontaktflächen definiert. Sobald es zu einem Kontakt zwischen den unterschiedlichen Kontaktflächen kommt (Kollisionsabfrage), können an diesen Kräfte übertragen werden. Auf diese Weise entsteht ein dreidimensionales Modell zur Kraftübertragung des Spanngliedes an das Hüllrohr bzw. den Beton.

Simulationsrechnungen bieten den Vorteil, dass leicht verschiedene geometrische Randbedingungen geändert und eine entsprechende Parameterstudie durchgeführt werden kann. So kann beispielswei-

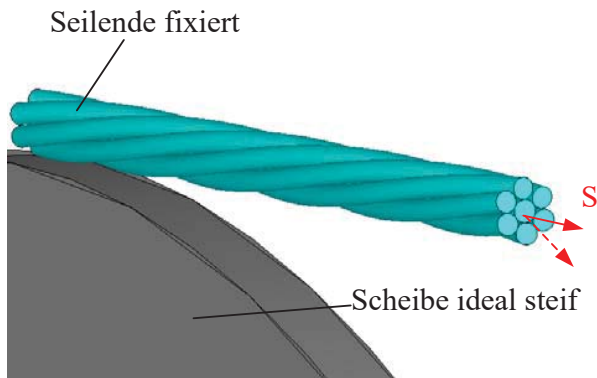


Abb. 5.2.: Modell einer Einzelleitzeit für Biegung über eine glatte Scheibe, aus [176]

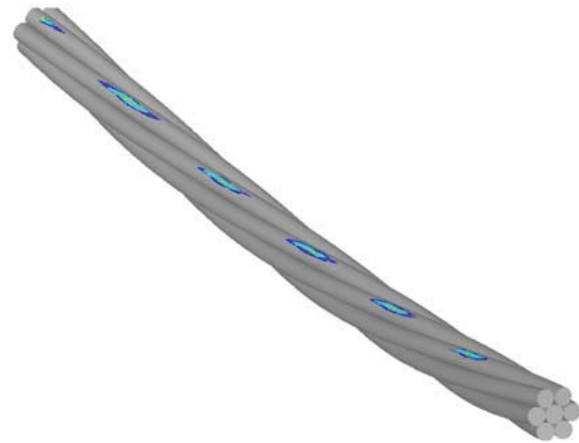


Abb. 5.3.: Darstellung der Kontaktstellen zwischen Einzelleitzeit und glatter Scheibe, aus [176]

se die Litzenanzahl, die Litzengröße, die Höhe der Vorspannkraft oder auch der Krümmungsradius des Spanngliedes variiert werden. Dennoch ist anzumerken, dass es sich bei den Berechnungen mit der FEM lediglich um Simulationen an Modellen handelt. Die Sinnhaftigkeit und die Genauigkeit der Ergebnisse sind eng mit der Wahl eines für den Untersuchungszweck geeigneten Rechenmodells verknüpft, das entsprechende Vereinfachungen und Idealisierungen beinhaltet. Daher sind die Ergebnisse immer kritisch zu bewerten.

5.2.3. Bereits durchgeführte Simulationsrechnungen

Simulationsrechnungen von Witt

WITT hat sich in [176] mit dem Verschleiß von Zahnriemengetrieben auseinandergesetzt. Besonderes Augenmerk lag dabei auf den Zugsträngen, die i. d. R. aus mehrdrähtigen Litzenseilen bestehen. Im Rahmen seiner Arbeit hat WITT sich mit der Modellierung dieser Zugstränge beschäftigt. Hierfür hat er mit Hilfe der FEM die inneren Belastungsvorgänge von Einzelleitzeiten und komplexeren Seilkonstruktionen simuliert.

Unter anderem hat WITT eine siebendräftige Einzelleitzeit modelliert und diese im Rechenmodell über eine glatte kreisrunde Stahlscheibe geführt (Abb. 5.2). Aus dieser Simulation konnten nicht nur die Kontaktstellen zwischen Litze und Scheibe ermittelt (Abb. 5.3), sondern auch die entsprechenden Pressungen bestimmt werden.

Bezogen auf das Rechenmodell hat WITT vorgeschlagen, mindestens eine Schlaglänge der Litze zu modellieren, damit die Störeinflüsse aus den Randbedingungen (Festhaltung und Lastangriffspunkt) vernachlässigt werden können [176]. Des Weiteren wurde darauf hingewiesen, dass bei einer großen Anzahl an Kontaktbedingungen eine starke nichtlineare Problematik mit entsprechend großem Rechenaufwand zu erwarten ist.

Simulationsrechnungen von Weis

In [174] hat WEIS Simulationsrechnungen an großen Drahtseilen durchgeführt. Die sogenannten *stehenden Seile* werden beispielsweise für Brücken, Fassaden und Antennen als Abspannseile verwendet. Diese Drahtseile werden regelmäßig unter Laborbedingungen im Zug-Schwell-Versuch geprüft, um u. A. die maximal zulässige Anzahl an Drahtbrüchen (Ablegedrahtbruchzahl) zu ermitteln. Hier konnte beobachtet werden, dass das Versagen der Drähte stets an den Kontaktstellen zwischen den Drähten der Seillitzen auftreten [174].

In seinen Simulationsrechnungen hat WEIS umfangreiche Untersuchungen an diesen Seilkonstruktionen durchgeführt. U. A. hat er die Verteilung der Spannungen im Spannseil und die Kontaktspannungen zwischen den einzelnen Drähten untersucht. Die Größe dieser Kontaktpressungen wurden von ihm als ein wesentliches Beurteilungskriterium bei der Planung von Seilkonstruktionen vorgeschlagen.

Weitere Simulationsrechnungen

Die vorgestellten Untersuchungen von WITT und WEIS sind nur eine kleine Auswahl an durchgeführten numerischen Simulationen von Drahtseilbelastungen. In [174] werden weitere Forschungsarbeiten zu diesem Themengebiet vorgestellt.

5.2.4. Beschreibung des Rechenmodells

5.2.4.1. Verwendete Software

Die im vorherigen Kapitel vorgestellten Simulationsrechnungen von WITT und WEIS wurde mit der Software ANSYS durchgeführt. Da die Software offensichtlich für die Aufgabenstellung geeignet war, wird diese auch für die eigenen Simulationsrechnungen verwendet. Es wird die aktuellste Version ANSYS 2020 R2 mit der zur Verfügung stehenden Forschungslizenz der Technischen Universität Dortmund genutzt. Eine wesentliche Besonderheit der verwendeten Software ist die Kollisionsabfrage verschiedener Volumenkörper mittels Kontaktflächen. Diese wird in Kapitel 5.2.4.7 ausführlicher beschrieben.

5.2.4.2. Werkstoffeigenschaften

Die in den Simulationen angesetzten Belastungen der Litze liegen deutlich unterhalb des plastischen Niveaus der Litze. Es wird daher ein elastisches Werkstoffverhalten angesetzt. Dies betrifft sowohl die Eigenschaften des Spannstahls als auch die des Stahlhüllrohrs. Die tatsächlichen Werkstoffeigenschaften der verwendeten Stahlhüllrohre wurden nicht im Zuge der Materialprüfung bestimmt. In den Großbauteilversuchen wurden Hüllrohre aus Bandstahl gemäß DIN EN 523 eingebaut. Es werden daher die für Bandstahl typischen Kenngrößen verwendet.

		Spannstahl	Hüllrohr
E-Modul	[N/mm ²]	200.000	210.000
Querkontraktionszahl	[-]	0,3	0,3
Schubmodul	[N/mm ²]	76.923	81.000

Der Einpressmörtel und der das Hüllrohr umgebende Beton werden nicht modelliert.

5.2.4.3. Spanngliedgeometrie

Die Simulationsrechnungen erfolgen auf Grundlage der eigenen Großversuche. In diesen bestanden die Spannglieder aus $\varnothing 3/8''$ -Litzen oder den größeren $\varnothing 0,62''$ -Litzen. Daher werden diese Spannstahllitzen auch in den Simulationsrechnungen verwendet. Neben Einzellitzen werden auch Litzenbündel aus mehreren Litzen angesetzt.

Gemäß der Spannstahlzulassungen Z-12.3-6 [24] bzw. Z-12.3-29 [25] bestehen die verwendeten Litzen aus sieben Einzeldrähten, wobei der Kerndraht planmäßig einen um 3% größeren Durchmesser (d_K) als die sechs Außendrähte (d_A) hat. Die Außendrähte werden bei der Fertigung um den Kerndraht gewickelt. Dabei folgen diese einer Spiralform. Die Schlaglänge L (häufig auch l_1) bezeichnet dabei die Länge, die ein Außendraht für eine vollständige Umschlingung des Kerndrahtes benötigt (Abb. 5.4).

Der Schlagwinkel beschreibt hierbei den Winkel zwischen der Achse des Außendrahts und der gestreckten Litzenachse. Bei der Modellierung der Litzen werden die Außendrähte mit der entsprechenden Ori-

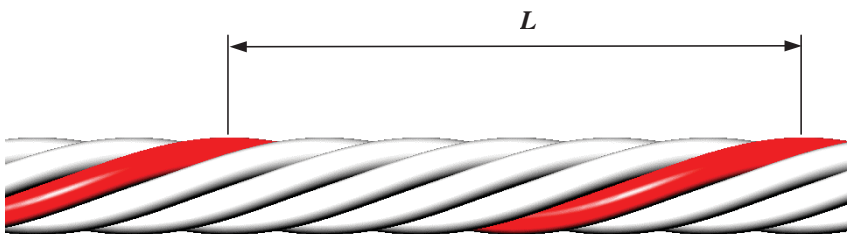


Abb. 5.4.: Definition der Schlaglänge L einer Litze, aus [176]

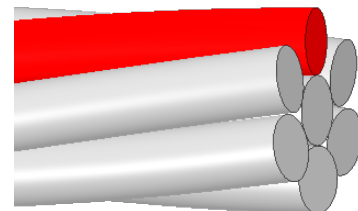


Abb. 5.5.: Orientierung der Außendrähte

Tabelle 5.1.: Übersicht der für die Simulation verwendeten Litzenabmessungen und Vergleich mit den Werten nach Zulassung und Messung

Litze	Abmessung	Einheit	Wert nach Zulassung	Gemessener Wert	Gewählt
$\varnothing 3/8''$	\varnothing_p	[mm]	9,3	9,34	-
	d_K	[mm]	3,19	3,20	3,19
	d_A	[mm]	3,06	3,05	3,06
	A_p	[mm ²]	52,12 (52)	52,43	-
$\varnothing 0,62''$	\varnothing_p	[mm]	15,7	9,34	-
	d_K	[mm]	5,37	5,39	5,39
	d_A	[mm]	5,20	5,19	5,19
	A_p	[mm ²]	150,07 (150)	149,75	-

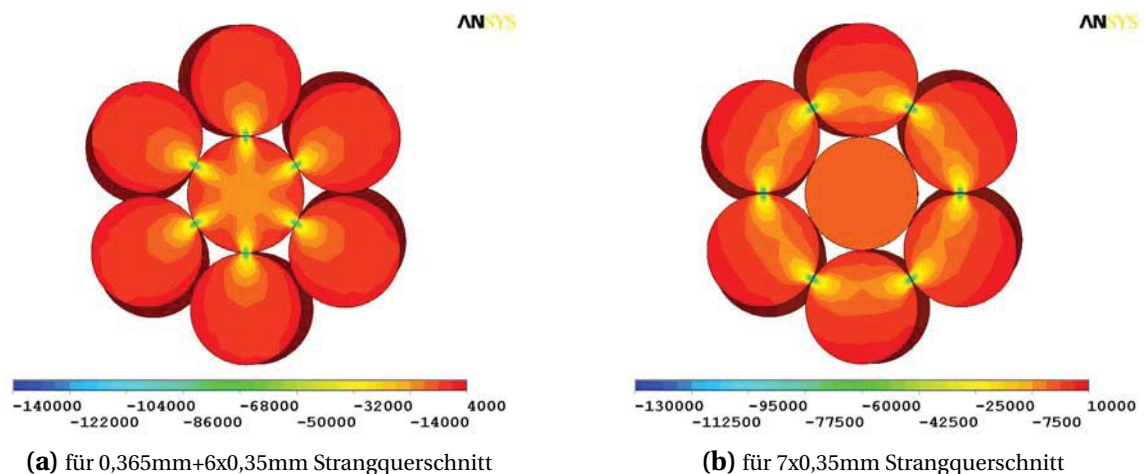


Abb. 5.6.: Spannungsverteilung der Radialspannungen bei einer Zugbelastung eines Litzenstrangs, aus [176]

entierung unter Berücksichtigung des Schlagwinkels beschrieben. Hierzu werden die Kreisquerschnitte der Außendrähte entsprechend an den Enden im Raum gedreht angesetzt (Abb. 5.5). Der Kreisquerschnitt des Außendrahtes wird dann entlang einer Spirallinie zu einem Volumenkörper ausgebildet. Dieser Vorgang erfolgt für alle sechs Außendrähte. Der Kerndraht wird mit seinem etwas größerem Kerndraht als zylindrischer Körper mittig entlang der Litzenachse abgebildet.

Dass der Kerndrahtdurchmesser d_K größer ist als der Durchmesser der Außendrähte d_A hat einen wesentlichen Einfluss auf die Spannungsverteilung in dem Litzenstrang. WITT hat bereits in [176] den Einfluss an zwei unterschiedlichen Litzensträngen untersucht. In Abbildung 5.6 sind die Radialspannungen im Litzenquerschnitt bei einer Zugbelastung zentrisch auf den Querschnitt für eine Litze mit größerem Kerndraht (Teilbild a) und gleichgroßen Drahtdurchmessern (Teilbild b) dargestellt. Bei der ersten Variante ist zu erkennen, dass alle Außendrähte am Kerndraht anliegen. Sobald der Kerndraht die gleiche Größe wie die Außendrähte aufweist, findet kein direkter Kontakt zwischen diesen statt. Es bildet sich vielmehr eine Gewölbewirkung zwischen den Außendrähten aus.

Die verschiedenen Drahtdurchmesser der in den Versuchen verwendeten Spannstahlritzen wurden an Stichproben aufgemessen und den Werten nach Zulassung gegenübergestellt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.1 aufgeführt. Hier sind ebenfalls die in den Simulationen angesetzten Abmessungen angegeben.

5.2.4.4. Hüllrohrgeometrie

In den Simulationen werden zwei verschiedene Hüllrohrgeometrien untersucht. Hierbei wird erneut auf die durchgeführten Großversuche Bezug genommen. Das Spannglied aus $\varnothing 3/8''$ -Litzen wurde immer mit einem Hüllrohr $\varnothing 45/52$ mm ausgeführt. Lediglich die Versuchsreihe GL mit den Litzenbündeln aus $\varnothing 0,62''$ -Litzen wurde mit einem kleineren Hüllrohr ($\varnothing 40/47$ mm) ausgeführt.

Die in den Simulationen angesetzten Hüllrohrgeometrien sind in Abbildung 5.7 angegeben. Der Abstand, die Tiefe und die Breite der Rippen wurden stichprobenhaft an den verwendeten Hüllrohren

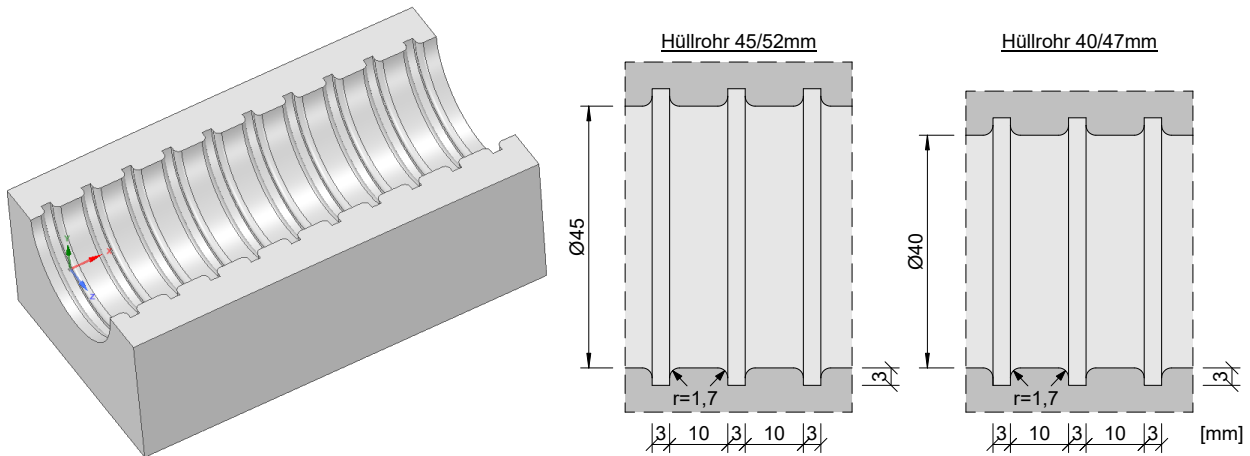


Abb. 5.7.: Gewählte Hüllrohrgeometrien im Rechenmodell

gemessen. Bei der Modellierung werden jedoch einige Vereinfachungen vorgenommen. So wird beispielsweise die spiralförmige Anordnung der Rippen vernachlässigt und die Rippen werden senkrecht angeordnet. Höhenunterschiede aus den Verbindungsteilen (Muffen) oder den Faltungen werden nicht berücksichtigt. Die Rippenkanten werden mit einem Radius von $r = 1,7$ mm abgerundet.

Das Hüllrohr wird als monolithischer Volumenkörper aus Stahl modelliert. Hierbei wird lediglich die Hälfte eines Spanngliedes als Trogquerschnitt abgebildet. Eine Trennung zwischen Beton und Hüllrohr wird nicht vorgenommen. Das Hüllrohr, das eigentlich nur eine Blechdicke von ca. 0,5 mm aufweist, wird hierdurch nahezu starr aufgelagert und die Steifigkeit des umhüllenden Betons entsprechend vernachlässigt.

Bei der Modellierung des Hüllrohrkörpers wird auch der gekrümmte Verlauf des Spanngliedes mit dem entsprechenden Krümmungsradius R berücksichtigt.

5.2.4.5. Modellbildung und Vernetzung

Die Thematik der Vernetzung ist insbesondere in Hinblick auf die Kollisionsabfrage der unterschiedlichen Körper (Drähte und Hüllrohr) sehr wichtig. Zu diesem Thema haben auch WITT und WEIS in Ihren Arbeiten [174, 176] wichtige Hinweise aufgeführt. Grundsätzlich gilt, dass das Knotennetz im Bereich möglicher Kontaktstellen feiner ausgebildet werden sollte, als in Bereichen, in denen keine Berührungen stattfinden. Die Oberflächen der Hüllrohrrippen werden daher feiner vernetzt, als die Bereiche, an denen das Spannglied nicht anliegen kann (Abb. 5.8). An den Litzen selbst wird ein möglichst gleichmäßiges Netz gewählt.

Die Länge des Rechenmodells ergibt sich aus der Schlaglänge der verschiedenen Litzen. Diese beträgt 140 mm ($\varnothing 3/8''$ -Litze) bzw. 250 mm ($\varnothing 0,62''$ -Litze). In [176] wird empfohlen, für das Rechenmodell mindestens eine Schlaglänge zu verwenden, um den Störbereich aus den Randbedingungen am Litzenende (Festhaltung und Lastangriffspunkt) zu reduzieren.

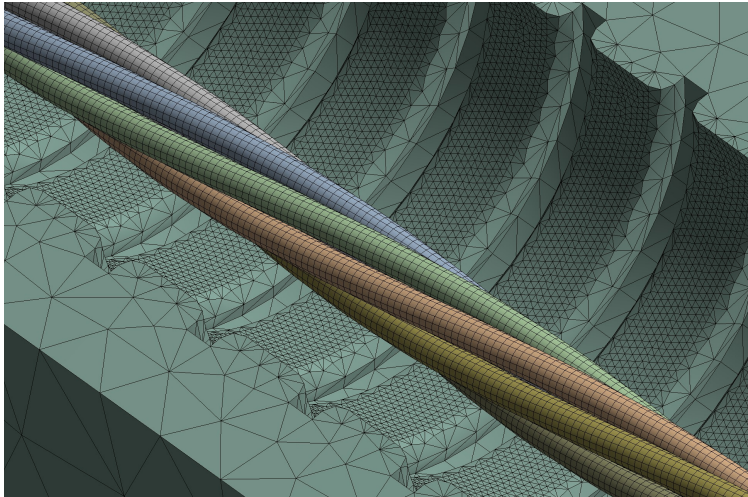


Abb. 5.8.: Vernetzung der Litzen und Hüllrohrrippen

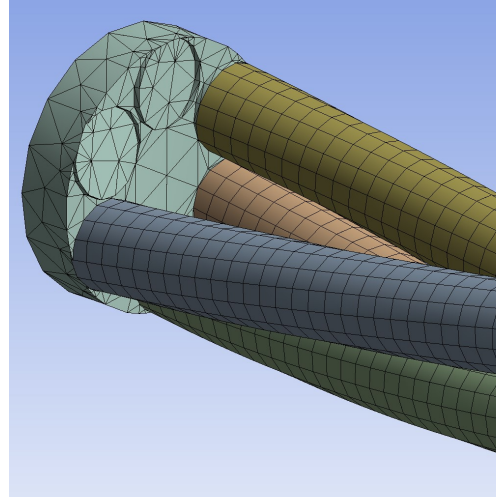


Abb. 5.9.: Lagerplatte zur Festhaltung am Litzenende

5.2.4.6. Randbedingungen

An beiden Enden der Litzen werden Platten modelliert (Abb. 5.9). Diese Platten werden am einen Ende zur Festhaltung und am anderen zur Lasteinleitung verwendet. An beiden Enden wird ein Verdrehen der Platte um die Litzenachse unterdrückt. Ein seitliches oder vertikales Verschieben wird jedoch ermöglicht. Der Hüllrohrkörper wird an der Unterseite unverschieblich gelagert. Sobald die Litze den Hüllrohrkörper berührt, stellt sich ein Kontakt zwischen den beiden Körpern ein und die Lastübertragung wird ermöglicht. Der Hüllrohrkörper stellt damit einen 3-dimensionalen Auflagerkörper für die Litze dar, um die Umlenkkräfte aufzunehmen und abzutragen.

5.2.4.7. Kontaktflächen

Das Programm ANSYS bietet die Möglichkeit an, die Oberflächen von Volumenkörpern (SOLID-Elemente) mit Kontaktelementen zu überziehen. Hierbei handelt es sich um Flächenelemente, die der Geometrie des Volumenkörpers folgen und diese mantelartig überspannen. Die Definition dieser Kontaktelemente erfolgt über die Vorgabe eines *Contact*- und eines *Target*-Elements. Bei der Vielzahl an Volumenkörpern im Rechenmodell müssen daher auch entsprechend viele Kontaktbeziehungen definiert werden. So kann jeder Außendraht einer Litze mit dem Kerndraht, den beiden benachbarten Außendrähten der gleichen Litze, den sechs Außendrähten einer benachbarten Litze und dem Hüllrohr kollidieren.

Die Kontaktfindung erfolgt in ANSYS durch die kontinuierliche Überprüfung des Abstandes zwischen den *Contact*- und *Target*-Flächen. Sobald eine Durchdringung festgestellt wird, bilden sich Kontaktfedern zwischen den beiden Kontaktflächen (Abb. 5.10). Die Durchdringung sollte dabei möglichst klein gehalten werden, um keine zu unrealistischen Ergebnisse zu erhalten.

Bei der Definition der Kontaktbedingungen stehen programmintern verschiedene Kontakttypen zur Verfügung (Tab. 5.2). Diese können für jede Kontaktfläche individuell definiert werden. Die Kontakttypen „Verbund“ und „keine Trennung“ sind dabei lineare Kontakte. Der Abstand zwischen den beiden Kon-

Tabelle 5.2.: Kontakttypen zur Übertragung der Kontaktkräfte

Kontakttyp	Spalt	Druckkraft senkrecht zur Fläche	Zugkraft senkrecht zur Fläche	Schub parallel zu Fläche
Verbund	bleibt konstant	wird übertragen	wird übertragen	wird übertragen
keine Trennung	bleibt konstant	wird übertragen	wird übertragen	wird n. übertragen
Reibungsfrei	wird geschlossen	wird übertragen	wird n. übertragen	wird n. übertragen
Rauh	wird geschlossen	wird übertragen	wird n. übertragen	wird übertragen
Reibungsbehaftet	wird geschlossen	wird übertragen	wird n. übertragen	wird anteilig übertragen

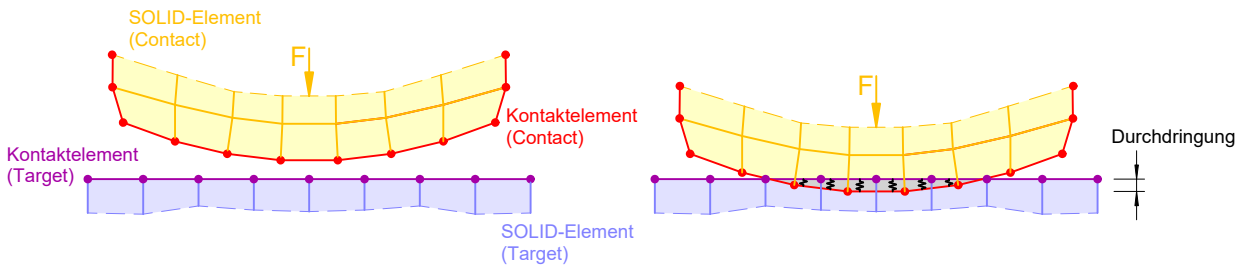


Abb. 5.10.: Prinzipieller Vorgang bei Durchdringung zweier Kontaktflächen und Generierung entsprechender Kontaktfedern

taktflächen bleibt bei diesen Varianten konstant. Auf eine Kollisionsabfrage wird also verzichtet und die Kräfte können direkt übertragen werden.

Nur bei den übrigen drei Varianten wird zunächst eine Trennung zwischen den Kontaktflächen angenommen. Allerdings kann sich dieser Spalt schließen und Druckkräfte bzw. Reibkräfte übertragen. Eine Zugkraft kann bei diesen Varianten dagegen nicht übertragen werden. Durch diese nichtlinearen Abhängigkeiten zwischen Verformung und Kontakt erhöht sich der Rechenaufwand signifikant.

Für die Simulationsrechnungen wird der Kontakttyp „Reibungsfrei“ verwendet. Diese Kontaktdefinition wird sowohl zwischen den einzelnen Litzendrähten als auch zwischen den Litzen und der Hüllrohroberfläche angesetzt. Auf die Lastübertragung parallel zur Fläche (Schub) wird verzichtet. Zwischen den einzelnen Oberflächen wird vereinfachend somit eine ideal glatte Fläche angenommen.

5.2.4.8. Lastaufbringung

Die Simulationsrechnungen werden kraftgesteuert durchgeführt. Hierzu wird in einem ersten Lastschritt die zentrische Vorspannkraft aufgebracht. Die Litzen werden in ihrer Lage zentrisch belastet. Während dieses ersten Lastschrittes kann es somit noch zu keinem Kontakt zwischen den Litzen und dem Hüllrohr bzw. zwischen den Litzen untereinander kommen. Die einzelnen Drähte eines Litzenstrangs können sich dagegen berühren.

In einem zweiten Lastschritt werden die nach dem ersten Lastschritt vorgespannten Litzen in Richtung des Hüllrohrs verschoben. Hierzu wird der Richtungsvektor der Beanspruchung am Litzenende entsprechend angepasst, so dass die Vorspannkraft in der Litze unter Berücksichtigung des Umlenkwinkels gleichgroß bleibt. Die zusätzliche vertikale Beanspruchung entspricht der Umlenkraft, die vom Hüll-

rohrkörper aufgenommen werden muss. Die Größe dieser Kraft wird von der Länge des Litzenstrangs, dem Umlenkwinkel und der planmäßigen Vorspannkraft bestimmt.

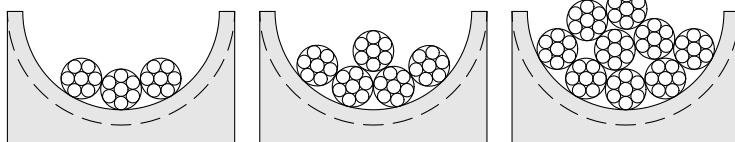
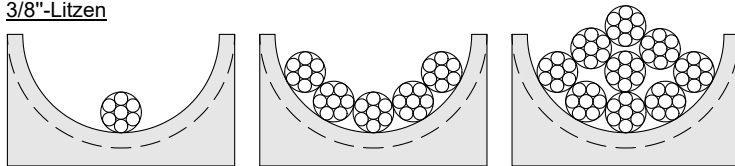
Am Ende der Litzenstränge werden, wie bei der Festhaltung, Platten modelliert, an denen die Zugkraft angesetzt wird. Diese Platten sollen eine gleichmäßige Lastverteilung in die einzelnen Litzendrähte gewährleisten. Zusätzlich wird die Verdrehung um die Litzenachse verhindert, so dass das Litzenende sich nicht verdrehen kann. Der Durchmesser dieser Platten wird so groß gewählt, dass dieser etwas geringer ist als der Durchmesser des Litzenstrangs. Dadurch wird gewährleistet, dass auch an diesem Ende noch Kontakt zwischen den einzelnen Litzensträngen entstehen kann.

Die Beanspruchung im Rechenprogramm erfolgt nicht innerhalb eines einzelnen Berechnungsschrittes. Vielmehr erfolgt die Berechnung für jeden Lastschritt in mehreren sogenannten *Substeps*. Dabei wird die planmäßige Beanspruchung nicht direkt zu 100% sondern in Teilschritten aufgebracht. Diese Teilschritte werden entsprechend fein gewählt, so dass die Durchdringung zwischen den verschiedenen Kontaktflächen nicht schlagartig zu groß wird.

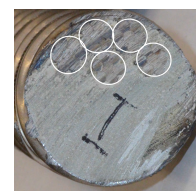
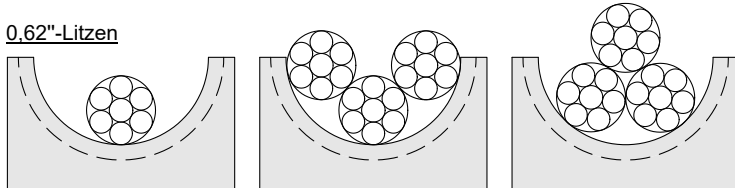
5.2.4.9. Litzenanordnung

In den Simulationsrechnungen werden verschiedene Spannglieder aus Litzen untersucht. Die einfachste Spanngliederform ergibt sich beim Ansatz einer Einzellitze. Die Litze wird hierbei mittig im Tiefpunkt des Hüllrohrs angeordnet. Bei Litzenbündeln aus mehreren Litzen ist die Anordnung der Litzen jedoch entscheidend für die Verteilung der Umlenkkraft. Diese ist daher möglichst realistisch zu wählen. Da die Litzenanordnung in den Spanngliedern der eigenen Spannbetonversuche bekannt ist, können auch hier die Versuchsergebnisse aus Kapitel 3.2 als Vorlage dienen (Abb. 5.11 und 5.12).

3/8"-Litzen



0,62"-Litzen



(a) SB05



(b) GR01



(c) SB06



(d) GL01

Abb. 5.11.: Untersuchte Litzenanordnungen in den Simulationsrechnungen **Abb. 5.12.:** Tatsächliche Litzenanordnungen aus den Versuchen

5.2.5. Submodell zur Untersuchung einer adaptiven Vernetzung

5.2.5.1. Hintergrund für Anwendung des Submodells

Der Kontaktbereich eines einzelnen Außendrahtes zum Hüllrohr wird zunächst an einem speziellen Submodell untersucht. Hierbei wird lediglich ein kleiner Ausschnitt des Rechenmodells simuliert. Das Modell besteht aus einem einzelnen Außendraht und einem Hüllrohrbereich mit den Abmessungen von ca. 5 x 6 mm. Der Außendraht wird entsprechend seiner Spiralform als gekrümmter zylindrische Körper abgebildet. Auch das Hüllrohr wird entsprechend seiner Geometrie als Teilkörper abgebildet. Zwischen dem Außendraht und dem Hüllrohr werden ebenfalls Kontaktflächen des Typs „Reibungsfrei“ definiert. Anhand des Submodells soll nun die Vernetzung im Bereich der Kontaktfläche zwischen Außendraht und Hüllrohr näher untersucht werden.

5.2.5.2. Analytische Lösung für Hertz'sche Pressungen

Ergebnisse aus Kapitel 4.1.1.6

In Kapitel 4.1.1.6 wurden bereits für die verschiedenen Versuche, die Hertz'schen Pressungen für einen vereinfachten Ansatz bestimmt. Hierbei wurde die Litze und das Hüllrohr jeweils als zylindrische Körper vereinfacht angesetzt, so dass eine kontinuierliche Linienberührung angenommen werden konnte. Die so bestimmten Hertz'schen Pressungen p_0 der Versuche liegen zwischen 350 und 480 N/mm².

Berücksichtigung der Rippenaufstandsflächen

Bei einer Vorspannkraft von 52 kN, die einer Vorspannung von $\sigma_p = 1.000 \text{ N/mm}^2$ entspricht, ergibt sich mit einem Krümmungsradius von $R = 5 \text{ m}$ die Umlenkraft zu:

$$u_p = \frac{52}{5} = 10,4 \text{ kN/m} \quad (5.1)$$

Aufgrund der Rippengeometrie (vgl. Abb. 5.7) kann jedoch die Umlenkraft nur in den Bereichen auftreten, wo sich eine entsprechende Rippe als Kontaktstelle befindet. Wird von der theoretischen Rippenbreite von 10 mm noch beidseitig die Ausrundung abgezogen, erhöht sich die Umlenkraft bei einer

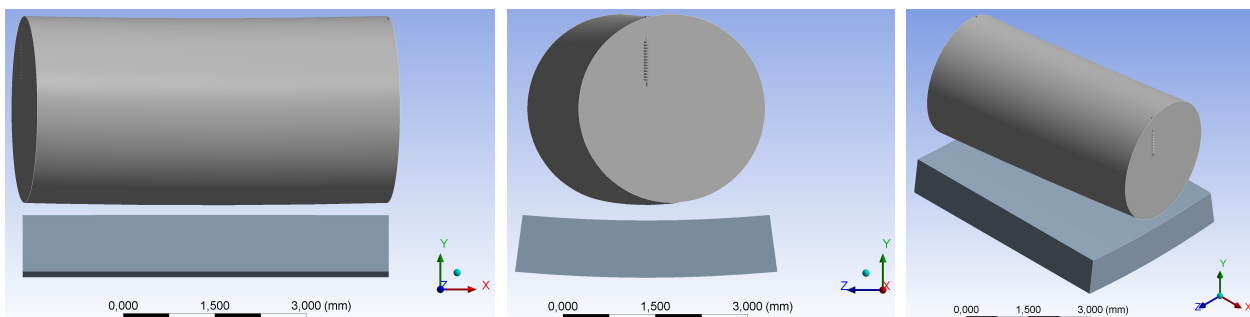


Abb. 5.13.: Animation des Submodells (Außendraht-Hüllrohr)

Berührungslänge von nunmehr lediglich 6,6 mm um 97% pro Rippe.

$$u_{p,Rippe} = \frac{10+3}{10-2 \cdot 1,7} \cdot 10,4 = 1,97 \cdot 10,4 = 20,5 \text{ kN/m} \quad (5.2)$$

Kraftübertragung über einen einzelnen Außendraht

Aus den Vorbetrachtungen geht hervor, dass eine Spannstahlritze grundsätzlich nur punktuell auf dem Hüllrohr anliegt und somit auf einen Querschnitt bezogen die Umlenkraft an einer Rippe nur über einen einzelnen Außendraht übertragen werden kann. Wird nun anstatt des Nenndurchmessers der Litze der Drahtdurchmesser eines Außendrahtes verwendet, erhöhen sich die Hertz'schen Pressung bereits auf $p_0 = 669 \text{ N/mm}^2$.

Ansatz beider Körper als Ellipsoide

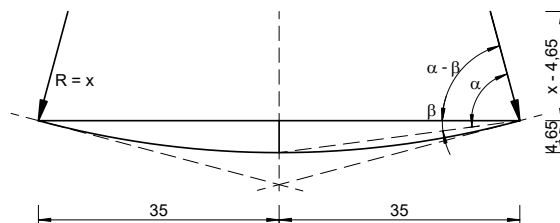
Aufgrund der komplexen Geometrie der Außendrähte und des Hüllrohrs ist eine linienförmige Auflageung auf den Rippen jedoch nicht realistisch. Die Simulationsrechnungen an den verschiedenen Hüllrohrkörpern bestätigen diese Vermutung. Es sind ausschließlich punktuelle Kontaktstellen zwischen Litze und Hüllrohr festzustellen. Im Folgenden soll daher ein genauerer Ansatz von Hertz angewendet werden, bei dem beide Körper (Außendraht und Hüllrohr) als Ellipsoiden anzusetzen sind.

Beide Körper weisen sowohl in Längs- und Querrichtung unterschiedliche Krümmungen auf. Bei dem Außendraht ist dies zum einen der Radius des Außendrahtes ($r_{11} = 1,53 \text{ mm}$). Die zweite Krümmung ergibt sich aus der Umwicklung des Außendrahtes um den Kerndraht. Dieser kann vereinfacht aus einem Kreisbogen bestimmt werden, der den Verlauf des Außendrahts in der Ansicht abbildet. Der Bogenstich mit 4,65 mm ergibt sich aus dem halben Nenndurchmesser der Litze. Die Länge ergibt sich aus der halben Schlaglänge der Litze. Über die Winkelbeziehungen kann somit der Radius ($r_{12} = x$) dieses Kreisbogens bestimmt werden:

$$\tan(\alpha) = \frac{35}{4,65} = 7,53 \quad \rightarrow \alpha = 82,43^\circ \quad (5.3)$$

$$\tan(\beta) = \frac{4,65}{35} = 0,13 \quad \rightarrow \beta = 7,57^\circ \quad (5.4)$$

$$\tan(\alpha - \beta) = \frac{x - 4,65}{35} \quad \rightarrow x = 134,05 \quad (5.5)$$



Die Krümmungsradien des Hüllrohrs sind ebenfalls bekannt. Dies sind der Innenradius des Hüllrohrs ($r_{21} = 22,5 \text{ mm}$) und der Umlenkradius aus der Spanngliedführung ($r_{22} = 5.000 \text{ mm}$). Aufgrund der unter-

schiedlichen Orientierungen des Außendrahts und des Hüllrohrs sind die Bezugsachsen der Ellipsoiden um den Winkel ω verdreht (vgl. Abb. 5.14), was dem Schlagwinkel der Litze mit ca. 8° entspricht.

Die Herleitung der analytischen Lösung für dieses Problem lässt sich aus der Literatur [70, 152] ableiten:

Krümmungen ϱ :

$$\varrho_{11} = \frac{1}{r_{11}} = \frac{1}{1,53} = 0,654 \quad (5.6)$$

$$\varrho_{12} = \frac{1}{r_{12}} = \frac{1}{134,05} = 0,0075 \quad (5.7)$$

$$\varrho_{21} = \frac{1}{r_{21}} = \frac{1}{-22,5} = -0,044 \quad (5.8)$$

$$\varrho_{22} = \frac{1}{r_{22}} = \frac{1}{5000} = 0,0002 \quad (5.9)$$

Hilfswert $\cos(\tau)$:

$$\cos(\tau) = \frac{\sqrt{(\varrho_{11} - \varrho_{12})^2 + (\varrho_{21} - \varrho_{22})^2 + 2 \cdot (\varrho_{11} - \varrho_{12}) \cdot (\varrho_{21} - \varrho_{22}) \cdot \cos(2\omega)}}{\varrho_{11} + \varrho_{12} + \varrho_{21} + \varrho_{22}} = 0,9782 \quad (5.10)$$

Verteilungskoeffizienten μ und ν :

Die Verteilungskoeffizienten μ und ν können aus den Tabellen in [152] in Abhängigkeit des Hilfswertes $\cos\tau$ abgelesen werden. Nach einer Interpolation ergeben sich diese zu $\mu = 5,742$ und $\nu = 0,3343$.

Halbachsen der elliptischen Kontaktfläche bei Punktberührung a und b :

$$a = \mu \cdot \sqrt[3]{\frac{3 \cdot F \cdot (\theta_1 + \theta_2)}{8 \cdot \sum \varrho}} = 5,742 \cdot \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 135 \cdot (3,553 \cdot 10^{-5})}{8 \cdot 0,6177}} = 0,820 \text{ mm} \quad (5.11)$$

$$b = \nu \cdot \sqrt[3]{\frac{3 \cdot F \cdot (\theta_1 + \theta_2)}{8 \cdot \sum \varrho}} = 0,3343 \cdot \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 135 \cdot (3,553 \cdot 10^{-5})}{8 \cdot 0,6177}} = 0,048 \text{ mm} \quad (5.12)$$

mit:

$$(\theta_1 + \theta_2) = 4 \cdot \left(\frac{1 - 0,3^2}{210.000} + \frac{1 - 0,3^2}{200.000} \right) = 3,553 \cdot 10^{-5} \quad (5.13)$$

$$\sum \varrho = 0,654 + 0,0075 - 0,044 + 0,0002 = 0,6177 \quad (5.14)$$

$$F = 20.500 \cdot 0,0066 = 135 \text{ N} \quad (5.15)$$

Für den Spanndraht wird ein E-Modul von $E_1 = 200.000 \text{ N/mm}^2$ und $E_2 = 210.000 \text{ N/mm}^2$ für das Hüllrohr angesetzt. Die Beanspruchung im Kontaktbereich F ergeben sich aus der Umlenkraft $u_{p,Rippe}$ nach Gl. (5.2) und der Rippenbreite von 6,6 mm.

Die Halbachsen a und b beschreiben die elliptische Kontaktfläche zwischen dem Außendraht und dem

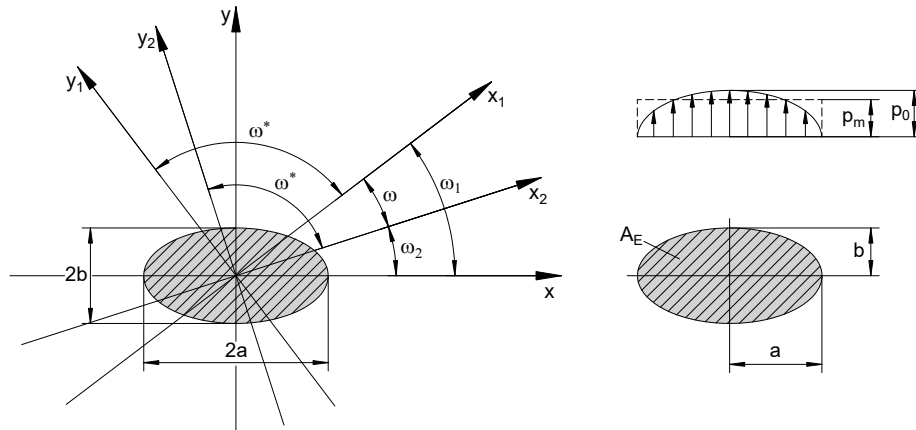


Abb. 5.14.: Orthogonale Koordinatensysteme der Ellipsoiden und halbellipsoide Verteilung der Flächenpressung über die Kontaktfläche, neu nach [152]

Hüllrohr. Der Flächeninhalt A_E kann damit wie folgt bestimmt werden:

$$A_E = \pi \cdot a \cdot b = \pi \cdot 0,82 \cdot 0,048 = 0,1237 \text{ mm}^2 \quad (5.16)$$

Hertz'sche Pressungen

Zur Bestimmung der Pressungen wurde zunächst eine mittlere Flächenpressung p_m bestimmt. Anschließend wird angenommen, dass das Volumen dieses elliptischen Prismas V_E genauso groß ist, wie das Volumen des Halbellipsoids V_H mit einer maximalen Pressung p_0 (Abb. 5.15) [152].

$$V_E = V_H \rightarrow \pi \cdot a \cdot b \cdot p_m = \frac{1}{2} \left(\frac{4}{3} \cdot \pi \cdot a \cdot b \cdot p_0 \right) \quad (5.17)$$

Daraus folgt:

$$p_0 = \frac{3}{2} \cdot p_m \quad (5.18)$$

Die maximalen Hertz'schen Pressungen p_0 ergeben sich für den vorliegenden Fall zu:

$$p_0 = \frac{3}{2} \cdot p_m = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{A_E} = \frac{3}{2} \cdot \frac{135}{0,1237} = \frac{3}{2} \cdot 1.091 = 1.637 \text{ N/mm}^2 \quad (5.19)$$

Vergleich der verschiedenen Ansätze

In der Tabelle 5.3 sind die nach den verschiedenen Berechnungsansätzen bestimmten Hertz'schen Pressungen p_0 für eine $\varnothing 3/8''$ -Einzellitze mit einer Vorspannung von $\sigma_p = 1.000 \text{ N/mm}^2$ in einem $\varnothing 45/52 \text{ mm}$ Hüllrohr mit Krümmungsradius $R = 5 \text{ m}$ zusammengestellt. Die größten Pressungen ergeben sich bei der Kontaktpressung zweier Ellipsoide. Im Vergleich zu der vereinfachten Annahme einer kontinuierlichen Auflagerung eines Litzenstranges am Hüllrohr erhöhen sich die Pressungen um mehr als das 6-fache.

Bei den Hertz'schen Pressungen handelt es sich um theoretische Beanspruchungen, die sich nur bei

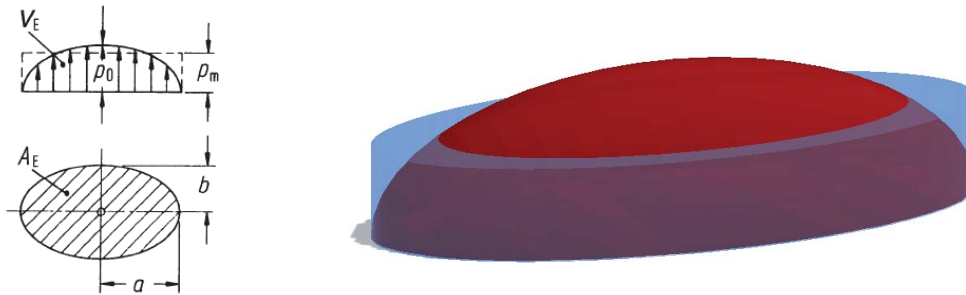


Abb. 5.15.: Darstellung der Verteilung der Pressungen, aus [152]

Tabelle 5.3.: Vergleich der berechneten Hertz'schen Pressungen für eine $\varnothing 3/8''$ -Einzellitze ($\sigma_p = 1.000 \text{ N/mm}^2$) in einem $\varnothing 45/52 \text{ mm}$ Hüllrohr, Krümmungsradius = 5 m

Ansatz	p_0 [N/mm ²]	[%]
Kontinuierliche Lagerung zweier Zylinder (Litzenstrang und Hüllrohr)	252,1	100
Teilweise Lagerung zweier Zylinder (Litzenstrang und Hüllrohr)	354,0	140
Teilweise Lagerung zweier Zylinder (Außendraht und Hüllrohr)	668,9	265
Berührungspunkt zweier ellipsoider Körper (Außendraht und Hüllrohr)	1.637	649
Aus Submodell berechnet (vgl. Kap. 5.2.5.3)	1.512	600

unbegrenzt linear elastischem Materialverhalten einstellen können, bei denen ein Plastizieren ausgeschlossen wird. Pressungen dieser Größenordnung sind jedoch am Spannglied oder Hüllrohr nicht zu erwarten, da die Materialfestigkeiten deutlich kleiner sind. Bevor solche Spannungen erreicht werden, beginnt das Material zu plastizieren. Durch das Plastizieren vergrößert sich die Kontaktfläche, wodurch die zu übertragenden Kontaktspannungen kleiner werden. Ein solches Plastizieren an der Hüllrohrinnenseite konnte in Form von Einschneidungen an den geöffneten Spanngliedern nachgewiesen werden. Plastizierungsvorgänge am Spannstahl konnten dagegen augenscheinlich nicht festgestellt werden. Dies ist vermutlich auf die geringere Festigkeit des Hüllrohrstahls im Vergleich zum Spannstahl zurückzuführen.

In der Tabelle 5.3 ist ebenfalls die rechnerische Kontaktspannung aus dem Submodell angegeben, die im nachfolgenden Kapitel genauer beschrieben werden.

5.2.5.3. Berechnungen am Submodell

Für die Berechnung der Kontaktspannungen am Submodell wird eine vertikale Beanspruchung auf den Außendraht in Richtung des Hüllrohrs aufgebracht, so dass diese kollidieren können. Dabei ist das Hüllrohr starr gelagert und sobald sich ein Kontakt zwischen den beiden Körpern einstellt, kann die Beanspruchung über die Kontaktflächen ins Hüllrohr übertragen werden. Als Beanspruchung wird die planmäßige Umlenkkraft $u_{p,Rippe}$ über eine Rippenbreite angesetzt ($F = 135 \text{ N}$, nach Gl. (5.15)).

Das Netz an den Körperoberflächen und den Kontaktflächen wird sehr fein gewählt. Da es sich bei dem Submodell um einen kleinen Ausschnitt eines Hüllrohrs handelt, können an diesem deutlich feinere Vernetzungen untersucht werden, ohne den Rechenaufwand gleichzeitig zu stark zu erhöhen. ANSYS

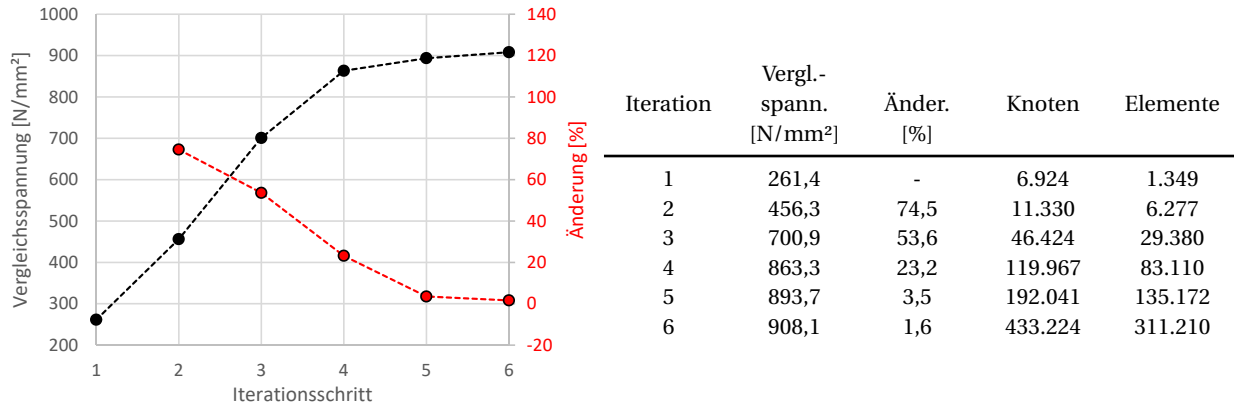


Abb. 5.16.: Konvergenzverlauf der Berechnung am Submodell

bietet sogar die Möglichkeit einer *adaptiven Vernetzung*. Hierbei erfolgt die Vernetzung iterativ und programmintern. Dabei beginnt das Programm zunächst mit einem groben Netz und berechnet die entsprechenden Spannungen am System. Anschließend verfeinert das Programm das Netz im Kontaktbereich und führt eine zweite Berechnung durch. Nach der zweiten Berechnung vergleicht das Programm die maximalen Beanspruchungen im Kontaktbereich mit denen der vorherigen Iteration und bestimmt die Abweichung. Überschreitet diese einen bestimmten Grenzwert, wird eine weitere Berechnung mit noch feinerer Vernetzung durchgeführt. Die Bezugsgröße für die Konvergenzbetrachtung in den Berechnungsiterationen stellt die von-Mises Vergleichsspannung dar. Sobald der Maximalwert zwischen zwei Iterationsschritten nicht um mehr als 2% ansteigt, wird die Iterationsberechnung beendet.

Aus den Rechenergebnissen geht hervor, dass die Anzahl der Knotenpunkte und Elemente mit der Verfeinerung stark zunimmt. Nach dem letzten Iterationsschritt ist die Anzahl der Knoten auf mehr als 400.000 angestiegen. Dabei wird in diesem Submodell nur die Kontaktsituation eines einzelnen Außendrahtes einer Litze mit dem Hüllrohr abgebildet. Bei Anwendung der adaptiven Vernetzung auf die Simulationsrechnungen am gesamten Spannglied mit mehreren Litzen über eine Schlaglänge erhöht sich der Rechenaufwand um ein Vielfaches. Eine solche detaillierte Bestimmung der Kontaktpressungen, wie sie mit diesem Submodell erfolgt, ist jedoch nicht auf die Simulationsrechnungen eines ganzen Spanngliedes zu übertragen. Die zur Verfügung stehende Rechenleistung reicht hierfür nicht aus. Daher muss eine deutlich gröbere Vernetzung gewählt werden. Es ist davon auszugehen, dass in diesen Fällen die be-

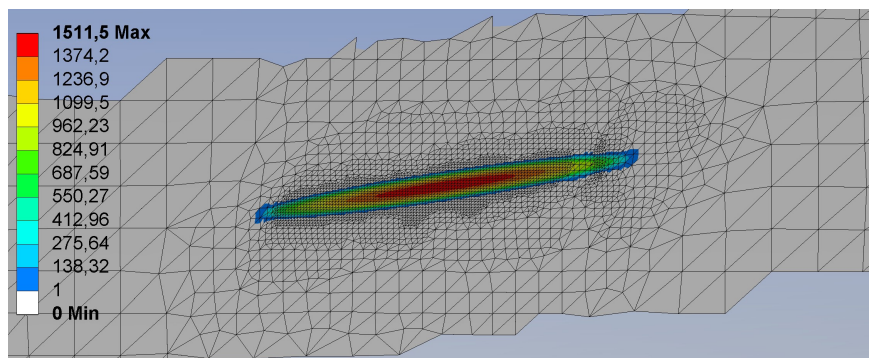


Abb. 5.17.: Kontaktpressungen am Submodell nach Iterationsschritt 6

Tabelle 5.4.: Vergleich der Kontaktpressungen und -flächen für eine $\varnothing 3/8''$ -Einzellitze ($\sigma_p = 1.000 \text{ N/mm}^2$) in einem $\varnothing 45/52 \text{ mm}$ Hüllrohr mit Krümmungsradius = 5 m nach analytischer Lösung und im Submodell

Kenngröße	Einheit	Analytische Lösung	Ergebnis Submodell
a	[mm]	0,820	0,833
b	[mm]	0,048	0,061
p_0	[N/mm ²]	1.637	1.512

rechneten Kontaktpressungen unterhalb der genauen elastizitätstheoretischen Lösung liegen können. Allerdings werden diese Spannungen ohnehin durch das Fließen des Stahls begrenzt.

Die Kontaktfläche des Submodells mit ihren Druckspannungen aus dem letzten Iterationsschritt ist in Abbildung 5.17 grafisch dargestellt. Die maximale Pressung beträgt 1.512 N/mm^2 und ist damit in etwa so groß wie die Hertz'sche Pressung, die analytisch für unbegrenzt linear elastisches Material berechnet werden kann (1.637 N/mm^2). Die Abmessungen der Halbachsen a und b können aus dem Rechenprogramm maßstäblich abgelesen werden und entsprechen ebenfalls in guter Näherung der analytischen Lösung.

5.2.5.4. Fazit aus der Berechnung am Submodell

Zur Bestimmung der Hertz'schen Pressungen zwischen einem Außendraht und dem Hüllrohr ist nicht unbedingt die Berechnung mit dem Submodell erforderlich. Hierfür kann auch der analytische Ansatz angewendet werden. Eingangsgrößen sind die geometrischen Abmessungen des Außendrahtes und des Hüllrohrs sowie die zu übertragenden Umlenkkräfte. Die Krümmungen der Außendrähte und der Hüllrohre sind bekannt. Die Größe der Umlenkraft ist dagegen nicht direkt bekannt. So zeigen die Simulationsrechnungen, dass die Litzen nicht an jeder Hüllrohrrippe anliegen und sich die Umlenkkräfte bei Litzenbündeln ungleichmäßig im Spannglied verteilen können.

Im Zuge der Simulationsrechnungen soll nun diese Verteilung der Umlenkkräfte auf das Hüllrohr untersucht werden. Die Umlenkkräfte aus den Simulationsrechnungen können schließlich herangezogen werden, um die Hertz'schen Pressungen mit dem analytischen Ansatz zu berechnen. Dieses Vorgehen hat den Vorteil, dass die Vernetzung in den Simulationsmodellen nicht zu fein gewählt werden muss und damit die Rechenzeit stark reduziert wird. Die Genauigkeit der Größe der ausgegebenen Kontaktpressungen nimmt damit zwar ab, allerdings können diese mit dem analytischen Ansatz nachträglich trotzdem in guter Annäherung bestimmt werden.

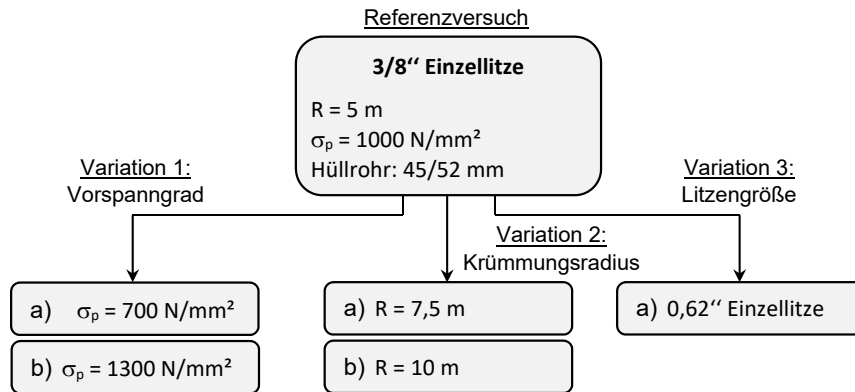


Abb. 5.18.: Übersicht der verschiedenen Variationen für die Simulation an einer Einzellitze

5.2.6. Simulationsberechnungen an einer Einzellitze

5.2.6.1. Übersicht der verschiedenen Simulationsmodelle

Randbedingungen des Referenzmodells

Die Simulationsberechnungen erfolgen zunächst für eine für eine Einzellitze. Dieses Rechenmodell dient als Referenz für die nachfolgenden Simulationen. Das Referenzmodell besteht aus einer einzelnen $\varnothing 3/8''$ -Litze in einem $\varnothing 45/52$ mm Hüllrohr. Der Krümmungsradius des Hüllrohres beträgt $R = 5$ m und die Vorspannkraft in der Litze 52 kN, was einer Vorspannung von $\sigma_p = 1.000$ N/mm² entspricht. Ausgehend von diesem Referenzmodell werden im Anschluss weitere Berechnungen durchgeführt, in denen verschiedene Parameter variiert werden.

Variation der Vorspannkraft

Die Größe der Vorspannkraft beeinflusst auch die Größe der Umlenkraft. Ob sich diese tatsächlich linear auswirkt ($u_p = P/R$) soll durch zwei Variationen untersucht werden. Dafür wird die Vorspannung um jeweils 300 N/mm² erhöht bzw. reduziert.

Variation des Krümmungsradius

Der Krümmungsradius wird ebenfalls mit $R = 7,5$ m und $R = 10$ m variiert.

Variation der Litzengröße

In einer weiteren Simulation wird die $\varnothing 3/8''$ -Litze durch eine $\varnothing 0,62''$ -Litze ersetzt. Die Hüllrohrgeometrie bleibt dabei jedoch gleich ($\varnothing 45/52$ mm). Die Vorspannkraft wird auf 150 kN erhöht, so dass hier ebenfalls die Spannstahlspannung $\sigma_p = 1.000$ N/mm² beträgt.

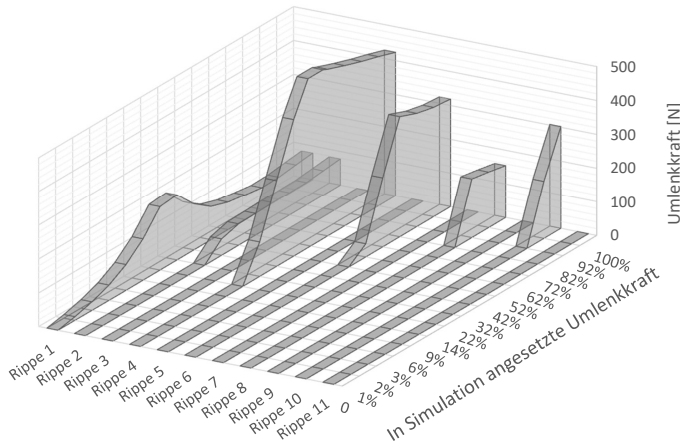


Abb. 5.19.: Zeitlicher Verlauf der Rippenkräfte beim Aufbringen der Umlenkraft

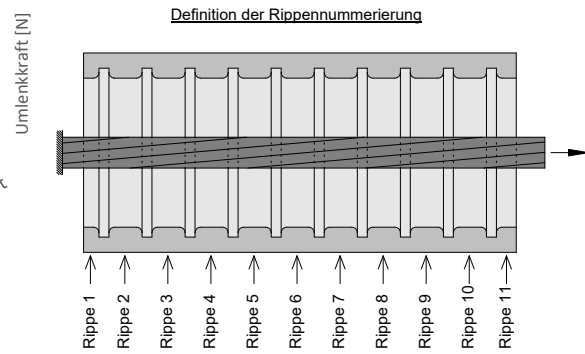


Abb. 5.20.: Definition Rippennummerierung

5.2.6.2. Aufbringen der Beanspruchung

In Kapitel 5.2.4.8 wurde bereits beschrieben, dass die Beanspruchung der Litze in zwei Lastschritten erfolgte. Der erste Lastschritt bestand aus der zentrischen Vorspannung der Litze. Erst beim zweiten Lastschritt wurde die vertikale Umlenkbelastung aufgebracht. Die beiden Lastschritten wurden dabei durch die *Substeps* vom Programm nochmals in *Zwischenlastschritte* unterteilt. Die Beanspruchung wird somit sukzessiv aufgebracht.

Die Berechnungsergebnisse werden dabei im Programm für alle Substeps gespeichert. Somit ist es auch möglich den zeitlich Ablauf der Beanspruchungen in der Litze und am Hüllrohr zu betrachten. Insbesondere für den zweiten Lastschritt (Aufbringen der Umlenkung) ist diese Betrachtung interessant, da das Spannglied dabei vom Hochpunkt des Hüllrohrs ausgehend allmählich über das gekrümmte Hüllrohr gezogen wird. Die Litzenfesthaltung befindet sich dabei am Hochpunkt.

Für den Referenzversuch mit der $\varnothing 3/8''$ -Litze ($R = 5 \text{ m}$, $\sigma_p = 1.000 \text{ N/mm}^2$) ist in Abbildung 5.19 der zeitliche Ablauf für den zweiten Lastschritt exemplarisch dargestellt. Hier sind die an den Hüllrohrrippen aufgetretenden Umlenkkräfte in Abhängigkeit der prozentual aufbrachten Umlenkbeanspruchung aufgetragen. Da das Hüllrohr mit der Krümmung nach unten abgebildet wird, liegt die Rippe 1 geometrisch bedingt am nächsten zur Litze. Beim Aufbringen der vertikalen Umlenkbeanspruchung der Litze wird diese Rippe daher als erste beansprucht. Nachdem ca. 20% der planmäßigen Umlenklast aufgebracht sind, können auch in den Rippen 2 und 4 Umlenkkräfte festgestellt werden. Mit steigender Umlenkraft werden immer mehr Rippen am Lastabtrag beteiligt. An der Rippe 10 entstehen erst bei ca. 90% aufgebrachter Last entsprechende Umlenkkräfte.

Aus dieser Darstellung ist bereits zu erkennen, dass nicht jede Hüllrohrrippe an der Übertragung der Umlenkbeanspruchung aus dem Spannglied beteiligt ist. Außerdem kann die Größe der Umlenkraft an den Kontaktstellen zwischen der Litze und den unterschiedlichen Rippen stark variieren.

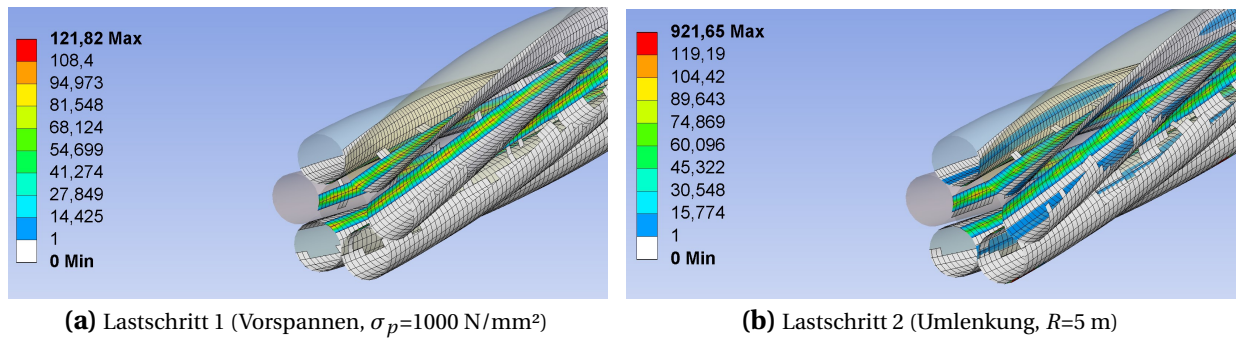


Abb. 5.21.: Kontaktpressungen zwischen den Litzendrähten ($\varnothing 3/8''$ -Litze)

5.2.6.3. Beanspruchungen zwischen den einzelnen Spanndrähten

In der Abbildung 5.6 wurde bereits gezeigt, dass die Größenverhältnisse der Durchmesser der Außendrähte und des Kerndrahts die Spannungsverläufe innerhalb der Litze beeinflussen können. Da die untersuchten Litzenstränge ebenfalls einen größeren Kerndraht aufweisen, ist davon auszugehen, dass auch hier bei zentrischer Zugbeanspruchung nur Kontakt zwischen den Außendrähten und dem Kerndraht entstehen (vgl. Teilbild 5.6a).

Um dies zu bestätigen, werden die Druckkräfte in den Kontaktbereichen der einzelnen Litzendrähte nach Aufbringen der Vorspannkraft grafisch dargestellt (Abb. 5.21a). Hier ist zu erkennen, dass an den Kontaktbereichen zwischen den Außendrähten und dem Kerndraht kontinuierliche Kontaktlinien entstehen. Zwischen den Außendrähten ist dies bei reiner Zugkraftbeanspruchung (Lastschritt 1: Vorspannung) nicht der Fall. Erst beim zweiten Lastschritt, bei dem zusätzlich die vertikale Umlenkbeanspruchung aufgebracht wird, stellen sich zusätzliche Kontaktlinien zwischen den Außendrähten ein (Abb. 5.21b).

Die exakte Bestimmung der Größe der Kontaktpressungen ist mit diesem Modell nicht möglich, da die Vernetzung für diese lokale Betrachtung nicht fein genug ist. Der Vergleich der farblichen Verläufe zwischen den Abbildungen 5.21a und 5.21b deutet jedoch darauf hin, dass die Kontaktpressungen zwischen einzelnen Außendrähten untereinander tendenziell geringer ausfallen als zwischen den Außendrähten und dem Kerndraht.

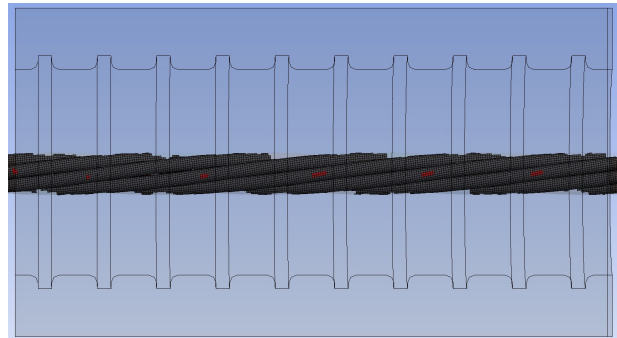
5.2.6.4. Lage der Kontaktstellen zwischen Litze und Hüllrohr

Die Kontaktstellen zwischen der Litze und dem Hüllrohr sind für alle Simulationsrechnungen an einer Einzellitze in Abbildung 5.22 dargestellt. Aufgrund der größeren Schlaglänge der $\varnothing 0,62''$ -Litze wird das Hüllrohr entsprechend verlängert. Die Anzahl der Rippen erhöht sich dabei ebenfalls.

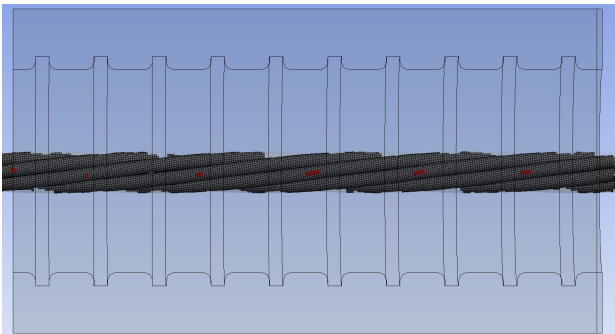
Aus der Lage der Kontaktstellen für die $\varnothing 3/8''$ -Litze ist grundsätzlich zu erkennen, dass die Litze i. d. R. nur auf jeder zweiten Rippe des Hüllrohrs anliegt. Der Abstand der einzelnen Kontaktstellen kann aus der Simulation mit 23 bis 25 mm abgelesen werden. Dies entspricht dem theoretischen auf die Litzenachse bezogenen Längsabstand der Außendrähte, der sich auch einem Sechstel der Schlaglänge ($140 \text{ mm}/6$

5. Simulation

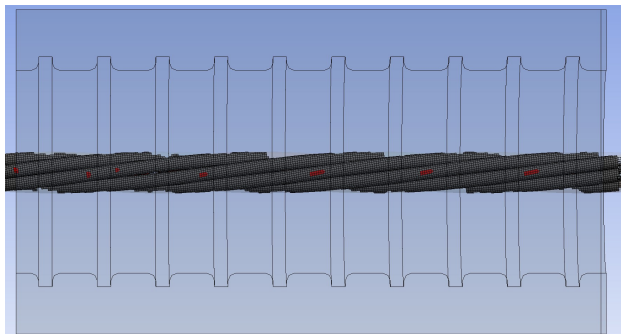
= 23,3 mm) ergibt. Dieser Abstand ist damit größer als der Rippenabstand des Hüllrohrs mit 13 mm. Für die $\varnothing 0,62''$ -Litze ist dieser Abstand mit $250 \text{ mm}/6 = 41,7 \text{ mm}$ noch größer, so dass diese Litze nur mit



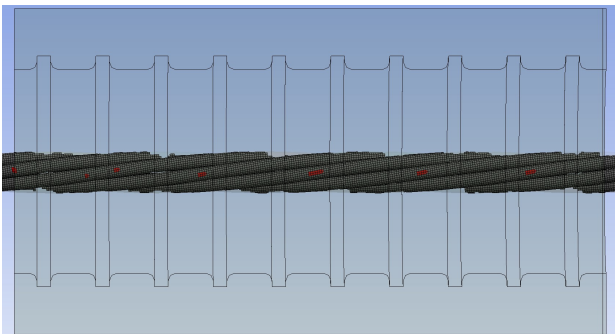
(a) Referenzversuch, $R=5 \text{ m}$, $\sigma_p=1.000 \text{ N/mm}^2$



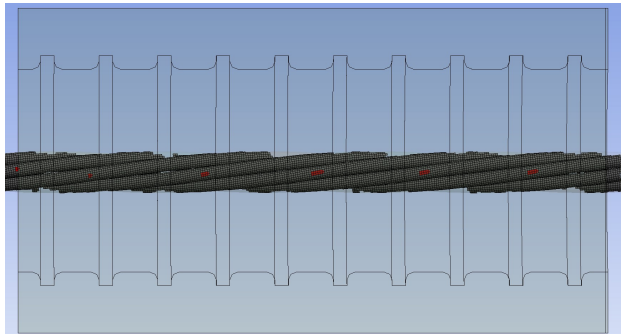
(b) Variation 1a), $R=5 \text{ m}$, $\sigma_p=700 \text{ N/mm}^2$



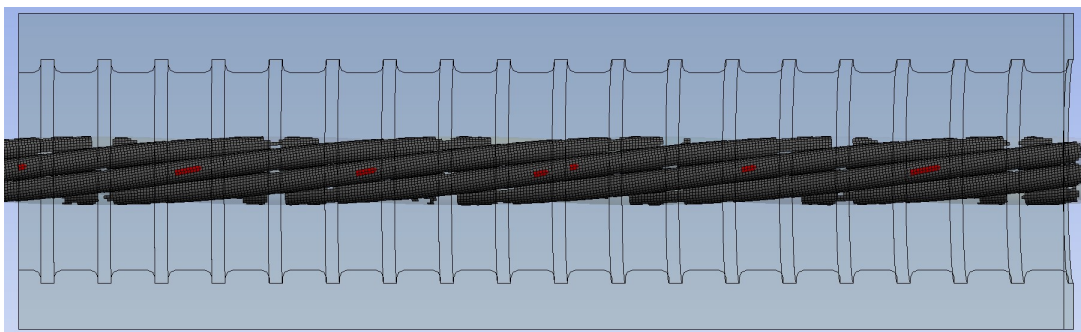
(c) Variation 1b), $R=5 \text{ m}$, $\sigma_p=1.300 \text{ N/mm}^2$



(d) Variation 2a), $R=7,5 \text{ m}$, $\sigma_p=1.000 \text{ N/mm}^2$



(e) Variation 2b), $R=10 \text{ m}$, $\sigma_p=1.000 \text{ N/mm}^2$



(f) Variation 3, $\varnothing 0,62''$, $R=5 \text{ m}$, $\sigma_p=1.000 \text{ N/mm}^2$

Abb. 5.22.: Darstellung der Kontaktstellen zwischen der Einzellitze und dem Hüllrohr

jeder dritten Hüllrohrrippe eine Kontaktstelle findet. Im Bereich der Rippen 10 und 11 (5.22f) ist sogar zu erkennen, dass die planmäßige Auflagerfläche der Litze genau zwischen diesen beiden Rippen liegt. An dieser Stelle bilden sich daher zwei Kontaktpunkte an den benachbarten Rippenübergängen aus.

Die Lage der Kontaktstellen aus den Simulationsberechnungen kann an den Hüllrohren der Spannglieder der Versuchsträger bestätigt werden. In Abbildung 5.23 sind beispielhaft die Reibstellen an der Hüllrohrinnenseite für die Versuche GS01 (Spanngliedbündel aus $\varnothing 3/8''$ -Litzen) und GL01 (Spanngliedbündel aus $\varnothing 0,62''$ -Litzen) dargestellt, die nach Versuchsende beim Öffnen des Spanngliedes betrachtet wurden. Der Abstand der Reibstellen mit der größeren Spannstahllitze (Versuch GL01) ist dabei etwas größer als bei der kleineren Spannstahllitze (Versuch GS01). Hier ist zu erkennen, dass für eine Litze etwa an jeder dritten Rippe eine Reibstelle entstanden ist. Wohingegen bei dem Litzenbündel mit den $\varnothing 3/8''$ -Litzen etwa jede zweite Rippe eine Reibstelle aufwies.

(a) Versuch GS01 ($9\varnothing 3/8''$)(b) Versuch GL01 ($3\varnothing 0,62''$)

Abb. 5.23.: In den Versuchen GS01 und GL01 festgestellte Reibstellen an der Hüllrohrinnenseite

5.2.6.5. Übertragene Umlenkkräfte zwischen Litze und Hüllrohr

Im Rechenmodell wurden die Umlenkkräfte an den Hüllrohrrippen mittels Integration der Kontaktspannungen über die zugehörige Rippenfläche bestimmt. So konnte für jede Rippe eine Kraft angegeben werden. Diese Umlenkkräfte an den Rippen waren senkrecht zur Rippenfläche ausgerichtet, da der Kontakt zwischen Litze und Hüllrohr mit dem Kontakttyp „Reibungsfrei“ definiert wurde (vgl. Kap. 5.2.4.7) und damit keine Reibungskräfte entstanden.

Die aus den Simulationen resultierenden Rippenkräfte sind in Tabelle 5.5 aufgelistet. Die Umlenkkräfte an den Rippen 12 bis 18 ergeben sich lediglich bei der Variante 3 mit der größeren $\varnothing 0,62''$ -Litze, da diese Rippen bei den anderen Simulationen mit der $\varnothing 3/8''$ -Litze nicht modelliert wurden. Neben den einzelnen Rippenkräften sind auch die Maximal- und Minimalkräfte bzw. die Mittelwerte ohne Berücksichtigung der unbelasteten Rippen angegeben. Die Summe aller Rippenkräfte dient als Kontrolle, ob die gesamte Umlenkraft aufgebracht wird. Dies kann mit einer Abweichung von weniger als 1% bestätigt werden. Am Ende der Tabelle sind zusätzlich die theoretischen Rippenkräfte bei kontinuierlicher Auflagerung angegeben, die sich aus der Vorspannkraft, dem Krümmungsradius des Hüllrohrs und der Rippenbreite ergeben. Die in den Simulation berechneten Kräfte können somit mit diesen theoretischen Werten verglichen werden. Der Vergleich erfolgt sowohl für maximalen Rippenkräfte als auch für die Mittelwerte aller belasteten Rippen. Dadurch dass jedoch die Litze nicht an jeder Rippe anliegt, steigen die Beanspruchungen an den Rippen, an denen die Umlenkraft aus der Litze übertragen werden

Tabelle 5.5.: Übersicht der Rippenkräfte und der daraus berechneten Hertz'schen Pressungen für die Simulationsberechnungen an der Einzellitze

Rippe	Umlenkräfte in N						Hertz'sche Pressungen in N/mm^2							
	Ref.	Var. 1a)	Var. 1b)	Var. 2a)	Var. 2b)	Var. 3	Ref.	Var. 1a)	Var. 1b)	Var. 2a)	Var. 2b)	Var. 3		
1	79	66	102	54	17	761	1.378	1.298	1.498	1.210	825	1.938		
2	78	29	100	24	32	-	1.369	984	1.487	927	1.017	-		
3	-	-	44	33	-	-	-	-	1.129	1.027	-	-		
4	425	312	498	292	284	979	2.410	2.174	2.542	2.127	2.107	2.107		
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
6	319	229	430	176	105	-	2.192	1.961	2.421	1.797	1.511	-		
7	-	-	-	-	-	1.246	-	-	-	-	-	2.284		
8	155	102	207	87	40	-	1.721	1.498	1.896	1.419	1.096	-		
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
10	302	213	386	240	201	1.039	2.152	1.915	2.336	1.992	1.877	2.150		
11	-	-	-	-	-	238	-	-	-	-	-	1.315		
12							-							-
13							-							-
14							1353							2.347
15							-							-
16							-							-
17							1535							2.448
18							-							-
Σ	1.358	950	1.767	905	678	7.151								
Max.	425	312	498	292	284	1.535	2.410	2.174	2.542	2.127	2.107	2.448		
MW	226	158	252	129	113	1.022	1.870	1.638	1.901	1.500	1.405	2.084		
Min.	78	29	44	24	17	238	1.369	984	1.129	927	825	1.315		
Vergleich mit theoretischer Annahme einer gleichmäßigen Auflagerung der Litze														
Th. Wert	135	95	176	90	68	390	1.646	1.461	1.796	1.438	1.306	1.550		
Σ	1.352	946	1.758	901	676	7.215	-	-	-	-	-	-		
Abw.	0%	0%	1%	0%	0%	-1%	-	-	-	-	-	-		
Abw. (Max.)	214%	229%	183%	224%	320%	294%	46%	49%	42%	48%	61%	58%		
Abw. (MW)	67%	67%	44%	43%	67%	162%	14%	12%	6%	4%	8%	34%		

kann, entsprechend an. Je geringer die Anzahl der Kontaktstellen ist, desto größer sind die zu übertragenen Umlenkräfte. Daher ist der Unterschied zwischen den theoretischen Rippenkräften und den in den Simulationen festgestellten Rippenkräften bei der $\varnothing 0,62''$ -Litze deutlich ausgeprägter als bei der $\varnothing 3/8''$ -Litze, da hier nur ca. jede dritte Rippe beansprucht wird.

5.2.6.6. Berechnung der Kontaktpressungen

In der Tabelle 5.5 sind auch die Hertz'schen Pressungen angegeben, die auf Grundlage der aus den Simulationsrechnungen bestimmten Rippenkräfte und mit dem analytischen Ansatzes aus Kapitel 5.2.5.2 berechnet werden können. Die Krümmungen aus den unterschiedlichen Litzen- und den Hüllrohrgeometrien für die verschiedenen Variationen sind dabei entsprechend berücksichtigt. Die Hertz'schen Pressungen erreichen rechnerische Werte von 1.000 bis sogar 2.500 N/mm^2 . An den maximal beanspruchten Rippen liegen diese damit um ca. 40 bis 50% über den Pressungen, die sich bei einer gleichmäßigen Verteilung der Umlenkkraft auf alle Rippen ergibt (theoretischer Wert).

Bei der Variante 3 mit der $\varnothing 0,62''$ -Litze können zwar deutlich größere Umlenkräfte an den Rippen, die aus der größeren Vorspannkraft resultieren, verzeichnet werden. Die zugehörigen Hertz'schen Pressungen liegen jedoch aufgrund des größeren Drahtdurchmessers in etwa auf dem gleichen Niveau, wie bei

den kleineren Litzen. Dennoch ist festzuhalten, dass die rechnerischen Kontaktpressungen deutlich über der Streckgrenze des Hüllrohrs liegen. Hier wird es an den Kontaktstellen zu Plastizierungen kommen. Auf diese Plastizierungen konnte in den realen Versuchen durch das Einschneiden des Außendrahtes der Litze in das Hüllrohrblech (vgl. Abb. 5.23) indirekt geschlossen werden.

5.2.6.7. Geometrischer Erhöhungsfaktor für die Einzellitze

Auf Grundlage der Simulationsergebnisse können nun entsprechende Erhöhungsfaktoren k_{geo} bestimmt werden, die die lokalen Lastkonzentrationen berücksichtigen. In der Tabelle 5.6 werden verschiedene Erhöhungsfaktoren angegeben. Mit $k_{geo,max}$ wird der Faktor der maximalen Rippenkraft bezogen auf den theoretischen Wert (kontinuierliche Lagerung der Litze auf den Rippen) bezeichnet. Dieser Faktor liegt bei den untersuchten Fälle zwischen 2,8 und 3,9. Der Faktor $k_{geo,m}$ bezieht den Mittelwert der Umlenkkräfte aller belasteten Rippen auf den theoretischen Wert. Diese Erhöhungsfaktoren sind entsprechend kleiner (1,4 bis 2,6). Der letzte Faktor ($k_{geo,*}$) berücksichtigt neben den belasteten auch die unbelasteten Rippen. Die Rippenkräfte aus den Simulationen werden somit über die Anzahl aller vorhandenen Hüllrohrrippen gemittelt. Von daher sollte dieser Faktor bei Einzellitzen immer den Wert 1 annehmen. Bei der Auswertung der Rippenkräfte bei Litzenbündeln nimmt dieser Faktor eine größere Bedeutung ein.

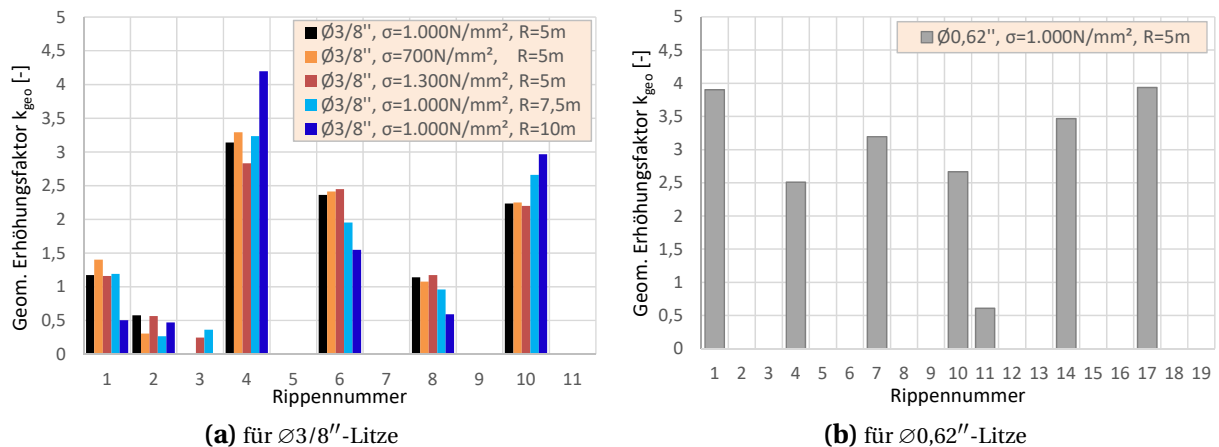


Abb. 5.24.: Darstellung der geometrischen Erhöhungsfaktoren k_{geo} an den einzelnen Hüllrohrrippen

5.2.7. Simulationsrechnungen an Litzenbündeln

5.2.7.1. Übersicht der Simulationsmodelle

Litzenbündel aus $\varnothing 3/8''$ -Litzen

Das kleinste untersuchte Litzenbündel mit $\varnothing 3/8''$ -Litzen besteht aus insgesamt drei Litzensträngen. Die drei Litzen werden dabei so angeordnet, dass alle direkt am Hüllrohr anliegen.

Für die Untersuchungen eines Litzenbündels aus $5\varnothing 3/8''$ -Litzen werden zwei verschiedene Anordnun-

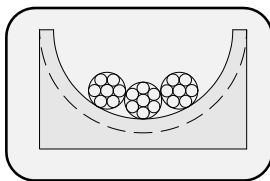
Tabelle 5.6.: Geometrische Erhöhungsfaktoren für die Umlenkräfte (bei Einzellitzen)

		Ref. Ø3/8"	Var. 1a) Ø3/8"	Var. 1b) Ø3/8"	Var. 2a) Ø3/8"	Var. 2b) Ø3/8"	MW Ø3/8"	Var. 3 Ø0,62"
Theoretischer Wert	[N]	135	95	176	90	68	113	390
Max. Rippenkraft	[N]	425	312	498	292	284	362	1535
$k_{geo,max}$	[-]	3,14	3,29	2,83	3,24	4,20	3,34	3,94
MW Rippenkraft (bel.)	[N]	226	158	252	129	113	176	1022
$k_{geo,m}$	[-]	1,67	1,67	1,44	1,43	1,67	1,58	2,62
MW Rippenkraft (alle)	[N]	136	95	177	90	68	113	387
$k_{geo,m}^*$	[-]	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	0,99

3Ø3/8" Litzenbündel

R = 5 m
 $\sigma_p = 1000 \text{ N/mm}^2$
 Hüllrohr: 45/52 mm

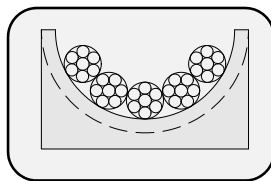
Modell B3



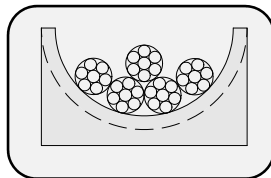
5Ø3/8" Litzenbündel

R = 5 m
 $\sigma_p = 1000 \text{ N/mm}^2$
 Hüllrohr: 45/52 mm

Modell B5a



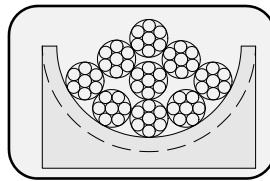
Modell B5b



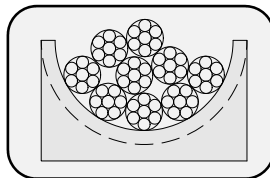
9Ø3/8" Litzenbündel

R = 5 m
 $\sigma_p = 1000 \text{ N/mm}^2$
 Hüllrohr: 45/52 mm

Modell B9a



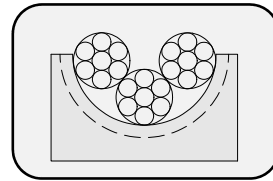
Modell B9b



3Ø0,62" Litzenbündel

R = 5 m
 $\sigma_p = 1000 \text{ N/mm}^2$
 Hüllrohr: 40/45 mm

Modell B3a



Modell B3b

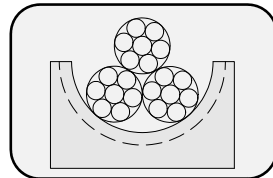


Abb. 5.25.: Übersicht der in den Simulationen angesetzten Litzenbündel

gen simuliert. Bei der ersten Variante liegen alle fünf Litzen nebeneinander direkt am Hüllrohr an. Bei der zweiten Variante werden dagegen nur vier Litzen direkt am Hüllrohr angeordnet und die fünfte Litze wird weiter ins Hüllrohrinnere verschoben, so dass diese auf den beiden mittigen Litzen liegt. Diese innenliegende Litze hat somit keinen direkten Kontakt zum Hüllrohr.

Auch bei dem Litzenbündel aus insgesamt 9Ø3/8"-Litzen werden zwei Varianten untersucht. Dabei unterscheiden sich diese auf den ersten Blick nur geringfügig. Bei beiden Varianten werden fünf der neun Litzen gleichmäßig verteilt direkt am Hüllrohr angeordnet und die übrigen vier Litzen weiter ins Hüllrohrinnere verschoben. Lediglich die Anordnung dieser inneren vier Litzen unterscheidet sich bei den beiden Varianten. Die erste Variante zeigt dabei eine symmetrische Anordnung der Litzen, wohingegen in der zweiten Variante diese etwas versetzt wird. Hieraus resultieren etwas unterschiedliche Kontaktstellen zwischen den inneren und den äußeren Litzen.

Litzenbündel aus $\varnothing 0,62''$ -Litzen

Für die Litzenbündel aus $3\varnothing 0,62''$ -Litzen werden ebenfalls zwei Simulationsrechnungen mit unterschiedlicher Litzenanordnung durchgeführt. In Anlehnung an die durchgeführten Ermüdungsversuche der Versuchsreihe GL wird dabei die Hüllrohrgeometrie entsprechend angepasst. Die Spannglieder dieser Versuche besitzen ein etwas kleineres Hüllrohr ($\varnothing 40/47$ mm). Aufgrund des kleineren Hüllrohrdurchmessers und des größeren Litzendurchmessers können nicht mehr als drei Litzen im Hüllrohr angeordnet werden.

5.2.7.2. Kontaktstellen zwischen den einzelnen Litzen und zum Hüllrohr

Analog zur Untersuchung an den Einzellitzen werden auch bei den Litzenbündeln die Kontaktstellen zum Hüllrohr dargestellt. Dadurch dass bei den Bündelspanngliedern mehrere Litzen im Hüllrohr liegen, können auch zu Berührungen zwischen den einzelnen Litzen entstehen. Diese werden beispielhaft für die Litzenbündel $3\varnothing 3/8''$ und $5\varnothing 3/8''$ (Variante 1) in der Abbildung 5.26 dargestellt. Hier sind neben den Kontaktstellen der Litzen zum Hüllrohr auch die seitlichen Kontaktstellen der außenliegenden Litzen zur mittig angeordneten Litze dargestellt. Die Darstellungen für die übrigen Litzenbündelvarianten sind im Anhang C zu finden.

Der Kontakt zwischen den einzelnen Litzen des Litzenbündels und dem Hüllrohr kann fast immer auf den gleichen Rippen festgestellt werden. Dies liegt an der Vereinfachung, die bei der Modellierung der Litzen vorgenommen wurde. Die Volumenkörper der einzelnen Litzenstränge sind grundsätzlich identisch. Die erste Litze wird mittig am Tiefpunkt des Hüllrohrs angeordnet. Der benachbarte Litzenstrang wird seitlich entlang des Hüllrohrradius verschoben und dabei um den Mittelpunkt des Hüllrohrs gedreht. Die Lage der Berührungspunkte zwischen den Außendrähten und Hüllrohr werden dadurch ebenfalls entlang der Rippe verschoben.

Der angesetzt Drehwinkel der einzelnen Litzen hat also ebenfalls einen Einfluss auf die Verteilung der Umlenkkräfte auf die einzelnen Hüllrohrrippen. Da die Variation der Verdrehung der einzelnen Litzen bei der Litzenanordnung den Aufwand signifikant gesteigert hätte, wird in den durchgeführten Simulationen lediglich der beschriebene Modellierungsansatz angewendet. Zudem sind bei diesem Ansatz die insgesamt größten Beanspruchungen an den einzelnen Hüllrohrrippen zu erwarten. Es handelt sich somit um eine Grenzwertbetrachtung.

5.2.7.3. Bestimmung der Rippenkräfte

Wie bei den Simulationsrechnungen an der Einzellitze, so werden auch bei den Litzenbündeln die Beanspruchungen an den einzelnen Rippen bestimmt. Da hier jedoch mehrere Litzen am Hüllrohr anliegen, müssen die Rippenflächen im Rechenmodell in mehrere Segmente unterteilt werden. Dadurch ist es möglich, die Umlenkkräfte der einzelnen am Hüllrohr anliegenden Litzen auf die Rippen zu bestimmen.

Die Umlenkkräfte der Litzen auf die einzelnen Rippenabschnitte sind im Anhang C dokumentiert. In den Tabellen 5.7 und 5.8 sind jeweils die Umlenkkräfte der maximal beanspruchten Litze der ver-

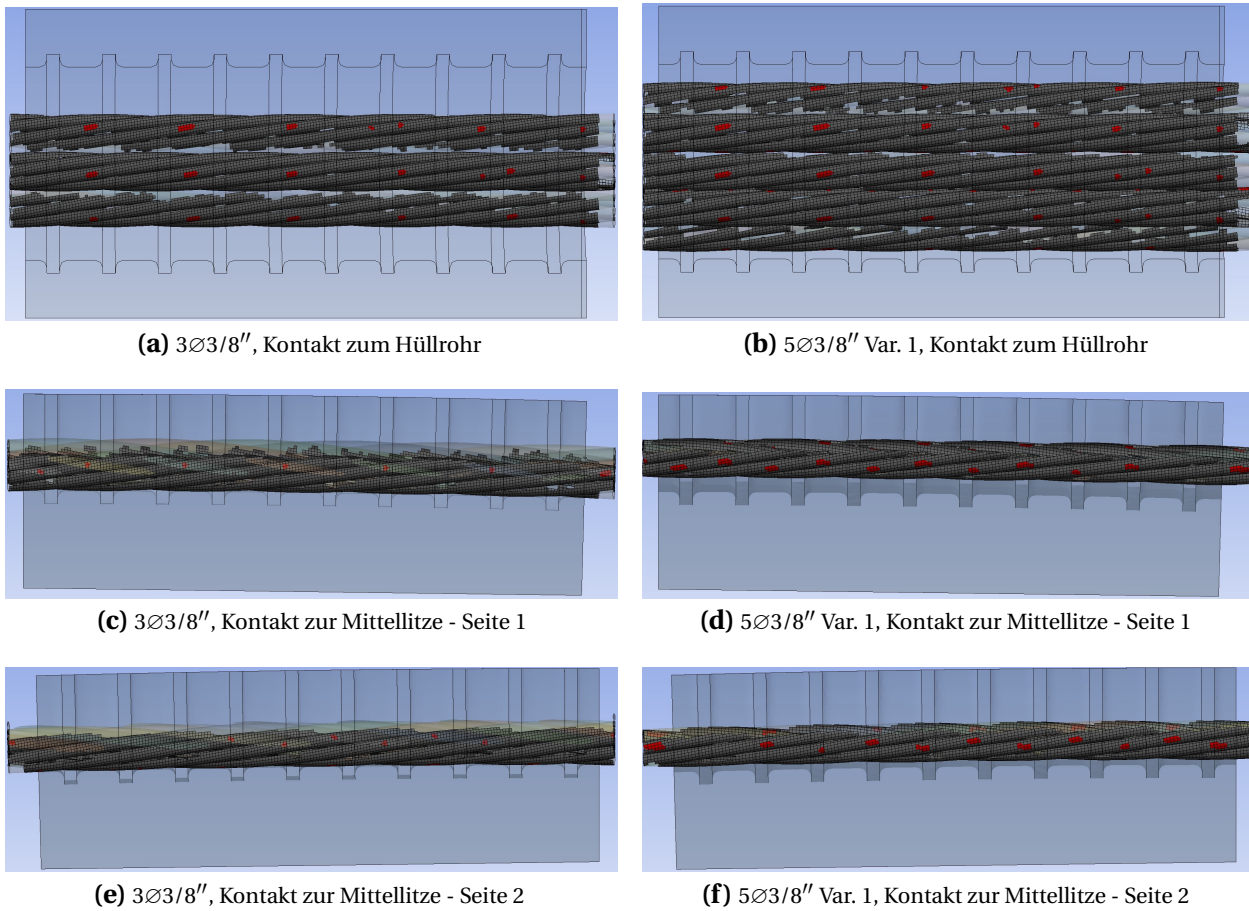


Abb. 5.26.: Darstellung der Kontaktstellen zwischen den Einzellitzen und am Hüllrohr für die Litzenbündel $3\text{Ø}3/8''$ und $5\text{Ø}3/8''$ (Variante 1) mit $R = 5\text{ m}$ und $\sigma_p = 1.000\text{ N/mm}^2$

Tabelle 5.7.: Übersicht der Umlenkkräfte der maximal beanspruchten Einzellitze in den Litzenbündeln ($\text{Ø}3/8''$)

Rippe Nr.	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Max.	MW
	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]
theo. Wert	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135	135
Einzellitze	78	0	425	0	319	0	155	0	302	425	136
B3	341	0	349	0	396	0	274	79	81	396	169
B5a	921	0	781	0	770	0	346	310	32	921	351
B5b	0	420	0	277	376	0	421	0	590	590	247
B9a	0	1.188	98	495	862	0	1.010	0	612	1.188	474
B9b	278	523	832	24	1.136	0	1.194	0	716	1.194	522

schiedenen Bündelspannglieder bzw. der Einzellitze in den maßgebenden Bereichen angegeben. Für die Spannglieder mit $\text{Ø}3/8''$ -Litzen sind hier die Rippen 2 bis 10 dargestellt. Die erste und letzte Rippe sind aufgrund der unmittelbaren Nähe zum Einflussbereich der Festhaltung bzw. der Lasteinleitung nicht angegeben.

In Tabelle 5.8 sind aus Platzgründen nur die Umlenkkräfte von Rippe 8 bis 18 dargestellt. Bei den Simulationen mit den Spanngliedern aus $\text{Ø}0,62''$ -Litzen ergeben sich die maximalen Umlenkkräfte immer in diesem Bereich. Für den angegebenen Mittelwert werden jedoch auch die nicht in dieser Tabelle aufge-

Tabelle 5.8.: Übersicht der Umlenkkräfte der maximal beanspruchten Einzellitze in den Litzenbündeln ($\varnothing 0,62''$)

Rippe Nr.	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Max.	MW
	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]		
theo. Wert	390	390	390	390	390	390	390	390	390	390	390	390	390
Einzellitze	0	0	1.039	238	0	0	1.353	0	0	1.535	0	1.535	387
B3a	2.744	0	0	3.210	0	0	2.964	54	0	2.761	963	3.210	837
B3b	2.111	0	0	2.706	0	0	3.225	0	0	2.379	0	3.225	787

fürten Umlenkkräfte der Rippen 2 bis 7 berücksichtigt.

Mit Zunahme der Litzenanzahl im Spannglied ist auch ein Anstieg der maximalen Umlenkkräfte festzustellen. Durch die Erhöhung von einer auf drei Litzen ist bei den kleineren $\varnothing 3/8''$ -Litzen nur eine geringe Steigerung der gemittelten Umlenkkräfte von ca. 25% gegenüber der Einzellitze zu erkennen. Für die Spannglieder mit der $\varnothing 0,62''$ -Litzen beträgt diese bereits mehr als 100%.

5.3. Folgerungen aus den Simulationsergebnissen

5.3.1. Bestimmung eines geometrischen Erhöhungsbzw. Stapelfaktors

2D-Stapelfaktor aus verschmiertem Erhöhungsfaktor $k_{geo,m}^*$

Mit der Bestimmung der Rippenkräften aus den einzelnen Litzen der Bündelspannglieder ist es möglich, einen Erhöhungsfaktor zu bestimmen, der dem Stapelfaktor gemäß Kapitel 2.2.4.3 entspricht. Dieser wird als $k_{geo,m}^*$ definiert und unter Berücksichtigung der Umlenkkräfte an allen Hüllrohrrippen - auch der unbelasteten - bestimmt. Die Umlenkkräfte werden somit über die betrachtete Hüllrohrlänge verschmiert, wodurch der Einfluss aus der Länge verloren geht und ein zweidimensionaler Erhöhungsfaktor entsteht (vgl. Stapelfaktor k_{max}).

In Abbildung 5.27 sind diese zweidimensionalen Erhöhungsfaktoren für die untersuchten Spanngliedbündel grafisch und maßstäblich dargestellt. Die maximalen Werte sind markiert und können anschließend mit den maximalen Stapelfaktoren nach den Berechnungsansätzen aus Kapitel 4.1.1.6 verglichen werden. Für den Vergleich werden auch die maximalen Stapelfaktoren k_{max} nach WEIHER (Gl. (4.8)) und REMITZ/EMPELMANN (Gl. (4.7)) berechnet und in Abhängigkeit der Litzenanzahl in Abbildung 5.28 aufgetragen. Hierbei werden zwei verschiedene Spanngliedssysteme ($\varnothing 3/8''$ -Litzen mit $\varnothing_{duct} = 45$ mm bzw. $\varnothing 0,62''$ -Litzen mit $\varnothing_{duct} = 40$ mm) untersucht. In grün sind die Simulationsergebnisse für $k_{geo,m}^*$ aufgetragen. Für diesen zweidimensionalen Erhöhungswert zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung mit den Stapelfaktoren nach WEIHER und REMITZ/EMPELMANN.

Diese sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse kann somit als positive Plausibilitätskontrolle für die durchgeführten Simulationsrechnungen angesehen werden.

Erhöhungsfaktor bezogen auf belastete Hüllrohrrippen $k_{geo,m}$

Mit $k_{geo,m}$ wird ein Erhöhungsfaktor definiert, der nur die belasteten Hüllrohrrippen entlang eines Litzenstranges berücksichtigt. Unbelastete Rippen werden nicht angesetzt. Dadurch ergeben sich im Vergleich zum verschmierten Erhöhungsfaktor $k_{geo,m}^*$ entsprechend größere Faktoren. Diese sind in gelb in Abbildung 5.27 eingetragen. Bei diesem geometrischen Erhöhungsfaktor handelt es sich im Vergleich zu den zuvor genannten um einen dreidimensionalen Faktor, der von der Geometrie der Spannstahlitze und des Hüllrohrs abhängig ist.

Maximaler lokaler Erhöhungsfaktor $k_{geo,max}$

Die roten Markierungen in der Abbildung 5.27 geben den maximalen Erhöhungsfaktor einer Litze des Spanngliedbündels an, der im Zuge der Simulationsrechnung an der maximal beanspruchten Rippe bestimmt wurde. In der detaillierten Ergebnisdarstellung in Anhang C ist zu erkennen, dass die Größe der Umlenkraft an den einzelnen Rippen stark variieren kann. Der Maximalwert $k_{geo,max}$ kann teilweise deutlich über dem Mittelwert $k_{geo,m}$ liegen.

Allerdings ist anzumerken, dass dieser Maximalwert kritisch zu betrachten ist. Das Simulationsmodell ist mit einer untersuchten Länge von einer Schlaglänge ($\varnothing 3/8''$: $l_1 = 140$ mm bzw. $\varnothing 0,62''$: $l_1 = 250$ mm) noch verhältnismäßig klein gewählt worden. Teilweise werden lediglich fünf von elf Hüllrohrrippen durch das Spannglied belastet. Gerade im Bereich der Lasteinleitung und der Festhaltung können lokale Singularitäten entstehen. Es kann auch nicht ausgeschlossen werden, dass sich aufgrund der geringen Modelllänge lokale Maxima einstellen, die in dieser Höhe bei einem längeren Modell möglicherweise nicht auftreten.

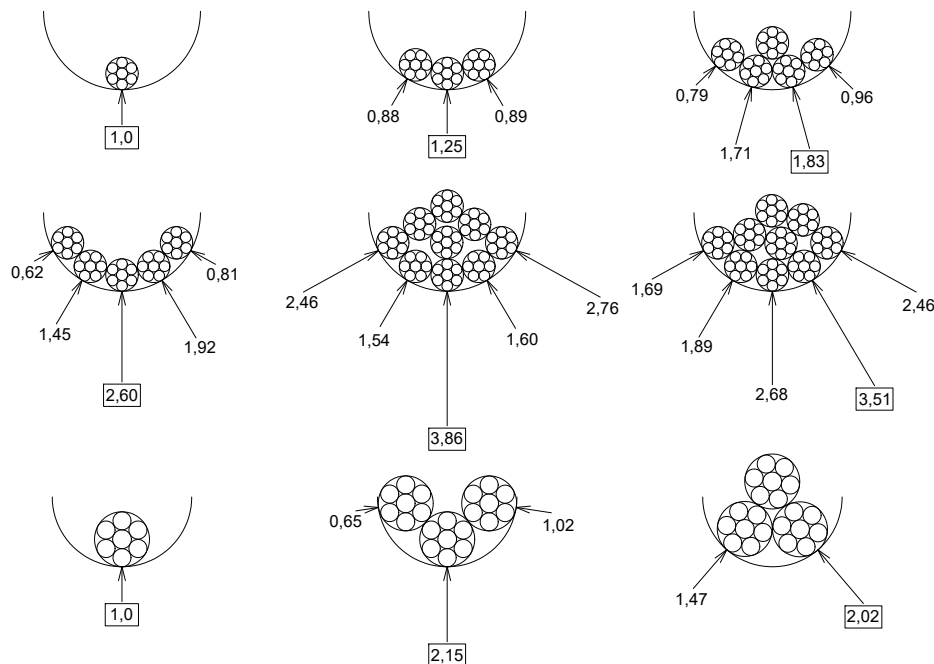


Abb. 5.27.: Übersicht der in den Simulationen bestimmten und über die Hüllrohrlänge verschmierten geometrischen Erhöhungsfaktoren $k_{geo,m}^*$

Korrekturfaktor η_{geo}

In Tabelle 5.9 sind die verschiedenen Erhöhungsfaktoren für die untersuchten Spanngliedformen tabellarisch aufgelistet. Am Ende der Tabelle ist der Korrekturfaktor η_{geo} eingeführt. Dieser beschreibt das Verhältnis zwischen dem dreidimensionalen Erhöhungsfaktor $k_{geo,m}$ zu den zweidimensionalen Stapelfaktoren k_{max} bzw. $k_{geo,m}^*$.

Mit dem Korrekturfaktor η_{geo} ist es nun möglich, den Stapelfaktor k_{max} , der beispielsweise mit den vereinfachten Methoden gemäß Kapitel 4.1.1.6 bestimmt wird, zu erhöhen, um zusätzlich den Einfluss der Litzen- und Hüllrohrgeometrie in Längsrichtung des Spannglieds zu berücksichtigen. Bei den durchgeführten Untersuchungen stellte sich bereits heraus, dass dieser Faktor von der gewählten Litzen- und Hüllrohrgeometrie abhängt. Für die beiden untersuchten Kombinationen ergeben sich unterschiedlich große Werte für η_{geo} . Für die Spanngliedbündel aus $\varnothing 3/8''$ -Litzen kann dieser zu $\eta_{geo} = 1,6$ bestimmt werden. Bei dem untersuchten Spannglied mit kleinerem Hüllrohrdurchmesser und den $\varnothing 0,62''$ -Litzen beträgt dieser bereits $\eta_{geo} = 2,3$ bis 2,6. Die Litzengeometrie der größeren Litze scheint sich negativ auf den Korrekturfaktor auszuwirken. Dies ist auf die größere Schlaglänge der Litze zurückzuführen. Die Simulationsrechnungen an den Einzellitzen zeigen, dass die größere Litze im Schnitt nur auf jeder dritten Hüllrohrrippe anliegt, während dies bei der kleineren Litze auf jeder zweiten Rippen der Fall ist.

5.3.2. Ausblick

Die durchgeführten Simulationen beschränken sich auf wenige ausgewählte Spannglied- und Hüllrohrformen, die aus den Versuchskörpern der eigenen Ermüdungsversuche abgeleitet wurden. Bei diesen werden verhältnismäßig kleine Spannglieder aus wenigen oder kleinen Spannstahtlitzen verwendet. Die maximale Spannstahtfläche liegt bei $A_p = 468 \text{ mm}^2$ mit einer maximalen Litzenanzahl von $9\varnothing 3/8''$ -Litzen. In der Baupraxis kommen solche kleinen Spannglieder jedoch nicht häufig vor. Hier werden bevorzugt Spannglieder mit mehr als $A_p \geq 2.000 \text{ mm}^2$ und entsprechend großer Litzenanzahl verwendet. Mit der

Tabelle 5.9.: Übersicht der Korrekturfaktoren η_{geo} zur Umrechnung des Stapelfaktors auf den geometrischen Erhöhungsfaktor $k_{geo,m}$

Spanngliedform		$\varnothing 3/8''$ -Litze						$\varnothing 0,62''$ -Litze				
		Einzel	B3	B5a	B5b	B9a	B9b	Einzel	B3a	B3b		
\varnothing_{pn}	[mm]	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	15,7	15,7	15,7		
\varnothing_{duct}	[mm]	45	45	45	45	45	45	45	40	40		
n_p	[-]	1	3	5	5	9	9	1	3	3		
2D-Stapelfaktoren												
WEIHER		1	1,24	2,07	2,07	3,72	3,72	1	2,36	2,36		
REMITZ/EMPELMANN		1	1,51	2,10	2,10	3,41	3,41	1	1,97	1,97		
Geometrische Erhöhungsfaktoren												
$k_{geo,m}^*$		1	1,25	2,60	1,83	3,51	3,86	1	2,15	2,02		
$k_{geo,m}$		1,77	1,96	3,59	3,30	5,56	5,27	2,60	5,31	4,90		
$k_{geo,max}$		3,14	2,93	6,82	4,37	8,79	8,83	3,90	8,23	8,27		
Korrekturfaktor η_{geo}							MW	MW				
$k_{geo,m}/k_{geo,m}^*$		1,77	1,57	1,38	1,80	1,58	1,37	1,58	2,60	2,47	2,43	2,50
$k_{geo,m}/k_{max,Weiher}$		1,77	1,58	1,74	1,60	1,49	1,42	1,60	2,60	2,25	2,08	2,31
$k_{geo,m}/k_{max,Remitz}$		1,77	1,30	1,71	1,57	1,63	1,54	1,59	2,60	2,70	2,49	2,60

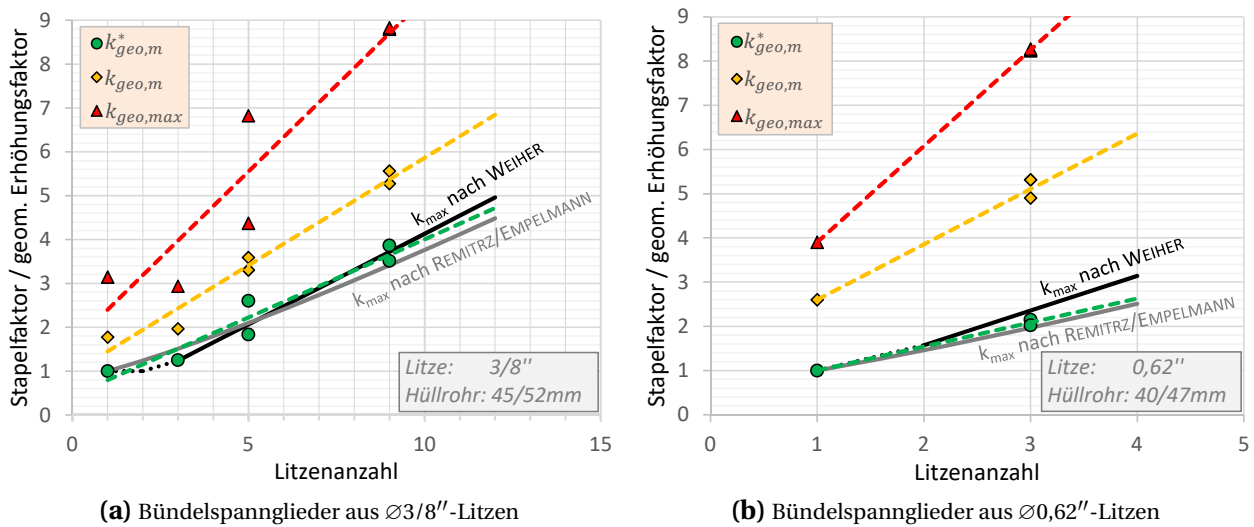


Abb. 5.28.: Gegenüberstellung der aus den Simulationsrechnungen bestimmten Erhöhungsfaktoren k_{geo} und den Stapelfaktoren k_{max} nach WEIHER bzw. REMITRZ/EMPELMANN

größeren Spannstahlfläche steigen auch die Vorspann- und damit auch die Umlenkräfte an. Aus der größeren Anzahl an Litzensträngen erhöhen sich ebenfalls die Möglichkeiten zur Verteilung der Umlenkräfte in den einzelnen Litzen zur Kontaktstelle am Hüllrohr.

Die Simulation solcher großen Litzenspannglieder ist im Vergleich mit den durchgeführten Simulationsrechnungen mit einem deutlich größeren Berechnungsaufwand verbunden. Die Berechnung der „kleineren“ Spannglieder geriet bereits an die Grenzen der zur Verfügung stehenden Rechenleistung. Bei der Lösung komplexerer Systeme sind daher vermutlich Hochleistungsrechner erforderlich.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Simulationsrechnungen zeigen jedoch eine klare Tendenz, nämlich dass sich gerade bei den großen Spannstahlitzen ($\varnothing 0,62''$), die in den heute üblichen Spannverfahren bevorzugt Anwendung finden, größere geometrische Erhöhungsfaktoren k_{geo} einstellen können. Die maximalen lokalen Umlenkräfte der Litzensträngen können sich bei Berücksichtigung der Litzen- und Hüllrohrgeometrie um mehr als das doppelte ($\eta_{geo} = 2,3 \dots 2,6$) im Vergleich zu einer gleichmäßigen Anordnung der Umlenkraft auf alle Hüllrohrrippen erhöhen. Die Ausweitung der Untersuchungen auf größere Spannglieder und Hüllrohrquerschnitte ist daher von wissenschaftlichem Interesse.

Auf die praktische Bedeutung dieser Erkenntnisse wird in Kapitel 6.5 weiter eingegangen.

6. Diskussion

6.1. Vorbemerkungen

In der vorliegenden Arbeit wurden neue Erkenntnisse zum Ermüdungs- und Verbundverhalten von Litzenstängeln unter dynamischer Belastung gewonnen und einige Vorschläge zu deren möglichen Berücksichtigung vorgestellt. Im nachfolgenden Kapitel sollen die Auswirkungen dieser Vorschläge bei der Anwendung untersucht werden. Welchen Einfluss hat beispielsweise die modifizierte Wöhlerkurve auf die Ermüdungsnachweise bei Spannbetonbrücken? Wie wirkt sich der modifizierte Verhältniswert ξ der Verbundsteifigkeiten auf die erforderliche Betonstahlbewehrung aus? Wie kann der geometrische Erhöhungsfaktor bei der Wahl einer geeigneten Spanngliedgeometrie berücksichtigt werden?

6.2. Modifikation der Ermüdungsfestigkeitskurve

Auf Grundlage der Ergebnisse der durchgeführten Ermüdungsversuche als Einstufenversuche wurde in Kapitel 4.1.1.4 ein Vorschlag zur Modifikation der Ermüdungsfestigkeitskurve vorgestellt. Diese ist gekennzeichnet durch eine Verlängerung des ersten Astes mit $k_1 = 3$ bis zu einer Schwingspielzahl von $N^* = 5 \cdot 10^6$ (Abb. 6.1). Hieraus resultiert gegenüber der genormten Bemessungswöhlerkurve eine signifikante Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit bei Schwingspielzahlen größer $N \geq 1 \cdot 10^6$ im Dauerfestigkeitsbereich. Zwischen den Schwingspielzahlen $1 \cdot 10^6 \leq N \leq 5 \cdot 10^6$ fällt diese auf ca. 12% im Vergleich zur ursprünglichen Wöhlerkurve ab (Abb. 6.2).

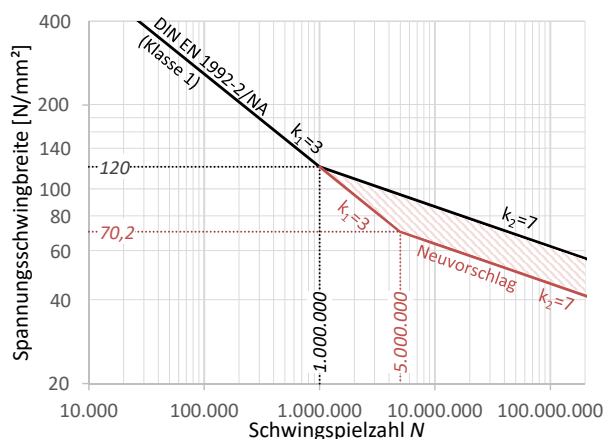


Abb. 6.1.: Vorschlag zur Modifikation der Ermüdungsfestigkeitskurve

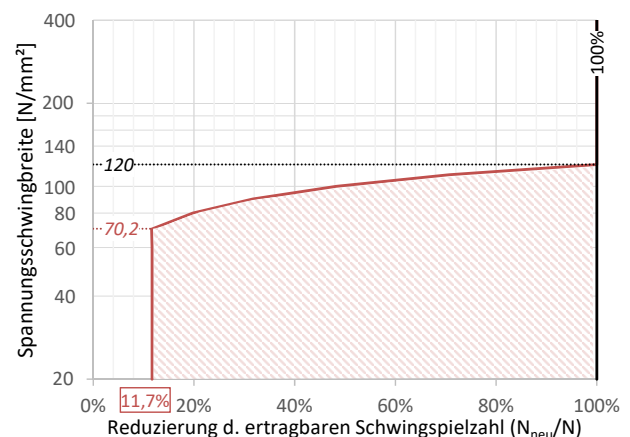


Abb. 6.2.: Aus der Modifikation resultierende Abminderung der ertragbaren Schwingspielzahlen

6.2.1. Auswirkungen auf die Ermüdungsnachweise

Eine Reduzierung der ertragbaren Schwingspielzahlen wirkt sich damit auch auf die nach gültiger Norm DIN EN 1992-2/NA zu führenden Ermüdungsnachweise aus. In Kapitel 2.3.1 wurden bereits die verschiedenen Nachweiskonzepte im Spannbetonbau kurz vorgestellt.

Quasi-statischer Dauerfestigkeitsnachweis (Stufe 1)

Gemäß DIN EN 1992-1-1, Abs. 6.8.6 darf der vereinfachte Nachweis der Dauerschwingfestigkeit dadurch geführt werden, dass für zugbeanspruchte Bewehrungsstäbe (ungeschweißt) die Spannungsschwingbreite unter der häufigen Einwirkungskombination auf $\Delta\sigma_{s,lim} \leq 70 \text{ N/mm}^2$ begrenzt wird. Dieser Grenzwert der Dauerschwingfestigkeit wurde auf Grundlage einer Schwingspielzahl von $N = 10^8$ abgeschätzt. Für Spannstahl ist dagegen kein expliziter Grenzwert vorgegeben, so dass sich die Modifikation der Ermüdungsfestigkeitskurve nicht auswirkt.

Anzumerken ist, dass der Spannstahl im Querschnitt weiter innen liegt und gegenüber dem Betonstahl eine kleinere Verbundsteifigkeit aufweist. Daher sind die Schwingbreiten $\Delta\sigma_p$ immer kleiner als der Grenzwert $\Delta\sigma_{s,lim} = 70 \text{ N/mm}^2$.

Nachweis über die schädigungsäquivalente Schwingbreite (Stufe 2)

Der Ermüdungsfestigkeitsnachweis gemäß Stufe 2 ist ein vereinfachter Betriebsfestigkeitsnachweis. Bei dieser Nachweisstufe wird das tatsächliche Spannungskollektive durch eine schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite ($\Delta\sigma_{equ}$) ersetzt, die für eine bestimmte Schwingspielzahl die gleiche Schädigung bewirkt wie der reale Verkehr. Gemäß DIN EN 1992-2/NA beträgt diese Schwingspielzahl $N^* = 10^6$. Im Anhang NN.NA der DIN EN 1992-2 ist ein vereinfachtes Verfahren zur Bestimmung dieser schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite für Straßenbrücken angegeben. Diese ergibt sich nach folgender Gleichung:

$$\Delta\sigma_{equ} = \Delta\sigma \cdot \lambda_s \quad (6.1)$$

Die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ ist dabei mit dem Ermüdungslastmodell 3 nach DIN EN 1991-2 zu berechnen. λ_s ist ein Korrekturbeiwert, der u. A. von der Wöhlerkurve abhängig ist und mit dem aus der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ letztlich die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{equ}$ gebildet wird. Dieser Korrekturbeiwert berücksichtigt zudem verschiedene Einflüsse, wie die Spannweite des Systems, das jährliche Verkehrsaufkommen, die Nutzungsdauer, die Anzahl der Verkehrsstreifen, die Verkehrsart sowie die Oberflächenrauigkeit des Fahrbahnbelags. Da die Betriebslastenfaktoren λ_{si} über die Schädigungssumme aus dem realen Verkehr abgeleitet wurden, sind sie von der Wöhlerkurve abhängig und müssten daher bei Modifikation dieser neu bestimmt werden.

Betriebsfestigkeitsnachweise auf Basis bestimmter Belastungskollektive (Stufe 3)

In DIN EN 1991-2, Kap. 4.6 werden weitere Ermüdungslastmodelle vorgestellt, die für Ermüdungsrechnungen herangezogen werden können. Eines dieser Ermüdungslastmodelle wird als *Ermüdungslastmodell 4* (kurz: ELM4) bezeichnet und besteht aus einer Gruppe von Standardlastkraftwagen, die für

eine Vielzahl von Brücken den typischen Verkehr auf europäischen Straßen genauer abbilden sollen als das Ermüdungslastmodell 3. Das ELM4 dient zur Berechnung der Lebensdauer von Bauwerken unter Verwendung von entsprechenden Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerkurven). Eine Modifikation der Wöhlerkurve wirkt sich somit direkt auf die rechnerische Lebensdauer des Bauwerks aus.

Gemäß DIN EN 1992-2/NA, dem Deutschem Nationalen Anhang, ist das Ermüdungslastmodell 4 grundsätzlich nicht allgemein anzuwenden. Es wird jedoch die Möglichkeit der Anwendung in besonderen Fällen nach Abstimmung und Zustimmung durch die zuständigen Behörden in Aussicht gestellt. So wurde der Ermüdungsfestigkeitsnachweis auf Grundlage des ELM4 beispielsweise 2011 in der *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*[7] aufgenommen. Hiernach kann dieser Nachweis geführt werden, wenn der vorherige Nachweis über die schädigungsäquivalente Schwingbreite mit dem Ermüdungslastmodell 3 nicht erfolgreich geführt werden konnte.

6.2.2. Beschreibung des Nachweisverfahrens als Betriebsfestigkeitsnachweis mit dem ELM4

Der Ermüdungsfestigkeitsnachweis als Betriebsfestigkeitsnachweis mit der linearen Akkumulationshypothese nach PALMGREN und MINER sowie mit den genaueren Verkehrslasten des Ermüdungslastmodells 4 ist in DIN EN 1992-2, 6.8.4 sowie Kapitel 12.7.4 der Nachrechnungsrichtlinie [7] beschrieben. Ziel ist die direkte Ermittlung der Schädigung D des Bauwerks für eine bestimmte Restnutzungsdauer bzw. die Berechnung der verbleibenden Nutzungsdauer bis die Schädigung D gerade den Wert 1 erreicht. Bei der Berechnung wird so vorgegangen, dass die Schädigung jeweils für ein betrachtetes Jahr D_{year} bestimmt wird (Gleichung (6.3)). Die jährlichen Schädigungen können somit solange kumuliert werden, bis der Grenzwert der Gesamtschädigung erreicht wird.

Es gilt:

$$D = \sum D_i = \sum \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_i(\Delta\sigma_i)} \leq 1 \quad (6.2)$$

Dabei folgt N_i aus der Wöhlerkurve.

Bei der Berechnung der jährlichen Schädigung muss auch der Einfluss der Temperatureinwirkung durch den linearen Temperaturunterschied (ΔT_M) berücksichtigt werden. Dabei wird nicht nur der ungünstigste charakteristische Wert angesetzt, sondern eine realistische wahrscheinliche Verteilung der am Bauwerk auftretenden Temperaturunterschiede (Abb. 6.4). Aus der Schädigung D_i wird unter zusätzlicher Berücksichtigung von ΔT_M der Schädigungswert $D_{\Delta T,i}$.

$$D_{year} = N_{obs} \cdot \sum_{min\Delta T}^{max\Delta T} \left[\sum_{i=1}^5 p_i \cdot \lambda_{T,\Delta T} \cdot D_{\Delta T,i} \right] \quad (6.3)$$

Mit

N_{obs}	Anzahl der Lastkraftwagen je Jahr und je Fahrstreifen
p_i	Anteil des Standardfahrzeugs Typ i gemäß ELM4 ($i = 1$ bis 5) am Schwerverkehr N_{obs} im betrachteten Jahr
$\lambda_{T,\Delta T}$	jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit des Temperaturunterschieds ΔT (Abb. 6.4)
$D_{\Delta T,i}$	Schadigungsbeitrag bei der Überfahrt eines Standardfahrzeugs des Typ i bei gleichzeitiger Einwirkung des zugehörigen ΔT_M

Aus der Darstellung in Abbildung 6.3 wird der starke Einfluss aus dem Grundmoment M_0 auf die Höhe der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_p$ deutlich. Ist das Grundmoment $M_{0,1}$ klein, so dass auch das zugehörige Wechselmoment ΔM unterhalb des Dekompressionsniveaus M_{Dek} liegt, ergeben sich deutlich geringere Spannungsschwingbreiten ($\Delta\sigma_{p,1}$), als wenn das Grundmoment bereits oberhalb des Dekompressionsmoments liegt (s. $M_{0,2}$). Da das Grundmoment M_0 neben ständigen Beanspruchungen, wie dem Eigengewicht und der Vorspannung, auch durch die Temperaturbeanspruchung bestimmt wird, hat der Temperaturunterschied ΔT_M ebenfalls einen maßgeblichen Einfluss auf die Höhe der im Beton- und Spannstahl auftretenden Spannungsschwingbreiten.

Das ELM4 besteht aus fünf verschiedenen Standardlastkraftwagen, die im Bauwerk Beanspruchungen erzeugen sollen, die dem realen Verkehr entsprechen. Zudem wird in der Nachrechnungsrichtlinie auch die Anzahl der zu berücksichtigten LKW-Überfahren pro Jahr (N_{obs}) in Abhängigkeit der Verkehrskategorie und dem betrachteten Zeitraum vorgegeben, die aus Verkehrserhebungen stammen. Diese jährlichen LKW-Überfahren sind getrennt für die einzelnen Standardlastkraftwagen angegeben, so dass sich ein entsprechendes Lastkollektiv aus der Verkehrszusammensetzung ergibt.

Zur Bestimmung der jährlichen Schädigung D_{year} nach Gleichung (6.3) müssen somit die Spannungsschwingbreiten im Beton- und Spannstahl für sämtliche Kombinationen der fünf verschiedenen Standardfahrzeuge und der ggf. 15 unterschiedlichen Temperaturlastfälle ($\Delta T = -4$ K bis $+10$ K) bestimmt und anschließend bei der Schädigungssumme mit den entsprechenden Auftretenswahrscheinlichkeiten p_i und $\lambda_{T,\Delta T}$ berücksichtigt werden. Die Anteile aus p_i variieren dabei in Abhängigkeit des betrachteten Zeitraums.

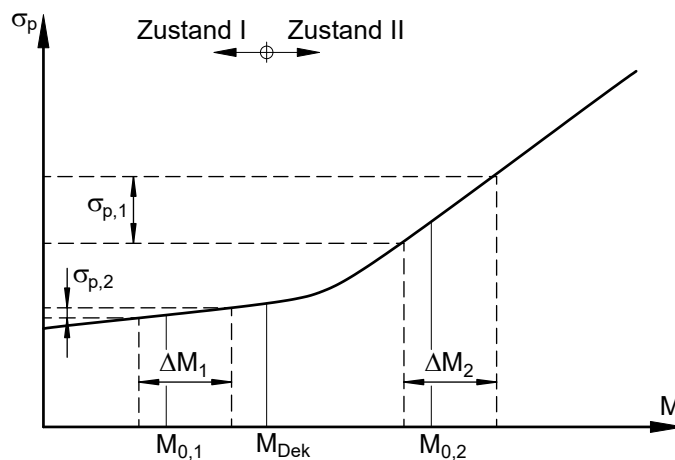


Abb. 6.3.: Nichtlinearer Zusammenhang zwischen einwirkendem Moment und Spannstahlspannung für Lastwechselmomente ΔM

1	2	3	4
ΔT	$\lambda_{T,\Delta T}$		
[K]	[%]		
	Platte	Plattenbalken	Hohlkasten
-4	1	1	1
-3	2	2	2
-2	3	5	3
-1	7	10	8
0	11	15	13
1	15	18	17
2	15	15	17
3	11	10	14
4	9	8	10
5	8	6	7
6	7	4	4
7	5	3	3
8	3	2	1
9	2	1	-
10	1	-	-

Abb. 6.4.: Auftretenswahrscheinlichkeit $\lambda_{T,\Delta T}$ für den Ermüdungsnachweis in Abhängigkeit der Querschnittsform, aus [7], Tab 12.2

Der Berechnungsaufwand ist damit deutlich größer als beim Ermüdungsnachweis auf Grundlage der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite mit dem Ermüdungslastmodell 3, bei dem nur ein einzelnes Lastmodell und keine Berücksichtigung der Auftretenswahrscheinlichkeit der Temperaturlastfälle anzusetzen ist. In den nachfolgenden Abschnitten wird der Ermüdungsnachweis mit dem ELM4 für zwei Beispielbauwerke auf Grundlage der derzeit gültigen Nachrechnungsrichtlinie geführt. Dabei wird der Einfluss aus der Modifikation der Wöhlerkurve untersucht.

6.2.3. Kurzvorstellung der Beispielbauwerke

Beispiel 1: BW 179 - Wittener Straße, Bochum

Die Brücke im Zuge der Wittener Straße über die L705 (Sheffield Ring) in Bochum wurde 1961 errichtet. Es handelt sich um eine 3-feldrige Spannbetonbrücke mit einer Gesamtlänge von 63,50 m. Die Straßenbrücke besteht aus zwei getrennten Überbauten mit jeweils zwei Hauptträgern mit einem Hohlkastenquerschnitt (Abb. 6.5).

Im Jahre 2016 wurden die Überbauten des Bauwerks gemäß Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) (NRR) durch eine Nachrechnung bewertet. Als Ergebnis der statischen Nachrechnung konnten rechnerische Defizite hinsichtlich der Dekompression und der Ermüdungsfestigkeit im Bereich der Momentennulldurchgänge des Mittelfeldes festgestellt werden. In diesen kritischen Bereichen wurden zudem im Zuge der Brückenprüfungen Risse mit Breiten bis zu 0,5 mm festgestellt, die diese rechnerischen Defizite bestätigten.

Für die rechnerischen Defizite und die tatsächliche Rissbildung konnten vor allem zwei Ursachen festgestellt werden:

1. In der Bestandsstatik für den Neubau wurde, wie seinerzeit üblich, der Temperaturlastfall ΔT_M

nicht berücksichtigt.

2. Im Bereich des Mittelfeldes und über den Stützenachsen wurden Zulagespannglieder eingelegt (Abb. 6.6). Die Verankerung dieser Zulagespannglieder erfolgte unmittelbar vor dem kritischen Bereich. Dabei haben sich diese Spannglieder nicht übergriffen, so dass zum einen die Vorspannkraft fehlte und des weiteren sich sogar ein Spannungszustand einstellte, der stark rissfördernd wirkte.

Durch die ausgeprägte Rissbildung in den kritischen Bereichen von bis zu 0,5 mm ist davon auszugehen, dass die ermüdungswirksamen Beanspruchungen aus dem Verkehr ausschließlich vom Beton bzw. Spannstahl aufgenommen werden musste. Um die Gefahr von Ermüdungsbrüchen des Spannstahls auch zahlenmäßig genauer abschätzen zu können, wurde in diesen Nachweisschnitten der Ermüdungsnachweis mit der Akkumulationhypothese nach PALMGREN und MINER sowie mit dem ELM4 durchgeführt.

Beispiel 2: BW 882 - Werrebrücke, Löhne

Bei dem zweiten Bauwerk handelt es sich um die Überführung der Bundesautobahn A30 über die Werre bei Löhne. Das Bauwerk besteht aus zwei getrennten baugleichen Brückenüberbauten, die in den Jahren

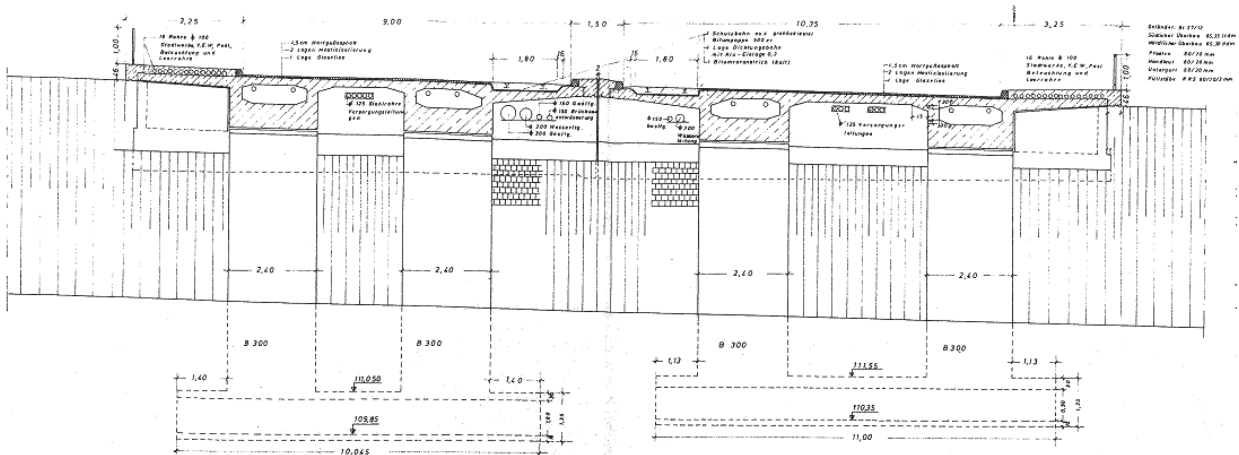


Abb. 6.5.: Querschnitt des BW 179 - Wittener Straße, aus Bauwerksbuch

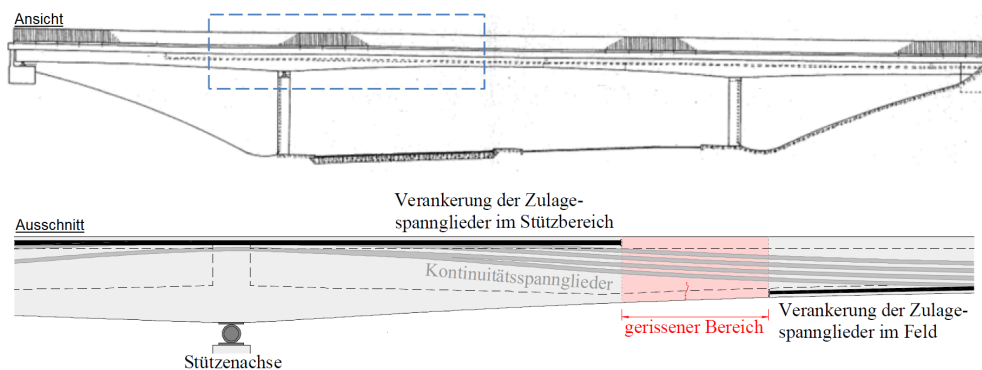


Abb. 6.6.: Ansicht des Bauwerks BW 179 und Teilausschnitt im Bereich der Momentennulldurchgänge des Mittelfeldes

1969/70 errichtet wurden und eine Schiefwinkligkeit von ca. 68° aufweisen. Die Gesamtlänge des sechsfeldrigen Durchlaufträgers beträgt 280 m. Der Querschnitt eines Überbaus besteht aus einem zweistufigen Plattenbalken mit veränderlicher Bauteilhöhe. Die maximale Stützweite ergibt sich mit 78 m im Bereich der Flussüberführung. Hier steigt auch die Bauteilhöhe auf bis zu 4,36 m an den Stützenachsen an.

Das Bauwerk wurde im Jahre 2012 ebenfalls auf Grundlage der Nachrechnungsrichtlinie nachgerechnet. Während der Ermüdungsnachweis mit dem ELM3 in dem großen Flussfeld nachgewiesen werden konnte, ergaben sich in den beiden verbleibenden kritischen Feldbereichen Spannungsschwingbreiten, die über den zulässigen schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{Rsk}/\gamma_{s, fat}$ lagen. In diesen Bereichen wurde daher anschließend in den maßgebenden Nachweisschnitten (Abb. 6.8) der Ermüdungsnachweis mit dem ELM4 durchgeführt.

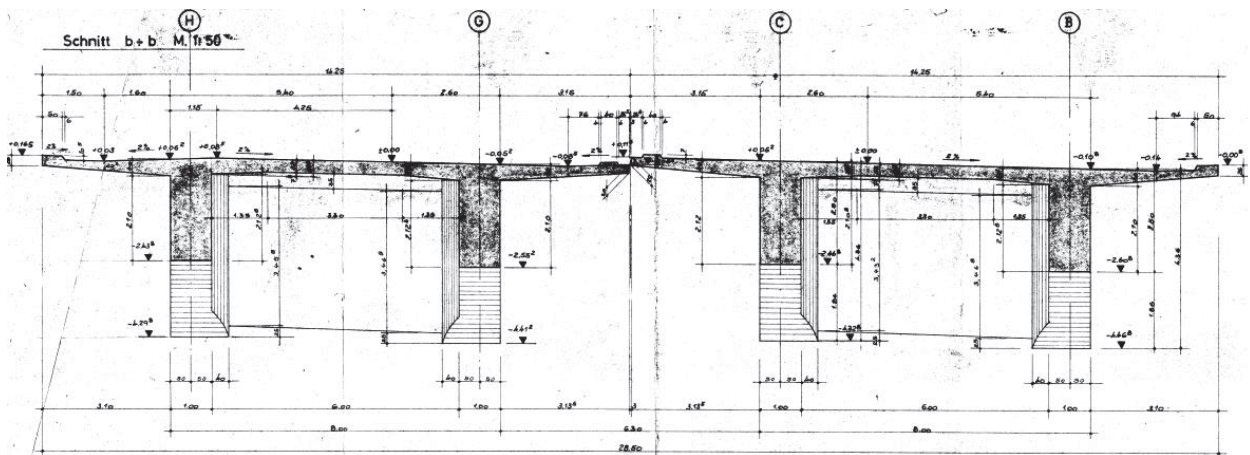


Abb. 6.7.: Querschnitt des Bauwerks BW 882, aus Bauwerksbuch

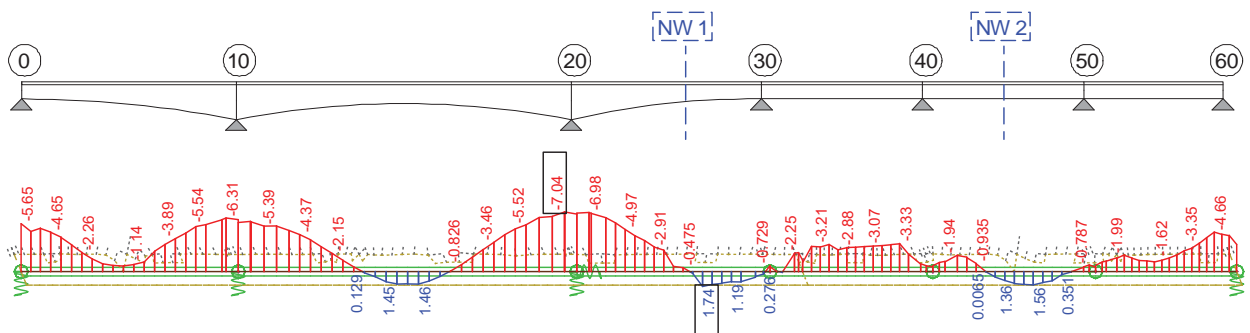


Abb. 6.8.: oben: Kritische Nachweisschnitte für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis
unten: Dekompressionsspannungen an Querschnittsunterseite infolge quasi-ständiger EWK

6.2.4. Bestimmung der rechnerischen Restnutzungsdauer

6.2.4.1. Beispiel 1: BW179

Die wesentlichen Berechnungsergebnisse werden nachfolgend zusammenfassend dargestellt. Dies sind im Wesentlichen die rechnerischen Spannungsschwingbreiten des Spannstahls aus den Überfahrten der verschiedenen Standardfahrzeuge. Bei der Spannungsberechnung wird gemäß Nachrechnungsrichtlinie [7] das Grundmoment M_0 nach folgender Kombination angesetzt:

$$M_0 = 1,00 \cdot M_G + 0,90 \cdot M_{p,dir} + 1,00 \cdot M_{p,ind} + 0,20 \cdot M_{UDL,LM1} + 0,20 \cdot M_{\Delta T_M} \quad (6.4)$$

Hierbei wird auch der quasi-ständige Anteil der gleichmäßig verteilten Verkehrseinwirkung (UDL) berücksichtigt. Dieser Anteil wird jedoch nicht ermüdungswirksam angesetzt. Gleiches gilt für die Beanspruchung aus Temperatur. Für die Hauptträger mit dem Hohlkastenquerschnitt müssen gemäß Abbildung 6.4 13 verschiedene Temperaturlastfälle ($\Delta T_M = -4$ K bis $\Delta T_M = +8$ K) untersucht werden. Bei wiederum fünf unterschiedlichen Beanspruchungen aus den einzelnen Standardfahrzeugen des Lastmodells 4 ergibt sich somit ein Belastungskollektiv aus insgesamt $5 \cdot 13 = 65$ verschiedene Spannungsschwingbreiten im Spannstahl (Tab. 6.1 und Abb. 6.9).

Aus der Übersicht der berechneten Spannungsschwingbreiten ist zu erkennen, dass die Temperatur einen großen Einfluss auf die Größe der Schwingbreite hat. Insbesondere bei den positiven Werten für ΔT_M (Oberseite wärmer) ergeben sich große rechnerische Spannungsschwingbreiten. Diese liegen zwischen 12 und 90 N/mm².

Aus den berechneten Spannungsschwingbreiten können nun unter Berücksichtigung der verschiedenen Ermüdungsfestigkeitskurven (genormt und modifiziert) die Einzelschädigung $D_{\Delta T,i}$ für jede dieser 65 Kombinationen bestimmt werden. Da zudem die jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit des Tempera-

Tabelle 6.1.: Übersicht der rechnerischen Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_p(\Delta T_M)$ in [N/mm²] für die einzelnen Standardfahrzeuge des Lastmodells LM4 für alle ΔT_M (BW179)

ΔT_M [K]	$\lambda_{T,\Delta T}$	LM4.1	LM4.2	LM4.3	LM4.4	LM4.5
-4	0,01	12,4	16,7	18,5	15,2	15,5
-3	0,02	12,3	16,7	18,5	15,1	15,5
-2	0,03	12,3	16,7	18,4	15,1	15,4
-1	0,08	12,3	16,6	20,9	15,1	15,4
0	0,13	12,3	16,6	28,3	16,9	17,9
1	0,17	14,1	23,1	35,3	22,7	23,7
2	0,17	19,6	29,7	42,9	29,1	30,3
3	0,14	25,8	36,8	50,8	36,3	37,6
4	0,10	32,8	44,5	59,1	44,0	45,3
5	0,07	40,1	52,6	67,6	51,9	53,3
6	0,04	47,3	60,8	75,9	59,8	61,3
7	0,03	53,6	68,9	83,8	67,0	68,5
8	0,01	58,6	82,1	90,3	72,8	74,4
9	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-

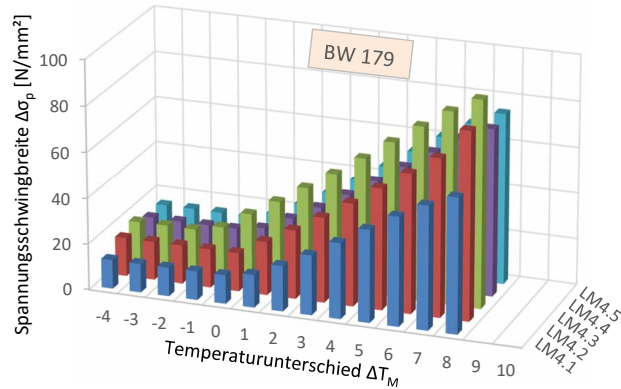


Abb. 6.9.: Grafische Darstellung der rechnerischen Spannungsschwingbreiten im Spannstahl (BW179)

temperaturunterschied $\lambda_{T,\Delta T}$ sowie der Anteil der einzelnen Standardfahrzeuge am Gesamtverkehr p_i bekannt sind, kann gemäß Gleichung (6.3) die jährliche Schädigung D_{year} berechnet werden.

Wie die Vorbetrachtungen in Kapitel 6.2.1 bereits zeigten, bewirkt die Modifikation der Wöhlerkurve eine signifikante Reduzierung der ertragbaren Lastwechselzahl bei Spannungsschwingbreiten kleiner als 120 N/mm^2 . Dies wirkt sich entsprechend auch auf die rechnerische Restlebensdauer des Bauwerks aus (Abb. 6.11). Der Verlauf der Gesamtschädigung D für die ursprüngliche Wöhlerkurve (schwarze Linie) schneidet den Grenzwert der Schädigung ($D = 1$) etwa im Jahre 2020 nach einer effektiven Lebensdauer von 59 Jahren. Durch die Modifikation der Wöhlerkurve (rote Linie) reduziert sich die rechnerische Lebensdauer des Bauwerks auf lediglich 30 Jahre. Der Grenzwert der Schädigung wäre hiernach bereits im Jahre 1991 erreicht worden. Tatsächlich wurde das Bauwerk erst im Jahr 2018 durch einen Ersatzneubau ersetzt. Hier zeigt sich die Problematik der Bestimmung der Restlebensdauer auf Grundlage eines Ermüdungsnachweises, der sehr viele Unsicherheiten enthält und sensitiv auf eine derartige Modifikation reagiert. Diese Problematik wird auch in Kapitel 6.2.5 nochmal diskutiert.

Es fällt auf, dass das dritte Fahrzeug (LM4.3) die größten Schwingbreiten aufweist. Für dieses Fahrzeug werden die größten Achslasten bei gleichzeitig verhältnismäßig geringen Achsabständen angesetzt. Aus der Überfahrt dieses Fahrzeuges entstehen somit i. d. R. die größten Teilschädigungen D_i bzw. $D_{\Delta T,i}$.

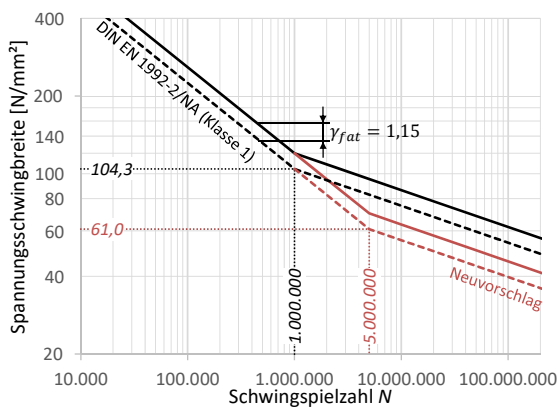


Abb. 6.10.: Bemessungswöhlerkurven für den Ermüdungsnachweis

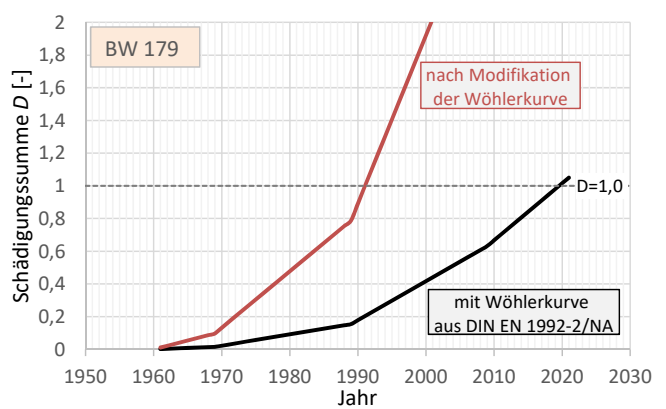


Abb. 6.11.: Vergleich der zeitlichen Entwicklung der Schädigungssumme D (BW179)

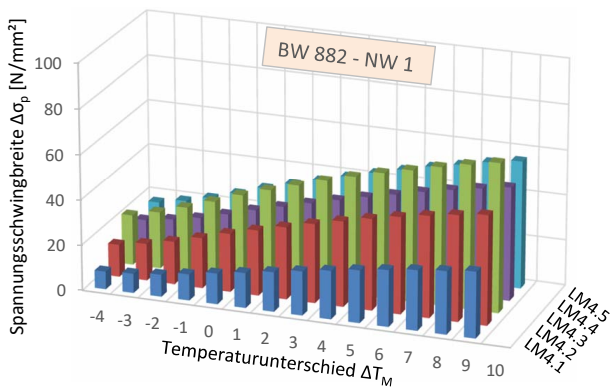
Nach dem Nachweiskonzept der NRR mit dem Ermüdungslastmodell 4 sind erst ab dem Jahr 1970 Überfahrten dieses Fahrzeugtyps anzusetzen. Ab 1990 beträgt der Verkehrsanteil aus diesem Fahrzeug dann bereits 50% des Gesamtanteils. In den Schädigungsverläufen ist daher an dieser Übergangsstelle eine deutliche Zunahme der Schädigung zu erkennen.

6.2.4.2. Beispiel 2: BW882

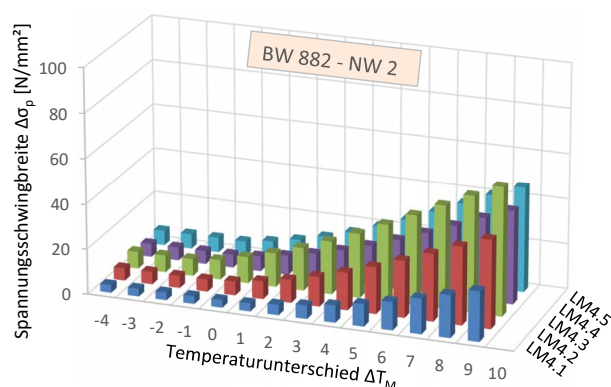
Für das zweite Beispiel liegen ebenfalls die Nachrechnungsergebnisse vor. So können erneut die rechnerischen Spannungsschwingbreiten des Spannstahls durch die Überfahrten der einzelnen Standardfahrzeuge des ELM4 übernommen werden. Der Nachweis erfolgt getrennt für beide Nachweisschnitte NW1 und NW2. Da es sich bei dem Überbau um eine Plattenbalkenbrücke handelt, müssen für diese Brücke sogar 14 verschiedene Temperaturlastfälle ($\Delta T_M = -4\text{K}$ bis $\Delta T_M = +9\text{K}$) untersucht werden (vgl. Abb. 6.4).

Tabelle 6.2.: Übersicht der rechnerischen Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_p(\Delta T_M)$ in $[\text{N}/\text{mm}^2]$ für die einzelnen Standardfahrzeuge des Lastmodells LM4 für alle ΔT_M (BW882)

ΔT_M [K]	$\lambda_{T,\Delta T}$	Nachweisschnitt NW 1					Nachweisschnitt NW 2				
		LM4.1	LM4.2	LM4.3	LM4.4	LM4.5	LM4.1	LM4.2	LM4.3	LM4.4	LM4.5
-4	0,01	7,7	14,3	22,2	14,8	17,6	3,4	5,5	7,5	5,8	6,5
-3	0,02	8,4	16,3	25,1	16,6	19,8	3,4	5,5	7,5	5,8	6,5
-2	0,05	9,6	18,9	28,8	18,9	22,6	3,4	5,4	7,5	5,8	6,5
-1	0,10	11,4	22,1	33,0	22,1	26,2	3,4	5,4	8,7	5,8	6,4
0	0,15	13,4	25,6	37,5	25,6	30,2	3,4	6,1	11,6	6,6	8,0
1	0,18	15,3	28,7	41,3	28,7	33,6	3,6	7,9	14,9	8,5	10,3
2	0,15	17,3	31,7	45,0	31,8	36,9	4,6	10,2	18,9	11,0	13,2
3	0,10	19,3	34,7	48,7	34,8	40,2	6,0	13,1	23,4	14,1	16,8
4	0,08	21,2	37,5	52,1	37,7	43,3	7,7	16,6	28,4	17,8	21,0
5	0,06	23,1	40,2	55,3	40,4	46,3	9,9	20,7	34,0	22,0	25,6
6	0,04	24,8	42,6	58,1	43,1	49,2	12,6	25,1	39,7	26,6	30,7
7	0,03	26,4	44,7	61,0	45,6	51,6	15,7	29,8	45,6	31,5	36,0
8	0,02	27,7	46,6	63,6	47,8	54,3	18,9	34,6	51,4	36,5	41,3
9	0,01	29,1	48,2	65,9	49,8	56,4	22,2	39,2	56,9	41,3	46,4
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



(a) Nachweisschnitt NW1



(b) Nachweisschnitt NW2

Abb. 6.12.: Grafische Darstellung der rechnerischen Spannungsschwingbreiten im Spannstahl (BW882)

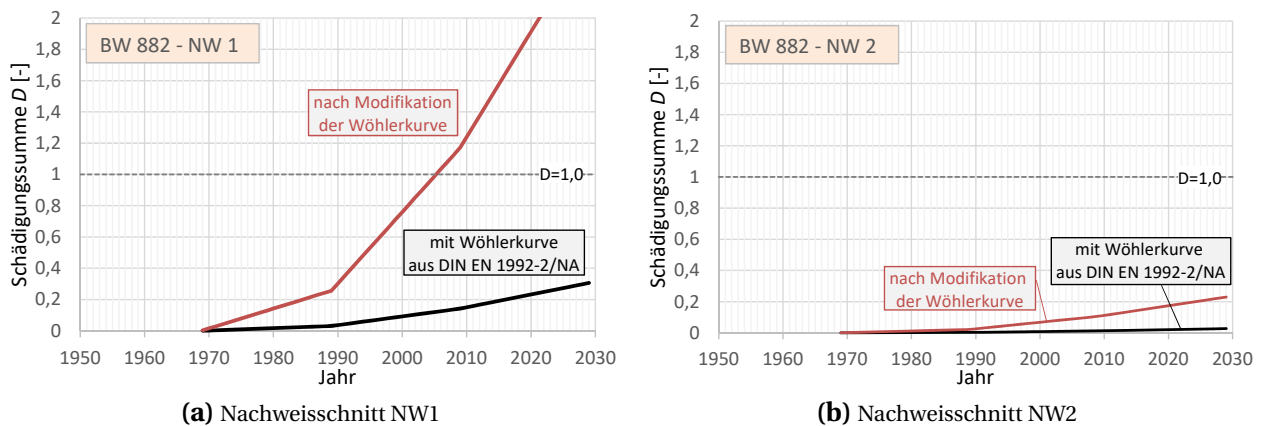


Abb. 6.13.: Vergleich der zeitlichen Entwicklung der Schädigungssummen D beider Nachweisschnitte (BW882)

Für den Nachweisschnitt NW1 ergeben deutlich größere Spannungsschwingbreiten als für den Nachweisschnitt NW2. Während für NW1 mit dem Anstieg von ΔT_M ebenfalls eine nahezu lineare Zunahme der Spannungsschwingbreiten zu erkennen ist, so liegen diese für NW2 bei negativem ΔT_M bei null. Erst für positive ΔT_M -Werte nimmt die Spannungsschwingbreite allmählich zu.

Generell sind die Spannungsschwingbreiten im Nachweisschnitt NW2 deutlich kleiner als im Nachweisschnitt NW1. Das wird auch durch die berechneten Schädigungsverläufe (Abb. 6.13) unterstrichen. Hier kann für den Nachweisschnitt NW2 eine deutlich geringere Schädigungsentwicklung aufgezeigt werden. Zwar ist erneut eine Schädigungszunahme infolge der Modifikation der Wöhlerkurve zu erkennen, allerdings fällt diese bis zum Ende des betrachteten Zeitraums unkritisch aus. Anders sieht das für den Nachweisschnitt NW1 aus. Wie bei dem ersten Beispiel (BW179) bewirkt die Modifikation der Wöhlerkurve eine deutliche Reduzierung der rechnerisch verbleibenden Lebensdauer der Brücke. Der Grenzwert wird rechnerisch bereits im Jahre 2006 erreicht.

6.2.5. Beurteilung der rechnerischen Restlebensdauer nach ELM4

Es ist zu beachten, dass die berechnete rechnerische Restlebensdauer eines Bauwerks mit dem Ermüdungslastmodell 4 mit großen Unschärfen verbunden ist. Der Nachweis reagiert auf bereits geringe Variationen der Einflussparameter ausgesprochen sensitiv. Die Ergebnisse können dabei auf der sicheren oder unsicheren Seite liegen. Wenn bei einem Bauwerk die rechnerische Grenzschädigung $D = 1$ in einem bestimmten Jahr erreicht wird, ist zu beachten, dass dieser Wert nach oben und unten von 1,0 abweichen kann. Die berechnete Lebensdauer ist daher eher als Richtwert zur qualitativen Einschätzung der Ermüdungsproblematik anzusehen, wenn für ein Bauwerk mit dem eigentlichen Ermüdungsnachweis mit dem ELM3 keine ausreichende Festigkeit nachgewiesen werden kann.

Dies kann an dem zweiten Beispiel (BW882) sehr anschaulich verdeutlicht werden. Für beide Nachweisschnitte konnte im Zuge der Brückennachrechnung der Ermüdungsnachweis der Spannglieder mit dem ELM3 nicht erbracht werden. Die Berechnung der rechnerischen Restlebensdauer mit dem ELM4 zeigt nun, dass der Nachweisschnitt NW2 deutlich weniger kritisch hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit zu bewerten ist als der Nachweisschnitt NW1. Eine exakte Festlegung der verbleibenden Lebensdauer an-

hand der Rechenergebnisse ist jedoch nicht auch nur annähernd zuverlässig möglich und daher nicht sinnvoll.

Zwar wird mit dem Ansatz der verschiedenen Standardfahrzeuge des ELM4 der Straßenverkehr realistischer abgebildet als mit dem einzelnen Lastbild des ELM3, jedoch kann auch dieser nicht den realen Verkehr auf Brückenbauwerken nach Achslasten, Achskonfiguration und Auftretenshäufigkeit exakt abdecken. So können beispielsweise die unterschiedlichen Beladungszustände der Fahrzeuge oder die tatsächliche Position des Fahrzeugs während der Überfahrt nicht exakt erfasst werden. Das Gleiche gilt auch für den Ansatz der Temperatur. Diese wird bereits mit den verschiedenen Auftretenswahrscheinlichkeiten $\lambda_{T,\Delta T}$ genauer erfasst, jedoch können auch diese jährlich variieren. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass ein realistischer Ansatz ermüdungswirksamer Einwirkungen bei Brückenbauwerken mit sehr großen Schwierigkeiten verbunden ist. Nicht zuletzt können sich die Verkehrslasten streckenabhängig stark unterscheiden.

Auch bei der Spannungsberechnung im kritischen Nachweisschnitt erfolgt i. d. R. eine auf der sicheren Seite liegende Vereinfachung. Die Berechnung wird im Allgemeinen im reinen Zustand II durchgeführt. D. h. die Betonzugfestigkeit wird vollständig vernachlässigt und es wird - bei Überschreitung der Dekompression - ein dauerhaft vollständig gerissener Querschnitt angesetzt. Wenn jedoch am Bauwerk keine Rissbildung in dem betrachteten Nachweisschnitt festgestellt werden kann, ist es unwahrscheinlich, dass sich die ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten auch in der berechneten Größenordnung einstellen.

Die Aufteilung der inneren Zugkräfte auf den Betonstahl und Spannstahl erfolgt im Verhältnis der Verbundsteifigkeiten. Wie die Versuche gezeigt haben, verhielt sich dieses Verhältnis über die Versuchslaufzeit nicht konstant sondern war zudem von der Beanspruchung abhängig. Auch das Bewehrungsverhältnis A_s/A_p scheint einen maßgeblichen Einfluss auf die Verteilung der Stahlspannungen bei gemischter Bewehrung zu haben. Durch den Ansatz eines konstanten und größtenteils unabhängigen Verhältniswertes ξ nach DIN EN 1992-2 können sich daher rechnerische Stahlspannungen im Beton- und Spannstahl ergeben, die von den tatsächlich am Bauwerk zu erwartenden Stahlspannungen abweichen.

Des Weiteren wird darauf hingewiesen, dass es sich auch bei der rechnerischen Grenzschädigung $D = 1$ eine streuende Größe handelt. MINER selbst hat dies bereits in [108] an eigenen Versuchen aufgezeigt. Im Zuge einer Versuchsreihe von Stahlproben hat er rechnerische Schädigungswerte zwischen $D = 0,8$ und $D = 1,5$ nachweisen können. Dies ist wiederum auf eine entsprechende Streuung der Ermüdungsfestigkeit des Bauteils bzw. des Materials (wie z. B. die Wöhlerkurve) zurückzuführen. Dass selbst die Ermüdungsfestigkeit von baugleichen Spannbetonbalken unter Laborbedingungen stark streuen kann, zeigten die eigenen Ermüdungsversuche in Kapitel 3.2. Es ist anzunehmen, dass die Streuung der Ermüdungsfestigkeit bei realen Brückenbauwerken möglicherweise noch stärker ausgeprägt ist. Daher ist eine Berechnung der Restlebensdauer auf Grundlage eines „genauen“ Betriebsfestigkeitsnachweises nicht sinnvoll.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die vorgeschlagene Modifikation zu einem signifikant reduzierten rechnerischen Ermüdungswiderstand führen kann, was aber zunächst nicht im Einklang mit den Erfahrungen aus dem Bestand steht.

6.3. Durchführung eines Rissmonitorings an einem Brückenbauwerk

Nachfolgend wird der Frage nachgegangen, inwieweit Spannstahlbrüche durch ein Rissmonitoring detektiert werden können.

6.3.1. Ausgangslage

In Kapitel 6.2.3 wurde das Bauwerk BW179 mit den Defiziten hinsichtlich eines ausreichenden Ermüdungswiderstands bereits als Beispielbrücke 1 kurz vorgestellt. Letztlich wurde der Ermüdungsnachweis mit dem Ermüdungslastmodell 4 geführt und die zugehörige rechnerische Restlebensdauer des Bauwerks abgeschätzt. Diese konnte auf Grundlage der derzeit gültigen Wöhlerkurve bis etwa zum Jahr 2020 ermittelt werden. Da das Bauwerk in den kritischen Bereichen der Hauptträger jedoch auch schon eine ausgeprägte Rissbildung mit Rissbreiten bis zu 0,5 mm Breite aufwies, wurde unmittelbar nach der Durchführung der statischen Nachrechnung vom Bauherrn der kurzfristige Ersatzneubau des Bauwerks beschlossen. Bis zum Zeitpunkt des Ersatzneubaus sollte jedoch der Verkehr auf und unterhalb der Brücke weiter sichergestellt werden.

Im Folgenden wurde ein Konzept für die Überwachung des Bauwerks sowie verkehrsbeschränkende Maßnahmen entwickelt, welches u. A. auf den Erkenntnissen aus den in Kapitel 3.2 vorgestellten Ermüdungsversuchen basierte. Als erste Sofortmaßnahme wurde der Verkehr auf dem Bauwerk auf 30 t beschränkt. Zur Absicherung der Verkehrsnutzung bis zum Abbruch des Bauwerks wurde zusätzlich die Durchführung eines Rissmonitorings beschlossen, mit dessen Hilfe ein potenzieller Spannstahlausfall infolge Ermüdung durch zunehmende Rissbreiten frühzeitig erkannt werden sollte. Die Versuchsergebnisse der Ermüdungsversuche (Kap. 3.2) zeigten, dass sich das endgültige Versagen des Bauteils durch ein sukzessives Anwachsen der Rissbreite ankündigte. Bei den Spanngliedern aus mehrdrähtigen Litzenbündeln, erfolgen die Ermüdungsbrüche drahtweise. Vielmehr konnten in Kapitel 4.1.1.3 sogar bestimmte Versagenspunkte definiert werden, bei denen eine Intensivierung der Rissbreitenzunahme festgestellt werden konnte. Durch die ständige Überwachung der Rissbreitenänderungen in den Versuchen, war es somit möglich, abzuschätzen, ob sich ein kritischer Zustand mit Ankündigung eines Versagens des Versuchsträgers in absehbarer Zeit einstellen würde oder nicht. Dieses in den Versuchen beobachtete Ankündigungsverhalten diente letztlich als Grundlage für das Rissmonitoring am Bauwerk BW179.

6.3.2. Beschreibung des Brückenmonitorings

Für das Rissmonitoring wurden insgesamt 16 Messstellen zur Rissbreitenmessung eingerichtet. Die Anzahl ergab sich aus der Anzahl der Überbauten (2), der Hauptträger pro Überbau (2), der kritischen Bereiche (2) und der beidseitigen Anordnung pro Hauptträger. Somit wurden an jedem Hauptträger jeweils im Bereich des Momentennulldurchgangs des Mittelfeldes zwei Messstellen angeordnet. Zur Rissbreitenmessung wurden am Bauwerk induktive Wegaufnehmer verwendet. Diese wurden seitlich im Bereich der Risse angeordnet, so dass diese nicht das Lichtraumprofil der überführten Straße beeinträchtigten (Abb. 6.14).



Abb. 6.14.: Induktiver Wegaufnehmer an einer Messstelle am Bauwerk

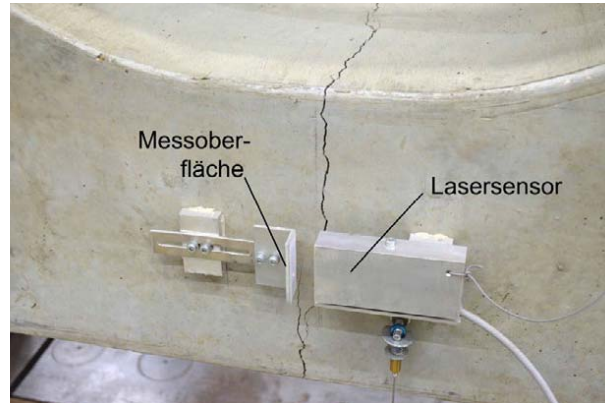


Abb. 6.15.: Laserwegaufnehmer am Initialriss am Versuchsträger

Neben der Rissbreitenmessung wurden zusätzliche Temperaturmessstellen zur Messung der Lufttemperatur eingerichtet. Eine Temperaturmessstelle befand sich dabei seitlich an einer Brückenkappe und eine weitere unterhalb des Überbaus an einem Stützpfeiler. Temperaturmessstellen zur Erfassung der Bauwerkstemperatur innerhalb der Querschnitte wurden jedoch nicht angeordnet. Damit lagen keine Messwerte zur Temperaturverteilung im Überbau vor. Quantitative Aussagen zum Einfluss aus der Temperaturdifferenz ΔT_M waren somit auch nicht möglich.

Die Messdaten aus der Rissbreiten- und der Lufttemperaturmessung wurden auf einem Steuerrechner, der direkt am Bauwerk angebracht und dauerhaft mit Strom versorgt wurde, gespeichert und täglich als Datenpaket verschickt. Das Intervall zur Messwertabfassung wurde mit 0,5 Hz möglichst gering gewählt, um eine schlagartige Rissbreitenzunahme infolge eines ermüdungsbedingten Spanndrahtbruches identifizieren zu können.

Das Rissmonitoring startete im Juni 2016 und wurde vor dem Abbruch des zweiten Überbaus im Dezember 2018 beendet. Ende Oktober 2017 wurde bereits der erste Brückenüberbau abgebrochen. Unmittelbar vor dem Abbruch wurde die Messtechnik dieses Überbaus teilweise demontiert. Der verbleibende zweite Überbau wurde jedoch weiterhin überwacht, da über diesen nun der Verkehr aus beiden Verkehrsrichtungen geführt wurde. Nachdem der Ersatzneubau des ersten Überbaus fertiggestellt worden war, konnte der Verkehr auf diesen umgeleitet und der verbliebene zweite Überbau abgebrochen werden.

Vor dem Start des Rissmonitorings wurde an allen Messstellen die Rissbreite mit einer Risschablone ermittelt. Diese Werte wurden als Startwert der Rissbreitenmessung angesetzt. Aus den Wegaufnehmer konnten dann die Rissbreitenänderungen als Δw bestimmt auf den händisch ermittelten Startwert w_0 addiert werden.

6.3.3. Zu erwartende Rissbreitenänderung infolge Spanndrahtausfall

Bei der Planung des Rissbreitenmonitorings stellte sich die Frage, mit welchen Rissbreitenänderungen infolge einzelner Spanndrahtbrüche infolge Ermüdung zu rechnen ist. Um diese Frage zu klären, wird

im Folgenden ein Berechnungsansatz zur Abschätzung der zu erwartenden die Rissbreitenänderungen an Spannbetonbauwerken vorgestellt. Dieser basiert auf dem Rechenansatz von HEEKE aus [64]:

$$w(t) = \frac{(1 - k_t(t)) \cdot (\Delta\sigma_{pr}(t))^2 \cdot A_p(t)}{0,72 \cdot \pi \cdot f_{ctm} \cdot E_p \cdot \sqrt{A_p(t)}} \quad (6.5)$$

HEEKE hat diese Berechnungsgleichung in seinen experimentellen Versuchen an Spannbetonbauteilen zur Abschätzung der Rissbreitenänderung infolge sukzessivem Spannstahlausfall über die Zeit t entwickelt. Bei $k_t(t)$ handelt es sich um einen Völligkeitsbeiwert für die Verbundspannung zum Zeitpunkt t . Dieser kann für zyklische oder langandauernde Belastungen im Allgemeinen zu $k_t(t) = 0,4$ angenommen werden. Mit $\Delta\sigma_{pr}(t)$ hat HEEKE die Spannstahldifferenz zwischen der planmäßigen Oberlast $\sigma_{p,max}$ und der Vorspannung $\sigma_{pm\infty}$ bezeichnet. Diese ist ebenfalls vom Zeitpunkt t abhängig, da die Restspannstahlfläche infolge einzelner Spanndrahtbrüche reduziert wird und damit die Spannstahlspannung $\sigma_{p,max}$ ansteigt. In der Gleichung (6.5) ist zudem die Umrechnung der Spannstahlfläche eines Spanngliedes auf einen äquivalenten Spannstahldurchmesser gemäß TROST ET AL. (Gl. (4.60)) eingearbeitet.

Diese Bestimmungsgleichung kann nun auch zur Abschätzung der zu erwartenden Rissbreitenänderungen am Brückenbauwerk im kritischen Nachweisschnitt verwendet werden. Allerdings sind hierfür noch einige Annahmen zu treffen. Im Folgenden wird dies am Bauwerk BW179 erläutert: Die Betongüte (B450) sowie die Spannstahlgüte (St145/160) können der Bestandsstatik entnommen werden. Bei den Längsspanngliedern handelt es sich um das Spannsystem A80 von POLENSKY UND ZÖLLNER. Ein solches Spannglied besteht aus einem Drahtbündel aus 32 Einzeldrähten (oval) und hat eine Gesamtspannstahlfläche von $A_p = 480 \text{ mm}^2$. Die Höhenlage der Spannglieder in den einzelnen Querschnitten kann ebenfalls den Bestandsplänen entnommen werden. Die Betonstahlbewehrung wird für die Rissbreitenberechnung vollständig vernachlässigt, da es sich hierbei um eine geringe Anzahl an glatten Betonstählen (BSt I) mit einem Durchmesser von lediglich $\varnothing_s = 8 \text{ mm}$ handelt.

Die Bestimmung der tatsächlichen Vorspannkraft der Spannglieder ist dagegen deutlich schwieriger. Für die nachfolgenden Berechnungen wird eine pauschale Berücksichtigung von 15% Kriech- und Schwindverlusten auf einen gemäß Bestandsstatik angesetzten Vorspanngrad von $\sigma_{pm0} = 0,55 \cdot \beta_z$ angesetzt:

$$\sigma_{pm\infty} = (1 - 0,15) \cdot 0,55 \cdot 1.600 = 748 \text{ N/mm}^2 \quad (6.6)$$

Da die tatsächlichen Spannstahlspannungen unter Last nicht bekannt sind, werden diese für die Ausgangsberechnung ($t = 0$, entspricht 0% Spannstahlausfall) als Näherung so ermittelt, dass sich eine Ausgangsrissbreite von $w_0 = 0,2 \text{ mm}$ ergibt. Die Gleichung (6.5) kann hierfür nach $\Delta\sigma_{pr}(t = 0)$ umgestellt werden:

$$0,2 = \frac{(1 - 0,4) \cdot (\Delta\sigma_{pr}(t = 0))^2 \cdot 480}{0,72 \cdot \pi \cdot 3,5 \cdot 195.000 \cdot \sqrt{480}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{pr}(t = 0) = 153,3 \text{ N/mm}^2 \quad (6.7)$$

Mithilfe eines Rechenprogramms wird nun eine Querschnittsberechnung im kritischen Nachweisschnitt (Abb. 6.16) durchgeführt. Es wird eine äußere Biegebeanspruchung angesetzt, bis sich in der untersten

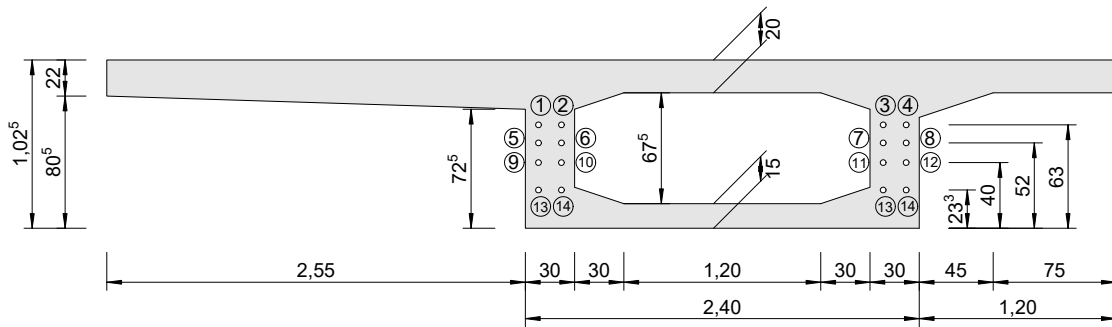


Abb. 6.16.: Querschnitt des Hauptträgers und Lage der Spannglieder im kritischen Nachweisschnitt

Spanngliedlage (Spannglieder Nr. 13-16) eine Zusatzspannung von $153,3 \text{ N/mm}^2$ ergibt. Für die Berechnung wird vereinfachend nur eine einachsige Biegung angesetzt. Die Vorspannung der Spannglieder wird bei der Querschnittsdefinition über eine Vordehnung der Spannstahtfläche berücksichtigt.

Für den gegebenen Querschnitt konnte bei einem zusätzlichen Biegemoment aus äußerer Beanspruchung von $M = 3.330 \text{ kNm}$ eine Zusatzspannung im Spannstaht von $\Delta\sigma_p = 154,1 \text{ N/mm}^2$ ($\approx 153,3 \text{ N/mm}^2$) ermittelt werden (vgl. Abb. 6.17a). Anschließend wurden die Zusatzspannungen bei gleicher Beanspruchung, jedoch mit reduzierter Spannstahtfläche bestimmt. Die Reduzierung der Spannstahtfläche erfolgte mithin drahtweise. D. h. die Spannstahtfläche eines Spanngliedes wurde sukzessiv um die Querschnittsfläche eines Drahtes ($\Delta A_p = 15 \text{ mm}^2$) abgemindert. In Abbildung 6.17b sind beispielhaft die Spannungen nach dem 32. Spanndrahtbruch (Ausfall eines ganzen Spannglieds) dargestellt.

Mit Anstieg der Spannstahtspannungen ist auch eine Zunahme der rechnerischen Rissbreiten zu erwarten. Diese kann wiederum mit der Gleichung (6.5) bestimmt werden. Die Restspannstahtfläche $A_p(t)$ muss hierbei unter Berücksichtigung der bereits ausgefallenen Spanndrähte angesetzt werden. Da jedoch die Spanndrahtbrüche in verschiedenen Spanngliedern erfolgen können, variiert auch die Restspannstahtfläche der Spannglieder. Daher werden im Folgenden drei verschiedene Ausfallszenarien untersucht. Bei allen drei Varianten ist jedoch davon ausgegangen, dass die Spanndrahtbrüche mit hoher Wahrscheinlichkeit in den Spanngliedern Nr. 13 bis 16 (unterste Spanngliedlage) auftreten, da hier die größten Beanspruchungen zu erwarten sind.

Ausfallszenario 1: Schädigung einzelner Spannglieder

Hier wird angenommen, dass die Spanndrahtbrüche immer am gleichen Spannglied erfolgen, bis alle Spanndrähte ausgefallen. Somit treten die ersten 32 Drahtbrüche am gleichen Spannglied auf. Anschließend beginnt die Schädigung an einem zweiten Spannglied, bis auch dieses vollständig ausfällt.

Ausfallszenario 2: Abwechselnde Schädigung von zwei Spanngliedern

Im Unterschied zum Ausfallszenario 1 wird hier eine abwechselnde Schädigung von zwei Spanngliedern angenommen. Nach insgesamt 64 Spanndrahtbrüchen sind somit beide Spannglieder vollständig ausgefallen.

Ausfallszenario 3: Abwechselnde Schädigung von vier Spanngliedern

Mit diesem Ausfallszenario werden die Spanndrahtbrüche sogar abwechselnd auf alle vier Spann-

glieder (Nr. 13 bis 16) verteilt.

Bei allen drei Ausfallszenarien ergeben sich damit in der untersten Spanngliedlage unterschiedliche Restspannstahlflächen. Für die Berechnung der Rissbreite nach Gleichung (6.5) wird hierfür eine gemittelte Spannstahlfläche angesetzt. Dieser Ansatz ist auf DIN EN 1992-1-1, Abs. 7.3.3 (NA.7) zurückzuführen.

$$A_{pm}(t) = \frac{A_{p,13}(t)^2 + A_{p,14}(t)^2 + A_{p,15}(t)^2 + A_{p,16}(t)^2}{A_{p,13}(t) + A_{p,14}(t) + A_{p,15}(t) + A_{p,16}(t)} \quad (6.8)$$

In der Tabelle 6.3 sind beispielhaft für das erste Ausfallszenario (Spanndrahtausfall konzentriert an einzelnen Spanngliedern) die rechnerischen Rissbreiten w_i in Abhängigkeit der Anzahl aufgetretener Spanndrahtbrüche angegeben. Im unbeschädigten Zustand beträgt diese $w_0 = 0,2$ mm. Nach dem Ausfall des ersten Spanngliedes wächst die rechnerische Rissbreite bereits auf 0,5 mm an. Bezogen auf den Ausgangswert ($w_i - w_0$) entspricht dies einer Erhöhung um 0,3 mm. Die Ergebnisse der beiden übrigen Aus-

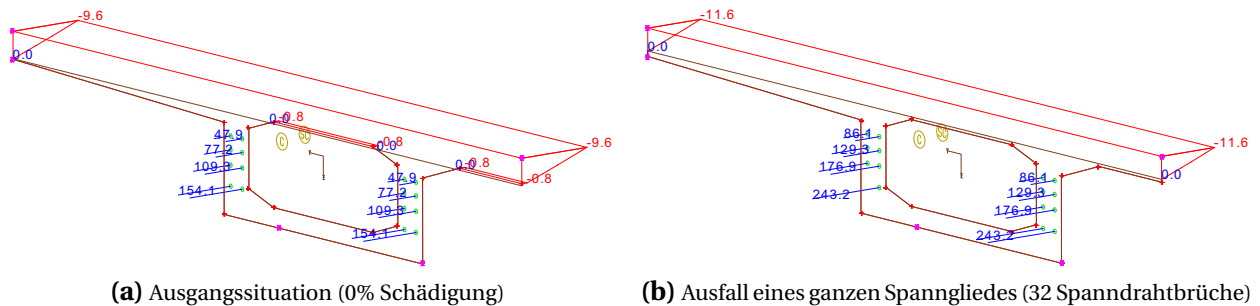


Abb. 6.17.: Spannungen im Beton und Spannstahl infolge Biegebeanspruchung $M = 3.330$ kNm

Tabelle 6.3.: Berechnung der Rissbreitenänderungen für Ausfallszenario 1

Spannglied	Restspannstahlfläche $A_p(t)$						$\Delta\sigma_p$ 13-16	w_i 13-16	$w_i - w_0$ 13-16
	1-12	13	14	15	16	13-16			
Drahtbruch	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]
0	480	480	480	480	480	480	154,1	0,202	-
1	480	465	480	480	480	476,3	156,5	0,208	0,005
5	480	405	480	480	480	463,5	166,2	0,231	0,029
10	480	330	480	480	480	452,0	179,0	0,265	0,062
15	480	255	480	480	480	446,2	192,3	0,304	0,101
20	480	180	480	480	480	446,7	206,3	0,350	0,148
25	480	105	480	480	480	454,5	221,2	0,405	0,203
32	480	0	480	480	480	480	243,2	0,504	0,302
35	480	0	435	480	480	466,0	253,2	0,538	0,336
40	480	0	360	480	480	447,3	270,5	0,601	0,399
45	480	0	285	480	480	435,4	288,6	0,676	0,473
50	480	0	210	480	480	431,5	307,7	0,765	0,562
55	480	0	135	480	480	437,5	327,9	0,874	0,672
60	480	0	60	480	480	455,3	349,0	1,010	0,808
64	480	0	0	480	480	480	366,8	1,145	0,943

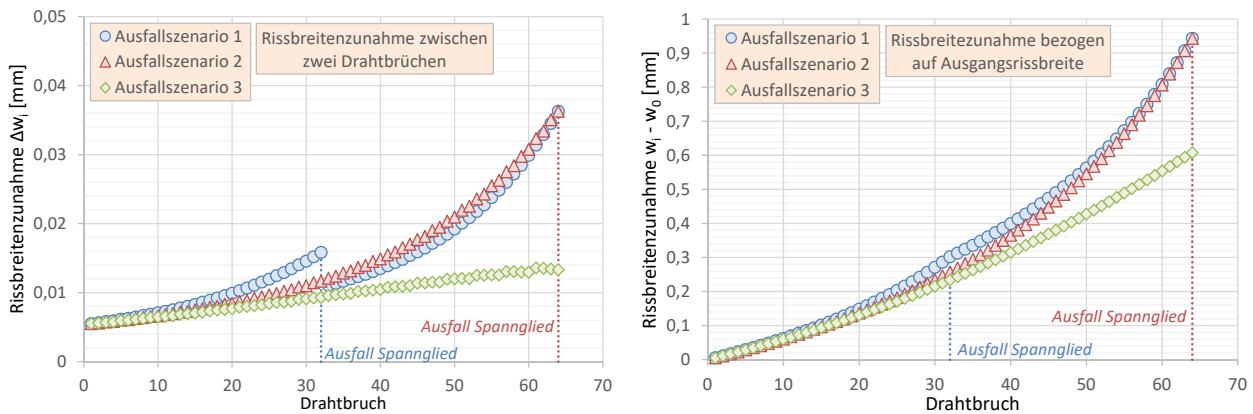


Abb. 6.18.: Gegenüberstellung der rechnerischen Rissbreitenzunahmen für die drei Ausfallszenarien

fallszenarien sind grafisch dargestellt (Abb. 6.18).

Eine exakte Bestimmung der zu erwartenden Rissbreiten ist aufgrund der großen Streuungen und Unschärfen bei den maßgebenden Einflussparametern hierbei nicht zu erwarten. Durch die Untersuchung der verschiedenen Ausfallszenarien soll vielmehr eine Abschätzung der Größenordnung erfolgen. Hier zeigen die Untersuchungen, dass einzelne Spanndrahtbrüche vermutlich nicht messtechnisch durch das Rissmonitoring erfasst werden können. Die Rissbreitenänderungen infolge eines einzelnen Drahtbruches liegen im Bereich von weniger als 0,01 mm. Diese Größenordnung liegt zwar noch im Messbereich der Wegaufnehmer, allerdings können solche Rissbreitenänderungen nicht eindeutig auf einen Spanndrahtbruch zurückgeführt werden.

Viel interessanter für die Überwachung des Bauwerk ist die absolute Rissbreitenzunahme infolge kumulierter Spannstahlschädigung. So ist bereits nach Ausfall von ca. 15 Spanndrähten, welches einer Gesamtschädigung von ca. 6% entspricht, eine Rissbreitenzunahme von ca. 0,1 mm zu erwarten. Eine solche dauerhafte Rissbreitenzunahme sollte während des Monitoring durch die Rissbreitenmessung erkannt werden können. Gleichzeitig ist nicht zu erwarten, dass es bei einem Ausfall von 6% der Gesamtspannstahlfläche bereits zu einem Versagen des Bauwerks kommt.

Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass bereits in dem Zeitraum zwischen der Errichtung und dem Start des Rissmonitoring erste Spannstahlschäden infolge Ermüdung aufgetreten sind. Der Schädigungszustand der Spannglieder zu Beginn des Monitorings konnte nicht bestimmt werden. Für den Fall, dass die Spannglieder bereits eine fortgeschrittene Schädigung erfahren haben, ist mit größeren Rissbreitenzunahmen und auf der anderen Seite mit einer geringeren Restsicherheit zu rechnen.

6.3.4. Darstellung ausgewählter Messwerte aus dem Monitoring

In der Abbildung 6.19 sind die Rissbreiten- und Temperaturverläufe an zwei ausgewählten Messstellen für den Zeitraum vom 01.06.2016 bis 31.07.2017 sowie für den 26.05.2017 als Einzeltagesmessung dargestellt. Die ausgewählten Messstellen waren am gleichen Hauptträger an den jeweils gegenüberliegenden Seiten angeordnet. Beide Messstellen zeichneten somit die Rissbreitenänderungen des gleichen Risses eines Hauptträgers auf.

Es ist zu erkennen, dass eine Rissbreitenänderung von $\Delta w \leq 0,01$ mm keine sinnvolle Größe zur Identifikation eines Spanndrahtbruchs darstellt. Im Vergleich zu den tatsächlich auftretenden Rissbreitenschwankungen infolge Temperatur und Verkehr ist eine solche sprunghafte Rissbreitenänderung infolge eines einzelnen Drahtbruchs zu gering, als dass sie detektiert werden könnte. Zudem unterschied sich die Durchführung des Rissmonitoring am Bauwerk von den Untersuchungen am Versuchsträger. Zum einen waren am Versuch deutlich größere Rissbreitensprünge infolge einzelner Spanndrahtbrüche festzustellen, da die Gesamtanzahl der verwendeten Spanndrähte im Vergleich geringer und damit das Schädigungsverhältnis infolge eines Drahtbruchs größer war. Das Auftreten eines Spanndrahtbruchs konnte zudem eindeutig durch die zusätzliche Mikrofon- und Beschleunigungsmessung identifiziert werden. Des weiteren wurden die Versuchsträger immer der gleichen zyklischen Belastung ohne zusätzlichen Temperatureinfluss ausgesetzt. Die tatsächlichen Beanspruchungen am realen Brückenbauwerk sind dagegen unbekannt und zudem stark temperaturabhängig.

Vor allem der Einfluss aus der Temperatur war an dem überwachten Brückenbauwerk sehr ausgeprägt.

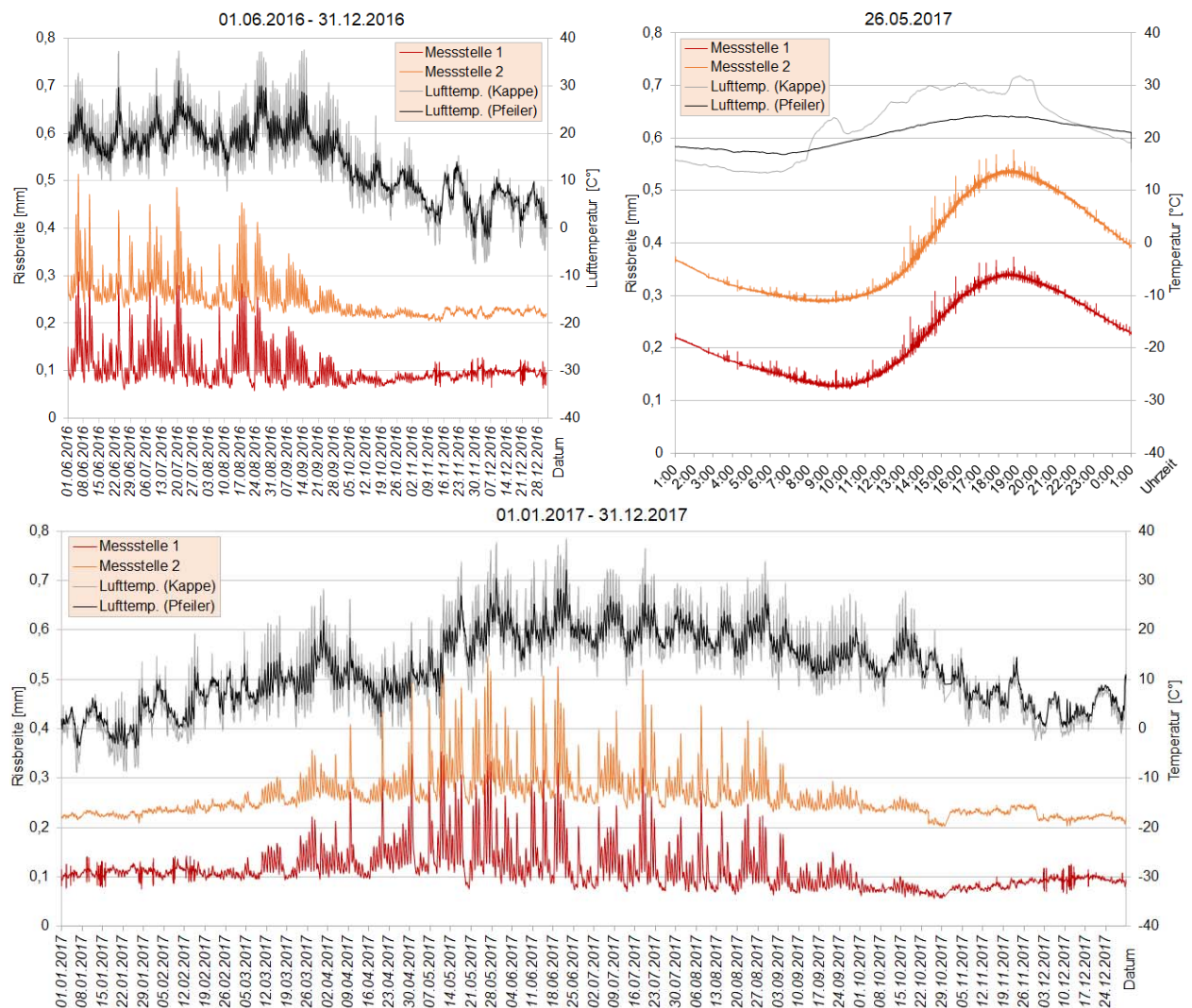


Abb. 6.19.: Rissbreiten- und Temperaturverläufe von zwei ausgewählten Messstellen

So können innerhalb eines Tagesverlaufs bereits nur aus dem Temperatureinfluss Rissbreitenschwankungen von teilweise mehr als 0,2 mm beobachtet werden (Abb. 6.19). Auch über die Jahreszeit betrachtet ist der Einfluss aus der Temperatur zu erkennen. Sind während der Wintermonate die Rissbreitenschwankungen verhältnismäßig gering, steigen diese im Zeitraum zwischen April und September wieder deutlich an.

Während dieser Sommermonate ist es nun ebenfalls schwierig eine potenzielle Rissbreitenzunahme infolge sukzessiv ausfallender Spannstahlbewehrung zu identifizieren, da mit den ansteigenden Temperaturen auch die Rissbreiten tendenziell zunehmen. Damit jedoch eine solche Schädigungszunahme mit großer Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden kann, muss die Rissbreiten nach diesen Sommermonaten wieder abfallen und das Niveau von zuvor erreichen. Im Falle eines nennenswerten Spannstahlausfalls ist davon auszugehen, dass sich ein bleibender Rissbreitenzuwachs einstellt. Eine solche bleibende Rissbreitenzunahme konnte jedoch für alle Messstellen während des gesamten Monitorings nicht beobachtet werden.

6.3.5. Kritische Bewertung des Rissmonitorings

Mit der Durchführung des Rissmonitorings konnte die Aufrechterhaltung des Verkehrs auf dem Bauwerk BW179 bis zur Verkehrsübergabe auf das Ersatzbauwerk sichergestellt werden. Während der Überwachung konnten zudem keine Anzeichen einer fortschreitenden Spanngliedschädigung festgestellt werden. Eine Klärung des tatsächlichen Schädigungszustands der Spannglieder nach Abbruch des Bauwerks war leider nicht möglich, da eine Spannstahlentnahme im Zuge der Abbrucharbeiten nicht erfolgte. Die prinzipielle Eignung eines Rissmonitoring zur Überwachung eines Bauwerks unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen konnten jedoch erfolgreich bestätigt werden. Allerdings konnten auch einige Punkte zur Optimierung des Monitoringkonzepts festgestellt werden, die nachfolgend kurz erläutert werden.

Neutralisierung der Rissbreitenschwankungen infolge Verkehr und Temperatur

Für die Identifikation einer fortschreitenden Spannstahlschädigung infolge Ermüdung ist die Erfassung dauerhaft bleibender Rissbreitenzunahmen von entscheidender Bedeutung. Damit diese besser erkannt werden kann, ist es hilfreich, zusätzlich die Einflüsse aus Temperatur und dem variablen Verkehr zu bestimmen.

Überfahrten aus dem Schwerverkehr zeichnen sich dabei i. d. R. als kurze Ausschläge der Rissbreitenverläufe ab. Die Abbildung 6.20 zeigt die Rissbreitenverläufe aus einer definierten Überfahrt eines 44 t Mobilkrans, der im Zuge einer Probelastung über die Brücke gefahren ist. Für die Überfahrten des Mobilkrans wurde die Brücke für den übrigen Verkehr gesperrt. Infolge der einzelnen Überfahrten können Rissbreitenzunahmen von bis zu 0,06 mm nachgewiesen werden. Allerdings ist auch zu erkennen, dass die Rissbreiten der beiden Messstellen, nachdem das Fahrzeug den Überbau verlassen hatte, wieder auf das Niveau vor der Überfahrt zurückfallen. Das kann als Indiz dafür angesehen werden, dass es im Zuge der Überfahrt nicht zu einer Schädigung im Spannglied durch Spanndrahtbrüche kam. Solche verkehrsinduzierten Ausschläge der Rissbreiten können beispielsweise durch eine *Glättung* der Messwer-

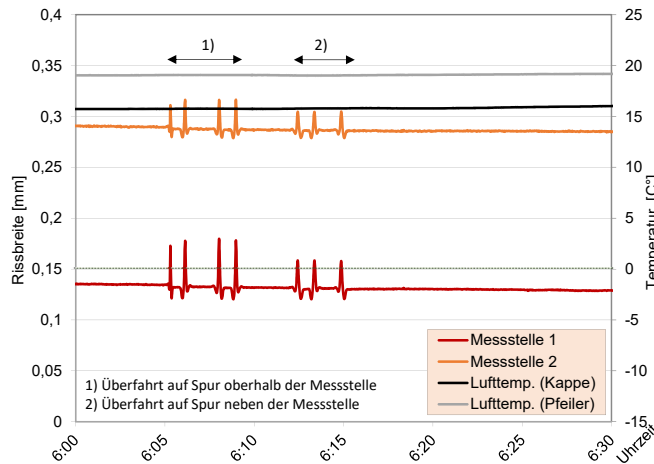


Abb. 6.20.: Rissbreitenmessung während der Probekbelastung mit 44t Mobilkran



Abb. 6.21.: Überfahrt des 44t Mobilkrans als Probekbelastung

te neutralisiert werden. Dadurch ergibt sich ein gleichmäßiger Verlauf der Rissbreite, an dem mögliche dauerhafte Rissbreitenzunahmen einfacher bestimmt werden können.

Der Einfluss aus der Temperatur wirkt dagegen über einen deutlich längeren Zeitraum. Sowohl über den Zeitraum eines Tages, als auch innerhalb eines Jahres sind sinusförmige Verläufe der Rissbreite infolge Temperatur zu beobachten. Eine Glättung der Messwerte über solch lange Zeiträume ist nicht sinnvoll. Damit jedoch der Temperatureinfluss quantitativ richtig erfasst werden kann, sind Temperaturmessungen im Bauteil erforderlich. Hierzu reicht eine Lufttemperaturmessung nicht aus. Damit der linear veränderliche Temperaturanteil ΔT_M , der für die Bestimmung des Grundmoments M_0 des Überbaus maßgebend ist, zuverlässig ermittelt werden kann, müssen mehrere Messstellen am Bauteil über die Querschnittshöhe angebracht werden. Dazu werden zweckmäßig Temperatursensoren in Bohrlöchern angebracht. Aus diesem Temperaturfeld am Querschnitt können dann die verschiedenen Anteile aus dem Temperatureinfluss (ΔT_N , ΔT_M und ΔT_E) abgeleitet werden. Im Idealfall lassen sich damit die Rissbreitenschwankungen infolge der Temperatur berechnen, so dass diese ebenfalls von den gemessenen Rissbreitenänderungen separiert werden können.

Zusätzliche Anordnung weiterer Messtechnik zur Identifikation von Spanndrahtbrüchen

In den eigenen Ermüdungsversuchen wurde neben der Rissbreitenmessung auch eine akustische sowie eine Beschleunigungsmessung durchgeführt, damit mögliche Spanndrahtbrüche identifiziert werden konnten. In den letzten Jahren wurde an einigen Brückenbauwerken Körperschallmessungen durchgeführt, mit dem Ziel eine solche Spannstahlschädigung direkt am Bauwerk nachweisen zu können. In [77, 146, 170] sind einige Beispiele hierzu veröffentlicht worden. Da jedoch auch die Methode der Körperschallmessung am Bauwerk anfällig hinsichtlich anderer äußerer Störquellen sein kann, bietet es sich an, diese Methode mit der Rissbreitenmessung zu kombinieren, sofern das Bauwerk eine entsprechende Rissbildung aufweist. Wenn das Bauwerk noch keine ausgeprägte Rissbildung aufweist, so wie dies in den Literaturquellen [77, 146, 170] der Fall war, befindet sich das Bauwerk offensichtlich noch nicht im Zustand II, so dass noch keine nennenswerten ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten am Spannstahl zu erwarten sind. Diese Bauwerke sind daher hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens noch

nicht so kritisch zu bewerten, wie Bauwerke mit bereits ausgeprägter Rissbildung. Die Anwendung der Körperschallmessungen in den angegebenen Literaturquellen bezog sich in erste Linie auf die Überwachung von Brückenbauwerken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl, die kein ausreichendes Ankündigungsverhalten aufweisen. Allerdings ist zu erwarten, dass sich das Prinzip auch auf Brückenbauwerke mit ermüdungsbedingten Spanndrahtbrüchen übertragen lässt.

Zustandserfassung der Spannglieder beim Rückbau vergleichbarer Brückenbauwerke

Leider konnte bei dem Bauwerk BW179 nach den einzelnen Teilabbrüchen die tatsächliche Schädigung der Spannglieder durch Ermüdungsbrüche nicht festgestellt werden. Es wäre wünschenswert gewesen, die Spannglieder in den kritischen Bereichen im Zuge des Brückenabbruchs freizulegen und für weitergehende Untersuchungen zu entnehmen, so wie dies auch bei den Versuchsträgern nach Versuchsende erfolgte. Allerdings wurde dieses Vorgehen seinerzeit nicht explizit im Leistungsverzeichnis als gesonderte Position aufgenommen. Schlussendlich musste aufgrund des Termindrucks der Abbruch innerhalb eines Wochenendes erfolgen, so dass aufgrund der kurzen Zeitspanne keine Bergung und nachträgliche Untersuchung der Spannglieder auf bereits erfolgte Spanndrahtbrüche möglich war. Dass dies bei entsprechender Berücksichtigung in einer Ausschreibung möglich ist, zeigte das Vorgehen in [106]. Damit zukünftig weitere Erkenntnisse zum realen Ermüdungsverhalten von Spannbetonbrücken gewonnen werden können, wäre es wichtig, auch den tatsächlichen Schädigungszustand am Bauwerk zu erfassen. Daher wird empfohlen, sich bei zukünftigen Maßnahmen frühzeitig mit allen Beteiligten abzustimmen und solche speziellen Leistungen entsprechend im Leistungsverzeichnis zu verankern.

6.4. Beurteilung der tatsächlichen Umlenkkräfte an Brückenbauwerken

In Kapitel 4.1.1.6 wurde der Einfluss aus den Umlenkkräften und dem Stapelfaktor auf die Ermüdungsfestigkeit der Versuchsträger untersucht. Hierbei wurden u. A. die Versuchswerte auch den Grenzwerten aus einer aktuell gültigen Zulassung (ETA-13/0839) gegenübergestellt. Der Grenzwert für die Umlenkraft beträgt hierin $u_p \leq 140 \text{ kN/m}$. In den Versuchen lagen die tatsächlichen Umlenkkräfte immer unterhalb von 100 kN/m . Auch die Stapelfaktoren (k_{max}) der unterschiedlichen Spannglieder konnten mit den Vorgaben aus der Zulassung verglichen werden.

Nachfolgend wird die Untersuchung auch auf ausgeführte Brückenbauwerke einer zufällig ausgewählten Stichprobe ausgeweitet. So sollen in der Praxis übliche Umlenkadien und die daraus resultierenden Umlenkkräfte bestimmt und den Versuchs- bzw. Zulassungskenngrößen gegenübergestellt werden. Hierbei werden Spannpläne von insgesamt 15 ausgewählten Brückenbauwerken ausgewertet, die in den Jahren 1961 bis 2018 hergestellt worden waren. Bei der Auswertung wird zwischen Stütz- und Feldbereichen unterschieden. Die Stützbereiche sind hierfür als jeweils die 0,15-fache Stützweite der benachbarten Feldbereiche definiert. In diesen Stützbereichen sind erfahrungsgemäß die kleinsten Umlenkadien der Spannglieder und damit die größten Umlenkkräfte zu erwarten.

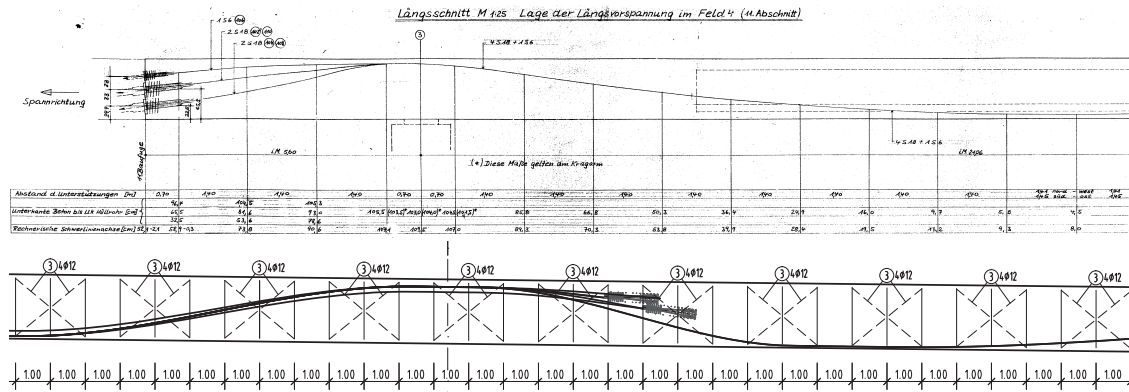


Abb. 6.22.: Auszug aus den Spannplänen, oben: BW165 in Bremen (1968), unten: BW2049 UF ICE (2018)

Stichprobenhafte Auswertung von Brückenbauwerken

Die Ergebnisse dieser stichprobenhaften Auswertung sind in Tabelle 6.4 aufgelistet. Die Stichprobe soll dabei möglichst unterschiedliche Brückentypen abdecken. So werden verschiedene Querschnittsformen, Tragsysteme und Spannsysteme untersucht. Aus den Spannplänen der Bauwerke werden die minimalen Krümmungsgraden der Spannglieder über die gesamte Bauwerkklänge ermittelt. In der Abbildung 6.22 sind beispielhaft die Auszüge aus den Spannplänen der Bauwerke BW165 und BW2049 aufgeführt. Die minimalen Krümmungsradien sind getrennt nach Feld- und Stützbereich angegeben. Hierbei ist zu beachten, dass der minimale Krümmungsradius immer nur lokal begrenzt auftritt.

Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und der Stichprobe

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Stichprobe mit denen aus den Versuchen verglichen. Hierzu werden erneut die Grenzwerte für die maximale Umlenkkraft $u_{p,max}$ sowie für den Mindestkrümmungsradius aus der ETA-13/0839 (vgl. Kap. 4.1.1.6) herangezogen. Diese Mindestkrümmungsradien gelten ge-

Tabelle 6.4.: Übersicht der minimalen Krümmungsradien einer Stichprobe an Brückenbauwerken

Bauwerk	Baujahr	QS	System	Spannglied	A_p [mm ²]	P_0 [kN]	\varnothing_{duct} [mm]	k_{max} [-]	R_{min} Feld [m]	R_{min} Stütze [m]
BW 165 - Bremen	1968	PB	MFT	18Ø12,2mm	2.106	1.530	85	5,17	22,0	8,6
Donezk-Ring	2011	PB	EFT	15Ø0,62"	2.250	2.869	85	5,54	58,8	-
BW3424 - Weservorlandbrücke	1980	PB	MFT	42Ø7mm	1.616	1.512	72	8,17	17,9	9,8
TB Germinghausen	1970	HK	MFT	40Ø40ov.	1.600	1.408	65	8,80	23,9	11,3
A30 ü.d. L557	1968	PB	MFT	18Ø12,2mm	1.400	1.080	66	6,65	59,0	11,5
Schmelzer Weg	1970	PB	ZFT	40Ø40ov.	1.600	1.408	65	8,80	33,1	23,1
BW882 Werrebrücke	1969	PB	MFT	44Ø6mm	1.244	1.162	65	8,12	39,9	11,8
Elsebrücke	1968	2zHK	MFT	12Ø12,2mm	1.400	1.200	66	4,44	34,9	11,7
TB Massnerheide	1970	HK	MFT	33Ø40ov.	1.320	1.162	60	7,87	33,8	14,7
BW6992 - Hochstraße Reihen	1975	HK	MFT	12Ø12,2mm	1.400	1.212	65	4,50	28,8	14,1
BW 179 - Wittener Str	1961	HKB	MFT	32Ø30ov.	960	845	60	6,61	54,1	18,6
TB Sterbecke	1966	2zHK	MFT	33Ø40ov.	1.320	1.162	60	7,87	27,6	8,0
BW 584 - Auebrücke	1967	PB	ZFT	44Ø6mm	1.244	1.162	65	8,12	57,3	12,5
BW2049 - UF ICE	2018	PB	MFT	12Ø0,62"	1.800	2.448	75	5,02	13,5	13,1
BW2050 - Brücke ü.d. B3	2018	PB	ZFT	19Ø0,62"	2.850	4.104	90	6,63	22,3	14,3

PB: Plattenbalken
EFT: Einfeldträger
HK: Hohlkasten
ZFT: Zweifeldträger
2zHK: 2-zelliger Hohlkasten
MFT: Mehrfeldträger
HKB: Hohlkörper-Balken

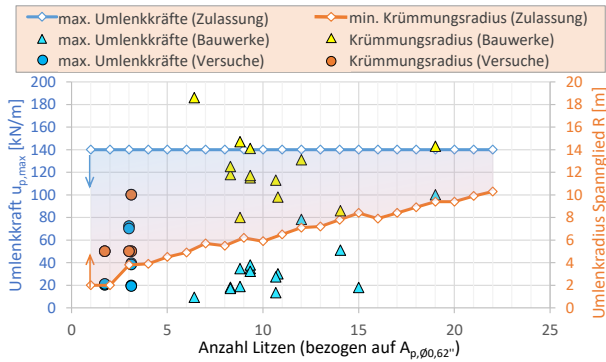


Abb. 6.23.: Gegenüberstellung der max. Umlenkkräfte $u_{p,max}$ und der minimalen Krümmungsradien R aus Versuch, Bauwerksstichprobe und Zulassung

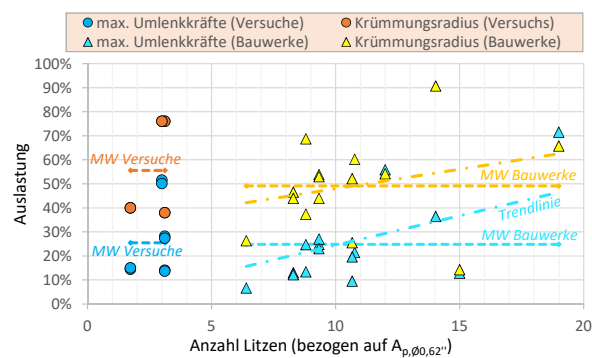


Abb. 6.24.: Auslastungsgrade der max. Umlenkkräfte $u_{p,max}$ und der minimalen Krümmungsradien R aus Versuch und Bauwerksstichprobe bezogen auf Zulassungswerte

maß Zulassung für eine maximale Umlenkkraft von $u_{p,max} = 140$ kN/m, die ebenfalls als entsprechender Grenzwert angegeben sind. In der Abbildung 6.23 kann somit der Verlauf des Mindestkrümmungsradius als unterer und die maximale Umlenkkraft als oberer Grenzwert angesehen werden.

In diese Darstellung können nun ebenfalls die Versuchswerte sowie die Ergebnisse aus der Stichprobe eingetragen werden. Zur Vereinheitlichung werden die Spannstahlflächen aller Spannglieder als Litzenbündel aus $\varnothing 0,62''$ -Litzen angegeben (Gl. (6.9)). Alternative ist auch eine Darstellung über die Vorspannkraft P_0 denkbar.

$$n_p(A_{p,0,62''}) = \frac{A_p}{150\text{mm}^2} \tag{6.9}$$

Für jeden Versuch der Versuchsreihen SB, GS, GR und GL sowie für die Stichproben an den Bauwerken sind jeweils zwei Werte eingetragen (minimaler Krümmungsradius und maximale Umlenkkraft). Gemäß ETA-13/0839 wird bei dem Grenzwert der Umlenkkraft $u_{p,max} = 140$ kN/m der Stapelfaktor k_{max} nach WEIHER (Gl. (4.8)) berücksichtigt. Diese sind für die verschiedenen Spanngliedtypen ebenfalls in Tabelle 6.4 angegeben. Die entsprechenden maximalen Umlenkkraft können somit nach der nachfolgenden Gleichung bestimmt und im Diagramm eingetragen werden.

$$u_{p,max} = 2 \cdot n_p \cdot \frac{\varnothing_p}{\varnothing_{duct}} \cdot \frac{P_0}{R} \tag{6.10}$$

Hier zeigt sich, dass sowohl bei den Versuchen als auch bei den Brückenbauwerken die Grenzwerte eingehalten sind. Des Weiteren ist es möglich, die Auslastung darzustellen (Abb. 6.24), indem die ermittelten Werte ins Verhältnis zu den Grenzwerten gestellt werden. Mit der Versuchsreihe GS ($9\varnothing 3/8''$ -Litzen, $R = 5$ m) können in den Versuchen die größte Auslastung von 76% bezogen auf den Mindestkrümmungsradius nach ETA-13/0839 bestimmt werden. Im Mittel liegen jedoch die Auslastungsgrade der durchgeführten Versuche auf einem ähnlichen Niveau wie bei den Brückenbauwerken.

Schlussfolgerungen aus der Gegenüberstellung

Es kann gezeigt werden, dass die Umlenkkräfte bei den durchgeführten Versuchen grundsätzlich auf einem ähnlichen Niveau liegen wie bei ausgeführten Brückenbauwerken. Zwar ist der Krümmungsradius mit teilweise nur $R = 5$ m deutlich niedriger als bei den untersuchten Brückenbauwerken, allerdings ist auf der anderen Seite die Vorspannkraft im Spannglied ebenfalls geringer, so dass sich beide Einflüsse entsprechend ausgleichen.

In der Abbildung 6.24 ist allerdings auch zu erkennen, dass die Auslastungsgrade mit zunehmender Spanngliedgröße tendenziell ansteigen. Bezogen auf diese Trendlinien liegen die Versuchsergebnisse auf einem etwas höheren Niveau. Wird nun angenommen, dass ein solcher Einfluss aus der Spanngliedgröße existiert, dann müssen die Umlenkbeanspruchungen aus den Versuchen entsprechend ungünstiger bewertet werden als die Umlenkbeanspruchungen der ausgeführten Brückenbauwerke. Es kann zumindest davon ausgegangen werden, dass die Versuchsergebnisse hinsichtlich der gewählten Beanspruchungen im Vergleich zu ausgeführten Brückenbauwerken auf einem ähnlichen Niveau oder sogar auf der sicheren Seite liegen.

Es ist ebenfalls festzuhalten, dass die Krümmungsradien an ausgeführten Brückenbauwerken sehr stark variieren können. Sehr kleine Krümmungsradien treten nur lokal und hier auch fast ausschließlich im Bereich von Zwischenstützen auf. Über den Großteil der Brückenlänge sind dagegen deutlich größere Krümmungsradien und damit auch geringere Umlenkbeanspruchungen zu erwarten. Der zusätzliche Einfluss aus der Umlenkbeanspruchung auf das Ermüdungsverhalten ist somit über einen Großteil der Brückenlänge deutlich unkritischer als in den Bereichen mit den geringen Krümmungsradien. In den Versuchen konnte durch die Initialrissbildung im Bereich der vorgegebenen Spanngliedkrümmung sichergestellt werden, dass die ermüdungswirksamen Beanspruchungen aus der zyklischen Belastung und die maximalen Umlenkkräfte an der gleichen Stelle auftraten. Am tatsächlichen Bauwerk muss dies jedoch nicht immer der Fall sein. So ist es möglich, dass in den Bereichen, in denen die größten Umlenkbeanspruchungen aus der Vorspannung wirken, der Querschnitt sich gar nicht im Zustand II befindet und damit nur geringe bis gar keine ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten im Spannstahl entstehen.

6.5. Anwendung des geometrische Erhöhungsfaktors

In den Simulationsrechnungen in Kapitel 5 konnte festgestellt werden, dass sich bei Spanngliedern aus Litzenbündeln aufgrund der komplexen Litzen- und Hüllrohrgeometrie keine kontinuierliche und linienförmige Krafteinleitung der Umlenkraft in den Beton einstellt. Die Angabe der Umlenkraft als Liniennlast u_p , wie dies u. A. in den Zulassungsdokumenten angegeben wird, stellt eine Idealisierung dar. Vielmehr stellen sich punktuelle Kontaktstellen zwischen Litzenbündel und Hüllrohr ein, an denen sehr große lokale Kräfte bzw. Spannungen übertragen werden. Die rechnerischen Pressungen an diesen lokalen Stellen können dabei in ihrer Größe deutlich die Zugfestigkeit des stählernen Hüllrohrs überschreiten. Diese rechnerischen Querpressungen haben zur Folge, dass sich lokale Schädigungen an den Kontaktstellen einstellen. Im Zuge der Spanngliedentnahme konnten entsprechende Einschnidungen der Spanndrähte in das Hüllrohrblech festgestellt werden. Diese Kontaktstellen bildeten die Ausgangspunkte

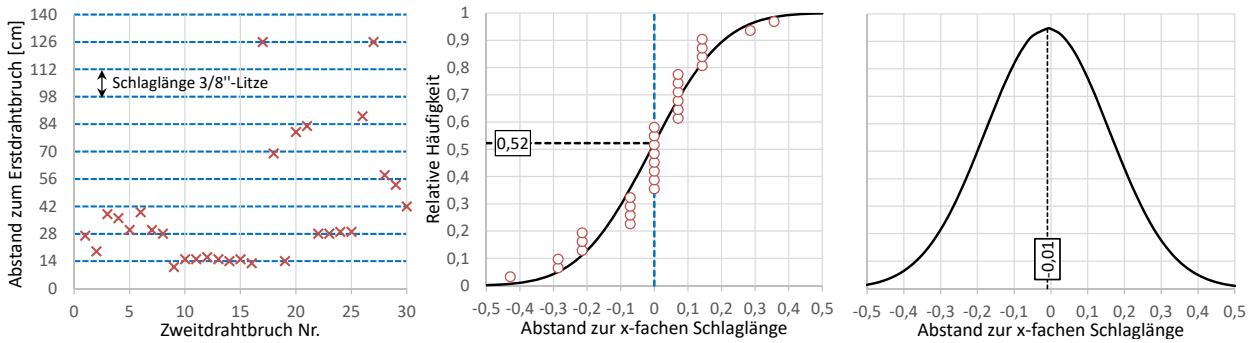


Abb. 6.25.: Statistische Auswertung der Lage eines Zweitdrahtbruches aus den Versuchen mit $\varnothing 3/8''$ -Litzen bezogen auf die Schlaglänge

für eine Vielzahl der aufgetretenen Spanndrahtbrüche.

An einigen Spanngliedern der Versuchskörper (SB05, SB06, GS01, GS02, GR01, GB01, GB04 und GB07) konnten nach Versuchsende sogar mehrere Brüche des gleichen Spanndrahtes festgestellt werden. Insgesamt konnten 30 Zweitdrahtbrüche an Spanngliedern mit einem Litzenbündel aus $\varnothing 3/8''$ -Litzen nachgewiesen werden. Deren exakte Lage kann den Zeichnungen in Anlage A entnommen werden.

In Abbildung 6.25 wurde die Lage dieser 30 Zweitdrahtpunkte bezogen auf den ersten Bruch des Spanndrahtes in cm angegeben. Als gestrichelte blaue Linien sind dabei die Abstände in der zugehörigen Schlaglänge der Litze ($l_1 = 14$ cm) dargestellt. In dieser Darstellung fällt bereits auf, dass der Zweitdrahtbruch häufig im Abstand eines Vielfachen der Schlaglänge auftrat. Um diese Vermutung zu statistisch zu bestätigen, werden die Abstände zwischen Erst- und Zweitdrahtbruch auf den jeweiligen Abstand zum Vielfachen der Schlaglänge bezogen angegeben. Wenn ein Zweitdrahtbruch um genau ein Vielfaches der Schlaglänge vom Erstdrahtbruch entfernt auftrat, beträgt dieser Abstand demnach 0. Für die jeweiligen Abständen aller 30 Zweitdrahtbrüche kann nun die entsprechende relative Häufigkeit bestimmt werden. Bei der Verteilung scheint es sich um eine Normalverteilung zu handeln, wobei der Erwartungswert $0,01 \approx 0$ mm beträgt. Dadurch kann bestätigt werden, dass die Lage der Zweitdrahtbrüche tatsächlich von der Schlaglänge beeinflusst wird.

Diese statistische Auswertung der Zweitdrahtbrüche zeigt, dass die Wahrscheinlichkeit eines Drahtbruches von Litzenspanngliedern nicht über die gesamte Spanngliedlänge gleich groß ist. Die Wahrscheinlichkeit ist dort am größten, wo Kontakt zwischen gleichem Spanndraht und Hüllrohr besteht. Von daher scheint es sinnvoll zu sein, diesen Einfluss beispielsweise durch den geometrischen Erhöhungsfaktor k_{geo} bzw. den Korrekturfaktor η_{geo} zu berücksichtigen. Nachfolgend werden hierzu einige Vorschläge



Abb. 6.26.: Länge von zwei doppelt gebrochenen Litzendrähten aus dem Spannglied des Versuchs GS02

aufgeführt.

6.5.1. Anpassung der Grenzwerte in den Zulassungen

Eine Möglichkeit zur Berücksichtigung der geometrischen Erhöhungsfaktors besteht darin, die zulässigen Mindestkrümmungsradien in den Zulassungen um den Faktor η_{geo} zu erhöhen. Dadurch reduzieren sich die zulässigen Umlenkkräfte $u_{p,max}$, die als Linienlast (mit dem Stapelfaktor k_{max}) über die Spannliedlänge angesetzt wird. Die lokalen Maximalbeanspruchungen unter Berücksichtigung der Litzen- und Hüllrohrgeometrie (mit Erhöhungsfaktor k_{geo}) liegen rechnerisch wiederum auf Höhe des ursprünglichen Grenzwertes von 140 kN/m.

Um die Auswirkungen aus dieser Anpassung zu untersuchen, werden die Auswertungen aus den Abbildungen 6.23 und 6.24 neu durchgeführt. Bei der erneuten Auswertung wird der um den Korrekturfaktor $\eta_{geo} = 2,3$ (für $\varnothing 0,62''$ -Litze, vgl. Kap. 5.3.1) erhöhte Mindestkrümmungsradius aus der ETA-13/0839 als Grenzwert angesetzt. Für die drei Bauwerke, deren Spannlieder aus $\varnothing 0,62''$ -Litzenbündeln bestanden, muss somit ein höherer Grenzwert eingehalten werden. Das Gleiche gilt für die Versuche der Versuchsreihe GL, da auch hier $\varnothing 0,62''$ -Litzenbündel verwendet wurden.

Allerdings wurde die Mehrzahl der ausgewerteten Bauwerke mit Spannliedern aus Drahtbündeln hergestellt. Bei den gerade geführten Spanndrähten ist davon auszugehen, dass hier der lokale Einfluss der konzentrierten Kontaktspannungen deutlich geringer ausfällt als bei Litzen mit ihren aufgewickelten Außendrähten. Von daher wird bei diesen Bauwerken der ungünstige Einfluss aus der Litzengeometrie nicht berücksichtigt. In den Darstellungen der neu ausgewerteten Ergebnisse (Abb. 6.27 und 6.28) werden diese Bauwerke jedoch trotzdem dargestellt. Um die Erhöhung des Mindestkrümmungsradius mit dem $\eta_{geo} = 2,3$ als Grenzwert für diese Bauwerke auszugleichen, werden die ermittelten minimalen Krümmungsradien ebenfalls um den gleichen Faktor erhöht. Die Auslastung bleibt somit in diesen Fällen gleich.

Ein ähnliches Vorgehen erfolgt für die Versuchsergebnisse der Versuchsreihen SB, GS und GR. Bei die-

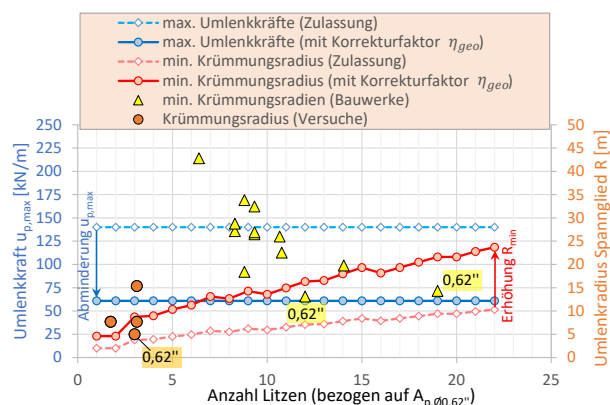


Abb. 6.27.: Neuauswertung der Krümmungsradien aus Versuch und Bauwerksstichprobe mit mod. Mindestkrümmungsradien

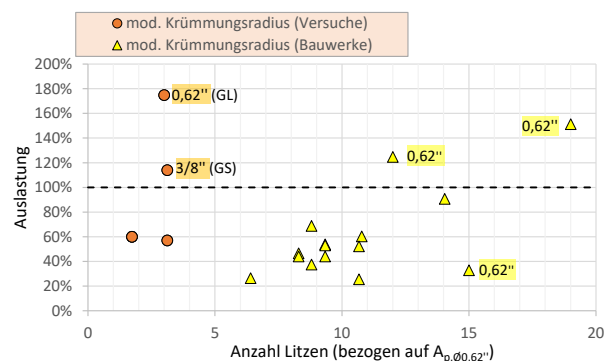


Abb. 6.28.: Neuauswertung der Auslastungsgrade der Krümmungsradien R aus Versuch und Bauwerksstichprobe für mod. Mindestkrümmungsradien

Tabelle 6.5.: Übersicht der vorgeschlagenen Korrekturfaktoren η_{geo}

Spanngliedtyp	Spanndrahtbündel	Litzenbündel $\varnothing 3/8''$	Litzenbündel $\varnothing 0,62''$
η_{geo}	1,0	1,6	2,3

sen Versuchsträgern wurden Litzenbündel aus $\varnothing 3/8''$ -Litzen verwendet, bei denen in Kapitel 5.3.1 ein geringerer Korrekturfaktor von $\eta_{geo} = 1,6$ ermittelt wurde. Daher wird bei diesen Versuchsträgern der tatsächliche Krümmungsradius um das Verhältnis dieser beiden Korrekturfaktoren (2,3/1,6) erhöht, damit ein Bezug auf den modifizierten Grenzwert möglich ist.

Die Ergebnisse dieser Neuauswertung zeigen, dass zwei Bauwerke (BW2049 und BW2050) die modifizierten Grenzwerte für den Mindestkrümmungsradius nicht einhalten können. Bei dem dritten Bauwerk, bei dem $\varnothing 0,62''$ -Litzen verwendet wurden (Doneszk-Ring), handelt es sich um ein Einfeldbauwerk, bei dem systembedingt geringere Umlenkungen des Spanngliedes erforderlich sind. Damit ist auch der modifizierte Grenzwert für dieses Bauwerk weiterhin eingehalten. An den übrigen Bauwerken ergeben sich keine Änderungen, da hier keine Litzen-spannglieder zur Anwendung kamen.

Auch bei den Versuchen kann der modifizierte Grenzwert nicht für alle Versuchsreihen eingehalten werden. Die Versuchsreihe GL überschreiten diesen mit fast 80% deutlich. Auch die Versuchsreihe GS liegt mit ca. 20% über dem angepassten Grenzwert des Mindestkrümmungsradius.

Durch die Erhöhung der Mindestkrümmungsradien infolge Berücksichtigung der lokalen Spannungsspitzen der Kontaktpressungen zwischen Spannstahllitzen und Hüllrohr über den Korrekturfaktor η_{geo} ergeben sich über die gesamte Spanngliedlänge betrachtet geringere mittlere Umlenkbeanspruchungen. In den lokalen Kontaktbereichen liegen die Pressungen dagegen auf einem höheren Niveau, welches dem mittleren Niveau mit den ursprünglichen Grenzwerte entspricht. Dadurch ist generell von einem günstigeren Verhalten hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit auszugehen. Die Auswertung der Spanngliedführungen an ausgewählten Brückenbauwerken ergibt, dass diese modifizierten Grenzwerte noch nicht eingehalten werden können. Zwar sind nur drei Bauwerke mit Spanngliedern aus Litzenbündeln Bestandteil der Stichprobe, allerdings konnten bereits bei zwei von diesen geringere Krümmungsradien nachgewiesen werden. Somit ist davon auszugehen, dass sich die Anpassung der Grenzwerte in den Zulassungsvorschriften unmittelbar auf die Ausführung zukünftiger Brückenbauwerke auswirken kann.

6.5.2. Optimierung der Spannglied- bzw. Hüllrohrgeometrie

Die Simulationsergebnisse, die den geometrischen Einfluss der Litzen- und Hüllrohrgeometrie auf die Verteilung der Kontaktpressungen darlegten, können auch zur Optimierung zukünftiger Hüllrohrgeometrien dienen. So ist es vorstellbar, dass durch die Anpassung der Hüllrohrrippenabstände, der Rippengeometrie oder auch der Materialbeschaffenheit die lokalen Pressungen an den Kontaktstellen reduziert werden können. Mit einer Reduzierung der Kontaktpressungen erhöht sich gleichzeitig die Ermüdungsfestigkeit der entsprechenden Spannlitze.

Bei der Entwicklung von Brückenseilen werden bereits seit einigen Jahren vermehrt Simulationsberechnungen durchgeführt, um die optimale Anordnung der Drähte und Litzen zu bestimmen [149, 174, 176].

Das Ziel ist auch hier die Vermeidung lokaler Spannungsspitzen und eine möglichst gleichmäßige Beanspruchung aller Seilelemente, damit die Schädigung in den Seilen möglichst gering gehalten wird. Möglicherweise kann zukünftig auch bei der Optimierung von Spanngliedern im nachträglichen Verbund auf diese Weise noch großes Potenzial hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit von Litzenpanngliedern aufgedeckt werden.

6.6. Vorschlag eines modifizierten ξ -Wertes

Auf Grundlage der durchgeführten Verbundversuche wurde in Kapitel 4.2.6 ein neues Verbundmodell für gemischt bewehrte Spannbetonbauteile vorgestellt. In Tabelle 4.16 wurde ein Vorschlag zu modifizierten ξ -Beiwerten in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit und des Betonstabdurchmessers angegeben. Im Folgenden sollen die Auswirkungen dieses Neuvorschlags auf die rechnerischen Spannungsschwingbreiten bei Bauwerken mit gemischter Beton- und Spannstahlbewehrung anhand einer Beispielberechnung untersucht werden.

Referenzbauwerk: Lüderbrücke

Bei dem Referenzbauwerk handelt es sich um eine 2-stegige Plattenbalkenbrücke (Lüderbrücke), die als ausführliches Berechnungsbeispiel im Leitfaden zum DIN Fachbericht 102 Betonbrücken [81] vorgestellt wurde. Es handelt sich dabei um einen Durchlaufträger über fünf Felder, der abschnittsweise auf einem konventionellen Traggerüst hergestellt wird. Die Koppelfugen sind etwa im Bereich der Momentennulldurchgänge aus ständigen Lasten angeordnet.

Sämtliche Angaben zu den Einwirkungen, den Baustoffen, der Spanngliedführung und der Bewehrungsanordnung wurden dem Leitfaden [81] entnommen. Als Beton wird ein C35/45 verwendet. Die Betonstahlbewehrung besteht aus einem B500B und die Spannglieder aus 7-drähtigen Litzen mit 15,2 mm Nenndurchmesser ($\varnothing 0,6''$) der Stahlgüte St1570/1770. Nachfolgend wird der Ermüdungsnachweis im mittleren der fünf Felder geführt. Die entsprechenden ermüdungswirksamen Beanspruchungen sind in Tabelle 6.6 aufgelistet.

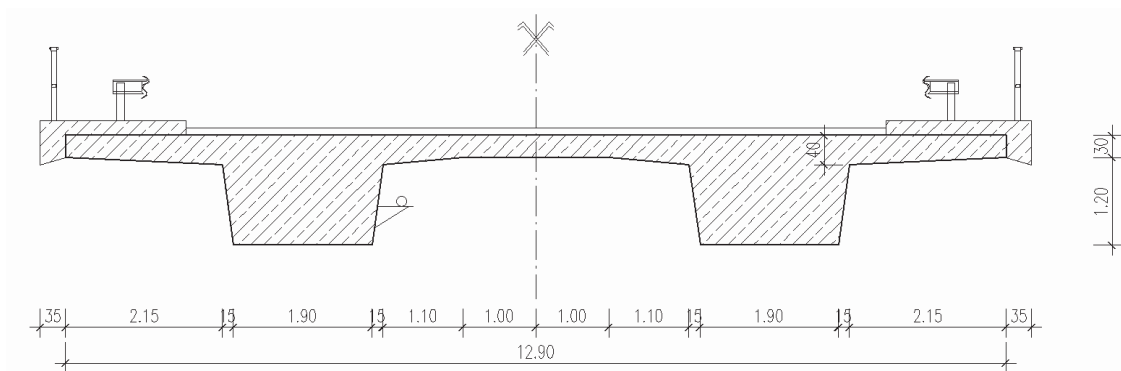


Abb. 6.29.: Regelquerschnitt der Lüderbrücke, aus [81]

Berechnung der Stahlspannungen und zugehörigen Spannungsschwingbreiten

Zur Berechnung der Stahlspannungen wird ein Querschnittsbemessungsprogramm (SOFiStiK 2016) verwendet. Die Berechnungsergebnisse ergeben sich über die Ermittlung der Dehnungsebene wie folgt:

$\max M_{ErM}$	= 20.379 kNm	$\min M_{ErM}$	= 18.244 kNm
A_s	= 40,8 cm ² (13Ø20 mm)	A_s	= 40,8 cm ² (13Ø20 mm)
d_s	= 142 cm	d_s	= 142 cm
A_p	= 168 cm ² (8x15Ø0,6'')	A_p	= 168 cm ² (8x15Ø0,6'')
d_p	= 134 cm	d_p	= 134 cm
x	= 56,8 cm	x	= 77,9 cm
σ_{s2}	= 112,4 N/mm ²	σ_{s2}	= 45,9 N/mm ²

Bei σ_{s2} handelt es sich um die Betonstahlspannungen im Zustand II unter Annahme eines starren Verbundes und somit ohne Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten zwischen Beton und Spannstahl. Die Berücksichtigung dieser erfolgt über den in Kapitel 4.1.2.2 vorgestellten Erhöhungsbeiwert η nach Gleichung (4.26). Nachfolgend wird dieser beispielhaft für $\max M_{ErM}$ nach den Regelungen in DIN EN 1992-2/NA für $\xi = 0,5$ berechnet:

$$\eta = \frac{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_{pi}}{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_{pi} \cdot \xi_1} = \frac{40,8 + \frac{134-56,8}{142-56,8} \cdot 168}{40,8 + \sum \frac{134-56,8}{142-56,8} \cdot 168 \cdot \sqrt{0,5 \cdot \frac{20}{73,3}}} = 1,99 \quad (6.11)$$

Hierbei wird der Ansatz von TROST ET AL. (Gl. (4.60)) zur Bestimmung des äquivalenten Spannstahldurchmessers ($\varnothing_p = 1,6 \cdot \sqrt{2100} = 73,3$ mm) verwendet. In Tabelle 6.7 sind die auf diese Weise berechneten Stahlspannungen nach dem Ansatz des EC2 sowie nach dem Neuvorschlag gegenübergestellt. Für den Neuvorschlag sind zwei Varianten aufgeführt. Bei beiden wird zunächst der äquivalente Spannstahldurchmesser nach MARTI (vgl. Kap. 4.2.6) bestimmt. Die Unterschiede beziehen sich auf den angesetzten Verbundsteifigkeitsbeiwert ξ . Einmal wird dieser aus der in Kapitel 4.2.6 angegebenen Tabelle 4.16 für die verwendete Betongüte C35/45 mit $\xi = 0,5$ abgelesen. Die in dieser Tabelle angegebenen Werte für ξ wurden konservativ bestimmt. Aus den Darstellungen der Abbildung 4.46 kann für größere Spanngliedern (9Ø0,62'' und 18Ø0,62'') und den Betonstahldurchmesser $\varnothing_s = 20$ mm auch ein genauere Wert von $\xi = 0,3$ abgelesen werden. Daher wird im Folgenden auch diese zweite Variante untersucht.

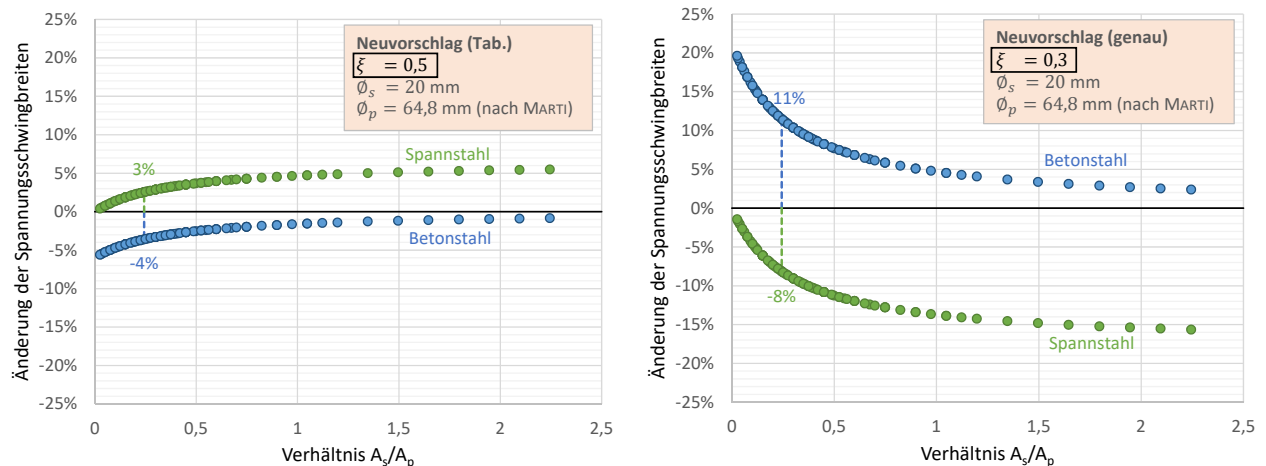
Der Vergleich in Tabelle 6.7 zeigt, dass durch die Abminderung des Beiwerts auf $\xi = 0,3$ der Betonstahl

Tabelle 6.6.: Übersicht der ermüdungswirksamen Beanspruchungen in Feld Achse 30-40

Grundmoment M_0	=	M_{Gk1}	=	5.057	kNm
	+	M_{Gk2}	=	984	kNm
	+	M_{GkSET}	=	2.204	kNm
	+	$M_{pm,t=\infty,ind}$	=	1,1 · 7.889	kNm
	+	$\Psi_2 \cdot M_{\Delta TM}$	=	0,5 · 3.278	kNm
			=	Σ 18.562	kNm
aus ELM 3		$\max M_{LM3}$	=	1,4 · 1.298	kNm
		$\min M_{LM3}$	=	1,4 · -227	kNm
Ermüdungswirksame Biegemomente		$\max M_{ErM}$	=	20.379	kNm
		$\min M_{ErM}$	=	18.244	kNm

Tabelle 6.7.: Berechnete Stahlspannungen und Spannungsschwingbreiten für die verschiedenen Ansätze

	Ansatz nach EC2				Neuvorschlag (Tab.)			Neuvorschlag (genau)		
	σ_{s2} [N/mm ²]	η [-]	σ_s [N/mm ²]	$\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	η [-]	σ_s [N/mm ²]	$\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	η [-]	σ_s [N/mm ²]	$\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]
			$\xi=0,5$ $\varnothing_p=73,3$ mm $\varnothing_s=20$ mm			$\xi=0,5$ $\varnothing_p=64,8$ mm $\varnothing_s=20$ mm			$\xi=0,3$ $\varnothing_p=64,8$ mm $\varnothing_s=20$ mm	
max M_{ErM}	112,4	1,99	223,6	74,8	1,92	215,6	76,8	2,22	249,0	68,6
min M_{ErM}	45,9	1,97	90,6	29,3	1,91	87,5	30,1	2,20	100,8	26,8
ΔM_{ErM}	66,4	-	132,9	45,5	-	128,2	46,7	-	148,2	41,8

**Abb. 6.30.:** Änderungen der Spannungsschwingbreiten für die beiden Ansätze der Neuvorschläge in Abhängigkeit der A_s/A_p -Verhältnisse

entsprechend größere Spannungen und auch entsprechende Spannungsschwingbreiten erfährt. Die Zunahme liegt bei etwa 10% wohingegen die Spannungsschwingbreite im Spannstahl aufgrund der niedriger angesetzten Verbundfestigkeit um ebenfalls ca. 10% abfällt. Die Unterschiede durch den geänderten Ansatz des äquivalenten Spannstahldurchmessers sind dagegen eher gering.

Für das dargestellte Beispiel beträgt das Verhältnis $A_s/A_p = 0,24$ und ist damit sehr gering. Im Kapitel 4.1.2.5 wurde der Einfluss aus diesem Verhältnis auf die Verteilung der Stahlspannungen genauer untersucht. Hier zeigte sich, dass sich ein geringer Verhältniswert sehr empfindlich auf die Spannungsverteilung zwischen Beton- und Spannstahl auswirken kann. Daher wird die vorliegende Beispielberechnung auf verschiedene A_s/A_p ausgeweitet. In Abbildung 6.30 sind die Ergebnisse grafisch dargestellt. Hier sind die Änderungen der Spannungsschwingbreiten bezogen auf die Berechnung nach EC2 für verschiedene Bewehrungsverhältnisse A_s/A_p aufgetragen. Die Spanngliedanzahl wird dabei zwischen 1 bis 8 Spanngliedern des Typs ($15\varnothing 0,6''$), die Anzahl der Betonstäbe von 1 bis 15 ($\varnothing 20$ mm) variiert. Insgesamt ergeben sich so Bewehrungsverhältnisse von $A_s/A_p = 0,02$ (8 Spannglieder, 1 Betonstahl) bis $A_s/A_p = 2,24$ (1 Spannglieder, 15 Betonstäbe). Die Änderungen der Spannungsschwingbreiten aus der Berechnung des vorgestellten Beispiels der Lüderbrücke sind ebenfalls gekennzeichnet dargestellt.

Aus den Verläufen ist zu erkennen, dass die Änderungen der Spannungsschwingbreiten im Betonstahl mit abfallendem Bewehrungsverhältnis zunehmen. Zwar ist die Änderung in der ersten Variante (Neu-

vorschlag mit Tabellenwert) negativ, dennoch zeigt sich hier erneut der Einfluss aus den geringen Bewehrungsverhältnissen. Bei größeren Bewehrungsverhältnissen ist dagegen ein relativ stabiler Verlauf der Änderungen festzustellen. Zudem fallen diese für die zweite Variante betragsmäßig schnell unter 5%.

Bewertung der Untersuchungsergebnisse

Der Vorschlag zur Modifikation des Verhältniswerts ξ für die Verbundsteifigkeiten zeigt am aufgeführten Beispiel der Lüderbrücke erhebliche Auswirkungen auf die rechnerischen Beton- und Spannstahlspannungen und deren Spannungsschwingbreiten im Vergleich zu den bisherigen Regelungen des EC2. Geringe Auswirkungen resultieren für dieses Beispiel aus dem veränderten Ansatz zur Bestimmung des Spannstahldurchmessers nach MARTI. Dieser Ansatz hat aufgrund der besseren Übereinstimmung der Ergebnisse der eigenen Verbundversuche den Vorzug gegenüber dem Ansatz von TROST ET AL. erhalten.

Bei der Beschreibung des Neuvorschlags in Kapitel 4.2.6 wurde bereits deutlich, dass durch die Größe der Spannstahlfläche eines Spanngliedes und des Betonstahldurchmesser auch die Größe des Verbundverhältniswerts ξ stark variieren kann. Mit zunehmender Spanngliedgröße sind geringere Werte bis $\xi = 0,2$ möglich, die deutlich unterhalb des einen konstanten Verhältniswertes nach EC2 liegen ($\xi_{EC} = 0,5$). Durch die Reduzierung des Verbundverhältniswertes ergeben sich rechnerisch geringere Spannungsschwingbreiten im Spannstahl. Für die Bemessung der Spannglieder hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit wirkt sich dies günstig aus. Die Spannungsschwingbreiten im Betonstahl nehmen dadurch jedoch zu, was sich wiederum ungünstig auf deren Ermüdungsnachweis auswirkt. Daraus resultiert eine größere erforderliche Betonstahlbewehrung.

Allerdings kann diese ungünstige Verschiebung des Nachweiskonzeptes auf die Seite der Betonstahlbewehrung aus zwei Gründen positiv betrachtet werden. Zum einen konnte für den heute verwendeten Betonstahl bereits experimentell eine „echte“ Dauerschwingfestigkeit nachgewiesen werden, was für den Spannstahl nicht möglich war. Generell ist die Anzahl durchgeführter Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten an Betonstählen deutlich größer als die an Spanngliedern. Die in DIN EN 1992-1-1 angegebene Ermüdungsfestigkeitskurve für den Betonstahl ist damit durch Versuche besser abgesichert als die des Spannstahls. Der Verlauf der Ermüdungsfestigkeitskurve des Spannstahls im Bereich der Dauerfestigkeit kann derzeit noch nicht mit entsprechender Sicherheit verifiziert werden. Durch die höhere Komplexität eines Spanngliedes im Vergleich zu einem Betonstabstahl wird das Ermüdungsverhalten des Spannstahls zudem von mehreren Einflüssen bestimmt. Durch den Neuvorschlag wird der Ermüdungsnachweis nun mehr in Richtung des Betonstahls „verschoben“, dessen Ermüdungsverhalten bereits experimentell genauer untersucht wurde.

Der zweite Aspekt bezieht sich auf das Bewehrungsverhältnis von A_s/A_p bei gemischt bewehrten Spannbetonbauteilen. In dieser Arbeit konnte gezeigt werden, dass sich geringe A_s/A_p -Verhältnisse ungünstig auf die rechnerische Spannungsverteilung von Beton- und Spannstahlspannungen auswirken können. Bei dem Berechnungsansatz, welcher in Kapitel 4.1.2.2 beschrieben wurde, werden die unterschiedlichen Verbundeigenschaften sowie Verbundumfänge des Beton- bzw. Spannstahls berücksichtigt. Jedoch scheinen solche geringen Bewehrungsverhältnisse die rechnerischen Stahlspannungen sehr empfindlichen zu beeinflussen. Hinzu kommt, dass die Vielzahl der Verbundversuche, die zur Absicherung dieses

Berechnungsansatzes durchgeführt wurden, an Versuchsträgern mit deutlich günstigeren Bewehrungsverhältnissen von $A_s/A_p > 1$ erfolgten. Das Verbundverhalten bei Bewehrungsverhältnissen von $A_s/A_p \leq 1$ ist somit ebenfalls noch nicht vollständig experimentell abgesichert. Auch hier wird mit dem Neu-vorschlag für den ξ -Wert eine Erhöhung der Betonstahlbewehrung bewirkt, wodurch sich gleichzeitig ein günstiger Einfluss auf das Bewehrungsverhältnis A_s/A_p ergibt.

6.7. Bestimmung der Bewehrungsverhältnisse A_s/A_p an ausgeführten Brückenbauwerken

Damit die übliche Größe des Bewehrungsverhältnisses A_s/A_p an ausgeführten Bauwerken abgeschätzt werden kann, wird eine weitere Auswertung der bereits in Kapitel 6.4 aufgeführten Stichprobe an Brückenbauwerken durchgeführt. Diesmal wird die vorhandene Betonstahlbewehrung im Brückenüberbau aus den Bewehrungsplänen ermittelt und der Spannstahlfläche gegenübergestellt. Die Auswertung erfolgt dabei immer nur in einem Feld (in Feldmitte) des Bauwerks. Möglicherweise sind in den Stützbereichen der Bauwerke größere Betonstahlmengen eingebaut worden, wodurch sich ein günstigeres Bewehrungsverhältnis ergeben würde, allerdings werden diese nicht explizit angegeben.

Bei den Bauwerken BW6992 - Hochstraße Reihen und TB Sterbecke lagen leider keine Bewehrungspläne zur Auswertung der vorhandenen Betonstahlmengen vor. So dass diese für die folgenden Betrachtungen ausgeschlossen werden. Zusätzlich wird das Bewehrungsverhältnis des Referenzbauwerks „Lüderbrücke“ aus den vorherigen Kapitel 6.6 sowie die der Versuchsreihe GB mit angegeben. Bereits in der Ta-

Tabelle 6.8.: Übersicht der Bewehrungsverhältnisse A_s/A_p einer Stichprobe an Brückenbauwerken im Feldbereich sowie an den Versuchsträgern der Reihe GB

Bauwerk	Baujahr	QS	System	Spannglied	A_p [mm ²]	n_p [-]	ΣA_p [mm ²]	ΣA_s [mm ²]	A_s/A_p [-]
BW 165 - Bremen	1968	PB	MFT	18Ø12,2mm	2.106	8	16.848	9.217	0,547
Donezk-Ring	2011	PB	EFT	15Ø0,62''	2.250	8	18.000	9.022	0,501
BW3424 - Weservorlandbrücke	1980	PB	MFT	42Ø7mm	1.616	5	8.080	5.101	0,631
TB Germinghausen	1970	HK	MFT	40Ø40ov.	1.600	10	16.000	10.222	0,639
A30 ü.d. L557	1968	PB	MFT	18Ø12,2mm	1.400	14	19.600	12.736	0,650
Schmelzer Weg	1970	PB	ZFT	40Ø40ov.	1.600	5	8.000	1.572	0,197
BW882 Werrebrücke	1969	PB	MFT	44Ø6mm	1.244	12	14.928	2.633	0,176
Elsebrücke	1968	2zHK	MFT	12Ø12,2mm	1.400	11	15.400	10.047	0,652
TB Massnerheide	1970	HK	MFT	33Ø40ov.	1.320	18	23.760	12.656	0,533
BW6992 - Hochstraße Reihen	1975	HK	MFT	12Ø12,2mm	1.400	-	-	-	-
BW 179 - Wittener Str	1961	HKB	MFT	32Ø30ov.	960	16	15.360	1.835	0,119
TB Sterbecke	1966	2zHK	MFT	33Ø40ov.	1.320	-	-	-	-
BW 584 - Auebrücke	1967	PB	ZFT	44Ø6mm	1.244	18	22.392	11.105	0,496
BW2049 - UF ICE	2018	PB	MFT	12Ø0,62''	1.800	14	25.200	8.332	0,331
BW2050 - Brücke ü.d. B3	2018	PB	ZFT	19Ø0,62''	2.850	4	11.400	8.332	0,731
Referenzbauwerk „Lüderbrücke“	-	PB	MFT	15Ø0,6''	2.100	8	16.800	4.080	0,243
Versuchsträger GB01	2016	Balken	EFT	5Ø3/8''	260	1	260	804	3,092
Versuchsträger GB02-GB05	2019	Balken	EFT	5Ø3/8''	260	1	260	101	0,388
Versuchsträger GB06	2020	Balken	EFT	5Ø3/8''	260	1	260	201	0,773
Versuchsträger GB07	2020	Balken	EFT	5Ø3/8''	260	1	260	452	1,738
PB: Plattenbalken	HK: Hohlkasten	2zHK: 2-zelliger Hohlkasten		HKB: Hohlkörper-Balken					
EFT: Einfeldträger	ZFT: Zweifeldträger	MFT: Mehrfeldträger							

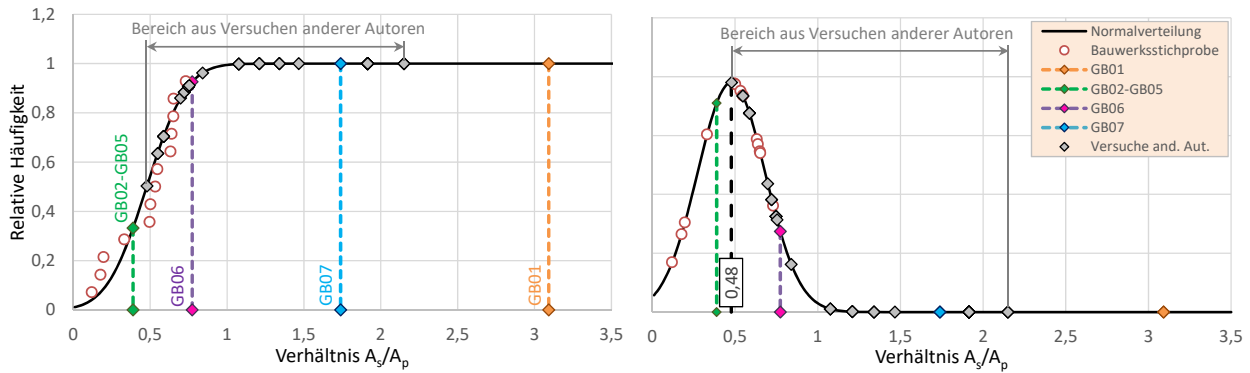


Abb. 6.31.: Statistische Auswertung der Bewehrungsverhältnisse aus der Bauwerksstichprobe und Versuchen

belle ist gut zu erkennen, dass keines der Bauwerke ein Bewehrungsverhältnis von $A_s/A_p \geq 1$ aufweist. Die ermittelten Bewehrungsverhältnisse liegen in einem Bereich zwischen 0,12 und 0,73 und damit im Bereich der Versuche GB02 bis GB06. Die Versuche GB01 und GB07 weisen dagegen Bewehrungsverhältnisse auf, die an realen Bauwerken in der Höhe nicht festgestellt werden konnten.

Zur Einordnung der Verhältnisse der eigenen Versuche und der Versuche von BÜLTE, TUE, HEGGER ET AL. und ULLNER (vgl. Anh. B, Kap. B.2) wird zudem eine statistische Auswertung der Stichprobe durchgeführt. Die Ergebnisse sind in der Abbildung 6.31 dargestellt. Aus der Stichprobe kann eine annähernd zutreffende Normalverteilung über die Bewehrungsverhältnisse abgeleitet werden. Der Erwartungswert liegt hier bei ca. $A_s/A_p = 0,5$. Die Bewehrungsverhältnisse aus den den eigenen Versuchen GB01 und GB07 sowie einer großen Anzahl der Versuche der anderen Autoren lag jedoch in einem Bereich sehr kleiner Auftretenswahrscheinlichkeiten.

Es sei darauf hingewiesen, dass mit dieser Auswertung einer Stichprobe keine statistisch abgesicherten Werte für den gesamten Bestand bestimmt werden sollen. Es soll lediglich aufgezeigt werden, dass bereits die geringe Anzahl der Bauwerke in der Stichproben ($n = 13$) andeutet, dass an ausgeführten Brückenbauwerken mit großer Wahrscheinlichkeit Bewehrungsverhältnisse von $A_s/A_p \geq 1$ eher nicht zu erwarten sind. Somit scheint eine Diskrepanz zwischen einer Vielzahl an experimentellen Versuchsträgern und der tatsächlichen Ausführung von Brückenbauwerken zu bestehen. Daher sollte das Bewehrungsverhältnis zukünftig bei der Untersuchung des Verbundverhaltens bei Spannbetonbauteilen wesentlich kritischer betrachtet und bei der Wahl der Versuchsparameter entsprechend berücksichtigt werden. Dies wurde bereits teilweise im Zuge der Versuchsreihe GB umgesetzt. Allerdings zeigte sich hier auch die Schwierigkeit bei der Planung der planmäßigen Stahlspannungen, da diese bei kleinen Bewehrungsverhältnissen sehr empfindlich reagieren können. So besteht die Gefahr, dass die Verbundfestigkeit des Betonstahls gegenüber der des Spannstahls leicht unterschätzt wird und so bei kleinem Verhältnis A_s/A_p die Stahlspannung in der Betonstahlbewehrung den plastischen Bereich erreichen kann.

6.8. Weitere Aspekte zur Beurteilung des Ermüdungsnachweises nach aktuellem Stand der Normung

In den experimentellen Untersuchungen konnten grundsätzlich neue Erkenntnisse zum Ermüdungs- und Verbundverhalten von Spannbetonbauteilen gewonnen werden. Auf Grundlage dieser Erkenntnisse wurden Vorschläge vorgestellt, wie diese zukünftig Berücksichtigung finden könnten. Diese Vorschläge bzw. Empfehlungen wurden in den zuvor beschriebenen Abschnitten kritisch beleuchtet.

So konnte aufgezeigt werden, dass durch die Modifikation der Wöhlerkurve für Spannglieder aus Litzenbündeln im Bereich sehr großer Lastwechselzahlen, die rechnerische Lebensdauer der Bauwerke deutlich reduziert wird (Kap. 6.2). Daraus ergibt sich die Frage, ob die Brückenbauwerke seit jeher nicht ausreichend hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit bemessen wurden und die planmäßige Nutzungsdauer nicht erreicht werden kann. Droht im schlimmsten Fall gar ein frühzeitiges Versagen einer Vielzahl bestehender und auch neu geplanter Brückenbauwerke? Die Erfahrungen aus den letzten Jahrzehnten deuten jedoch nicht darauf hin, dass ein solches systematisches Defizit besteht.

Auf der anderen Seite haben jüngst die eigenen Ermüdungsversuche sowie auch unabhängige Ermüdungsversuche anderer Autoren (bspw. REMITZ/EMPELMANN [135]) nachweislich festgestellt, dass die in der DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-2/NA verankerte Wöhlerkurve basierend auf Einstufenversuchen im Bereich sehr großer Lastwechselzahlen auf der unsicheren Seite liegt. Dieser Erkenntnis muss künftig weiter nachgegangen werden. Andererseits werden die Wöhlerkurven aus Einstufenversuchen auf reale Beanspruchungsverläufe aus den Verkehrslasten übertragen. Es besteht eine signifikante Abhängigkeit der Lebensdauer von der Form der Beanspruchungskollektive (Abb. 6.32) [180, 181].

Der Ermüdungsnachweis gemäß DIN EN 1992-2 ist generell durch eine Vielzahl an Unschärfen geprägt. Bereits der Ansatz einer einzelnen Wöhlerkurve zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit von gekrümmten Spanngliedern enthält große Unsicherheiten, da die Ermüdungsfestigkeit bei den Einstufenversuchen teilweise sehr stark streut. Insbesondere im Bereich großer Lastwechselzahlen ergeben sich aufgrund der doppellogarithmischen Darstellung bei visuell geringen Abweichungen bereits sehr große

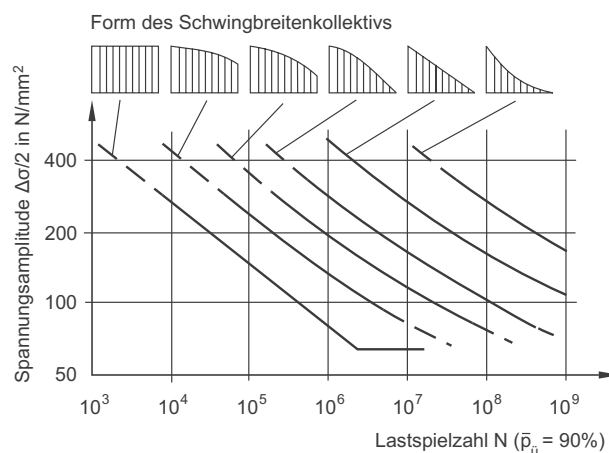


Abb. 6.32.: Lebensdauerlinien einer Schweißverbindung für verschiedene Formen des Schwingbreitenkollektivs (nach HAIBACH [61]), aus [181]

Unterschiede bei den ertragbaren Lastwechselzahlen. Somit nehmen auch die Abweichungen zwischen einer charakteristischen Wöhlerkurve zum Erwartungswert (Mittelwert) bei großen Lastwechselzahlen entsprechend zu. Liegen diese im Bereich der Kurzzeitfestigkeit beispielsweise bei wenigen 10.000 bis 100.000 Schwingspielen, so können diese am zweiten Ast der Wöhlerkurve (k_2) bereits mehrere Millionen betragen.

Ein weiterer Aspekt, der nicht Bestandteil dieser Arbeit war und kritisch betrachtet werden sollte, ist neben der Widerstandsseite auch die Seite der dynamischen Lasteinwirkungen. Die wesentliche Kenngröße, welche die Ermüdungsfestigkeit beeinflusst, ist die häufig wechselnde Beanspruchung im Bauteil. Diese entsteht bei Brücken aus der äußeren Verkehrsbelastung. Damit der Ermüdungswiderstand möglichst genau nachgewiesen werden kann, müssen auch die tatsächlichen Beanspruchungskollektive der ermüdungswirksamen dynamischen Belastungen bekannt sein. In Kapitel 6.2.5 wurde mit dem ELM4 ein Lastmodell vorgestellt, das gegenüber dem ELM3 den tatsächlichen Verkehr realistischer abbilden soll. Dazu gehört auch die Auftretenshäufigkeit, wobei die Strecken verkehrsmäßig sehr unterschiedlich ausgelastet sind. Es ist offensichtlich, dass dies nicht durch nur fünf verschiedene Standardfahrzeuge und pauschale Häufigkeiten zuverlässig gelingen kann. Diese Verkehrslastmodelle wurden vielmehr dazu entwickelt, dass diese unabhängig von den verschiedenen Brückensystemen (Balken-, Bogen-, Plattenbrücke, ...) und der Querschnittsform (Hohlkasten, Plattenbalken, Platte, ...) universell anzuwenden sind und die Schnittgrößen aus dem realen Verkehrs als Umhüllende abdecken. Dabei wird in Kauf genommen, dass bei einigen Brückensystemen rechnerisch auch zu große Beanspruchungen entstehen können, solange ein unterer Grenzwert eingehalten wird.

Damit aus den ermittelten Schnittgrößen auch entsprechende ermüdungswirksame Spannungsschwingbreiten entstehen können, ist es erforderlich, dass sich der Querschnitt des Bauwerks im gerissenen Zustand II befindet. Nach dem Nachweiskonzepts der DIN EN 1992-2 wird bei der Berechnung der Stahlspannungen die Zugfestigkeit des Betons vollständig vernachlässigt. Diese Regelung liegt natürlich auf der sicheren Seite und soll berücksichtigen, dass der Querschnitt irgendwann einmal so stark beansprucht wird, dass die Zugfestigkeit überschritten ist. Ist diese einmal überschritten, bleibt der Querschnitt gerissen. Diese Regelung liegt natürlich ebenfalls auf der sicheren Seite, da es höchst unwahrscheinlich ist, dass diese Vorbelastung an einem Bauwerk über die gesamte Länge in zahlreichen Querschnitten gleichermaßen stattfindet. Ein gutes Indiz für den tatsächlichen Zustand des Bauwerks stellt das Rissbild dar. Wenn bei einem Bauwerk große Spannungsschwingbreiten im Beton- bzw. Spannstahl berechnet werden, jedoch am Bauwerk selbst zu jeder Jahreszeit keine nennenswerten Rissbildung festgestellt werden kann, ist dies ein Zeichen dafür, dass sich das Bauwerk noch nicht im Zustand II befindet und somit die Spannungsschwingbreiten auch nicht in der berechneten Größe auftreten werden.

Wenn dagegen am Bauwerk tatsächlich eine ausgeprägte Rissbildung festgestellt werden kann, so wie dies bei dem Bauwerk BW179 der Fall war (vgl. Kap. 6.3), dann kann nicht ausgeschlossen werden, dass die Spannungsschwingbreiten in den Bewehrungselementen in der vollen Größe auftreten. Allerdings ist auch der Abbildung 6.19 zu entnehmen, dass die Rissbildung auch stark von der Jahreszeit bzw. den zugehörigen Temperatureinwirkungen ΔT_M abhängt. So ist zu den Sommermonaten (April bis September) eine ausgeprägtere Rissbildung festzustellen als in den Wintermonaten. Eine solche jahreszeitliche Berücksichtigung der Temperatur ΔT_M auf das Grundmoment M_0 ist im Nachweiskonzept der DIN EN 1992-2 nicht verankert. Hier wird grundsätzlich der häufige Wert für ΔT_M angesetzt. Für den Nachweis

wird konservativ ständig wirksam der ungünstige Einfluss aus der häufigen Temperatur ($\psi_1 \cdot \Delta T_M$) über die gesamte Nutzungszeit des Bauwerks angesetzt. Mit der Tabelle 12.2 aus [7] für die Auftretenswahrscheinlichkeit $\lambda_{T,\Delta T}$ (vgl. Abb. 6.4) wird im Zuge des Stufe 2 Ermüdungsnachweises der Nachrechnungsrichtlinie dagegen dieser jahreszeitlich veränderliche Temperatureinfluss berücksichtigt.

Aus diesen aufgeführten Beispielen wird ersichtlich, dass das Nachweiskonzept zur Berechnung der Ermüdungsfestigkeit von Spannbetonbauteilen doch noch eine Vielzahl von Unschärfen und Unsicherheiten aufweist. Gleichzeitig soll eine möglichst einfache praktische Anwendbarkeit gewährleistet sein. So ist es zielführend, wenn der Ermüdungsnachweis für mehrere Anwendungsfälle gilt und beispielsweise unterschiedliche Querschnittformen, Längssysteme, Spanngliedformen, usw. abdeckt. Hierfür werden entsprechende Unschärfen in Kauf genommen, sofern sich diese auf der sicheren Seite befinden. Nun konnte jedoch gezeigt werden, dass mit der in DIN EN 1992-2/NA angegebenen Ermüdungsfestigkeitskurve eine Berechnungsgrundlage auf der unsicheren Seite zu liegen scheint. Eine Verschärfung des Ermüdungsnachweises scheint unter Berücksichtigung der jahrzehntelangen Erfahrungen ohne vermehrt auftretende Ermüdungsschäden jedoch nicht angezeigt. Die Gründe dafür sind sowohl auf der Einwirkungsseite als auch auf der Widerstandsseite zu suchen.

Einwirkungsseite

- Die normgemäßen Verkehrslasten liegen gegenüber den tatsächlichen Verkehrslasten (Beanspruchungskollektive) auf der sicheren Seite.
- Beim Ermüdungsnachweis spielen nicht nur die Fahrzeuggesamtgewichte, Achslasten und Achslastkonfigurationen eine Rolle, sondern auch deren Auftretenshäufigkeit, die aber je nach Strecke sehr unterschiedlich sein kann.
- Die Auftretenshäufigkeit der verschiedenen angesetzten linearen Temperaturunterschiede ΔT_M hat ebenfalls einen großen Einfluss über das Grundmoment M_0 und damit auf die Größe der Spannungsschwingbreite bei gleichem Lastwechsellmoment (Abb. 6.3) .

Widerstandsseite

- Die Wöhlerkurven aus Einstufenversuchen werden auf Nachweise für reale Beanspruchungskollektive angewendet. Es besteht eine signifikante Abhängigkeit der Lebensdauer bis zum ermüdungsbedingten Versagen von der Form des Beanspruchungskollektivs. Ein Querschnitt wird nicht ausschließlich mit der maximalen Schwingbreite beansprucht.
- Der erste ermüdungsbedingte Drahtbruch eines Spanngliedes in einem Bauwerk, in dem mehrere mehrlitzige Spannglieder verbaut sind, führt nicht direkt zum Spannglied- oder gar Bauwerksversagen. Vielmehr muss hierfür erst ein bestimmter Schädigungsgrad erreicht werden, der bezogen auf ein Spannglied etwa im Bereich von 10% bis 15% der Spannstahtfläche liegen kann.
- Die Aufteilung der inneren Zugkraft auf den Beton- und Spannstahl erfolgt im Verhältnis der Verbundsteifigkeiten, welches sich in den Versuchen unter dynamischer Beanspruchung nicht als konstante Größe herausgestellt hat. Die basierend auf den Versuchen bestimmten Verhältniswerte ξ weichen deutlich vom genormten Wert in DIN EN 1992-2 ab.

7. Zusammenfassung und Ausblick

7.1. Zusammenfassung

Das Ziel der vorliegenden Arbeit war die Untersuchung des Ermüdungs- und Verbundverhaltens von Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund unter dynamischer Belastung. Die eigenen Untersuchungen sollten die bereits durchgeführten Untersuchungen erweitern und vertiefen.

In Kapitel 2 erfolgte daher zunächst eine ausführliche Literaturrecherche zum aktuellen Stand des Wissens. Diese startete mit der allgemeinen Beschreibung des Ermüdungsprozesses in den Werkstoffen Beton, Betonstahl und Spannstahl. Dabei wurde eine Vielzahl an Einflüssen, die das Ermüdungsverhalten dieser Werkstoffe beeinträchtigen können, dargestellt. In Kapitel 2.4.3 wurde zudem eine Übersicht bereits durchgeführter und dokumentierter Ermüdungsversuche an Spannbetonbauteilen aufgeführt und im Anhang B eine entsprechende Versuchsdatenbank angelegt. Die bisherigen Versuchsergebnisse zeigen, dass zum einen die Ermüdungsfestigkeit von in stählernen Hüllrohren gekrümmt geführten Spanngliedern im nachträglichen Verbund sehr stark streut und zum anderen die in den Versuchen erreichten Lastwechselzahlen keine echte Dauerfestigkeit erkennen lassen, so dass der Verlauf der Ermüdungsfestigkeitskurve nach DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-2 im Bereich der Dauerfestigkeit (2. Ast) nur unzureichend durch Versuche abgesichert ist. Daher wurden unter Berücksichtigung der bereits durchgeführten Versuche im Bereich sehr hoher Lastwechselzahlen eigene Ermüdungsversuche geplant und durchgeführt (Kapitel 3).

Im Zuge der Versuchsdurchführung wurden insgesamt 15 Ermüdungsversuche an Spannbetonträgern als Einstufenversuche durchgeführt, die in insgesamt fünf Versuchsreihen (SB, GS, GR, GL und GB) unterteilt wurden. Innerhalb einer Versuchsreihe wurde lediglich die Höhe der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_p$ verändert. Zwischen den einzelnen Versuchsreihen wurden jedoch weitere Versuchsparameter variiert, um weitere Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit zu untersuchen (Vorspannkraft, Umlenkradius des Spanngliedes, Litzendurchmesser, Bewehrungsgrad einer zusätzlichen schlaffen Bewehrung).

Mit dem Versuch SB06 konnte dabei erstmals ein Ermüdungsversuch an einem Spannbetonbauteil durchgeführt werden, mit dem die Grenze von $N = 10^8$ Lastwechseln erreicht wurde. Die Spannungsschwingbreite im Spannstahl betrug dabei $\Delta\sigma_p = 50 \text{ N/mm}^2$ und lag damit deutlich unterhalb der in DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-2 für den Knickpunkt der Wöhlerkurve angegebenen, ertragbaren Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Rsk} = 120 \text{ N/mm}^2$. Der anschließende Durchläufertest dieses Versuchs zeigte jedoch, dass selbst mit einer Spannungsschwingbreite von lediglich $\Delta\sigma_p = 50 \text{ N/mm}^2$ keine „echte“ Dauerschwingfestigkeit des Spannstahls nachgewiesen werden konnte. Auch die Versuchsergebnisse der weiteren Ermüdungsversuche legten dar, dass der Verlauf der Ermüdungsfestigkeitskurve aus DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-2 im Bereich des zweiten Astes mit $k_2 = 7$ mit den Einstufenversuchen nicht

experimentell nachgefahren und damit bestätigt werden kann. Auf Grundlage der eigenen Versuchsergebnisse sowie weiterer in der letzten Zeit durchgeführter Ermüdungsversuche wurde in Kapitel 4.1 ein modifizierter Vorschlag zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeitskurve für gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren vorgestellt, der die Versuchswerte im Sinne einer Umhüllenden besser abbildet.

Neben den Balkenversuchen wurde auch die Ermüdungsfestigkeit der verwendeten Spannstahlritzen an freischwingenden Proben experimentell bestimmt. Im Vergleich zu den Spanngliedern in den Versuchsträgern, die gekrümmt eingebaut wurden, entstanden bei den freischwingenden Proben keine zusätzlichen Umlenkkräfte zwischen Litze und Hüllrohr. Das gleichzeitige Auftreten dieser Kontaktpressungen sowie einer zyklischen Relativverschiebung zwischen dem Spannglied und dem Hüllrohr bewirkt den Effekt der *Reibermüdung*, der sich ungünstig auf die Ermüdungsfestigkeit auswirkt. Dieser Effekt konnte durch den Vergleich des Ermüdungsverhaltens der freischwingenden Litzen mit dem der in den Versuchsträgern einbetonierten Spanngliedern belegt werden. So konnte für die freischwingenden Litzen ohne Einfluss der Reibermüdung mit dem sogenannten Interaktiven Verfahren eine „echte“ Dauerschwingfestigkeit bei 206 N/mm^2 (5%-Quantil $\varnothing 3/8''$) bzw. 214 N/mm^2 (5%-Quantil $\varnothing 0,62''$) nachgewiesen werden.

Um den Einfluss der Reibermüdung auf das Ermüdungsverhalten systematisch zu untersuchen, wurden die Versuchsreihen GS, GR und GL durchgeführt. In diesen Versuchsreihen wurde die Vorspannkraft, durch das Einlegen zusätzlicher bzw. größerer Litzenstränge, sowie der Umlenkradius der Spanngliedführung variiert. Aus den Ergebnissen ging hervor, dass mit Anstieg der Umlenkraft am Spannglied die Anzahl der ertragbaren Lastwechselzahlen abfiel. Hieraus ließ sich eine Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit des Spanngliedes ableiten.

Die Umlenkraft wurde dabei zunächst als über die im Bereich der Umlenkung idealisierte, konstant angesetzte Größe (Linienlast) unabhängig von der Spanngliedform betrachtet. Allerdings hat die Anzahl der einzelnen Spanndrahtelemente (Litzen oder Drähte) und vor allem deren Lage im Spannglied einen Einfluss auf die Verteilung der Umlenkbelastung im Spannglied selbst (Stapelfaktor). Auch dieser Einfluss konnte qualitativ durch die eigenen Versuche bestätigt werden. So ergab sich bei zwei Spanngliedern mit nahezu gleicher Vorspannkraft und Spannstahlfläche eine höhere Ermüdungsfestigkeit, wenn die Spannstahlfläche des Spanngliedes aus einer geringeren Anzahl von dafür größeren Einzellitzen bestand.

Die Anzahl der Spanngliedelemente beeinflusst das Ermüdungsverhalten der Spannbetonbauteile noch auf eine andere Weise. So konnte grundsätzlich während der Versuchsdurchführung ein charakteristisches Ankündigungsverhalten der Versuchsträger bei Überwachung der Rissbreite beobachtet werden. Während die Rissbreitenzunahme infolge der ersten auftretenden, ermüdungsinduzierten Drahtbrüche noch verhältnismäßig klein waren, nahm deren Intensität mit zunehmender Anzahl deutlich zu. Je größer die Gesamtanzahl der Spanndrähte im Spannglied war, desto ausgeprägter waren die Übergänge zwischen den stabilen und instabilen Rissbreitenverläufen zu erkennen. Das instabile Rissbreitenwachstum leitete letztlich das Totalversagen des Bauteils ein. Spanngliedern mit einer größeren Anzahl an Einzeldrähten kann somit ein günstigeres Ankündigungsverhalten zugeschrieben werden.

Mit der Versuchsreihe GB wurden insgesamt sieben Ermüdungsversuche an Spannbetonbalken mit einer gemischten Bewehrung aus Beton- und Spannstahl durchgeführt. Die aus der zyklischen Belastung

entstandenen inneren Zugkräfte im Versuchsträger verteilten sich nun auf das Spannglied und den Betonstahl im Verhältnis ihrer Verbundsteifigkeiten. Da die Spannungs-Dehnungsbeziehung der verwendeten Betonstähle aus der Materialprüfung bekannt war, konnte durch eine Dehnungsmessung direkt an den Betonstählen die zugehörige Stahlspannung abgeleitet werden. Allerdings ist anzumerken, dass diese Dehnungsmessung bei einigen Versuchen (GB02 bis GB05) teilweise ausfiel, so dass bei diesen leider nicht die maximalen Betonstahlspannungen im Initialriss bestimmt werden konnten. Die verbliebenen Dehnungsmessstellen waren im Abstand von 10 und 20 cm vom Initialriss entfernt angeordnet. Glücklicherweise konnte bei allen vier Versuchen eine weitere Rissbildung in unmittelbarer Nähe einer dieser weiteren Messstellen beobachtet werden, so dass trotz allem noch Betonstahlspannungen im gerissenen Zustand II bestimmt werden konnten.

Die Verteilung der Stahlspannungen erfolgt gemäß DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-2 näherungsweise über den konstanten Verhältnisbeiwert ξ für den unterschiedlichen Verbund. Dieser wurde seinerzeit aus verschiedenen Verbundversuchen abgeleitet. Bei diesen Untersuchungen lagen die Bewehrungsverhältnisse von Betonstahlfläche zu Spannstahlfläche i.d.R. im Bereich $A_s/A_p \geq 1$. Eine Übersicht der dokumentierten Versuche ist in der Versuchsdatenbank im Anhang B aufgeführt. Eine Auswertung an einer Auswahl verschiedener ausgeführter Brückenbauwerke zeigte jedoch, dass die Bewehrungsverhältnisse eher bei $A_s/A_p \approx 0,5$ liegen (Kapitel 6.7). Daher wurde in der Versuchsreihe GB bewusst ein geringes Bewehrungsverhältnis angesetzt.

In den Versuchen zeigte sich, dass das Bewehrungsverhältnis A_s/A_p die Verteilung der Spannungen und damit auch das Ermüdungsverhalten stark beeinflussen kann. Bei kleinen Bewehrungsgraden war ein ausgeprägter Spannungsanstieg im Betonstahl infolge einzelner Spanndrahtbrüche zu beobachten, im Gegensatz zu den Versuchen mit großen Bewehrungsgraden. So konnten sogar Betonstahlbrüche infolge Ermüdung festgestellt werden. Bei großen Bewehrungsverhältnissen konnten dagegen Spanndrahtbrüche durch kleinere Spannungszunahmen im Betonstahl kompensiert werden. Da zudem die Betonstahlbewehrung gegenüber dem Spannstahl nachweislich über eine „echte“ Dauerschwingfestigkeit verfügt, ist von einem hohen Anteil an Betonstahlbewehrung ein günstiger Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit des Gesamtbauteils zu erwarten.

Des Weiteren konnte auf Grundlage der aus den Messwerten abgeleiteten Spannungsverteilung im Bauteil auch das Verbundverhältnis zwischen Betonstahlbewehrung und Spannglied bestimmt und als entsprechender Verhältnisbeiwert ξ angegeben werden. Der Verbund verhielt sich während der Versuchsdurchführung jedoch nicht konstant. Bereits während eines einzelnen Belastungsschwingspiels konnten unterschiedliche ξ -Beiwerte infolge Unter- und Oberlast ermittelt werden. Auch über die Versuchslaufzeit variierte der Wert beispielsweise infolge auftretender Spanndrahtbrüche und daraus resultierender Spannungsumlagerungen im Bauteil. Grundsätzlich wiesen die Versuche mit einem größeren Bewehrungsverhältnis von $A_s/A_p \geq 1$ ein Verhältnis der Verbundsteifigkeiten zwischen Beton- und Spannstahl auf, welches in etwa den Vorgaben des EC2 entspricht ($\xi \approx 0,5$). Bei kleineren Bewehrungsgraden dagegen ergaben sich größere Abweichungen vom Normwert. Spannbetonquerschnitte, in denen nur wenig Betonstahlbewehrung angeordnet ist, scheinen sehr empfindlich auf die Verteilung der Stahlspannungen zu reagieren. Bereits zu Beginn der Versuche wies die Betonstahlbewehrung sehr große Stahlspannungen auf, die sogar das Fließplateau erreichten. In diesen Fällen erfolgte eine Umlagerung der Spannungsschwingbreiten auf die Spannstahlbewehrung. Dies wiederum führte zu einer größeren Ermüdungsbe-

anspruchung des Spanngliedes.

Zur Bestimmung der Verbundfestigkeit der verwendeten Spannstahllitzen in verpressten Hüllrohren wurden eigenen Verbundversuche durchgeführt (Kapitel 3.3). Neben Pull-Out Versuchen an schlaffen Spannstahllitzen erfolgten auch aufwändige Versuche an vorgespannten Litzensträngen. Aufgrund der speziellen Litzengeometrie, bei der die Außendrähte um einen Kerndraht gewickelt werden, konnte an den Pull-Out Versuchen bei fehlender Vorspannung ein „Abwickeln“ der Außendrähte beobachtet werden. Dadurch konnte sich die Litze schraubenartig durch den Verbundkanal bewegen. Die Ausziehkräfte waren entsprechend gering. Durch das Vorspannen der Litze stiegen die Ausziehkräfte deutlich an. Aus den Ausziehkräften und gleichzeitig aufgezeichneten Ausziehwegen der Litze konnten die Verbundspannung-Schlupf-Beziehungen bestimmt werden. Hierfür wurden verschiedene Ansätze zur Bestimmung der effektiven Verbundfläche der Litze miteinander verglichen. Der in DIN EN 1992-1-1 enthaltene Ansatz des äquivalenten Spannstahldurchmesser einer siebendrähtigen Einzellitze weicht dabei stark (bis zu 70%) von den übrigen untersuchten Ansätzen ab, so dass damit die Gefahr besteht, damit die tatsächlichen Verbundspannungen deutlich zu überschätzen, wenn bei der Bemessung gegenüber den Versuchen abweichende effektive Verbundflächen angesetzt werden. Für die weiteren Untersuchungen zu den Verbundspannungen wurde der Ansatz von MARTI zur Berechnung der effektiven Verbundfläche zwischen Litze und Verpressmörtel angesetzt. Aus den Verbundspannung-Schlupf-Beziehungen wurden anschließend eigene Verbundmodelle entwickelt und denen anderer Autoren gegenübergestellt. Hier konnte eine sehr gute Übereinstimmung des eigenen Verbundmodells auch mit den Versuchsergebnissen anderer Autoren gezeigt werden.

Das Verbundverhalten der Betonstähle wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht experimentell untersucht. Stattdessen wurden bekannte Verbundmodelle für Betonstahl von verschiedenen Autoren vorgestellt. Im Folgenden wurde das eigene Verbundmodell für die Spannstahllitzen zusammen mit den verschiedenen Verbundmodellen für Betonstähle angesetzt und mit den Versuchsergebnissen der Versuchsreihe GB verglichen. Die größte Übereinstimmung aus der rechnerischen sowie der tatsächlichen Spannungsverteilung der Stahlspannungen konnte in Kombination mit einem Ansatz von NOAKOWSKI erzielt werden. So wurde letztlich ein eigenes Verbundmodell für gemischte Bewehrung aus Beton- und Spannstahl entwickelt.

In Kapitel 5 wurde die Problematik der Umlenkbeanspruchung auf die Ermüdungsfestigkeit von umgelenkten Spanngliedern näher beleuchtet. Mit Hilfe der FEM wurden Simulationsrechnungen durchgeführt, um die Verteilung der Kontaktpressungen zwischen Litzenspannglied und Hüllrohr genauer zu untersuchen. Es zeigte sich, dass die Umlenkkräfte eines gekrümmt geführten Spanngliedes aus Litzenbündeln nicht kontinuierlich im Umlenkbereich in den Betonträger übertragen werden. Durch die Geometrien der Litzen und der Hüllrohrrippen liegt das Spannglied nur punktuell an. Die Höhe der lokalen Kontaktpressungen kann dabei unter Ansatz unbegrenzt linear elastischen Materialverhaltens rechnerisch die Streckgrenze des Hüllrohrmaterials deutlich überschreiten. Daraus resultieren plastische Verformungen im Kontaktbereich, die sich i. d. R. als Einschneidungen des Litzendrahtes in das Hüllrohrmaterial einstellen. Bei den Spannglieduntersuchungen, die nach dem Ende der Ermüdungsversuche erfolgte, konnte ein solches Einschneiden der Litzen in die Hüllrohrinnenfläche tatsächlich festgestellt werden. Diese Kontaktstellen stellten sich als Ausgangspunkte für potenzielle Ermüdungsbrüche der einzelnen Spanndrähte heraus. Eine Vielzahl der festgestellten Spanndrahtbrüche konnte an

diesen Kontaktstellen nachgewiesen werden.

Anhand der Untersuchungen konnte ein geometrischer Erhöhungsfaktor k_{geo} für verschiedene Litzenbündel aus $\varnothing 3/8''$ - und $\varnothing 0,62''$ -Litzen definiert werden, der die geometrischen Einflüsse aus der Litzen- und Hüllrohrgeometrie berücksichtigt. Im Gegensatz zu dem bereits bekannten Stapelfaktor k_{max} , der die Verteilung der Umlenkräfte in einem Spannglied auf zweidimensionaler Ebene beschreibt, schließt der geometrische Erhöhungsfaktor auch die Verteilung der Umlenkräfte über die Spanngliedlänge mit ein.

Die Ergebnisse und Erkenntnisse aus den durchgeführten Untersuchungen, die sowohl experimentell als auch numerisch erfolgten, wurden im Anschluss kritisch diskutiert (Kapitel 6). So führte die hier vorgeschlagene Modifikation der Ermüdungsfestigkeitskurve auf Grundlage der durchgeführten Ermüdungsversuche teilweise zu einer deutlichen Reduzierung der rechnerischen Lebensdauer einer Spannbetonbrücke, wenn diese beispielsweise mit dem Ermüdungslastmodell 4 direkt berechnet wird.

Es wurde darauf hingewiesen, dass die Versuchswerte aus den Einstufenversuchen im Bereich der Langzeitfestigkeit (zweiter Ast) durch die genormte Bemessungswöhlerkurve nicht abgebildet werden. Allerdings legen die Erfahrungen mit bestehenden Spannbetonbrücken eine Verschärfung der Bemessungsregeln nicht nahe. Der zweite Ast der Wöhlerkurve wurde seinerzeit in Anlehnung an eine Empfehlung von HAIBACH in Ermangelung ausreichender Versuchswerte pragmatisch festgelegt. Der hypothetische Verlauf entspricht eher einer „Lebensdauerlinie“ nach Gaßner. Zudem lagen den Versuchen relativ kleine Krümmungsradien zugrunde, wodurch in Hinblick auf die Reibdauerbeanspruchung entsprechend ungünstige Verhältnisse vorlagen. Bei einer Anpassung des Nachweisverfahrens mit den genormten Bemessungswöhlerkurven müsste das gesamte Konzept einschließlich der Einwirkungsseite betrachtet werden. Wie die Lebensdauerberechnungen mit der modifizierten Wöhlerkurve in Kapitel 6.2 gezeigt haben, stehen die Ergebnisse auf Grundlage einer Anpassung der Wöhlerkurven an die Versuchswerte der Einstufenversuche nicht im Einklang mit den Erfahrungen. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

Ferner konnten die Erkenntnisse aus den Ermüdungsversuchen auch dazu verwendet werden, ein Konzept zu entwickeln, mit der die Überwachung von Brückenbauwerken möglich ist, die ein potenzielles Ermüdungsproblem aufweisen. So wurde an einem realen Brückenbauwerk ein entsprechendes Rissbreitenmonitoring über mehrere Jahre durchgeführt und die Erfahrungen hieraus beschrieben. Diese lieferten wichtige Erkenntnisse bei der Überführung des Konzepts von den Versuchsträgern unter Laborbedingungen auf reale Brückenbauwerke.

Des Weiteren wurde die Vergleichbarkeit der Randbedingungen bei der Durchführung der eigenen Versuche mit denen ausgeführter Brückenbauwerke anhand einer Stichprobe untersucht. Hierbei zeigte sich, dass sowohl die in den Versuchen angesetzten Umlenkbeanspruchungen als auch die Bewehrungsverhältnisse von A_s/A_p grundsätzlich auf einem ähnlichen Niveau liegen, wie bei ausgeführten Brückenbauwerken, wodurch die baupraktische Relevanz der Untersuchungen in dieser Arbeit nochmals untermauert wird.

7.2. Ausblick und Forschungsbedarf

Hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens von nachträglich verpressten Spanngliedern in gekrümmten Stahlhüllrohren besteht weiterhin Forschungsbedarf. Eine „echte“ Dauerschwingfestigkeit konnte immer noch nicht empirisch nachgewiesen werden. Weitere Ermüdungsversuche im Bereich sehr kleiner Spannungsschwingbreiten sind erforderlich, um den tatsächlichen Verlauf der Ermüdungsfestigkeitskurve statistisch abzusichern, wobei hier im Dauerfestigkeitsbereich für die Normung klar zwischen „Wöhlerlinie“ und „Lebensdauerlinie“ zu differenzieren ist. Eine Differenzierung in Abhängigkeit von den Umlenkumpressungen wäre zu erwägen.

Bedingt durch die Versuchseinrichtung konnten die Untersuchungen nur für verhältnismäßig geringe Spanngliedgrößen ($9\text{Ø}3/8''$ bzw. $3\text{Ø}0,62''$) durchgeführt werden. Für die Baupraxis sind diese Spanngliedbündel nur von geringer Bedeutung. Daher sollten zukünftig nach Möglichkeit auch Ermüdungsuntersuchungen an größeren Spanngliedern verfolgt werden. Allerdings erhöhen sich damit auch die Anforderungen an die Prüfeinrichtung und den Versuchsstand, da die Versuchslasten mit zunehmender Spanngliedgröße ansteigen. Außerdem ist damit zu rechnen, dass die Prüfgeschwindigkeit mit zunehmender Versuchsträgergröße abnehmen und die Versuchslaufzeit entsprechend zunimmt.

Der Ansatz für das Verhältnis der Verbundsteifigkeit konstant mit $\xi = 0,5$ konnte durch die Versuche nicht bestätigt werden. Auch hier ist weiterer Forschungsbedarf vorhanden.

Bei den Versuchen mit gemischter Bewehrung aus Beton- und Spannstahl konnte ein Einfluss aus dem Bewehrungsverhältnis und somit indirekt auch aus der Spanngliedgröße auf das Ermüdungsverhalten nachgewiesen werden. Eine Vielzahl der bereits in der Vergangenheit von anderen Autoren durchgeführten Versuche an Versuchsträgern mit gemischter Bewehrung wies dabei Bewehrungsverhältnisse auf, die deutlich günstiger waren, als an tatsächlich ausgeführten Brückenbauwerken. Die Anzahl an Versuchen, bei denen die Bewehrungsverhältnisse denen ausgeführter Brückenbauwerke entsprechen ($A_s/A_p \leq 0,7$), ist weiterhin sehr begrenzt.

Aus den Simulationsrechnungen ging hervor, dass die Verteilung der Querpressungen in umgelenkten Spanngliedern durch die Geometrie des Litzenspanngliedes und des Hüllrohrs bestimmt wird. Die lokalen Kontaktpressungen bilden i. d. R. den Ausgangspunkt für potenzielle Ermüdungsbrüche am Spannglied. Im Stahlbau werden bereits bei der Entwicklung und Forschung großer Spannseile entsprechende Simulationsrechnungen eingesetzt, um eine ideale Anordnung der Spanndrähte in großen Spannseilen zu finden, bei der die Kontaktpressungen der einzelnen Spanndrähte untereinander möglichst gering ausfallen. Diese Untersuchungen sollten auch bei Spanngliedern im nachträglichen Verbund intensiviert werden, da bei diesen die Kontaktpressungen zwischen Spannglied und Hüllrohr noch kritischer anzusehen sind. Bezüglich der Litzen- und Hüllrohrgeometrie besteht ohne Zweifel noch Optimierungspotenzial hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit des Spannglieds.

Letztlich wurde in der vorliegenden Arbeit ausschließlich die Widerstandsseite betrachtet. Jedoch wurde darauf hingewiesen, dass die Einwirkungsseite ebenfalls große Unschärfen aufweist, wenn es darum geht, bei den ermüdungswirksamen Beanspruchungen realistische Spannungskollektive zu berücksichtigen. Somit besteht auch hierzu weiterer Forschungsbedarf.

Literatur

- [1] ABEL, M.: Zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen. Dissertation. RWTH Aachen, 1996.
- [2] AUER, M.: Ein Verbundmodell für Stahlbeton unter Berücksichtigung der Betonschädigung. Dissertation. Karlsruher Institut für Technologie, 2014.
- [3] BIRKENMAIER, M.: Verbundprobleme bei Spannbett-Vorspannung. In: *Schweizerische Bauzeitung* 95 (1977), S. 426–433.
- [4] BISCHOFF, P. H. und PERRY, S. H.: Compressive behaviour of concrete at high strain rates. In: *Material and Structures* 24 (1991), S. 425–450.
- [5] BLOCK, K. und DREIER, F.: Das Ermüdungsverhalten von Dübelbefestigungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 541. Beuth, 2003.
- [6] BLOCK, K. und DREIER, F.: Die Ermüdungsfestigkeit zuverlässig und kostengünstig ermitteln: Das Interaktive Verfahren. In: *Materialprüfung* 40 (1998), S. 73–77.
- [7] BMVBS: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011. 2011.
- [8] BMVI: Verflechtungsprognose 2030. Forschungsbericht FE-Nr.: 96.0981/2011. 2014.
- [9] BÖKAMP, H.: Ein Beitrag zur Spannstahlermüdung unter Reibdauerbeanspruchung bei teilweiser Vorspannung. Dissertation. RWTH Aachen, 1990.
- [10] BRUGGELING, A. S. G.: The transmission length of pretensioned prestressing steel. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik* (5/1986), S. 298–302.
- [11] BÜLTE, S.: Zum Verbundverhalten von Spannstahl mit sofortigem Verbund unter Betriebsbeanspruchung. Dissertation. RWTH Aachen, 2008.
- [12] BÜRCEL, R., RICHARD, H. A. und RIEMER, A.: Werkstoffmechanik: Bauteile sicher beurteilen und Werkstoffe richtig einsetzen. Springer Vieweg, 2014.
- [13] BURGER, S.: Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln im Verbundbau. Dissertation. Universität der Bundeswehr München, 2009.
- [14] BUXBAUM, O.: Betriebsfestigkeit: Sichere und wirtschaftliche Bemessung schwingbruchgefährdeter Bauteile. Verlag Stahleisen mbH, 1986.
- [15] CANTELI, A. E., ESSLINGER, V. und THÜRLIMANN, B.: Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungs- und Spannstählen. Bericht Nr. 8002-1. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 1984.
- [16] COFFIN, L. F.: Fatigue at High Temperature. In: *Fatigue at elevated temperatures*. Hrsg. von CARDEN, A. E., MCEVILY, A. J. und WELLS, C. H. American Society for Testing and Materials, 1973.

- [17] CORDES, H., HEGGER, J. und NEUSER, J. U.: Untersuchungen zur Reibermüdung bei teilweise vorgespannten Bauteilen. In: *Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen*. Hrsg. von ELIGENHAUSEN, R., KORDINA, K. und SCHIESSL, P. Wiley-VCH, 2000.
- [18] CORNELISSEN, H.: Constant-amplitude tests on plain concrete in uniaxial tension and tension-compression. Delft University of Technology. Report No. 5-81-1. 1984.
- [19] CORNELISSEN, H.: Fatigue Failure of Concrete in Tension. In: *HERON* 29 (1984).
- [20] CORNELISSEN, H. und TIMMERS, G.: Fatigue of plain concrete in uniaxial tension and in alternating tension-compression - experiment and result. Delft University of Technology. Report No. 5-81-7. 1981.
- [21] CULLIMORE, M.: The fatigue strength of high tensile steel wire cable subjected to stress fluctuations of small amplitude. In: *IABSE Reports* 32 (1972), S. 49–56.
- [22] DAFSTB: Erläuterungen zu DIN 1045-1. 1. Auflage. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 525. Beuth, 2003.
- [23] DAFSTB: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). 1. Auflage. Bd. Heft 600. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 600. Beuth, 2012.
- [24] DIBT: Z-12.3-6 – Spannstahllitzen ST 1570/1770 aus sieben kaltgezogenen, glatten Einzeldrähten mit Nenndurchmesser: 6,9-9,3-11,0-12,5-12,9-15,3 und 15,7mm sowie Korrosionsschutzsysteme für die Nenndurchmesser: 12,5-12,9-15,3 und 15,7mm. Allgemein bauaufsichtliche Zulassung. 28.02.2011 - 28.02.2016.
- [25] DIBT: Z-12.3.29 – Spannstahllitzen St 1570/1770 aus sieben kaltgezogenen, glatten Einzeldrähten – Nenndurchmesser: 6,9-9,3-11,0-12,5-12,9-15,3-15,7mm sowie Korrosionsschutzsysteme - Acor 2 und Acor 3 - für die Durchmesser: 12,5-12,9-15,3-15,7mm. Allgemein bauaufsichtliche Zulassung. 01.07.2014 - 01.07.2019.
- [26] DIN 4227-2:1984: Spannbeton – Bauteile mit teilweiser Vorspannung. Berlin, 1984.
- [27] DIN 4227:1953: Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung – DIN 4227. Berlin. 1953.
- [28] DIN 488-2:2009: Betonstahl: Betonstabstahl. Beuth. Berlin. 2009.
- [29] DIN 50100:2016: Schwingfestigkeitsversuch – Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile. Beuth. Berlin. 2016.
- [30] DIN EN 197-1:2011: Zement: Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement. Beuth. Berlin. 2011.
- [31] DIN EN 1991-2:2010: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Beuth. Berlin. 2010.
- [32] DIN EN 1992-1-1:2011: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth. Berlin. 2011.

- [33] DIN EN 1992-1-1/NA:2013: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth, Berlin, 2013.
- [34] DIN EN 1992-1-2/NA:2012: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Beuth, Berlin, 2012.
- [35] DIN EN 1992-2:2010: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Beuth, Berlin, 2010.
- [36] DIN EN 1992-2/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Beuth, Berlin, 2013.
- [37] DIN EN 1993-1-11:2010: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl. Beuth, Berlin, 2010.
- [38] DIN EN ISO 6892-1:2009: Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur (ISO 6892-1:2009). 2009.
- [39] DIN V ENV 1992-2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Vornorm. Beuth, Berlin.
- [40] DIXON, W. J. und MOOD, A. M.: A Method for Obtaining and Analysing Sensitivity Data. In: *Journal of the American Statistical Association* 43 (1948), S. 109–126.
- [41] DRAHTSCHMIDT, F.: Zur Verbindungstechnik von glasfaserverstärktem Polyamid. Dissertation. Universität Erlangen-Nürnberg, 1999.
- [42] DUBBEL, H., GROTE, K.-H. und FELDHUSEN, J.: Taschenbuch für den Maschinenbau. 23., neu bearb. und erw. Auflage. Springer-Verlag, 2011.
- [43] EAD 330250-00-0601: Post-installed fasteners in concrete under fatigue cyclic loading: (DRAFT). EOTA. 2018 (in Vorbereitung).
- [44] EDWARDS, A. D. und PICARD, A.: Fatigue characteristics of prestressing strand. In: *ICE Proceedings* 53 (1972), S. 323–336.
- [45] ELIGEHAUSEN, R., POPOV, E. P. und BERTERO, V. V.: Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. University of California. Report No. UCB/EERC 83-23. 1983.
- [46] ESKOLA, L.: Zur Ermüdung teilweise vorgespannter Betontragwerke. Dissertation. ETH Zürich, 1996.
- [47] ETAG 013: Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures: Guideline for European Technical Approval. EOTA. 2002.
- [48] FÄCKE, A.: Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten. Dissertation. Universität Fridericana zu Karlsruhe, 2006.
- [49] FEHLMANN, P. und VOGEL, T.: Versuche zur Ermüdungsfestigkeit alter Betonstähle. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (7/2009), S. 416–423.

- [50] FESICH, T. M.: Festigkeitsnachweis und Lebensdauerberechnung bei komplex mehrachsiger Schwingbeanspruchung. Dissertation. Universität Stuttgart, 2012.
- [51] FINGERLOOS, F, HEGGER, J. und ZILCH, K.: Eurocode 2 für Deutschland – DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang – kommentierte Fassung. Beuth, 2012.
- [52] FINNEY, D. J.: Probit analysis. 2. Ed. Cambridge University Press, 1971.
- [53] FISHER, J. W. und VIEST, I. M.: AASHO road test technical staff papers. In: *Highway Research Board Special Report 66* (1961), S. 132–147.
- [54] FRANK, A.: Dehnungs- und Temperaturmessung in Verbundwerkstoffen mit eingebetteten faseroptischen Bragg-Gitter-Sensoren. Dissertation. TU Wien, 2001.
- [55] FRANK, K. H. und HSU, C. K.: Fatigue and Static Tests of Three Samples of 0.60 Inch Diameter Seven Wire Prestressing Strand. The University of Texas at Austin. 1981.
- [56] FREUNDT, U. et al.: Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Eurocodes. Brücken- und Ingenieurbau Heft B 77. Bundesanstalt für Straßenwesen, 2011.
- [57] FREUNDT, U. et al.: Methodik zur Entwicklung neuer Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung des Brückenbestandes. Schlussbericht FE 15.0587/2012/FRB. 2018.
- [58] FÜLLSACK-KÖDITZ: Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar, 2004.
- [59] FUNK, W.: Der Einfluß der Reibkorrosion auf die Dauerhaltbarkeit zusammengesetzter Maschinenelemente. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt, 1968.
- [60] GEISSLER, K. et al.: Zukunftsicherheit der Ermüdungslastmodelle nach DIN EN 1991-2. Schlussbericht FE 15.00629/2016/FRB. 2018.
- [61] HAIBACH, E.: Betriebsfestigkeit: Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung. 3. Auflage. Springer Verlag, 2006.
- [62] HARRE, W. und NÜRNBERGER, U.: Zum Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungsbedingungen. Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg – Schriftenreihe Heft 75. 1980.
- [63] HEEK, P.: Modellbildung und numerische Analysen zur Ermüdung von Stahlfaserbeton. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, 2017.
- [64] HEEKE, G.: Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl und Spannstahl im Zeit- und Dauerfestigkeitsbereich mit sehr hohen Lastwechselzahlen. Dissertation. TU Dortmund, 2016.
- [65] HEGGER, J., CORDES, H. und RUDLOF, M.: Spannungsumlagerungen in gemischt bewehrten Querschnitten. In: *Bewehrte Betonteile unter Betriebsbedingungen*. Hrsg. von ELIGEHAUSEN, R., KORDINA, K. und SCHEISSL, P. Wiley-VCH, 2000, S. 164–178.
- [66] HEGGER, J. und NEUSER, J. U.: Untersuchungen zur Reiberermüdung von großen Spanngliedern bei teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen. Schlußbericht Nr. 49/98. RWTH Aachen, 1998.

- [67] HEGGER, J. und WILL, N.: Spannbetonbauteile mit nachträglichem Verbund aus hochfestem Beton: Untersuchungen zu den Auswirkungen des unterschiedlichen Verbundverhaltens von gemischter Bewehrung aus Betonstahl und Spannglied. Forschungsbericht T 2995. Fraunhofer IRB-Verlag, 2002.
- [68] HEMPEL, M. und LUCE, J.: Verhalten von Stahl bei tiefen Temperaturen unter Zug-Druck-Wechselbeanspruchung. In: *Mitt. Kaiser Wilhelm Inst. f. Eisenforsch.* 15 (1942), S. 423–430.
- [69] HERTEL, H.: Ermüdungsfestigkeit der Konstruktionen. Springer Verlag, 1969.
- [70] HERTZ, H.: Über die Berührung fester elastischer Körper. In: *Journal für die reine angewandte Mathematik* 92 (1881), S. 156–171.
- [71] HILMES, J. B.: Statistical analysis of the fatigue characteristics of underreinforced prestressed concrete flexural members. PhD thesis. Iowa State University of Science and Technology, 1965.
- [72] HOHBERG, R.: Zum Ermüdungsverhalten von Beton. Dissertation. TU Berlin, 2004.
- [73] HOLMEN, J. O.: Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading. PhD thesis. University of Trondheim, 1979.
- [74] HORDIJK, D. A.: Local approach to fatigue of concrete. 1991.
- [75] IBUK, H.: Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, 2008.
- [76] JHAMB, I. C.: Fatigue of reinforcing bars. PhD thesis. University of Alberta, 1972.
- [77] KÄDING, M. et al.: Überwachung von Brücken mit Gefährdung durch Spannungsrissskorrosion. In: *10. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen*. 2019, S. 97–108.
- [78] KESSLER-KREMER, C.: Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation. Universität Fridericana zu Karlsruhe, 2002.
- [79] KIM, J.-K. und KIM, Y.-Y.: Experimental study of the fatigue behavior of high strength concrete. In: *Cement and Concrete Research* 26 (1996), S. 1513–1523.
- [80] KOMMER, B.: Zur Verbundverankerung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund in Hochleistungsbetonen. Dissertation. RWTH Aachen, 2008.
- [81] KÖNIG, G. et al.: Leitfaden zum DIN-Fachbericht 102, Betonbrücken. Ausgabe März 2003, 1. Nachdr. Berlin: Ernst und Sohn, 2005.
- [82] KÖNIG, G. und DANIELEWICZ, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 439. Beuth, 1994.
- [83] KÖNIG, G., SOUKHOV, D. und JUNGWIRTH, F.: Sichere Betonproduktion für Stahlbetontragwerke. Fraunhofer IRB-Verlag. Schlussbericht DBV-199. 1998.
- [84] KONO, S. et al.: Low Cycle Fatigue Characteristics of High Strength Concrete. In: *Proceedings of 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete* (2008), S. 616–621.
- [85] KORDINA, K. und WEBER, V.: Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund in Abhängigkeit von Größe und Dauer der Schwellbeanspruchung. Abschlussbericht N VII V215. 1985.

- [86] KRELLER, H.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 409. Beuth, 1990.
- [87] KREUZER, M.: Strain Measurement with Fiber Bragg Grating Sensors. S2338-1.0 en – HBM GmbH.
- [88] LAMBERT, L. K.: Direct Tension Fatigue Testing of Reinforcing Steel. Masterthesis. University of Arizona, 1969.
- [89] LANE, R. E. und EKBERG JR., C. E.: Repeated load tests on 7-wire prestressing strands. Report No. 223.21. 1959.
- [90] LANGER, P.: Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau. IWB-Mitteilungen. 1987/1. 1987.
- [91] LÄPPLE, V.: Einführung in die Festigkeitslehre: Lehr- und Übungsbuch. 3. Auflage. Vieweg+Teubner, 2012.
- [92] LARCHER, M.: Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens. Dissertation. Universität Fridericiana zu Karlsruhe, 2007.
- [93] LENSCHOW, R.: Long term random dynamic loading of concrete structures. In: *Materials and Structures* 13 (1980), S. 274–278.
- [94] LEONARDT, F.: Vorlesungen über Massivbau – Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. 3. Auflage. Springer Verlag, 1984.
- [95] LUKHI, M.: Micromechanical Simulation of Fatigue in Nodular Cast Iron. Dissertation. Technische Universität Bergakademie Freiberg, 2020.
- [96] LUSCHE, M.: Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal- und Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Bd. 39. Schriftenreihe der Zementindustrie. Beton-Verlag, 1972.
- [97] MAENNIG, W.-W.: Bemerkungen zum Dauerschwingfestigkeitsverhaltens von Stahl und einige Untersuchungen zur Bestimmung des Dauerfestigkeitsbereichs. In: *Materialprüfung* 12 (1970), S. 124–131.
- [98] MAENNIG, W.-W.: Das Abgrenzungsverfahren, eine kostensparende Methode zur Ermittlung von Schwingfestigkeitswerten: Theorie, Praxis und Erfahrung. In: *Materialprüfung* 19 (1977), S. 280–289.
- [99] MAINZ, J.: Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl. Dissertation. Technische Universität München, 1993.
- [100] MAISCH, M.: Zuverlässigkeitsorientiertes Erprobungskonzept für Nutzfahrzeuggetriebe unter Berücksichtigung von Betriebsdaten. Dissertation. Universität Stuttgart, 2007.
- [101] MARTI, P.: Verbundverhalten von Spanngliedern mit Kunststoff-Hüllrohren. In: *Festschrift zu 60. Geburtstag von Prof. Jörg Schneider*. 1994, S. 143–150.
- [102] MARTIN, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit: Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 228. Ernst und Sohn, 1973.

-
- [103] MARTIN, H. und NOAKOWSKI, P.: Verbundverhalten von Betonstählen: Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 319. Ernst und Sohn, 1981.
- [104] MAURER, R., BLOCK, K. und DREIER, E.: Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren. Abschlussbericht BAST-Forschungsvorhaben FE 89.200/2007/AP. 2008.
- [105] MAURER, R. und HEEKE, G.: Ermüdungsfestigkeit der Spannstähle einer Autobahnbrücke von 1957 im einbetonierten Zustand. Abschlussbericht Forschungsvorhaben Straßen.NRW FE 00-08-5001. 2010.
- [106] MAURER, R., HEEKE, G. und MARZAHN, G.: Ermüdungsfestigkeit der Spannstähle einer Autobahnbrücke von 1957 im einbetonierten Zustand. In: *Bauingenieur* 87 (5/2012), S. 226–236.
- [107] MAURER, R. et al.: Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von einbetoniertem Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren. Abschlussbericht DIBt-Forschungsvorhaben ZP 52-5-7.290-1293/08. 2009.
- [108] MINER, M. A.: Cumulative Damage in Fatigue. In: *Journal of Applied Mechanics* (1945), S. 159–164.
- [109] MODEL CODE 2010: fib Model Code for Concrete Structures 2010. International Federation for Structural Concrete (fib). 2013.
- [110] MOSIG, O. und CURBACH, M.: Einfluss der Wassersättigung auf die statische und dynamische Druckfestigkeit von Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (3/2019), S. 168–175.
- [111] MUCHA, S.: Experimental series on fatigue of high strength concrete. In: *Leipzig Annual Civil Engineering Report* 10 (2005), S. 319–328.
- [112] MÜLLER, H. H.: Prüfverfahren für die Dauerfestigkeit von Spannstählen. TU-München. Abschlussbericht Nr. 111. 1985.
- [113] MÜLLER, H. H.: Teilweise Vorspannung: Spannglieder in Kunststoffhüllrohren unter Betriebsbeanspruchung: Schlussbericht zum Forschungsvorhaben. TU-München. Bericht Nr. IV 1-5-474/86. 1994.
- [114] MÜLLER, F., ZELLER, W.: Zulassungsprüfungen an Spanndrahtlitzen $\varnothing 12,4$ mm, St 160/180 und $\varnothing 15,2$ mm, St 160/180, hier: Dauerschwingversuche. Prüfungsbericht – Universität Karlsruhe–Institut für Beton und Stahlbeton. 1975.
- [115] NGUYEN, V.-T.: Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rißbildung unter statischer und wiederholter Belastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 345. Beuth, 1993.
- [116] NITSCH, A.: Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfesten Beton. Dissertation. RWTH Aachen, 2001.
- [117] NOAKOWSKI, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 296. Ernst und Sohn, 1978.
- [118] NOAKOWSKI, P.: Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rissbreite: Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug: Rechenhilfen für die Praxis. 1988.
- [119] NÜRNBERGER, U.: Dauerschwingverhalten von Spannstählen. In: *Bauingenieur* 56 (8/1981), S. 311–319.

- [120] OERTLE, J.: Reibermüdung einbetonierter Spannkabel. 1988.
- [121] OERTLE, J., ESSLINGER, V. und THÜRLIMANN, B.: Versuche zur Reibermüdung einbetonierter Spannkabel. Bericht Nr. 8101-2 – Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. 1987.
- [122] ONESCHKOW, N.: Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung. Dissertation. Leibniz Universität Hannover, 2014.
- [123] PALMGREN, A.: Die Lebensdauer von Kugellagern. In: *VDI-Z* 58 (1924).
- [124] PAULSON Jr., C., FRANK, K. H. und BREEN, J. E.: A fatigue study of prestressing strands. Research Report No. 300-1 – University of Texas at Austin. 1983.
- [125] PETKOVIC, G., STEMLAND, H. und ROSSELAND, S.: High Strength Concrete SP 3: Fatigue. Report No. 3.2 Fatigue of High Strength Concrete: SINTEF Structures and Concrete. 1992.
- [126] POLÁK, J.: Cyclic plasticity and low cycle fatigue life of metals. Bd. 63. Materials science monographs. Elsevier, 1991.
- [127] RADAJ, D. und VORMWALD, M.: Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Ingenieure. 2. Auflage. Springer Verlag, 2007.
- [128] RAMBERG, W. und OSGOOD, W. R.: Description of stress–strain curves by three parameters. Technical Note No. 902 – National Advisory Committee for Aeronautics. 1943.
- [129] REHM, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAFStb Heft 138. Ernst und Sohn, 1961.
- [130] REHM, G.: Beitrag zum Thema Dauerschwingfestigkeit von Betonstahl BSt 500 nach DIN 488 und 1045 – Eine Bewertung von Versuchsergebnissen und Einflußgrößen. Prüfstelle für Betonstahl in München. 2010.
- [131] REHM, G. und ELIGEHAUSEN, R.: Einfluß einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstählen. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik* (6/1977), S. 295–299.
- [132] REINECK, K.-H., FITIK, B. und KUCHMA, D. A.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAFStb Heft 597. Beuth, 2012.
- [133] REINHARDT, H. W. et al.: Einfluss von Schwingbreite, Belastungshöhe und Frequenz auf die Schwingfestigkeit von Beton bei niedrigen Bruchlastwechselzahlen. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik* (9/1978), S. 498–503.
- [134] REINHARDT, H. W., ROSSI, P. und VAN MIER, J. G. M.: Joint investigation of concrete at high rates of loading. In: *Materials and Structures* 23 (1990), S. 213–216.
- [135] REMITZ, J. und EMPELMANN, M.: Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand. Schlussbericht Nr. P02-16 – Technische Universität Braunschweig. 2015.
- [136] REMITZ, J. und EMPELMANN, M.: Ermüdungsfestigkeit von eingebauten Spanngliedern – Versuche an Spannbetonträgern. In: *Bauingenieur* 90 (12/2015).
- [137] REMITZ, J. und EMPELMANN, M.: Einfluss von Umlenkelastungen auf die Ermüdung von Spanngliedern im nachträglichen Verbund. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (8/2018), S. 579–588.

- [138] REMITZ, J. und EMPELMANN, M.: Specific Influences on Fatigue Life of Prestressing Steel. In: *12th Japanese German Bridge Symposium*. Hrsg. von HILLER, E. 2018.
- [139] RIGON, C. und THÜRLIMANN, B.: Fatigue tests on post-tensioned concrete beams. Bericht No. 8101-1 – Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. Birkhäuser Verlag, 1985.
- [140] RINGS, K.-H.: Unbewehrter und bewehrter Beton unter häufig wiederholter Wechselbeanspruchung. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt, 1986.
- [141] ROSSI, P. et al.: The dynamic behaviour of concrete: influence of free water. In: *Materials and Structures* 25 (1992), S. 509–514.
- [142] ROSSI, P. et al.: Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension. In: *Materials and Structures* 27 (1994), S. 260–264.
- [143] ROSTÁSY, F. S. und HOLZENKÄMPFER: Auswirkungen der zulässigen Spannstahlspannungen von EC 2, Teil 1 auf die Zulassung von Spannverfahren. Forschungsbericht – TU Braunschweig, iBMB. 1994.
- [144] ROTHS, J. und KRATZER, P.: Vergleich zwischen optischen Faser-Bragg-Gitter-Dehnungssensoren und elektrischen Dehnungsmessstreifen. In: *Technisches Messen* 75 (2008), S. 647–654.
- [145] RUDLOF, M.: Zur Spannungsumlagerung zwischen Spannstahl und Betonstahl bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund. Dissertation. RWTH Aachen, 1997.
- [146] SCHACHT, G. et al.: Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrissskorrosionsgefahr. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2/2019), S. 85–94.
- [147] SCHENKEL, M.: Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung. Dissertation. ETH Zurich, 1998.
- [148] SCHLÜTER, V. G.: Entwicklung eines experimentell gestützten Bewertungsverfahrens zur Optimierung und Charakterisierung der Dehnungsübertragung oberflächenapplizierter Faser-Bragg-Gitter-Sensoren. Dissertation. Technische Universität Berlin, 2010.
- [149] SCHMIDMEIER, M. C.: Zur Ermüdungssicherheit vollverschlossener Seile unter Biegung. Dissertation. Technische Universität München, 2016.
- [150] SCHNEIDER, S., VÖCKER, D. und MARX, S.: Zum Einfluss der Belastungsfrequenz und der Spannungsgeschwindigkeit auf die Ermüdungsfestigkeit von Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (12/2012), S. 836–845.
- [151] SCHÜTZ, W.: Über eine Beziehung zwischen der Lebensdauer bei konstanter und bei veränderlicher Beanspruchungsamplitude und ihre Anwendbarkeit auf die Bemessung von Flugzeugbauteilen. In: *Z. f. Flugwissenschaften* 15 (1967), S. 407–419.
- [152] SEHERR-THOSS, H.-C. G., SCHMELZ, F. und AUCTION, E.: Gelenke und Gelenkwellen: Berechnung, Gestaltung, Anwendungen. 2., erweiterte Auflage. Springer, 2002.
- [153] SKELTON, R. P.: High Temperature Fatigue. Dordrecht: Springer Netherlands, 1987.
- [154] SPICKENREUTHER, M.: Untersuchungen zur Berechnung der Dauerfestigkeit von randschichtgehärteten Dieseleinspritzdüsen. Dissertation. Technische Universität Ilmenau, 2007.
- [155] STEPHENS, R. I.: Fatigue at Low Temperature. ASTM STP 857. Philadelphia, Pa., 1985.

- [156] TEPFERS, R., GÖRLIN, J. und SAMUELSSON, T.: Concrete subjected topulsating load and pulsating deformation of different pulse waveforms. In: *Nordic Concrete (Nordisk Betong)* 4 (1973), S. 27–36.
- [157] TGL 19338: Ermüdungsfestigkeit – Ermittlung der Dauerfestigkeit – Beschleunigte Prüfung. 1989.
- [158] THIELE, M.: Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen. Dissertation. 2015.
- [159] TIDE, R. H. R. und VANHORN, D. A.: A statistical study of the static and fatigue properties of high strength prestressing strand. Fritz Engineering Laboratory Report No. 309.2 – Lehigh University. 1966.
- [160] TILLY, G. P.: Fatigue testing and performance of steel reinforcement bars. In: *Matériaux et Constructions* 17 (1984), S. 43–49.
- [161] TILLY, G. P. und MOSS, D. S.: Long endurance fatigue of steel reinforcement. Bd. 37. IABSE Reports. IABSE, 1982.
- [162] TILLY, G. P. und STURM, R.: Fatigue of Reinforcing an Prestressing Steel. CEB-Bulletin d'Information No. 188. 1988.
- [163] TROST, H., CORDES H. und RUDLOF, M.: Auswirkungen des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Spanngliedern und Betonstählen. Bericht Nr. 33/91 – Institut für Massivbau der RWTH Aachen. 1991.
- [164] TROST, H. et al.: Teilweise Vorspannung: Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 310. Ernst und Sohn, 1980.
- [165] ULLNER, R.: Verbundverhalten von Litzenspanngliedern mit nachträglichem Verbund. Dissertation. ETH Zürich, 2008.
- [166] VOSS, K.-U. und FALKNER, H.: Versuche zum Zusammenwirken von Beton- und Spannstahl in Spannbetonbiegebalken unter Betriebsbedingungen. DFG-Abschlußbericht Az.: Fa 200/2-1. 1993.
- [167] VOSS, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonträgern im Zustand II – Unterschiedliches Verbundverhalten bei Schwellbeanspruchung. Dissertation. TU Braunschweig, 1994.
- [168] WARNER, R. und HULSBOS, C.: Fatigue Properties of prestressing strand. In: *Journal of the Prestressed Concrete Institute* 11 (1966), S. 32–52.
- [169] WASCHIEDT, H.: Dauerschwingfestigkeit von Betonstählen im einbetonierten Zustand. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 200. Ernst und Sohn, 1968.
- [170] WEDEL, E., KÄDING, M. und MARX, S.: Schallemissionsmessung zur Spanndrahtbruchererkennung. In: *Beiträge zur 7. DAfStb-Jahrestagung mit 60. Forschungskolloquium*. Institutionelles Repository der Leibniz Universität Hannover, 2019.
- [171] WEIGLER, H. und FREITAG, W.: Dauerschwell- und Betriebsfestigkeit von Konstruktions-Leichtbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 247. Ernst und Sohn, 1975.
- [172] WEIGLER, H. und RINGS, K.-H.: Unbewehrter und bewehrter Beton unter Wechselbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb Heft 383. Ernst und Sohn, 1987.

-
- [173] WEIHER, H.: Verhalten von PE-HD Schutzhüllen bei der Umlenkung von verbundlosen Spanngliedern. Dissertation. Technische Universität München, 2007.
- [174] WEIS, J. C.: Parameterstudie der Kontaktspannungen in zugbelasteten Drahtseilen basierend auf der Finite-Element-Methode. Dissertation. Universität Stuttgart, 2015.
- [175] WILL, N.: Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung. Dissertation. RWTH Aachen, 1997.
- [176] WITT, R.: Modellierung und Simulation der Beanspruchung von Zugsträngen aus Stahllitzen für Zahnriemen. Dissertation. Technische Universität Dresden, 2007.
- [177] WOLLMANN, G. P. et al.: Fretting fatigue in post-tensioned concrete. Research report No. 465-2F – University of Texas at Austin. 1988.
- [178] YOKOBORI, T.: The Theory of Fatigue Fracture of Metals. In: *Journal of the Physical Society of Japan* 10 (1955), S. 368–374.
- [179] ZEIN EL DINE, S.: Ermüdungssicherheit der Schweißnähte an Ringflanschverbindungen in turmartigen Stahlbauten. 1. Auflage. Cuvillier Verlag, 2008.
- [180] ZILCH, K., ZEHETMAIER, G. und GLÄSER, C.: Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken. In: *Betonkalender 2004*. Ernst und Sohn, 2004.
- [181] ZILCH, K. und ZEHETMAIER, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau – Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). 2. Auflage. Springer, 2010.
- [182] ZWICKY, D.: Zur Tragfähigkeit stark vorgespannter Betonbalken. Dissertation. ETH Zürich, 2002.

A. Experimentelle Untersuchungen

A.1. Materialeigenschaften

Betoneigenschaften

Tabelle A.1.: Übersicht der Betonzusammensetzung der Spannbetonträger

Träger	Zement		Zuschlag		Wasser [kg/m ³]	w/z [-]	Fließmittel Muraplast [ml/kg]	Kon- sistenz [-]	Ausbreit- maß [cm]
	CEM 42,5R [kg/m ³]	8/16 [kg/m ³]	2/8 [kg/m ³]	0/2 [kg/m ³]					
SB05/SB06	498	565	566	585	181	0,39	-	KP	44/40
GS01/GS02	444	600	603	633	150	0,38	-	KP	39/37
GR01/GR02	365	628	631	660	140	0,45	2,2	KP	37/38
GL01/GL02	367	628	631	660	140	0,45	2,2	KP	38/35
GB01	498	565	566	585	181	0,39	-	KP	42
GB02/GB02	438	602	605	634	148	0,39	2,4	KP	38
GB04/GB05	440	602	604	633	148	0,39	1,9	KP	36/40
GB06/GB07	367	628	631	660	140	0,45	2,1	KP	37

Verpressmörteleigenschaften

Tabelle A.2.: Übersicht der Zusammensetzung des Einpressmörtels für die Spannbetonträger

Träger	Zement	Einpresshilfe [kg]	Wasser [kg]	w/z [-]
	CEM 42,5R [kg]			
SB05/06	100	1	41	0,41
GS01/02	100	1	32	0,32
GR01/02	100	1	32	0,32
GL01/02	100	1	32	0,32
GB01	50	1	19	0,38
GB02/03	100	1	34	0,34
GB04/05	100	1	34	0,34
GB06/07	100	1	34	0,34

Tabelle A.3.: Übersicht der Zusammensetzung des Einpressmörtels für die Verbundversuche

Träger	Zement	Einpresshilfe	Wasser	w/z
	CEM 42,5R			
	[kg]	[kg]	[kg]	[-]
*PO-52-70-01 bis 04	100	1	34	0,34
*PO-52-140-01 bis 04	100	1	34	0,34
*PO-52-210-01 bis 04	100	1	34	0,34
VL-52-70-01 bis 06	50	0,5	16	0,32
VL-52-140-01 bis 03	50	0,5	16	0,32
VL-150-80-01 bis 03	50	0,5	16	0,32
VL-52-120-01 bis 03	50	0,5	16	0,32

* Einpressmörtel aus der Versuchsträgerherstellung GB02/GB03 verwendet

Tabelle A.4.: Übersicht Volumenänderung Einpressmörtels für die Spannbetonträger

Träger	Tiefenmessung t=0			Tiefenmessung t=24h			Quellmaß Vol.-[%]
	Probe 1 [mm]	Probe 2 [mm]	Probe 3 [mm]	Probe 1 [mm]	Probe 2 [mm]	Probe 3 [mm]	
SB05/06	12,4	15,2	13,6	8,7	10,6	10,3	3,62
GS01/02	19,6	18,2	18,9	17,0	15,8	16,2	2,63
GR01/02	18,9	20,1	18,7	17,3	18,3	17,1	1,66
GL01/02	19,0	18,6	16,0	17,2	16,7	13,6	1,98
GB01	18,7	17,8	18,7	17,0	16,5	17,2	1,11
GB02/03	22,2	25,0	24,8	19,1	20,9	20,2	3,04
GB04/05	20,2	23,1	18,2	18,5	21,3	16,4	1,71
GB06/07	19,0	18,6	16,0	17,2	16,7	13,6	1,49

Tabelle A.5.: Übersicht Volumenänderung Einpressmörtels für die Verbundversuche

Träger	Tiefenmessung t=0			Tiefenmessung t=24h			Quellmaß Vol.-[%]
	Probe 1 [mm]	Probe 2 [mm]	Probe 3 [mm]	Probe 1 [mm]	Probe 2 [mm]	Probe 3 [mm]	
*PO-52-70-01 bis 04	22,2	25,0	24,8	19,1	20,9	20,2	3,04
*PO-52-140-01 bis 04	22,2	25,0	24,8	19,1	20,9	20,2	3,04
*PO-52-210-01 bis 04	22,2	25,0	24,8	19,1	20,9	20,2	3,04
VL-52-70-01 bis 03	20,4	20,7	22,0	18,1	18,9	19,8	1,53
VL-52-70-04 bis 06	18,6	18,8	19,8	16,9	16,9	18,4	1,24
VL-52-140-01 bis 03	20,7	18,5	17,8	17,5	15,6	15,2	2,16
VL-150-80-01 bis 03	19,8	19,6	20,0	18,3	18,1	18,0	1,22
VL-150-120-01 bis 03	23,8	22,5	25,1	21,3	20,8	23,4	1,53

* Einpressmörtel aus der Versuchsträgerherstellung GB02/GB03 verwendet

Betonstahleigenschaften

Grafische Darstellung der Ergebnisse aus den Zugversuchen nach DIN ISO 6892-1 [38]:

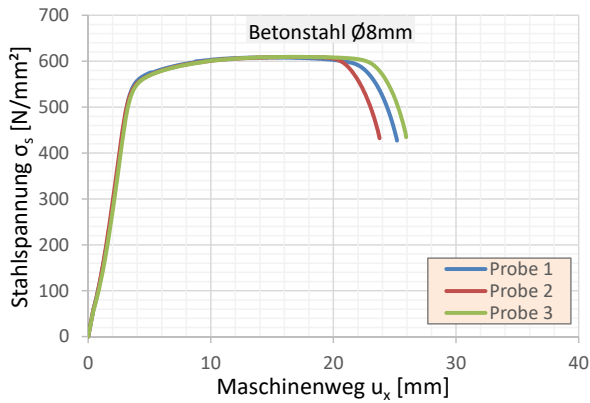


Abb. A.1.: Betonstahlspannung $\varnothing 8$ mm über den Maschinenweg aufgetragen

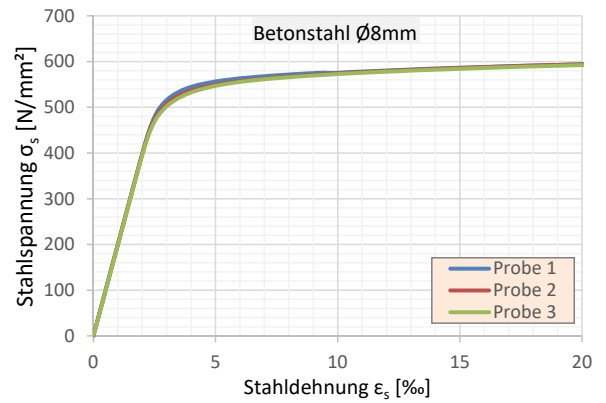


Abb. A.2.: $\sigma - \epsilon$ -Beziehung des Betonstahls $\varnothing 8$ mm

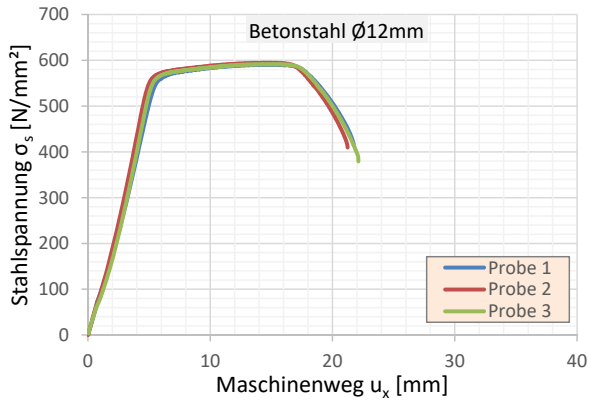


Abb. A.3.: Betonstahlspannung $\varnothing 12$ mm über den Maschinenweg aufgetragen

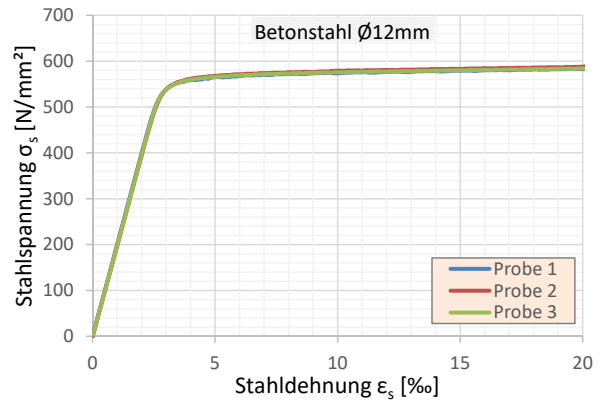


Abb. A.4.: $\sigma - \epsilon$ -Beziehung des Betonstahls $\varnothing 12$ mm

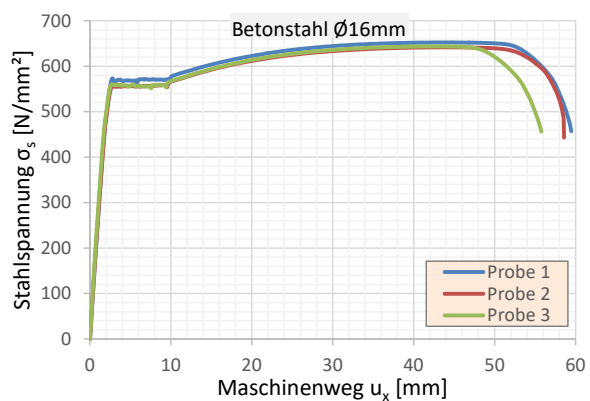


Abb. A.5.: Betonstahlspannung $\varnothing 16$ mm über den Maschinenweg aufgetragen

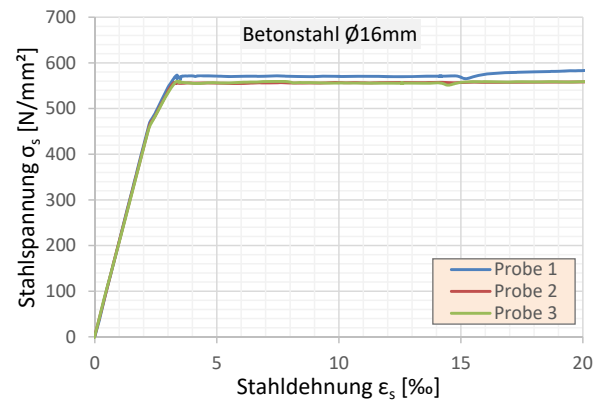


Abb. A.6.: $\sigma - \epsilon$ -Beziehung des Betonstahls $\varnothing 16$ mm

Spannstahleigenschaften

Tabelle A.6.: Chemische Zusammensetzung der Spannstahlilitzen - Herstellerangaben

Spannstahlilitze	C [%]	Si [%]	Mn [%]	P [%]	S [%]	Cr [%]	N [%]
Grenzwerte nach Z-12.3-29	0,70- 0,90	0,15- 0,30	0,50- 0,90	≤ 0,035	≤ 0,035	-	-
Ø3/8"-Litze	0,83	0,22	0,67	0,012	0,012	-	0,003
Ø0,62"-Litze	0,83	0,20	0,81	0,007	0,013	0,28	-

Grafische Darstellung der Ergebnisse aus den Zugversuchen nach DIN ISO 6892-1 [38]:

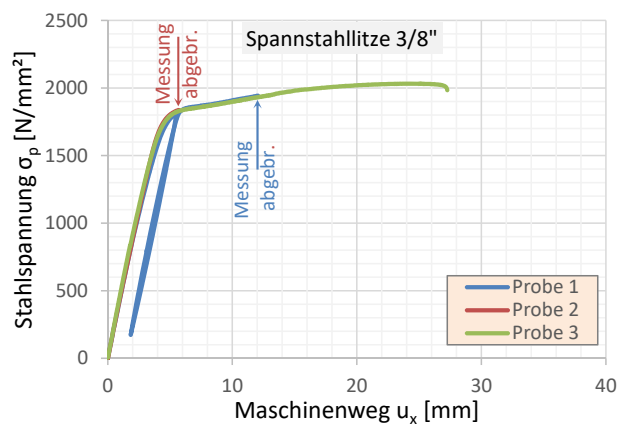


Abb. A.7.: Spannstahlspannung Ø3/8" über den Maschinenweg aufgetragen

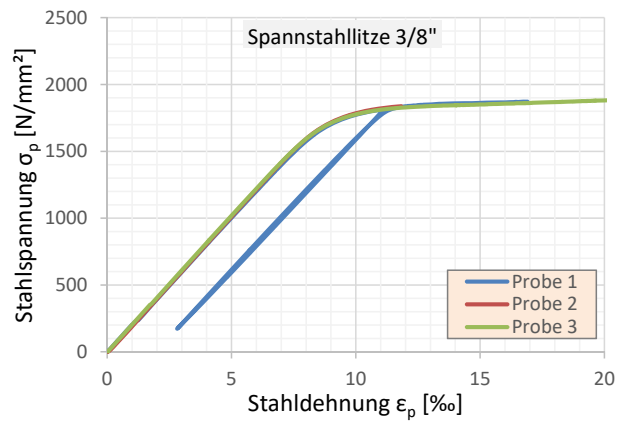


Abb. A.8.: $\sigma - \epsilon$ -Beziehung der Spannstahlilitze Ø3/8"

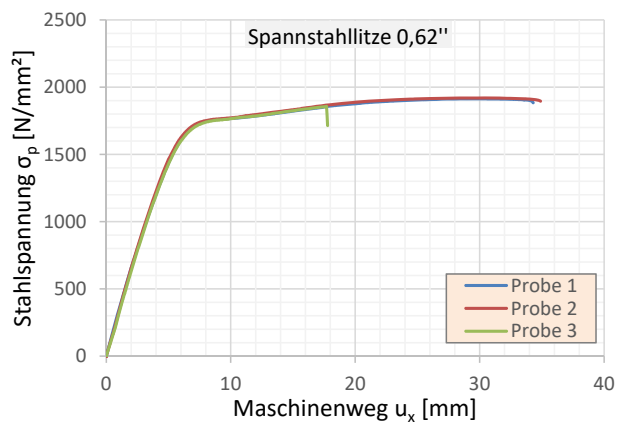


Abb. A.9.: Spannstahlspannung Ø0,62" über den Maschinenweg aufgetragen

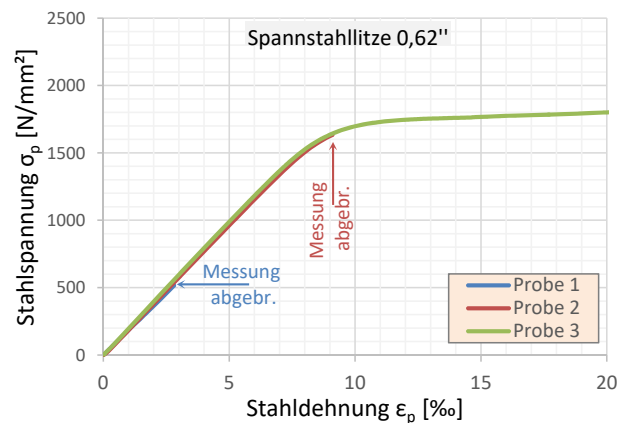


Abb. A.10.: $\sigma - \epsilon$ -Beziehung der Spannstahlilitze Ø0,62"

A.2. Ergebnisse aus den Ermüdungsversuchen an Spannbetonträgern

A.2.1. Anfahren der Oberlast zur Bestimmung der wirksamen Vorspannkraft

Tabelle A.7.: Übersicht der aus den „Anfahr“-Versuchen abgeleiteten wirksamen Vorspannkraft

Versuch	SB05	SB06	GS01	GS02	GR01	GR02	GL01	GL02
Spannglied	5Ø3/8"	5Ø3/8"	9Ø3/8"	9Ø3/8"	9Ø3/8"	9Ø3/8"	3Ø0,62"	3Ø0,62"
A_p [mm ²]	260	260	468	468	468	468	450	450
F [kN]	295	290	360	420	330	370	435	440
z [mm]	825	825	625	625	625	625	625	625
σ_p [N/mm ²]	688	676	615	718	564	632	773	782

Versuch	GB01	GB02	GB03	GB04	GB05	GB06	GB07
Spannglied	5Ø3/8"	5Ø3/8"	5Ø3/8"	5Ø3/8"	5Ø3/8"	5Ø3/8"	5Ø3/8"
A_p [mm ²]	260	260	260	260	260	260	260
F [kN]	300	210	220	290	310	330	350
z [mm]	825	825	825	825	825	825	825
σ_p [N/mm ²]	699	490	513	676	723	769	816

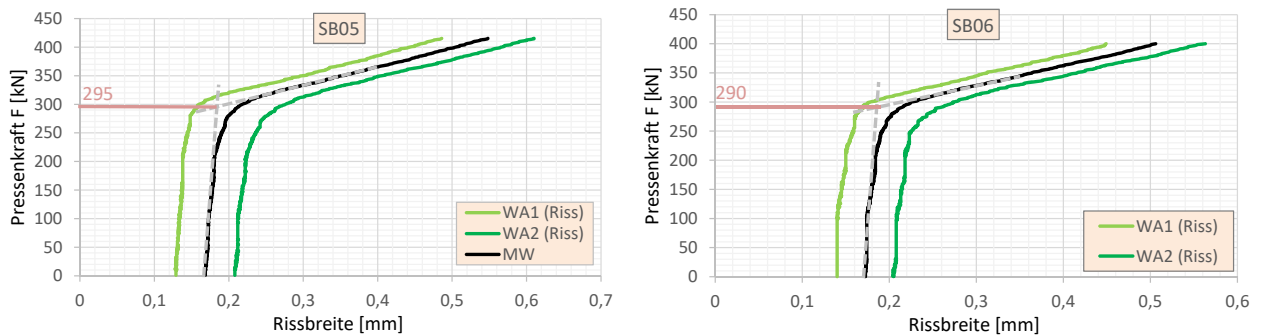


Abb. A.11.: „Anfahr“-Versuche der Versuchsreihe SB, 5Ø3/8", R=5m

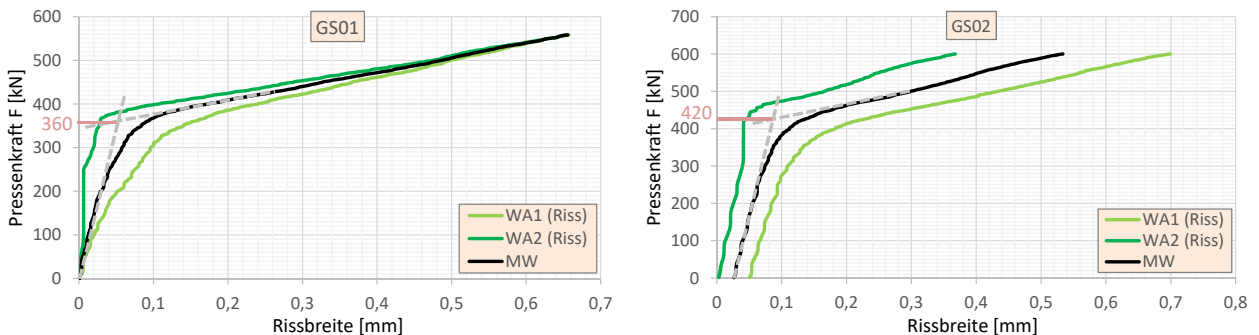


Abb. A.12.: „Anfahr“-Versuche der Versuchsreihe GS, 9Ø3/8", R=5m

A. Experimentelle Untersuchungen

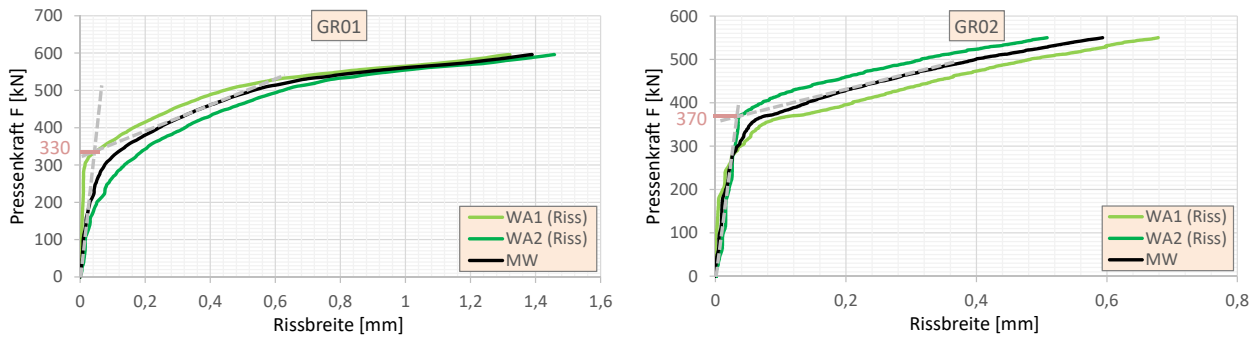


Abb. A.13.: „Anfahr“-Versuche der Versuchsreihe GR, 9Ø3/8", R=10m

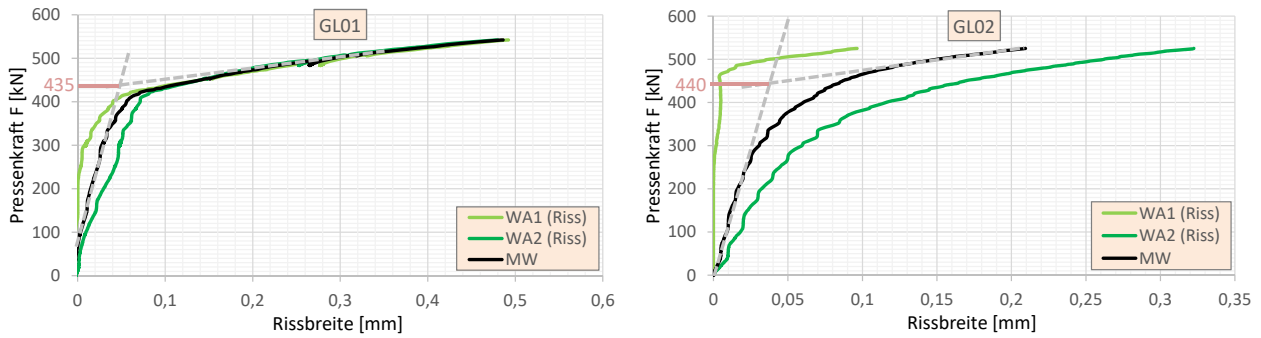


Abb. A.14.: „Anfahr“-Versuche der Versuchsreihe GL, 3Ø0,62", R=5m

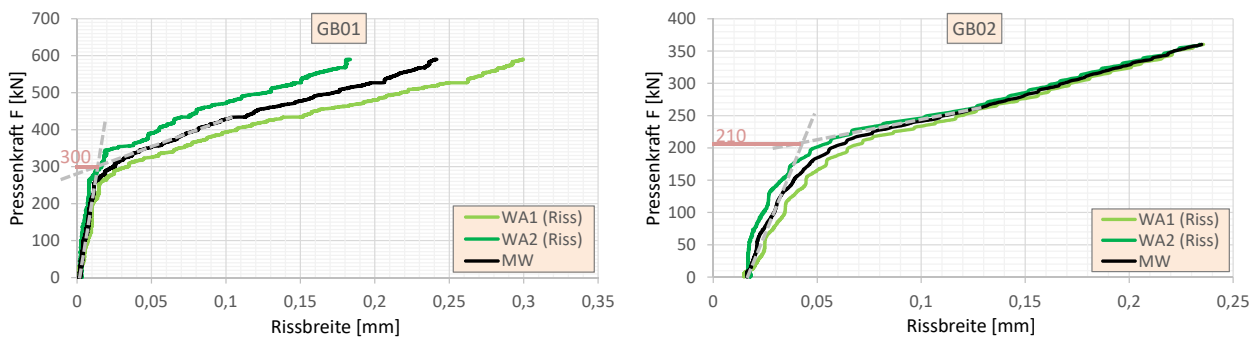


Abb. A.15.: „Anfahr“-Versuche der Versuche GB01/GB02, 5Ø3/8", R=5m

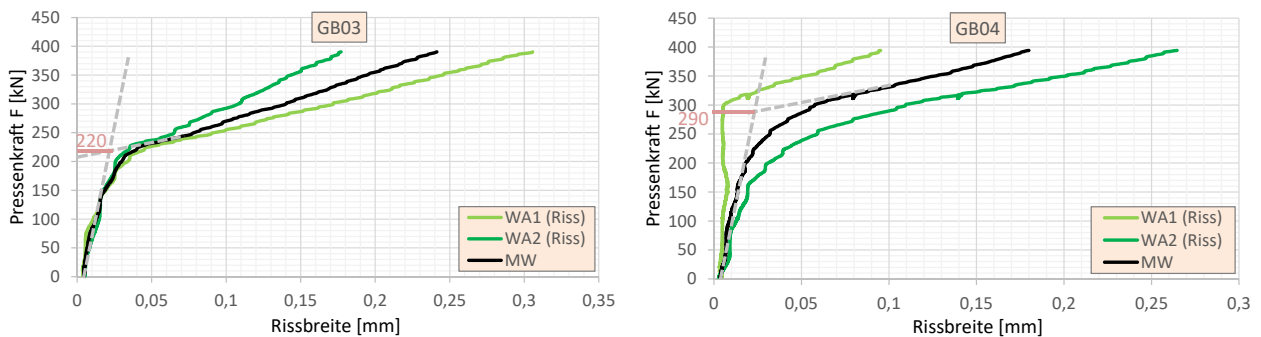


Abb. A.16.: „Anfahr“-Versuche der Versuche GB03/GB04, 5Ø3/8", R=5m

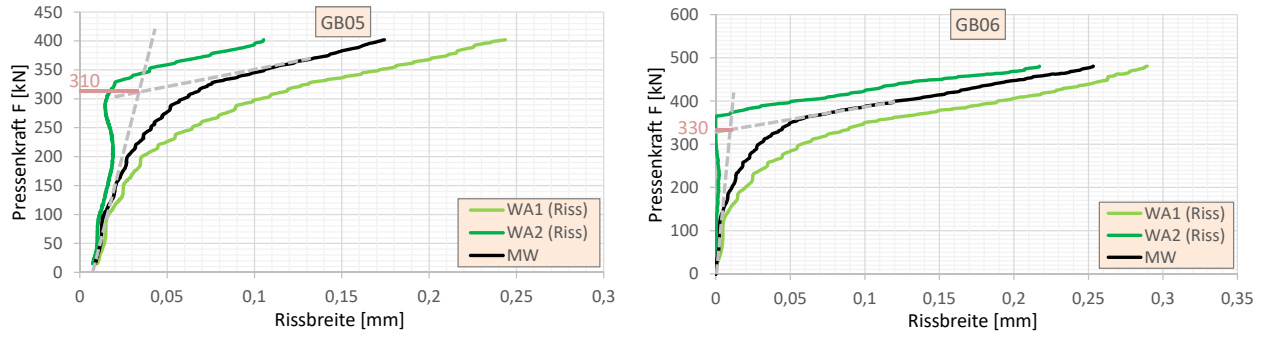


Abb. A.17.: „Anfahr“-Versuche der Versuche GB05/GB06, $5\text{Ø}3/8''$, $R=5m$

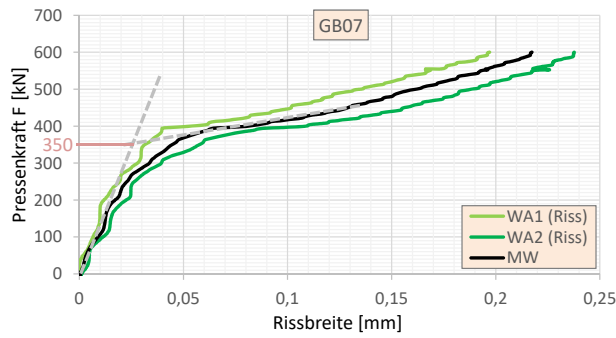


Abb. A.18.: „Anfahr“-Versuche des Versuchs GB07, $5\text{Ø}3/8''$, $R=5m$

A.2.2. Darstellung der einzelnen Versuchsergebnisse

Versuch SB05

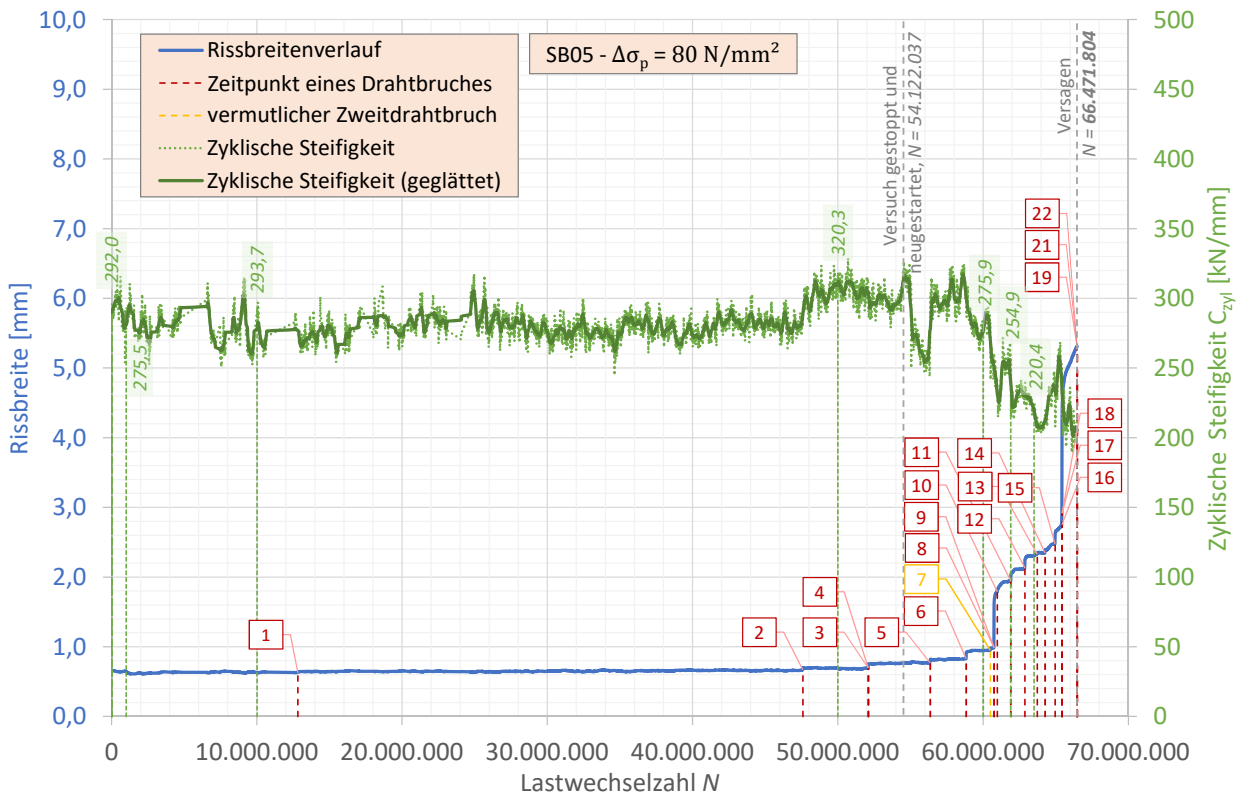


Abb. A.19.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - SB05

Tabelle A.8.: Übersicht der Drahtbrüche - SB05

		Zeitpunkt der Drahtbrüche					
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	12.823.560	11	60.976.220	21	66.469.684	31	-
2	47.587.371	12	61.905.247	22	66.471.804	32	-
3	52.095.790	13	62.874.777	23	-	33	-
4	52.095.820	14	63.724.125	24	-	34	-
5	56.355.697	15	64.263.147	25	-	35	-
6	58.832.957	16	64.953.157	26	-		
7	*59.188.163	17	65.426.997	27	-		
8	60.498.957	18	65.431.787	28	-		
9	60.755.847	19	65.432.157	29	-		
10	60.755.977	20	66.469.684	30	-		
Ende:				66.471.804			

* möglicher Zweidrahtbruch

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versuchende

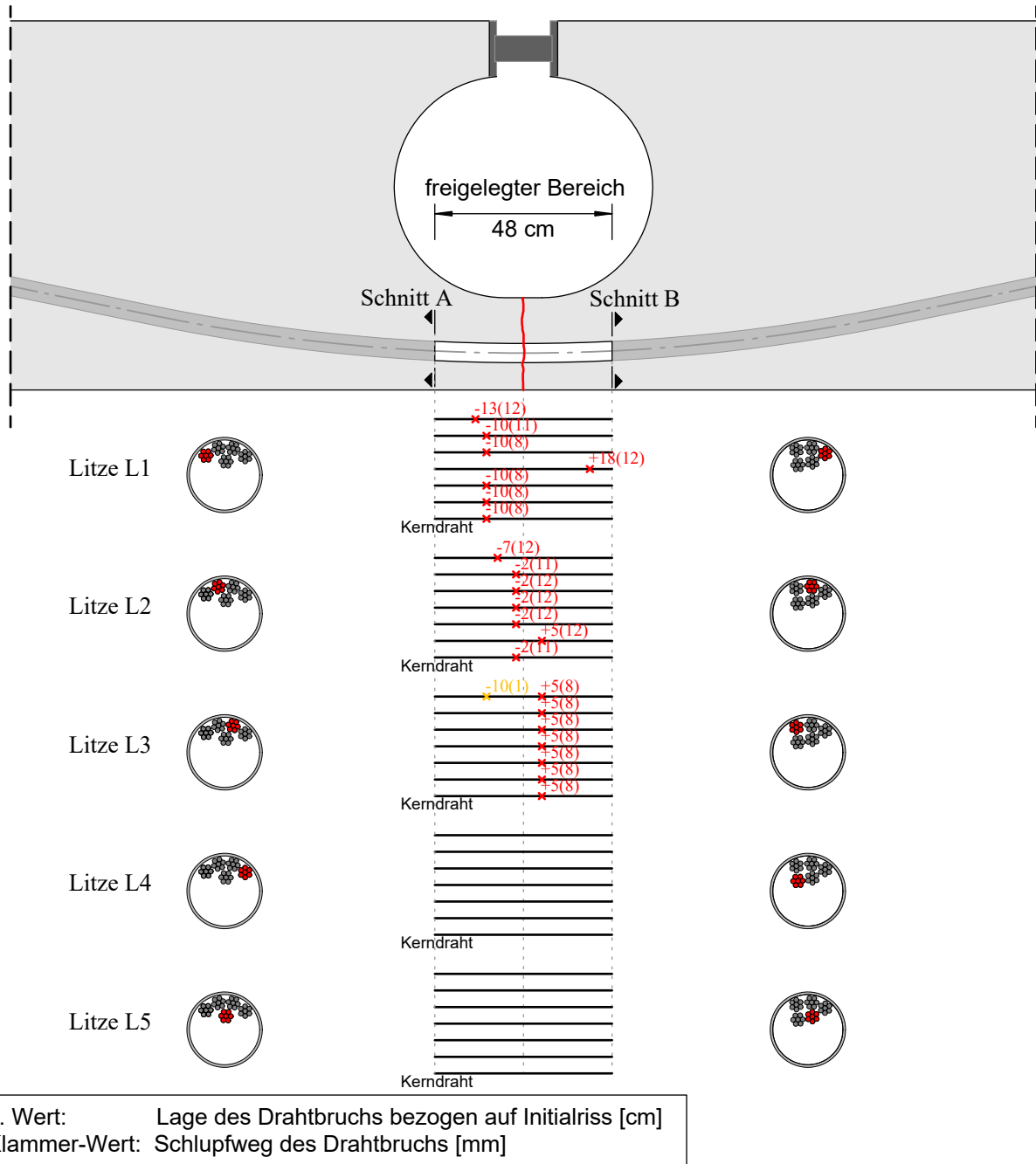


Abb. A.20.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versuchsende - SB05

Versuch SB06

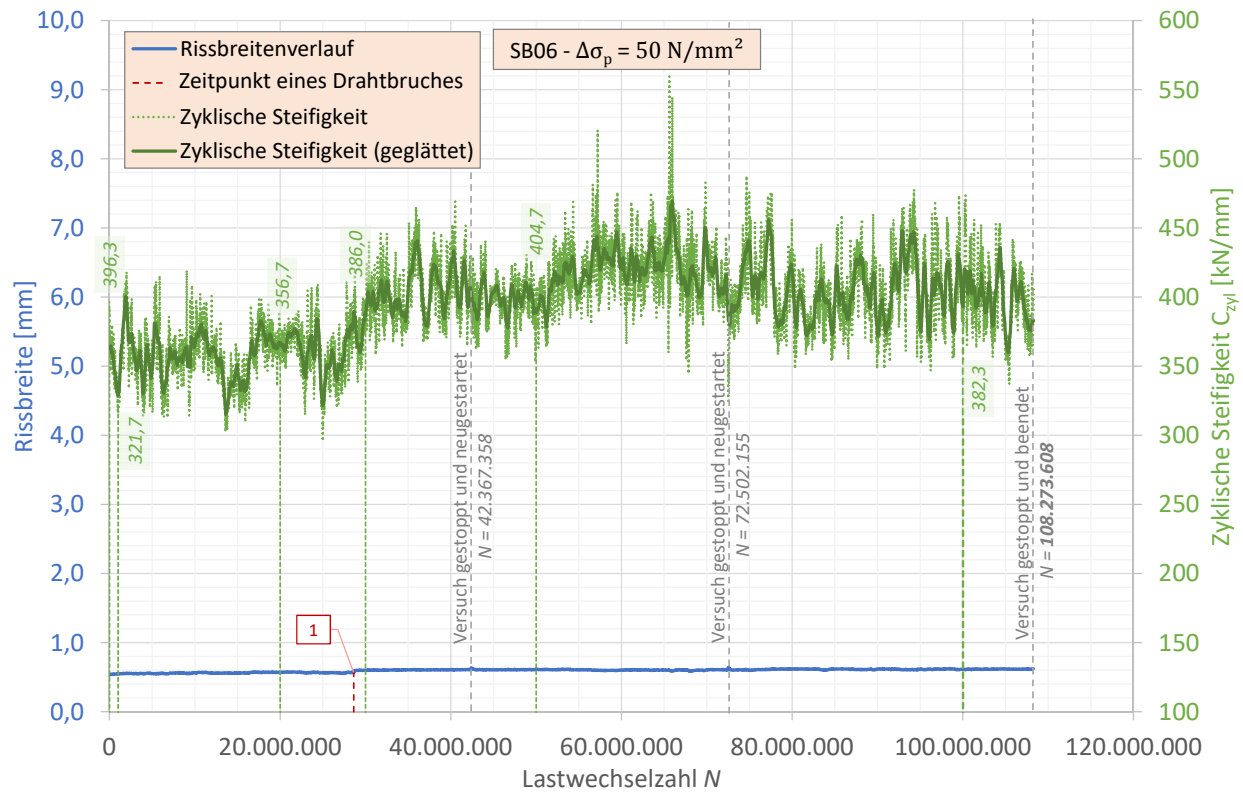


Abb. A.21.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - SB06

Tabelle A.9.: Übersicht der Drahtbrüche - SB06

Zeitpunkt der Drahtbrüche							
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	28.616.915	11	-	21	-	31	-
2	-	12	-	22	-	32	-
3	-	13	-	23	-	33	-
4	-	14	-	24	-	34	-
5	-	15	-	25	-	35	-
6	-	16	-	26	-		
7	-	17	-	27	-		
8	-	18	-	28	-		
9	-	19	-	29	-		
10	-	20	-	30	-		
Ende:				108.273.608			

Durchläufertest - SB06DL

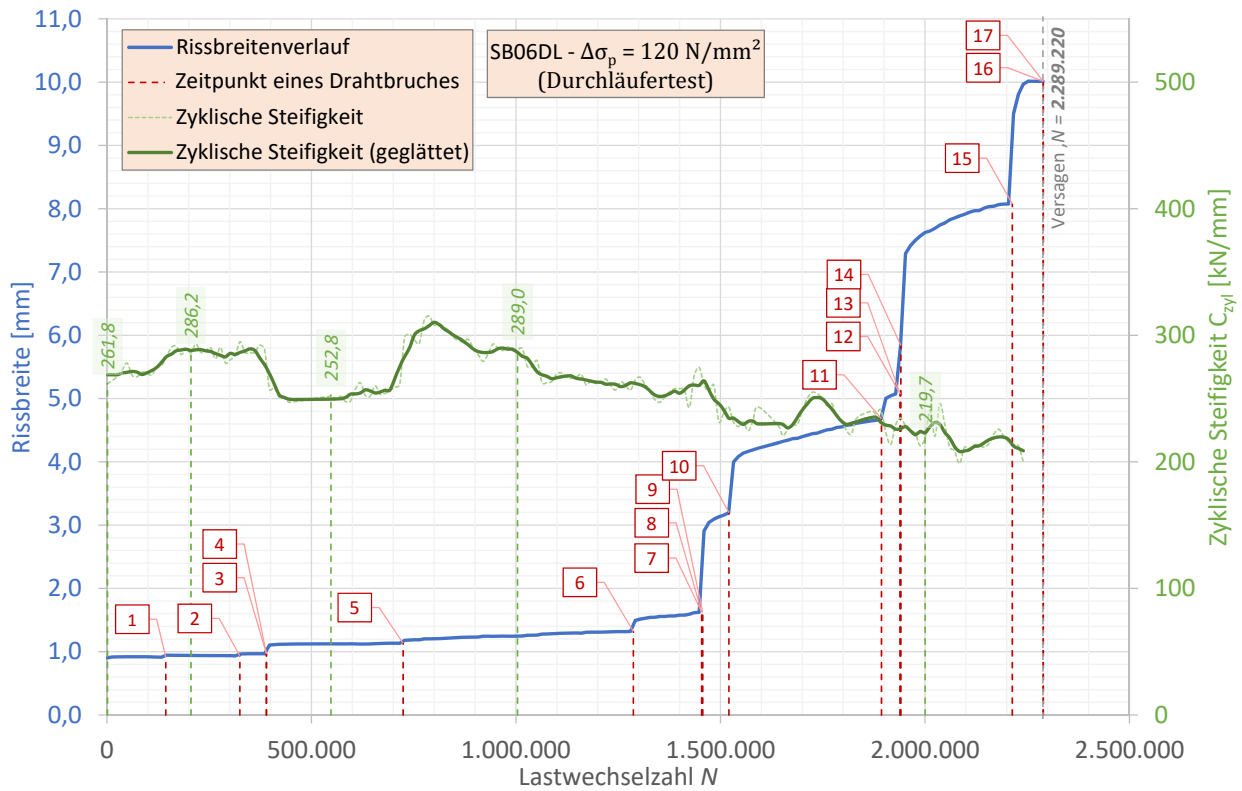


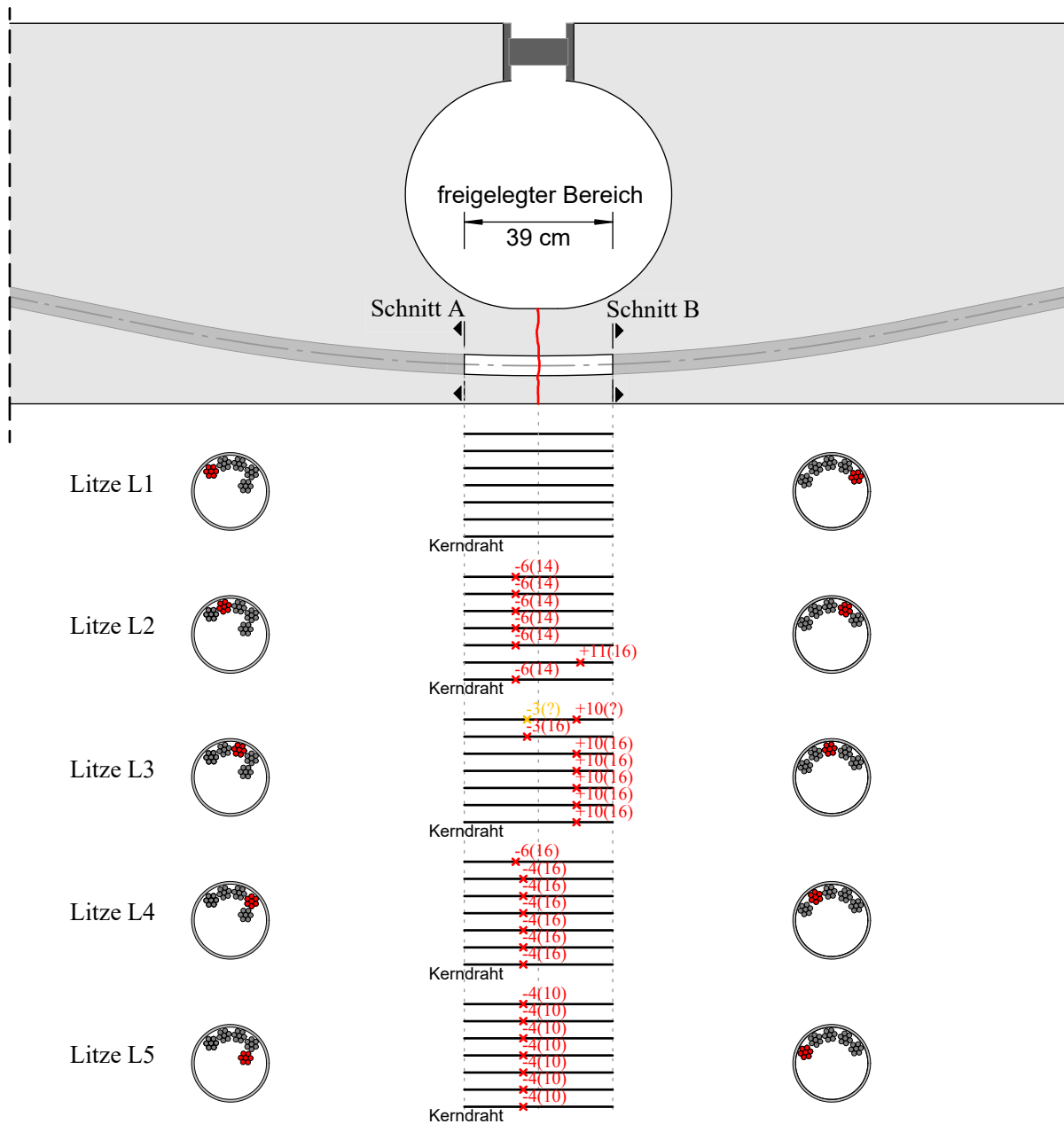
Abb. A.22.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - SB06DL

Tabelle A.10.: Übersicht der Drahtbrüche - SB06

		Zeitpunkt der Drahtbrüche					
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	143.787	11	1.893.724	21	2.289.220	31	-
2	324.915	12	1.939.394	22	2.289.220	32	-
3	389.834	13	1.939.524	23	2.289.220	33	-
4	389.854	14	1.940.957	24	2.289.220	34	-
5	724.161	15	2.213.557	25	2.289.220		
6	1.286.984	16	2.289.200	26	2.289.220		
7	1.454.151	17	*2.289.220	27	2.289.220		
8	1.454.331	18	2.289.220	28	2.289.220		
9	1.456.561	19	2.289.220	29	-		
10	1.520.641	20	2.289.220	30	-		
Ende:				2.289.220			

* möglicher Zweidrahtbruch

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versuchsende



1. Wert: Lage des Drahtbruchs bezogen auf Initialriss [cm]
 Klammer-Wert: Schlupfweg des Drahtbruchs [mm]

Abb. A.23.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versuchsende - SB06DL

Versuch GS01

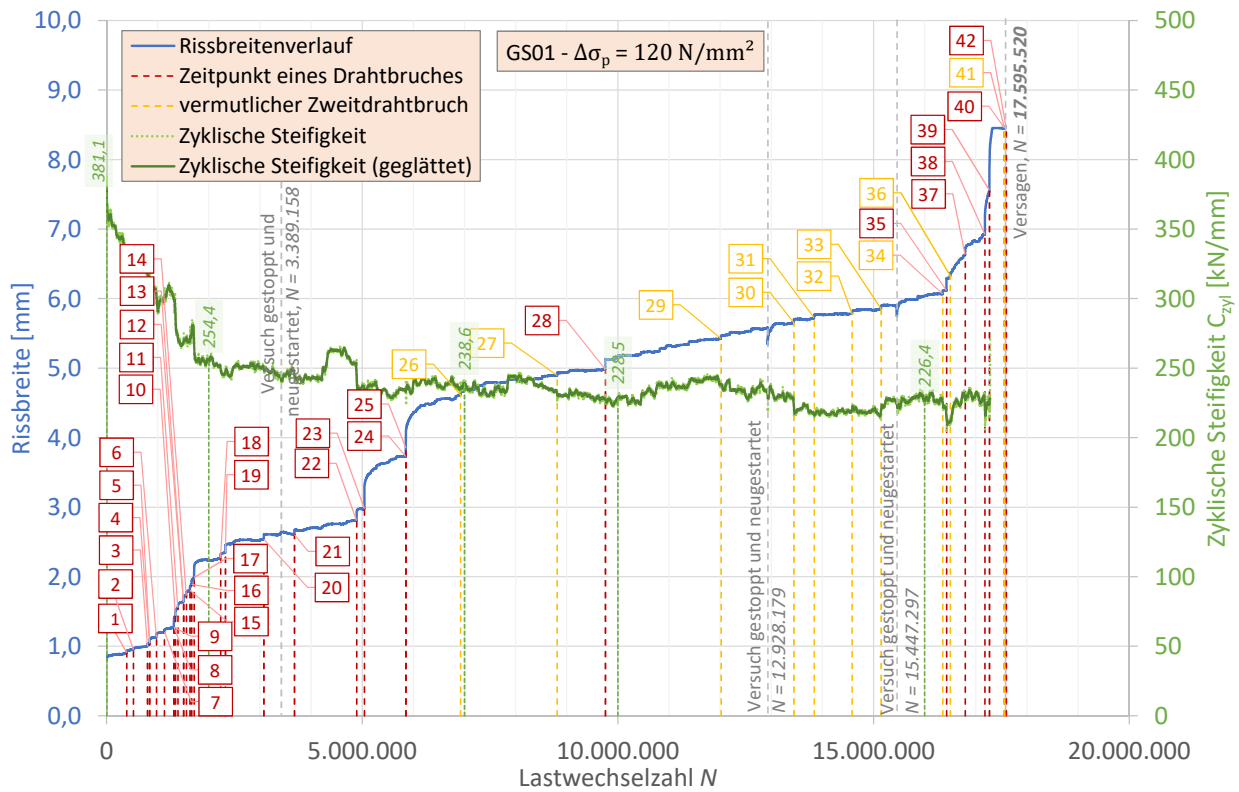


Abb. A.24.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GS01

Tabelle A.11.: Übersicht der Drahtbrüche - GS01

Zeitpunkt der Drahtbrüche							
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	393.670	11	1.394.062	21	3.673.546	31	*13.838.180
2	524.560	12	1.504.628	22	4.890.007	32	*14.579.181
3	798.421	13	1.504.658	23	5.041.788	33	*15.147.180
4	840.921	14	1.559.500	24	5.851.608	34	*16.351.300
5	840.951	15	1.630.356	25	5.852.478	35	16.426.697
6	974.405	16	1.662.835	26	*6.921.007	36	*16.550.152
7	1.129.434	17	1.711.313	27	*8.811.007	37	16.791.309
8	1.315.273	18	2.228.785	28	9.754.011	38	17.176.866
9	1.315.278	19	2.323.239	29	*12.016.007	39	17.265.497
10	1.345.018	20	3.074.504	30	*13.440.180	40	17.558.132
Ende:				17.595.520			

* möglicher Zweitdrahtbruch

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versuchsende

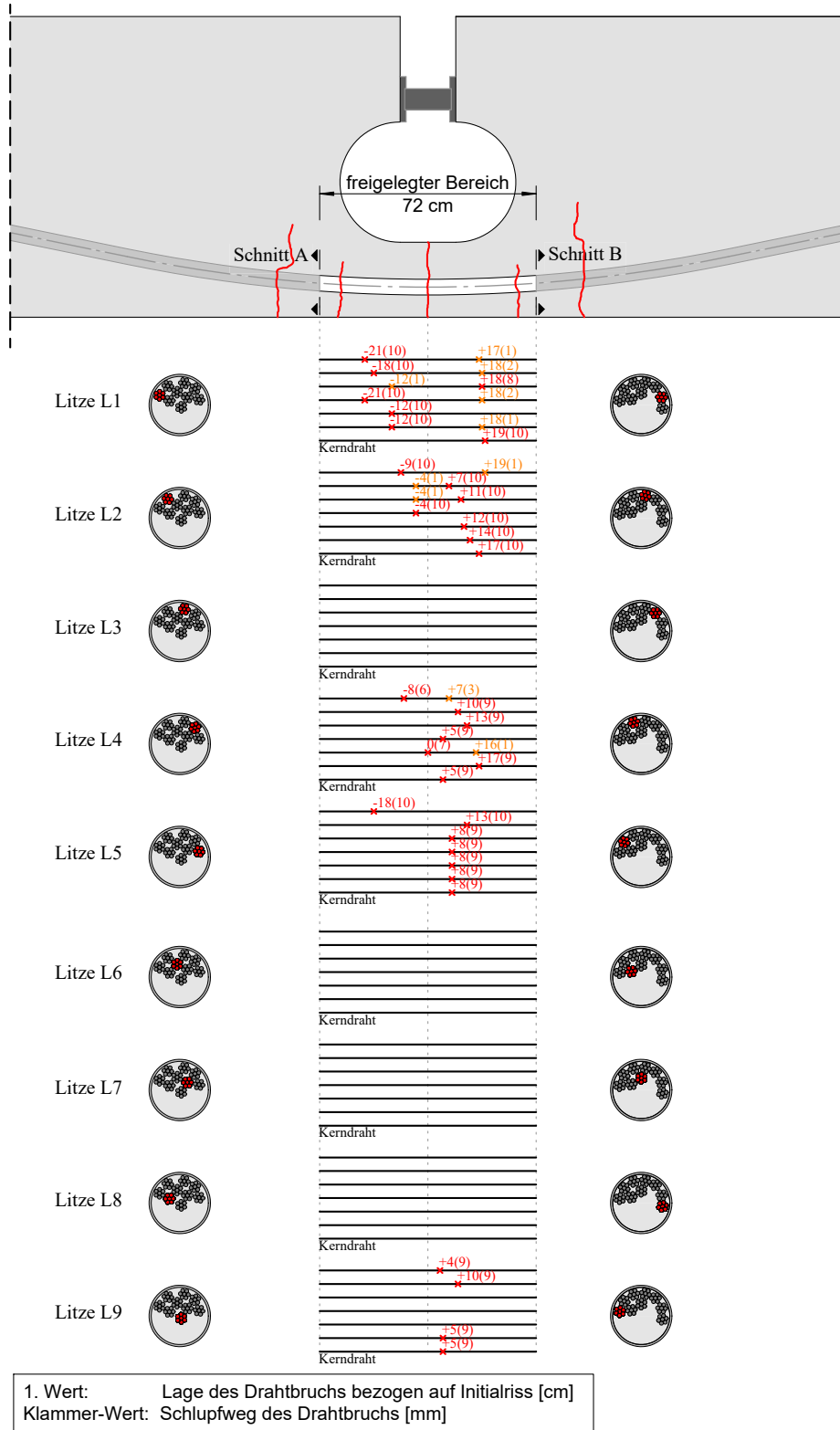


Abb. A.25.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versuchsende - GS01

Versuch GS02

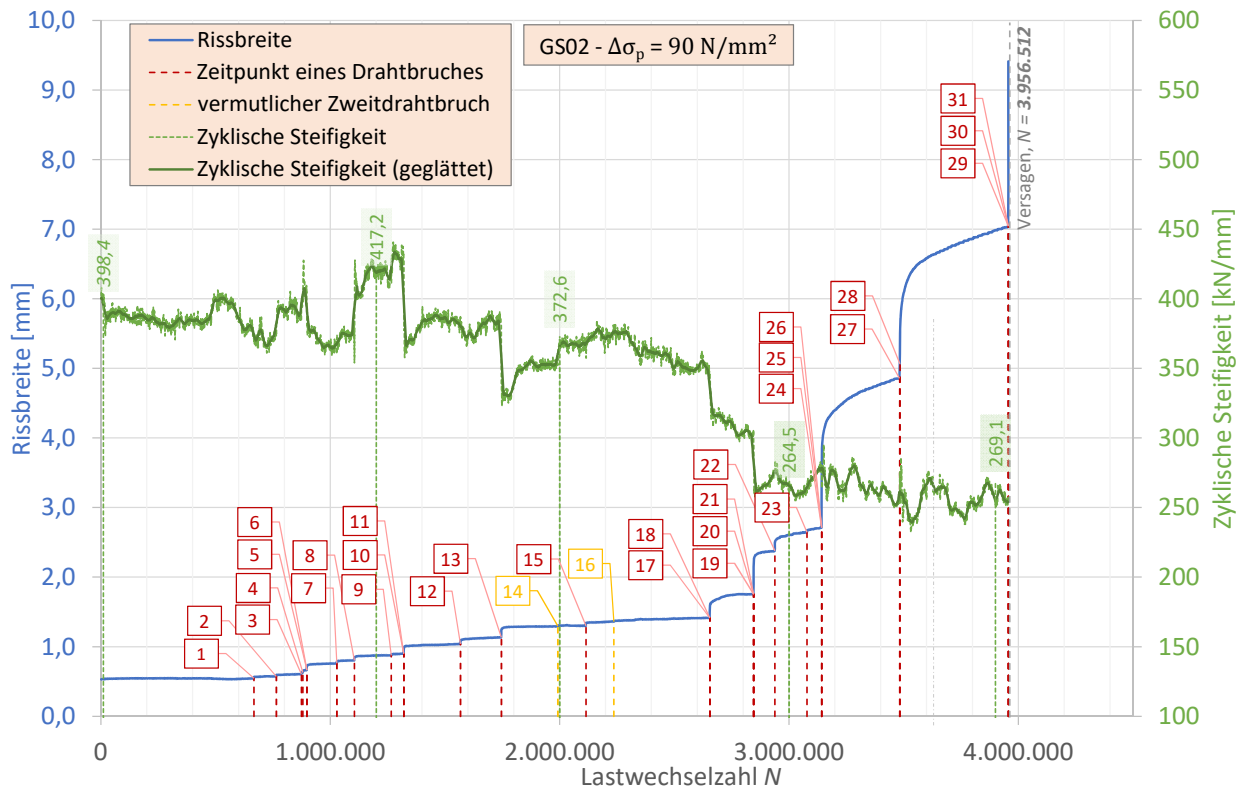


Abb. A.26.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GS02

Tabelle A.12.: Übersicht der Drahtbrüche - GS02

		Zeitpunkt der Drahtbrüche					
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	666.796	11	1.320.475	21	2.845.879	31	3.956.512
2	764.325	12	1.567.402	22	2.938.381	32	3.956.512
3	873.874	13	1.745.796	23	3.078.297	33	3.956.512
4	880.098	14	*1.992.001	24	3.142.385	34	3.956.512
5	897.862	15	2.114.812	25	3.142.403	35	3.956.512
6	897.880	16	*2.236.000	26	3.142.412	36	3.956.512
7	1.028.541	17	2.654.880	27	3.482.163	37	-
8	1.104.965	18	2.654.880	28	3.483.829	38	-
9	1.256.406	19	2.845.834	29	3.956.376	39	-
10	1.320.457	20	2.845.834	30	3.956.449	40	-
Ende:				3.956.512			

* möglicher Zweidrahtbruch

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versuchsende

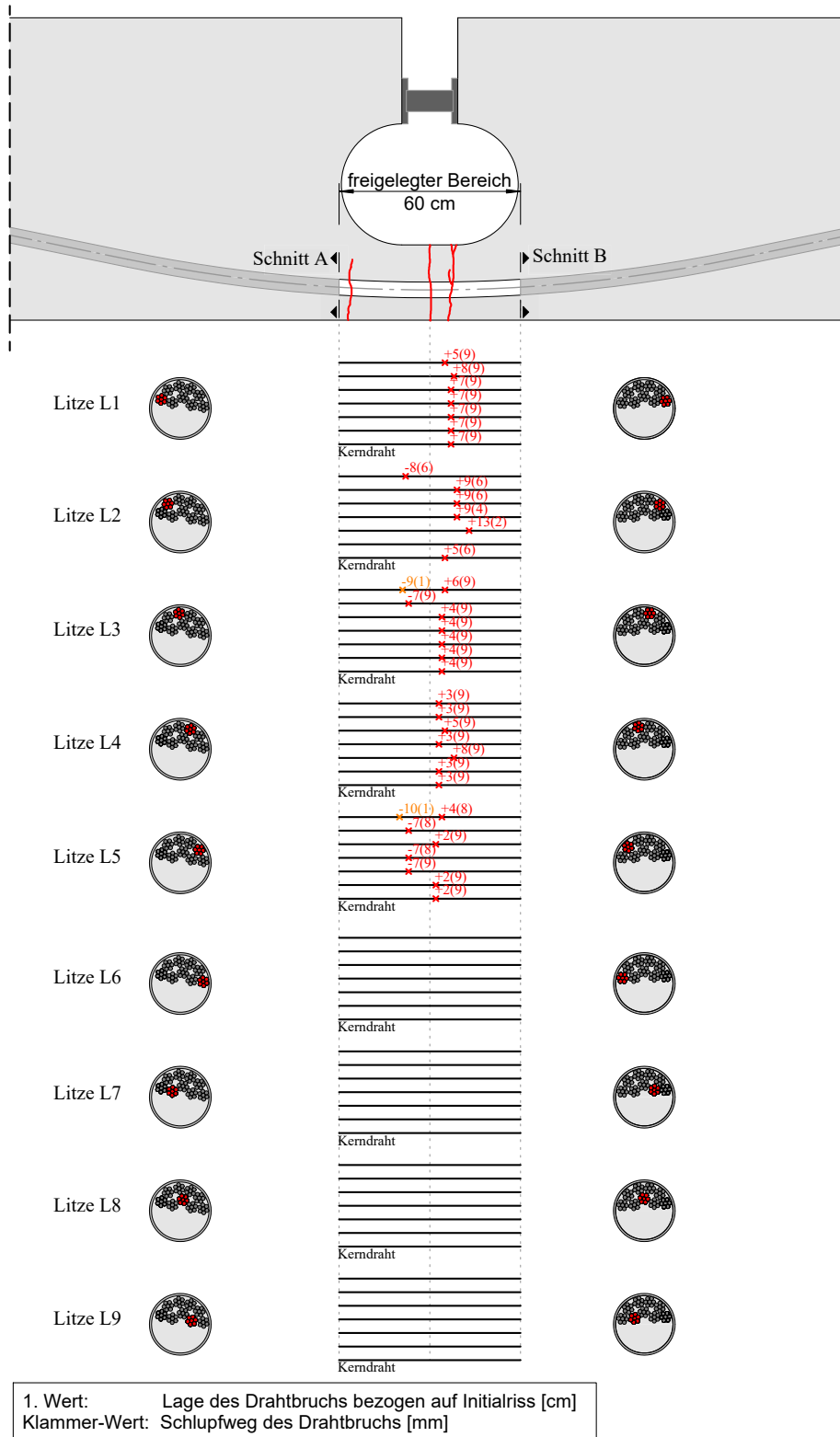


Abb. A.27.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versuchsende - GS02

Versuch GR01

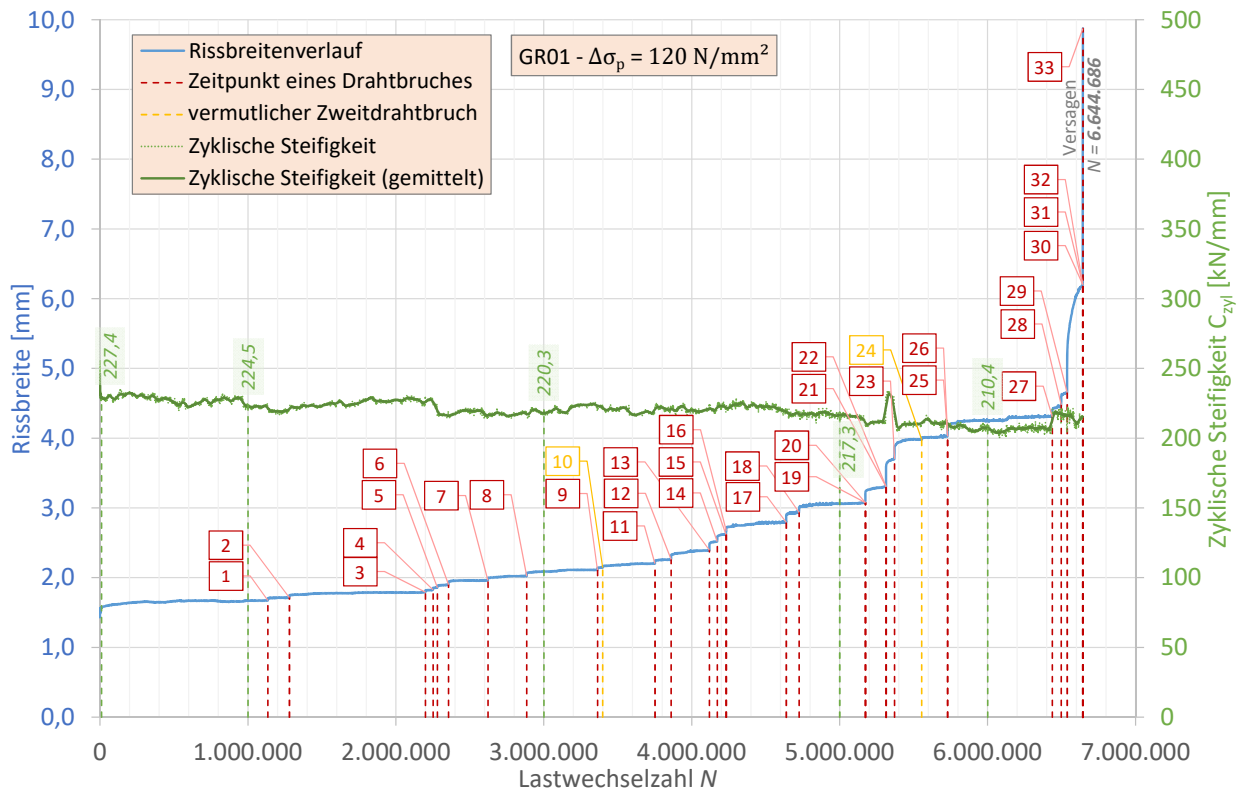


Abb. A.28.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GR01

Tabelle A.13.: Übersicht der Drahtbrüche - GR01

		Zeitpunkt der Drahtbrüche					
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	1.134.336	11	3.751.606	21	5.313.614	31	6.643.357
2	1.279.870	12	3.860.473	22	5.313.729	32	6.643.848
3	2.199.742	13	4.119.086	23	5.370.479	33	6.644.686
4	2.251.016	14	4.172.278	24	*5.554.000	34	-
5	2.280.337	15	4.231.332	25	5.729.329	35	-
6	2.355.543	16	4.233.355	26	5.729.460	36	-
7	2.622.425	17	4.638.589	27	6.437.090	37	-
8	2.884.364	18	4.725.895	28	6.497.311	38	-
9	3.362.898	19	5.173.866	29	6.537.698	39	-
10	*3.397.484	20	5.173.931	30	6.643.327	40	-
Ende:				6.644.686			

* möglicher Zweitdrahtbruch

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versuche

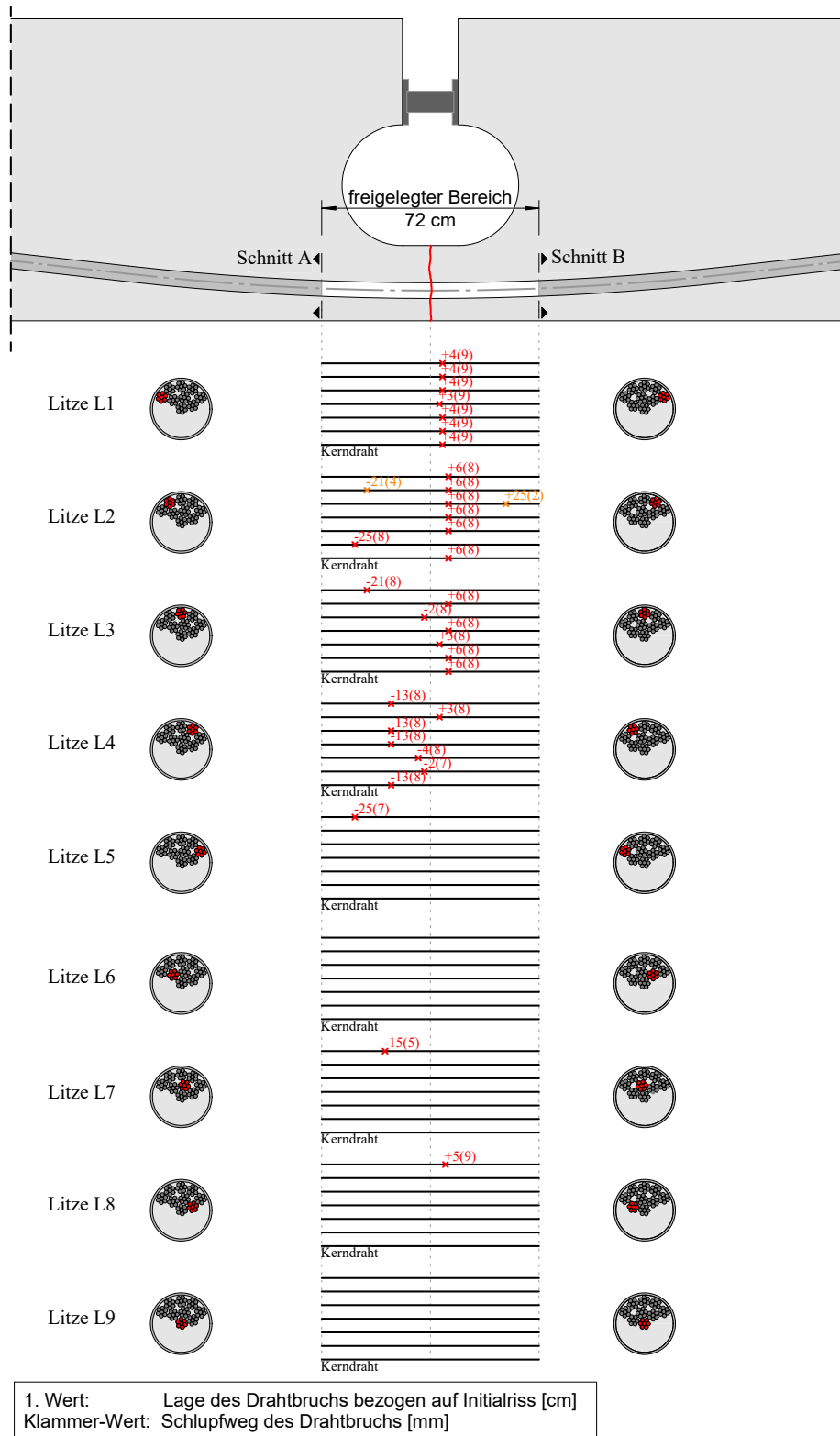


Abb. A.29.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versuche - GR01

Versuch GR02

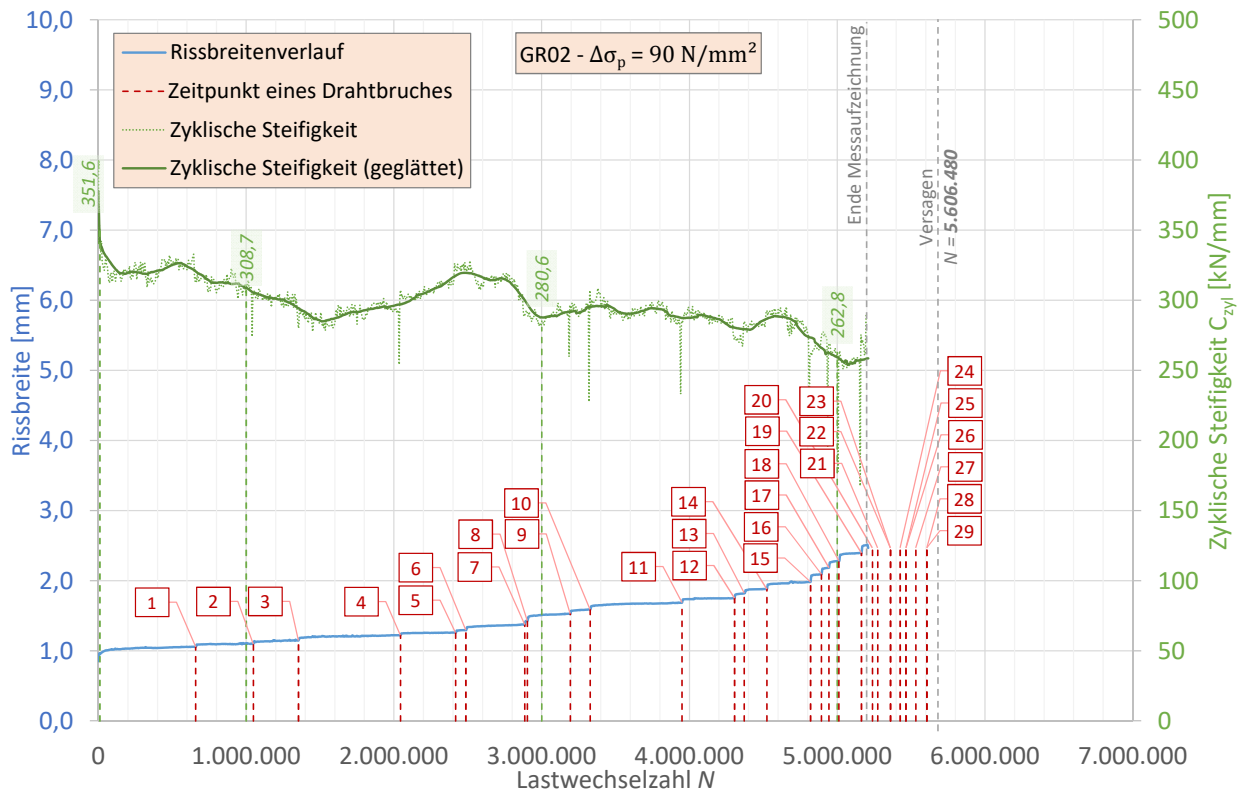


Abb. A.30.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GR02

Tabelle A.14.: Übersicht der Drahtbrüche - GR02

		Zeitpunkt der Drahtbrüche						
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	
1	658.200	11	3.949.542	21	5.273.735	31	5.606.480	
2	1.048.355	12	4.305.220	22	5.360.310	32	5.606.480	
3	1.353.685	13	4.370.455	23	5.360.311	33	5.606.480	
4	2.044.295	14	4.523.583	24	5.425.840	34	5.606.480	
5	2.417.260	15	4.819.420	25	5.464.720	35	5.606.480	
6	2.486.745	16	4.892.905	26	5.464.721	36	5.606.480	
7	2.885.431	17	4.943.573	27	5.531.740	37	5.606.480	
8	2.902.619	18	5.011.215	28	5.606.370	38	5.606.480	
9	3.193.360	19	5.163.525	29	5.606.480	39	5.606.480	
10	3.327.790	20	5.238.305	30	5.606.480	40	5.606.480	
Ende:			5.606.480					

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versucheende

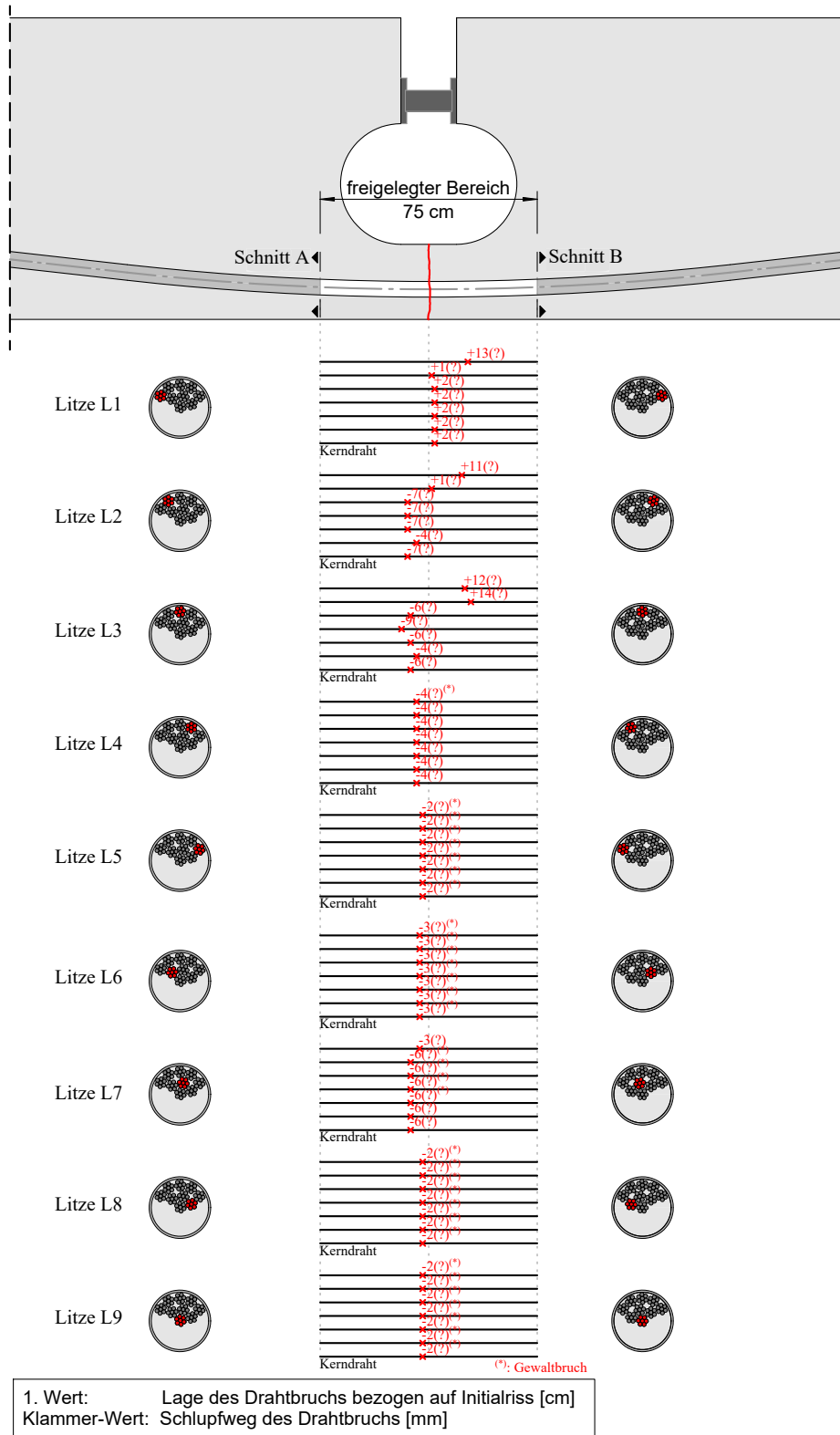


Abb. A.31.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versucheende - GR02

Versuch GL01

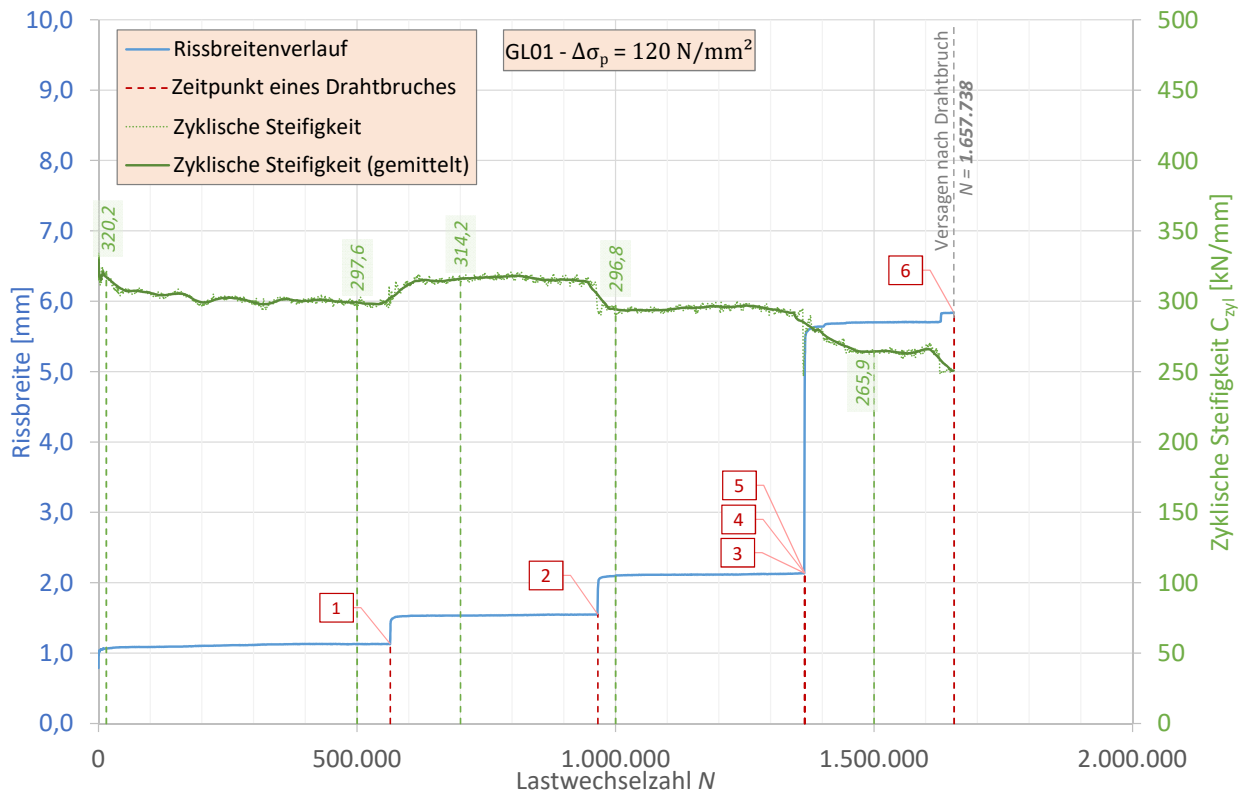


Abb. A.32.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GL01

Tabelle A.15.: Übersicht der Drahtbrüche - GL01

		Zeitpunkt der Drahtbrüche			
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	564.293	11	-	21	
2	965.842	12	-		
3	1.365.920	13	-		
4	1.365.930	14	-		
5	1.365.935	15	-		
6	1.654.738	16	-		
7	-	17	-		
8	-	18	-		
9	-	19	-		
10	-	20	-		
Ende:		5.606.480			

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versucheende

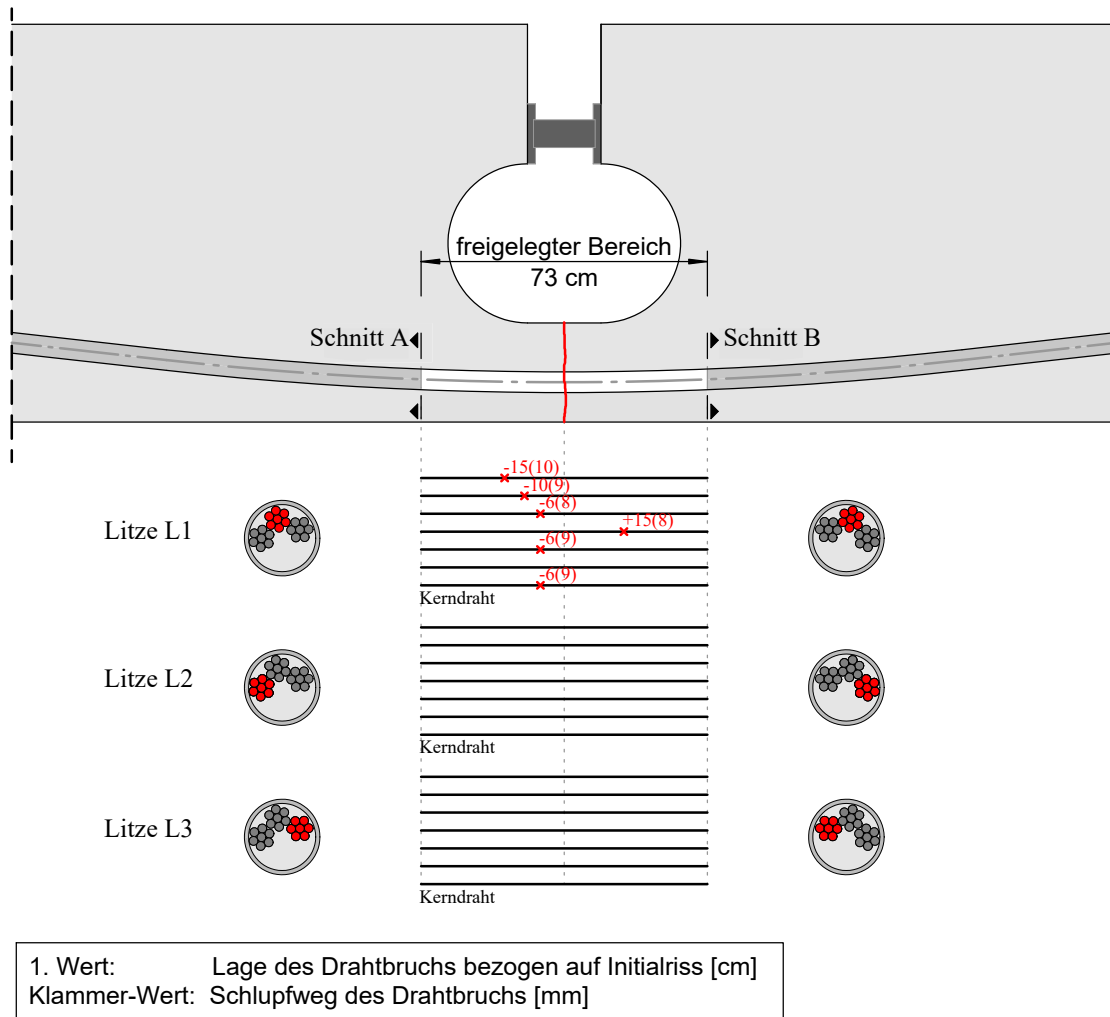


Abb. A.33.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versucheende - GL01

Versuch GL02

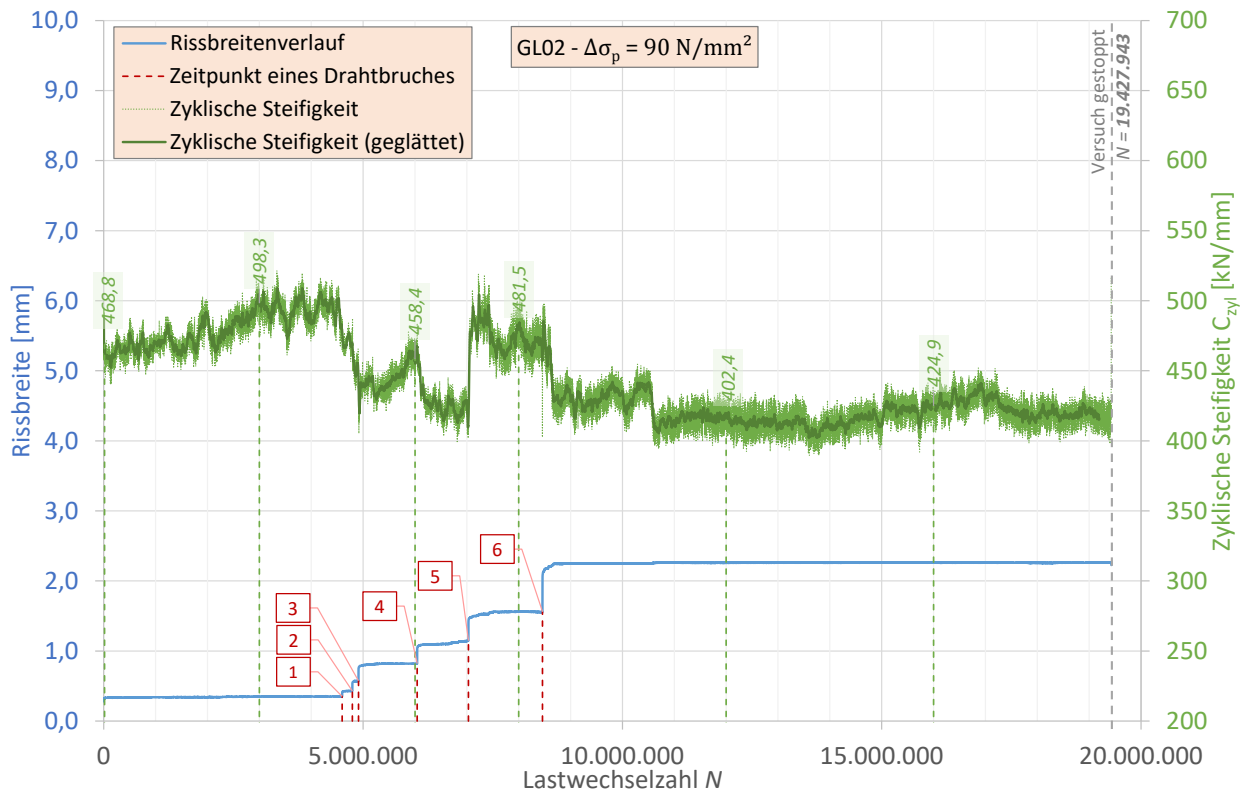


Abb. A.34.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GL02

Tabelle A.16.: Übersicht der Drahtbrüche - GL02

		Zeitpunkt der Drahtbrüche			
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	4.596.375	11	-	21	
2	4.792.890	12	-		
3	4.911.743	13	-		
4	6.042.652	14	-		
5	7.031.139	15	-		
6	8.458.690	16	-		
7	-	17	-		
8	-	18	-		
9	-	19	-		
10	-	20	-		
Ende:		19.427.943			

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versucheende

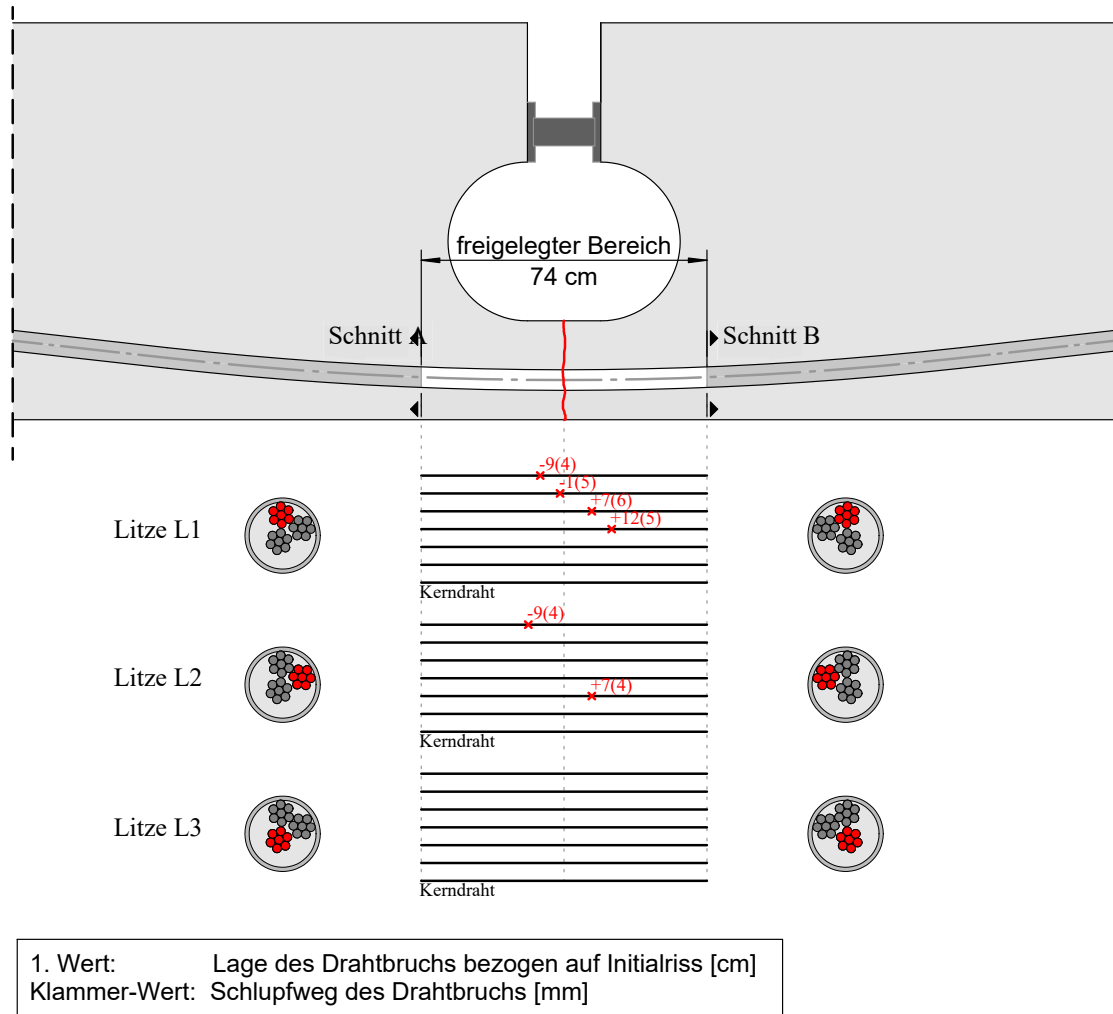


Abb. A.35.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versuchsende - GL02

Versuch GB01

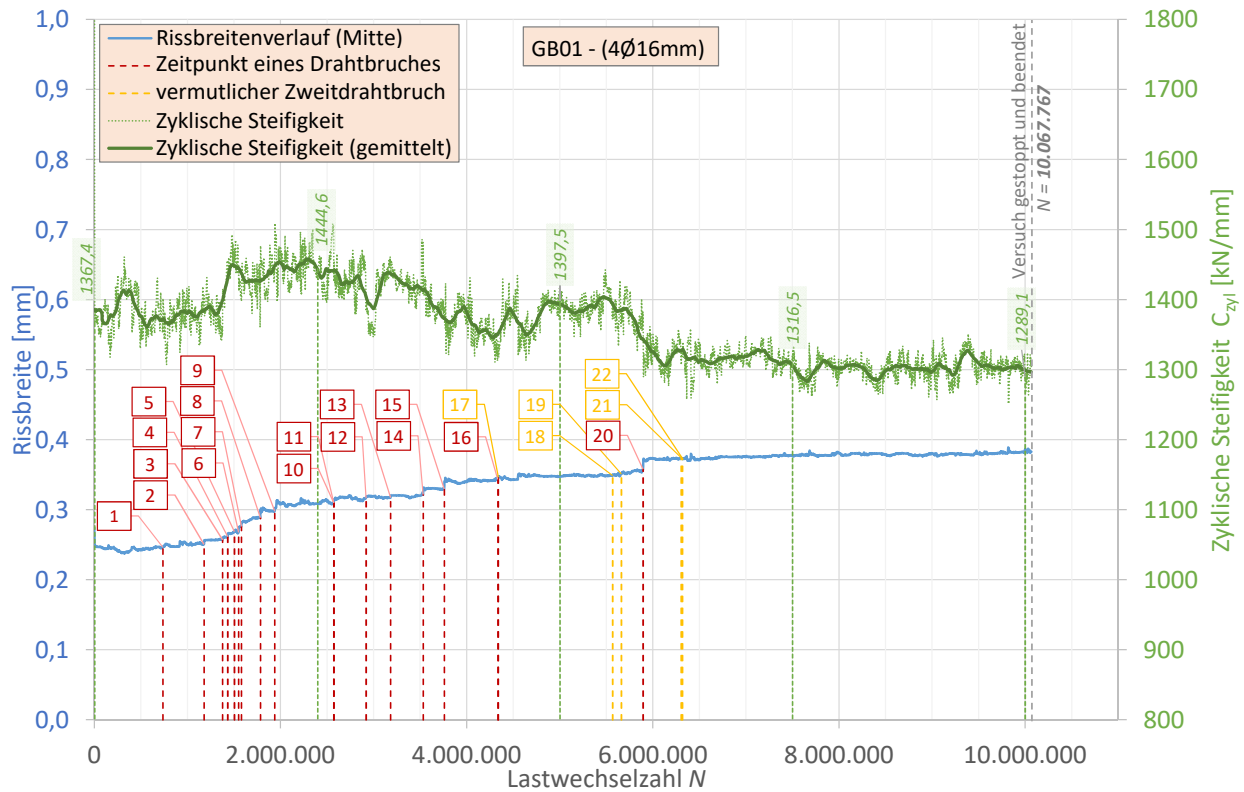


Abb. A.36.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GB01

Tabelle A.17.: Übersicht der Draht und Betonstahlbrüche - GB01

Zeitpunkt der Drahtbrüche							
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	735.525	11	2.572.770	21	*6.304.722	31	-
2	1.178.205	12	2.919.186	22	*6.318.951	32	-
3	1.377.126	13	3.182.682	23	-	33	-
4	1.432.782	14	3.532.476	24	-	34	-
5	1.504.710	15	3.759.429	25	-	35	-
6	1.549.917	16	4.334.790	26	-		
7	1.580.118	17	*4.340.112	27	-		
8	1.784.031	18	*5.568.111	28	-		
9	1.937.589	19	*5.661.390	29	-		
10	2.572.656	20	5.895.018	30	-		
Zeitpunkt der Betonstahlbrüche							
1	-	2	-	3	-	4	-
Ende:				10.067.767			

* möglicher Zweidrahtbruch

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versuchsende

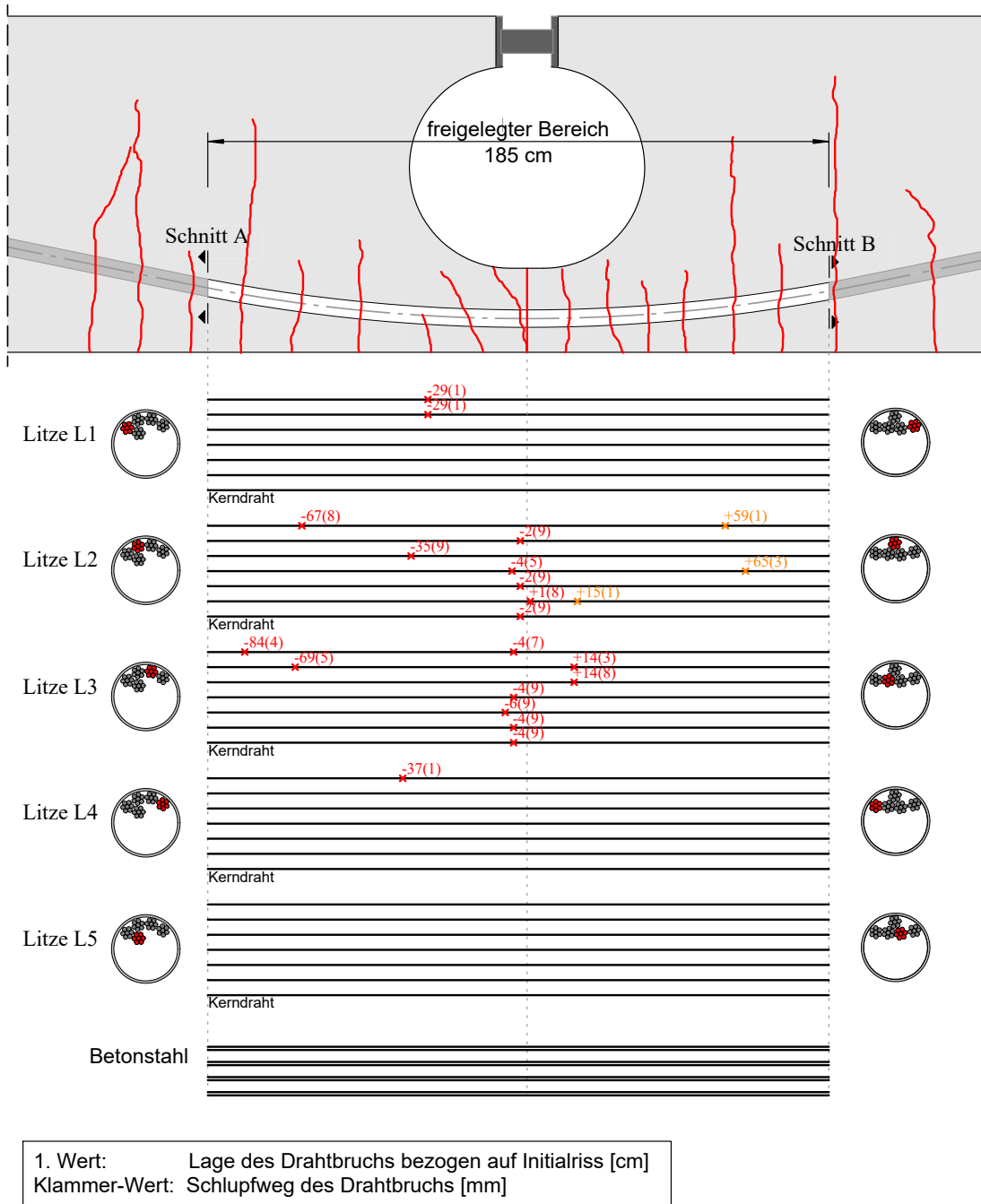


Abb. A.37.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versuchsende - GB01

Versuch GB02

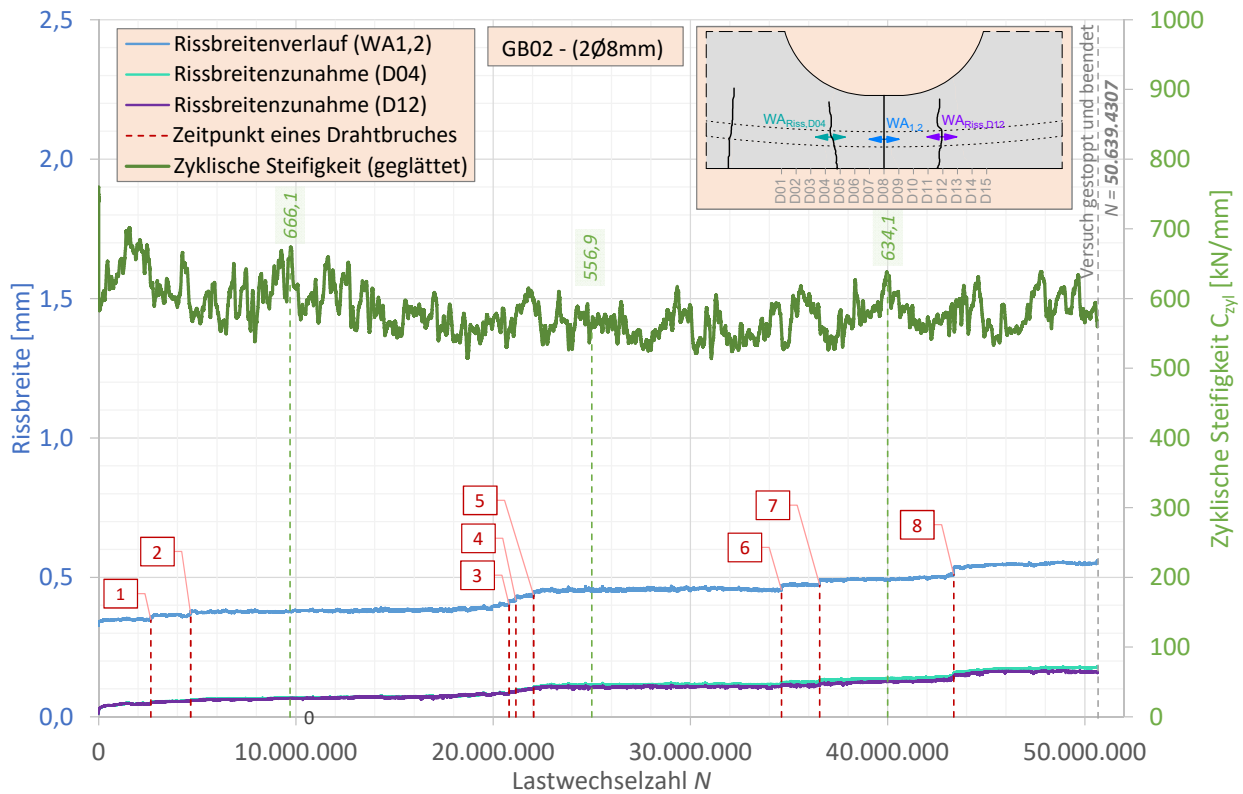
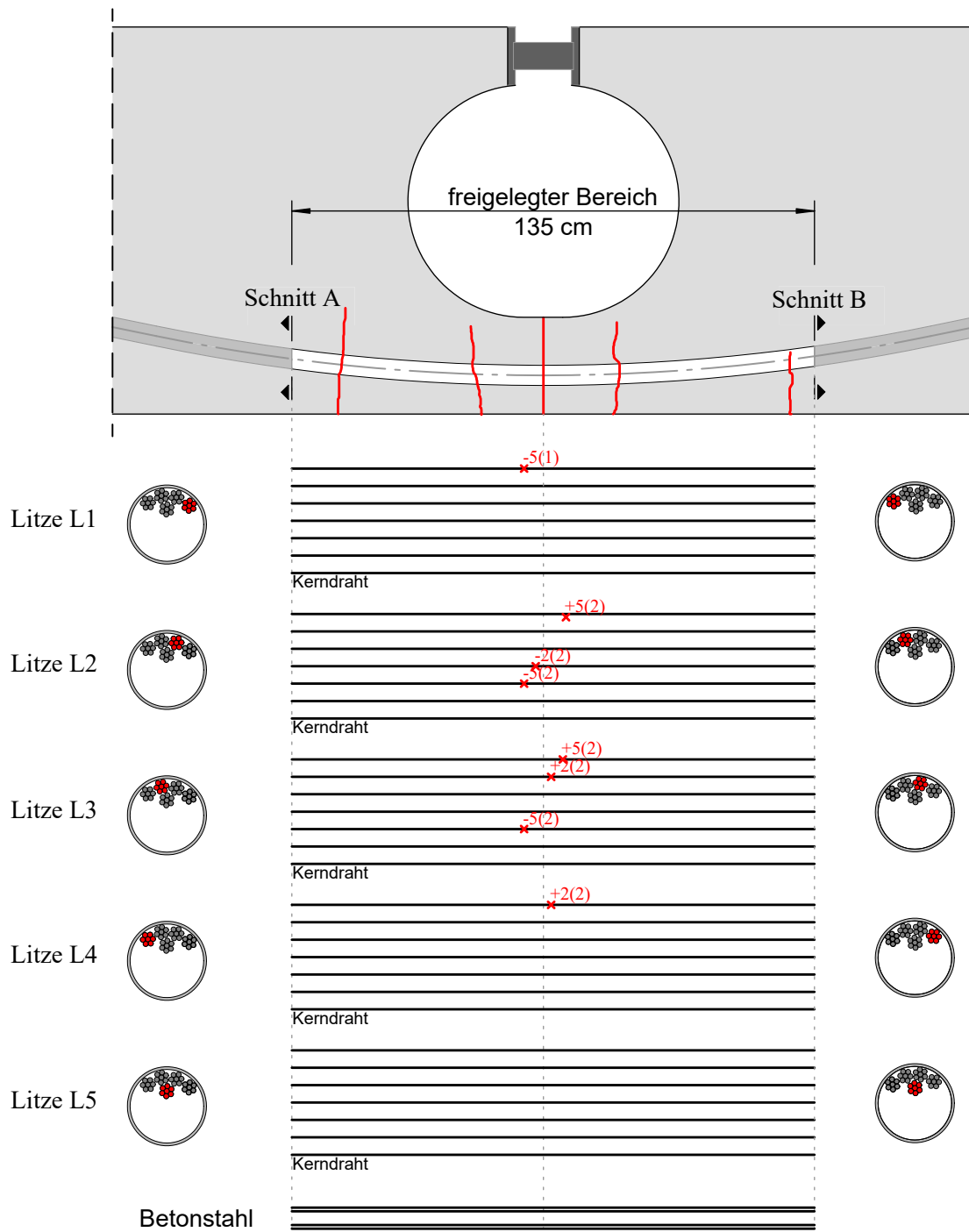


Abb. A.38.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GB02

Tabelle A.18.: Übersicht der Draht und Betonstahlbrüche - GB02

Zeitpunkt der Drahtbrüche							
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	2.644.560	11	-	21	-	31	-
2	4.665.181	12	-	22	-	32	-
3	20.805.127	13	-	23	-	33	-
4	21.151.481	14	-	24	-	34	-
5	22.052.380	15	-	25	-	35	-
6	34.617.876	16	-	26	-		
7	36.552.353	17	-	27	-		
8	43.351.154	18	-	28	-		
9	-	19	-	29	-		
10	-	20	-	30	-		
Zeitpunkt der Betonstahlbrüche							
1	-	2	-				
Ende:				50.639.430			

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versuchsende



1. Wert: Lage des Drahtbruchs bezogen auf Initialriss [cm]
 Klammer-Wert: Schlupfweg des Drahtbruchs [mm]

Abb. A.39.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versuchsende - GB02

Versuch GB03

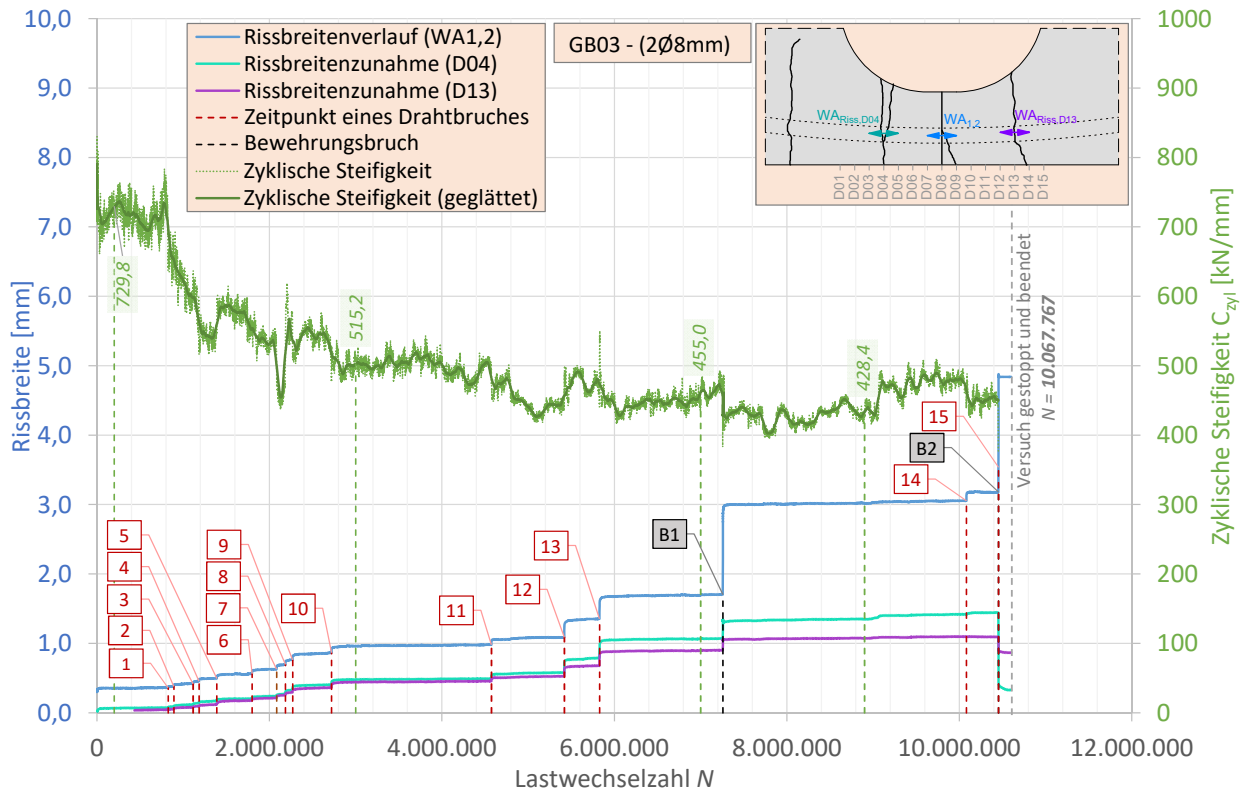


Abb. A.40.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GB03

Tabelle A.19.: Übersicht der Draht und Betonstahlbrüche - GB03

Zeitpunkt der Drahtbrüche							
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	825.170	11	4.574.227	21	-	31	-
2	891.523	12	5.419.622	22	-	32	-
3	1.114.373	13	5.827.822	23	-	33	-
4	1.183.660	14	10.081.785	24	-	34	-
5	1.389.236	15	10.453.787	25	-	35	-
6	1.798.833	16	-	26	-		
7	2.083.249	17	-	27	-		
8	2.185.481	18	-	28	-		
9	2.268.831	19	-	29	-		
10	2.720.110	20	-	30	-		
Zeitpunkt der Betonstahlbrüche							
1	7.257.642	2	10.453.551				
Ende:				10.600.026			

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versuchsende

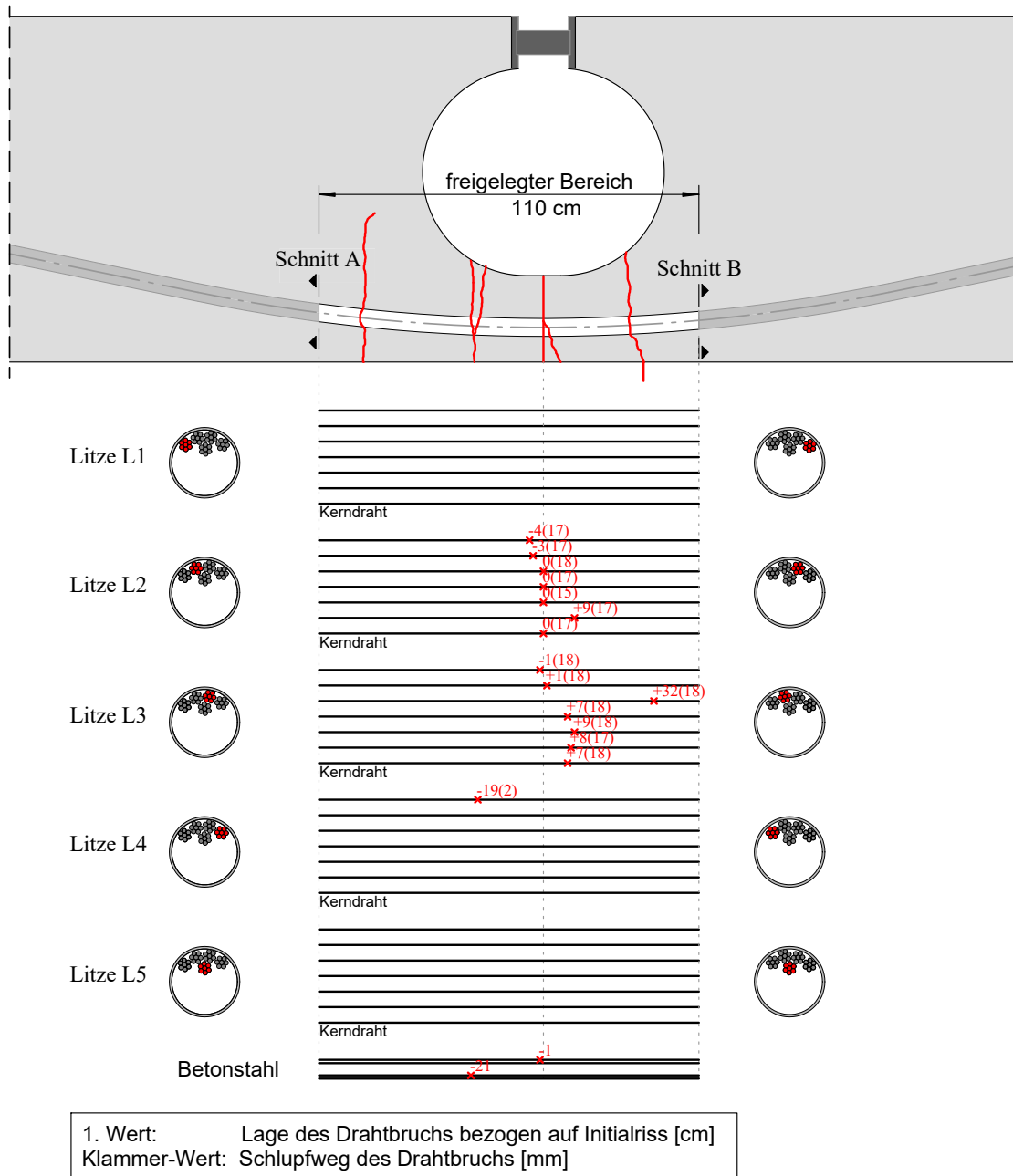


Abb. A.41.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versuchsende - GB03

Versuch GB04

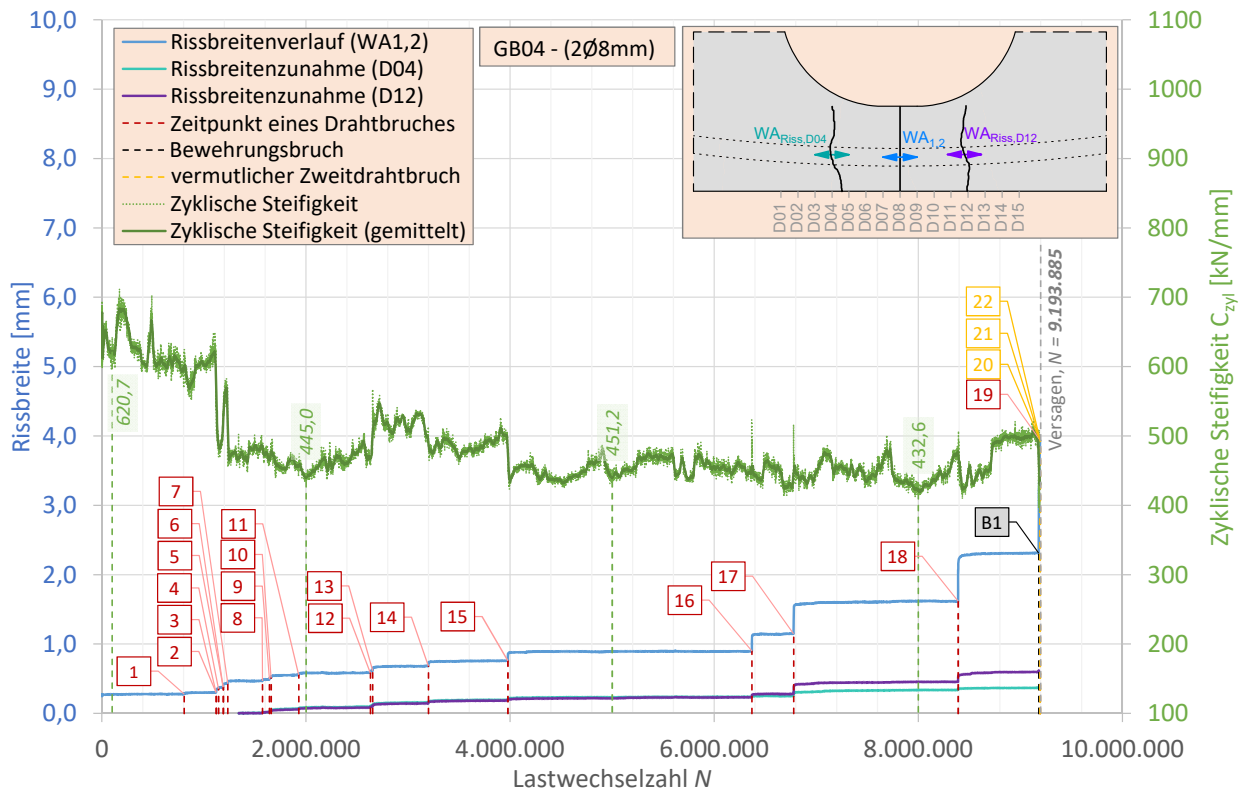


Abb. A.42.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GB04

Tabelle A.20.: Übersicht der Draht und Betonstahlbrüche - GB04

Zeitpunkt der Drahtbrüche							
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	805.755	11	1.928.958	21	*9.193.885	31	-
2	1.119.331	12	2.630.071	22	9.193.885	32	-
3	1.119.350	13	2.653.132	23	-	33	-
4	1.142.291	14	3.199.009	24	-	34	-
5	1.188.547	15	3.978.082	25	-	35	-
6	1.188.567	16	6.369.073	26	-		
7	1.223.006	17	6.778.338	27	-		
8	1.573.008	18	8.390.005	28	-		
9	1.641.001	19	*9.193.885	29	-		
10	1.657.718	20	*9.193.885	30	-		
Zeitpunkt der Betonstahlbrüche							
1	9.180.007	2	-				
Ende:				9.193.885			

* möglicher Zweidrahtbruch

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versucheende

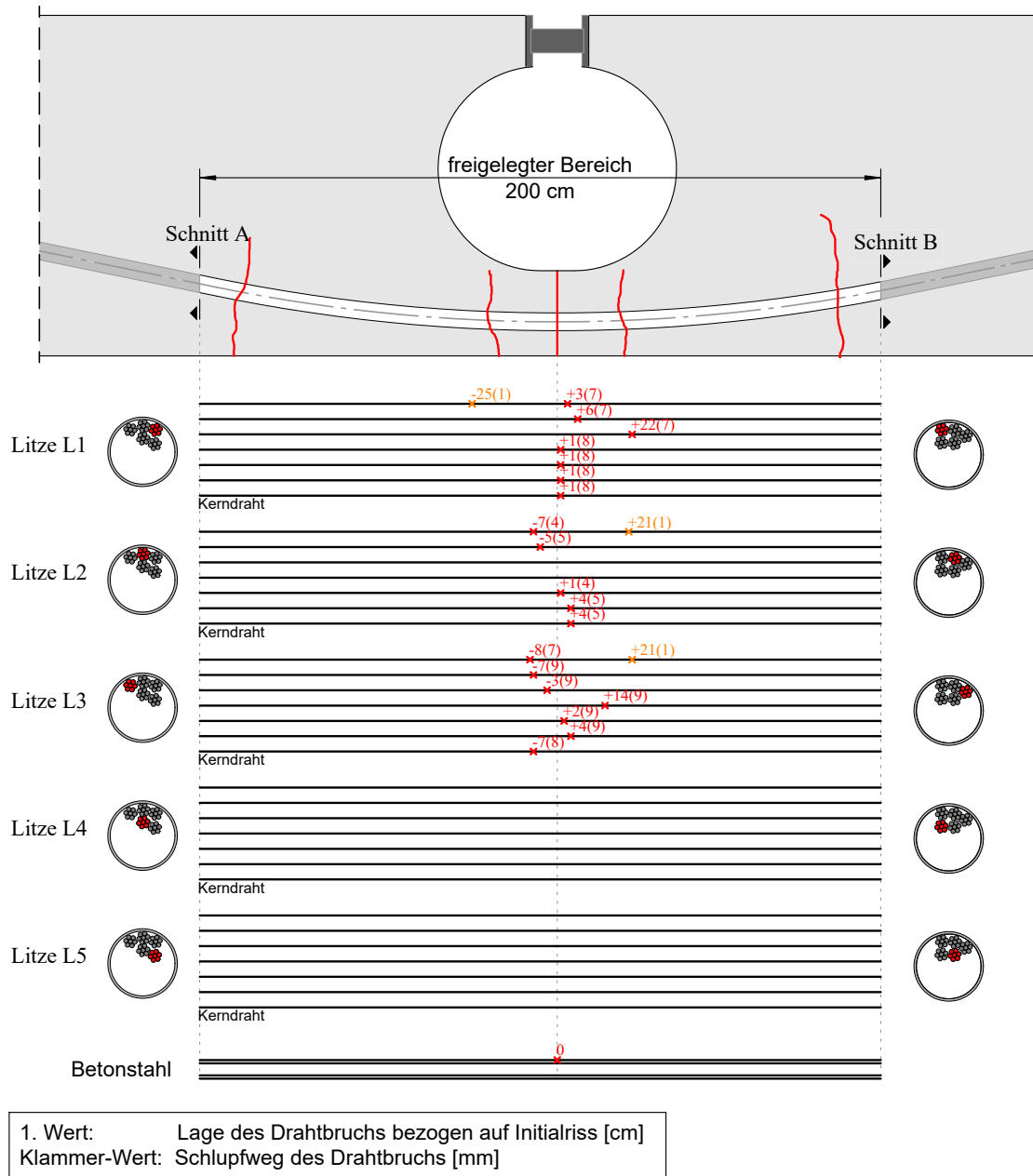


Abb. A.43.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versucheende - GB04

Versuch GB05

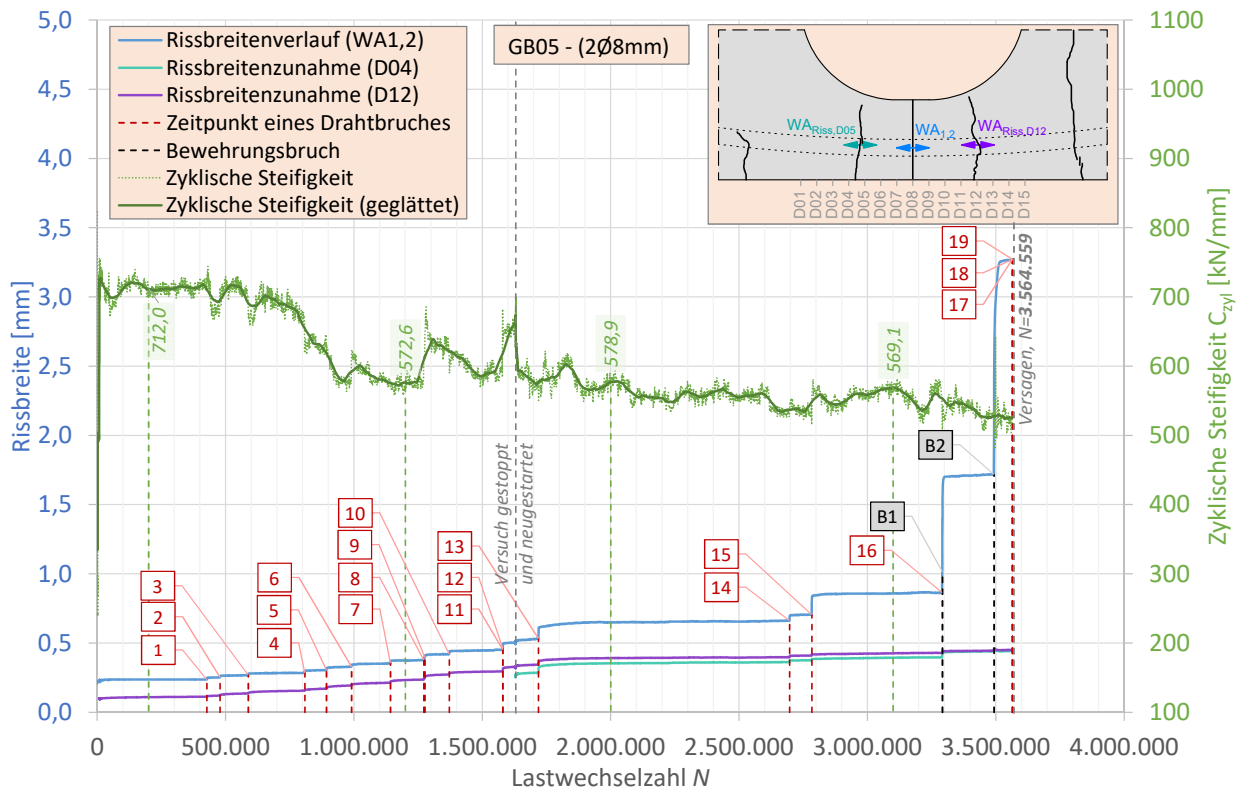


Abb. A.44.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GB05

Tabelle A.21.: Übersicht der Draht und Betonstahlbrüche - GB05

Zeitpunkt der Drahtbrüche							
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	426.807	11	1.579.728	21	-	31	-
2	478.293	12	1.579.791	22	-	32	-
3	588.238	13	1.718.658	23	-	33	-
4	808.508	14	2.696.613	24	-	34	-
5	892.821	15	2.783.386	25	-	35	-
6	990.560	16	3.291.410	26	-		
7	1.142.000	17	3.564.459	27	-		
8	1.272.240	18	3.564.559	28	-		
9	1.276.168	19	3.564.559	29	-		
10	1.371.008	20	-	30	-		
Zeitpunkt der Betonstahlbrüche							
1	3.292.260	2	3.493.042				
Ende:				3.564.559			

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versucheende

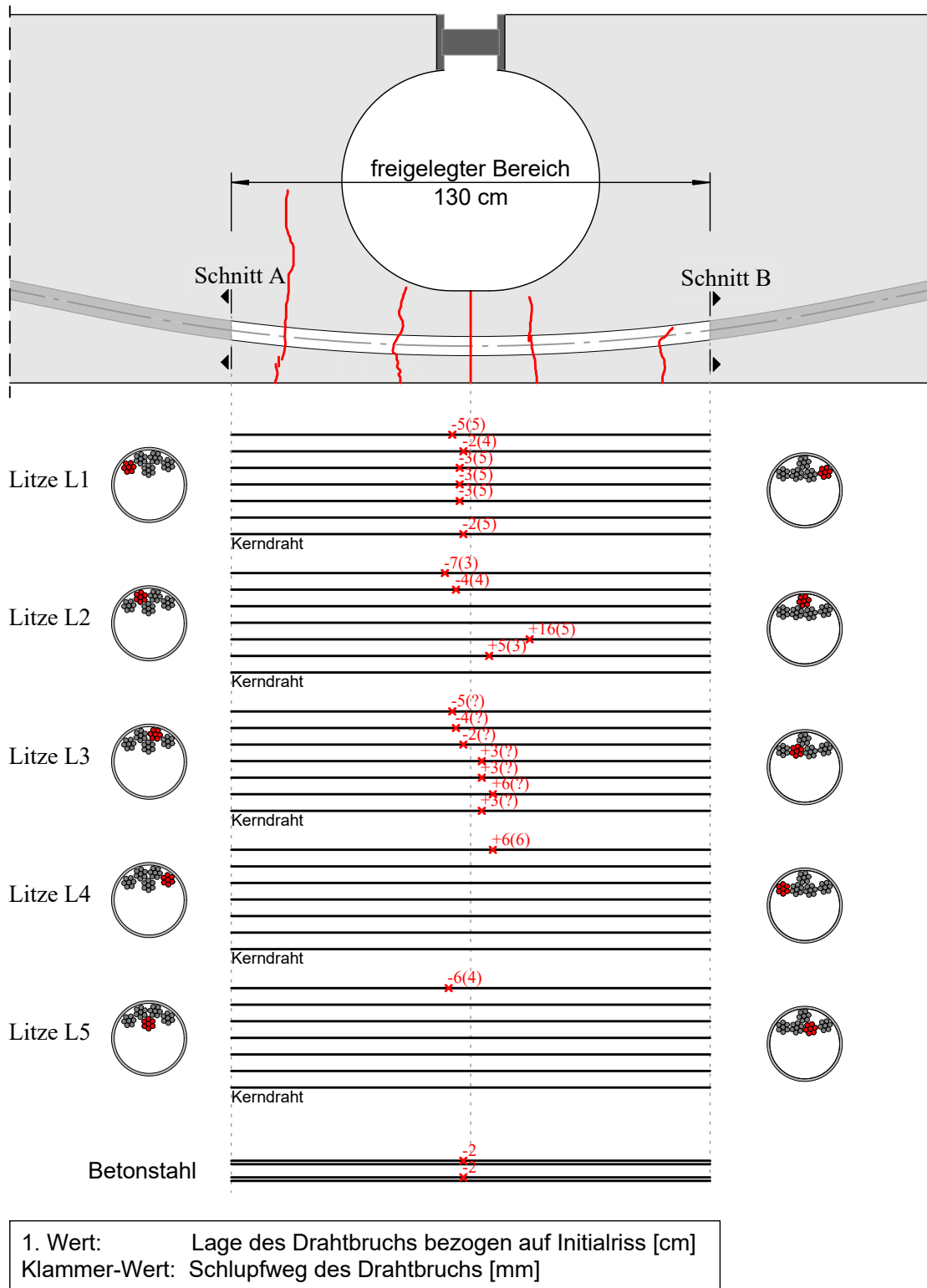


Abb. A.45.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versucheende - GB05

Versuch GB06

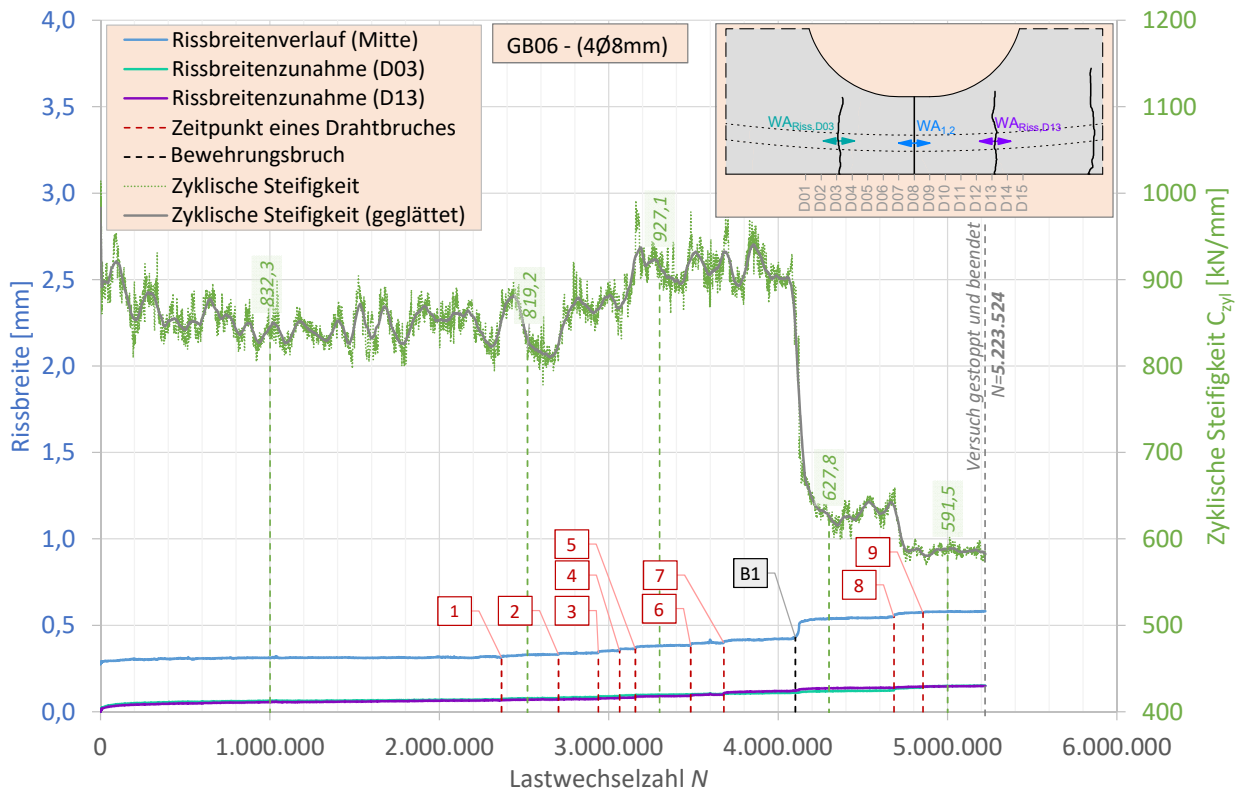


Abb. A.46.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GB06

Tabelle A.22.: Übersicht der Draht und Betonstahlbrüche - GB06

Zeitpunkt der Drahtbrüche							
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	2.336.794	11	-	21	-	31	-
2	2.703.052	12	-	22	-	32	-
3	2.938.306	13	-	23	-	33	-
4	3.063.809	14	-	24	-	34	-
5	3.156.844	15	-	25	-	35	-
6	3.483.409	16	-	26	-		
7	3.678.783	17	-	27	-		
8	4.683.224	18	-	28	-		
9	4.854.487	19	-	29	-		
10	-	20	-	30	-		
Zeitpunkt der Betonstahlbrüche							
1	4.101.225	2	-	3	-	4	-
Ende:				5.223.524			

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versucheende

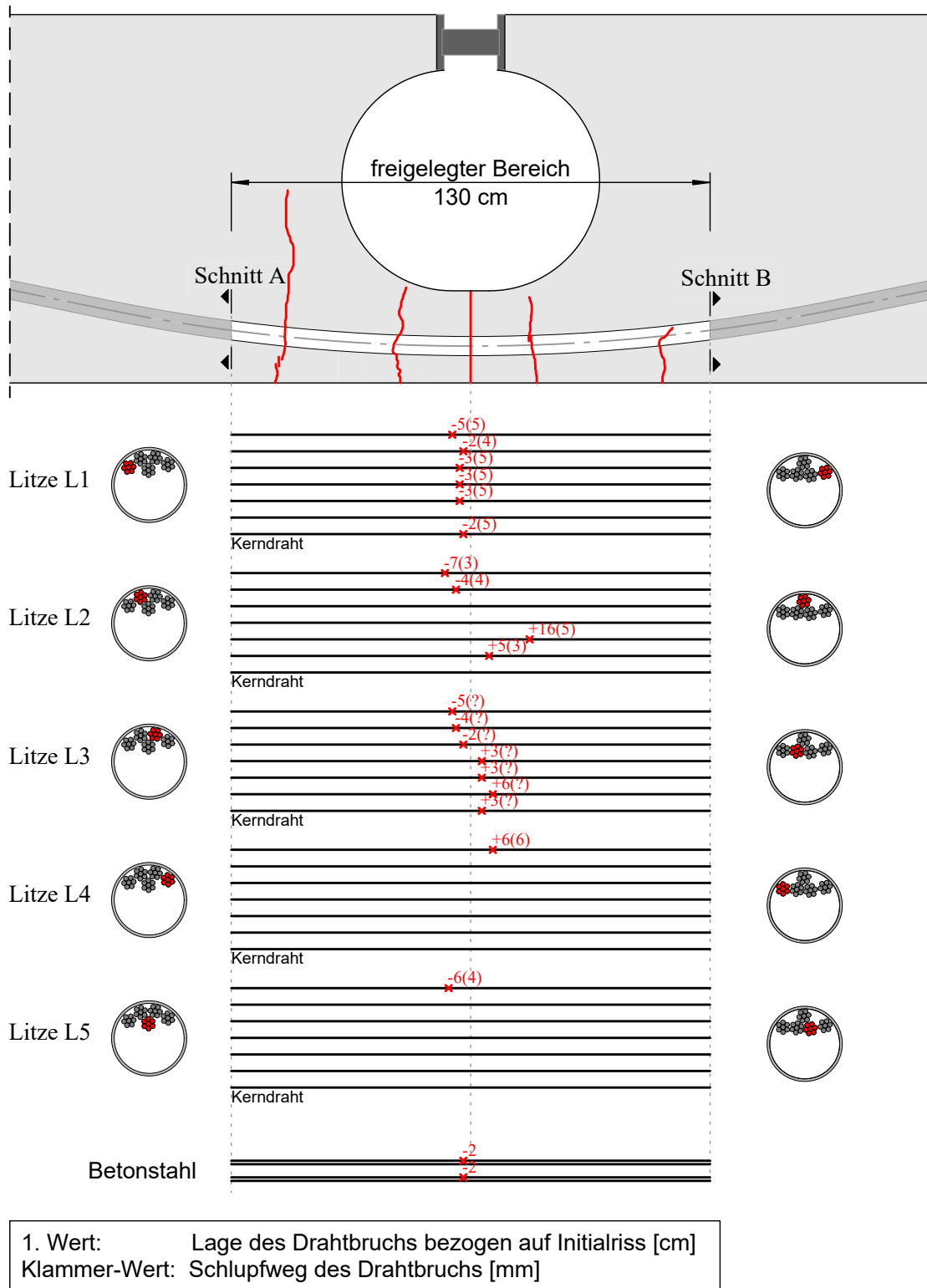


Abb. A.47.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versucheende - GB06

Versuch GB07

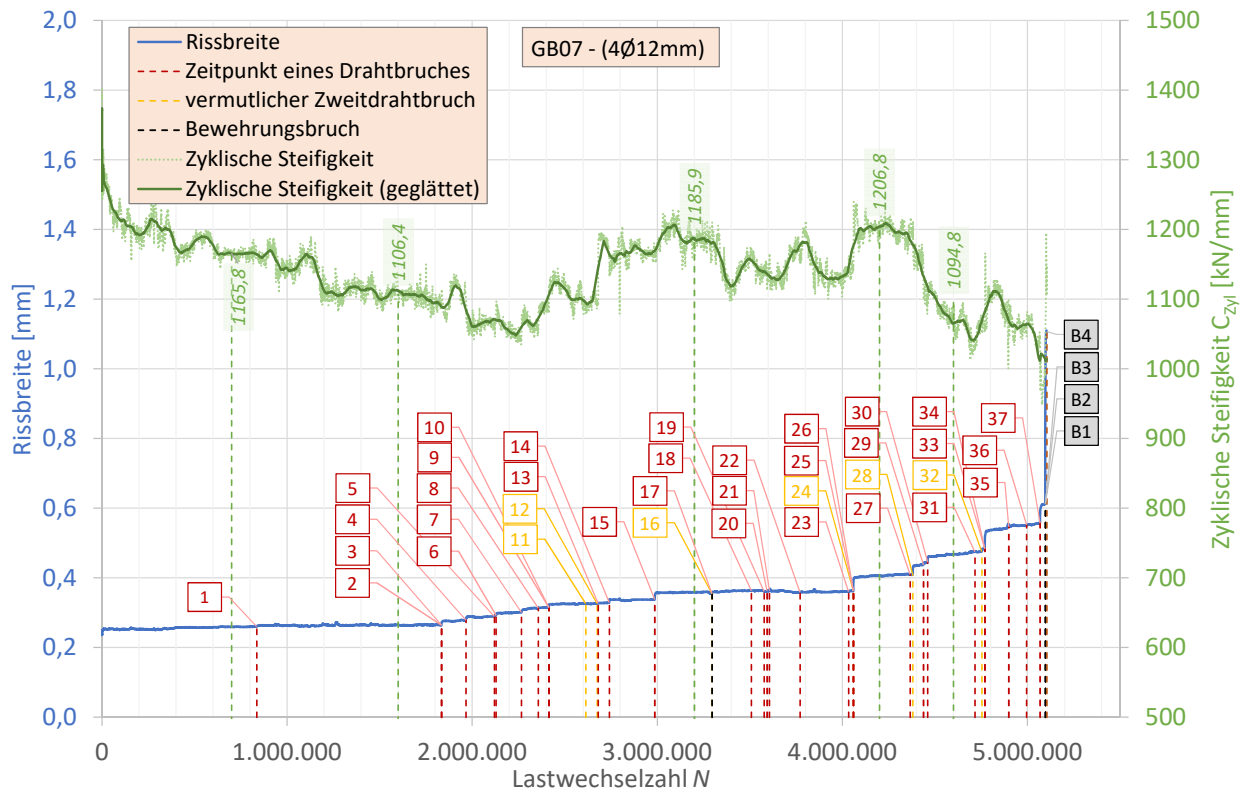


Abb. A.48.: Verlauf der Rissbreite und der zyklischen Steifigkeit über die Versuchslaufzeit - GB07

Tabelle A.23.: Übersicht der Draht und Betonstahlbrüche - GB07

Zeitpunkt der Drahtbrüche							
Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel	Nr.	Schwingspiel
1	836.052	11	*2.613.459	21	3.605.653	31	4.715.683
2	1.834.132	12	*2.675.091	22	3.771.051	32	*4.753.203
3	1.834.333	13	2.680.566	23	*4.033.337	33	4.769.601
4	1.966.575	14	2.740.782	24	4.059.151	34	4.769.652
5	2.119.767	15	2.986.359	25	4.059.166	35	4.898.605
6	2.129.053	16	*3.295.489	26	4.059.178	36	4.995.051
7	2.266.186	17	3.295.618	27	4.365.742	37	5.067.767
8	2.357.050	18	3.508.136	28	*4.380.052		
9	2.414.508	19	3.576.873	29	4.437.879		
10	2.414.868	20	3.593.049	30	4.460.550		
Zeitpunkt der Betonstahlbrüche							
1	5.096.689	2	5.096.692	3	5.096.728	4	5.104.580
Ende:				5.104.580			

* möglicher Zweidrahtbruch

Dokumentation der Drahtbrüche nach Versuchsende

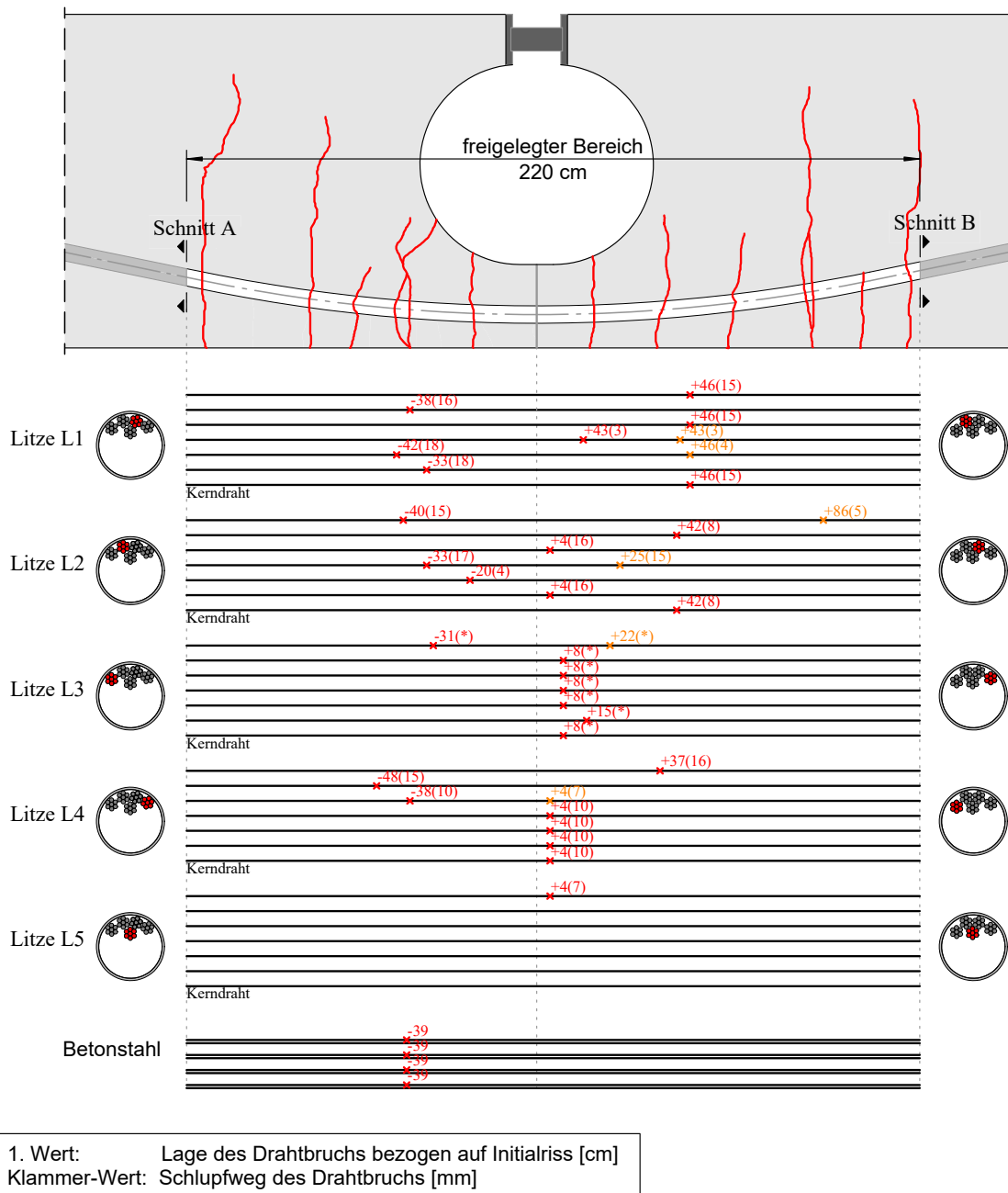


Abb. A.49.: Lage der einzelnen Drahtbrüche nach Versuchsende - GB07

A.3. Ergebnisse aus Verbundversuchen

Darstellung der gemessenen Ausziehwerte

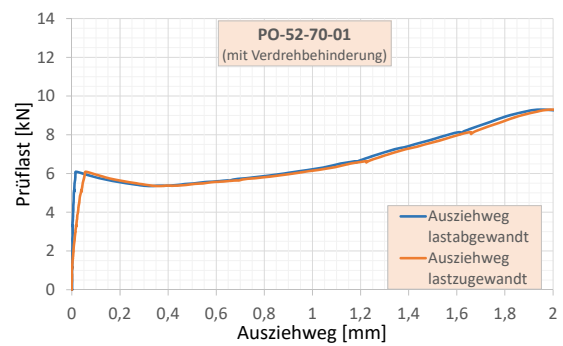
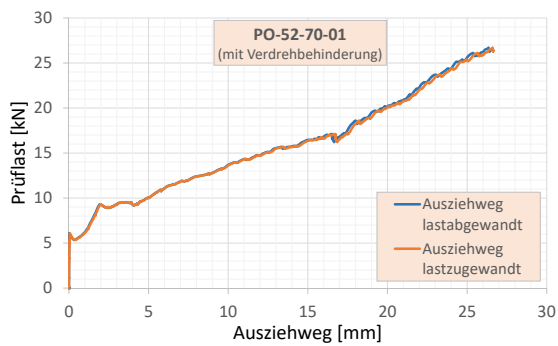


Abb. A.50.: Ausziehwerte für den Versuch PO-52-70-01 mit Verdrehbehinderung

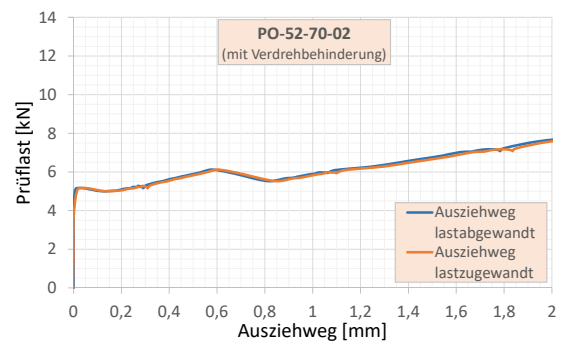
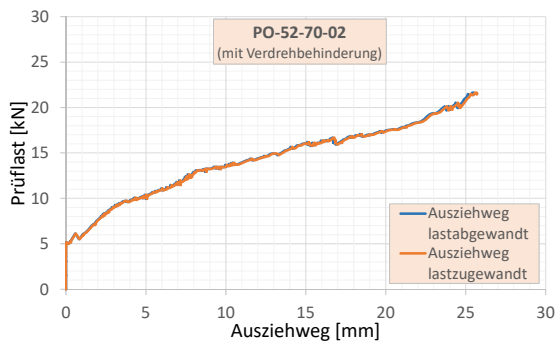


Abb. A.51.: Ausziehwerte für den Versuch PO-52-70-02 mit Verdrehbehinderung

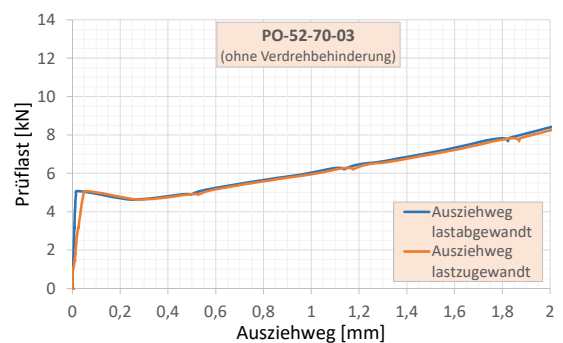
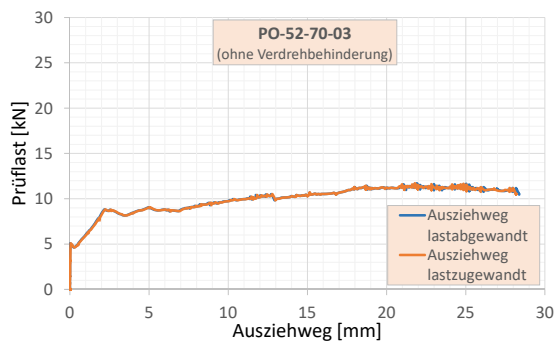


Abb. A.52.: Ausziehwerte für den Versuch PO-52-70-03 ohne Verdrehbehinderung

A. Experimentelle Untersuchungen

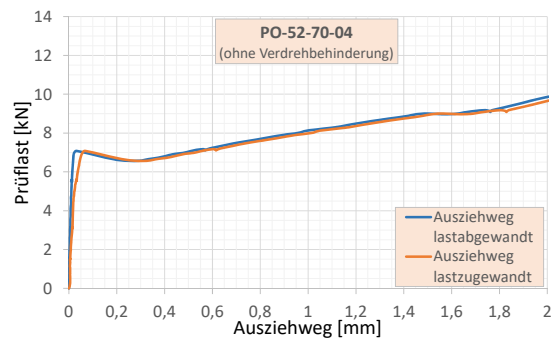
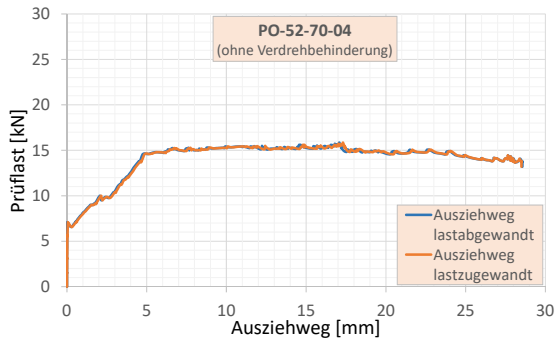


Abb. A.53.: Ausziehwege für den Versuch PO-52-70-04 ohne Verdrehbehinderung

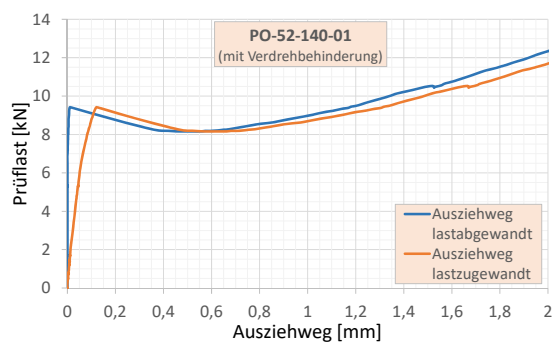
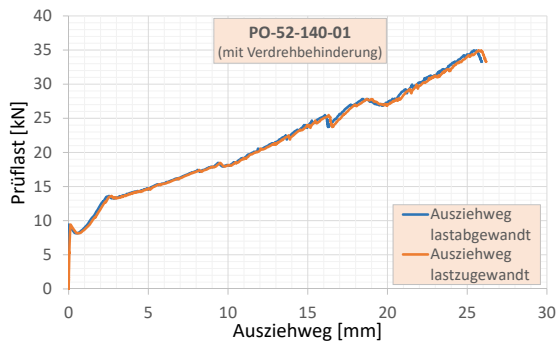


Abb. A.54.: Ausziehwege für den Versuch PO-52-140-01 mit Verdrehbehinderung

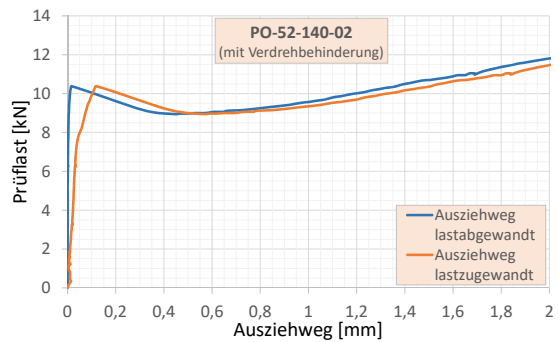
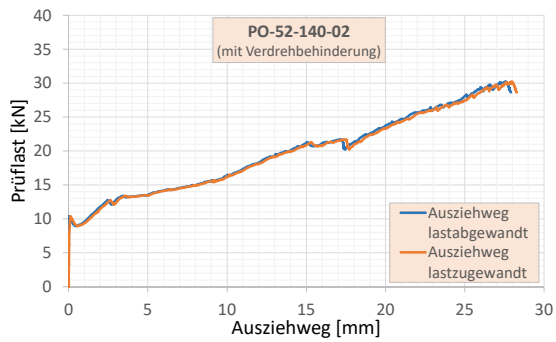


Abb. A.55.: Ausziehwege für den Versuch PO-52-140-02 mit Verdrehbehinderung

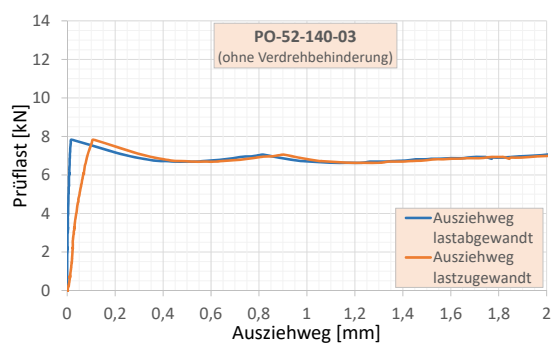
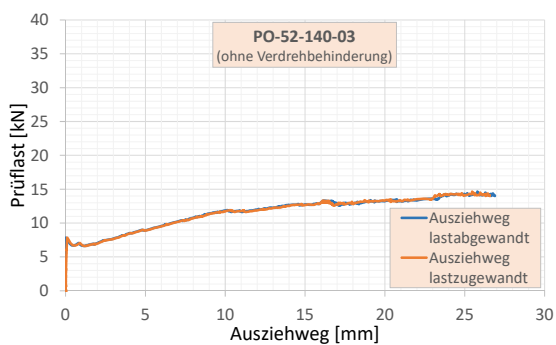


Abb. A.56.: Ausziehwege für den Versuch PO-52-140-03 ohne Verdrehbehinderung

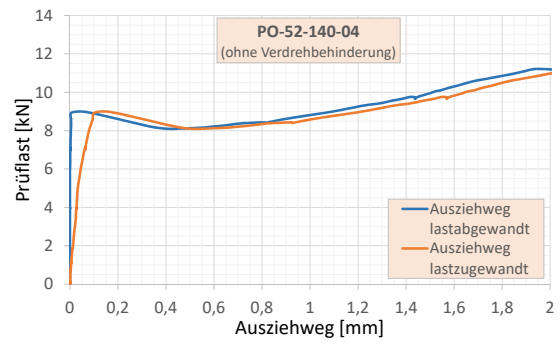
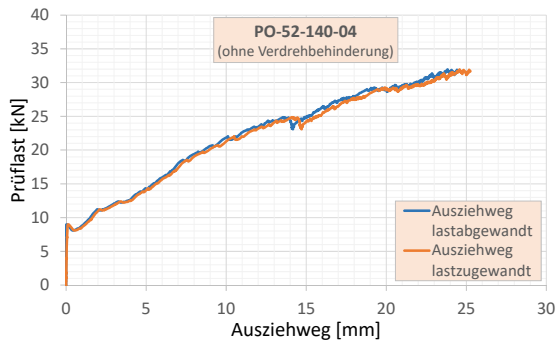


Abb. A.57.: Ausziehwege für den Versuch PO-52-140-04 ohne Verdrehbehinderung

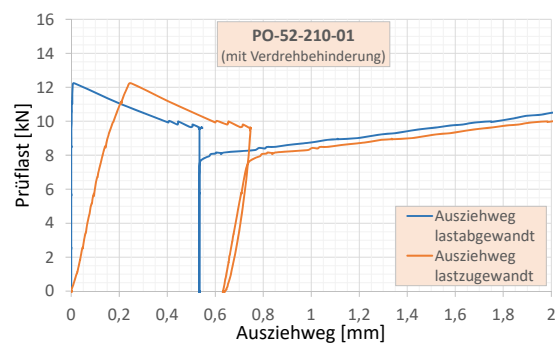
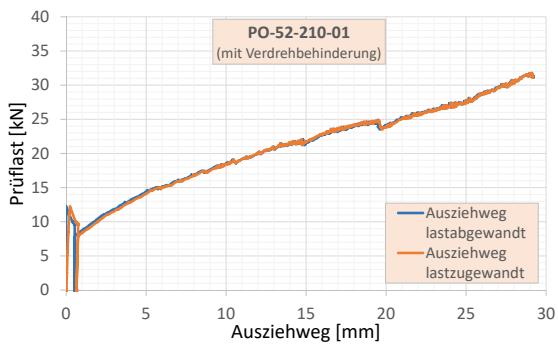


Abb. A.58.: Ausziehwege für den Versuch PO-52-210-01 mit Verdrehbehinderung

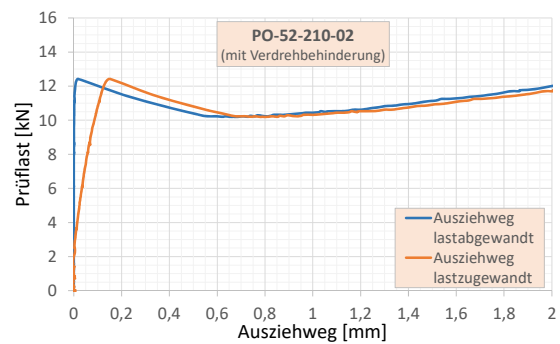
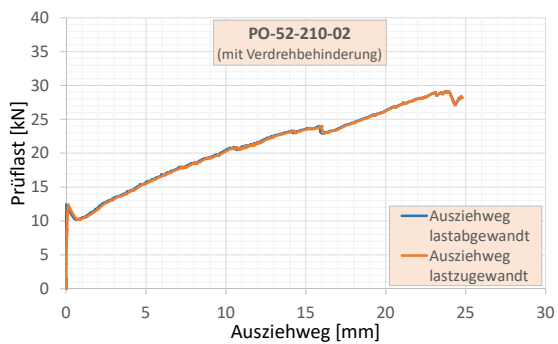


Abb. A.59.: Ausziehwege für den Versuch PO-52-210-02 mit Verdrehbehinderung

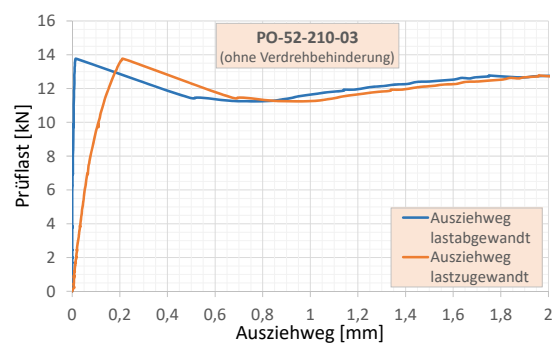
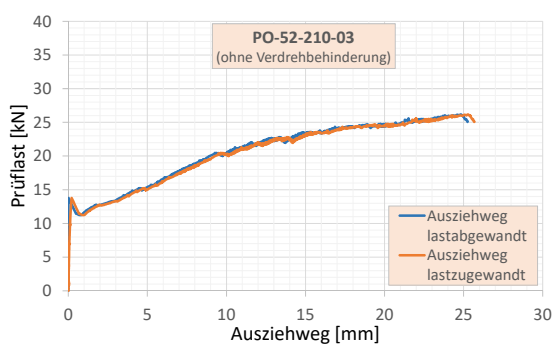


Abb. A.60.: Ausziehwege für den Versuch PO-52-210-03 ohne Verdrehbehinderung

A. Experimentelle Untersuchungen

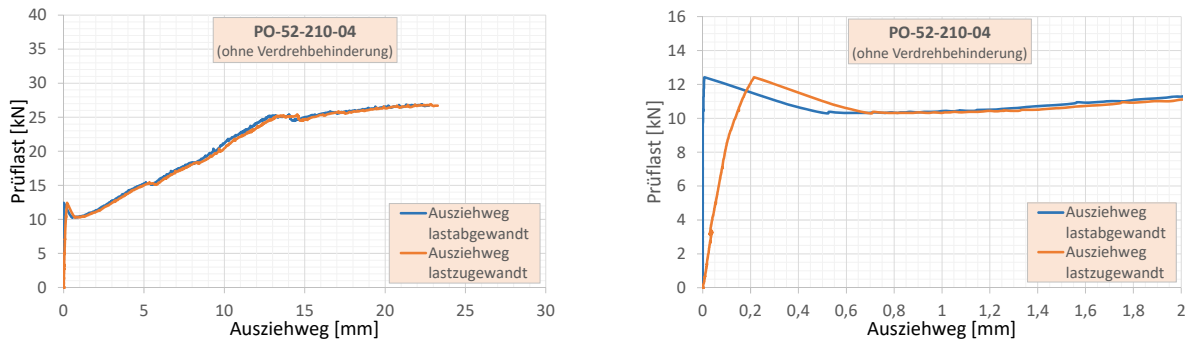


Abb. A.61.: Ausziehwege für den Versuch PO-52-210-04 ohne Verdrehbehinderung

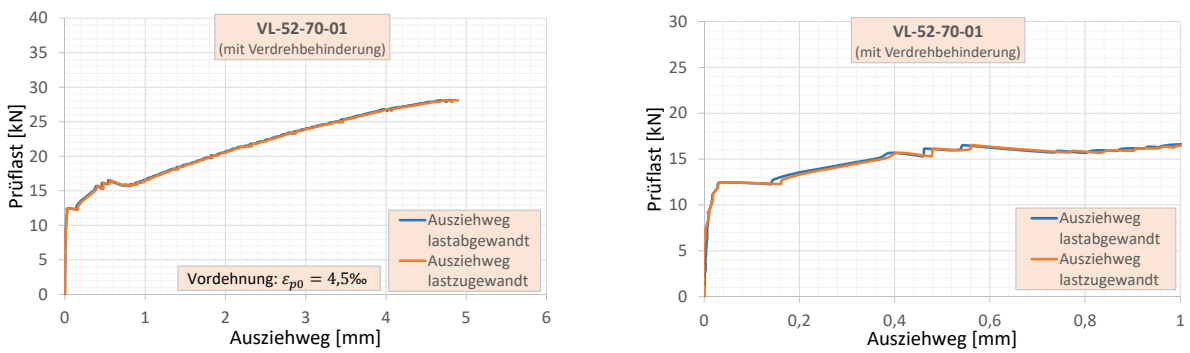


Abb. A.62.: Ausziehwege für den Versuch VL-52-70-01 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\%$

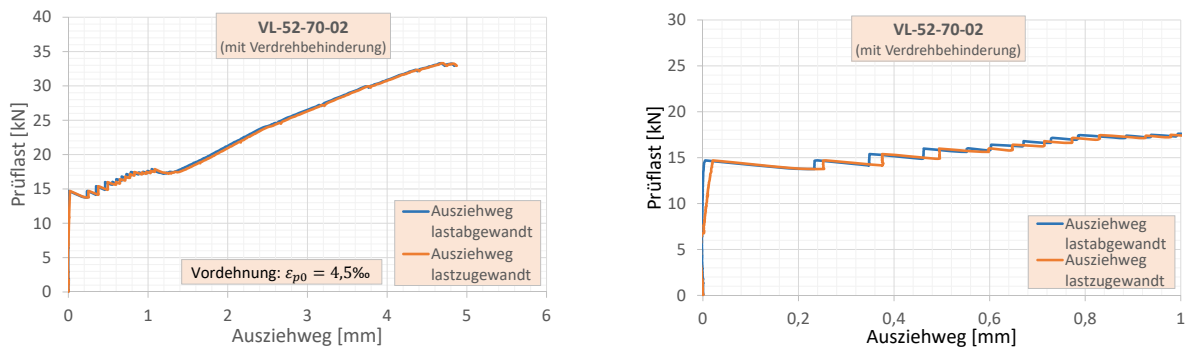


Abb. A.63.: Ausziehwege für den Versuch VL-52-70-02 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\%$

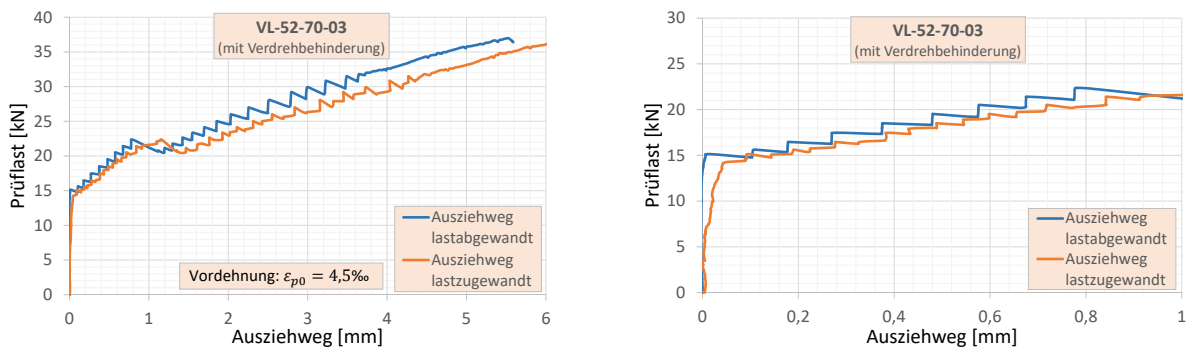


Abb. A.64.: Ausziehwege für den Versuch VL-52-70-03 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\%$

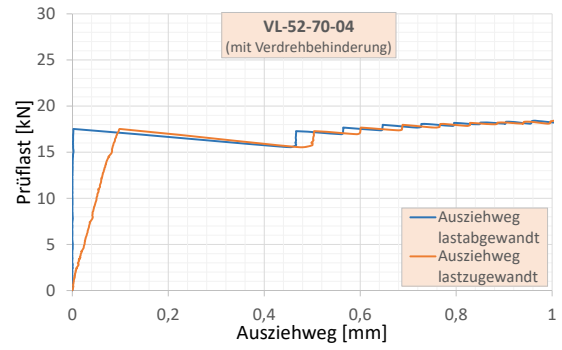
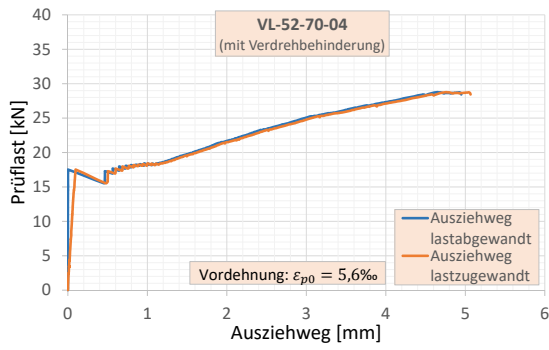


Abb. A.65.: Ausziehweg für den Versuch VL-52-70-04 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=5,6\%$

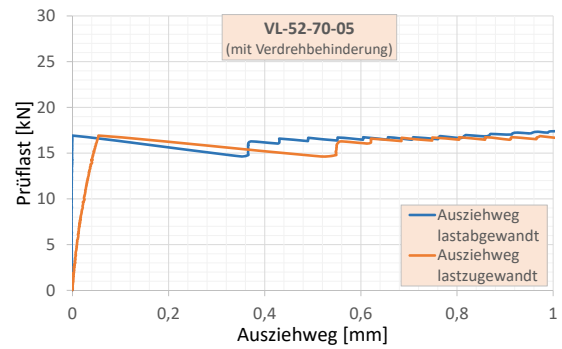
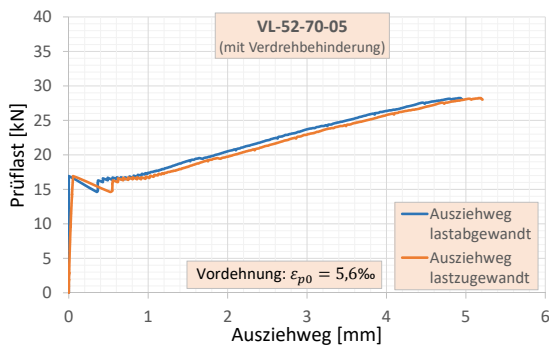


Abb. A.66.: Ausziehweg für den Versuch VL-52-70-05 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=5,6\%$

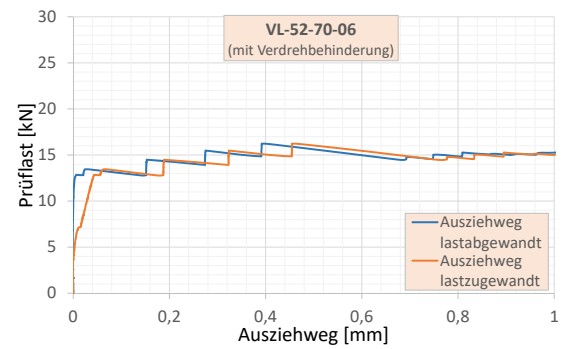
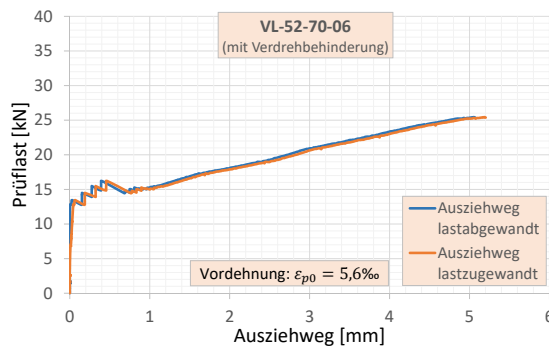


Abb. A.67.: Ausziehweg für den Versuch VL-52-70-06 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=5,6\%$

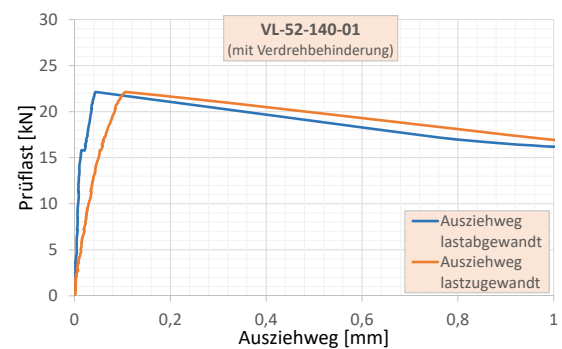
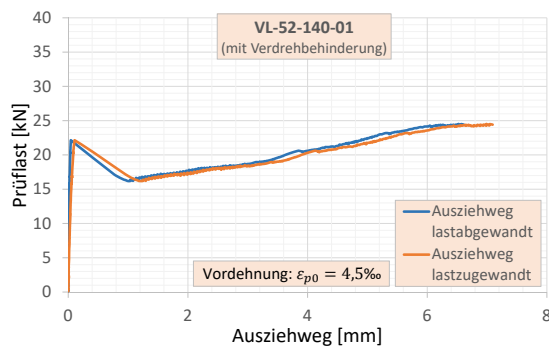


Abb. A.68.: Ausziehweg für den Versuch VL-52-140-01 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\%$

A. Experimentelle Untersuchungen

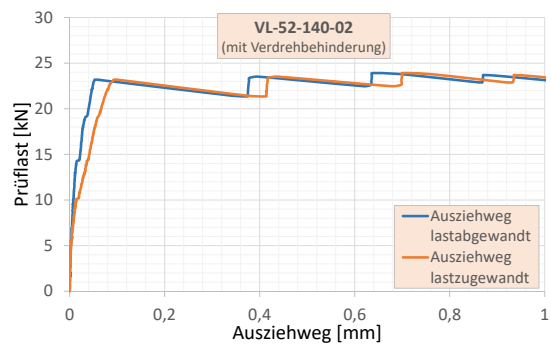
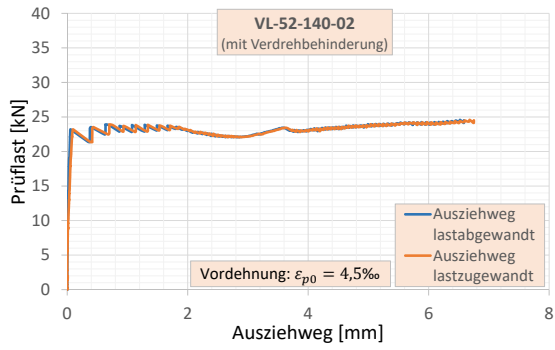


Abb. A.69.: Ausziehwege für den Versuch VL-52-140-02 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\text{‰}$

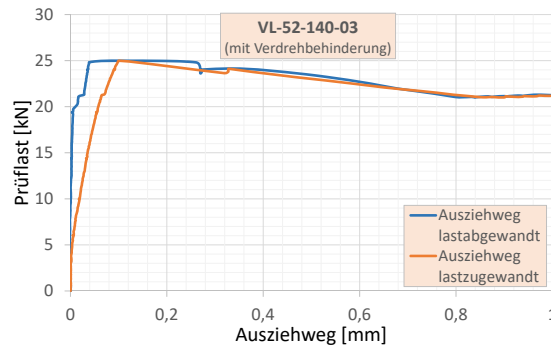
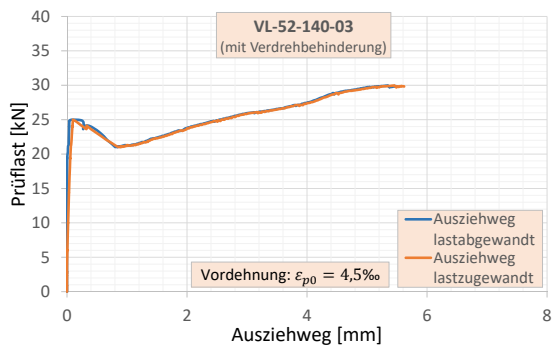


Abb. A.70.: Ausziehwege für den Versuch VL-52-140-03 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\text{‰}$

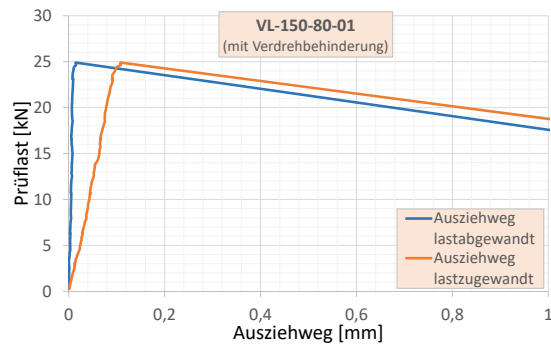
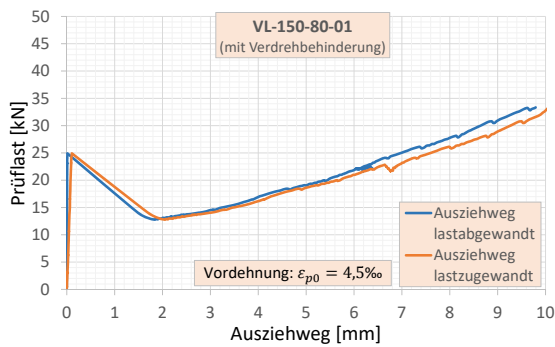


Abb. A.71.: Ausziehwege für den Versuch VL-150-80-01 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\text{‰}$

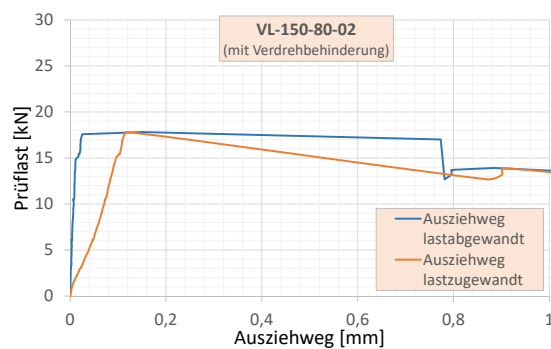
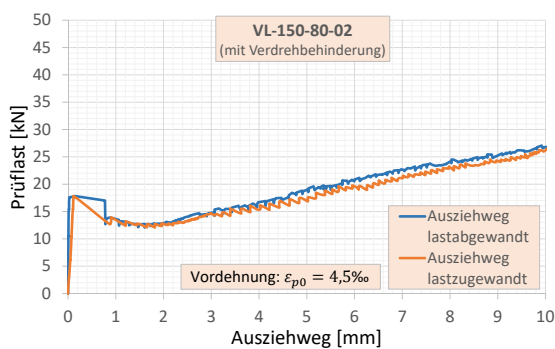


Abb. A.72.: Ausziehwege für den Versuch VL-150-80-02 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\text{‰}$

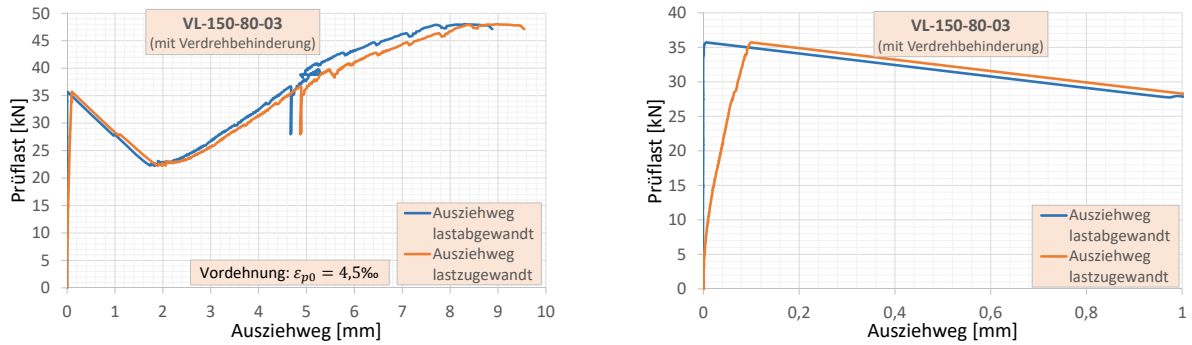


Abb. A.73.: Ausziehwege für den Versuch VL-150-80-03 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\%$

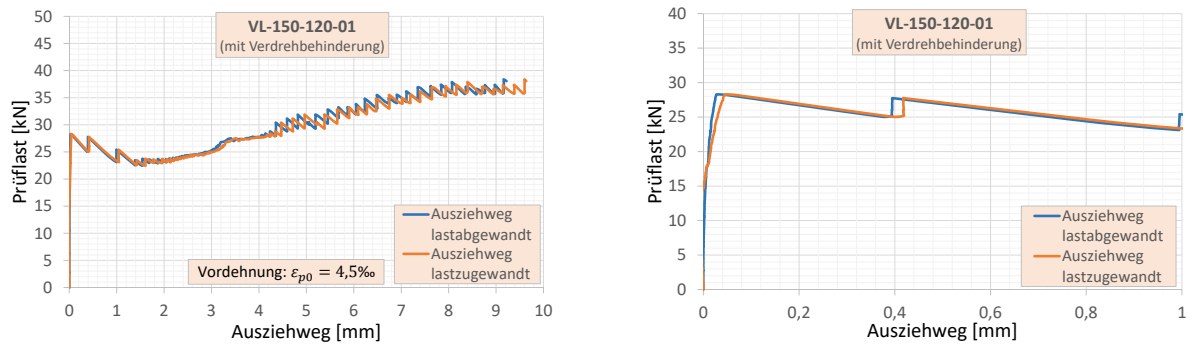


Abb. A.74.: Ausziehwege für den Versuch VL-150-120-01 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\%$

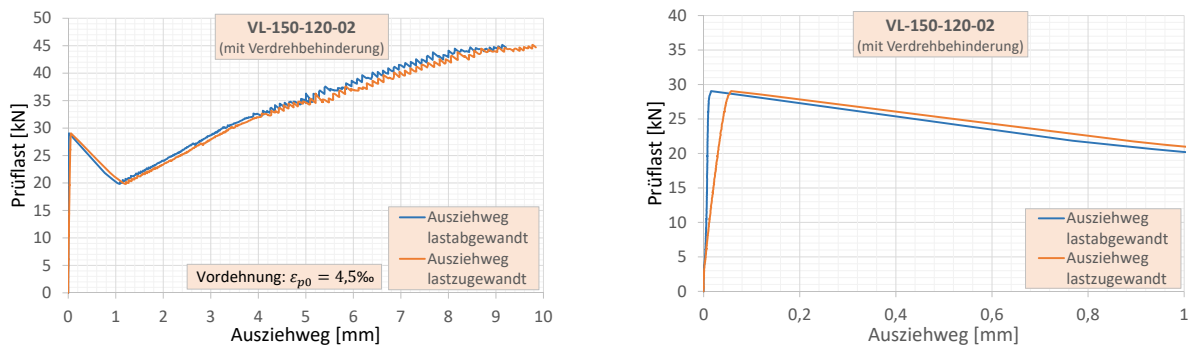


Abb. A.75.: Ausziehwege für den Versuch VL-150-120-02 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\%$

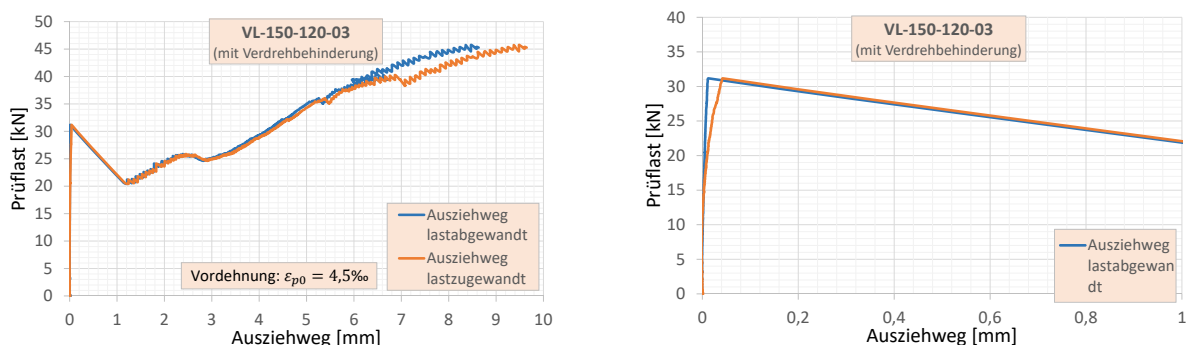


Abb. A.76.: Ausziehwege für den Versuch VL-150-120-03 mit Verdrehbehinderung, $\epsilon_p=4,5\%$

Tabelle A.24.: Übersicht der Verbundspannungen aus den Verbundversuchen für die Schlupfwege $s=0,1\text{mm}$; $s=0,2\text{mm}$; $s=0,5\text{mm}$

Versuch	l_b [mm]	p_{bp} [mm]	l_b/\varnothing_p [-]	*) [j/n]	ε_p [‰]	s = 0,1mm		s = 0,2mm		s = 0,5mm	
						$F_{0,1}$ [kN]	$\tau_{b0,1}$ [N/mm ²]	$F_{0,2}$ [kN]	$\tau_{b0,2}$ [N/mm ²]	$F_{0,5}$ [kN]	$\tau_{b0,5}$ [N/mm ²]
PO-52-70-01	70	29	7,5	j	0	5,9	2,89	5,6	2,76	5,5	2,69
PO-52-70-02	70	29	7,5	j	0	5,0	2,48	5,1	2,50	5,9	2,89
PO-52-70-03	70	29	7,5	n	0	5,0	2,45	4,8	2,34	4,9	2,42
PO-52-70-04	70	29	7,5	n	0	6,9	3,42	6,7	3,28	7,0	3,44
PO-52-140-01	140	29	15	j	0	9,3	2,29	8,9	2,20	8,2	2,01
PO-52-140-02	140	29	15	j	0	10,3	2,52	9,8	2,42	9,0	2,20
PO-52-140-03	140	29	15	n	0	7,7	1,90	7,3	1,80	6,7	1,65
PO-52-140-04	140	29	15	n	0	9,0	2,21	8,7	2,15	8,1	2,00
PO-52-210-01	210	29	22,5	j	0	10,8	1,78	11,8	1,94	10,0	1,63
PO-52-210-02	210	29	22,5	j	0	12,3	2,03	11,8	1,94	10,6	1,74
PO-52-210-03	210	29	22,5	n	0	13,3	2,18	13,4	2,20	11,8	1,94
PO-52-210-04	210	29	22,5	n	0	12,0	1,96	12,0	1,97	10,7	1,75
VL-52-70-01	70	29	7,5	j	4,5	12,4	6,09	13,4	6,60	16,1	7,91
VL-52-70-02	70	29	7,5	j	4,5	14,3	7,02	13,8	6,82	15,9	7,83
VL-52-70-03	70	29	7,5	j	4,5	14,9	7,34	15,4	7,59	18,4	9,04
VL-52-70-04	70	29	7,5	j	5,6	17,2	8,49	16,8	8,28	17,2	8,49
VL-52-70-05	70	29	7,5	j	5,6	16,6	8,15	16,0	7,88	16,2	7,96
VL-52-70-06	70	29	7,5	j	5,6	13,2	6,49	14,4	7,07	15,8	7,78
VL-52-140-01	140	29	15	j	4,5	22,0	5,42	21,4	5,27	19,5	4,80
VL-52-140-02	140	29	15	j	4,5	23,1	5,69	22,4	5,52	23,2	5,70
VL-52-140-03	140	29	15	j	4,5	25,0	6,16	24,8	6,11	23,2	5,71
VL-150-80-01	80	49,2	5	j	4,5	24,6	6,25	23,9	6,07	22,0	5,59
VL-150-80-02	80	49,2	5	j	4,5	17,8	4,52	17,7	4,50	17,0	4,33
VL-150-80-03	80	49,2	5	j	4,5	35,2	8,94	34,5	8,77	32,0	8,13
VL-150-120-01	120	49,2	7,5	j	4,5	27,8	4,71	26,7	4,52	27,0	4,57
VL-150-120-02	120	49,2	7,5	j	4,5	28,5	4,83	27,6	4,67	24,8	4,20
VL-150-120-03	120	49,2	7,5	j	4,5	30,5	5,17	29,5	5,00	26,6	4,51

*) Versuchsanordnung mit Verdrehbehinderung, j: ja, n: nein

A.4. Ergebnisse aus erweiterter Materialprüfung

Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit der Spannstahlritze $\varnothing 3/8''$ nach dem Interaktiven Verfahren

Tabelle A.25.: Übersicht der Dauerschwingversuche für freischwingende $\varnothing 3/8''$ -Litze

Probe	Spannstahlspannung			Schwingspielzahl	Bemerkung
	σ_u	σ_o	$\Delta\sigma$		
SPN-D-02	900	1350	450	153.821	Versagen
SPN-D-03	900	1250	350	10.000.298	gestoppt
SPN-D-04	900	1600	700	48.958	Versagen
SPN-D-05	900	1300	400	334.509	Versagen
SPN-D-06	900	1400	500	5.273.017	Versagen
SPN-D-07	900	1440	540	6.005.851	Versagen
SPN-D-09	900	1500	600	87.620	Versagen
SPN-D-10	900	1460	560	94.104	Versagen
SPN-D-11	900	1360	460	10.258.710	gestoppt
SPN-D-12	900	1900	1000	2.340	Versagen
SPN-D-13	900	1950	1050	6.918	Versagen
SPN-D-14	900	1700	800	37.182	Versagen
SPN-D-15	900	1840	940	17.340	Versagen
SPN-D-16	900	1420	520	102.160	Versagen
SPN-D-17	900	1380	480	11.019.149	gestoppt
SPN-D-18	900	1410	510	7.014.127	Versagen
SPN-D-19	900	1430	530	108.545	Versagen
SPN-D-20	900	1395	495	92.475	Versagen
SPN-D-21	900	1320	420	4.802.146	Versagen
SPN-D-22	900	1280	380	2.177.666	Versagen
SPN-D-23	900	1240	340	10.366.609	Versagen
SPN-D-24	900	1200	300	2.222.854	Versagen
SPN-D-25	900	1180	280	10.066.885	gestoppt
SPN-D-26	900	1190	290	10.200.010	gestoppt
SPN-D-28	900	1160	260	10.200.010	gestoppt
SPN-D-29	900	1220	320	735.041	Versagen
SPN-D-03*	900	1510	610	141.943	DL-Test
SPN-D-11*	900	1550	650	53.972	DL-Test
SPN-D-17*	900	1530	630	81.136	DL-Test
SPN-D-25*	900	1570	670	59.782	DL-Test
SPN-D-26*	900	1520	620	179.445	DL-Test
SPN-D-28*	900	1560	660	53.299	DL-Test

Ergebnisse sind aus [64] übernommen

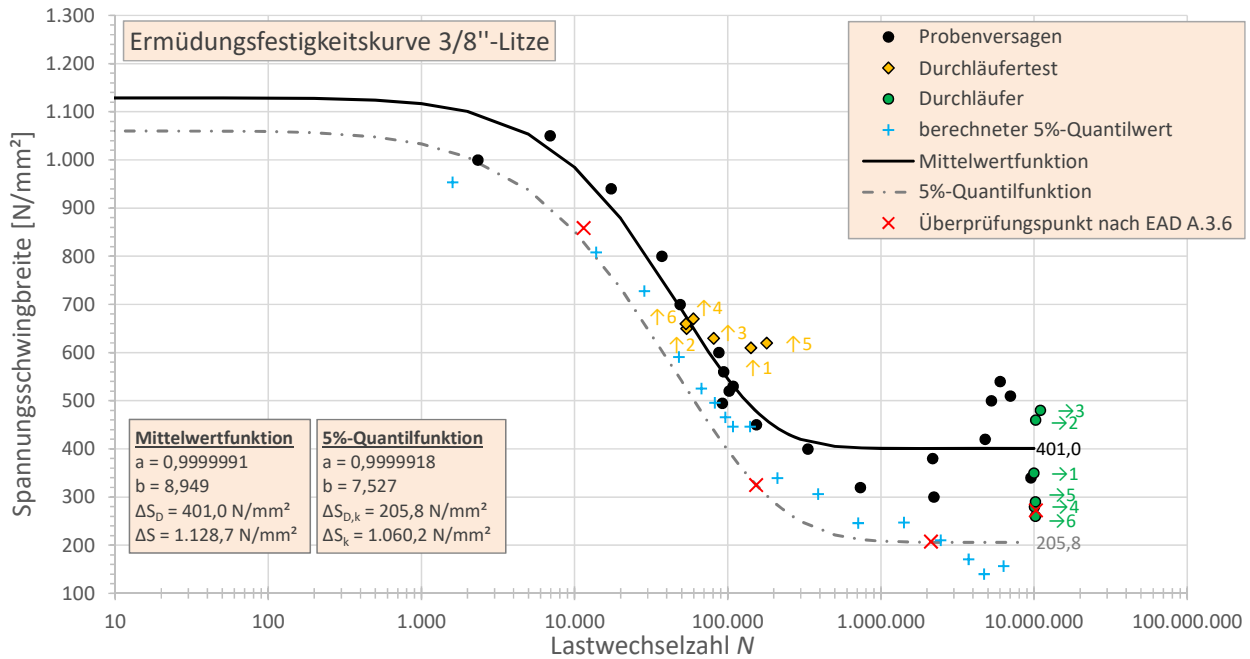


Abb. A.77.: Nach dem Interaktiven Verfahren ausgewertete Ermüdungsfestigkeitskurve für $\varnothing 3/8''$ -Litze

Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit der Spannstahllitze $\varnothing 0,62''$ nach dem Interaktiven Verfahren

Tabelle A.26.: Übersicht der Dauerschwingversuche für freischwingende $\varnothing 0,62''$ -Litze

Probe	Spannstahlspannung			Schwingspielzahl	Bemerkung
	σ_u	σ_o	$\Delta\sigma$		
L-D-01	900	1660	760	22.059	Versagen
L-D-02	900	1526,7	626,7	52.664	Versagen
L-D-03	900	1393,3	493,3	57.659	Versagen
L-D-04	900	1793,3	893,3	11.501	Versagen
L-D-05	900	1260	360	360.658	Versagen
L-D-06	900	1206,7	306,7	208.000	Versagen
L-D-07	900	1166,7	266,7	5.039.320	gestoppt
L-D-08	900	1220	320	505.822	Versagen
L-D-09	900	1726,7	826,7	29.703	Versagen
L-D-10	900	1593,3	693,3	54.450	Versagen
L-D-11	900	1460	560	110.166	Versagen
L-D-12	900	1326,7	426,7	1.161.818	Versagen
L-D-13	900	1233,3	333,3	633.658	Versagen
L-D-14	900	1200	300	5.017.612	gestoppt
L-D-15	900	1300	400	227.506	Versagen
L-D-16	900	1220	320	5.000.021	gestoppt
L-D-17	900	1360	460	185.356	Versagen
L-D-07*	900	1600	700	38.356	DL-Test
L-D-11*	900	1500	600	82.053	DL-Test
L-D-14*	900	1466,7	566,7	110.438	DL-Test

Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls $\varnothing 20\text{mm}$ nach dem Interaktiven Verfahren

Tabelle A.27.: Übersicht der Dauerschwingversuche für freischwingenden $\varnothing 20\text{mm}$ Betonstahl

Probe	Spannstahlspannung			Schwingspielzahl	Bemerkung
	σ_u	σ_o	$\Delta\sigma$		
P-20mm-1	125	560,0	435,0	63.146	Versagen
P-20mm-2	125	465,1	340,1	106.484	Versagen
P-20mm-3	125	364,2	239,2	399.091	Versagen
P-20mm-4	125	317,4	192,4	2.957.232	Versagen
P-20mm-5	125	540,3	415,3	56.475	Versagen
P-20mm-6	125	425,0	300,0	188.125	Versagen
P-20mm-7	125	345,4	220,4	995.791	Versagen
P-20mm-8	125	321,2	196,2	843.505	Versagen
P-20mm-9	125	315,4	190,4	5.344.820	gestoppt
P-20mm-10	125	525,0	400,0	85.709	Versagen
P-20mm-11	125	405,3	280,3	335.177	Versagen
P-20mm-12	125	337,1	212,1	668.976	Versagen
P-20mm-13	125	329,5	204,5	870.907	Versagen
P-20mm-14	125	310,4	185,4	8.781.756	gestoppt
P-20mm-15	125	550,5	425,5	70.066	Versagen
P-20mm-16	125	455,6	330,6	179.202	Versagen
P-20mm-17	125	355,6	230,6	528.404	Versagen
P-20mm-18	125	331,4	206,4	981.200	Versagen
P-20mm-19	125	305,3	180,3	8.318.598	gestoppt
P-20mm-20	125	490,6	365,6	135.282	Versagen
P-20mm-21	125	385,5	260,5	459.205	Versagen
P-20mm-22	125	333,3	208,3	803.500	Versagen
P-20mm-23	125	325,0	200,0	2.392.840	Versagen
P-20mm-24	125	312,3	187,3	2.331.958	Versagen
P-20mm-25	125	320,5	195,5	6.276.999	Versagen
P-20mm-9*	125	505,3	380,3	13.871	DL-Test
P-20mm-14*	125	515,4	390,4	101.170	DL-Test
P-20mm-19*	125	503,3	378,3	100.031	DL-Test

Ergebnisse sind aus [64] übernommen

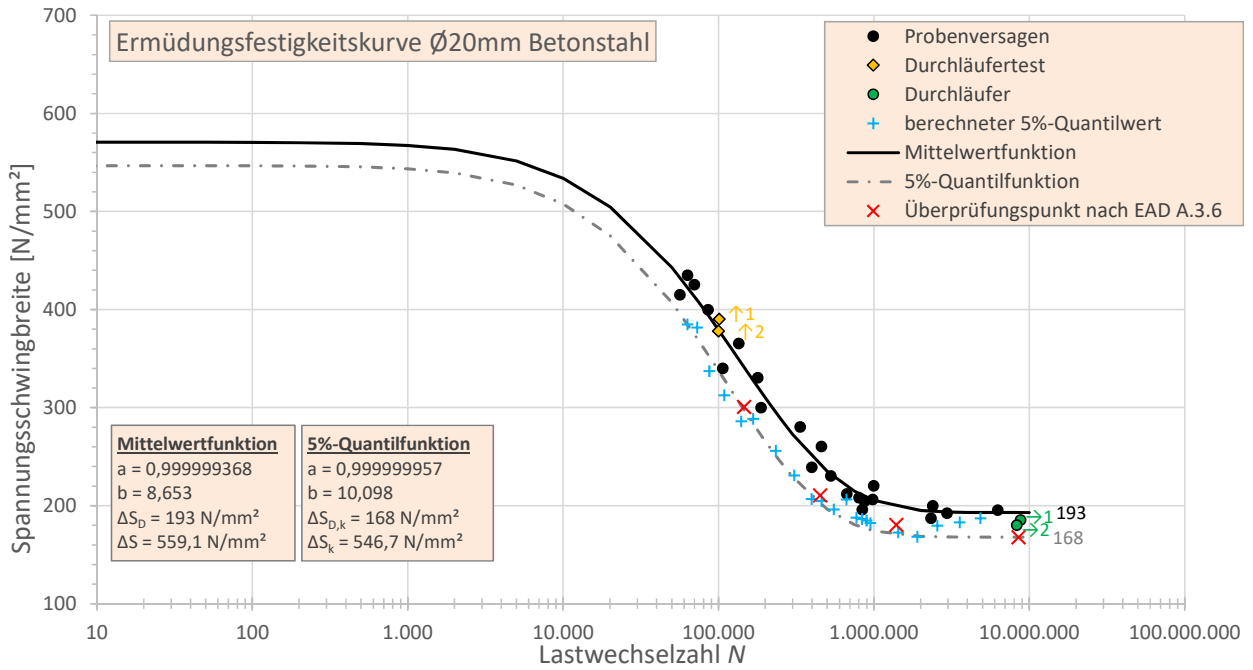


Abb. A.80.: Nach dem Interaktiven Verfahren ausgewertete Ermüdungsfestigkeitskurve für Ø20mm Betonstahl

Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls Ø8mm nach dem Interaktiven Verfahren

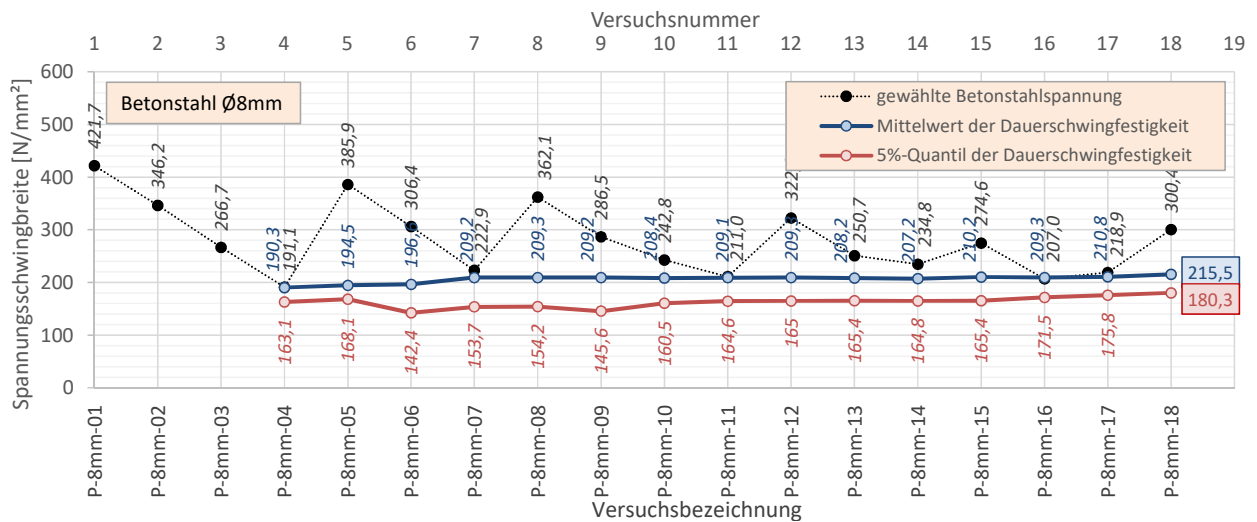


Abb. A.81.: Versuchsablauf der Dauerschwingversuche der Ø8mm Betonstahl nach dem Interaktiven Verfahren

Tabelle A.28.: Übersicht der Dauerschwingversuche für freischwingenden Ø8mm Betonstahl

Probe	Spannstahlspannung			Schwingspielzahl	Bemerkung
	σ_u	σ_o	$\Delta\sigma$		
P-8mm-01	125	546,7	421,7	163.339	Versagen
P-8mm-02	125	471,2	346,2	384.047	Versagen
P-8mm-03	125	391,7	266,7	1.027.344	Versagen
P-8mm-04	125	316,1	191,1	5.022.377	gestoppt
P-8mm-05	125	510,9	385,9	186.664	Versagen
P-8mm-06	125	431,4	306,4	406.383	Versagen
P-8mm-07	125	347,9	222,9	6.987.787	gestoppt
P-8mm-08	125	487,1	362,1	266.968	Versagen
P-8mm-09	125	411,5	286,5	428.872	Versagen
P-8mm-10	125	367,8	242,8	1.059.334	Versagen
P-8mm-11	125	336,0	211,0	7.237.452	gestoppt
P-8mm-12	125	447,3	322,3	415.621	Versagen
P-8mm-13	125	375,7	250,7	695.206	Versagen
P-8mm-14	125	359,8	234,8	975.619	Versagen
P-8mm-15	125	399,6	274,6	744.835	Versagen
P-8mm-16	125	332,0	207,0	5.144.822	gestoppt
P-8mm-17	125	343,9	218,9	6.214.111	gestoppt
P-8mm-18	125	425,4	300,4	347.364	Versagen
<hr/>					
P-8mm-04*	125	507,0	382,0	233.469	DL-Test
P-8mm-07*	125	526,8	401,8	189.514	DL-Test
P-8mm-11*	125	495,0	370,0	204.352	DL-Test
P-8mm-16*	125	479,1	354,1	247.000	DL-Test
P-8mm-17*	125	518,9	393,9	193.574	DL-Test

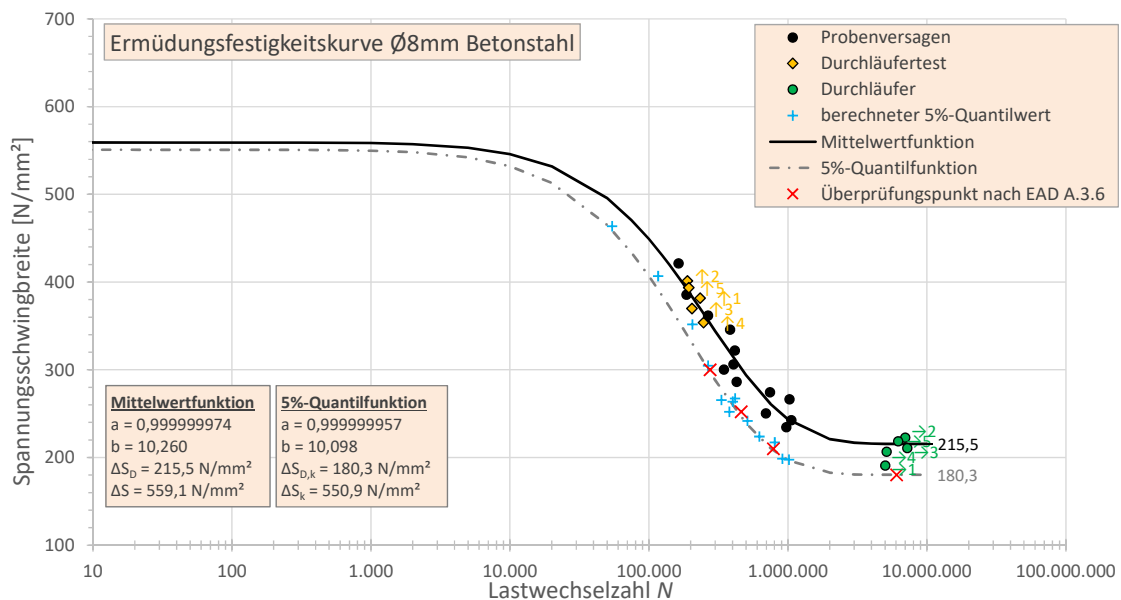


Abb. A.82.: Nach dem Interaktiven Verfahren ausgewertete Ermüdungsfestigkeitskurve für Ø8mm Betonstahl

B. Versuchsdatenbank

B.1. Ermüdungsversuche an Spannbetonbauteilen

Tabelle B.1.: Übersicht der Bruchzeitpunkte bei Ermüdungsversuchen anderer Autoren

Spannglied [-]	N [-]	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	R [m]	\varnothing_{duct} [mm]	k_{max} [-]	u_p [kN/m]	$u_{p,max}$ [kN/m]
Versuche von MÜLLER (1985) [112]								
3Ø12,2mm	2.093.000	200	865	3,5	35	2,09	86,7	60,4
3Ø12,2mm	1.141.000	175	865	3,5	35	2,09	86,7	60,4
3x0,6''	2.337.000	150	975	4,8	45	2,04	85,3	58,0
3x0,6''	1.829.000	150	975	4,8	45	2,04	85,3	58,0
3Ø12,2mm	*2.326.000	150	865	3,5	35	2,09	86,7	60,4
3x0,6''	*3.071.000	150	975	4,8	45	2,04	85,3	58,0
1Ø26,5mm	*2.000.000	200	675	8,9	35	1	41,8	41,8
1Ø26,5mm	*2.000.000	160	675	8,9	35	1	41,8	41,8
1Ø26,5mm	113.000	250	675	8,9	35	1	41,8	41,8
1Ø26,5mm	417.000	200	675	8,9	35	1	41,8	41,8
Versuche von OERTLE ET AL. (1987) [121]								
1Ø7mm	1.300.000	250	1250	2	30	1	24,1	24,1
1Ø7mm	2.050.000	250	1250	2	30	1	24,1	24,1
1Ø7mm	1.400.000	200	1300	2	30	1	25,0	25,0
1Ø7mm	1.650.000	200	1250	2	30	1	24,1	24,1
1Ø7mm	1.700.000	200	1250	2	30	1	24,1	24,1
1Ø7mm	2.150.000	200	1250	2	30	1	24,1	24,1
1Ø7mm	2.300.000	200	1250	2	30	1	24,1	24,1
1Ø7mm	2.500.000	200	1000	2	30	1	19,2	19,2
1Ø7mm	4.750.000	200	1100	2	30	1	21,2	21,2
1Ø7mm	6.400.000	200	900	2	30	1	17,3	17,3
1Ø7mm	2.050.000	175	1250	2	30	1	24,1	24,1
1Ø7mm	2.600.000	175	1300	2	30	1	25,0	25,0
1Ø7mm	3.600.000	175	1250	2	30	1	24,1	24,1
1Ø7mm	4.150.000	150	1300	2	30	1	25,0	25,0
1Ø7mm	4.500.000	150	1300	2	30	1	25,0	25,0
1Ø0,6''	1.400.000	200	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	1.800.000	200	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	2.300.000	200	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	1.500.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5
1Ø0,6''	1.700.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5
1Ø0,6''	5.200.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5
1Ø0,6''	1.500.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5

Tabelle B.1.: Übersicht der Bruchzeitpunkte bei Ermüdungsversuchen anderer Autoren (Fortsetzung)

Spannglied [-]	N [-]	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	R [m]	\varnothing_{duct} [mm]	k_{max} [-]	u_p [kN/m]	$u_{p,max}$ [kN/m]
1Ø0,6''	4.500.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5
1Ø0,6''	4.900.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5
1Ø0,6''	1.600.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5
1Ø0,6''	2.000.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5
1Ø0,6''	2.800.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5
1Ø0,6''	1.700.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5
1Ø0,6''	2.400.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5
1Ø0,6''	3.200.000	200	1350	2	30	1	94,5	94,5
1Ø0,6''	2.100.000	200	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	2.600.000	200	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	5.000.000	200	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	2.200.000	150	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	3.100.000	150	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	5.500.000	150	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	2.600.000	150	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	4.000.000	150	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	2.300.000	125	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	4.100.000	125	1250	2	30	1	87,5	87,5
1Ø0,6''	*4.000.000	100	1250	2	30	1	87,5	87,5
5Ø7mm	900.000	200	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	1.300.000	200	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	1.400.000	200	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	1.100.000	200	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	1.400.000	200	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	2.100.000	200	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	1.300.000	200	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	1.400.000	200	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	1.700.000	150	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	1.500.000	150	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	2.600.000	150	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	3.100.000	150	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	1.700.000	150	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	2.400.000	150	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	2.500.000	150	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	2.300.000	150	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	2.800.000	150	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	3.900.000	150	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	2.100.000	125	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	2.200.000	125	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	5.500.000	125	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	2.600.000	125	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	3.800.000	125	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	3.900.000	125	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
5Ø7mm	*4.500.000	100	1200	2	30	2,33	115,5	53,9
16Ø7mm	*2.000.000	100	1100	3,5	42	5,33	193,5	64,5
4Ø0,6''	*2.000.000	100	1160	3,5	40	3,06	185,6	142,0

Tabelle B.1.: Übersicht der Bruchzeitpunkte bei Ermüdungsversuchen anderer Autoren (Fortsetzung)

Spannglied [-]	N [-]	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	R [m]	\varnothing_{duct} [mm]	k_{max} [-]	u_p [kN/m]	$u_{p,max}$ [kN/m]
Versuche von WOLLMANN ET AL. (1988) [177]								
6Ø0,5''	100.000	276	1407	3,5	52	2,98	241,1	119,6
6Ø0,5''	490.000	207	1400	3,5	52	2,98	239,9	119,0
6Ø0,5''	620.000	138	1441	3,5	52	2,98	247,0	122,6
6Ø0,5''	1.020.000	138	1434	3,5	52	2,98	245,8	122,0
6Ø0,5''	260.000	207	1372	6,6	52	2,98	124,7	61,9
6Ø0,5''	380.000	207	1400	6,6	52	2,98	127,2	63,1
1Ø0,5''	290.000	276	1376	2	52	1	68,8	68,8
1Ø0,5''	320.000	207	1303	2	52	1	65,2	65,2
1Ø0,5''	470.000	207	1481	2	52	1	74,0	74,0
1Ø0,5''	1.270.000	138	1296	2	52	1	64,8	64,8
1Ø0,5''	840.000	207	1310	2	52	1	65,5	65,5
1Ø0,5''	4.520.000	152	1269	2	52	1	63,4	63,4
1Ø0,5''	800.000	172	1310	2	52	1	65,5	65,5
1Ø0,5''	1.500.000	131	1310	2	52	1	65,5	65,5
1Ø0,5''	1.010.000	172	1276	2	52	1	63,8	63,8
Versuche von BÖKAMP (1990) [9]								
3Ø0,6''	2.100.000	120	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	2.300.000	120	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	3.500.000	120	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	3.600.000	120	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	4.300.000	120	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	4.400.000	120	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	2.200.000	120	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	2.700.000	120	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	3.300.000	120	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	3.400.000	120	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	3.700.000	120	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	4.500.000	120	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	4.700.000	120	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	4.800.000	120	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	1.100.000	140	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	1.500.000	140	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	1.600.000	140	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	1.700.000	140	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	1.800.000	140	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	2.400.000	140	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	2.600.000	140	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	2.700.000	140	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	2.800.000	140	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	1.300.000	140	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	1.500.000	140	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	1.600.000	140	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	1.700.000	140	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	1.800.000	140	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	1.900.000	140	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6

Tabelle B.1.: Übersicht der Bruchzeitpunkte bei Ermüdungsversuchen anderer Autoren (Fortsetzung)

Spannglied [-]	N [-]	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	R [m]	\varnothing_{duct} [mm]	k_{max} [-]	u_p [kN/m]	$u_{p,max}$ [kN/m]
3Ø0,6''	2.200.000	140	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	2.500.000	140	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	2.800.000	140	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	700.000	160	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	800.000	160	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	900.000	160	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	1.000.000	160	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	1.200.000	160	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	1.700.000	160	973,5	4,8	40	2,30	85,2	65,2
3Ø0,6''	700.000	160	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	1.600.000	160	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	1.700.000	160	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	1.800.000	160	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	1.900.000	160	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	2.400.000	160	973,5	4,8	41	2,24	85,2	63,6
3Ø0,6''	500.000	190	1150,5	4,8	40	2,30	100,7	77,0
3Ø0,6''	700.000	190	1150,5	4,8	40	2,30	100,7	77,0
3Ø0,6''	800.000	190	1150,5	4,8	40	2,30	100,7	77,0
3Ø0,6''	900.000	190	1150,5	4,8	40	2,30	100,7	77,0
3Ø0,6''	1.000.000	190	1150,5	4,8	40	2,30	100,7	77,0
3Ø0,6''	1.300.000	190	1150,5	4,8	40	2,30	100,7	77,0
3Ø0,6''	400.000	190	1150,5	4,8	41	2,24	100,7	75,1
3Ø0,6''	600.000	190	1150,5	4,8	41	2,24	100,7	75,1
3Ø0,6''	700.000	190	1150,5	4,8	41	2,24	100,7	75,1
3Ø0,6''	400.000	190	1150,5	4,8	41	2,24	100,7	75,1
3Ø0,6''	500.000	190	1150,5	4,8	41	2,24	100,7	75,1
3Ø0,6''	600.000	190	1150,5	4,8	41	2,24	100,7	75,1
3Ø0,6''	900.000	190	1150,5	4,8	41	2,24	100,7	75,1
3Ø0,6''	1.000.000	190	1150,5	4,8	41	2,24	100,7	75,1
3Ø0,6''	1.200.000	190	1150,5	4,8	41	2,24	100,7	75,1
Versuche von VOSS/FALKNER (1993) [166]								
1Ø26mm	*2.000.000	130	610	3,9	32	1	83,0	83,0
1Ø26mm	*2.000.000	115	600	3,9	32	1	81,7	81,7
1Ø26mm	*2.000.000	122	591	3,9	32	1	80,5	80,5
9Ø7mm	1.290.000	134	850	2,4	45	2,80	122,7	38,2
9Ø7mm	1.800.000	160	820	2,4	45	2,80	118,3	36,8
9Ø7mm	*2.000.000	122	827	2,4	45	2,80	119,4	37,1
Versuche von ABEL (1996) [1]								
9Ø7mm	930.000	140	1118,9	4,8	35	3,60	80,7	32,3
9Ø7mm	1.840.000	140	1118,9	4,8	35	3,60	80,7	32,3
9Ø7mm	2.000.000	140	1118,9	4,8	35	3,60	80,7	32,3
9Ø7mm	2.430.000	140	1118,9	4,8	35	3,60	80,7	32,3
9Ø7mm	1.700.000	120	1118,9	4,8	35	3,60	80,7	32,3
9Ø7mm	2.580.000	120	1118,9	4,8	35	3,60	80,7	32,3
9Ø7mm	3.000.000	120	1118,9	4,8	35	3,60	80,7	32,3
9Ø7mm	3.410.000	120	1118,9	4,8	35	3,60	80,7	32,3

Tabelle B.1.: Übersicht der Bruchzeitpunkte bei Ermüdungsversuchen anderer Autoren (Fortsetzung)

Spannglied [-]	N [-]	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	R [m]	\varnothing_{duct} [mm]	k_{max} [-]	u_p [kN/m]	$u_{p,max}$ [kN/m]
9Ø7mm	3.920.000	120	1118,9	4,8	35	3,60	80,7	32,3
9Ø7mm	5.250.000	100	1102,2	4,8	35	3,60	79,5	31,8
9Ø7mm	6.750.000	100	1102,2	4,8	35	3,60	79,5	31,8
9Ø7mm	6.930.000	100	1102,2	4,8	35	3,60	79,5	31,8
Versuche von ESKOLA (1996) [46]								
19Ø0,6''	400.000	200	1339	6,7	90	6,46	531,6	180,7
19Ø0,6''	420.000	200	1377	6,7	90	6,46	546,7	185,9
Versuche von HEGGER/NEUSER (1998) [66]								
4Ø0,6''	870.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	960.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	990.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.180.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.360.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.410.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.420.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.640.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.950.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	2.070.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	2.250.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	730.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	800.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	850.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	910.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.030.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.190.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.220.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.260.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.310.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
4Ø0,6''	1.500.000	125	1150,5	4,8	21 (oval)	**4	134,2	134,2
Remitz/Empelmann								
5Ø0,6''	1.504.600	104	1168	4,7	50	3,06	174,0	106,5
5Ø0,6''	1.637.000	104	1168	4,7	50	3,06	174,0	106,5
5Ø0,6''	2.113.000	104	1168	4,7	50	3,06	174,0	106,5
5Ø0,6''	1.201.700	151	1334	4,7	50	3,06	198,7	121,6
5Ø0,6''	1.201.900	151	1334	4,7	50	3,06	198,7	121,6
5Ø0,6''	1.232.900	151	1334	4,7	50	3,06	198,7	121,6
5Ø0,6''	1.103.500	99	1148	4,7	50	3,06	171,0	104,6
5Ø0,6''	1.183.500	99	1148	4,7	50	3,06	171,0	104,6
5Ø0,6''	1.295.600	99	1148	4,7	50	3,06	171,0	104,6
5Ø0,6''	10.000.000	100	1137	9,4	50	3,06	84,7	51,8
Heeke								
5Ø3/8''	1.027.503	200	777	5	45	2,07	40,4	16,7
5Ø3/8''	1.578.840	200	777	5	45	2,07	40,4	16,7
5Ø3/8''	1.795.037	200	777	5	45	2,07	40,4	16,7

Tabelle B.1.: Übersicht der Bruchzeitpunkte bei Ermüdungsversuchen anderer Autoren (Fortsetzung)

Spannglied [-]	N [-]	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	R [m]	\varnothing_{duct} [mm]	k_{max} [-]	u_p [kN/m]	$u_{p,max}$ [kN/m]
5Ø3/8''	2.458.458	200	777	5	45	2,07	40,4	16,7
5Ø3/8''	2.617.902	200	777	5	45	2,07	40,4	16,7
5Ø3/8''	107.843	455	1024	5	45	2,07	53,2	22,0
5Ø3/8''	152.965	455	1024	5	45	2,07	53,2	22,0
5Ø3/8''	159.282	455	1024	5	45	2,07	53,2	22,0
5Ø3/8''	164.245	455	1024	5	45	2,07	53,2	22,0
5Ø3/8''	173.270	455	1024	5	45	2,07	53,2	22,0
5Ø3/8''	906.628	200	1082	5	45	2,07	56,3	23,3
5Ø3/8''	1.393.054	200	1082	5	45	2,07	56,3	23,3
5Ø3/8''	1.584.372	200	1082	5	45	2,07	56,3	23,3
5Ø3/8''	2.015.290	200	1082	5	45	2,07	56,3	23,3
5Ø3/8''	2.573.001	200	1082	5	45	2,07	56,3	23,3
5Ø3/8''	2.441.109	150	1032	5	45	2,07	53,7	22,2
5Ø3/8''	2.719.061	150	1032	5	45	2,07	53,7	22,2
5Ø3/8''	3.111.626	150	1032	5	45	2,07	53,7	22,2
5Ø3/8''	4.964.423	150	1032	5	45	2,07	53,7	22,2
5Ø3/8''	5.017.658	150	1032	5	45	2,07	53,7	22,2
5Ø3/8''	4.222.271	98	983	5	45	2,07	51,1	21,1
5Ø3/8''	4.528.578	98	983	5	45	2,07	51,1	21,1
5Ø3/8''	7.379.030	98	983	5	45	2,07	51,1	21,1
5Ø3/8''	931.621	200	1100	5	45	2,07	57,2	23,6
5Ø3/8''	3.025.086	200	1100	5	45	2,07	57,2	23,6
5Ø3/8''	3.557.278	200	1100	5	45	2,07	57,2	23,6
5Ø3/8''	4.169.559	200	1100	5	45	2,07	57,2	23,6
5Ø3/8''	4.684.395	200	1100	5	45	2,07	57,2	23,6
5Ø3/8''	3.075.717	100	1000	5	45	2,07	52,0	21,5
5Ø3/8''	3.690.445	100	1000	5	45	2,07	52,0	21,5
5Ø3/8''	4.230.917	100	1000	5	45	2,07	52,0	21,5
5Ø3/8''	6.822.967	100	1000	5	45	2,07	52,0	21,5
5Ø3/8''	8.573.257	100	1000	5	45	2,07	52,0	21,5
5Ø3/8''	36.175.800	60	960	5	45	2,07	49,9	20,6
5Ø3/8''	41.260.915	60	960	5	45	2,07	49,9	20,6
5Ø3/8''	46.733.668	60	960	5	45	2,07	49,9	20,6
5Ø3/8''	46.733.668	60	960	5	45	2,07	49,9	20,6
5Ø3/8''	48.407.145	60	960	5	45	2,07	49,9	20,6
5Ø3/8''	1.459.836	80	980	5	45	2,07	51,0	21,1
5Ø3/8''	2.451.337	80	980	5	45	2,07	51,0	21,1
5Ø3/8''	2.740.193	80	980	5	45	2,07	51,0	21,1
5Ø3/8''	3.697.775	80	980	5	45	2,07	51,0	21,1
5Ø3/8''	3.888.152	80	980	5	45	2,07	51,0	21,1
5Ø3/8''	*15.069.990	98	983	5	45	2,07	51,1	21,1

* Versuch gestoppt/Durchläufer

** Annahme durch vertikale Anordnung der vier Litzen im ovalen Hüllrohr

B.2. Versuche zur Bestimmung der Spannungsumlagerung bei gemischter Bewehrung

Tabelle B.2.: Übersicht der Verhältnisse A_s/A_p bei Versuchen zur Spannungsumlagerung anderer Autoren

Versuch [-]	Spannglied [-]	Betonstahl [-]	A_p [mm ²]	A_s [mm ²]	A_s/A_p [-]
BÜLTE [11]					
DK 1	4Ø0,5''	4Ø12mm	374	452	1,21
DK 2	4Ø0,5''	4Ø16mm	374	804	2,15
DK 3	4Ø0,5''	4Ø12mm	374	452	1,21
DK 4	4Ø0,5''	4Ø16mm	374	804	2,15
DK 5	4Ø0,5''	4Ø10mm	374	314	0,84
DK 6	4Ø12mm	4Ø12mm	444,0	452	1,02
DK 7	4Ø0,5''	4Ø12mm	374	452	1,21
DK 8	4Ø0,5''	4Ø16mm	374	804	2,15
TUE [115]					
1	1Ø26,5mm	4Ø20mm	552	1257	2,28
2	1Ø26,5mm	4Ø16mm	552	804	1,46
3	1Ø32mm	4Ø16mm	804	804	1,00
4	1Ø26,5mm	4Ø16mm	552	804	1,46
5	1Ø26,5mm	4Ø16mm	552	804	1,46
6	1Ø26mm	4Ø16mm	531	804	1,51
7	1Ø26mm	4Ø16mm	531	804	1,51
8	1Ø26,5mm	4Ø16mm	552	804	1,46
9	1Ø26mm	4Ø16mm	531	804	1,51
10	1Ø26mm	4Ø16mm	531	804	1,51
11	1Ø32mm	4Ø16mm	804	804	1,00
12	1Ø26mm	4Ø16mm	531	804	1,51
13	1Ø26,5mm	4Ø16mm	552	804	1,46
14	1Ø26mm	4Ø16mm	531	804	1,51
15	1Ø26mm	4Ø16mm	531	804	1,51
16	1Ø26,5mm	4Ø16mm	552	804	1,46
17	3Ø0,6''	4Ø16mm	420	804	1,91
18	3Ø0,6''	4Ø16mm	420	804	1,91
19	3Ø0,6''	4Ø16mm	420	804	1,91
20	3Ø0,6''	4Ø16mm	420	804	1,91
21	3Ø0,6''	4Ø16mm	420	804	1,91
22	3Ø0,6''	4Ø16mm	420	804	1,91
23	3Ø0,6''	4Ø16mm	420	804	1,91
HEGGER ET AL. [65, 145]					
K1	1Ø32mm	4Ø10mm	804	314	0,39
K2	1Ø32mm	4Ø10mm	804	314	0,39
K3	1Ø32mm	4Ø10mm	804	314	0,39
K4	1Ø32mm	4Ø10mm	804	314	0,39
K5	1Ø32mm	4Ø16mm	804	804	1,00
K6	1Ø32mm	4Ø16mm	804	804	1,00
K7	3Ø0,6''	4Ø10mm	420	314	0,75

Tabelle B.2.: Übersicht der Verhältnisse A_s/A_p bei Versuchen zur Spannungumlagerung anderer Autoren (Fortsetzung)

Versuch [-]	Spannglied [-]	Betonstahl [-]	A_p [mm ²]	A_s [mm ²]	A_s/A_p [-]
K8	3Ø0,6''	4Ø10mm	420	314	0,75
K9	3Ø0,6''	4Ø12mm	420	452	1,08
K10	3Ø0,6''	4Ø16mm	420	804	1,91
K11	1Ø32mm	4Ø12mm	804	452	0,56
K12	1Ø32mm	4Ø12mm	804	452	0,56
K13	3Ø0,6''	4Ø16mm	420	804	1,91
K14	3Ø0,6''	4Ø12mm	420	452	1,08
K15	1Ø32mm	4Ø16mm	804	804	1,00
K16	1Ø32mm	4Ø16mm	804	804	1,00
K17	1Ø32mm	4Ø12mm	804	452	0,56
K18	1Ø32mm	4Ø12mm	804	452	0,56
K19	3Ø0,6''	4Ø10mm	420	314	0,75
K20	3Ø0,6''	4Ø12mm	420	452	1,08
K21	1Ø32mm	4Ø12mm	804	452	0,56
K22	1Ø32mm	4Ø12mm	804	452	0,56
K23	1Ø32mm	4Ø10mm	804	314	0,39
K24	1Ø32mm	4Ø10mm	804	314	0,39
K25	3Ø0,6''	4Ø10mm	420	314	0,75
K26	3Ø0,6''	4Ø16mm	420	804	1,91
K27	3Ø0,6''	4Ø8mm	420	201	0,48
K28	3Ø0,6''	4Ø14mm	420	616	1,47
K29	1Ø0,6''	4Ø6mm	140	101	0,72
K30	1Ø0,6''	4Ø6mm	140	101	0,72
ULLNER [165]					
V1	7Ø0,62''	4Ø14mm	1050	616	0,59
V2	7Ø0,62''	4Ø14mm	1050	616	0,59
V3	37Ø0,62''	8Ø22mm	5550	3041	0,55
V4	1Ø0,62''	4Ø8mm	150	201	1,34
V5	1Ø0,62''	4Ø8mm	150	201	1,34
V6	3Ø0,62''	4Ø10mm	450	314	0,70
V7	7Ø0,62''	4Ø14mm	1050	616	0,59
V8	7Ø0,62''	4Ø14mm	1050	616	0,59
V9	1Ø0,62''	4Ø8mm	150	201	1,34
V10	37Ø0,62''	8Ø22mm	5550	3041	0,55
V11	4Ø0,62''	4Ø12mm	600	452	0,75

B.3. Verbundversuche an Spannstahlritzen anderer Autoren

Tabelle B.3.: Übersicht der Verbundversuche an Litzen von anderen Autoren

Versuch	l_b [mm]	ρ_{bp} [mm]	f_c [N/mm ²]	$F_{0,1}$ [kN]	$\tau_{b0,1}/f_c$ [-]	$F_{0,2}$ [kN]	$\tau_{b0,2}/f_c$ [-]	$F_{0,5}$ [kN]	$\tau_{b0,5}/f_c$ [-]
TROST ET AL. [164]									
XI-1	133,5	103,7	55,8	93,2	0,121	-	-	112,9	0,146
XI-2	133,5	103,7	55,8	89,8	0,116	-	-	120,7	0,156
XI-3	133,5	103,7	55,8	93,3	0,121	-	-	115	0,149
XI-4	133,5	103,7	55,8	102,2	0,132	-	-	126,8	0,164
MW				94,6	0,122	107,4	0,139	118,9	0,154
NITSCH [116]									
S16	50	38,8	79,8	12,2	0,079	12,6	0,081	15,9	0,103
S17	50	38,8	108,8	22,6	0,107	25,2	0,119	30,1	0,143
MW				17,4	0,093	18,9	0,100	23,0	0,123
MARTI [101]									
1	180	143,25	31,6	86,4	0,106	106,7	0,131	119,0	0,146
2	180	143,25	31,6	74,1	0,091	107,6	0,132	129,6	0,159
3	180	143,25	31,6	114,1	0,14	124,7	0,153	132,8	0,163
8	180	143,25	31,6	93,7	0,115	102,7	0,126	111,6	0,137
9	180	143,25	31,6	83,1	0,102	107,6	0,132	122,2	0,150
MW				90,3	0,111	109,8	0,135	123,0	0,151
BÜLTE[11]									
S12-W4	50	38,8	45,1	8,9	0,102	9,1	0,104	10,8	0,123
S12-W6	50	38,8	45,1	9,8	0,112	10,2	0,117	11,3	0,129
MW				9,4	0,107	9,6	0,110	11,0	0,126
WILL[175]									
A1	116	89,1	52,9	62	0,113	75	0,137	94	0,172
A2	116	89,1	52,9	43	0,079	53	0,097	68	0,124
A3	116	89,1	52,9	86	0,157	98	0,179	122	0,223
MW				64,5	0,118	75,5	0,138	95	0,174

C. FEM-Berechnungen

C.1. Linear-elastischen Betonlängsspannungen der Versuchsreihe GB

Übersicht der linear elastischen Betonlängsspannungen

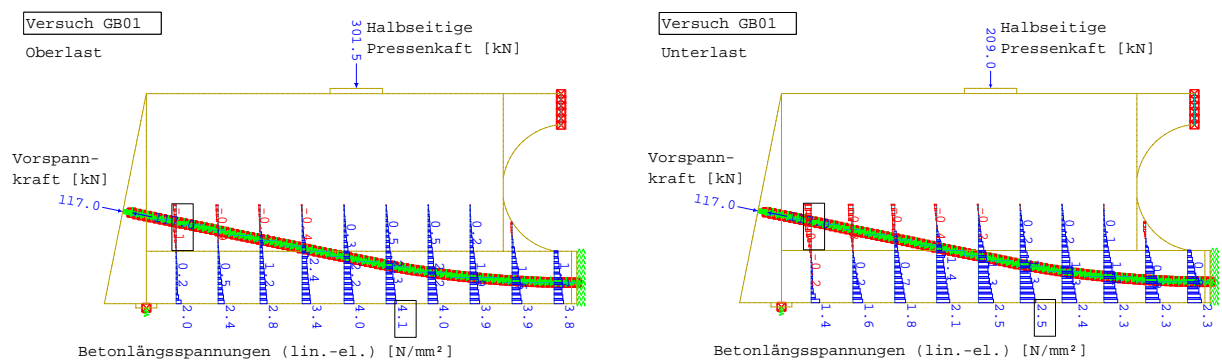


Abb. C.1.: Linear-elastische Betonlängsspannungen infolge Oberlast und Unterlast - Versuch GB01

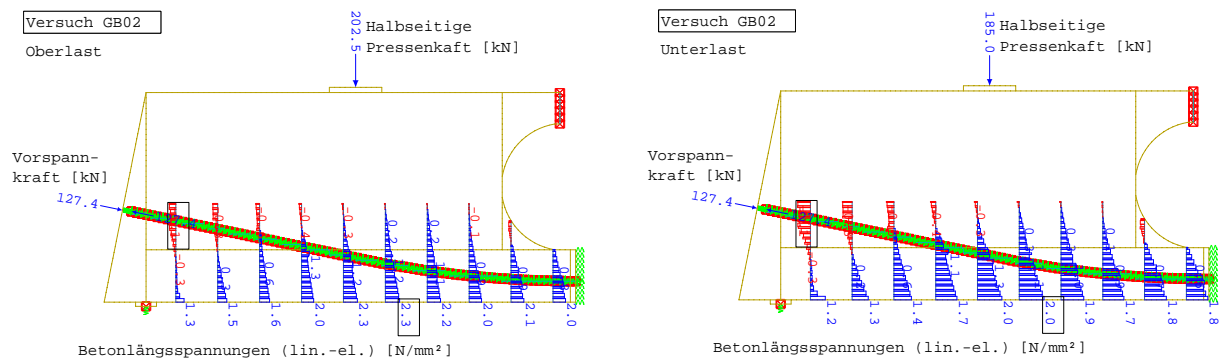


Abb. C.2.: Linear-elastische Betonlängsspannungen infolge Oberlast und Unterlast - Versuch GB02

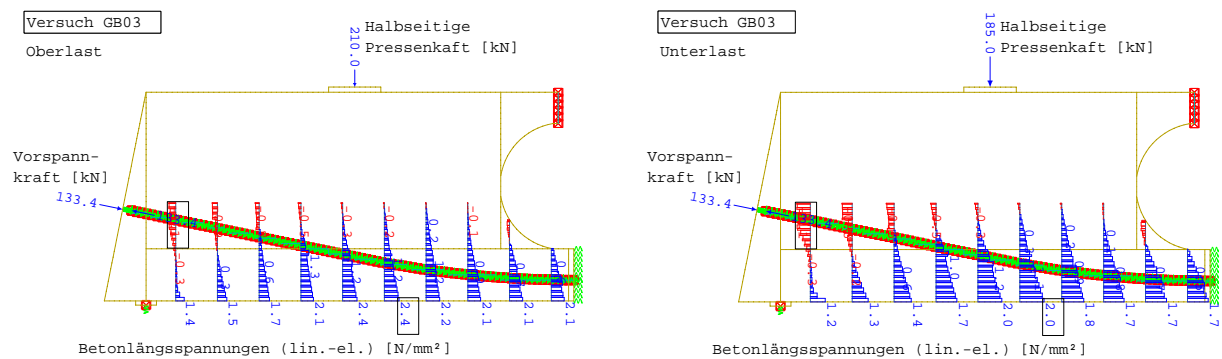


Abb. C.3.: Linear-elastische Betonlängsspannungen infolge Oberlast und Unterlast - Versuch GB03

C. FEM-Berechnungen

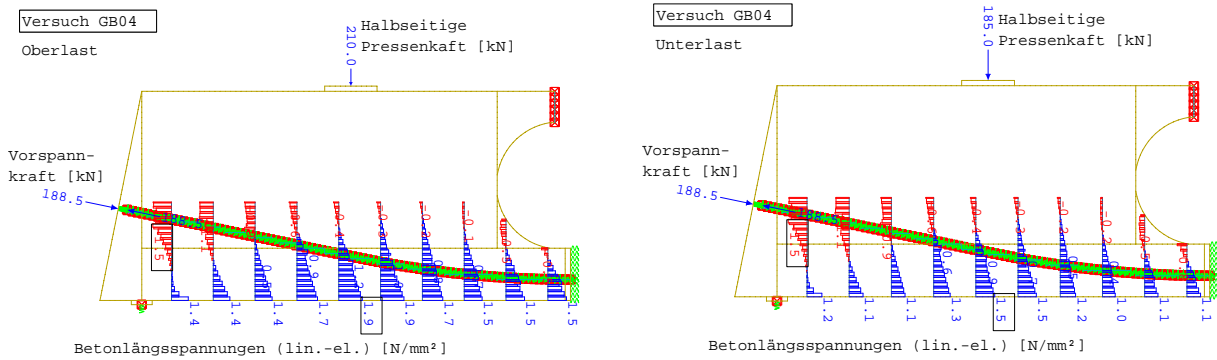


Abb. C.4.: Linear-elastische Betonlängsspannungen infolge Oberlast und Unterlast - Versuch GB04

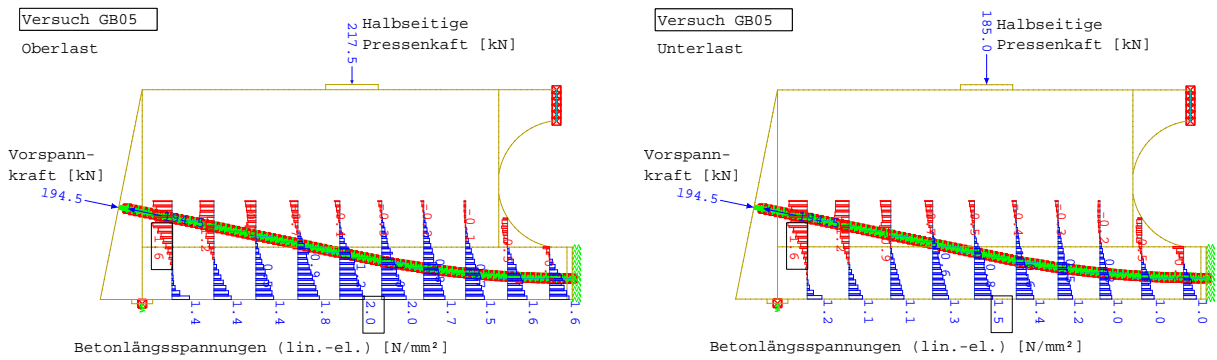


Abb. C.5.: Linear-elastische Betonlängsspannungen infolge Oberlast und Unterlast - Versuch GB05

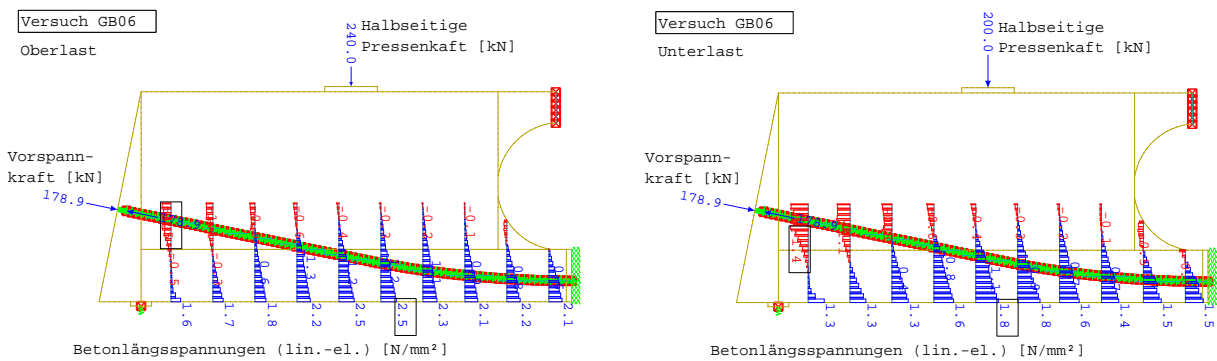


Abb. C.6.: Linear-elastische Betonlängsspannungen infolge Oberlast und Unterlast - Versuch GB06

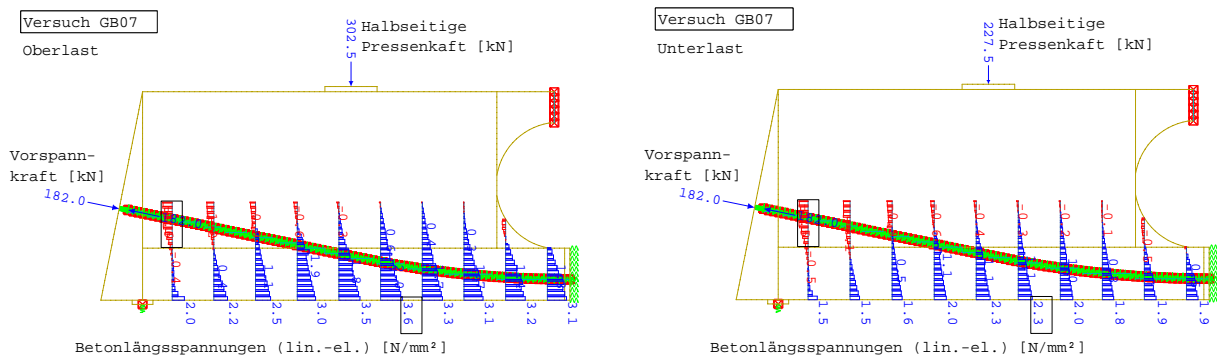


Abb. C.7.: Linear-elastische Betonlängsspannungen infolge Oberlast und Unterlast - Versuch GB07

C.2. Simulationsrechnungen Litzenbündel

Spannlitzenbündel 3Ø3/8"

Rechenmodell und Kontaktstellen aus der Simulationsrechnung

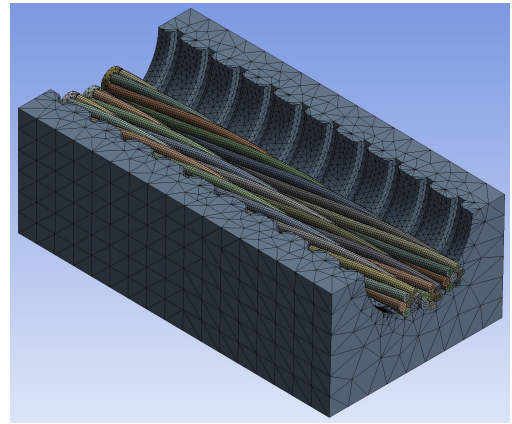
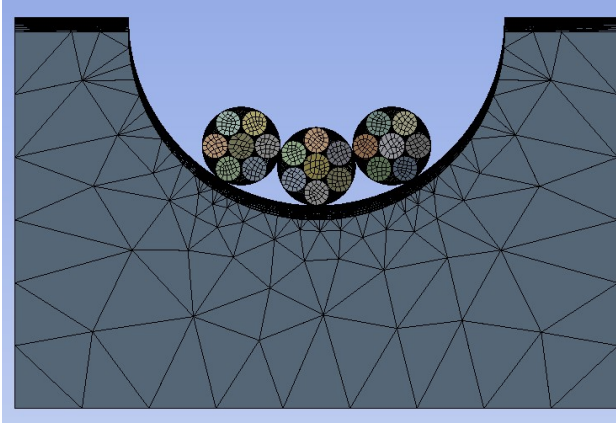


Abb. C.8.: Rechenmodell zur Simulation mit Spannlitzenbündel 3Ø3/8"

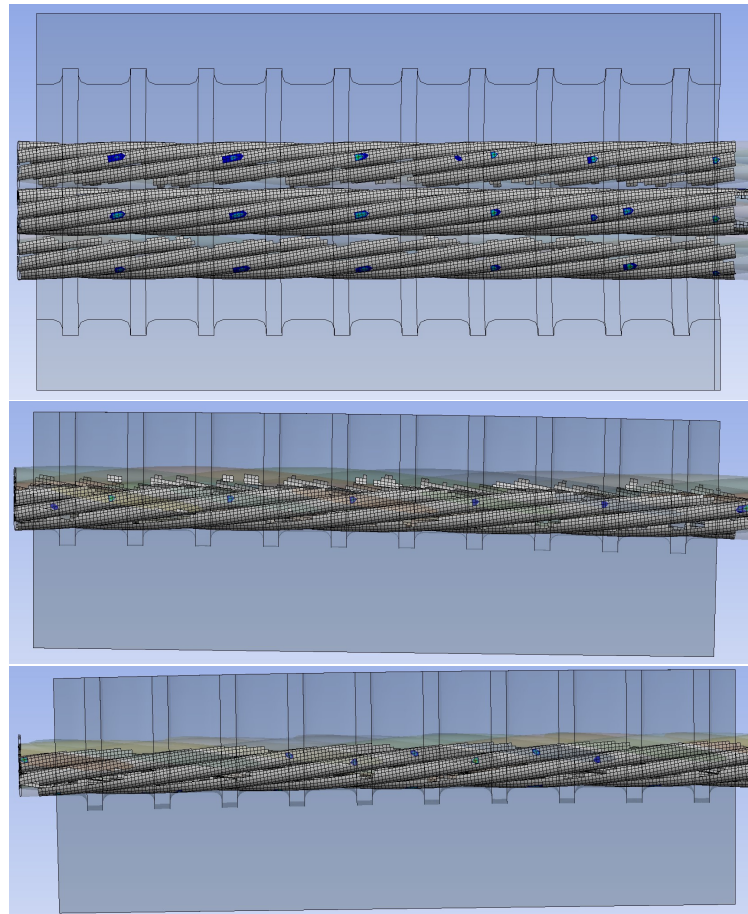


Abb. C.9.: Kontaktstellen am Hüllrohr und an der mittig liegenden Litze beim Spannlitzenbündel 3Ø3/8"

C. FEM-Berechnungen

Rippenkräfte und Hertz'schen Pressungen

Tabelle C.1.: Litzenbündel 3Ø3/8", mit $\sigma_p=1000 \text{ N/mm}^2$ und $R=5 \text{ m}$

Rippe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Σ	Max.	MW
Rippenkräfte [N]														
$U_{pi,theo}$	68	135	135	135	135	135	135	135	135	135	68	1.352	135	135
Litze 1	0	243	0	251	0	339	0	170	67	0	30	1.100	339	188
Litze 2	0	341	0	349	0	396	0	274	79	81	199	1.719	396	274
Litze 3	0	173	0	239	0	282	0	238	0	152	86	1.171	282	209
Σ	0	756	0	840	0	1.017	0	682	147	233	315	3.990	-	-
Max.	0	341	0	349	0	396	0	274	79	152	199	-	-	-
Hertz'sche Pressung der maximalen Rippenkraft [N/mm ²]														
p_m	0	1.493	0	1.505	0	1.570	0	1.388	918	1.142	1.248	-	1.570	1.324
p_0	0	2.240	0	2.258	0	2.355	0	2.082	1.377	1.713	1.873	-	2.355	1.985
Erhöhungsfaktoren $k_{geo,i}$												$k_{geo,m}^*$	$k_{geo,max}$	$k_{geo,m}$
Litze 1	-	1,79	0	1,86	0	2,50	0	1,26	0,50	0	-	0,88	2,50	1,58
Litze 2	-	2,52	0	2,58	0	2,93	0	2,02	0,59	0,60	-	1,25	2,93	1,87
Litze 3	-	1,28	0	1,77	0	2,09	0	1,76	0	1,13	-	0,89	2,09	1,60
Max.	-	2,52	0	2,58	0	2,93	0	2,02	0,59	1,13	-	1,31	2,93	1,96

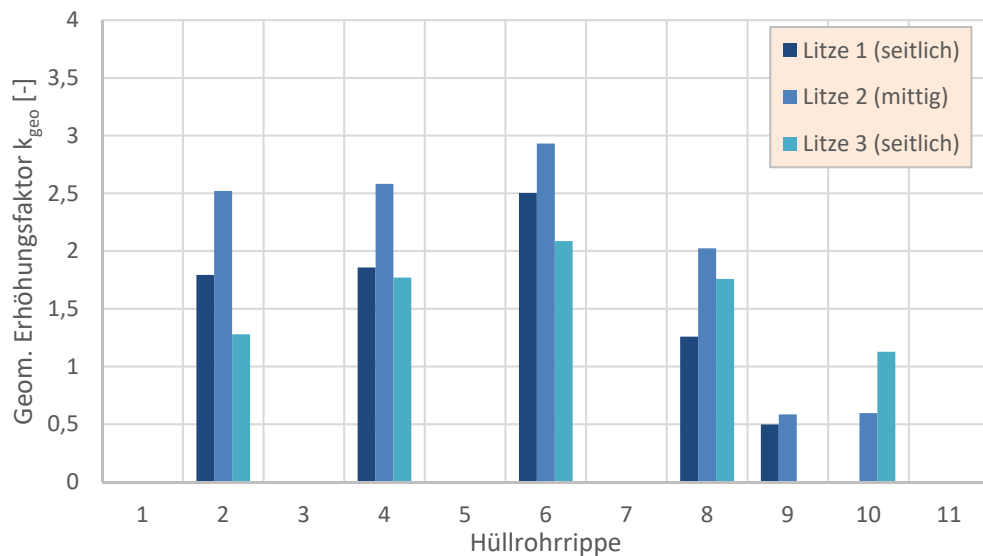


Abb. C.10.: Grafische Darstellung der einzelnen geometrischen Erhöhungsfaktoren k_{geo}

Spannlitzenbündel $5\varnothing 3/8''$ - Variante 1

Rechenmodell und Kontaktstellen aus der Simulationsrechnung

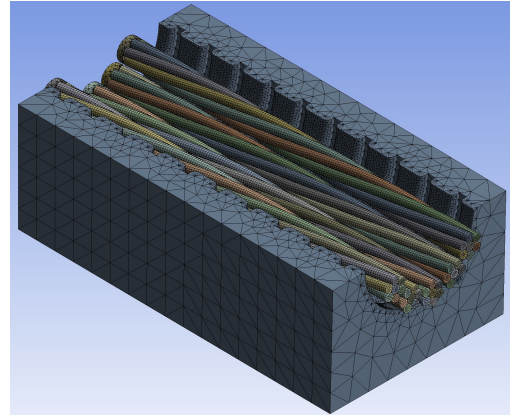
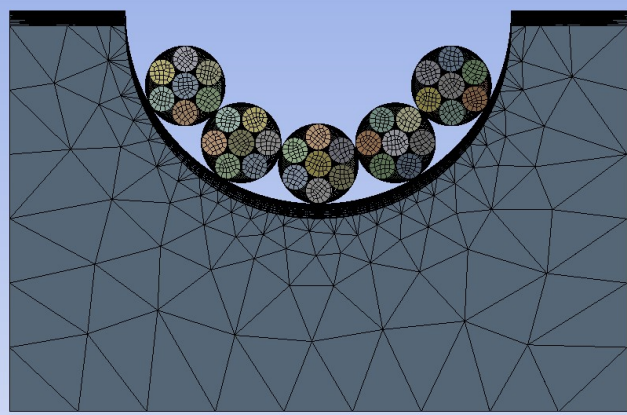


Abb. C.11.: Rechenmodell zur Simulation mit Spannlitzenbündel $5\varnothing 3/8''$ - Variante 1

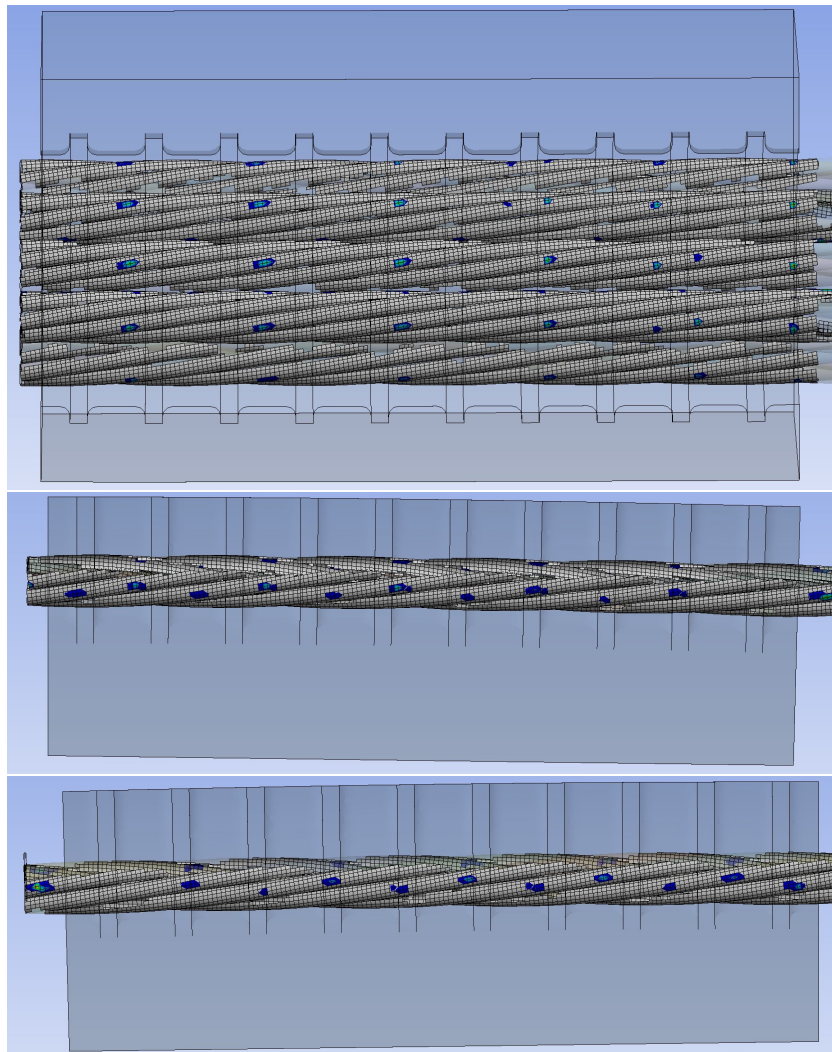


Abb. C.12.: Kontaktstellen am Hüllrohr und an der mittig liegenden Litze beim Spannlitzenbündel $5\varnothing 3/8''$ - Variante 1

Rippenkräfte und Hertz'schen Pressungen

Tabelle C.2.: Litzenbündel 5Ø3/8'' - Variante 1, mit $\sigma_p=1000 \text{ N/mm}^2$ und $R=5 \text{ m}$

Rippe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Σ	Max.	MW
Rippenkräfte [N]														
$U_{pi,theo}$	68	135	135	135	135	135	135	135	135	135	68	1.352	135	135
Litze 1	0	189	0	151	0	166	0	153	0	97	90	845	189	156
Litze 2	0	516	0	408	0	360	0	254	39	189	296	2.062	516	386
Litze 3	0	921	0	781	0	770	0	346	310	32	550	3.710	921	658
Litze 4	0	630	0	570	0	611	0	289	233	0	376	2.709	630	514
Litze 5	0	227	0	284	0	232	81	0	159	0	225	1.209	284	239
Σ	0	2.483	0	2.194	0	2.138	81	1.042	742	319	1.536	10.535	-	-
Max.	0	921	0	781	0	770	81	346	310	189	550	-	-	-
Hertz'sche Pressung der maximalen Rippenkraft [N/mm ²]														
p_m	0	2.080	0	1.968	0	1.959	926	1.501	1.448	1.228	1.752	-	2.080	1.608
p_0	0	3.121	0	2.953	0	2.939	1.389	2.251	2.172	1.842	2.628	-	3.121	2.412
Erhöhungsfaktoren $k_{geo,i}$														
												$k_{geo,m}^*$	$k_{geo,max}$	$k_{geo,m}$
Litze 1	-	1,40	0	1,12	0	1,23	0	1,13	0	0,72	-	0,62	1,40	1,12
Litze 2	-	3,81	0	3,02	0	2,66	0	1,88	0,29	1,40	-	1,45	3,81	2,18
Litze 3	-	6,82	0	5,77	0	5,69	0	2,56	2,30	0,24	-	2,60	6,82	3,90
Litze 4	-	4,66	0	4,22	0	4,52	0	2,14	1,72	0	-	1,92	4,66	3,45
Litze 5	-	1,68	0	2,10	0	1,72	0,60	0	1,18	0	-	0,81	2,10	1,11
Max.	-	6,82	0	5,77	0	5,69	0,60	2,56	2,30	1,40	-	2,79	6,82	3,59

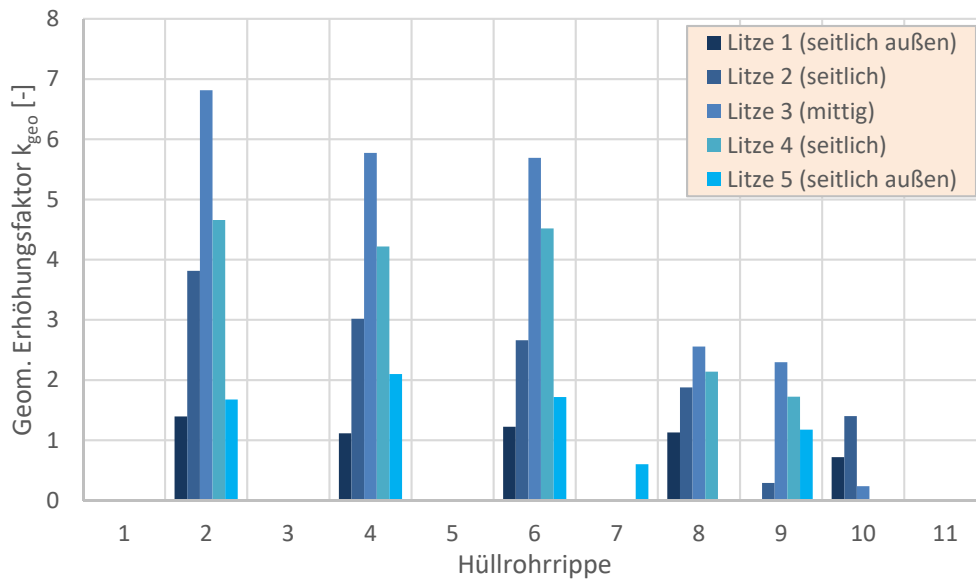


Abb. C.13.: Grafische Darstellung der einzelnen geometrischen Erhöhungsfaktoren k_{geo}

Spannlitzenbündel 5Ø3/8" - Variante 2

Rechenmodell und Kontaktstellen aus der Simulationsrechnung

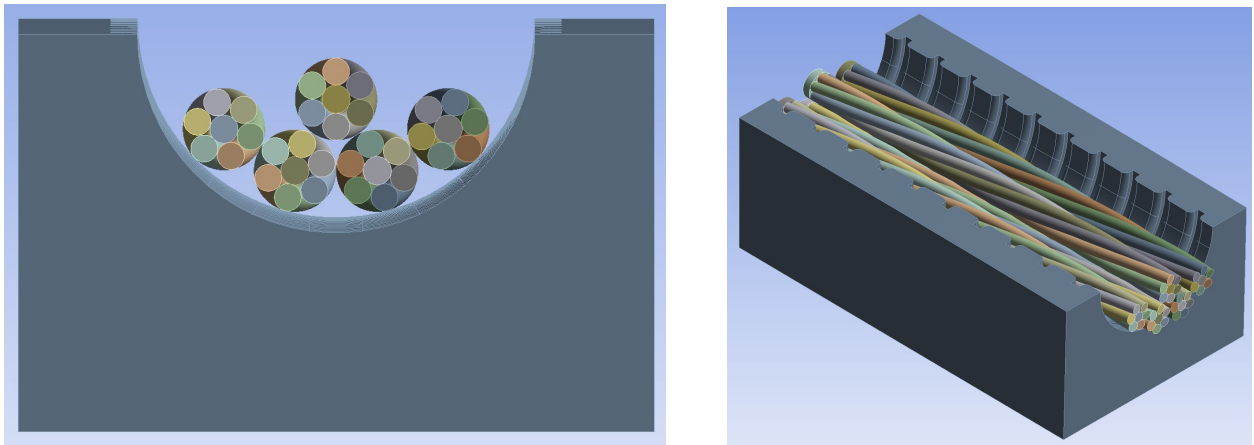


Abb. C.14.: Rechenmodell zur Simulation mit Spannlitzenbündel 5Ø3/8" - Variante 2

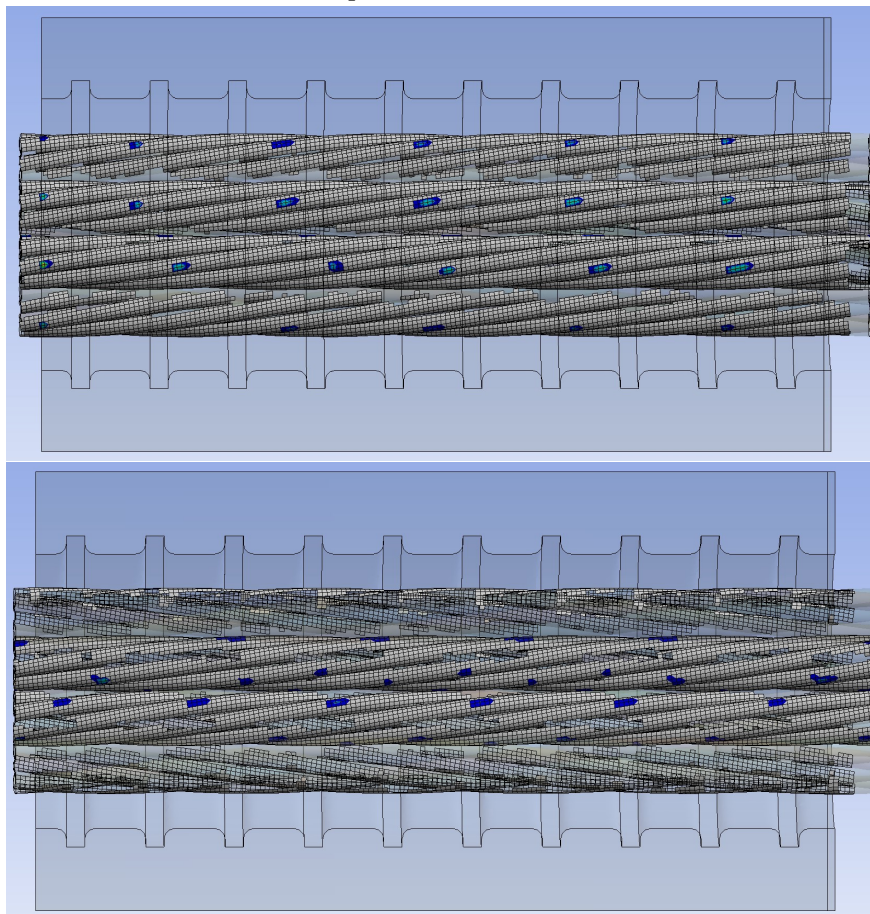


Abb. C.15.: Kontaktstellen am Hüllrohr und an der mittig liegenden Litze beim Spannlitzenbündel 5Ø3/8" - Variante 2

C. FEM-Berechnungen

Rippenkräfte und Hertz'schen Pressungen

Tabelle C.3.: Litzenbündel 5Ø3/8'' - Variante 2, mit $\sigma_p=1000 \text{ N/mm}^2$ und $R=5 \text{ m}$

Rippe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Σ	Max.	MW
Rippenkräfte [N]														
$U_{pi,theo}$	68	135	135	135	135	135	135	135	135	135	68	1.352	135	135
Litze 1	213	0	0	270	0	257	0	225	0	214	0	1.178	270	232
Litze 2	494	0	420	0	277	376	0	421	0	590	0	2.579	590	439
Litze 3	255	235	0	500	0	535	0	568	0	384	0	2.477	568	390
Litze 4	28	193	0	259	0	267	0	246	0	206	0	1.200	267	175
Litze 5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Σ	990	428	420	1.028	277	1.435	0	1.460	0	1.394	0	7.433	-	-
Max.	494	235	420	500	277	535	0	568	0	590	0	-	-	-
Hertz'sche Pressung der maximalen Rippenkraft [N/mm ²]														
p_m	1.690	1.319	1.601	1.697	1.394	1.736	0	1.771	0	1.794	0	-	1.794	1.625
p_0	2.535	1.979	2.401	2.546	2.092	2.604	0	2.656	0	2.690	0	-	2.690	2.438
Erhöhungsfaktoren $k_{geo,i}$												k_{geo,m^*}	$k_{geo,max}$	$k_{geo,m}$
Litze 1	-	0	0	1,99	0	1,90	0	1,66	0	1,58	-	0,79	1,99	1,31
Litze 2	-	0	3,11	0	2,05	2,78	0	3,11	0	4,37	-	1,71	4,37	3,08
Litze 3	-	1,74	0	3,70	0	3,96	0	4,20	0	2,84	-	1,83	4,20	3,29
Litze 4	-	1,43	0	1,91	0	1,98	0	1,82	0	1,52	-	0,96	1,98	1,73
Litze 5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Max.	-	1,74	3,11	3,70	2,05	3,96	0	4,20	0	4,37	-	2,57	4,37	3,30

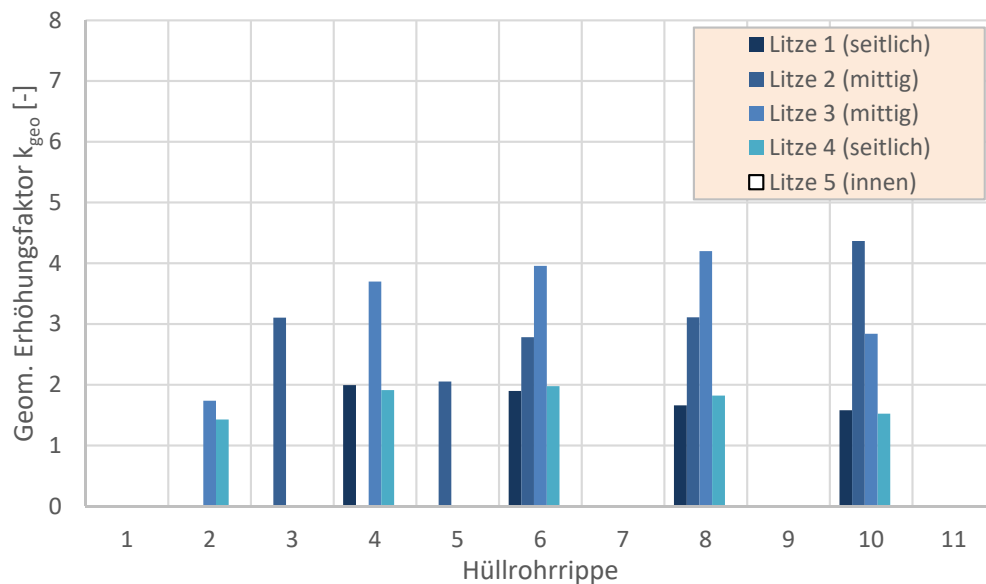


Abb. C.16.: Grafische Darstellung der einzelnen geometrischen Erhöhungsfaktoren k_{geo}

Spannlitzenbündel $9\text{Ø}3/8''$ - Variante 1

Rechenmodell und Kontaktstellen aus der Simulationsrechnung

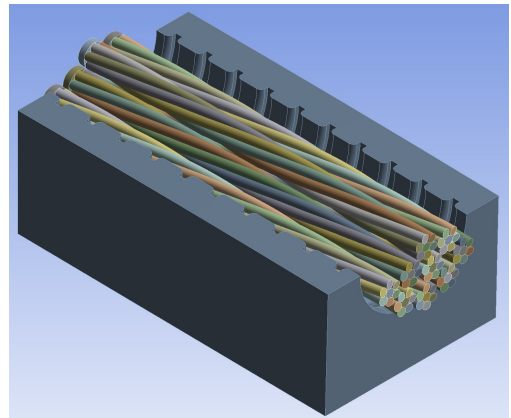
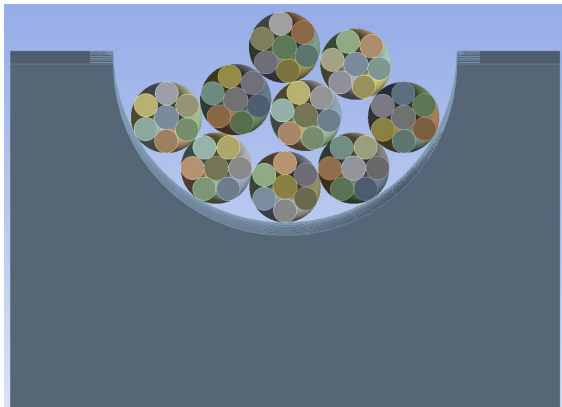


Abb. C.17.: Rechenmodell zur Simulation mit Spannlitzenbündel $9\text{Ø}3/8''$ - Variante 1

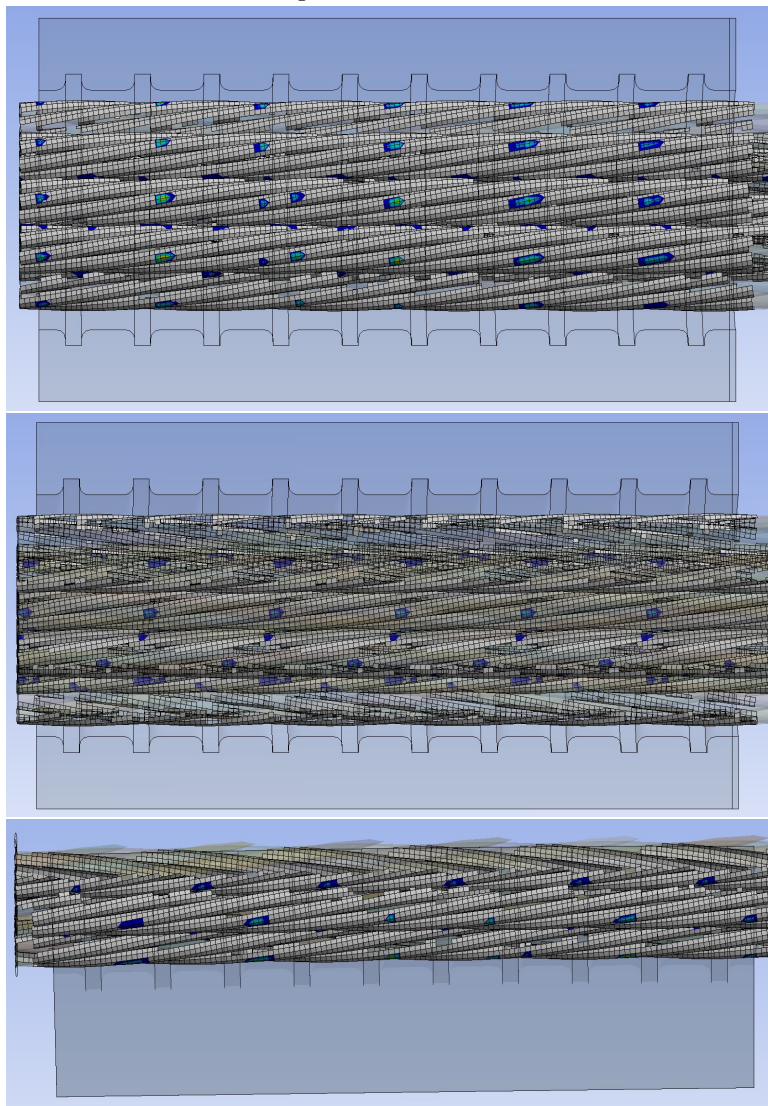


Abb. C.18.: Kontaktstellen am Hüllrohr beim Spannlitzenbündel $9\text{Ø}3/8''$ - Variante 1

C. FEM-Berechnungen

Rippenkräfte und Hertz'schen Pressungen

Tabelle C.4.: Litzenbündel 9Ø3/8'' - Variante 1, mit $\sigma_p=1000 \text{ N/mm}^2$ und $R=5 \text{ m}$

Rippe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Σ	Max.	MW
Rippenkräfte [N]														
$U_{pi,theo}$	68	135	135	135	135	135	135	135	135	135	68	1.352	135	135
Litze 1	87	0	383	342	0	493	0	514	0	321	0	2.139	514	371
Litze 2	126	0	531	330	0	556	0	573	0	306	0	2.422	573	425
Litze 3	175	0	864	178	169	783	0	854	0	415	0	3.439	864	516
Litze 4	346	0	1.188	98	495	862	0	1.010	0	612	0	4.612	1.188	708
Litze 5	341	0	893	0	442	515	0	853	0	289	0	3.333	893	612
Σ	1.075	0	3.859	948	1.106	3.209	0	3.804	0	1.943	0	15.945	-	-
Max.	346	0	1.188	342	495	862	0	1.010	0	612	0	-	-	-
Hertz'sche Pressung der maximalen Rippenkraft [N/mm ²]														
p_m	1.501	0	2.264	1.495	1.692	2.035	0	2.145	0	1.816	0	-	2.264	1.850
p_0	2.251	0	3.396	2.243	2.538	3.053	0	3.217	0	2.723	0	-	3.396	2.775
Erhöhungsfaktoren $k_{geo,i}$												k_{geo,m^*}	$k_{geo,max}$	$k_{geo,m}$
Litze 1	-	0	2,83	2,53	0	3,65	0	3,80	0	2,37	-	1,69	3,80	3,04
Litze 2	-	0	3,93	2,44	0	4,11	0	4,24	0	2,26	-	1,89	4,24	3,40
Litze 3	-	0	6,39	1,32	1,25	5,79	0	6,32	0	3,07	-	2,68	6,39	4,02
Litze 4	-	0	8,79	0,73	3,66	6,38	0	7,47	0	4,53	-	3,51	8,79	5,26
Litze 5	-	0	6,60	0	3,27	3,81	0	6,31	0	2,14	-	2,46	5,61	4,43
Max.	-	0	8,79	2,53	3,66	6,38	0	7,47	0	4,53	-	3,71	8,79	5,56

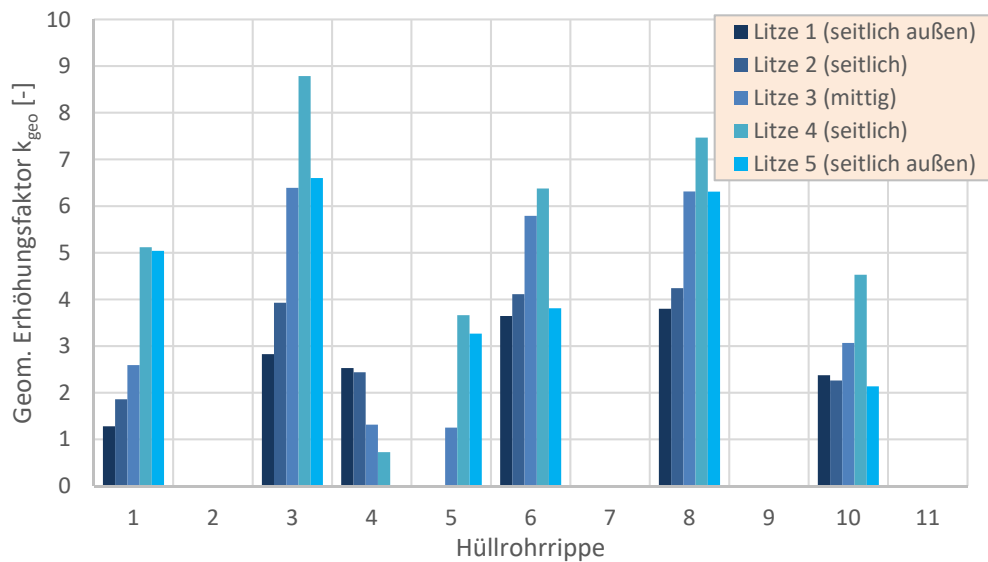


Abb. C.19.: Grafische Darstellung der einzelnen geometrischen Erhöhungsfaktoren k_{geo}

Spannlitzenbündel 9Ø3/8" - Variante 2

Rechenmodell und Kontaktstellen aus der Simulationsrechnung

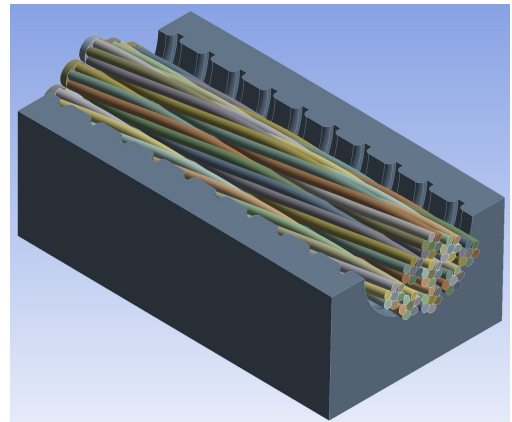
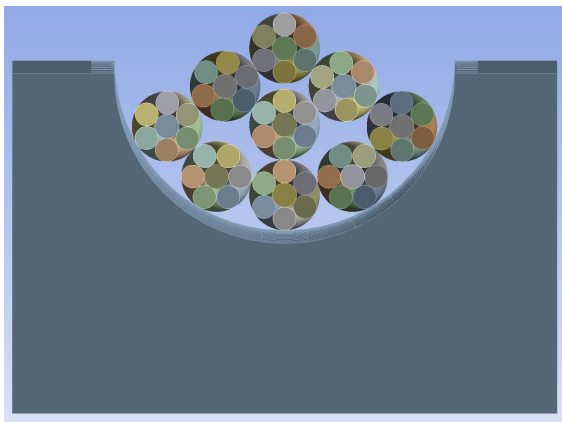


Abb. C.20.: Rechenmodell zur Simulation mit Spannlitzenbündel 9Ø3/8" - Variante 2

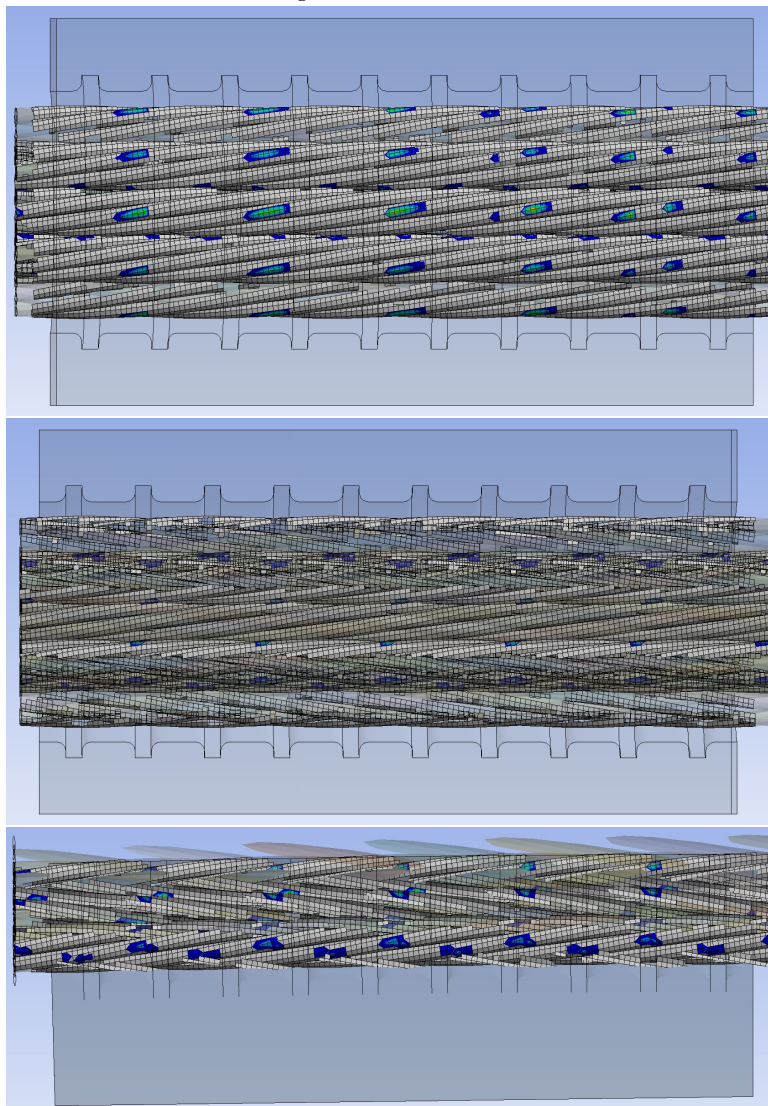


Abb. C.21.: Kontaktstellen am Hüllrohr beim Spannlitzenbündel 9Ø3/8" - Variante 2

Rippenkräfte und Hertz'schen Pressungen

Tabelle C.5.: Litzenbündel 9Ø3/8'' - Variante 2, mit $\sigma_p=1000 \text{ N/mm}^2$ und $R=5 \text{ m}$

Rippe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Σ	Max.	MW
Rippenkräfte [N]														
$U_{pi,theo}$	68	135	135	135	135	135	135	135	135	135	68	1.352	135	135
Litze 1	8	383	98	723	0	829	0	802	0	525	0	3.366	829	560
Litze 2	23	173	118	440	0	458	0	556	0	197	0	1.965	556	324
Litze 3	223	278	523	832	24	1.136	0	1.194	0	716	0	4.925	1.194	732
Litze 4	126	43	345	268	8	487	0	487	0	212	0	1.995	506	345
Litze 5	347	15	637	300	88	675	0	675	0	517	0	3.338	758	524
Σ	726	892	1.721	2.563	119	3.584	0	3.816	0	2.167	0	15.589	-	-
Max.	347	383	637	832	88	1.136	0	1.194	0	716	0	-	-	-
Hertz'sche Pressung der maximalen Rippenkraft [N/mm ²]														
p_m	1.503	1.553	1.840	2.010	952	2.231	0	2.268	0	1.913	0	-	2.268	1.817
p_0	2.254	2.329	2.759	3.016	1.427	3.346	0	3.402	0	2.869	0	-	3.402	2.725
Erhöhungsfaktoren $k_{geo,i}$												k_{geo,m^*}	$k_{geo,max}$	$k_{geo,m}$
Litze 1	-	2,83	0,73	5,34	0	6,13	0	5,93	0	3,88	-	2,76	6,13	4,14
Litze 2	-	1,28	0,87	3,26	0	3,38	0	4,11	0	1,46	-	1,60	4,11	2,39
Litze 3	-	2,06	3,87	6,15	0,17	8,40	0	8,83	0	5,30	-	3,86	8,83	4,97
Litze 4	-	0,32	2,55	1,99	0,06	3,60	0	3,75	0	1,57	-	1,54	3,75	1,97
Litze 5	-	0,11	4,71	2,22	0,65	4,99	0	5,61	0	3,83	-	2,46	5,61	3,16
Max.	-	2,83	4,71	6,15	0,65	8,40	0	8,83	0	5,30	-	4,10	8,83	5,27

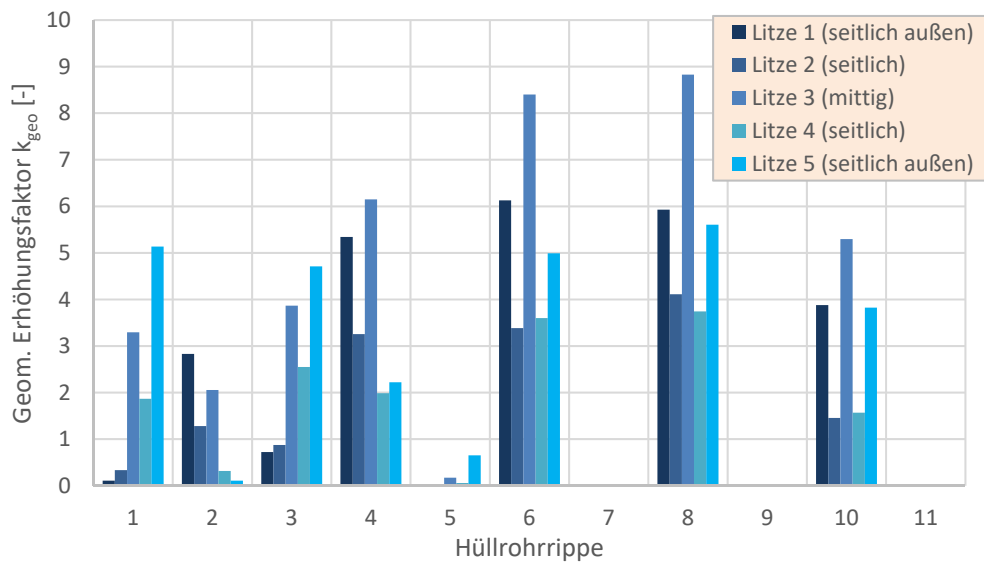


Abb. C.22.: Grafische Darstellung der einzelnen geometrischen Erhöhungsfaktoren k_{geo}

Spannlitzenbündel $3\varnothing 0,62''$ - Variante 1

Rechenmodell und Kontaktstellen aus der Simulationsrechnung

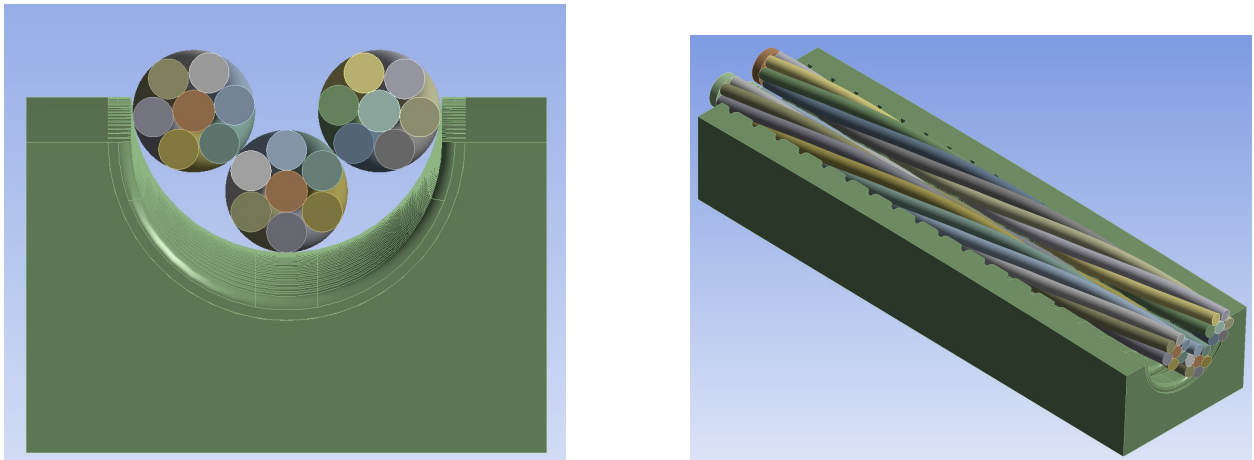


Abb. C.23.: Rechenmodell zur Simulation mit Spannlitzenbündel $3\varnothing 0,62''$ - Variante 1

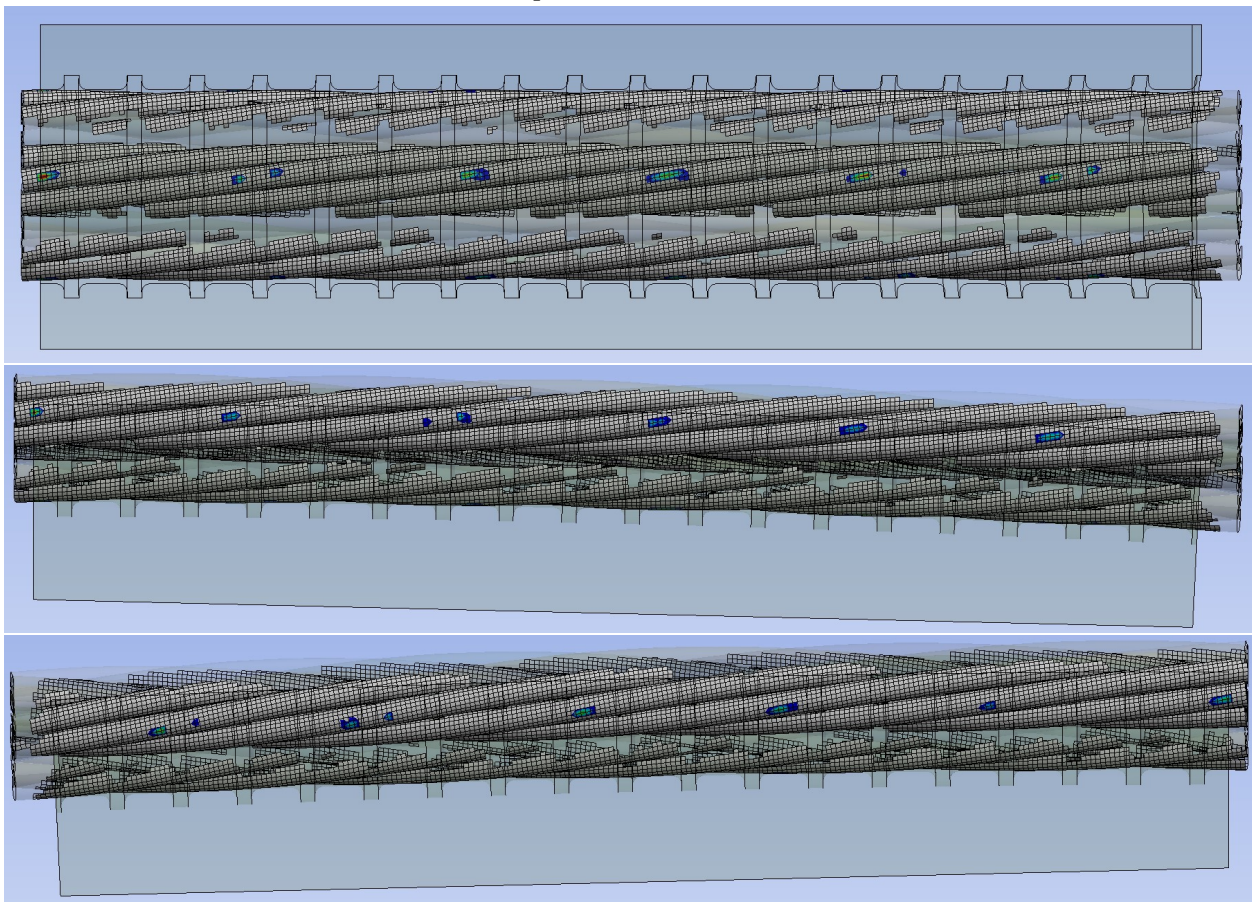


Abb. C.24.: Kontaktstellen am Hüllrohr beim Spannlitzenbündel $3\varnothing 0,62''$ - Variante 1

C. FEM-Berechnungen

Rippenkräfte und Hertz'schen Pressungen

Tabelle C.6.: Litzenbündel 3Ø0,62'' - Variante 1, mit $\sigma_p=1000 \text{ N/mm}^2$ und $R=5 \text{ m}$

Rippe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Rippenkräfte [N]											
$U_{pi,theo}$	195	390	390	390	390	390	390	390	390	390	390
Litze 1	1.940	0	0	0	403	0	0	1.193	0	0	1.340
Litze 2	3.818	0	0	1.023	519	0	0	2.744	0	0	3.210
Litze 3	1.539	0	0	622	0	0	0	598	0	0	834
Σ	7.297	0	0	1.645	922	0	0	4.535	0	0	5.384
Max.	3.818	0	0	1.023	519	0	0	2.744	0	0	3.210
Hertz'sche Pressung der maximalen Rippenkraft [N/mm ²]											
p_m	2.211	0	0	1.426	1.137	0	0	1.981	0	0	2.087
p_0	3.317	0	0	2.138	1.705	0	0	2.971	0	0	3.130
Erhöhungsfaktoren $k_{geo,i}$											
Litze 1	-	0	0	0	1,03	0	0	3,06	0	0	3,44
Litze 2	-	0	0	2,62	1,33	0	0	7,04	0	0	8,23
Litze 3	-	0	0	1,60	0	0	0	1,53	0	0	2,14
Max.	-	0	0	2,62	1,33	0	0	7,04	0	0	8,23
Rippe	12	13	14	15	16	17	18	19	Σ	Max.	MW
Rippenkräfte [N]											
$U_{pi,theo}$	390	390	390	390	390	390	390	390	7.215	390	390
Litze 1	0	0	340	1.249	0	147	2.109	0	8.720	2.109	1.090
Litze 2	0	0	2.964	54	0	2.761	963	0	18.055	3.818	2.250
Litze 3	0	0	937	0	0	1.306	0	0	5.837	1.539	973
Σ	0	0	4.241	1.303	0	4.214	3.071	0	32.612	-	-
Max.	0	0	2.964	1.249	0	2.761	2.109	0	-	-	-
Hertz'sche Pressung der maximalen Rippenkraft [N/mm ²]											
p_m	0	0	2.032	1.524	0	1.985	1.814	0	-	2.211	1.800
p_0	0	0	3.048	2.285	0	2.977	2.721	0	-	3.317	2.699
Erhöhungsfaktoren $k_{geo,i}$									$k_{geo,m}^*$	$k_{geo,max}$	$k_{geo,m}$
Litze 1	0	0	0,87	3,20	0	0,38	5,41	-	1,02	5,41	2,48
Litze 2	0	0	7,60	0,14	0	7,08	2,47	-	2,15	8,23	4,56
Litze 3	0	0	2,40	0	0	3,35	0	-	0,65	3,35	1,57
Max.	0	0	7,60	3,20	0	7,08	5,41	-	2,50	8,23	5,31

Spannlitzenbündel 3Ø0,62" - Variante 2

Rechenmodell und Kontaktstellen aus der Simulationsrechnung

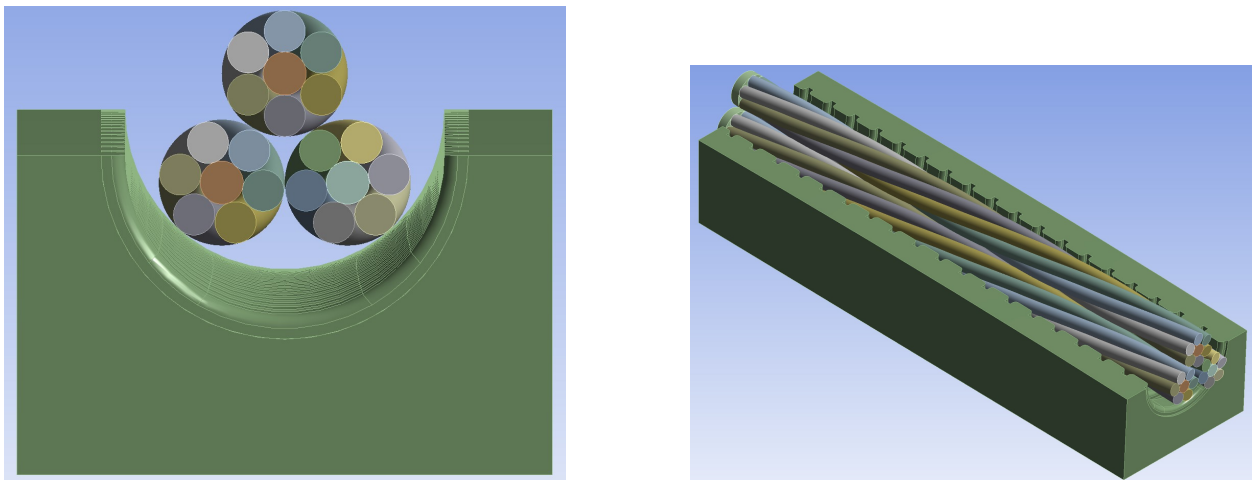


Abb. C.25.: Rechenmodell zur Simulation mit Spannlitzenbündel 3Ø0,62" - Variante 2

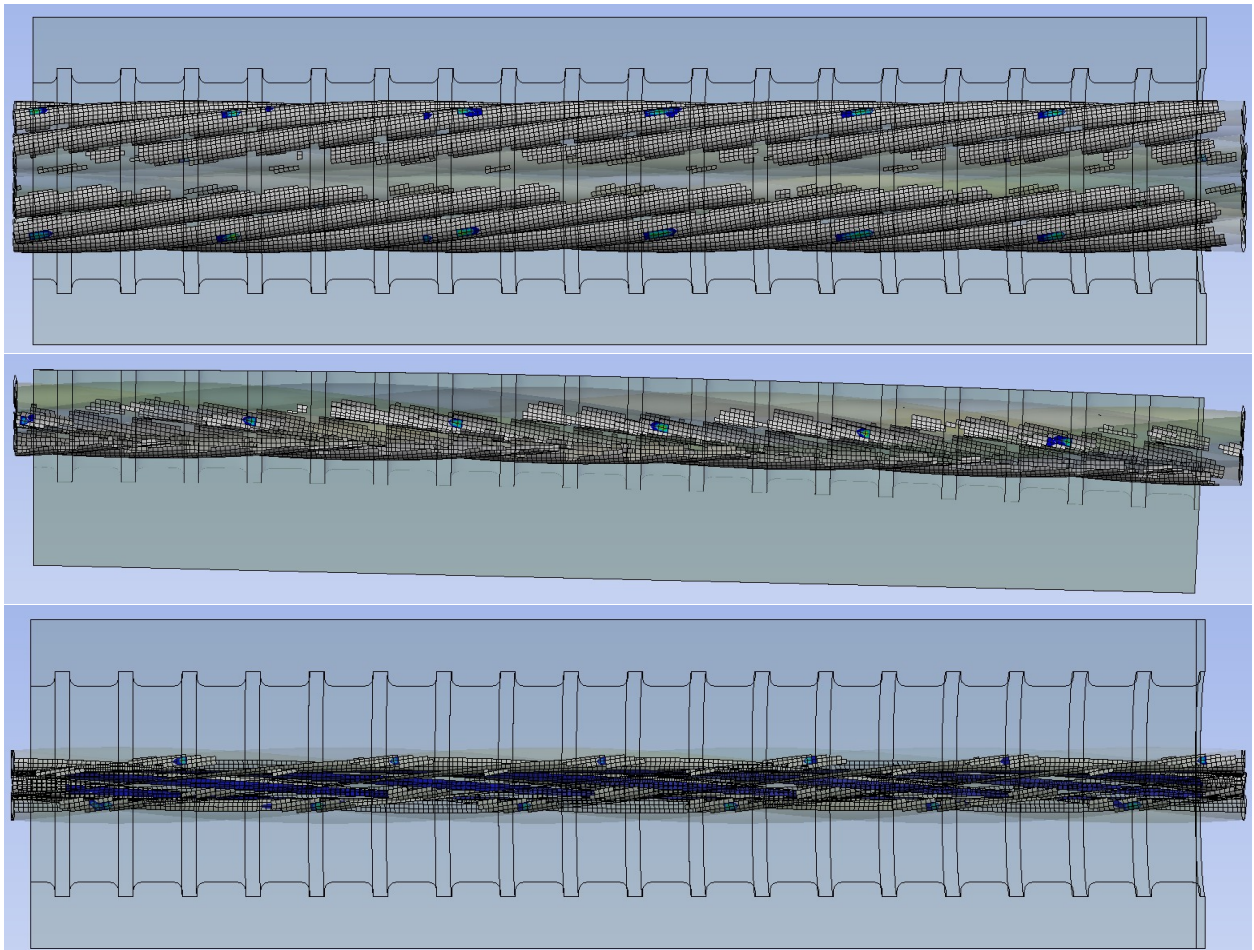


Abb. C.26.: Kontaktstellen am Hüllrohr beim Spannlitzenbündel 3Ø0,62" - Variante 2

C. FEM-Berechnungen

Rippenkräfte und Hertz'schen Pressungen

Tabelle C.7.: Litzenbündel 3Ø0,62'' - Variante 2, mit $\sigma_p=1000 \text{ N/mm}^2$ und $R=5 \text{ m}$

Rippe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Rippenkräfte [N]											
$U_{pi,theo}$	195	390	390	390	390	390	390	390	390	390	390
Litze 1	1.706	0	0	1.326	0	0	0	2.012	0	0	2.286
Litze 2	1.583	0	0	2.457	0	0	503	2.111	0	0	2.706
Litze 3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Σ	3.289	0	0	3.783	0	0	503	4.123	0	0	4.992
Max.	1.706	0	0	2.457	0	0	503	2.111	0	0	2.706
Hertz'sche Pressung der maximalen Rippenkraft [N/mm ²]											
p_m	1.690	0	0	1.909	0	0	1.125	1.815	0	0	1.971
p_0	2.536	0	0	2.864	0	0	1.688	2.722	0	0	2.957
Erhöhungsfaktoren $k_{geo,i}$											
Litze 1	-	0	0	3,40	0	0	0	5,16	0	0	5,86
Litze 2	-	0	0	6,30	0	0	1,29	5,41	0	0	6,94
Litze 3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Max.	-	0	0	6,30	0	0	1,29	5,41	0	0	6,94
Rippe	12	13	14	15	16	17	18	19	Σ	Max.	MW
Rippenkräfte [N]											
$U_{pi,theo}$	390	390	390	390	390	390	390	390	7.215	390	390
Litze 1	0	0	2.168	0	0	1.943	0	0	11.441	2.286	1.907
Litze 2	0	0	3.225	0	0	2.379	0	0	14.964	3.225	2.138
Litze 3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Σ	0	0	5.393	0	0	4.322	0	0	26.405	-	-
Max.	0	0	3.225	0	0	2.379	0	0	-	-	-
Hertz'sche Pressung der maximalen Rippenkraft [N/mm ²]											
p_m	0	0	2.090	0	0	1.889	0	0	-	2.090	1.784
p_0	0	0	3.135	0	0	2.833	0	0	-	3.135	2.676
Erhöhungsfaktoren $k_{geo,i}$									$k_{geo,m}^*$	$k_{geo,max}$	$k_{geo,m}$
Litze 1	0	0	5,56	0	0	4,98	0	-	1,47	5,86	4,16
Litze 2	0	0	8,27	0	0	6,10	0	-	2,02	8,27	5,72
Litze 3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Max.	0	0	8,27	0	0	6,10	0	-	2,02	8,27	4,90

D. Weitergehende Untersuchungen zur Versuchsreihe GB

Aus den Versuchen ermittelte Betonstahl- und Spannstahlspannungen sowie die Verbundsteifigkeitsverhältnisse (GB01/GB02)

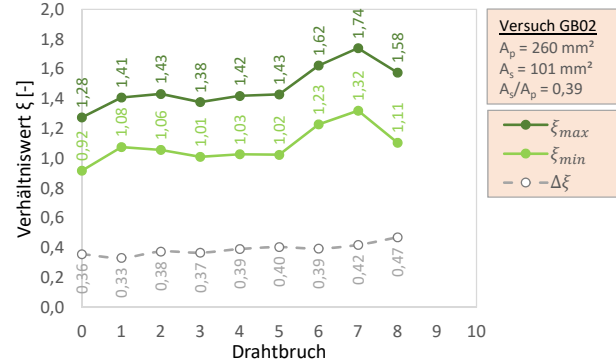
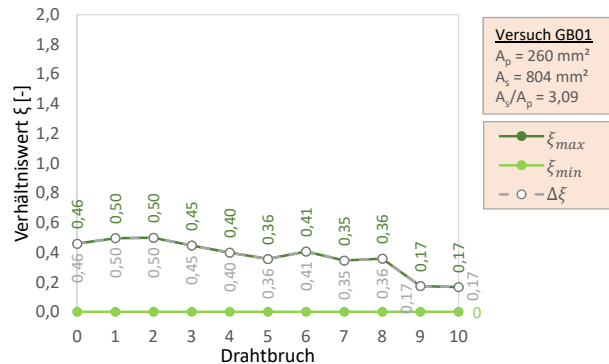
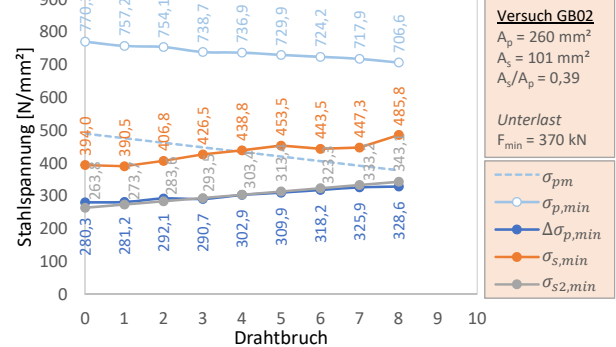
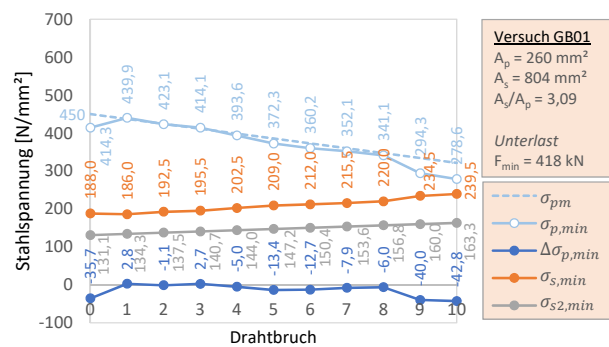
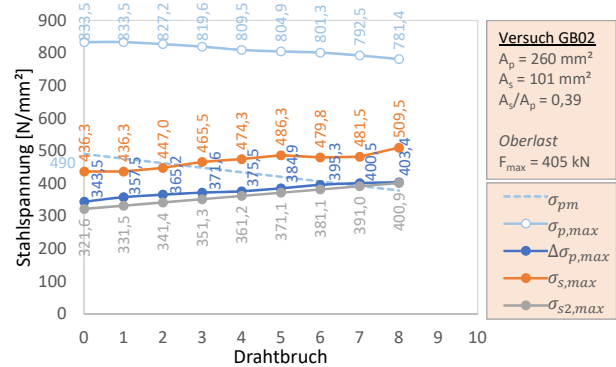
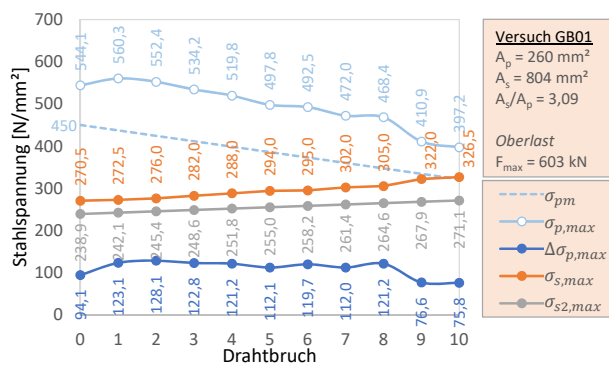


Abb. D.1.: Versuch GB01

Abb. D.2.: Versuch GB02

D. Weitergehende Untersuchungen zur Versuchsreihe GB

Aus den Versuchen ermittelte Betonstahl- und Spannstahlspannungen sowie die Verbundsteifigkeitsverhältnisse (GB03/GB04)

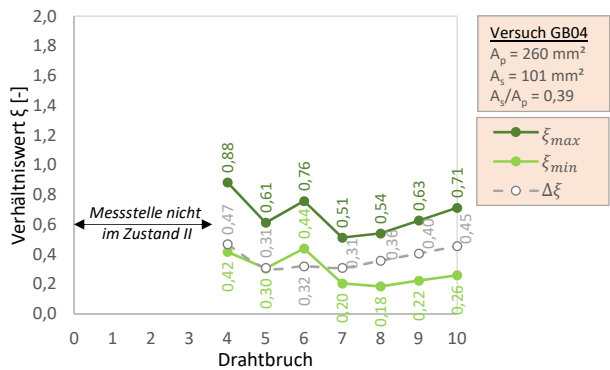
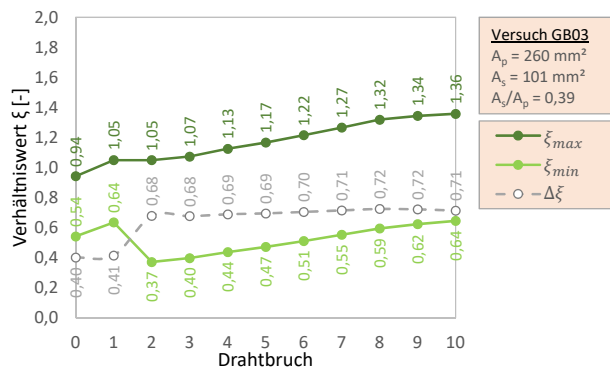
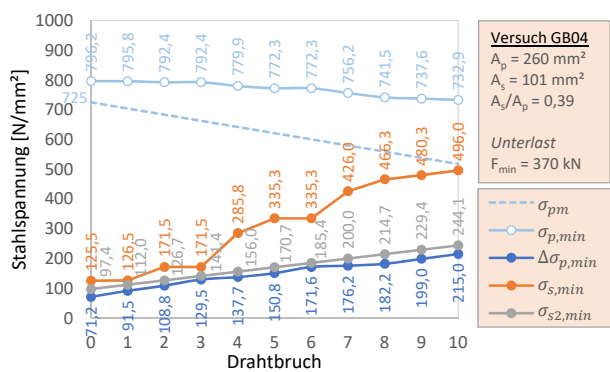
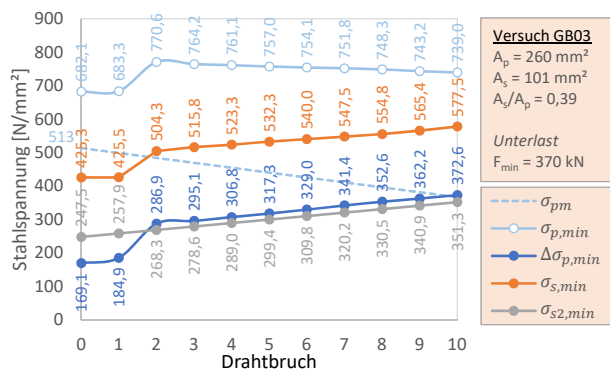
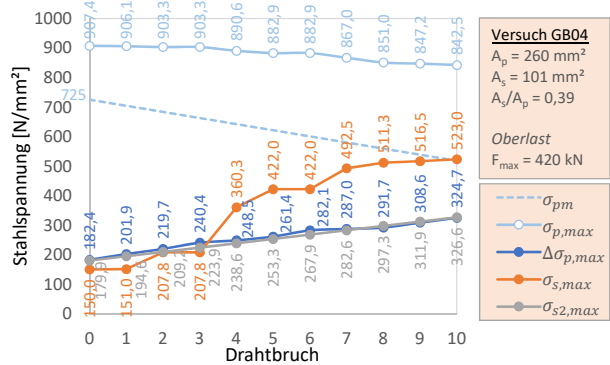
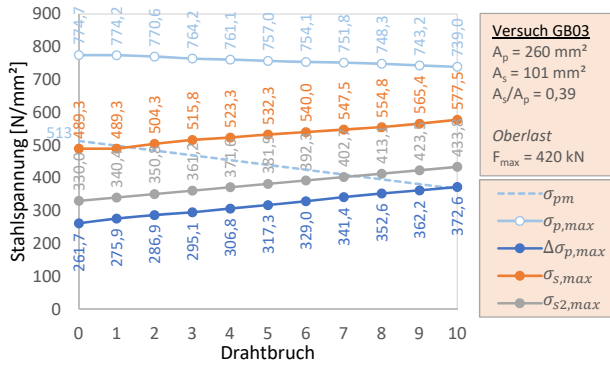


Abb. D.3.: Versuch GB03

Abb. D.4.: Versuch GB04

Aus den Versuchen ermittelte Betonstahl- und Spannstahlspannungen sowie die Verbundsteifigkeitsverhältnisse (GB05/GB06)

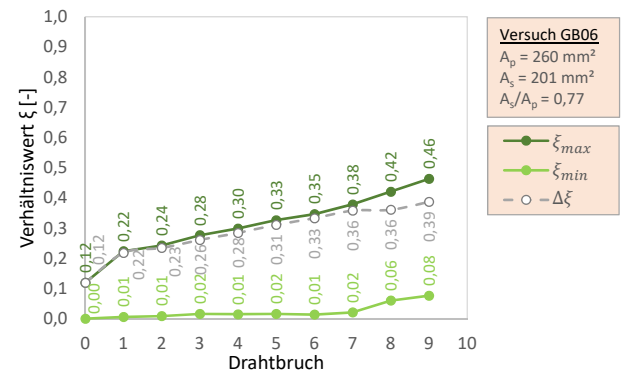
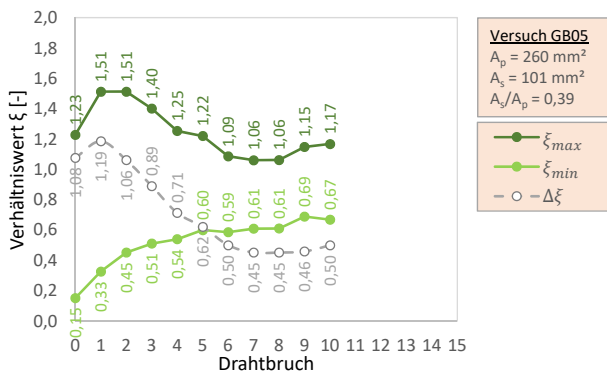
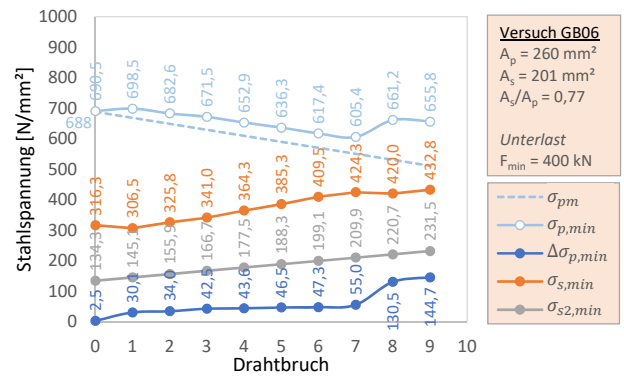
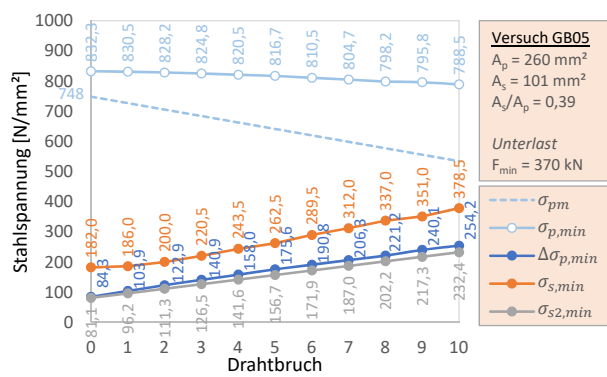
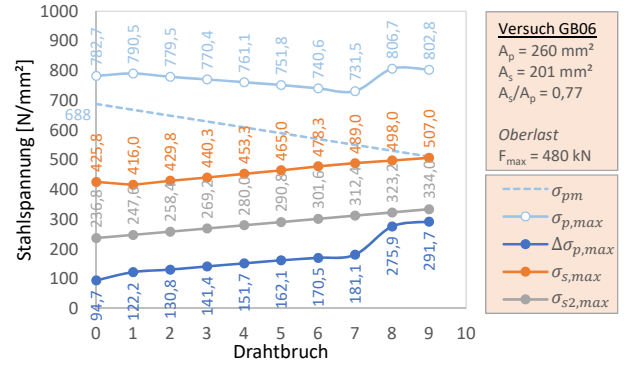
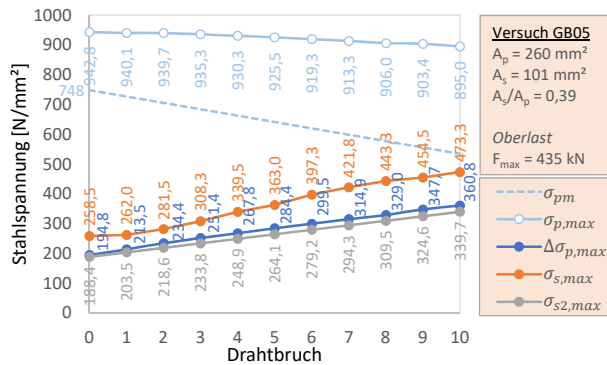


Abb. D.5.: Versuch GB05

Abb. D.6.: Versuch GB06

Aus den Versuchen ermittelte Betonstahl- und Spannstahlspannungen sowie die Verbundsteifigkeitsverhältnisse (GB07)

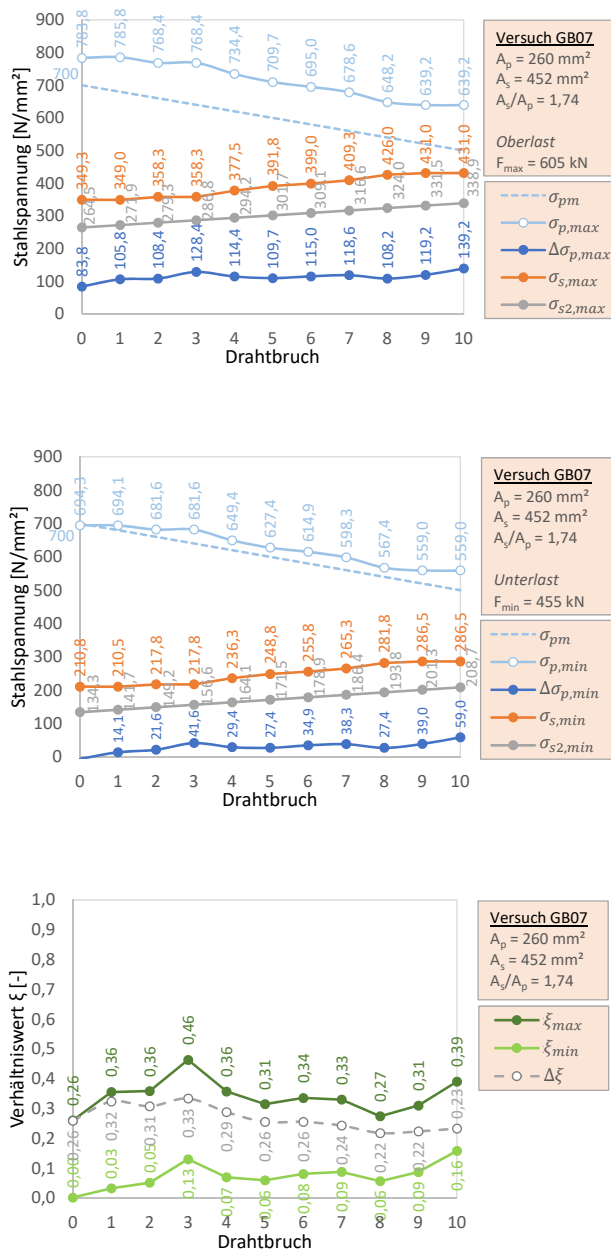


Abb. D.7.: Versuch GB07