

KARLSRUHER REIHE

**Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung**

HEFT 83

STEFFEN SIEGEL

**Zustandsbestimmung von externen
Spanngliedern und Schrägseilen mit
Frequenzanalysen**

Steffen Siegel

**Zustandsbestimmung von externen Spanngliedern
und Schrägseilen mit Frequenzanalysen**

Karlsruher Reihe

**Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung**

Heft 83

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn
Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Zustandsbestimmung von externen Spanngliedern und Schrägseilen mit Frequenzanalysen

von
Steffen Siegel

Karlsruher Institut für Technologie
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Zustandsbestimmung von externen Spanngliedern
und Schrägseilen mit Frequenzanalysen

Zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs
von der KIT-Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) genehmigte Dissertation

von Dipl.-Ing. Steffen Siegel aus Karlsruhe (Baden)

Tag der mündlichen Prüfung: 26. Januar 2018
Referent: Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummenhofer

Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark
of Karlsruhe Institute of Technology.
Reprint using the book cover is not allowed.

www.ksp.kit.edu



*This document – excluding the cover, pictures and graphs – is licensed
under a Creative Commons Attribution-Share Alike 4.0 International License
(CC BY-SA 4.0): <https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/deed.en>*



*The cover page is licensed under a Creative Commons
Attribution-No Derivatives 4.0 International License (CC BY-ND 4.0):
<https://creativecommons.org/licenses/by-nd/4.0/deed.en>*

Print on Demand 2018 – Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier

ISSN 1869-912X
ISBN 978-3-7315-0772-7
DOI 10.5445/KSP/1000081010

Zustandsbestimmung von externen Spanngliedern und Schrägseilen mit Frequenzanalysen

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

der Fakultät für
Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Steffen Siegel
aus Karlsruhe (Baden)

Tag der mündlichen Prüfung:	26. Januar 2018
Referent:	Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
Korreferent:	Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummenhofer

Karlsruhe 2018

*Miss alles, was sich messen lässt,
und mach alles messbar,
was sich nicht messen lässt.*

Archimedes
(287 - 212 v. Chr.)

Kurzfassung

Vorgespannte Bauwerke erfordern die Integrität der Spannstähe zur Sicherstellung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit während der gesamten Nutzungsdauer. Korrosion an den Spanngliedern bzw. Seilen der Bauwerke führt meist zu unkalkulierbaren Risiken bis hin zum Bauteil- bzw. Bauwerkversagen.

Bei den Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 [30] besteht ein verstärkter Bedarf nach aussagefähigen Prüfverfahren für die eingesetzten externen Spannglieder und Schrägseile. Um den aktuellen Zustand der externen Spannglieder und Schrägseile beurteilen zu können, stehen verschiedene zerstörungsfreie bzw. zerstörungsarme Prüfverfahren zur Verfügung. Diese Verfahren wurden im Rahmen dieser Arbeit hinsichtlich Aussagefähigkeit, Aufwand und Kosten untersucht. Die Verfahren sind jedoch so zeitaufwändig bzw. nicht aussagekräftig genug, dass eine routinemäßige Anwendung nicht wirtschaftlich durchführbar ist. Eine regelmäßige Messung kann nicht in erster Linie das Ziel haben, die absolute Änderung der Spannkraft bezogen auf den ursprünglichen Zustand zu bestimmen. Vielmehr sollte die Messung klare Indikatoren liefern, dass sich der Zustand des externen Spanngliedes / Schrägseils innerhalb oder außerhalb eines Toleranzbereiches befindet. Daher wurde ein Schnelltest entwickelt, bei dem lediglich die vorhandene Eigenfrequenz des jeweiligen Messabschnittes ermittelt und auf die Erstmessung des Abschnittes normiert wird. Dies ermöglicht, dass alle Spannglieder / Seile eines Bauwerks miteinander verglichen werden können.

Zusammen mit diesem Schnelltest wurde das Messsystem ResoCable[®], bestehend aus Hard- und Software, entwickelt, mit dem die Durchführung und Auswertung der Frequenzmessungen schnell und fehlerminimiert durchführbar sind. Hierzu wurden neben Versuchen an Litzen und vollverschlossenen Seilen (VVS) zahlreiche Messungen an den Spanngliedern extern vorgespannter Brücken, Seilbrücken, einem Stadionsdach und einer Windenergieanlage durchgeführt.

Der Einfluss von Drahtbrüchen auf das Spannglied bzw. Seil selbst sowie die restlichen Spannglieder / Seile im Bauwerk wurden mittels Finite-Elemente-Berech-

nungen für eine extern vorgespannte Brücke, eine Seilbrücke sowie einem Stadiondach durchgeführt. Darüber hinaus wurde mittels Finite-Elemente-Berechnungen das Verhalten von Litzen bei Drahtbrüchen an Umlenkstellen untersucht.

Abstract

Prestressed constructions require integrity of prestressed steels to ensure stability and usability over the complete service life. Corrosion of tendons or cables of constructions mostly leads to incalculable risks or even component or construction failure.

There is an increasing need for methods to test external tendons and stay cables according to DIN 1076 [30]. To assess the status of external tendons and stay cables, various non-destructive or low-destructive test methods can be applied. These methods have been analysed with respect to the quality of information they yield and the expenditure and costs with which they are associated. It was found that the methods are very time-consuming and do not provide sufficient information for their routine application to be economically efficient. Regular measurement should not focus on determining absolute change of prestressing force compared to the original state, but should rather supply indicators for the external tendon or stay cable being within or without a certain range of tolerance. For this purpose, a rapid test was developed to determine the eigenfrequency of the measurement section and normalize it to the first measurement of this section. In this way, all tendons / cables of the construction can be compared with each other.

Together with this rapid test method, the ResoCable[®] measurement system was developed. It consists of hardware and software for the rapid execution and evaluation of frequency measurements with minimum error. Apart from tests of strands and full locked cables, numerous measurements of tendons of external prestressed bridges, cable-stayed bridges and of a stadium roof were carried out.

The influence of wire damage on the tendon or cable proper and on the remaining tendons / cables of the construction was determined with the help of finite-element calculations for an external prestressed bridge, a cable-stayed bridge, and a stadium roof. In addition, finite-element calculations were made to study the behavior of strands in case of wire damage at deflection points.

Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT), ehemals Universität Karlsruhe (TH).

Herrn Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski danke ich für das in mich gesetzte Vertrauen und die Übernahme des Hauptreferats. Seine hilfreichen und motivierenden Diskussionen trugen entscheidend zum Gelingen dieser Arbeit bei.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummerhofer danke ich für die Übernahme des Korreferats sowie die konstruktiven Anmerkungen zu meiner Arbeit. Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Werner Wagner und Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller bedanke ich mich für die Mitarbeit in der Kommission. Ein großer Dank geht an Herrn Prof. Dr.-Ing. Werner Fuchs für das kurzfristige Beitreten zu meiner Promotionskommission.

Ein weiterer Dank geht an meine Kolleginnen und Kollegen am Institut sowie der wissenschaftlichen Hilfskräfte für die angenehme Arbeitsatmosphäre und die gute Zusammenarbeit, die zur Entstehung dieser Arbeit beigetragen haben.

Die Realisierung der Versuchsaufbauten und die Durchführung der experimentellen Untersuchungen wären ohne die tatkräftige Unterstützung der Leiter und Mitarbeiter der mechanischen und messtechnischen Abteilungen nicht denkbar gewesen. Daher sei auch ihnen an dieser Stelle mein herzlicher Dank ausgesprochen, ebenso wie Frau Ulrike Eggmann für die stete Hilfestellung bei der Bearbeitung grafischer Problemstellungen.

Ein großer Dank geht an die zuständigen Personen der einzelnen Bauwerke. Sie haben mir ermöglicht, Frequenzmessungen an den externen Spanngliedern und Seilen durchzuführen und somit wesentlich dazu beigetragen, dass das Messsystem ResoCable[®] entwickelt wurde.

Herrn Dr.-Ing. Frank Breinlinger sowie den Mitarbeitern der Firma Ziegler Instruments GmbH danke ich für die gute Zusammenarbeit während der Entwicklung unseres Messsystems.

Ein ganz besonderer Dank geht an meine Familie, ohne ihre unendliche Geduld und ihr Verständnis wäre eine erfolgreiche Vollendung dieser Arbeit nicht möglich gewesen.

Inhalt

Kurzfassung	i
Abstract	iii
Vorwort	v
Kapitel 1: Einleitung	1
Kapitel 2: Externe Spannglieder, Seile und ihre Eigenschaften	9
2.1 Externe Vorspannung.....	9
2.1.1 Externe Spannglieder im Brückenbau	13
2.1.2 Externe Spannglieder in Windenergieanlagen.....	15
2.1.3 Schäden an externen Spanngliedern	18
2.2 Seile im Brückenbau	21
2.2.1 Schäden an Seilen	25
2.3 Materialien und ihre Eigenschaften	32
2.3.1 Spannstahl.....	32
2.3.2 High Density Polyethylene (HDPE).....	35
2.3.3 Korrosionsschutz	41
2.3.4 Reibung, Verschleiß und Ermüdung.....	43
2.4 Schwingungen von externen Spanngliedern und Seilen	51
2.4.1 Bestimmung der Seilkraft auf Basis von Eigenfrequenzen	54
Kapitel 3: Einfluss von Drahtbrüchen auf die Eigenfrequenz	75
3.1 Versuchsvorbereitung	76
3.2 Versuche mit Litzen	78
3.2.1 Aufbau der Versuche	78
3.2.2 Durchführung und Auswertung der Versuche	81
3.3 Versuche mit vollverschlossenen Seilen.....	91
3.3.1 Aufbau der Versuche	91
3.3.2 Durchführung und Auswertung der Versuche	92
3.4 Zusammenfassung der durchgeführten Versuche	98

Kapitel 4: Prüfverfahren für die Bauwerksprüfung	101
4.1 Verfahren zur Ermittlung der Spannkraft.....	107
4.1.1 Ansetzen der Spannprese.....	107
4.1.2 Statisches Verfahren	108
4.1.3 Dynamische Messungen mit Spannkraftermittlung	109
4.1.4 Magnetoelastische Messungen.....	111
4.2 Verfahren zur Schadensdetektion.....	113
4.2.1 Visuelle Prüfung	113
4.2.2 Elektromagnetische Resonanzmessung	114
4.2.3 Ultraschallecho-Verfahren	114
4.2.4 Magnetische Ortung von Spanndrahtbrüchen.....	115
4.2.5 Schraubendreherstest.....	117
4.2.6 Radiografie.....	117
4.3 Ausbau und Überprüfungen von Spanngliedern	118
4.3.1 Talbrücke Berbke – externes Spannglied SUSPA-Draht EX 54	118
4.3.2 Talbrücke Rümmecke – externes Spannglied VT CMMD 4x04	118
4.4 Bewertung / Zusammenfassung	120
 Kapitel 5: Frequenzanalysen und Auswertungen.....	 123
5.1 Messungen an Brücken mit externen Spanngliedern	126
5.1.1 Brücke Denkendorf.....	126
5.1.2 Eisengriffthalbrücke.....	127
5.1.3 Hungerbrunnentalbrücke.....	128
5.1.4 Klosterwegbrücke	129
5.1.5 Lonetalbrücke	130
5.1.6 Muckbachtalbrücke.....	131
5.1.7 Neckarbrücke Rottweil	133
5.1.8 Neuenbühlthalbrücke	133
5.1.9 Pfinztalbrücke	134
5.1.10 Talbrücke Rümmecke	135
5.1.11 Taubertalbrücke	136
5.1.12 Würmtalbrücke	137
5.2 Messungen an Seilbrücken.....	138

5.2.1	Stadthafenbrücke Sassnitz	138
5.2.2	Gernika-Brücke.....	140
5.2.3	Neckartalbrücke Weitingen	141
5.2.4	Rheinbrücke Maxau.....	142
5.2.5	Rheinbrücke Speyer.....	143
5.3	Überprüfung einer Windenergieanlage	145
5.4	Seilprüfungen am RheinEnergieStadion Köln	146
5.5	Auswertungen	147
5.5.1	Temperatur.....	148
5.5.2	Wind	150
5.5.3	Anordnung des Sensors	151
5.6	Zusammenfassung.....	153
Kapitel 6: Numerische Untersuchungen		155
6.1	Externes Spannglied an Umlenkstelle.....	156
6.1.1	Finite-Elemente-Modell für die Untersuchung am Umlenksattel	157
6.1.2	Finite-Element-Modell für Kriechversuche.....	159
6.1.3	Kontaktbedingungen.....	160
6.1.4	Einwirkende Lasten und Randbedingungen	161
6.1.5	Standzeit – Kriechen des HDPE	163
6.1.6	Finite Elemente und Elementnetz	165
6.1.7	Netzkonvergenzstudie.....	167
6.1.8	Materialmodell HDPE	170
6.1.9	FE-Berechnungen am Gesamtmodell	173
6.2	Extern vorgespannte Brücke	191
6.2.1	Netzkonvergenzstudie.....	193
6.2.2	Frequenzänderung infolge Querschnittsminderungen	194
6.2.3	Frequenzänderung infolge Wind und Temperatur.....	199
6.2.4	Schlussfolgerung aus den numerischen Analysen	199
6.3	RheinEnergieStadion Köln	199
6.3.1	Frequenzänderungen infolge Temperatur.....	204
6.3.2	Frequenzänderungen infolge Wind.....	206
6.3.3	Frequenzänderungen infolge Seilausfall.....	207
6.3.4	Schlussfolgerung aus den numerischen Analysen	210

6.4	Stadthafenbrücke Sassnitz.....	211
6.4.1	Frequenzänderungen infolge Temperatur	211
6.4.2	Frequenzänderungen infolge Wind.....	212
6.4.3	Frequenzänderungen infolge Seilausfall.....	213
6.4.4	Schlussfolgerung aus den numerischen Analysen	216
	Kapitel 7: Zusammenfassung und Ausblick	217
	Abbildungen.....	221
	Tabellen	231
	Literatur	235
	Anhang	261

Kapitel 1

Einleitung

Spannbeton ist, gemessen an der langen Geschichte des Betons, eine vergleichsweise junge Bauweise. Im Jahr 1875 wurde die erste Eisenbetonbrücke bei Chazelet (Frankreich) errichtet [18]. In den Jahren 1935 bis 1937 wurde die Bahnhofsbrücke in Aue, Sachsen, als erste Spannbetonbrücke mit externen Spanngliedern in Deutschland nach einem Entwurf Dischingers errichtet [103].

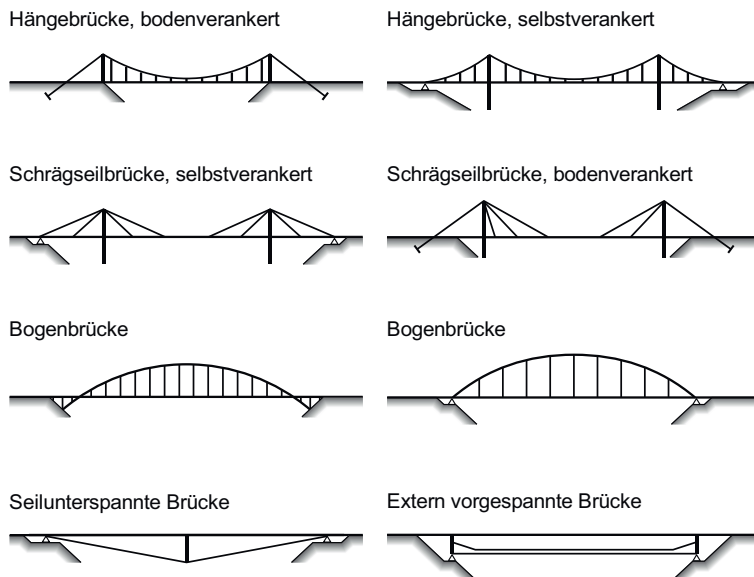


Abb. 1-1: Seilverspannte Brücken, in Anlehnung an [128]

Drei der insgesamt 10 Felder der Brücke wurden gemäß dem Patent Dischingers extern vorgespannt. Nach dem zweiten Weltkrieg wurden Spannbetonbrücken nahezu ausschließlich mit internen Spanngliedern hergestellt, bevor Mitte der 1980er

Jahre – aufgrund sicherheitsrelevanter Probleme bei internen Spanngliedern – die externen Spannglieder wieder entdeckt wurden. Zwei der ersten erstellten Brücken mit externer Vorspannung sind die Talbrücke Berbke und die Talbrücke Wintrop im Zuge der A 46. Die Verwendung von externen Spanngliedern ist seit Einführung der „Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern“ im Jahre 1998 für vorgespannte Betonbrücken mit Hohlkasten-querschnitt im Zuständigkeitsbereich des Bundes als Standardbauweise vorgeschrieben [21].



Abb. 1-2: Hängebrücke Grand Pont in Fribourg (Schweiz)
[Quelle: Postkarte, Editions Louis Burgy & Cie., Lausanne]

Externe Spannglieder und Schrägseile sind wichtige Tragwerkselemente für die Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Brücken.

Seile werden seit Jahrzehnten als hochfeste Zugglieder unter anderem in Brücken eingesetzt. Durch ihre Anbringung außerhalb des Hohlkastens – im Gegensatz zu externen Spanngliedern – sind sie zusätzlich zu statischen und dynamischen Belastungen auch Witterungseinflüssen ausgesetzt, welche einen großen Einfluss auf die Lebensdauer der Seile und ggf. auch auf das gesamte Bauwerk haben. Durch ihren Aufbau, Umlenkungen und Ankerstellen ist eine zuverlässige rechnerische Ermittlung der Lebensdauer nicht durchführbar. [64]

Erste Ideen für Schrägseilbrücken sind aus dem 17. Jahrhundert bekannt, wobei damals noch Eisenketten als Zugelemente vorgesehen waren. Im Jahr 1816 verwendete Richard Lees für den Bau von Hängebrücken zum ersten Mal Drahtkabel. Guillaume Henri Dufour führte in den 20er Jahren des 19. Jahrhunderts systematische Versuche mit Drähten und Seilen durch. Die daraus gewonnenen Ergebnisse waren wegleitend für die Hängebrücke Grand Pont in Fribourg in der Schweiz (Abbildung 1-2), welche 1832 – 1834 vom französischen Ingenieur Joseph Chaley erbaut wurde. Die Brücke war mit einer Spannweite von 273 m bis zu ihrem Rückbau 1923 die damals am weitesten gespannte Drahtseilbrücke Europas. Sie bestand aus 4 Tragseilen mit jeweils 1056 Drähten, Durchmesser 3,1 mm. In den folgenden Jahrzehnten wurden insbesondere in den USA einige große Seilbrücken gebaut, unter anderem die 1870 – 1883 von John August Roebling und seinem Sohn Washington Roebling erbaute Brooklyn Bridge, welche heute in New York noch in Betrieb ist. [2]

Die Dimensionen des deutschen Straßen- und Brückenbaus sind enorm. Das deutsche Straßennetz umfasst ca. 650.000 km, die Zahl der Brücken liegt heute bundesweit bei ca. 120.000. Das bedeutet, dass im Schnitt etwa alle 5,4 km eine Brücke steht. Das "Brückenvermögen" wird von Fachleuten in Deutschland auf 80 Mrd. Euro geschätzt. Der Wiederbeschaffungswert der Brücken und Tunnel auf deutschen Fernstraßen liegt bei über 40 Mrd. Euro. [80]

In der Baulast des Bundes befinden sich 39.231 Brückenbauwerke (50.961 Teilbauwerke) mit einer Brückenfläche von über 30 Mio. m² (Stand vom 31.12.2012). Die Brückenfläche hat sich seit 1970 vervierfacht. Die überwiegende Anzahl der Bauwerke wurde in Spannbetonbauweise hergestellt. Die Brückenfläche der Bauwerke aus Stahl- und Spannbeton umfasst etwa 88 % der Gesamtfläche aller Brücken der Bundesfernstraßen, während der Flächenanteil der Stahl- und Stahlverbundbrücken jeweils etwa 6 % beträgt. [17]

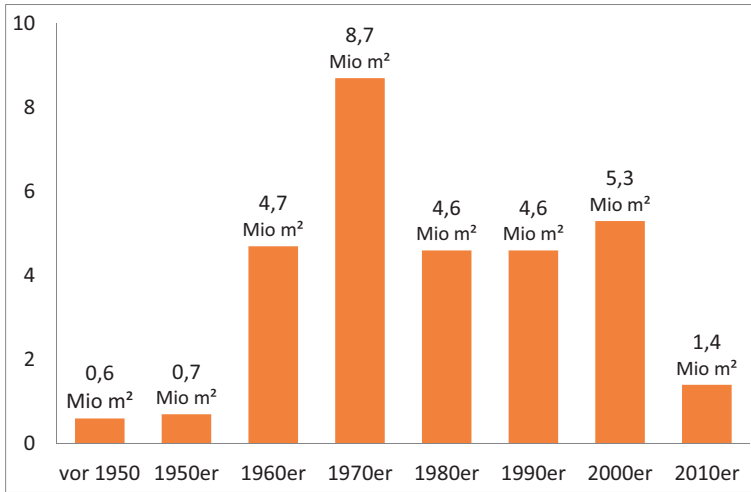


Abb. 1-3: Alter der Brückenbauwerke in Deutschland mit Brückenfläche (in Mio. m²), Stand 2016 [Quelle: BASt]

Ursprünglich sollten die nach dem Zweiten Weltkrieg errichteten Straßenbrücken in Deutschland 80 bis 100 Jahre halten. Tatsächlich hat sich ihre Lebensdauer aber vielfach stark reduziert. Das liegt zum einen an der Qualität der verwendeten Werkstoffe, zum anderen aber auch an den viel größer gewordenen Einwirkungen aus Verkehr sowie dem Winterdienst.

Neben dem Abriss und Neubau von Brücken wird heutzutage auch vielerorts saniert, damit die Bauwerke noch weitere Jahre dem stetig wachsenden Verkehr Stand halten können. So werden Brücken beispielsweise auch mit externen Spanngliedern nachträglich verstärkt. Hierbei ist es wichtig, dass sowohl an den Neubauten, als auch an den zum Teil sanierten Bestandsbrücken regelmäßige Überprüfungen durchgeführt werden, um die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und auch die Dauerhaftigkeit sicherzustellen.

Zur Überprüfung des Zustandes von Ingenieurbauwerken wird in Deutschland auch an Brücken gemäß der DIN 1076 [30] alle 6 Jahre eine Hauptprüfung (HP) und alle 3 Jahre nach einer Hauptprüfung eine einfache Prüfung (EP) durchgeführt. Durch die immer älter werdenden Bestandsbauwerke und des stetig wachsenden Verkehrsaufkommens auf den Bundesfernstraßen kommt der Prüfung der Ingenieurbauwerke eine immer größere Bedeutung zu.

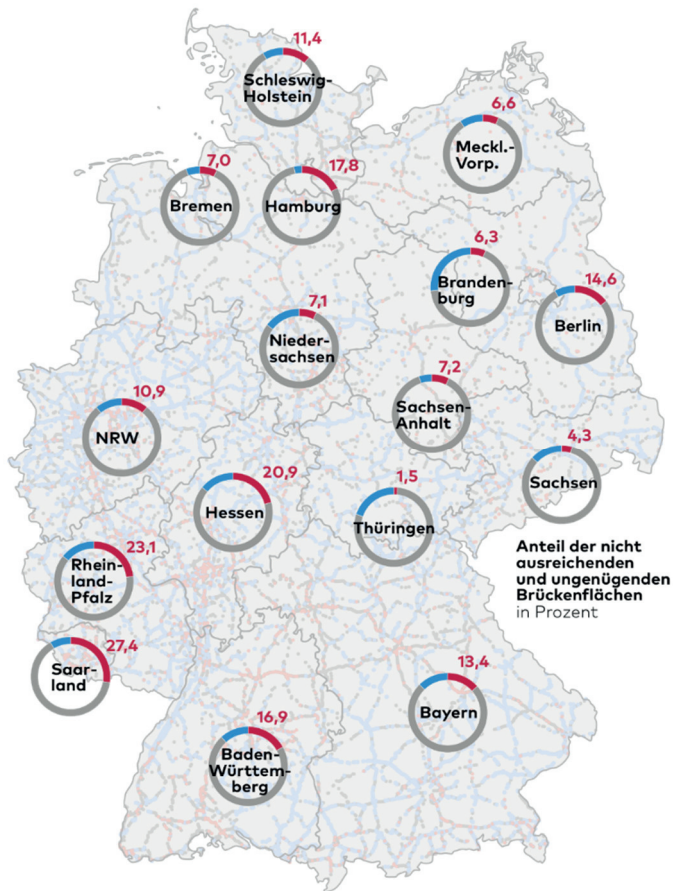


Abb. 1-4: Zustandsnoten Brückenbauwerke, Stand 2015/2016 [78]

Ein wesentlicher Bestandteil in diesem Qualitätsmanagementsystem ist die regelmäßige und fachkundige Bauwerksprüfung. Dies gilt umso mehr, da die Verkehrsbelastung in den letzten Jahren stark zugenommen hat und auch weiter zunehmen wird. [17]

In Abbildung 1-4 sind die prozentualen Anteile der als nicht ausreichend (blau) und ungenügend (rot) eingestufteten Brückenbauwerke aufgelistet. Hier ist deutlich zu erkennen, dass neben der regelmäßigen Überprüfung der Bauwerke auch die Instandsetzung der jeweiligen Schäden erfolgen muss, um eine weitere Verschlechterung der Bewertung zu verhindern.

Die im Rahmen der Hauptprüfung vergebenen Zustandsnoten sind für die Jahre 2000 bis 2015 in Abbildung 1-5 dargestellt. Neben dem deutlichen Rückgang in den Bereichen sehr gut bis gut gibt es einen starken Zuwachs im Bereich ausreichend. Neben der regelmäßigen Bauwerksprüfung und den meist erst daraus resultierend durchzuführenden Sanierungsmaßnahmen ist auch der Einsatz von weiteren, den Bauwerksprüfer unterstützenden, Prüfverfahren sinnvoll.

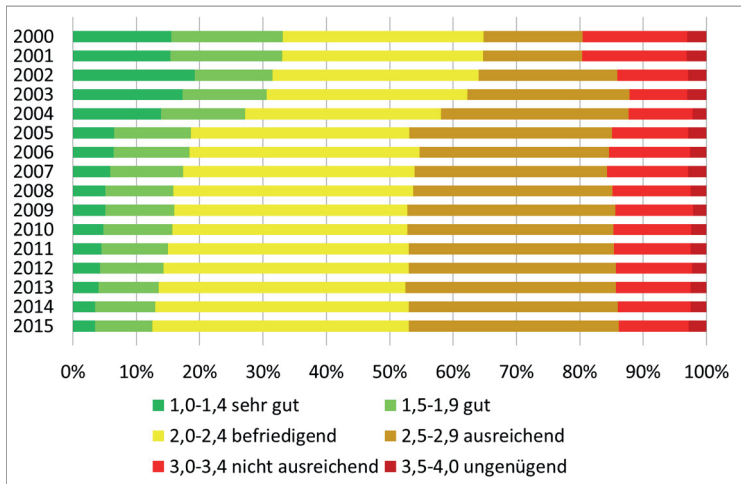


Abb. 1-5: Zustandsnoten Bauwerksprüfungen, Stand 2016 [Quelle: BMVI]

Weltweit sind Schäden an externen Spanngliedern und Seilen bekannt, meist resultieren diese aus Korrosion infolge von Undichtigkeiten im Bereich der Anker bzw. – insbesondere bei Seilen – aufgrund fehlendem oder mangelhaftem Korrosionsschutz des der Witterung ausgesetzten Teils des Seils. Um Beschädigungen der externen Spannglieder bzw. Seile frühzeitig feststellen zu können, ist es erforderlich, diese mindestens im Rahmen der Hauptprüfungen alle 6 Jahre intensiv zu überprüfen.

Insbesondere Schrägseilen kommt innerhalb eines Bauwerks aufgrund ihrer exponierten Lage eine besondere Bedeutung zu. Neben den ständig wirkenden Lasten gibt es insbesondere aus Verkehr und Wind erhebliche Einwirkungen, die zu Längs- und Querschwingungen führen können. Bei der Überprüfung von verrohrten Seilen wie z.B. Litzebündelseilen (LBS) kann eine tatsächliche Zustandserfassung der Zügelemente mittels visueller Prüfung nicht erfolgen. Deshalb wird

gefordert, dass für jedes Bauwerk ein Wartungshandbuch erstellt wird, in dem ggf. alternative Verfahren zur Seilprüfung festgelegt werden können. [58]

Die Aufstellung einer Prüfmatrix im Rahmen des Wartungshandbuches und einer daraus resultierenden vollständigen Überprüfung aller Seile eines Bauwerks innerhalb von z.B. 24 Jahren wird mittlerweile immer öfter angewendet. Die Ergebnisse dieser Arbeit werden zeigen, dass dies nicht das Ziel einer Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [30] sein darf.



Abb. 1-6: Infolge Korrosion gerissenes externes Spannglied (links) und Schrägseil (rechts) [60]

Der erfolgreiche Einsatz zerstörungsfreier Prüfverfahren (ZfP) hängt wesentlich mit der Auswahl des geeigneten Verfahrens zusammen. Monitoringsysteme können helfen, den Zustand der Bauwerke zu erhalten [52].

In den letzten Jahren wurden in den zahlreichen Verfahren und der Gerätetechnik große Fortschritte gemacht. Neben dem DBV-Merkblatt „Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren im Bauwesen“ [27], in dem für unterschiedliche Bereiche der Bauwerke die jeweils möglichen Prüfverfahren beschrieben werden, wurden im Rahmen dieser Arbeit explizit verfügbare Verfahren zur Prüfung des Zustands von externen Spanngliedern und Schrägseilen hinsichtlich der Eignung und der Kosten untersucht. Anhand der Ergebnisse wurde ein Verfahren entwickelt, mit dem in-situ der Zustand externer Spannglieder und Seile mittels Frequenzanalyse bewertet werden kann. Hierbei steht nicht im Vordergrund, den genauen Ort einer Schädigung zu ermitteln, sondern um festzustellen, ob es an einem externen Spannglied bzw. Seil zu einer Schädigung gekommen ist.

Kapitel 2

Externe Spannglieder, Seile und ihre Eigenschaften

2.1 Externe Vorspannung

Die externe Vorspannung wurde erstmals im Jahr 1936 nach einem Entwurf Dischingers in Deutschland eingesetzt, jedoch wurde in den darauf folgenden 50 Jahren die interne, im Verbund liegende Vorspannung vorgezogen [7]. In den 1980er Jahren wurde die externe Vorspannung nach dem vermehrten Auffinden von teilweise nicht verpressten internen Spanngliedern wieder aufgegriffen und weiter entwickelt. In [88] wurde Anfang der 1990er der technische Fortschritt der externen Spannglieder dargestellt und diskutiert.

Die Verwendung von externen Spanngliedern ist seit Einführung der „Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern“ im Jahre 1998 für vorgespannte Betonbrücken mit Hohlkastenquerschnitt im Zuständigkeitsbereich des Bundes als Standardbauweise vorgeschrieben [21]. Die Richtlinie begrenzt die zulässige Spannkraft je Spannglied auf ca. 3 MN und die Spanngliedlänge auf ca. 200 m. Diese Richtwerte wurden u.a. hinsichtlich der Handhabbarkeit und späteren Erhaltungsarbeiten festgelegt. Generell sind externe Spannglieder so anzuordnen, dass die Nachspannbarkeit und auch Auswechselbarkeit der Spannglieder sichergestellt ist. Unter halber Verkehrslast muss ein beliebiges Spannglied pro Steg ausgetauscht werden können. Dies gilt auch für die Mischbauweise. Der Höchstabstand der Spanngliedstützungen (Umlenkstellen, Ankerstellen) wurde auf 35 m festgelegt. [142]

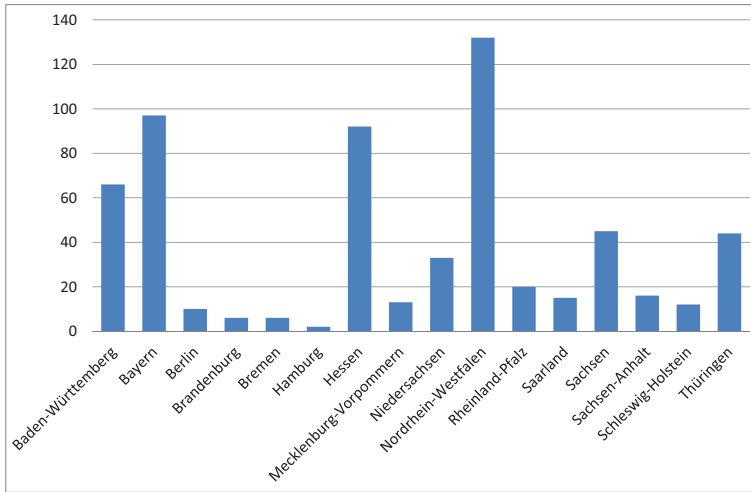


Abb. 2-1: Anzahl Teilbauwerke mit externer Vorspannung, Stand 2016 [Quelle: BAST]

Als Vorteile der externen Spannglieder werden meist Kontrollierbarkeit, Nachspannmöglichkeit sowie Austauschbarkeit genannt. Externe Spannglieder – eigentlich nur die HDPE-Hüllrohre – können auf der freien Länge (zwischen Anker- und / oder Umlenkstellen) von außen visuell begutachtet werden. Inwieweit eine Überprüfung im Bereich der freien Länge sowie der Anker- und Umlenkstellen möglich ist, wird im Rahmen dieser Arbeit noch erläutert.

Die Verankerung hat die Aufgabe, die Kräfte des Spanngliedes auf den Beton zu übertragen. Sie erfolgt bei Drahtspanngliedern über Stauchköpfchen (Spannverfahren SUSPA-Draht EX) und bei Litzenpanngliedern über Keile und Lochscheibe.

Bei den Spanngliedverankerungen unterscheidet man zwischen Spann- und Festanker. Am Spannanker werden die Litzen bzw. Drähte gespannt und können ggf. auch nachgespannt werden. Am Festanker sind die Litzen / Drähte beim Spannen bereits verankert. Je nach Spanngliedverlauf und -länge werden die Spannglieder ein- bzw. beidseitig vorgespannt. Eine beidseitige Vorspannung reduziert die Verluste aus Reibung und ermöglicht einen gleichmäßigeren Spannkraftverlauf über die Spanngliedlänge.

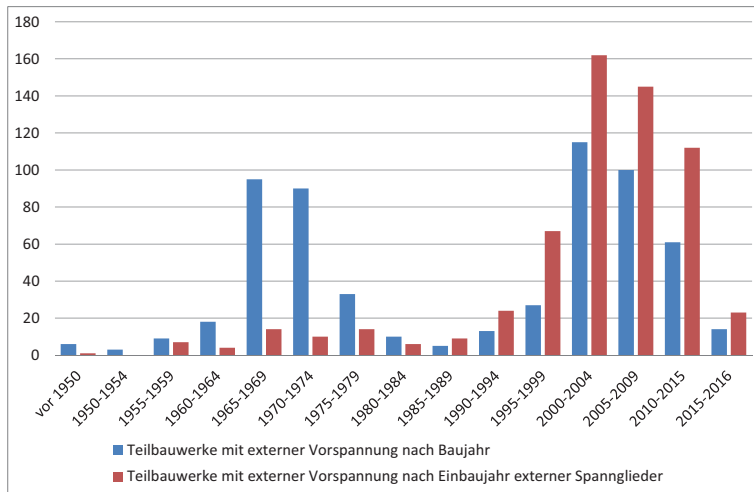


Abb. 2-2: Anzahl Brücken mit externer Vorspannung nach Baujahr sowie Einbaujahr der externen Spannglieder, Stand 2016 [Quelle: BAST]

Die ersten in deutschen Brücken eingebauten externen Spannglieder wurden geradlinig verlegt. Mittlerweile werden sie – dem Momentenverlauf angepasst – über der Stütze und ein bis zwei Mal in jedem Feld umgelenkt. An der Umlenkung werden zusätzlich zu den Verankerungen die Umlenkkräfte vom Spannglied in den Überbau übertragen. Die Umlenkstrukturen werden entweder im Werk vorgefertigt oder zusammen mit dem restlichen Überbau in Ortbetonbauweise erstellt. Durch ein Aussparungsrohr wird später das Spannglied geführt.

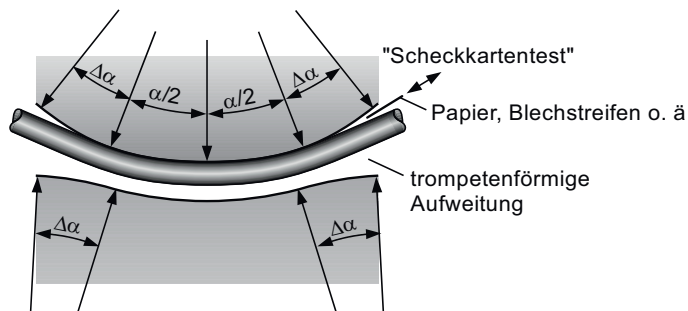


Abb. 2-3: Geometrien einer Umlenkstelle [111]

Die ersten in deutschen Brücken eingebauten externen Spannglieder wurden geradlinig verlegt. Mittlerweile werden sie – dem Momentenverlauf angepasst – über der Stütze und ein bis zwei Mal in jedem Feld umgelenkt. An der Umlenkung werden zusätzlich zu den Verankerungen die Umlenkkräfte vom Spannglied in den Überbau übertragen. Die Umlenkkonstruktionen werden entweder im Werk vorgefertigt oder zusammen mit dem restlichen Überbau in Ortbetonbauweise erstellt. Durch ein Aussparungsrohr wird später das Spannglied geführt.

An den Umlenkstellen muss darauf geachtet werden, dass das Spannglied beim Austritt aus der Umlenkung nicht am Umlenksattel anliegt und geknickt wird. An diesen Stellen kann es sonst zu Schäden am Hüllrohr kommen, sodass der Korrosionsschutz nicht mehr ausreichend ist. Dazu kommt es, wenn die tatsächliche Spanngliedlage leicht von der berechneten abweicht, was beim Betonieren auf der Baustelle kaum vermieden werden kann. Deshalb müssen die Öffnungen im Umlenksattel an beiden Enden um mindestens 3° aufgeweitet werden (Abbildung 2-3). In Abbildung 2-4 sind verschiedene Ausführungsformen von Umlenkungen dargestellt. Die genaue Ausbildung der Umlenkstellen ist in der jeweiligen Zulassung des Spannverfahrens geregelt. Dort kann auch der minimal zulässige Umlenkradius in vertikaler und horizontaler Richtung entnommen werden. [7], [12], [124]

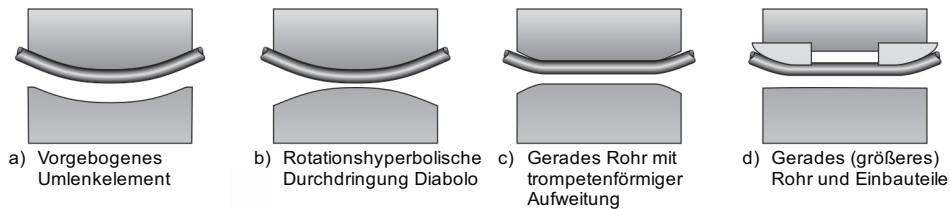


Abb. 2-4: Ausführungsformen von Umlenkungen [111]

In der Praxis kommt es immer wieder vor, dass die Spannglieder am Übergang von der freien Länge in die Umlenkstelle anliegen. Der aus dieser zusätzlichen unplanmäßigen Umlenkung resultierende Knick kann bereits beim Spannvorgang zu einer Beschädigung des Hüllrohres führen. Wenn sich durch äußere Gleitung diese beschädigte Stelle dann innerhalb der Umlenkstelle befindet, ist dies bei Kontrollen nur dann feststellbar, wenn ausreichend viel Korrosionsschutzfett austritt und dies visuell erkennbar ist.



Abb. 2-5: Externe Spannglieder in der Pfingsttalbrücke Nöttingen

2.1.1 Externe Spannglieder im Brückenbau

Externe Spannglieder sind im Brückenbau außerhalb des Betonquerschnittes und – in der Regel – innerhalb der Betonumhüllenden angeordnet. Hierbei wird zwischen 3 unterschiedlichen Spanngliederführungen unterschieden: geradliniger Verlauf, dreiecksförmiger Verlauf und trapezförmiger Verlauf, wobei meist nur nachträglich angeordnete Spannglieder einen geradlinigen Verlauf ausweisen (Abbildung 2-6).

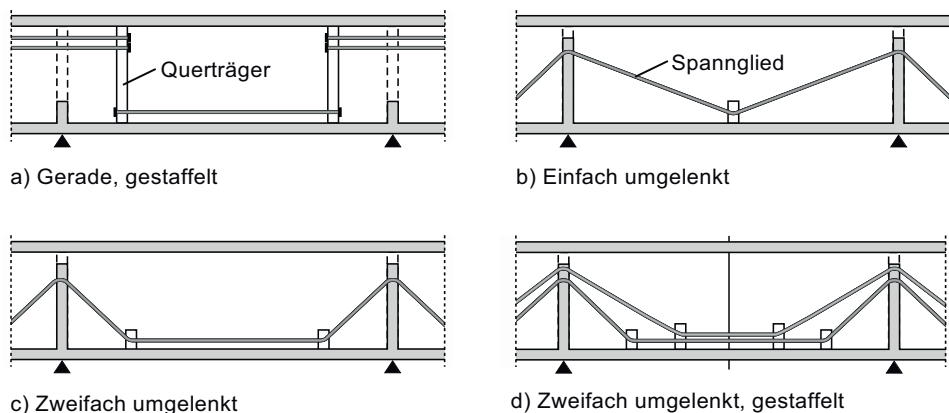
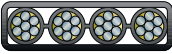

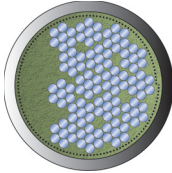
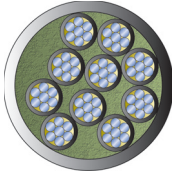
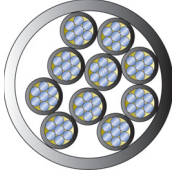
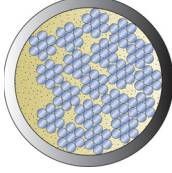
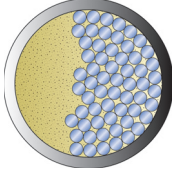


Abb. 2-6: Spanngliederläufe bei extern vorgespannten Brücken

Tab. 2-1: Externe Spannglieder in Deutschland [164] bis [237]

BBR VT CMM D / CMM KD	Litzen		PE-Hüllrohr, Monolitze	$P_{m0} = 372 - 3.366$ kN
VBT BE	Litzen		PE-Hüllrohr, Monolitze	$P_{m0} = 186 - 3.264$ kN
Dywidag Typ MC	Litzen		PE-Hüllrohr, Mörtel	$P_{m0} = 1.115 - 4.089$ kN
Dywidag Typ W	Litzen		PE-Hüllrohr, Monolitze, Mörtel	$P_{m0} = 1.041 - 3.296$ kN
BBV Typ EMR	Litzen		PE-Hüllrohr, Monolitze	$P_{m0} = 1.561 - 3.264$ kN
BBV Typ E	Litzen		PE-Hüllrohr, Fett	$P_{m0} = 536 - 6324$ kN
DSI SUSPA-Draht EX	Drähte		PE-Hüllrohr, Fett / (Mörtel)	$P_{m0} = 1.350 - 4.528$ kN

In Deutschland sind bzw. waren bis zu 7 unterschiedliche Spanngliedtypen mit einer maximal zulässigen Vorspannkraft in Höhe von etwa 6,3 MN zugelassen (Tabelle 2-1). Während früher als Füllmaterial der Hüllrohre teilweise noch Zement verwendet wurde, kommt heute ausschließlich Korrosionsschutzfett zum Einsatz, das aufgrund seiner Eigenschaften einen besseren Korrosionsschutz ermöglicht.

2.1.2 Externe Spannglieder in Windenergieanlagen

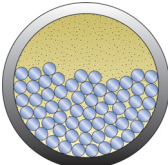


Bei Windenergieanlagen sind Stahlbetontürme etwa fünf bis sechs Mal schwerer als gleich hohe Stahltürme und weisen deshalb günstigere Schwingungseigenschaften und geringere Schallemissionen auf. Bei Türmen über 100 m Höhe werden inzwischen vermehrt Hybridtürme eingesetzt. Hierbei wird der untere Teil des Turms (ca. 60-70% der Turmhöhe) aus Spannbeton und der obere aus Stahl gefertigt. Verbunden werden beide Teile durch einen Adapter aus Stahl, was eine vom Stahlteil unabhängige Herstellung des Spannbetonschafts erlaubt. Der Spannbetonenteil wird entweder in Ortbetonbauweise mit Kletter- oder Gleitschalung oder in Fertigteilbauweise hergestellt. Hybridtürme haben Fußdurchmesser bis 12 m und Wanddicken des Spannbetonteils von 30 bis 55 cm. [59], [65], [66]



Abb. 2-7: Externe Spannglieder in einer Windenergieanlage

Durch die Vorspannung wird eine vollständige Überdrückung des Betons im Gebrauchszustand erreicht, wodurch Rissbildung verhindert wird und eine günstige dynamische Auslegung möglich ist. Die externe Vorspannung bietet dabei einige Vorteile. Der Korrosionsschutz wird bereits im Werk mittels Fett oder Wachs und HDPE-Hüllrohren aufgebracht. Dies ist weniger fehleranfällig als eine Verpressung mit Mörtel bei der internen Vorspannung. Externe Spannglieder lassen sich aufgrund der Zugänglichkeit überprüfen und bei Bedarf austauschen. Weitere Vorteile dieser Bauweise sind die Möglichkeit zu einem späteren Zeitpunkt vorzuspannen und ein einfacher Rückbau oder Umbau. Zudem fallen die Hüllrohre im Betonquerschnitt weg, was die Herstellung vereinfacht und die Qualität des Betons erhöht. Die Spannglieder werden am Stahladapter verankert und im Fundamentkeller vorgespannt.

Tab. 2-2: Zulassungen externer Spannglieder für den Einsatz in Windenergieanlagen [220], [230], [232], [233]

SUSPA-Draht EX	BBV / ENERCON Typ EW	BBR-VT CMM D / KD
Drähte	Litzen	Litzen
		
$P_{m0} = 1.350 - 4.528 \text{ kN}$	$P_{m0} = 1.428 - 3.060 \text{ kN}$	$P_{m0} = 372 - 3.501 \text{ kN}$

Für Windenergieanlagen verwendete externe Spannglieder bestehen aktuell entweder aus einzelnen Monolitzen (BBV Systems GmbH – Externes Litzenspannverfahren Typ EW für Türme von Windenergieanlagen, Zulassungsnummer Z-13.3-133 [220] sowie ENERCON GmbH – Externes Litzenspannverfahren TYP EW für Türme von Windenergieanlagen, Zulassungsnummer Z-13.3-140 [230]) oder aus mehreren zusammengefassten Monolitzen, wie beim Spanngliedtyp

VT-CMM D bzw. VT-CMM KD (Z-13.3-143 [233]) der BBR VT International Ltd. Die Monolitzen sind hierbei durch Stege miteinander verbunden. Eine weitere Möglichkeit sind Drahtspannglieder des Typs SUSPA-Draht EX (Z-13.3-141 [232]) der Firma DYWIDAG-Systems International GmbH (Tabelle 2-2).

Im Gegensatz zum Brückenbau werden externe Spannglieder in Windenergieanlagen nahezu vertikal entlang der Turmwand geführt. In der Richtlinie für Windenergieanlagen [28] wird gefordert, dass „Spannverfahren, die zum Vorspannen von Windenergieanlagen verwendet werden, [...] für die Vorspannung von Türmen [...] zugelassen sein“ müssen. Am 19.12.2013 wurde vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) unter der Nummer Z-13.3-133 [219] das Spannverfahren der Firma BBV Systems GmbH als erstes Spannverfahren für Türme von Windenergieanlagen zugelassen. Alle vor diesem Zeitpunkt eingesetzten externen Spannglieder in Hybridtürmen wurden ohne bauaufsichtliche Zulassung eingebaut. Die Verwendung von externen Spanngliedern ohne Zulassung für Windenergieanlagen war nur bis Ende 2014 zulässig, unter Beachtung einzelner Auflagen. So dürfen externe Spannglieder z.B. für eine Temperatur bis maximal 37°C eingesetzt werden.

Tab. 2-3: Temperaturabhängiger Kurzzeit-E-Modul von HDPE in N/mm²

≤ 10°C	20°C	30°C	40°C	50°C	60°C
1100	800	550	390	270	190

Diese Temperatur wird jedoch – ohne Einsatz von Gegenmaßnahmen – bei Windenergieanlagen schnell überschritten. Erhöhte Temperaturen führen dazu, dass bei umgelenkten bzw. anliegenden externen Spanngliedern die Hüllrohrdicke an den Anliegepunkten weitaus stärker abnimmt. Das liegt an den Materialeigenschaften des HDPE, welche sich mit steigender Temperatur ändern. Der Kurzzeit-Elastizitätsmodul beträgt bei 20°C 800 N/mm² und bei 50°C nur noch 270 N/mm² (Tabelle 2-3) [38].

Da Spannglieder in Windenergieanlagen ohne zweite Schutzhülle eingebaut werden, wird der Monolitzenmantel dicker ausgeführt. Bei dem Spannglied Typ EW der Firmen BBV bzw. ENERCON ist das Hüllrohr mit 2,4 mm etwas dicker als die Mindestwanddicke bei Zulassungen für den Einsatz von Monolitzen im Brückenbau.

2.1.3 Schäden an externen Spanngliedern

Die Verwendung von externen Spanngliedern im Brückenbau ist eine vergleichsweise junge Bauweise, die vor allem in Deutschland erst in den 90er Jahren des letzten Jahrhunderts stetig zunahm. Es gibt auch ältere Brücken mit externen Spanngliedern, vor allem im Ausland. Bei diesen sind die meisten Schäden bekannt. In vielen Fällen sind nur einzelne Drähte bzw. Litzen eines Spanngliedes betroffen, teilweise gibt es auch komplett gerissene Spannglieder (Abbildung 2-9).

In der von 1973 bis 1976 erbauten Überführung in Guildford (südwestlich von London) wurden 1994 zwei wegen Korrosion gerissene externe Spannglieder festgestellt. Die Kontrolle der anderen Spannglieder zeigte, dass mehrere Spannglieder Korrosionsschäden aufwiesen (Abbildung 2-8). Die Spannglieder waren während der Bauphase nicht ausreichend gegen Korrosion geschützt und auch das verwendete Fett bot in den Endbereichen keinen ausreichenden Schutz gegen eindringendes Wasser. 1996 wurden im Rahmen der Instandsetzung alle Spannglieder ersetzt. [2], [77], [161], [162]



Abb. 2-8: Zustand eines Spannglieds im Bereich des Endquerträgers (links), gerissenes Spannglied der Überführung in Guildford (rechts) [161]

In [61] werden mehrere Schadensfälle an externen Spanngliedern in Frankreich beschrieben:

Die Vaux-sur-Seine-Brücke wurde 1951 gebaut. Insgesamt kamen bei der Brücke acht externe Spannglieder mit jeweils 30 Drähten (Durchmesser 5 mm) zum Einsatz. Die Spannglieder wurden – wie zur damaligen Zeit bei Hängebrücken üblich – mit Fett vor Korrosion geschützt. 30 Jahre später wurden dann im Rahmen einer ausführlichen Inspektion Brüche einzelner Drähte festgestellt.

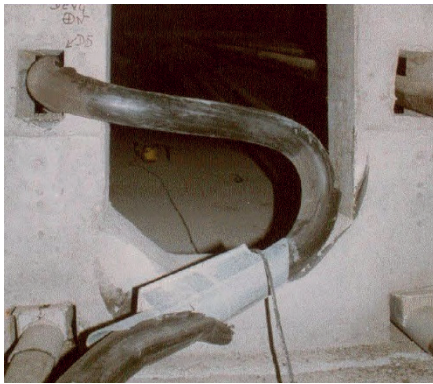


Abb. 2-9: Infolge Korrosion im Bereich des Ankers gerissenes externes Spannglied in der Brücke über den Durance, Frankreich (links), Verankerung nach dem Ausbau (rechts) [60]

Bei der 1953 erbauten Can-Bia-Brücke wurden 58 Spannglieder mit jeweils 12 Drähten (Durchmesser 7 mm) eingebaut. Im Jahr 1960 wurden etwa 30 gebrochene Drähte festgestellt. 1980 waren es bereits 56 Drähte, welche alle infolge Korrosion gebrochen waren, sodass die Brücke 1984 abgerissen wurde.

Auch bei jüngeren Brücken kam es zu Schadensfällen an externen Spanngliedern [61]: Die 1986 für den Verkehr freigegebene Brücke über den Durance besteht aus insgesamt 64 Spanngliedern mit jeweils 19 Litzen (Durchmesser 15 mm), welche in einem mit Mörtel verpressten HDPE-Hüllrohr liegen. 1994 wurde der Bruch infolge Korrosion eines Spanngliedes festgestellt (Abbildung 2-9). Durch teilweises Öffnen der Hüllrohre wurden an einigen Spanngliedern im Bereich der Anker Fehlstellen im Verpressmörtel festgestellt.

Das 1974 fertiggestellte Saint-Cloud-Viadukt wurde 1979 nachträglich extern vorgespannt. 1998 brach eines der externen Spannglieder infolge Spannungsrissskorrosion. In der 1991 für den Verkehr freigegebenen Rivière-d'Abord-Brücke führte der Bruch eines externen Spannglieds dazu, dass das Spannglied an einem Ende bis zur Widerlagerwand herausgeschossen ist und letztendlich ca. 3 m herausragte.



Abb. 2-10: Mid-Bay-Brücke (USA): Ausgebautes, nicht vollständig verfülltes und zum Teil korrodiertes externes Spannglied (links) [82], nicht verfüllter Ankerbereich mit Korrosionsschäden (rechts) [77]

In Großbritannien gibt es nur wenige Brücken mit externer Vorspannung. Hier sind nur Sprödbrüche an außen liegenden Spanngliedern zweier Brücken aus der Anfangsphase der Vorspannung bekannt. [77], [160]

Aus den USA gibt es u.a. Berichte über die beiden stark geschädigte Brücken Niles Channel und Mid-Bay, bei denen 1999 bzw. 2000 Schäden festgestellt wurden. Die überwiegend im Verankerungsbereich aufgetretenen Korrosionsschäden an den externen Spanngliedern führten zum vollständigen Ausfall einzelner Spannglieder an beiden Brücken. Probleme hierbei waren Mängel an der Mörtelverfüllung sowie Wassereintritt und teilweise gerissene PE-Hüllrohre (Abbildung 2-10). [70], [77], [104], [112], [117]

2.2 Seile im Brückenbau

Die Zugglieder von Seilbrücken bestehen meist aus kaltgezogenen Stahldrähten. Die Technik des Kaltziehens von Metalldrähten ist bereits seit dem 14. Jahrhundert bekannt. Der Draht wird hierbei durch mehrere Ziehösen gezogen, die immer kleinere Durchmesser aufweisen. Durch die Kaltverformung erhält man eine Erhöhung der Zugfestigkeit der Stahldrähte. [2]

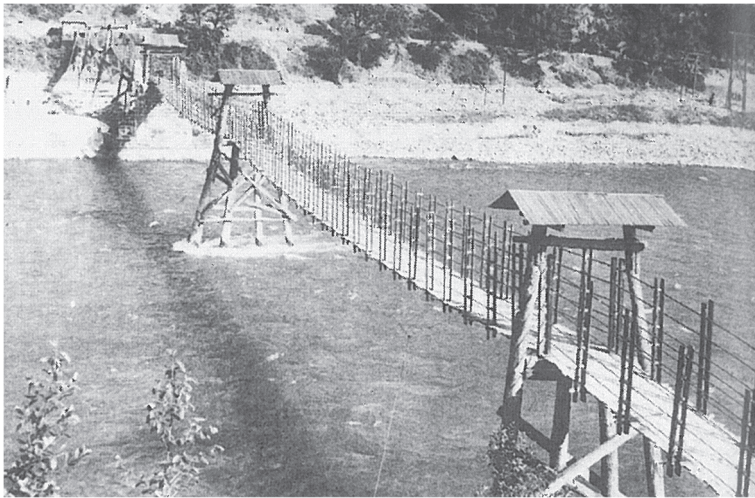


Abb. 2-11: Anlan-Brücke in China [37]

Eine der ältesten bekannten Seilbrücken ist die Anlan-Brücke (Abbildung 2-11), welche im Südwesten Chinas laut Literatur mindestens 600 Jahre lang existiert hat. Baumeister war der zur damaligen Zeit berühmte Li Bing, welcher bereits 251 v. Chr. das Doujiang-Wehr gebaut hat. Die Brücke wurde im Laufe der Zeit mehrmals erneuert und 1803 wieder in den ursprünglichen Zustand versetzt. Die Gesamtlänge liegt bei etwa 340 m. Die Spannweite des größten der 8 Felder beträgt 61 m. Die vorgespannten Seile werden in regelmäßigen zeitlichen Abständen kontrolliert und – falls erforderlich – nachgespannt bzw. ausgewechselt. [37], [97]

Im Jahr 1958 begann mit der Düsseldorfer Theodor-Heuss-Brücke in Deutschland der Schrägseilbrückenbau (Abbildung 2-13). Während für die Schrägseil- und

Hängebrücken bis vor wenigen Jahren ausschließlich vollverschlossene Seile (VVS) verwendet wurden, kamen im Ausland meistens Parallellitzenseile bzw. Paralleldrahtseile zum Einsatz. Zurzeit gibt es in Deutschland mehr als 40 große Straßenbrücken mit Seilen [79]. Bei den neuesten Brücken werden Litzenbündelseile (LBS) eingesetzt (Abbildung 2-12).

1971 wurde die Kurt-Schumacher-Brücke in Mannheim mit Paralleldrahtbündeln und ein Jahr später die Mainbrücke Höchst in Frankfurt mit 25 parallel geführten DYWIDAG-Gewindedrähten hergestellt. Beim Bau der Blautalbrücke 2001 in Ulm kamen acht Parallellitzenbündel vom Typ DYWIDAG DYNA Bond® mit jeweils 27 verzinkten, gewachsen und PE-ummantelten Litzen zum Einsatz.

Die 2007 für den Verkehr freigegebene Rügenbrücke wird mittels 32 Parallellitzenbündeln vom Pylon harfenförmig abgespannt. Hierfür wurden 32 DYWIDAG DYNA Grip® Schrägseile mit 34 Litzen in ein HDPE-Hüllrohr mit einem Durchmesser von 180 mm eingezogen.

Tab. 2-4: Seildefinitionen [36]

Litze	Ein Seilelement, üblicherweise bestehend aus einer Anordnung von Drähten mit geeignetem Querschnitt und Abmessungen, die spiralförmig um ein Zentralstück gelegt sind.
Rundlitzenseil	Eine Anordnung von mehreren Litzen, die spiralförmig einlagig oder lagenweise um einen Kern (Seil mit einer Lage) oder ein Zentralstück (drillfreies oder parallel geschlossenes Seil) gelegt sind.
Spiralseil	Eine Anordnung von mindestens zwei Drahtlagen, die spiralförmig um ein Zentralstück (üblicherweise einen Draht) gelegt sind.
Offenes Spiralseil	Spiralseil nur aus Runddrähten
Vollverschlossenes Spiralseil	Spiralseil mit einer äußeren Lage von vollverschlossenen (Z-)Drähten

Ähnlich wie externe Spannglieder sind auch Schrägseile frei zugänglich, wobei Schrägseile darüber hinaus durchgehend der Witterung und anderen Umwelteinflüssen ausgesetzt sind.

Vollverschlossene Seile (VVS) bestehen aus Runddrähten und mindestens zwei Lagen Z-Profildrähten. Sie werden einschließlich Verankerung vollständig im Werk hergestellt und einbaufertig zur Baustelle transportiert. Die Verseilung erfolgt vollkommen maschinell. Die einzelnen Drahtlagen werden hierbei jeweils in unterschiedliche Richtungen verdrillt. Vollverschlossene Seile waren früher auch als patentverschlossene Seile bekannt. [79]

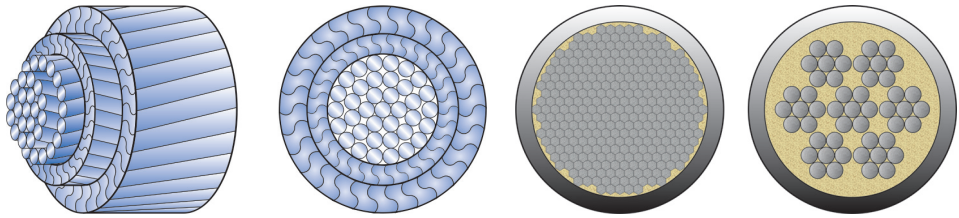


Abb. 2-12: Vollverschlossenes Seil (Bild 1 und 2) Paralleldraht- (3) und Parallellitzenbündel (4) (v.l.n.r.) [137], [138], [139], [140]

Litzenbündelseile (früher auch Parallellitzenbündel genannt) ähneln vom Aufbau her externen Spanngliedern. Sie bestehen aus parallel geführten Litzen, welche in einem Hüllrohr geführt werden. Dieses Hüllrohr wird – wie bei externen Spanngliedern – mit einer Korrosionsschutzmasse verfüllt. Litzenbündelseile kamen erstmals an der im Jahre 2007 fertiggestellten Rügenbrücke in Stralsund zum Einsatz (Abbildung 2-13).



Abb. 2-13: Theodor-Heuss-Brücke in Düsseldorf (links) [Quelle: www.grassl-ing.de], Rügenbrücke in Stralsund (rechts) [Fotograf: Henner Damke © www.fotolia.de]

Die Verbindung von Seil und Überbau erfolgt bei vollverschlossenen Seilen mittels vergossener Verankerungen nach DIN EN 13411-4 [32]. Hierfür wird das Seil an seinen Enden zu einem Seilbesen aufgefächert und in einer Vergusshülse mit konisch ausgebildetem Innenraum platziert. Diese wird anschließend mit einer Metalllegierung vergossen. Auch für offene Spiralseile und Rundlitzenseile kann eine Verankerung mit Verguss verwendet werden.

Ebenfalls zugelassen als Endverankerung sind Pressklemmen nach DIN EN 13411-3 [31] sowie Pressklemmen aus Stahl. Pressklemmen kommen bei offenen Spiralseilen sowie Rundlitzenseilen zum Einsatz.

Bei Litzenbündelseilen erfolgt die Verankerung wie bei externen Spanngliedern mittels dreiteiliger, hochschwingfester Keile, welche in einem Ankerblock verankert werden. [79]

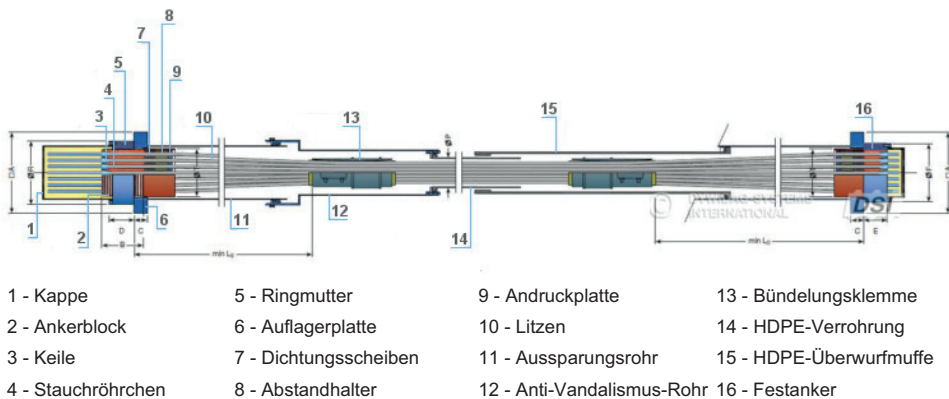


Abb. 2-14: DYNA Grip® Schrägseilsystem [81]

Paralleldrahtbündel wurden früher mittels Klemmbacken verankert, wobei diese entweder beweglich oder starr eingebaut wurden. Hierbei wurde jeder Draht einzeln geklemmt und die Verankerung mittels Reibungsverbund sichergestellt. Neuere Paralleldrahtbündel werden – wie bei externen Drahtspanngliedern – mittels aufgestauchter Köpfchen verankert. Die Drähte werden im Bereich der Verankerung aufgefächert, da durch den Köpfchendurchmesser, welcher etwa dem 1,8-fachen Drahtdurchmesser entspricht, der lichte Abstand zwischen den Drähten wächst. [3]

2.2.1 Schäden an Seilen

Im Gegensatz zu externen Spanngliedern kommen Seile, insbesondere Schrägseile im Brückenbau, weit verbreiteter zum Einsatz. In der Literatur gibt es nicht viele Informationen über Korrosionsschäden an Seilen bei Hänge- und Schrägseilbrücken, allerdings sind teils erhebliche Korrosionsschäden an Seilen vorhanden (Abbildung 2-15) [77].

Im Jahr 1988 wurde in der Zeitschrift Civil Engineering [156] der Artikel "Cables in trouble" veröffentlicht. Die Autoren kommen nach Begutachtung von mehr als der Hälfte der etwa 200 vorhandenen bedeutenden Schrägseilbrücken zu der Schlussfolgerung:

"Having inspected more than half of the world's cable stayed bridges, the authors say many are in danger of sudden collapse unless corrosion problems can be stopped." [156]

Die Autoren verweisen auf eine ganze Reihe von Schrägseilbrücken mit Korrosionsproblemen beim Spannstahl, u.a.:

- St. Nazaire-Brücke in der Nähe von Le Havre (Frankreich): Es sind deutliche Anzeichen vorhanden, dass Spanndrähte rosten.
- Severin-Brücke in Köln: Korrosion im Bereich der Verankerung.
- Kurt Schumacher-Brücke (Nord-Brücke) in Mannheim: Die faserverstärkten Schutzrohre für die Schrägseile weisen viele Risse auf und es zeigen sich Rostspuren.

Schwachstellen bei vollverschlossenen Seilen (VVS) sind neben mangelhafter Beschichtungen auch Probleme mit der Abdichtung, unverfüllte Hohlräume, Wasserstoffversprödung der Spannstähle durch das galvanische Verzinken sowie Temperatureinwirkungen auf das plastische Füllgut beim Vergießen des Seilkopfes. Bei Litzenbündelseilen bzw. Paralleldrahtbündeln sind die Schwachstellen meist Hohlräume in den Hüllrohren, aber auch Materialeigenschaften der Hüllrohre sowie Probleme mit der Abdichtung, Risse im zementösen Füllgut und fehlende Langzeitbeständigkeit von verwendeten Klebebändern zur Abdichtung. [77]

Die bei Schrägseilen auftretenden Korrosionsarten sind:

- Sauerstoffkorrosion
- Wasserstoffkorrosion
- Wasserstoffversprödung
- Spannungsrisskorrosion

Für alle Arten der Korrosion ist die Anwesenheit von Wasser und Sauerstoff bzw. Zugspannungen im Stahl erforderlich. Bei der Sauerstoffkorrosion bildet sich aufgrund der chemischen Reaktion des Stahls mit einer elektrolytischen Lösung (z.B. gelöster Sauerstoff in Wasser) der sogenannte Rost (Oxidation). Hierbei wird durch die Rostbildung der metallische Querschnitt reduziert. Mangelt es an Sauerstoff, kann der Stahl auch durch das vermehrte Vorhandensein von Wasser durch Bildung von elementarem Wasserstoff oxidieren (Wasserstoffkorrosion). Auch hierbei kommt es zur Rostbildung. Wenn der elementare Wasserstoff in den Stahl hinein diffundiert, setzt er sich im Metallgitter des Stahls fest. Die dabei im Gefüge entstehenden inneren Spannungen führen zu einer Versprödung des Metalls (Wasserstoffversprödung). Aus Spannungen im Querschnitt resultierende Risse im Stahl beschleunigen bzw. ermöglichen diesen Vorgang unter Umständen erst, wenn eine schützende Beschichtung beschädigt ist. Hier spricht man dann von Spannungsrisskorrosion. [6], [107]

Vollverschlossene Seile sind auch bei größeren Durchmessern noch verhältnismäßig biegsam, was den Transport erleichtert. Sie gelten als wenig empfindlich gegenüber Querpressungen, wie z.B. an Umlenkstellen, da sich die äußeren Profildrahtlagen flächig gegeneinander abstützen können. Dies gilt allerdings nicht für die inneren Runddrähte, da sich diese an den Kreuzungspunkten zunächst punktförmig berühren und es dann bei wachsender Belastung zu örtlich begrenzter plastischer Verformung kommt. In Abbildung 2-16 (Mitte) sind Brüche im Inneren eines vollverschlossenen Seils zu erkennen. Die nahe beieinanderliegenden Brüche lassen vermuten, dass es nach dem Bruch des ersten Drahtes infolge Bewegungen der Bruchränder und Querpressungen zu weiteren Brüchen in diesem Bereich gekommen ist („Infektionsbrüche“) [71]. Die durch die Querschnittsmin-

derung resultierende Spannungserhöhung in diesem Bereich beschleunigt das Auftreten von Drahtbrüchen. Diese treten meist im Seilkopf bzw. in dessen unmittelbarer Nähe auf [3], [62], [90].



Abb. 2-15: Infolge Korrosion gerissene Drähte eines Schrägseils (links) [60], Korrosion an den Spanndrähten der Restaurant- und Shoppingbrücke im Kanton Aargau (rechts) [77]

In Deutschland wurden Korrosionsschäden an den Seilen mehrerer Schrägseil- und Hängebrücken festgestellt. [16], [25], [26]

An der Köhlbrandbrücke Hamburg (erbaut von 1970 bis 1974) wurden so massive Korrosionsschäden festgestellt, dass bereits 1978/79 alle Seile ausgetauscht werden mussten. Dies lag an einem unzureichenden Korrosionsschutz während der Bauzeit und der Zerstörung des inneren Korrosionsschutzes beim Vergießen der Seilköpfe sowie dem Salzeintrag im Bereich der Fahrbahn. [26], [50], [69], [77], [84], [126]

Bei der von 1962 bis 1965 errichteten Rheinrücke Leverkusen bilden 19 vollverschlossene Seile ein Tragkabel. 1980 wurde festgestellt, dass die Hohlräume zwischen den einzelnen Seilen ungenügend verfüllt wurden und es bereits zum Eintritt von aggressiven Flüssigkeiten gekommen ist. Nach Ausinjizieren der Hohlräume wurden die Seile zusätzlich mit einer dickschichtigen Umhüllung versehen. Dieser Schaden führte dazu, dass vollverschlossene Seile nur einzeln und nicht als Seilpaket eingebaut und die Drähte verzinkt werden. [25], [77]

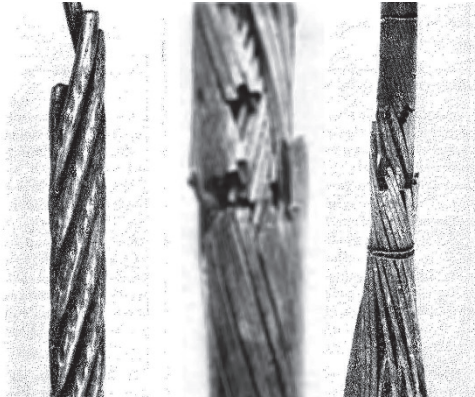


Abb. 2-16: Innerste Drahtlage eines vollverschlossenen Seils mit Quetschstellen an den Kreuzungspunkten (links); Häufung von Brüchen in der inneren Keildrahtlage eines vollverschlossenen Seils (Mitte); Brüche im Bereich der Verankerung, Häufung von Brüchen am Eintritt der Keildrähte in die Vergusszone (rechts). Die äußeren Lagen wurden jeweils abgenommen. [3]

Die Rheinbrücke Kleve-Emmerich wurde von 1963 bis 1965 als Hängebrücke mit vollverschlossenen Seilen hergestellt. Neben mehrfach auch nach komplettem Austausch aufgetretenen gebrochenen Bolzen infolge Wasserstoffversprödung des hochfesten Stahls – die Hängeseile wurden mit hochfesten Gewindebolzen auf die Tragseile der Hängebrücke geklemmt – kam es auch zu Korrosionsschäden an den Schrägseilen aufgrund nicht ausreichender Abdeckung der Verankerungsbereiche. [25], [77]

In [25] werden Korrosionsprobleme der von 1952 bis 1954 wieder aufgebauten Hängebrücke Rheinbrücke Rodenkirchen beschrieben, welche an den Tragkabeln in den Verankerungskammern auftraten. Die Verankerungskammern lagen hier im Grundwasser unter dem Hochwasserspiegel des Rheins. Hier kam es durch Risse in den Außenwänden zu Grundwassereintritt sowie von der Oberfläche her ebenfalls zu Wassereintritt. Dies führte zu einer hohen Luftfeuchtigkeit und folglich auch zu Korrosionsschäden an den vollverschlossenen Seilen und der Verankerungskonstruktion. [25], [77]

Die 1953 bis 1954 erbaute Große Naabbrücke in Schwarzenfeld musste 1956 durch eine nachträglich freiliegende Seilunterspannung verstärkt werden. Hierfür wurden 16 vollverschlossene Seile (Durchmesser 38 mm) verwendet, welche nach

dem Spannen einen Anstrich erhielten. Im Rahmen einer Inspektion wurde 1979 ein infolge Korrosion gerissenes Seil festgestellt. Drei Jahre später wurden alle Seile ersetzt. Beim Ausbau der alten Seile wurden an allen Seilen Drahtbrüche festgestellt. [25], [77]



Abb. 2-17: Große Naabbrücke, Korrosionsspuren im Bereich der Durchführung (links), Bruchstelle eines korrodierten Stahlseils [25]

Aus der Schweiz ist ein Schaden an Schrägseilen bekannt. Die 1972 erbaute Restaurant- und Shoppingbrücke im Kanton Aargau wurde mit 16 Seilen mit jeweils 77 Drähten (Durchmesser 7 mm) hergestellt. Die Drähte wurden in einem PE-Hüllrohr geführt, welches mit zementösem Füllgut verpresst wurde. Infolge von u.a. Temperaturspannung entstanden Risse in den Hüllrohren, welche im Laufe der Jahre mehrfach abgedeckt wurden. Mittels magnetinduktiver Prüfung wurden im Jahr 1990 bei 7 Seilen Querschnittsminderungen infolge Kontakt- bzw. Reibkorrosion festgestellt. Bis zu 3 % des Stahlquerschnitts waren geschädigt (Abbildung 2-15). [77]

Bei der 1983 eröffneten Luling-Brücke in Louisiana (USA) gab es mehrfach Risse in den PE-Hüllrohren, die dazu führten, dass die Spanndrähte teilweise neben flächigem Angriff auch kleine Lochfraßstellen aufwiesen. [23], [77]

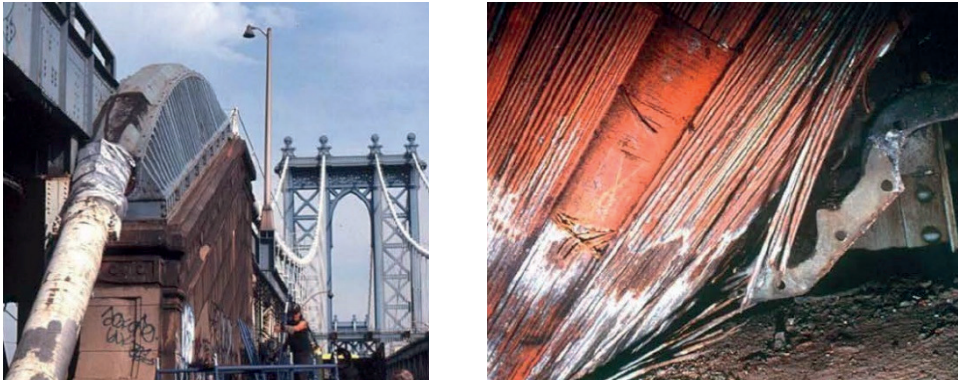


Abb. 2-18: Manhattan-Brücke in New York, Ansicht (links) und gerissene Spanndrähte (rechts) [96]

Bei der Manhattan-Brücke in New York (Abbildung 2-18) kam es aufgrund ungünstiger Materialkombinationen (verzinkter Spannstahl und Einhausung des Seils aus Bronze im Bereich der Umlenkung) zu großen Querschnittsminderungen an den Drähten und folglich zu gebrochenen Drähten. Es wurden auch Korrosion und Brüche der Drähte auf der freien Länge entdeckt mit einem ungleichmäßigen Korrosionsangriff und punktuellm Lochfraß. [77], [96]

Die Lance-Mitan-Hängebrücke über den Moruga-Fluss im Süden der Karibik-Insel Trinidad stürzte nach 99 Jahren Standzeit im Jahre 1998 ein (Abbildung 2-19). Wegen des sehr lange vernachlässigten Unterhaltes der Brücke ist eines der oberen Hängeseile gerissen. [77], [85]

An der von 1977 bis 1978 erbauten Schrägseilbrücke Zárate-Brazo Largo in Argentinien riss im November 1996 eines der Paralleldrahtbündel (Drahtdurchmesser 7 mm) ohne Vorankündigung. Nahezu alle 121 Drähte waren etwa 20 cm oberhalb der Verankerung am Überbau gerissen. Es wurden starker Korrosionsangriff und Anzeichen von Ermüdung nachgewiesen. [45], [46], [77]

An der 1966 bis 1968 erbauten Luangwa-Brücke in Sambia wurde bei der Inspektion 1993 festgestellt, dass der Spannstahl der Schrägseile aufgrund von sich ablösender Korrosionsschutzbeschichtung starke Lochkorrosion aufwies. [77], [120]



Abb. 2-19: Lance-Mitan-Brücke über den Moruga-Fluss in Trinidad vor und nach dem Einsturz 1998 [85]

Die Lake-Maracaibo-Brücke in Venezuela wurde 1962 hergestellt. Bereits 1978 wurden im Rahmen einer Inspektion über 500 gebrochene Drähte festgestellt. Ein Jahr später waren dann bereits drei Seile vollständig gebrochen. Etwa 10 Jahre nach aufwändigem Austausch aller Seile waren diese aufgrund fehlendem Unterhalt bereits wieder in einem schlechten Zustand. [61], [77]

In Japan, wo meist wie in Großbritannien und der USA Seilssysteme mit einer chromatierten oder epoxidharzbeschichteten Zinkschicht eingesetzt werden, wurden an verschiedenen Hängebrücken Korrosionsangriffe an den Tragseilen vorgefunden. Die Tragseile wurden mit einer Korrosionsschutzpaste versehen, mit verzinkten Stahldrähten ummantelt und abschließend beschichtet. Dieses Seilssystem wurde bereits bei der Brooklyn-Brücke angewendet. [77], [108]



Abb. 2-20: Ermüdungsrisskorrosion (links) und Reibkorrosion (rechts) bei einer Litze (Kreuze markieren die Stellen der Risseimbildung) [50], [77]

Bei Schrägseilsystemen spielen Ermüdung, Ermüdungsrisskorrosion und Reibkorrosion eine wichtigere Rolle (Abbildung 2-20) [48], [49], [50], [109]. Diese Einwirkungen wurden in einigen Fällen vermutlich unterschätzt. Umfangreiche Untersuchungen zur Verbesserung des Korrosionsschutzes an Schrägseilsystemen sind in [68] beschrieben. [77]

2.3 Materialien und ihre Eigenschaften

Im Gegensatz zu vollverschlossenen Seilen (VVS) bestehen Litzenbündelseile sowie Paralleldrahtbündel und externe Spannglieder neben dem Spannstaahl in Form von Drähten bzw. Litzen zusätzlich aus einem Hüllrohr sowie dessen Verfüllung mit Korrosionsschutzfett bzw. -wachs. Die Hüllrohre werden in der Regel aus HDPE (High Density Poly-Ethylene) hergestellt. Ein Aspekt dieser Arbeit ist die Untersuchung von externen Spanngliedern im Bereich von Umlenkstellen (Abschnitt 6.1), weshalb hier zusätzlich auf Reibung und Verschleißmechanismen eingegangen wird.

2.3.1 Spannstaahl

Spannstaahl wird in Form von Drähten und Litzen, teilweise auch als Stäbe eingesetzt. Der für die Herstellung der Litzen- bzw. Drahtspannglieder sowie der Seile verwendete Staahl muss eine hohe Festigkeit und ausreichend große Duktilität besitzen. Die Kennzeichnung der Spannstaähle erfolgt in Deutschland entsprechend der Streckgrenze (0,2 % Dehngrenze) und der Zugfestigkeit mit z.B. St 1660/1860. Im europäischen Ausland wird meist die Bezeichnung Y für die Zugfestigkeit angegeben. Die Streckgrenze ist die Spannung, bei der der Spannstaahl bei einachsiger und momentenfreier Zugbeanspruchung noch keine dauerhafte plastische Verformung zeigt. Beim Vorspannen müssen Spannstaähle große Dehnwege im elastischen Bereich aufweisen, da ein Teil der Staahldehnung infolge der plastischen Verkürzung des Betons durch Kriechen und Schwinden wieder abgebaut wird [148].

Tab. 2-5: Spannstahl [124]

	Herstellungsart	Querschnittsform		Durchmesser	Güte
Draht (siehe DIN EN 10138-2)	vergütet, kaltgezogen	flach, rund	eben, profiliert	bis 10 mm	$R_m \leq 1860$ N/mm ²
Litze (siehe DIN EN 10138-3)	kaltgezogen	3 oder 7 verwun- dene Drähte	glatt, poliert	Draht bis 5 mm, Nenndurchmesser bis 18 mm	$R_m \leq 2160$ N/mm ²
Stab (siehe DIN EN 10138-4)	warmgewalzt, ge- reckt und angelas- sen	rund (mit Gewinde)	glatt, gerippt	bis 40 mm	$R_m \leq 1230$ N/mm ²
R _m = mittlere Zugfestigkeit					

Spannstahl ist aufgrund des gegenüber Bewehrungsstahls höheren Kohlenstoffgehalts nicht schweißgeeignet [5]. Die hohen Festigkeiten können durch Kaltverformung, Vergütung oder Legierung erreicht werden [124]. Am bekanntesten ist die Spanndrahtlitze, die meist aus sieben verseilten, kaltgezogenen runden Einzeldrähten mit einem Durchmesser von 15,7 mm verwendet wird.

Das Spannungsdehnungsverhalten von Drahtseilen ist nichtlinear, wobei die Nichtlinearität bei Litzenseilen stärker ausgeprägt ist als bei Spiralseilen. In Abbildung 2-21 (links) ist das Verhalten eines hochfesten Drahts und eines Litzenseils dargestellt. Die Kurven resultieren aus dem unterschiedlichen Querschnittsaufbau der Seile. Bereits bei Erstbelastung stellt sich beim Litzenseil eine größere Dehnung als bei einem einzelnen Draht ein. Hierbei werden zunächst vorhandene Freiräume im Seil geschlossen. Dadurch kommt es zu einer Verfestigung des Seils und der Verformungsmodul nimmt zu. Des Weiteren resultiert eine bleibende Verformung (Verlängerung) des Seils, hervorgerufen durch Querpressungen der Einzeldrähte und Querdehnungen, der sogenannte Seilreck. Ein stabiles Verhalten stellt sich erst nach mehreren Belastungszyklen ein. Die Anzahl hierfür benötigter Zyklen ist dabei abhängig vom Seilaufbau, der Herstellungsqualität und dem Anlieferungszustand [102]. Nur für vorgereckte Seile kann die voraussichtliche Dehnung unter gegebener Last zuverlässig vorausgesagt werden [47]. Aus diesem Grund werden – insbesondere im Brückenbau – die Seile vor der Montage vorgereckt.

Dies erfolgt in der Regel mit einer über mehrere Stunden aufgetragenen Kraft, die gleich oder größer als die Gebrauchslast des Seils ist. [115]

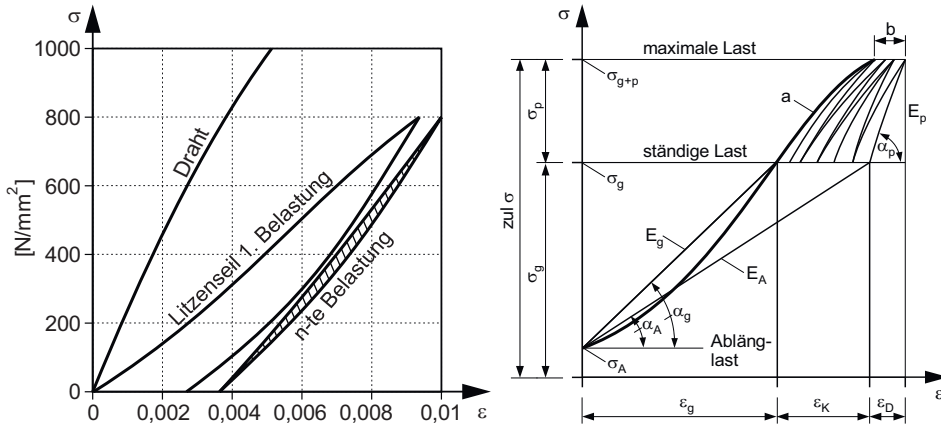


Abb. 2-21: Spannungs-Dehnungs-Verhalten – Draht und Litzenseil (links) [115], vollverschlossenes Seil (rechts) [121]

In Abbildung 2-21 (rechts) ist das Spannungs-Dehnungsverhalten für ein vollverschlossenes Seil bei erstmaliger Belastung (a) und bei wiederholter Be- und teilweiser Entlastung (b) dargestellt. [121]

Der elastische Anteil der Seildehnung setzt sich aus der elastischen Dehnung der Drähte und der elastischen Querfederung der Drahtlagen zusammen. Die Nichtlinearität wird zusätzlich durch die sukzessive Aktivierung der Einzeldrähte bzw. Drahtlagen verstärkt, welche wiederum vom Verseilungsgrad abhängt.

Bei Seilen unter Dauerlast kommt es neben den elastischen und bleibenden Dehnungen zu Kriechverformungen. Kriechdehnungen führen zu einem ungewollten größeren Seildurchhang bzw. zu geringeren Seilspannungen. Die Dehnungen infolge Kriechen sind relativ gering, werden jedoch beim Ablängen der Seile des Seils berücksichtigt [102].

Nicht belastete Drahtseile weisen – wie bereits erläutert – ein nichtlineares Spannungsdehnungsverhalten auf. Auch Seile gleicher Herstellung und gleicher Größe können erst nach einer definierten Lastaufbringung miteinander verglichen werden

[47]. Deshalb ist der Begriff Elastizitätsmodul, der eine Werkstoff- und keine Bauteilkonstante beschreibt, im Zusammenhang mit dem Dehnungsverhalten von Seilen nicht zutreffend, man spricht daher bei Seilen vom Verformungsmodul. Dieser wird in der Regel aus Versuchen ermittelt und ist u.a. abhängig vom Beanspruchungsniveau. Der Verformungsmodul wird nach einer ausreichenden Anzahl von Lastwechseln bestimmt. Falls keine Prüfergebnisse vorliegen, darf der Elastizitätsmodul nach DIN EN 1993-1-11 z.B. für Litzen mit $E_p = 195.000 \text{ N/mm}^2$ und für Stäbe und Drähte mit $E_p = 205.000 \text{ N/mm}^2$ als Schätzwert angesetzt werden. Bei der Bemessung ist der Temperaturexpansionskoeffizient $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ für Stahlstäbe und für nichtrostende Stahlstäbe $\alpha_T = 16 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ anzusetzen. [36]

2.3.2 High Density Polyethylene (HDPE)

Die bei externen Spanngliedern und seit einigen Jahren auch bei Schrägseilen eingesetzten Hüllrohre werden meist aus High Density Poly-Ethylene (HDPE) – im Deutschen als PE-HD (Polyethylen hoher Dichte) bezeichnet – hergestellt. Hierbei handelt es sich um einen teilkristallinen Thermoplast. Bei Thermoplasten sind die Kettenmoleküle unvernetzt, es bestehen also keine Hauptvalenzbindungen zwischen den Molekülen. Durch Wärmezufuhr wird die Beweglichkeit der Ketten gesteigert. In der Regel sind Thermoplaste löslich und schmelzbar und dadurch auch schweißbar. Im Gegensatz zu metallischen Werkstoffen haben Polymere ein stark ausgeprägtes viskoelastisches Deformationsverhalten. Dies wirkt sich auf das tribologische Verhalten von Polymer/Gegenstoff-Systemen aus. Bei einer Relativbewegung werden adhäsiv an den betreffenden Partner gebundene bzw. mechanisch verhakte Polymersegmente ausgelenkt. Zur Beschreibung des mechanischen Deformationsverhaltens der viskoelastischen Stoffe haben sich die rheologischen Modelle als geeignet erwiesen, da sie – bei geeigneter Einstellung der Federkonstante s (Hooke'sches Modell) und der Dämpferkonstante d (Newton'sches Modell) und Kombination der Parameter – die Realität sehr gut wiedergeben. Die rheologischen Modelle werden mit den Grundelementen Feder (elastisches Verhalten) und Dämpfer (viskoses Verhalten) beschrieben. [150]

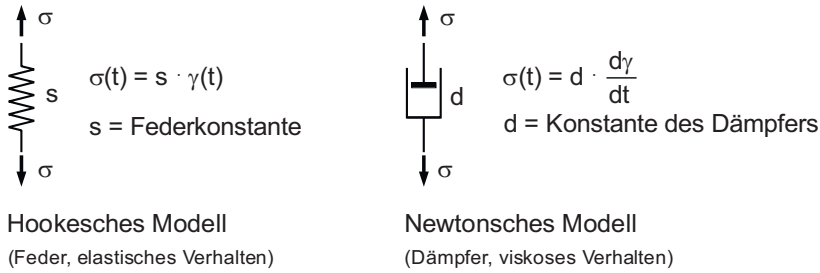


Abb. 2-22: Grundelemente Feder und Dämpfer der rheologischen Modelle [150]

HDPE besitzt aufgrund seiner sehr schwachen Verzweigung eine höhere Kristallinität (60 bis 80 %) und höhere Dichte (0,94 bis 0,97 g/cm³) als LDPE. Die Wasseraufnahme und Wasserdampfdurchlässigkeit von PE sind gering. Die Durchlässigkeit für Sauerstoff, Kohlensäure ist beträchtlich, nimmt jedoch mit zunehmender Dichte ab. Die zulässigen maximalen Temperaturen bei einem kurzzeitigen Einsatz liegen je nach Typ bei 80 bis 120°C. Polyethylen ist beständig gegen Wasser, Salzlösungen, Säuren, Laugen, Alkohole und Benzin und unlöslich in allen organischen Lösemitteln unterhalb von 60°C. Durch den Zusatz von Oxidationsschutzmittel und UV-Stabilisatoren kann PE auch für den Außeneinsatz verwendet werden. [8]

Neben der großen Spannweite der mechanischen Eigenschaften bei der Materialdefinition von Kunststoffen, selbst innerhalb einer Polymerfamilie, zeigen sie ein von den üblichen im Bauwesen verwendeten Werkstoffen deutlich abweichendes Verhalten. So ist vor allem die Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften von Temperatur, Belastungsgeschwindigkeit und -höhe sehr viel stärker ausgeprägt. [39]

Das Verformungsverhalten von Kunststoffen setzt sich aus drei Teilen zusammen: Ein elastischer Anteil, der reversibel, also zeitunabhängig ist. Dieser lässt sich durch eine Feder mit dem E-Modul E_0 darstellen. Der zweite Teil ist eine reversible Verformung, die zeitabhängig ist und als viskoelastisch bzw. relaxierend bezeichnet wird. Diese Verformung resultiert aus einer Molekülumlagerung, welche zu einer Streckung der Polymerketten führt. Die Reversibilität lässt sich durch eine Feder mit dem E-Modul E_{rel} darstellen, zu der zur Berücksichtigung der Zeitab-

hängigkeit zusätzlich ein viskoser Dämpfer mit der Viskosität η_{rel} parallel geschaltet wird. Der dritte Anteil ist eine irreversible und zeitabhängige Verformung, die viskose Verformung ε_v . Diese lässt sich durch einen viskosen Dämpfer η_0 darstellen und resultiert aus einer gegenseitigen Verschiebung der Polymerketten. Aus diesen drei Anteilen erhält man ein viskoelastisches Materialverhalten, das durch das sogenannte Burgers-Modell bzw. 4-Parameter-Modell dargestellt werden kann (Abbildung 2-23), bei dem die drei Anteile in Reihe geschaltet werden.

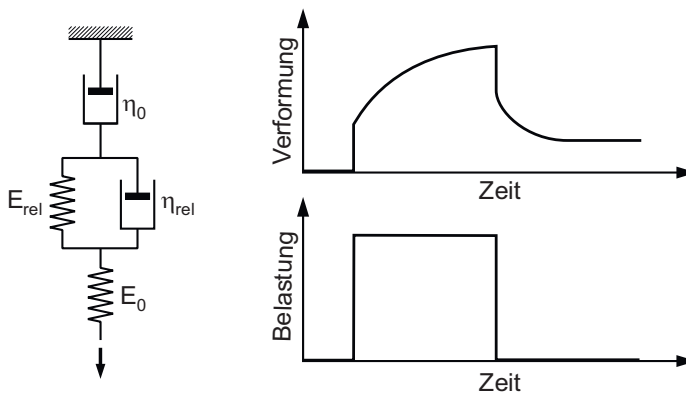


Abb. 2-23: Burgers-Modell bzw. 4-Parameter-Modell [158]

Die Gesamtverformung lässt sich damit berechnen zu: [39]

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\text{ges}} &= \varepsilon_0 + \varepsilon_v(t) + \varepsilon_{\text{rel}}(t) \\ &= \frac{\sigma_0}{E_0} + \frac{t \cdot \sigma_0}{\eta_0} + \frac{1}{E_{\text{rel}}} \cdot \left(1 - e^{-t \cdot E_{\text{rel}}/\eta_{\text{rel}}}\right) \cdot \sigma_0 \end{aligned} \quad (2-1)$$

Bei Kunststoffen findet ein linear-elastisches Verformungsverhalten nur in einem äußerst kleinen Bereich statt. Deshalb wird der E-Modul hier nicht als Steigung der Tangente im Ursprung der Kraft-Verformungslinie definiert, sondern als die Steigung der Sekante durch die Kurve bei 0,05% und 0,25% Dehnung. Hierbei muss zusätzlich berücksichtigt werden, dass alle mittels Versuchen ermittelten Werte stark von der Prüfgeometrie abhängig sind. [39]

Tab. 2-6: Eigenschaften von HDPE unter Zugbeanspruchung [39], [74]

E-Modul	600 – 1400 N/mm ²
Streckspannung σ_s	18 – 30 N/mm ²
Dehnung bei Erreichen der Streckspannung ϵ_s	8 – 12 %
Bruchdehnung ϵ_B	> 50 %

An Umlenkstellen wird das HDPE aufgrund der Umlenkkräfte der Spannglieder im Bereich zwischen Spannglied und Sattel auf Druck beansprucht. In der Literatur finden sich meist nur Werkstoffkennwerte für den Zugbereich. Diese lassen sich nur unter Vorbehalt übernehmen, denn die mittels Druckversuch ermittelten Werte sind im Allgemeinen höher als im Zugversuch. Hinzu kommt die Temperaturabhängigkeit des Verformungsverhaltens der Kunststoffe. Werkstoffkennwerte aus Zugversuchen sind in Tabelle 2-6 zusammengefasst. [39]

In Abbildung 2-24 ist die Temperaturabhängigkeit des E-Moduls und ein typisches Spannungs-Dehnungs-Diagramm von HDPE dargestellt. Für Druckbeanspruchung von PE wird in [89] ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm angegeben (Abbildung 2-25, links). Hier werden jedoch keine genauen Angaben zum verwendeten Material und den Prüfbedingungen gemacht, beispielsweise zur Dichte und zur Temperatur. Somit sind diese Werte nur als Anhaltspunkt anzusehen.

Die beiden zeitabhängigen Anteile der Verformung, die viskose und die relaxierende Verformung, werden bei gleichbleibender Spannung mit der Zeit größer. Dies wird als Kriechen bezeichnet. Relaxation ist der umgekehrte Fall, bei dem die Spannungen bei gleichbleibender Dehnung mit der Zeit abnehmen. Bei dem Fall, dass sich eine Litze in ein Hüllrohr eindrückt, kommen beide Vorgänge zusammen. Der Querdruck aus der Umlenkung bleibt theoretisch über die Lebensdauer des Spannglieds weitgehend gleich, sodass mit der Zeit die Verformungen größer, das heißt die Eindrückungen tiefer werden. Damit vergrößert sich jedoch die Aufstandsfläche, wodurch die Spannungen abnehmen. [39]

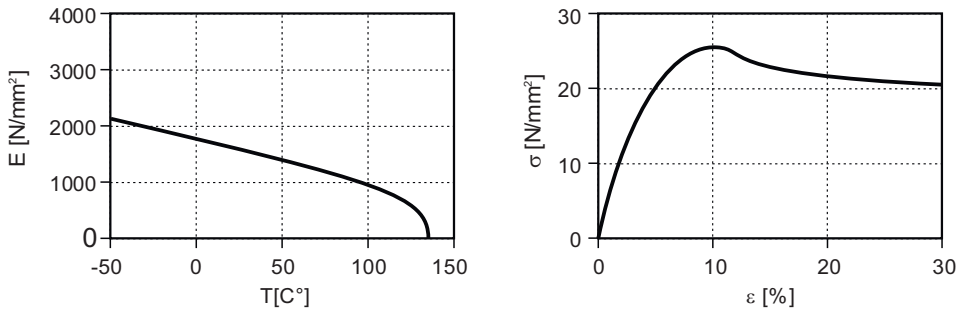


Abb. 2-24: E-Modul von HDPE in Abhängigkeit der Temperatur (links) und Spannungs-Dehnungs-Linie (rechts) [39]

Das zeitabhängige Verhalten von Kunststoffen kann mittels Kriechversuch ermittelt werden. Die hierbei ermittelten Kurven sind allerdings stark abhängig von der Temperatur sowie der Höhe und Dauer der Belastung. In [118] ist ein Versuchsstand beschrieben, um die zeitabhängige Zunahme der Eindrückungen bei einem Bandspannglied unter Querdruck zu ermitteln. Verwendet wurden siebendrähtige Litzen mit einem Nenndurchmesser von 150 mm² und längs halbierte Monolitzenhüllen mit einer Ausgangswandstärke von 2,0 mm. Mit unterschiedlich großen Querpressungen wurde die Stauchung der Hülle über die Zeit untersucht. Versuche wurden für Querpressungen von 100%, 50% und 25% durchgeführt. Hierbei entspricht die Querpressung von 100% einer maximalen Vorspannung des größten Spannglieds von 2974 kN bei einem Umlenkradius von 5,0 m. Daraus resultiert eine Querpressung zwischen unterem Band und Sattel von 594,8 kN/m. Bei einem Band aus vier Litzen wirkt somit auf eine einzelne Litze etwa ein Viertel der gesamten Querpressung, also 148,7 kN/m. Die Dauer des Versuchs betrug 16 Stunden. Nach Entlastung wurden die Messungen noch 2 Stunden fortgeführt. Zusätzlich wurde der Einfluss unterschiedlicher Umgebungstemperaturen untersucht. [118]

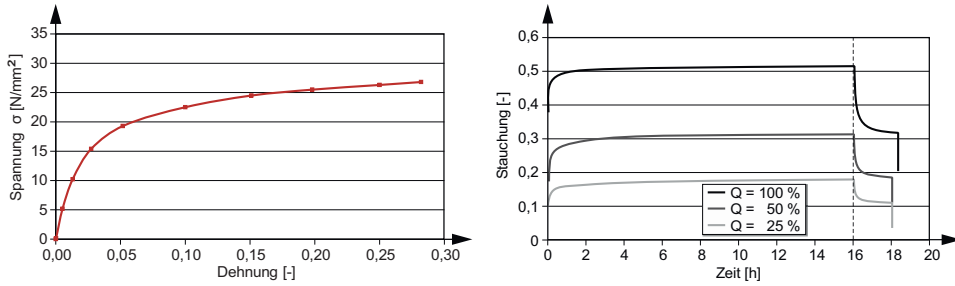


Abb. 2-25: Spannungs-Dehnungs-Diagramm für PE unter Druckbeanspruchung (links) [89], Zeitabhängige Stauchung für Be- und Entlastung einer Monohülle bei unterschiedlichen Querpressungen (rechts) [118]

Die Ergebnisse der Kriechversuche aus [118] sind die in Abbildung 2-25 (rechts) dargestellten Kurven, die die mittlere Stauchung der Monohüllen über die Zeit sowie das Ausdehnen innerhalb der ersten zwei Stunden nach Entlastung angeben. Die Kriechkurve für HDPE in [39] zeigt ein langsames Abklingen des Kriechens. Hierbei handelt es sich vermutlich um Zugversuche.

Aus den Versuchen wurden Stauchungsraten ermittelt, welche sich aus dem Verhältnis der Stauchungsdifferenz und dem Zeitschritt bilden lassen [118]:

$$\varepsilon = \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta t} \quad (2-2)$$

Für die ermittelten Stauchungsraten wird zur Glättung der Kurven folgender Ansatz verwendet [118]:

$$\varepsilon = A \cdot t^{-n} \quad (2-3)$$

Die Stauchungsrate setzt sich aus dem Faktor A zur Berücksichtigung des Einflusses des Spannungsniveaus und dem Exponenten n in Abhängigkeit von der Zeit t zusammen. Der Exponenten n wird mit Werten zwischen 0,8 und 1,0 angesetzt. [118] Dieser Ansatz wurde auch für die numerischen Untersuchungen in Abschnitt 6.1 verwendet.

2.3.3 Korrosionsschutz

2.3.3.1 Externe Spannglieder

Der Korrosionsschutz besteht heutzutage bei externen Spanngliedern aus einem Korrosionsschutzsystem mit ein bzw. zwei Hüllrohren, welche mit Korrosionsschutzfett verfüllt sind. Im Laufe der Zeit wurden verschiedene Korrosionsschutzfette für den Einsatz bei externen Spanngliedern zugelassen. Beim Spannverfahren SUSPA-Draht EX zum Beispiel wurde 1998 bei der ersten Zulassung [179] lediglich Denso-Jet als Korrosionsschutzfett aufgeführt. Im Jahr 2003 wurde dies dann um Petro-Plast [190] und 2013 um Vaseline FC 284 [224] ergänzt. In einigen Zulassungen ist das Korrosionsschutzfett nicht genauer angegeben. Generell wird in den Zulassungen darauf verwiesen, dass die Korrosionsschutzmassen den beim DIBt hinterlegten Rezepturen entsprechen müssen.

Das Korrosionsschutzfett wird bei nahezu allen mit Fett verfüllten externen Spanngliedern sowie bei Litzenbündelseilen und Paralleldrahtbündeln bereits im Werk aufgebracht. Lediglich beim externen Spannverfahren BBV Typ E wird das HDPE-Rohr erst in der Brücke mit heißem Korrosionsschutzfett (Vaseline FC 284) verfüllt [216], [217]. Hierfür werden entlang des Hüllrohres – wie bei internen, im Verbund liegenden Spanngliedern – Entlüftungsöffnungen angebracht, damit die Luft entweichen kann und um sicherzustellen, dass das Hüllrohr über die gesamte Länge mit Fett verfüllt ist.

Als Material für die Hüllrohre wird heutzutage meist HDPE verwendet. Dies ist jedoch nicht unbedingt erforderlich, da sich die Angaben in den Zulassungen hierzu im Lauf der Zeit auch etwas geändert haben, wie z.B. beim Bandspannglied VT-CMMD (Zulassung Z-13.3-78). 2008 waren laut Zulassung noch zwei aufextrudierte HDPE-Hüllrohre erforderlich [184], sechs Jahre später waren es nur noch PE-Hüllrohre [188] und seit 2015 heißt es nur noch „*im Werk aufgebrachtes Korrosionsschutzsystem mit Hüllrohren*“ [212].

2.3.3.2 Vollverschlossene Seile (VVS)

Für vollverschlossene Seile ist ein funktionierender Korrosionsschutz äußerst wichtig. Der Korrosionsschutz wird durch das Konstruktionsprinzip mit einer weitgehend geschlossenen Oberfläche (sogenannte Z-Drähte in den äußeren

Lagen) und durch die Feuerverzinkung der Drähte, dem Seilverfüllmittel und einem äußeren Korrosionsschutz gewährleistet. Bei neueren Brücken wurden die Z-Drähte in den beiden äußeren Lagen mit einer Zink-Aluminium-Legierung überzogen (Galfan[®]-Verzinkung – nicht zu verwechseln mit der nicht zulässigen galvanischen Verzinkung). [53]

Zur Verfüllung der inneren Hohlräume bei vollverschlossenen Seilen werden Seilverfüllmittel eingesetzt. Diese werden bereits beim Verseilen hinzugegeben. Als Seilverfüllmittel wurde früher über einen großen Zeitraum gesundheitsbedenkliche Leinöl-Bleimennige verwendet. Heutzutage werden meist Zinkstaubfarben auf PU-Basis verwendet. Alternativ kommt lösungsmittelarme, hochpigmentierte Einkomponenten-Zinkpaste zum Einsatz. Der äußere Korrosionsschutz wird mittels mehrlagiger Beschichtung hergestellt. Diese besteht meist aus einer Grundbeschichtung auf Epoxidharzbasis mit Eisenglimmer sowie zwei Zwischen- und einer Deckbeschichtung auf Polyurethanbasis. Nach Erreichen der Haltbarkeit dieses Beschichtungssystems von etwa 25 Jahren müssen alle Beschichtungen aufwändig entfernt und neu aufgebracht werden. Eine mögliche Alternative ist das – bereits mehrfach angewendete – Umwickeln der vollverschlossenen Seile mit Butylkautschukbändern. Hierfür sind umfangreiche Gerüstbauarbeiten nicht erforderlich. [53], [116], [127]

2.3.3.3 Litzenbündelseile (LBS)

Bei Litzenbündelseilen wird der Korrosionsschutz der Litzen durch die Feuerverzinkung der Drähte, einer PE-Ummantelung jeder Litze sowie der Hohlraumverfüllung und einem äußeren PE-Hüllrohr gewährleistet. Der PE-Mantel wird – ähnlich wie bei externen Spanngliedern – bereits im Werk nach Aufbringen des Korrosionsschutzwachses aufextrudiert. Die Litzenbündelseile werden in der Regel – im Gegensatz zu vollverschlossenen Seilen – in einzelnen Komponenten auf die Baustelle geliefert und vor Ort dann montiert. Das HDPE-Hüllrohr wird als Stangenware auf die Baustelle geliefert und wird dort auf die erforderliche Länge verschweißt. [53], [58]

2.3.3.4 Paralleldrahtbündel

Bei Paralleldrahtbündeln wird heutzutage der Korrosionsschutz ähnlich wie bei Litzenbündelseilen hergestellt. In den 60ern des letzten Jahrhunderts wurden die

Drähte vor Korrosion geschützt, indem die Drahtbündel durch Kunststoff- bzw. biegsame Blechrohre umhüllt und der Hohlraum innerhalb des Rohres mit einer Injektion aus Kunststoff verfüllt wurde, welche nach Erhärten ein elastisch-plastisches Materialverhalten aufweist. Die Verankerung wurde ebenfalls mittels Kunststoff verfüllt, sodass das Hüllrohr direkt in die Ankerhülse eingegossen werden konnte. Eine andere Möglichkeit war, das Drahtbündel durch ein Kunststoffbad zu ziehen, sodass die Hohlräume zwischen den Drähten verfüllt waren. Direkt nach dem Verlassen des Kunststoffbades wurden dann mehrlagig Binden aus Kunststoffgewebe um die Drahtbündel gewickelt, welche sich mit dem erhärtenden Kunststoff verbunden haben. Anschließend wurde das Bündel mit einem Deckanstrich versehen.

Bei Kunststoffummantelung ist eine Umlenkung am Pylon nicht zweckmäßig, da die Ummantelung infolge der Querpressungen beschädigt werden kann. [4]

2.3.4 Reibung, Verschleiß und Ermüdung

Der Kontaktzustand, der Reibungs- und Schmierungszustand sowie der Stofffluss in der Grenzfläche und die vorhandenen Temperaturverhältnisse haben einen Einfluss auf die Wechselwirkungen zwischen den stofflichen Elementen, die auch den Zwischenstoff und das Umgebungsmedium einschließen. Verschleißmechanismen stellen die Reaktion als Folge der Wechselwirkung zweier Körper dar. Wechselwirkungen sind die am schwierigsten zu analysierenden Vorgänge, da sie meist dynamisch ablaufen und nachträglich nur schwer nachvollzogen werden können. Durch das gleichzeitige Vorliegen verschiedener Reibungs- und Verschleißmechanismen wird die qualitative Deutung der Verschleißerscheinungsformen meist schwierig. [150]

Den Adhäsions- und Deformationstheorien liegen die Grundgedanken der rheologischen Modelle sowie der molekular-kinetischen Vorstellungen und weiteren Überlegungen zugrunde [106], [152]. Vereinfachend wird durch die entwickelten Modellvorstellungen wird der Adhäsionsanteil der Reibungskraft F_{Ad} und der Deformationsanteil F_{Def} der Reibungskraft F_R getrennt erfasst:

$$F_R = F_{Ad} + F_{Dev} \quad (2-4)$$

Einflussfaktoren der Adhäsions- und Deformationskomponente der Reibungskraft sind in Abbildung 2-26 dargestellt.

Die bei dem Gleitweg s geleistete Reibungsarbeit W_R erhält man über die getrennten Energierterme für die einzelnen Teilprozesse [67]:

$$\begin{aligned}
 W_R &= F_R \cdot s \\
 W_R &= W_{\text{elastisch}} + W_{\text{plastisch}} + W_{\text{Relaxation}} + W_{\text{Eigenspannung}} \\
 &\quad + W_{\text{Umwandlung}} + W_{\text{chemisch}} + W_{\text{Oberfläche}}
 \end{aligned}
 \tag{2-5}$$

Adhäsion beruht auf der van der Waal'schen Wechselwirkung zwischen Polymer und Gegenstoff und wird durch den aktuellen Zustand sowie Aufbau der Grenzschicht, den molekularen Aufbau der Stoffe, einem Zwischenstoff (falls vorhanden) sowie der gegenseitigen Annäherung bestimmt. Eine Berührungsfläche, welche sich unter elastischem Kontakt ausbildet, wird durch Adhäsion unter Umständen wesentlich vergrößert (Abbildung 2-27, links). [147], [150]

Abrasion ist gekennzeichnet durch Furchungs-, Schneid- und Reißprozesse und hat einen großen Anteil am Gesamtverschleiß, wenn die Oberfläche des härteren Gegenstoffs rau ist. Vor Entstehung von Verschleißpartikeln kann es zunächst zu einem Verstrecken von Werkstoffpartien kommen, bevor diese verstreckten Fahnen (Abbildung 2-27, rechts) schließlich abreißen und im Zuge von Relativbewegungen aus dem Kontaktbereich transportiert werden können. [40], [150]

In den tribotechnischen Systemen – ein tribotechnisches System besteht aus den vier Elementen Grundkörper, Gegenkörper, Zwischenstoff (z.B. Schmierstoff) und Umgebungsmedium – treten Kontaktvorgänge zwischen Oberflächen auf, bei denen eine Relativbewegung stattfindet. Aus dieser gegenseitigen Einwirkung kann ein sogenanntes Beanspruchungskollektiv ermittelt werden, wobei neben Bewegungsart, Bewegungsablauf, Größe der Normalkraft, Geschwindigkeit und Temperatur auch die Beanspruchungsdauer von Bedeutung sind. Das Gleiten – die Translation in der Kontaktebene – tritt bei der äußeren Gleitung eines externen Spannglieds z.B. im Bereich einer Umlenkstelle auf. Bei der inneren Gleitung kann man, außer von einer Gleitung der Litze im Hüllrohr, auch von einem Wälzen sprechen, sofern bei der Gleitbewegung eine Rotation der Litze um ihre Längsachse stattfindet. [24], [118]

Tab. 2-7: Verschleißmechanismen [150]

Verschleißmechanismen		Kennzeichen	Merkmale
Adhäsiiver Verschleiß			Fressen, Löcher, Kuppen, Schuppen, Materialübertrag
Abrasier Verschleiß			tiefgreifendes Ritzen, Kratzer, Riefen, Mulden, Wellen
Oberflächenzerrüttung			Risse, Grübchen
Tribochemische Reaktion	Reaktionsschichtverschleiß		flaches Ritzen, Schichtbildung an Berührstellen
	Ablativer Verschleiß		Tribosublimation, chem. Prozesse

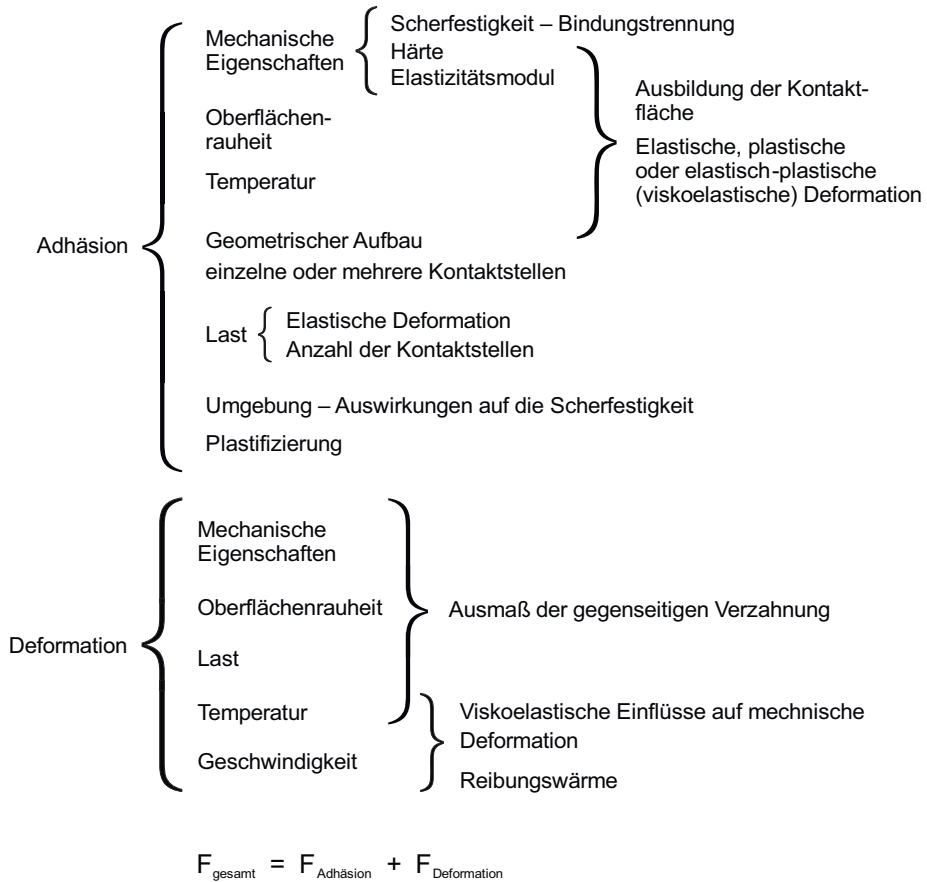


Abb. 2-26: Einflussfaktoren der Adhäsions- und Deformationskomponente der Reibungskraft [94], [150]

Bei Bandspanngliedern kann es auch zur sogenannten mittleren Gleitung kommen, wenn es eine Translation zwischen Monolitzenhüllrohr und dem äußeren Bandhüllrohr gibt. Ermüdung spielt bei Verschleißvorgängen von Polymeren eine wesentliche Rolle, insbesondere wenn aufgrund des Vorhandenseins eines schmierenden Zwischenstoffs Adhäsion von untergeordneter Bedeutung ist. Spannungskonzentrationen in und unterhalb der Oberfläche führen beim deformierten Polymer zur Rissentstehung mit ggf. weiterem Risswachstum bei fortwährender Wechselbeanspruchung. Das Entstehen von Verschleißpartikeln wird durch Fehlstellen im Material begünstigt. [14], [130], [145], [146], [150]

Druckabhängigkeiten der Reibungszahl zeigen Thermoplaste insbesondere bei hohen Lasten. Die hier verstärkt einsetzenden Kriechvorgänge führen unter Kontaktvergrößerung zu einem Abfall der wirksamen Flächenpressung und können durch geeignete Kammerung der Thermoplaste begrenzt werden, wie es z.B. bei externen Bandspanngliedern realisiert wird. Die Verschleißrate steigt mit zunehmender Pressung im Allgemeinen bis zum Versagen des Materials linear an. [150]

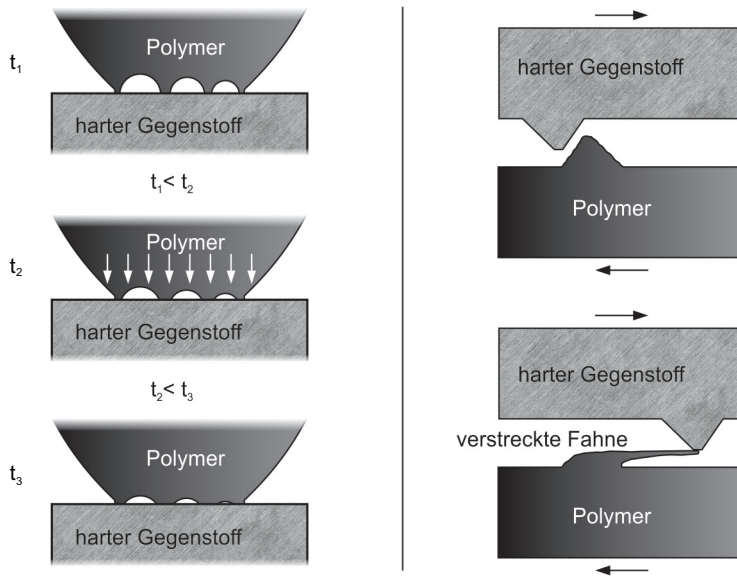


Abb. 2-27: Schematische Darstellung der Kontaktflächenvergrößerung als Funktion der Zeit (links) [147], [150]; Verstrecken von Werkstoffpartien beim Gleiten von Polymeren gegen einen harten Stoff (rechts) [40], [150]

2.3.4.1 Beanspruchung des HDPE an Umlenkstellen

Die größte Beanspruchung des Hüllrohres tritt an den Umlenkstellen auf, da hier aufgrund von Umlenkkraften Querpressungen entstehen, wodurch Eindrückungen der Drähte in das HDPE resultieren. Neben der Reibung zwischen Draht und Hüllrohr sowie ggf. Verschleiß infolge Abrasion und / oder Adhäsion sind in einem Bandspannglied mehrere Gleitebenen denkbar. Von innen nach außen wird zwischen innerer, mittlerer und äußerer Gleitung unterschieden (Tabelle 2-8).

Eine mittlere Gleitung wurde in der Praxis bisher kaum beobachtet. Deshalb wird für weitere Untersuchungen davon ausgegangen, dass zwischen den einzelnen Monolitzenhüllrohren und zwischen Monolitzenhüllrohr und Bandhülle keine gegenseitige Verschiebung stattfindet. Für die numerischen Untersuchungen in Abschnitt 6.1 muss also die Reibung zwischen Stahl und Stahl, zwischen HDPE und HDPE und zwischen HDPE und Stahl näher betrachtet werden.

Aufgrund der vielen verschiedenen Einflussparameter können Reibung und Verschleiß nicht durch einen Werkstoffkennwert definiert werden, sie müssen vielmehr als Systemeigenschaften gesehen werden. Bei einer Relativverschiebung zwischen zwei festen Körpern gibt es die vier makroskopischen Bewegungsarten Gleiten, Rollen, Bohren und Stoßen. Im in dieser Arbeit betrachteten Fall einer Litze in einem Hüllrohr liegt nur Gleiten vor. Bei der Gleitreibung finden die Reibungsmechanismen Adhäsion, Deformation und Furchung statt, welche zusammen den Reibwiderstand ergeben. Durch den Einsatz von Schmierstoffen kann die Adhäsion verringert werden.

Tab. 2-8: Gleitungsebenen eines Bandspanngliedes

Innere Gleitung	zwischen den einzelnen Drähten einer Litze
	zwischen Litze und Monolitzenhüllrohr
Mittlere Gleitung	zwischen nebeneinanderliegenden Monolitzenhüllrohren
	zwischen Monolitzenhüllrohr und Bandhülle
Äußere Gleitung	zwischen übereinanderliegenden Bandhüllen
	zwischen Bandhülle und Umlenkelementen aus PE oder Stahl

Bei Reibungsvorgängen tritt außerdem eine Deformation der beiden sich berührenden Körper auf. Bei einer plastischen Deformation kommt es zusätzlich zu einer Energiedissipation. Die Deformation beeinflusst vor allem die Haftung und bestimmt den Widerstand beim Übergang von Haften zu Gleiten. Darauf folgend findet eine Glättung der Oberfläche statt, sodass der Deformationsanteil zurückgeht. Bei einer Relativverschiebung kommt es zu einer Furchung und damit zu einem weiteren Reibwiderstand, der dem Widerstand des weicheren Körpers gegenüber

der Furchung entspricht, wenn die Oberflächenrauigkeitshügel des härteren Körpers in den weicheren Körper eindringen. Der Anteil der Furchung ist bei Gleitung einer weichen Oberfläche gegen eine harte, sehr glatte Oberfläche sehr gering. Dies kann für den vorliegenden Fall der Kombination HDPE – Stahl angenommen werden. Die unterschiedlichen Anteile können in der Realität nicht genau bestimmt werden, da sie von Ort und Zeit abhängig sind. Aus diesem Grund kann das Reibverhalten nur in Versuchen ermittelt werden. Die Kenntnis der einzelnen Reibungsmechanismen kann jedoch zu einem besseren Verständnis der mittels Versuchen ermittelten Werte führen. [24]

Da es sich bei HDPE um einen unpolaren Stoff handelt, sind die Adhäsionskräfte relativ gering und lassen sich auch durch Schmierung kaum weiter verringern. Bei Polymeren hängt das Reibungsverhalten von der Temperatur, der Bewegungsgeschwindigkeit und der Pressung ab. Durch eine größere Flächenpressung wird der Reibungswert verringert. In [118] wird die unebene Oberfläche der Litze als Rauheit betrachtet. Bei der inneren Gleitung (Litze – Monolitzenhüllrohr) ohne Rotation der Litze steigt der Widerstand gegen Gleiten durch die tiefer werdenden Eindrückungen an. Der Grund dafür ist der größer werdende Deformationsanteil der Reibung. Bei innerer Gleitung mit Litzenrotation findet nur eine Gleitung entlang der flachen Oberflächen der Drähte und der Monolitzenhülle statt, wie auch bei der äußeren Gleitung zwischen Bandhülle und Sattel. Der Adhäsionsanteil ist proportional zur Querpressung, wohingegen der Deformationsanteil überproportional mit der Querpressung ansteigt. [24], [118]

Externe Spannglieder sind heutzutage mit Korrosionsschutzfett verfüllt, welches bei Reibung zwischen den Litzendrähten als Schmierung fungiert, wodurch der Reibungsbeiwert herabgesetzt wird. Reibungsbeiwerte für die Reibung von Stahl auf Stahl können zu 0,12 (trocken) bzw. 0,01 (geschmiert) angesetzt werden [93]. Auch bei der Reibung zwischen den Litzendrähten und der Monohülle fungiert die Korrosionsschutzmasse als Schmierung, wodurch die Adhäsion verringert wird. Der Deformationsanteil durch die Litzenform hat zunächst keinen Einfluss auf den Reibungsbeiwert zwischen den Materialien. Erst bei der Betrachtung des Gesamtsystems zur Ermittlung eines globalen Reibungsbeiwerts spielen die Eindrückungen der Litze in das HDPE eine Rolle. In [118] wird aufgrund des Fettes ein Reibungsbeiwert von 0,01 bzw. 0,005 angesetzt. Die daraus resultierenden Ergebnisse der numerischen Versuche ähneln denen der Gleitversuche, womit diese Werte

plausibler sind, als andere Werte in der Literatur [24], [39], welche sich auf eine Reibung ohne Schmierung beziehen und deshalb zu groß sind.

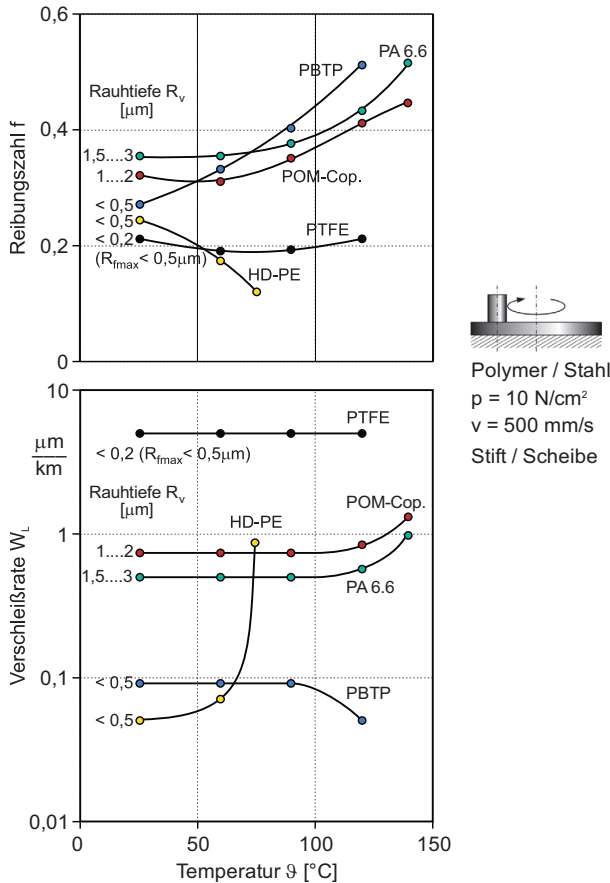


Abb. 2-28: Einfluss der Temperatur auf Reibung und Verschleiß [150]

Für die Kontaktfläche zwischen Monolithenhülle und Bandhülle ist ein großer Reibungsbeiwert gerechtfertigt, da eine mittlere Gleitung in der Praxis unwahrscheinlich ist. In [118] wurde ein Wert von 0,5 gewählt, sodass in den numerischen Versuchen keine mittlere Gleitung auftrat. Der Reibungsbeiwert zwischen Bandhülle und Umlenksattel ist abhängig von der Ausbildung des Sattels. Bei Anordnung einer Gleitschicht oder durch Schmierung des Sattels kann hier ein geringer Wert erreicht werden. In Zulassungen für Bandspannglieder ([166] bis [168]) wird für

die Ausbildung mit Gleitsattel ein Wert von $\mu = 0,03$ angegeben. Ohne Gleitsattel werden Werte von $\mu = 0,06$ für ein Band bis $\mu = 0,12$ für vier übereinanderliegende Bänder angegeben. In [118] wurde für die Ausbildung als Gleitsattel ein Wert von $\mu = 0,03$ verwendet sowie der Mittelwert $\mu = 0,09$ für die Ausbildung des Sattels ohne Gleitfolie oder Fett.

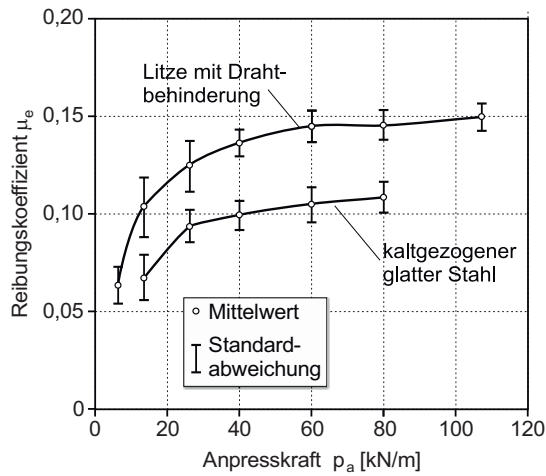


Abb. 2-29: Reibungskoeffizienten in Abhängigkeit des Anpressdrucks für Draht und Litze [124]

Die Reibungszahl zwischen Stahl und HDPE wird bei steigender Temperatur geringer. Gleichzeitig nimmt die Verschleißrate zu, insbesondere bei Temperaturen von über 60°C (Abbildung 2-28). Der Reibungsbeiwert ändert sich außerdem mit zunehmender Anpresskraft, welche z.B. an Umlenkstellen auftritt (Abbildung 2-29). Letzteres resultiert aus dem Abtrag von Schmiermittelresten auf den Drähten und der Kaltverfestigung des Hüllrohrmaterials [124].

2.4 Schwingungen von externen Spanngliedern und Seilen

Seile sind schwingungsfähige Systeme bei denen die Kraftabtragung in Richtung der Seilachse erfolgt. Die Biegesteifigkeit ist vernachlässigbar klein und eine Aufnahme von Querkraften bei einem idealen Seil ist nicht möglich. [55]

Bei Seilbrücken und anderen abgespannten Bauwerken handelt es sich um schlanke und somit im Allgemeinen um schwingungsanfällige Konstruktionen. Hierbei ist nach [114] zu unterscheiden:

- Die Seile sind mit ihren Eigenschwingungen an den Schwingungen des Gesamttragwerks nicht beteiligt, sie wirken statisch.
- Die Seile schwingen als isolierte Glieder, während sich das Gesamttragwerk im Wesentlichen statisch verhält.
- Die Gesamtkonstruktion (Überbau und Seile) schwingt, wobei die Übergänge fließend sind.

Während bei externen Spanngliedern im steifen Stahlbetonhohlkasten die für Messungen erforderlichen Schwingungen meist nur über eine direkte Anregung erreicht werden, kann die Schwingungsanregung von Seilen auf unterschiedliche – auch kombinierte – Art und Weise erfolgen. Es wird hierbei zwischen einer ambienten (indirekt) und einer erzwungenen Erregung (direkt) unterschieden. Ambiente Erregungen können neben der Winderregung das plötzliche Abfallen dicker Eisschichten sein. Winderregungen werden in folgende Mechanismen unterschieden [36], [55], [154]:

- Böenerregung (aus Turbulenz der anströmenden Luft)
- Wirbelablösungen (Vortex Shedding; durch Karmanwirbel im Nachlauf der Strömung)
- Formanregung / Selbstinduktion (Galloping)
- Interaktion mit benachbarten Seilen (Interaktionsgalloping)
- Flatterschwingungen
- Windschatteninstabilitäten (wake galloping, resonant buffeting)
- Regen-Wind induzierte Schwingungen

wobei Galloping bei Seilen mit kreisförmigem Querschnitt aus Symmetriegründen nicht auftreten kann. Bei nicht kreisförmigen Querschnitten, wie z.B. bei Seilbündeln oder auch infolge Eisbildung kann das Phänomen des Galloping auftreten.

Galloping, Interaktionsgalloping und Regen-Wind induzierte Schwingungen sind an die Seilbewegung gekoppelt und können aufgrund aeroelastischer Instabilität bei bestimmten kritischen Windgeschwindigkeiten zu Schwingungsaussschlägen größerer Amplituden führen. [36]

Direkte Anregungen können durch parametrische Anregung, Resonanzschwingungen und aus Erdbeben induzierten Schwingungen erfolgen [55], [154]. Parametrische Anregungen sind für Schwingungen mit großen Amplituden verantwortlich, wenn sich Eigenfrequenzen von Schrägseilen und Eigenfrequenzen des restlichen Tragwerkes überlagern. Beim Entwurf von Seiltragwerken sind in der Regel schwingungsreduzierende Maßnahmen einzuplanen, die – falls erforderlich – bereits während der Montage bzw. nach der Fertigstellung durchgeführt werden können. Hierzu können neben der Veränderung der Seiloberfläche oder dem Anbringen von Dämpfern auch Stabilisierungsseile (z.B. Abspannseile) eingesetzt werden. [36]

Die bekannteste Art der erzwungenen Schwingungserregung ist neben einem Unwuchterreger die Verwendung eines Impulshammers. Hierbei ist die eingetragene Kraft bekannt, sodass aus dem Verhältnis zwischen der eingetragenen Kraft und der Bauwerks- / Bauteilreaktion Rückschlüsse auf vorhandene Schäden / Mängel gezogen werden können. Die künstliche Anregung von Schwingungen bietet den Vorteil der systematischen Analyse von Bauwerken.

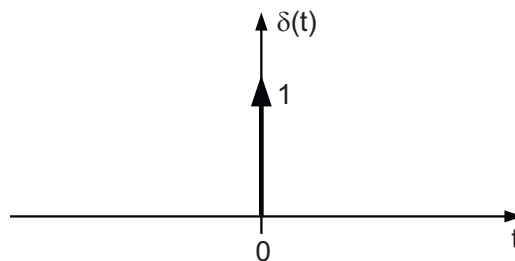


Abb. 2-30: Dirac-Funktion [1], [149]

Bei ambienter Anregung (Erregung auf natürliche Weise) wird das Bauwerk bzw. das Bauteil nicht künstlich angeregt. Schwingungen werden nur durch natürliche Anregung, wie z.B. Wind, Verkehr oder Mikroseeismik, erzeugt. Diese Einwirkungen sind nicht konstant, sondern unterstehen – auch hinsichtlich der Intensität –

zeitlichen Schwankungen. Vorteile der ambienten Anregung sind das Nichtbenötigen von Erregergeräten sowie ggf. das Einsparen von Personal. Allerdings müssen bei ambienter Anregung oft empfindlichere Beschleunigungssensoren verwendet werden.

Durch eine Anregung mittels Dirac-Stoß (auch δ - / Dirac-Funktion / -impuls genannt) werden alle Frequenzen eines Bauwerks angeregt. Die Funktion ist im mathematischen Sinne eine verallgemeinerte Funktion. Eine Variante der Definition der Funktion lautet [1], [149]:

$$\begin{aligned} \delta(t) &= 0 \quad \text{für } t \neq 0 \\ \int_{-\infty}^{\infty} \delta(t) dt &= 1 \end{aligned} \quad (2-6)$$

Das dynamische Verhalten der einzelnen Bauteile ändert sich bei unterschiedlichen Umweltbedingungen wie z.B. Temperatur, Witterung, Luft- und Oberflächenfeuchtigkeit. Insbesondere die Temperatur hat einen großen Einfluss auf die Messergebnisse. Wie groß der Einflüsse von Wind und Temperatur im Einzelnen auf die externen Spannglieder und Seile sind, wird in den nachfolgenden Kapiteln noch untersucht. [114]

2.4.1 Bestimmung der Seilkraft auf Basis von Eigenfrequenzen

Bei Betrachtung eines horizontal aufgehängten, gelenkig gelagerten Seils mit dem Durchhang w und der freien Schwingungslänge L_S kann ein bestimmter Punkt auf dem Seil durch die geometrischen Koordinaten (x, y, z) beschrieben werden. Die freie Schwingungslänge L_S ist dabei der Abstand zwischen den Knotenpunkten der ersten Eigenschwingungsform. [55]

2.4.1.1 Das massebehaftete Seil im statischen Gleichgewicht

In diesem Abschnitt wird die Seilgleichung durch den Freischnitt eines infinitesimalen Elementes der Länge d_s (siehe Abbildung 2-31) für das massebehaftete Seil und anschließender Gleichgewichtsbetrachtung abgeleitet. Die Seilkraft wird mit N bezeichnet. [55]

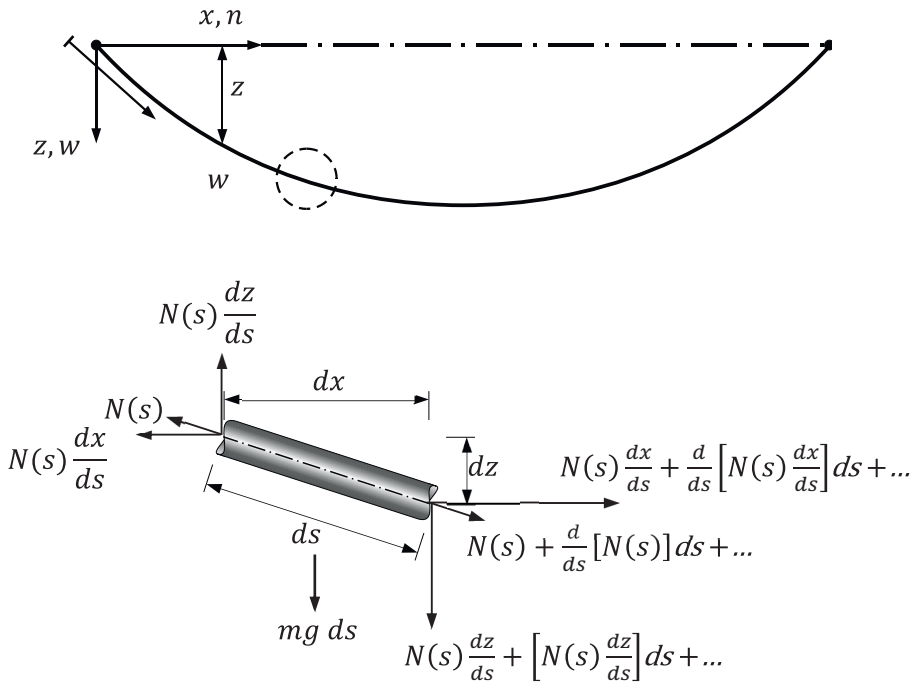


Abb. 2-31: Statische Gleichgewichtsbetrachtung an einem infinitesimalem Seilelement [55], [86]

Das Gleichgewicht des Seilelementes in z -Richtung liefert:

$$\begin{aligned}
 & -N(s) \cdot \frac{dz}{ds} + \left\{ N(s) \cdot \frac{dz}{ds} + \frac{d}{ds} \left[N(s) \cdot \frac{dz}{ds} \right] \cdot ds + \right. \\
 & \left. + \frac{\partial}{\partial s} \cdot \left[N(s) \cdot \frac{dz}{ds} + \frac{d}{ds} \cdot \left[N(s) \cdot \frac{dz}{ds} \right] \right] \cdot ds + O^2 \right\} + m \cdot g \cdot ds = 0
 \end{aligned} \tag{2-7}$$

Nach Division durch die Strecke ds und anschließender Grenzfallbetrachtung $ds \rightarrow 0$ werden die Taylorglieder höherer Ordnung in Gleichung (2-7) exakt Null. Dadurch erhält man folgende gewöhnliche Differentialgleichung:

$$\frac{d}{ds} \cdot \left(N(s) \cdot \frac{dz}{ds} \right) = -m \cdot g \tag{2-8}$$

Üblicherweise weisen Schrägseile einen sehr geringen Durchhang auf ($w / L_S < 1/8$). Daher kann die in der Achse wirksame Seilkraft $N(s)$ als konstante Kraft N angenommen werden. Demnach entspricht die Kraft N bei gelenkiger Lagerung der horizontalen Kraftkomponente H am Auflagerpunkt. Daraus folgt, dass die Ableitung $\partial N / \partial s = 0$ ist. Weiterhin kann eine Linearisierung mit $ds \approx dx$ gesetzt werden auf Grund des kleinen Durchhangs. Somit erhält man die folgende vereinfachte Gleichung:

$$H \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = -m \cdot g \quad (2-9)$$

2.4.1.2 Freie Schwingung eines idealen Seiles

Durch die Auslenkung des Seiles um w aus der Gleichgewichtslage z (Abbildung 2-32) wird neben der statisch wirksamen Kraft N die Zusatzkraft v induziert.

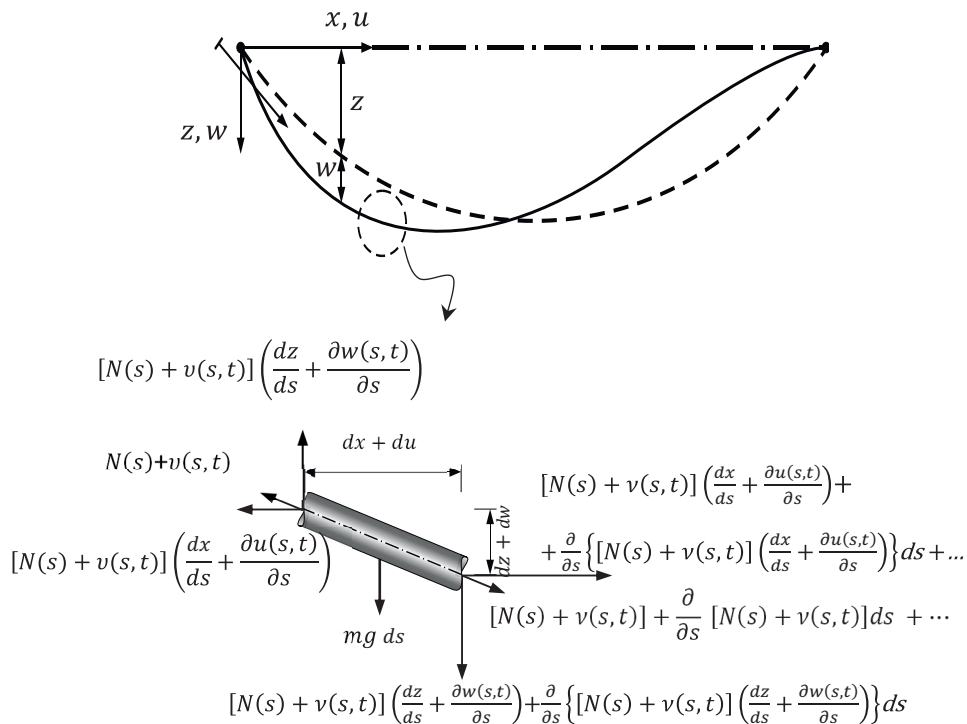


Abb. 2-32: Schnittkräfte an einem infinitesimalen Seilelement zum Zeitpunkt t [55], [86]

Die Anwendung des Impulssatzes in z-Richtung zu einem festgehaltenen Zeitpunkt t liefert folgende Gleichung:

$$\begin{aligned}
 & m \cdot g \cdot ds - [N(s) + v(s, t)] \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w(s, t)}{\partial s} \right] + \\
 & + \left\{ [N(s) + v(s, t)] \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w(s, t)}{\partial s} \right] + \right. \\
 & \left. \frac{d}{ds} \left[[N(s) + v(s, t)] \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w(s, t)}{\partial s} \right] \right] ds + \frac{\partial}{\partial s} [[N(s) + v(s, t)] \cdot \right. \\
 & \left. \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w(s, t)}{\partial s} \right] \right\} \cdot ds + O^2 \left. \right\} + m \cdot \frac{\partial^2 \cdot w(s, t)}{\partial t^2} \cdot ds
 \end{aligned} \tag{2-10}$$

Wenn die Gleichung (2-10) durch die Strecke ds dividiert wird und der Grenzfall $ds \rightarrow 0$ betrachtet wird werden die Taylorpolynome höherer Ordnung exakt Null. Die Gleichung (2-10) vereinfacht sich zu folgender Gleichung:

$$\frac{\partial}{\partial s} \cdot \left\{ (N + v) \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w}{\partial s} \right] \right\} = m \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = m \cdot g \tag{2-11}$$

Durch die Linearisierung gemäß Abschnitt 2.4.1.1 wird die bei der Bewegung induzierte Zusatzkraft v in Seilachse am Auflagerpunkt durch die Zusatzkraft h beschrieben. Somit erhält man nach Linearisierung und Umformung folgende Gleichung:

$$(N + h) \cdot \left(\frac{d^2 z}{dx^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = m \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = m \cdot g \tag{2-12}$$

Durch Einsetzen der Seilgleichung im statischen Gleichgewicht (siehe Gleichung (2-9)) und Vernachlässigung des Terms zweiter Ordnung $h \cdot \delta^2 w / \delta x^2$ erhält man den dynamischen Zusammenhang zwischen der Seilkraft und der Seilverformung in vertikaler Richtung:

$$N \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + h \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = m \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (2-13)$$

Durch Anwendung des gleichen Lösungsweges für die Bewegung außerhalb der Seilebene erhält man folgenden Zusammenhang:

$$N \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = m \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (2-14)$$

Dank der zuvor festgelegten Voraussetzung, dass der Durchhang gering ist, kann die Bewegungskomponente des Seiles bei der Schwingung in Längsrichtung vernachlässigt werden. Die Gleichungen (2-13) und (2-14) stellen die grundlegenden Gleichungen der linearen Seildynamik gemäß den ursprünglichen Untersuchungen von Irvine [86] dar.

2.4.1.3 Bestimmung der Eigenfrequenzen eines idealen Seiles

Im folgenden Unterkapitel werden die Eigenfrequenzen eines idealen Seiles aus der Seilebene v ermittelt. Hierfür wird die freie Schwingung des Seiles v als Produkt einer Orts- und Zeitfunktion dargestellt.

$$v(s, t) = \psi(x) \cdot \sin(\omega t) \quad (2-15)$$

Wird Gleichung (2-15) in Gleichung (2-14) eingesetzt erhält man:

$$N \cdot \frac{d^2 \psi}{dx^2} + \omega^2 \cdot m \cdot \psi = 0 \quad (2-16)$$

Der Lösungsansatz für eine gewöhnliche Differentialgleichung 2. Ordnung lautet:

$$\psi = C \cdot \sin(\theta x) + D \cdot \cos(\theta x) \quad (2-17)$$

Durch Einsetzen der Randbedingungen $\psi(0) = 0$ und $\psi(L_S) = 0$ erhält man $D = 0$. Die verbleibende transzendente Gleichung hat folgende Nullstellen für $k = 1, 2, 3, \dots, \infty$:

$$\theta_k = \frac{k \cdot \pi}{L_S} \quad (2-18)$$

Daraus folgt für die k-te Eigenfunktion:

$$\psi_k(x) = C_k \cdot \sin\left(\frac{k \cdot \pi \cdot x}{L_S}\right) \quad (2-19)$$

Die zweite Ableitung der k-ten Eigenfunktion lautet folglich:

$$\frac{d^2 \psi_k}{dx^2} = -\frac{k^2 \pi^2}{L_S^2} \cdot C_k \cdot \sin\left(\frac{k \cdot \pi \cdot x}{L_S}\right) \quad (2-20)$$

Einsetzen von Gleichung (2-20) in (2-16) liefert:

$$\left(-N \cdot \frac{k^2 \cdot \pi^2}{L_S^2} + \omega_k^2 \cdot m\right) \cdot C_k \cdot \sin\left(\frac{k \cdot \pi \cdot x}{L_S}\right) = 0 \quad (2-21)$$

Die Lösung der k-ten Eigenfrequenz ergibt sich somit zu:

$$\omega_k = \frac{k \cdot \pi}{L_S} \cdot \sqrt{\frac{N}{m}} \quad (2-22)$$

Hierbei ist N die Seilkraft, L_S die freie Schwingungslänge und m das Gewicht je Längeneinheit des Seiles. Wird für $f = \omega / (2 \cdot \pi)$ eingesetzt, so erhält man für die Eigenfrequenz eines idealen, frei schwingenden Seiles (Saite):

$$f_k = \frac{k}{2 \cdot L_S} \cdot \sqrt{\frac{N}{m}} \quad (2-23)$$

2.4.1.4 Eigenfrequenz unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit

Das dynamische Verhalten eines realen Seiles einer Schrägseilbrücke liegt zwischen dem eines idealen straff gespannten Drahtes und eines Balkens mit ausgeprägter Biegesteifigkeit. Daher sollte für ein Schrägseil die Wirkung einer Normalkraft sowie ein Querschnitt mit Biegesteifigkeit berücksichtigt werden. Zur

Bestimmung der Eigenfrequenz eines beidseitig eingespannten Balkens mit Normalkraft ist ein infinitesimales Balkenelement entsprechend Abbildung 2-33 mit einer Biegesteifigkeit EI und einer Normalkraft N freizuschneiden [55]. Dabei ergeben sich folgende Schnittkräfte:

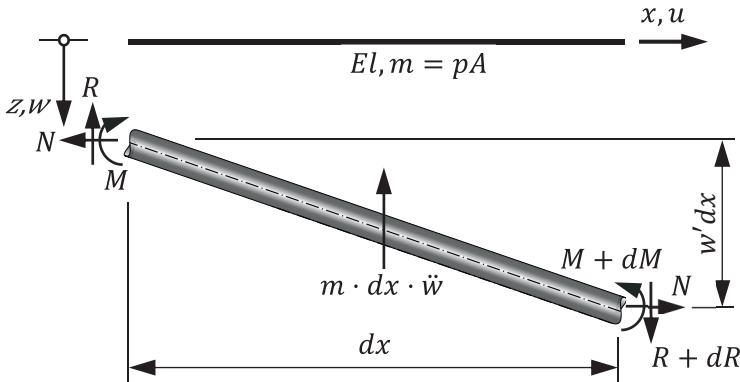


Abb. 2-33: Freischnitt eines infinitesimalen Seilelements mit Biegesteifigkeit während einer Schwingung zum Zeitpunkt t [86], [101]

Auf Grund der Deformation des Balkenelementes ist zwischen der Querkraft Q und deren vertikalen Kraftkomponente R zu unterscheiden. Durch die Anwendung des Impulssatzes in z -Richtung nach der Theorie 2. Ordnung erhält man:

$$\begin{aligned}
 -R(x, t) - m \cdot dx \cdot \frac{\partial^2 w(x, t)}{\partial t^2} + \left\{ \left[R(x, t) + \frac{\partial R(x, t)}{\partial x} dx \right] - \right. \\
 \left. - \frac{\partial}{\partial x} \cdot \left[R(x, t) + \frac{\partial R(x, t)}{\partial x} dx \right] + O^2 \right\} = 0
 \end{aligned}
 \tag{2-24}$$

Die Division durch dx sowie die Vernachlässigung der Taylorpolynome höherer Ordnung liefert:

$$\frac{\partial R(x, t)}{\partial x} = m \cdot \frac{\partial^2 w(x, t)}{\partial t^2}
 \tag{2-25}$$

Das infolge der vorhandenen Biegesteifigkeit EI aufzustellende Momentengleichgewicht um Punkt A (Abbildung 2-33) liefert:

$$\begin{aligned}
 & -M(x,t) - R(x,t) \cdot dx + N(x) \cdot \frac{\partial w(x,t)}{\partial x} \cdot dx + \\
 & + \left(M(x,t) + \frac{\partial M(x,t)}{\partial x} \cdot dx \right) - m \cdot dx \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} \cdot \frac{dx}{2} = 0
 \end{aligned} \tag{2-26}$$

Division der Gleichung (2-26) durch dx , Vernachlässigung der Terme höherer Ordnung und Umformen nach $R(x, t)$ liefert den folgenden Zusammenhang:

$$R(x,t) = N(x) \cdot \frac{\partial w(x,t)}{\partial x} + \frac{\partial M(x,t)}{\partial x} \tag{2-27}$$

Gleichung (2-27) eingesetzt in die Differentialgleichung (2-25) ergibt:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[N(x) \cdot \frac{\partial w(x,t)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial M(x,t)}{\partial x} \right] = m \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} \tag{2-28}$$

Mit der Momenten-Krümmungs-Beziehung $M = -EI \cdot (\delta^2 w / \delta x^2)$ folgt aus Gleichung (2-28):

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[-EI \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial x^2} \right] + N(x) \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial x^2} - m \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} = 0 \tag{2-29}$$

Die Schwingungsdifferentialgleichung des Balkens ist somit analog zur Schwingungsdifferentialgleichung des idealen Seils, allerdings um den zusätzlichen Term der Biegesteifigkeit erweitert.

Für ein Seil mit gleichbleibendem Querschnitt und Material sowie einer über die Länge konstanten Kraft folgt:

$$EI \cdot \frac{\partial^4 w(x,t)}{\partial x^4} - N \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial x^2} + m \cdot \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} = 0 \tag{2-30}$$

Die Balkenschwingung kann, analog zur Eigenschwingung des idealen Seils nach Gleichung (2-15), mit folgendem Lösungsansatz beschrieben werden. Die Ortsfunktion $\phi(x)$ stellt hierbei die Amplitudenverteilung der Balkenschwingung dar. Die Differentialgleichung wird mit einem Exponentialansatz gelöst:

$$w(x, t) = \phi(x) \cdot \cos(\omega \cdot t - \alpha)$$

mit

$$\phi(x) = C \cdot e^{\alpha \cdot x} \tag{2-31}$$

Die zweite Ableitung einer harmonischen Zeitfunktion $y(t) = \cos(\omega t)$ nach der Zeit liefert $y''(t) = -\omega^2 \cdot \cos(\omega t)$.

Mittels des Bernoulli'schen Separationssatzes wird eine Schwingungsfunktion $y(x,t)$ in ein Produkt aus einer Orts- und Zeitfunktion $f(x)$ und $g(t)$ aufgeteilt, wobei $f(x)$ die Amplitude und $g(t)$ die zeitliche Veränderung der Amplitude darstellen.

Somit folgt für die Balkendifferentialgleichung nach Gleichung (2-30) mit einer Aufteilung von $w(x,t)$ in $\phi(x)$ und $Y(t)$:

$$\frac{\partial^4 w(x, t)}{\partial x^4} = \frac{d^4 \phi(x)}{dx^4} \cdot \cos(\omega \cdot t - \alpha)$$

$$\frac{\partial^2 w(x, t)}{\partial x^2} = \frac{d^2 \phi(x)}{dx^2} \cdot \cos(\omega \cdot t - \alpha) \tag{2-32}$$

$$\frac{\partial^2 w(x, t)}{\partial t^2} = -\omega^2 \phi(x) \cdot \cos(\omega \cdot t - \alpha)$$

$$\frac{d^4 \phi(x)}{dx^4} - \frac{N}{EI} \cdot \frac{d^2 \phi(x)}{dx^2} - \frac{m}{EI} \cdot \omega^2 \cdot \phi(x) = 0 \tag{2-33}$$

Einsetzen des Lösungsansatzes $\phi(x)$ in die nach Zeit und Ort separierte Balkendifferentialgleichung nach Gleichung (2-33) liefert die charakteristische Gleichung für α :

$$C \cdot \alpha^4 \cdot e^{\alpha \cdot x} - \psi^2 \cdot C \cdot \alpha^2 \cdot e^{\alpha \cdot x} - \beta^4 \cdot C \cdot e^{\alpha \cdot x} = 0$$

mit

$$\psi^2 = \frac{N}{EI}; \quad \beta^4 = \frac{m}{EI} \cdot \omega^2 \quad (2-34)$$

Daraus folgt nach Vereinfachung:

$$\alpha^4 - \psi^2 \cdot \alpha^2 - \beta^4 = 0 \quad (2-35)$$

Die Gleichung kann mittels geeigneter Substitution $a = \alpha^2$ nach α_i gelöst werden:

$$\alpha_{1/2/3/4} = \pm \sqrt{a_{1/2}} = \pm \sqrt{\frac{\psi^2}{2} \pm \sqrt{\frac{\psi^4}{4} + \beta^4}}$$

$$\alpha_{1/2} = \pm \kappa = \pm \sqrt{\frac{\psi^2}{2} + \sqrt{\frac{\psi^4}{4} + \beta^4}} \quad (2-36)$$

$$\alpha_{3/4} = \pm i \cdot \kappa = \pm \sqrt{\frac{\psi^2}{2} - \sqrt{\frac{\psi^4}{4} + \beta^4}}$$

Die Ortsfunktion $\phi(x)$ kann mit diesen α_i bestimmt werden zu:

$$\phi(x) = \sum_{i=1}^n C_n \cdot e^{\alpha_n \cdot x} = C_1 \cdot e^{\kappa \cdot x} + C_2 \cdot e^{-\kappa \cdot x} + C_3 \cdot e^{i \cdot \kappa \cdot x} + C_4 \cdot e^{-i \cdot \kappa \cdot x} \quad (2-37)$$

Mit den Euler'schen Relationen

$$e^{\pm i \cdot \sigma} = \cos(\sigma) \pm i \cdot \sin(\sigma)$$

und

$$e^{\pm \sigma} = \cosh(\sigma) \pm \sinh(\sigma) \quad (2-38)$$

folgt die Ortsfunktion $\phi(x)$:

$$\phi(x) = A \cdot \sin(\kappa \cdot x) + B \cdot \cos(\kappa \cdot x) + C \cdot \sinh(\kappa \cdot x) + D \cdot \cosh(\kappa \cdot x) \quad (2-39)$$

Über die folgenden Randbedingungen für die Ortsfunktion $\phi(x)$

$$\begin{aligned}
 \text{(I)} \quad & \phi(x=0) = 0 \\
 \text{(II)} \quad & \phi''(x=0) = 0 \\
 \text{(III)} \quad & \phi(x=L_S) = 0 \\
 \text{(IV)} \quad & \phi''(x=L_S) = 0
 \end{aligned} \tag{2-40}$$

erhält man die Lösung der Ortsfunktion für ein beidseitig gelenkig gelagertes Seil [10], [155]:

$$\begin{aligned}
 \text{mit (I)} \quad & 0 + B + 0 + D = 0 \\
 \text{mit (II)} \quad & 0 - \kappa^2 \cdot B + 0 + \kappa^2 \cdot D = 0 \\
 \text{mit (III)} \quad & A \cdot \sin(\kappa \cdot L_S) + B \cdot \cos(\kappa \cdot L_S) + C \cdot \sinh(\kappa \cdot L_S) + \\
 & + D \cdot \cosh(\kappa \cdot L_S) = 0 \\
 \text{mit (IV)} \quad & -\kappa^2 \cdot A \cdot \sin(\kappa \cdot L_S) - \kappa^2 \cdot B \cdot \cos(\kappa \cdot L_S) + \kappa^2 \cdot C \cdot \sinh(\kappa \cdot L_S) + \\
 & + \kappa^2 \cdot D \cdot \cosh(\kappa \cdot L_S) = 0
 \end{aligned} \tag{2-41}$$

Die nicht-trivialen Lösungen für A, B, C und D liegen für das Verschwinden der Determinante vor [10], [155]:

$$\det \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \\ \sin(\kappa \cdot L_S) & \cos(\kappa \cdot L_S) & \sinh(\kappa \cdot L_S) & \cosh(\kappa \cdot L_S) \\ -\sin(\kappa \cdot L_S) & -\cos(\kappa \cdot L_S) & \sinh(\kappa \cdot L_S) & \cosh(\kappa \cdot L_S) \end{pmatrix} = 0 \tag{2-42}$$

Für Matrizen mit $n > 3$ ist zur Berechnung der Determinante eine Zerlegung der Matrix mittels eines Gauß-Algorithmus erforderlich.

$$\begin{aligned}
 \det &= 0 - 0 + \sin(\kappa \cdot L_S) \cdot \begin{pmatrix} 1 & 0 & 1 \\ -1 & 0 & 1 \\ -\cos(\kappa \cdot L_S) & \sinh(\kappa \cdot L_S) & \cosh(\kappa \cdot L_S) \end{pmatrix} \\
 &\quad - \sinh(\kappa \cdot L_S) \cdot \begin{pmatrix} 1 & 0 & 1 \\ -1 & 0 & 1 \\ \cos(\kappa \cdot L_S) & \sinh(\kappa \cdot L_S) & \cosh(\kappa \cdot L_S) \end{pmatrix} \quad (2-43) \\
 &= \sin(\kappa \cdot L_S) \cdot (-\sinh(\kappa \cdot L_S) - \sinh(\kappa \cdot L_S)) + \sin(\kappa \cdot L_S) \cdot \\
 &\quad \cdot (-\sinh(\kappa \cdot L_S) - \sinh(\kappa \cdot L_S)) \\
 &= -2 \cdot \sin(\kappa \cdot L_S) \cdot \sinh(\kappa \cdot L_S) - 2 \cdot \sin(\kappa \cdot L_S) \cdot \sinh(\kappa \cdot L_S) \\
 &= -4 \cdot \sin(\kappa \cdot L_S) \cdot \sinh(\kappa \cdot L_S)
 \end{aligned}$$

Die nichttriviale Lösung lautet:

$$\begin{aligned}
 -4 \cdot \sin(\kappa \cdot L_S) \cdot \sinh(\kappa \cdot L_S) &\stackrel{!}{=} 0 \\
 \kappa \cdot L_S &= k \cdot \pi
 \end{aligned} \quad (2-44)$$

Die Nullstellen der Balkenschwingung ergeben sich unter der Annahme eines beidseitig gelenkig gelagerten Seils, analog zu den Nullstellen des idealen Seils, zu einem Vielfachen von π .

Die Amplitudenverteilung eines beidseitig gelenkig gelagerten Seils ergibt sich daher lediglich zu einer Sinusform, die für $k = 1, 2, 3, \dots, n$ die Eigenformen des Systems darstellt [10]:

$$\phi_k(x) = A_k \cdot \sin\left(\frac{k \cdot \pi}{L_S} \cdot x\right) \quad (2-45)$$

$$\frac{d^2 \phi_k(x)}{dx^2} = -A_k \cdot \frac{k^2 \cdot \pi^2}{L_S^2} \sin\left(\frac{k \cdot \pi}{L_S} \cdot x\right) \quad (2-46)$$

$$\frac{d^4 \phi_k(x)}{dx^4} = A_k \cdot \frac{k^4 \cdot \pi^4}{L_S^4} \sin\left(\frac{k \cdot \pi}{L_S} \cdot x\right) \quad (2-47)$$

Einsetzen der Ortsfunktion für eine gelenkige Lagerung in die allgemeine Balkendifferentialgleichung nach Gleichung (2-33) liefert:

$$\begin{aligned}
 & A_k \cdot \frac{k^4 \cdot \pi^4}{L_S^4} \cdot \sin\left(\frac{k \cdot \pi}{L_S} \cdot x\right) + \frac{N}{EI} \cdot A_k \cdot \frac{k^2 \cdot \pi^2}{L_S^2} \cdot \sin\left(\frac{k \cdot \pi}{L_S} \cdot x\right) - \\
 & - \frac{m}{EI} \cdot \omega_k^2 \cdot A_k \cdot \sin\left(\frac{k \cdot \pi}{L_S} \cdot x\right) = 0
 \end{aligned}
 \tag{2-48}$$

Durch Umformung erhält man die Eigenkreisfrequenz ω_k :

$$\omega_k = \frac{k \cdot \pi}{L_S} \cdot \sqrt{\frac{N}{m}} \cdot \sqrt{1 + \frac{k^2 \cdot \pi^2}{L_S^2} \cdot \frac{EI}{N}}
 \tag{2-49}$$

Mit der Eigenkreisfrequenz ω_k kann die Eigenfrequenz f_k bestimmt werden zu:

$$f_k = \frac{\omega_k}{2 \cdot \pi} = \frac{k}{2 \cdot L_S} \cdot \sqrt{\frac{N}{m}} \cdot \sqrt{1 + \frac{k^2 \cdot \pi^2}{L_S^2} \cdot \frac{EI}{N}}
 \tag{2-50}$$

In realen Seilsystemen liegt infolge der Verankerung der Seilenden in Vergusshülsen oder der Umlenkung über Umlenksättel eine teilweise Einspannung vor, so dass für unterschiedlich gelagerte Systeme die Schwingungsform nicht über eine einfache Sinusform beschrieben werden kann und die Bestimmung von κ nur numerisch möglich ist.

Die Lösung der Ortsfunktion $\phi(x)$ ergibt sich für ein beidseitig eingespanntes Schrägseil über die entsprechenden Randbedingungen:

$$\begin{aligned}
 \text{(I)} \quad & \phi(x=0) = 0 \\
 \text{(II)} \quad & \phi'(x=0) = 0 \\
 \text{(III)} \quad & \phi(x=L_S) = 0 \\
 \text{(IV)} \quad & \phi'(x=L_S) = 0
 \end{aligned}
 \tag{2-51}$$

Somit erhält man folgendes Gleichungssystem:

$$\text{mit (I)} \quad 0 + B + 0 + D = 0$$

$$\text{mit (II)} \quad \kappa \cdot A - 0 + \kappa \cdot C + 0 = 0$$

$$\text{mit (III)} \quad A \cdot \sin(\kappa \cdot L_S) + B \cdot \cos(\kappa \cdot L_S) + C \cdot \sinh(\kappa \cdot L_S) + D \cdot \cosh(\kappa \cdot L_S) = 0 \quad (2-52)$$

$$\text{mit (IV)} \quad \kappa \cdot A \cdot \cos(\kappa \cdot L_S) - \kappa \cdot B \cdot \sin(\kappa \cdot L_S) + \kappa \cdot C \cdot \cosh(\kappa \cdot L_S) + \kappa \cdot D \cdot \sinh(\kappa \cdot L_S) = 0$$

Eine nicht-triviale Lösung liegt für das Verschwinden der Determinante vor:

$$\det \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 1 & 0 \\ \sin(\kappa \cdot L_S) & \cos(\kappa \cdot L_S) & \sinh(\kappa \cdot L_S) & \cosh(\kappa \cdot L_S) \\ \cos(\kappa \cdot L_S) & -\sin(\kappa \cdot L_S) & \cosh(\kappa \cdot L_S) & \sinh(\kappa \cdot L_S) \end{pmatrix} = 0 \quad (2-53)$$

Daraus folgt mittels des Gauß-Algorithmus und einer Entwicklung nach der ersten Spalte:

$$\begin{aligned}
 \det &= 0 - 1 \cdot \begin{pmatrix} 1 & 0 & 1 \\ \cos(\kappa \cdot L_S) & \sinh(\kappa \cdot L_S) & \cosh(\kappa \cdot L_S) \\ -\sin(\kappa \cdot L_S) & \cosh(\kappa \cdot L_S) & \sinh(\kappa \cdot L_S) \end{pmatrix} + \\
 &+ \sin(\kappa \cdot l) \cdot \begin{pmatrix} 1 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin(\kappa \cdot L_S) & \cosh(\kappa \cdot L_S) & \sinh(\kappa \cdot L_S) \end{pmatrix} - \\
 &- \cos(\kappa \cdot l) \cdot \begin{pmatrix} 1 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & 0 \\ \cos(\kappa \cdot L_S) & \sinh(\kappa \cdot L_S) & \cosh(\kappa \cdot L_S) \end{pmatrix} \quad (2-54) \\
 &= -\left(\sinh^2(\kappa \cdot L_S) + \cos(\kappa \cdot L_S) \cdot \cosh(\kappa \cdot L_S) + \sin(\kappa \cdot L_S) \cdot \right. \\
 &\quad \cdot \sinh(\kappa \cdot L_S) - \cosh^2(\kappa \cdot L_S)) + \sin(\kappa \cdot L_S) \cdot \\
 &\quad \cdot (\sinh(\kappa \cdot L_S) + \sin(\kappa \cdot L_S)) - \\
 &\quad - \cos(\kappa \cdot L_S) \cdot (\cosh(\kappa \cdot L_S) - \cos(\kappa \cdot L_S)) \\
 &= 2 - 2 \cdot \cos(\kappa \cdot L_S) \cdot \cosh(\kappa \cdot L_S) \\
 &= 1 - \cos(\kappa \cdot L_S) \cdot \cosh(\kappa \cdot L_S)
 \end{aligned}$$

Die nicht-triviale Lösung lautet somit

$$\begin{aligned}
 \cos(\kappa \cdot L_S) \cdot \cosh(\kappa \cdot L_S) - 1 &\stackrel{!}{=} 0 \\
 \kappa_k \cdot L_S &= \left(k + \frac{L_S}{2}\right) \cdot \pi \quad (2-55)
 \end{aligned}$$

Die in Gleichung (2-55) angegebene Formel zur Bestimmung der Schwingungsnulldurchgänge ist nur für $k \geq 5$ ausreichend genau. Für $k = 1, 2, 3, 4$ gilt

- $\kappa_1 \cdot L_S = 4,73$
- $\kappa_2 \cdot L_S = 7,8532$
- $\kappa_3 \cdot L_S = 10,996$
- $\kappa_4 \cdot L_S = 14,1372$

Die Amplitudenverteilung eines beidseitig eingespannten Seils ergibt sich durch Lösen des Gleichungssystems aus Gleichung (2-53):

$$\left. \begin{array}{l} B = -D \\ A = -C \end{array} \right\} \text{ für } B=1 \text{ folgt } D = -1$$

und damit

$$A \cdot \sin(L_S) + \cos(L_S) - A \cdot \sinh(L_S) - \cosh(L_S) = 0 \quad (2-56)$$

$$A = -\frac{\cos(L_S) - \cosh(L_S)}{\sin(L_S) - \sinh(L_S)}$$

Daraus ergibt sich für die Ortsfunktion $\phi(x)$

$$\begin{aligned} \phi_k(x) &= B \cdot \cos(\kappa \cdot x) + D \cdot \cosh(\kappa \cdot x) + A \cdot (\sin(\kappa \cdot x) - \sinh(\kappa \cdot x)) \\ &= \cos(\kappa \cdot x) - \cosh(\kappa \cdot x) - \frac{\cos(\kappa \cdot L_S) - \cosh(\kappa \cdot L_S)}{\sin(\kappa \cdot L_S) - \sinh(\kappa \cdot L_S)} \cdot \\ &\quad \cdot (\sin(\kappa \cdot x) - \sinh(\kappa \cdot x)) \end{aligned} \quad (2-57)$$

welche für $k = 1, 2, 3, \dots, n$ die Eigenformen des Systems darstellt.

Einsetzen der Ortsfunktion für eine beidseitig eingespannte Lagerung in die allgemeine Balkendifferentialgleichung nach Gleichung (2-33) liefert dieselbe Gleichung für ω_k wie die Ortsfunktion für eine beidseitig gelenkige Lagerung:

$$\omega_k = \kappa_k \cdot \sqrt{\frac{N}{m}} \cdot \sqrt{1 + \kappa_k^2 \cdot \frac{EI}{N}} \quad (2-58)$$

$$\text{mit } \kappa_k = \left(k + \frac{1}{2}\right) \cdot \frac{\pi}{L_S}$$

Dies liegt daran, dass sich für die zweite und vierte Ableitung der jeweiligen Ortsfunktionen die trigonometrischen Terme zu den Termen der nicht abgeleiteten Ortsfunktion ergeben und somit, abgesehen von einem gegebenenfalls wechselnden Vorzeichen bei den Ableitungen, aus der Balkendifferentialgleichung vierter Ordnung gekürzt werden können.

Die resultierenden Gleichungen für ω_k unterscheiden sich somit nur durch den Wert κ_k , welcher in Abhängigkeit der Lagerungsbedingungen des Systems unterschiedliche Nulldurchgänge der Systemschwingung verursacht und damit in unterschiedlichen Systemen unterschiedliches Schwingungsverhalten bewirkt.

Mittels ω_k können die Eigenfrequenzen bestimmt werden zu:

$$f_k = \frac{\omega_k}{2 \cdot \pi} = \left(k + \frac{1}{2}\right) \cdot \frac{1}{2 \cdot L_S} \cdot \sqrt{\frac{N}{m}} \cdot \sqrt{1 + \left(\left(k + \frac{1}{2}\right) \cdot \frac{\pi}{L_S}\right)^2 \cdot \frac{EI}{N}} \quad (2-59)$$

In [55] werden die Eigenfrequenzen eines Seils unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit angegeben zu:

$$f_k = \frac{k}{2 \cdot L_S} \cdot \sqrt{\frac{N}{m}} \cdot \left(1 + \frac{2}{L_S} \cdot \sqrt{\frac{EI}{N}}\right) \quad (2-60)$$

Unter Berücksichtigung von Termen höherer Ordnung der Reihenentwicklung kann Gleichung (2-60) nach [55] angegeben werden:

$$f_k = \frac{k}{2 \cdot L_S} \cdot \sqrt{\frac{N}{m}} \cdot \left(1 + \frac{2}{L_S} \cdot \sqrt{\frac{EI}{N}} + \left(4 + \frac{k^2 \cdot \pi^2}{2}\right) \cdot \frac{EI}{N \cdot L_S^2}\right) \quad (2-61)$$

2.4.1.5 Eigenfrequenz unter Berücksichtigung des Seildurchhangs

Bei den bisherigen Überlegungen wurden die Seile mit horizontalem Verlauf betrachtet. In der Realität sind die Schrägseile jedoch nicht horizontal, sondern – wie es das Wort schon sagt – schräg und zusätzlich mit einem Durchhang w eingebaut. Der Durchhang stellt sich aufgrund des Eigengewichts des Seils ein. Zur Berücksichtigung des Durchhangs wird für Gleichung (2-61) ein idealisierter Elastizitätsmodul E_i (auch als Durchhangmodul bezeichnet) angesetzt [55], [114], [115], [154]. Der Einfluss der Änderung des Durchhangs ist bei Seillängen von bis zu 50 m vernachlässigbar gering [115].

$$E_i = \frac{E_e}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot L_p^2}{24} \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1^2 \cdot \sigma_2^2} \cdot E_e} \quad (2-62)$$

Hierbei ist L_p die Länge der horizontalen Projektion des Seils, E_e der Elastizitätsmodul und γ die Wichte des Seils sowie σ die Spannung im unteren Teil (σ_1) bzw. im oberen Teil (σ_2) des Seils.

Tab. 2-9: Daten des Schrägseils (VVS)

Seildurchmesser	83 mm
Füllfaktor f	0,86
Beiwert w	0,83
Masse m	38,6 kg/m
Seilquerschnitt A_m	4653,1 mm ²
Wichte γ	83,0 kN/m ³

Unter Verwendung des Mittelwertes der Seilkraft und damit verbundenem Mittelwert der Spannung $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2$ erhält man:

$$E_i = \frac{E_e}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot L_p^2}{12 \cdot \sigma^3} \cdot E_e} \quad (2-63)$$

Für ein vollverschlossenes Seil mit den in Tabelle 2-9 angegebenen Werten ist der ideelle E-Modul E_i in Abhängigkeit der projizierten Seillänge für einen Elastizitätsmodul von $E_e = 160.000 \text{ MN/m}^2$ bzw. $E_e = 200.000 \text{ MN/m}^2$ in Abbildung 2-34 dargestellt.

Bei gegebener Spannung σ wird der ideelle E-Modul E_i mit länger werdendem Seil kleiner. Aus diesem Grund nimmt die Steifigkeit des Seils infolge des Durchhangeffekts ab.

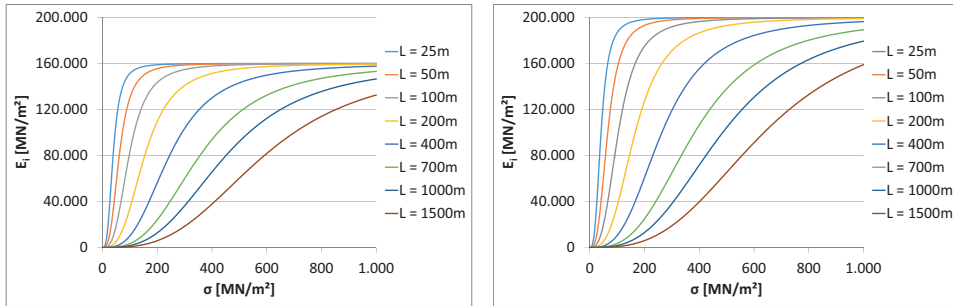


Abb. 2-34: Ideeller E-Modul E_i für $E_e = 160.000 \text{ MN/m}^2$ (links), für $E_e = 200.000 \text{ MN/m}^2$ (rechts)

2.4.1.6 Vergleich

Die in diesem Kapitel erläuterten Zusammenhänge zwischen der Frequenz eines Seils mit bzw. ohne Berücksichtigung der Biegesteifigkeit sowie des Durchhangs werden an einem kleinen Beispiel eines kurzen vollverschlossenen Seils veranschaulicht (Tabelle 2-10).

Tab. 2-10: Daten des Schrägseils

Seildurchmesser	83 mm	Füllfaktor f	0,86
Seilquerschnitt A_m	4.653,1 mm ²	Beiwert w	0,83
Wichte γ	83,0 kN/m ³	Masse m	38,6 kg/m
Seillänge L_s	20 m	E-Modul E_e	160.000 MN/m ²
Projizierte Länge L_p (Neigung 45°)	14,14 m	Ideeller E-Modul E_i	159.633 MN/m ²
Spannkraft N ($\sigma = 200 \text{ N/mm}^2$)	930.624,6 N	Flächenträgheitsmoment I	$2,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$

Die mit den drei Ansätzen ermittelten Eigenfrequenzen sind in Tabelle 2-11 und Abbildung 2-35 dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die beiden Kurven des idealen Seils und des Seils mit Berücksichtigung des Durchhangs nahezu identisch sind.

Tab. 2-11: Vergleich der Eigenfrequenzen eines Seils ($L_s = 20$ m) mit und ohne Biegesteifigkeit sowie mit Durchhang

Ordnung k	Frequenz ideales Seil (Gleichung (2-23)) [Hz]	Frequenz mit Biegesteifigkeit (Gleichung (2-61)) [Hz]	Frequenz mit Durchhang (Gleichung (2-63)) [Hz]
1	3,88075	4,13837	3,88098
5	19,40376	20,69186	19,40490
10	38,80753	41,38372	38,80980
20	77,61505	82,76744	77,61960
50	194,03763	206,91860	194,04901
200	776,15053	827,67438	776,19603

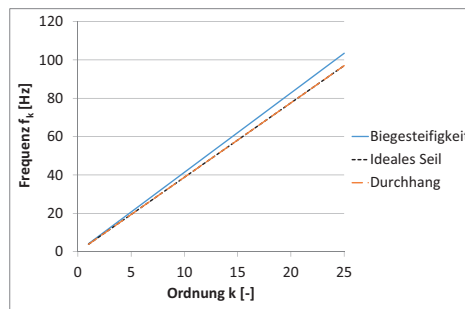


Abb. 2-35: Vergleich Seil mit und ohne Biegesteifigkeit sowie mit Durchhang

Bei einer größeren Seillänge von $L_s = 100$ m wird der Einfluss des ideellen E-Moduls ($E_i = 151.313 \text{ MN/m}^2$) aufgrund des Durchhangs größer. Wie in Tabelle 2-12 zu erkennen ist, sind die Frequenzen nach der Theorie des idealen Seils sowie mit Berücksichtigung des Durchhangs auch hier nahezu identisch. Im Vergleich zum kürzeren Seil ist die Differenz zur Theorie mit Biegesteifigkeit wesentlich geringer.

In wieweit Theorie und Realität übereinstimmen, wird in Kapitel 5 anhand durchgeführter Messungen an externen Spanngliedern, Schrägseilen und sonstigen Seilen aufgezeigt.

Tab. 2-12: Vergleich der Eigenfrequenzen eines Seils ($L_s = 100$ m) mit und ohne Biegesteifigkeit sowie mit Durchhang

Ordnung k	Frequenz f_k ideales Seil [Hz]	Frequenz f_k mit Biegesteifigkeit [Hz]	Frequenz f_k mit Durchhang [Hz]
1	0,77615	0,78550	0,77616
5	3,88075	3,92750	3,88080
10	7,76151	7,85500	7,76159
20	15,52301	15,71000	15,52319
50	38,80753	39,27499	38,80797
200	155,23011	157,09997	155,23188

Kapitel 3

Einfluss von Drahtbrüchen auf die Eigenfrequenz

In diesem Kapitel wird anhand von Versuchen geklärt, ob sich Drahtbrüche bei (Mono-)Litzen und vollverschlossenen Seilen rein visuell erkennen lassen und wie sie sich auf die Eigenfrequenzen auswirken. Bei einem bestehenden Bauwerk ist eine wiederkehrende Überprüfung des Zustandes und der Erhalt eines sicheren und zuverlässigen Betriebs Aufgabe der regelmäßigen Wartung und Instandhaltung (Abbildung 3-1). Während bei Brücken die DIN 1076 die Abstände und Umfänge der einzelnen Prüfungen regelt, ist bei einer Windenergieanlage im Wartungshandbuch detailliert festgelegt, in welchem Umfang die Überprüfungen durchzuführen sind.

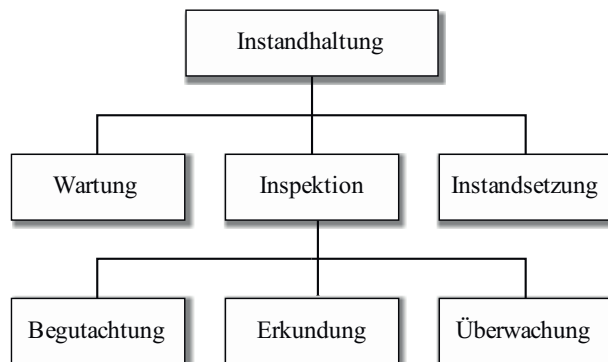


Abb. 3-1: Elemente der Instandhaltung [57]

Eine Wartung ist in regelmäßigen Zeitintervallen vorgesehen, in denen alle wichtigen mechanischen und elektrischen Teile überprüft und ggf. gewartet werden müssen. So sind zum Beispiel regelmäßige Kontrollen der Hüllrohre der externen Spannglieder auf Schäden am HDPE-Hüllrohr durchzuführen. Ob jedoch ein

Drahtbruch von außen am Hüllrohr überhaupt erkannt werden kann, ist fraglich. Hierzu wurden Versuche durchgeführt, bei denen Monolitzen und vollverschlossene Seile vorgespannt und anschließend einzelne Drähte durchtrennt wurden. Inwieweit sich Querschnittsminderungen infolge von Drahtbrüchen mittels Frequenzmessungen detektiert werden können, wird im Folgenden aufgezeigt.

3.1 Versuchsvorbereitung

Für die Frequenzanalysen bei diesen Versuchen wurden Beschleunigungssensoren M352C65 der Firma PCB Piezotronics verwendet (Tabelle 3-1). Hierbei handelt es sich um uniaxiale Sensoren, mit denen die Beschleunigungen in vertikaler Richtung ermittelt wurden. Es wurde – wie auch bei allen anderen Messungen im Rahmen dieser Arbeit – immer mit zwei Sensoren parallel gemessen, um Unregelmäßigkeiten direkt feststellen zu können. Beide Sensoren sind dabei in einer Messbox festgeschraubt, welche mittels Hochleistungsmagneten an der jeweiligen Messstelle befestigt wird. Für die Messdauer wurden 100 s festgelegt, wodurch eine Frequenzauflösung von 0,01 Hz resultiert.

Über den Frequenzbereich wird zunächst festgelegt, in welchem Bereich gemessen werden soll. Über die Auswahl wird gleichzeitig die Abtastrate festgelegt, mit welcher das Signal am Eingang abgetastet wird. Sie beträgt in der Regel das 2,56-fache des Frequenzbereichs. Die Blocklänge bestimmt die Anzahl der Abtastwerte, die jeweils zur Berechnung herangezogen werden. Gerade bei der FFT-Analyse (FFT = Fast Fourier Transformation) kann damit die Frequenzauflösung des aus der FFT-Analyse resultierenden Spektrums beeinflusst werden.

Je größer die ausgewählte Blocklänge, desto besser die daraus resultierende Frequenzauflösung des Spektrums. Die Frequenzauflösung lässt sich dann ermitteln zu:

$$\text{Frequenzauflösung [Hz]} = \frac{\text{Bandbreite} \cdot 2,56}{\text{Blocklänge}} \quad (3-1)$$

Tab. 3-1: Technische Daten des Beschleunigungssensors M352C65 [113]

Empfindlichkeit	100 mV/g
Messbereich	± 50 g
Signalauflösung	0,00016 g rms
Frequenzbereich	0,5 bis 10.000 Hz
Eigenfrequenz	≥ 356 kHz
Temperaturbereich	-54 bis +93°C
Sensorelement	Keramik
Elektrischer Anschluss	5-44 Stecker
Gehäusematerial	Titanium
Gewicht	2,0 Gramm
Größe	7,9 mm Sechskant x 8,4 mm hoch
Abdichtung	Hermetisch geschweißt

Mit festgelegter Bandbreite und Blocklänge erhält man die zeitliche Dauer eines Blockes:

$$\text{Dauer eines Blocks [s]} = \frac{\text{Blocklänge}}{\text{Bandbreite} \cdot 2,56} \quad (3-2)$$

Wenn also die Frequenz eines Signals sehr genau bestimmt werden soll, sollte eine möglichst große Blocklänge ausgewählt werden. Maximal möglich ist eine Frequenzauflösung von ca. 2,44 mHz.

Tab. 3-2: Beispiel möglicher Frequenzauflösungen [Hz] in Abhängigkeit der Blocklänge und der Abtastrate

Frequenzbereich (Hz)	Abtastrate (1/s)	Blocklänge					
		128	512	2048	8192	32768	131072
125	320	2,5	0,625	0,15625	0,03906	0,00977	0,00244
250	640	5,0	1,25	0,3125	0,07813	0,01953	0,00488
500	1280	10,0	2,5	0,625	0,15625	0,03906	0,00977
1000	2560	20,0	5,0	1,25	0,31250	0,07813	0,01953
2000	5120	40,0	10,0	2,5	0,6250	0,15625	0,03906
5000	12800	100,0	25,0	6,25	1,5625	0,39063	0,09766
10000	25600	200,0	50,0	12,5	3,125	0,78125	0,19531
20000	51200	400,0	100,0	25,0	6,25	1,56250	0,39063

3.2 Versuche mit Litzen

Bei Spannverfahren für externe Spannglieder sind neben Monolitzen auch nackte im Hüllrohr liegende Litzen zugelassen (Tabelle 2-1). Aus diesem Grund wurden beide Typen untersucht.

3.2.1 Aufbau der Versuche

Die drei nackten Litzen bzw. drei Monolitzen gemäß Zulassung Z.3-113 mit einer Stahlgüte St1660/1860 haben eine Stahlquerschnittsfläche von 150 mm² und wurden im Versuchsaufbau eingebaut, vorgespannt und anschließend ein bzw. zwei Drahtbrüche pro Litze mittels Trennschleifer realisiert. Die freie Schwinglänge der Litzen zwischen den beiden Anker betrug etwa 22,90 m. Das Aufbringen der Vorspannkraft erfolgte mittels Monolitzenpresse und die Verankerung wurde gemäß Zulassung mit dreiteiligen Keilen realisiert, welche sich in der Lochscheibe verankerten. Mittels Kraftmessdose wurde die Spannkraft in der jeweiligen Litze über den gesamten Versuch gemessen.

Entlang der Litzen wurden jeweils 10 Dehnmessstreifen (DMS) angebracht (Abbildung 3-2), welche alle auf demselben Draht befestigt waren, um den Verlauf der Dehnungen über die gesamte Länge des Drahtes ermitteln zu können. Bei den Monolitzen musste hierzu in diesen Bereichen das Hüllrohr entfernt werden, dessen Dicke bei etwa 2 mm lag. Die Abstände der DMS wurden auf etwa 2.100 mm festgelegt, was dem Zehnfachen der Schlaglänge entspricht.

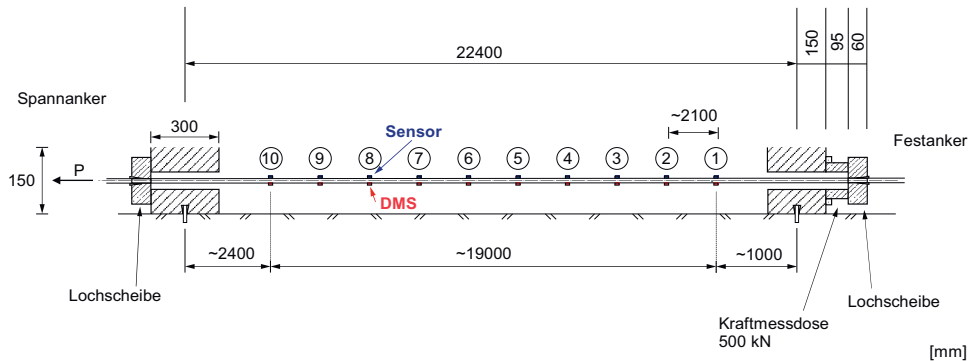


Abb. 3-2: Versuchsaufbau für nackte Litzen und Monolitzen

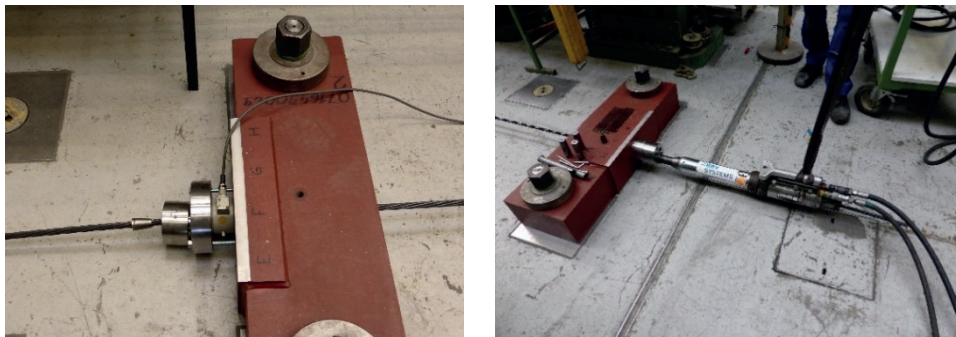


Abb. 3-3: Festanker mit Kraftmessdose (links), Spannanker mit Presse (rechts)

Die Masse der nackten Litze liegt unter Verwendung der Rohdichte des Spannstahls von 7810 kg/m^3 bei $1,17 \text{ kg/m}$. Für die Berechnung der Masse der Monolitze wird eine Rohdichte des Hüllrohrs von 955 kg/m^3 und des Korrosionsschutzmittels von 900 kg/m^3 angesetzt. Bei einem Innendurchmesser des Hüllrohres von 17 mm

lässt sich die Masse der Monolitze zu 1,38 kg/m bestimmen. Das Flächenträgheitsmoment einer Litze liegt etwa im Bereich zwischen 2.024 und 2.047 mm⁴, je nach Verdrehung der Litze.

Tab. 3-3: Daten der verwendeten Litzen [173]

Neendurchmesser d	15,7 mm
Nennquerschnitt A	150 mm ²
Außendrahtdurchmesser d _A	5,2 mm
Kerndrahtdurchmesser d _K	1,02 bis 1,04 · d _A
Elastizitätsmodul	195.000 N/mm ²
Zugfestigkeit	1.860 N/mm ²
0,1%-Dehngrenze	1.660 N/mm ²

Tab. 3-4: Versuche zur Frequenzermittlung an nackten Litzen und Monolitzen

Versuch Nr.	1. P [kN]	2. Frequenz- messung	3. 1 Draht durch- trennen	4. Frequenz- messung	5. 1 Draht durch- trennen	6. Frequenz- messung
1 (nackte Litze)	171	✓	✓	✓	---	---
2 (nackte Litze)	171	✓	✓	✓	---	---
3 (Monolitze)	172	✓	✓	✓	---	---
4 (Monolitze)	173	✓	✓	✓	---	---
5 (nackte Litze)	45	✓	✓	✓	✓	✓
6 (Monolitze)	47	✓	✓	✓	✓	✓

Die maximale Vorspannkraft einer Litze während des Spannvorgangs ist nach DIN EN 1992-1-1 [33]:

$$P_{\max} = A_p \cdot \min(0,80 \cdot f_{pk}; 0,90 \cdot f_{p0,1k}) = 216 \text{ kN} \quad (3-3)$$

Die maximal zulässige Kraft während des Spannens wird direkt nach dem Spannen durch den Keilschlupf und im Laufe der Zeit infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation verringert. Da ein Drahtbruch infolge Korrosion in der Regel erst nach einer längeren Standzeit auftritt, wurde für die Versuche 1 bis 4 eine Spannkraft nach Verankern der Keile von etwa 172 kN gewählt, was in etwa 80% der maximalen Kraft während des Spannvorgangs entspricht.



Abb. 3-4: Monolitze im Versuchsstand (links), Dehnmessstreifen (DMS) auf Litze (rechts)

3.2.2 Durchführung und Auswertung der Versuche

Nach Einbau der jeweiligen (Mono-)Litze und Aufbringen der gewünschten Spannkraft wurden entlang der (Mono-)Litzen an zehn Stellen – jeweils im Bereich der DMS – Schwingungsmessungen zur Ermittlung der vorhandenen Eigenfrequenz durchgeführt. Anschließend wurde ein Drahtbruch simuliert, indem ein Draht ohne DMS mittels Trennschleifer durchtrennt wurde. Bei den Versuchen 1 bis 4 wurde der Draht an Messstelle 8 und bei den Versuchen 5 und 6 an Messstelle 6 (Abbildung 3-2, Tabelle 3-4) durchtrennt. Nach dem Durchtrennen des Drahtes

wurden die Frequenzanalysen an allen zehn Messstellen wiederholt. Bei den Versuchen 5 und 6 wurde mit einer geringeren Vorspannkraft der Einfluss von Drahtbrüchen untersucht. Hier wurde außerdem zusätzlich ein weiterer Draht durchtrennt. Die Spannkraft wurde bei den letzten beiden Versuchen reduziert, da bei den Versuchen 1 bis 4 mit nackten Litzen bzw. Monolitzen der durchtrennte Draht auf seiner gesamten Länge spannungsfrei war und nun untersucht werden sollte, ob es eine Verankerung des durchtrennten Drahtes gibt. Die Messdaten der Kraftmessdose und der zehn DMS wurden in Zeitintervallen von einer Sekunde aufgezeichnet.

Durch das Durchtrennen eines äußeren Drahtes verringert sich die Querschnittsfläche um ca. 1/7 der Gesamtfläche. Der E-Modul als Materialkonstante sowie die Länge und Dehnung der Litze sind durch die beidseitige Lagerung mit Keilen konstant. Dadurch müsste sich auch die Spannkraft um ca. 1/7, also etwa 14,3% verringern, wenn sich der Draht nicht wieder entlang der Litze verankert. Ein geringerer Spannkraftabfall wäre ein Hinweis, dass eine Verankerung des Drahtes stattgefunden hat. Einen weiteren Hinweis kann der Abstand der durchtrennten Drahtenden liefern. Die Spannung im Stahl liegt unterhalb der Streckgrenze. Das heißt, wenn die Spannkraft im Draht auf null sinkt, muss die komplette Dehnung, die der durchtrennte Draht durch das Vorspannen erfahren hat, zurückgegangen sein. Die Dehnungen ε sowie die Längenänderungen ΔL durch das Vorspannen betragen bei den Versuchen 1 bis 4:

$$\varepsilon = \frac{P}{E \cdot A} \approx \frac{172}{195 \cdot 150} = 5880 \mu\text{m/m} \quad (3-4)$$

$$\Delta L = \frac{P}{E \cdot A} \cdot L \approx \frac{172}{195 \cdot 150} \cdot 22,9 = 0,135 \text{ m} \quad (3-5)$$

und bei den Versuchen 5 und 6:

$$\varepsilon = \frac{P}{E \cdot A} \approx \frac{45}{195 \cdot 150} = 1538 \mu\text{m/m} \quad (3-6)$$

$$\Delta L = \frac{P}{E \cdot A} \cdot L \approx \frac{45}{195 \cdot 150} \cdot 22,9 = 0,035 \text{ m} \quad (3-7)$$

Die Spannkraften in den (Mono-)Litzen vor und nach Durchtrennen der Drähte sind in Tabelle 3-5 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass bei den Versuchen 1 bis 4 der Spannkraftverlust größer und bei den Versuchen 5 und 6 kleiner als ein Siebtel ist. Bei allen Versuchen waren die durchtrennten Drähte über die gesamte Länge spannungsfrei. Es gab kein Herausragen der Drähte an den Keilen, sondern ein Aufstauen der durchtrennten Drähte vor der Verankerung (nackte Litzen) bzw. leichte Aufstauungen im Bereich der Öffnungen des Monolitzenhullrohres (Monolitzen). Bei anderen Versuchen an Monolitzen mit durchgehendem Monolitzenhüllrohr wurde ebenfalls kein Herausstehen der gebrochenen Drähte an den Keilen beobachtet [143].

In Abbildung 3-5 (links) erkennt man, wie sich der durchtrennte Draht an der Hullrohroffnung für den Dehnmessstreifen aufgetaucht hat. Die Tatsache, dass dies an der Öffnung von Messstelle 1 passierte, welche am weitesten von der Trennstelle entfernt ist, zeigt, dass sich der Draht auch bei geschlossener Monolitzenhülle nicht verankert hätte. Dies zeigte sich in beiden Monolitzenversuchen 3 und 4. Bei den nackten Litzen (Versuche 1 und 2) gab es ein Aufstauen des gebrochenen Drahtes beidseitig direkt vor der Verankerung Abbildung 3-5 (rechts). Eine mögliche Erklärung, warum der Spannkraftverlust in den (Mono-)Litzen größer als der theoretische Wert ist, ist der Seilreck. Beim Vorspannen einer Litze ist das Spannungs-Dehnungs-Verhalten aufgrund der Querpressungen zwischen den Drähten, die zu Querdehnungen und einer Verlängerung der Drähte führen, zunächst nichtlinear [102]. Beim Durchtrennen eines Drahtes verringern sich die Querpressungen und somit auch die Dehnungen der Drähte. Folglich nimmt die gesamte Spannkraft in den noch intakten Drähten ab. Geringe Abweichungen beim Spannkraftverlust sind durch Maabweichungen der Drähte möglich. Eine weitere Möglichkeit wäre, dass die Vorspannkraft ungleichmäßig auf die einzelnen Drähte verteilt ist.

Tab. 3-5: Spannkraft vor und nach Durchtrennen der Drähte

Versuch Nr.	Spannkraft [kN]		
	vor Durchtrennen	nach Durchtrennen 1. Draht	nach Durchtrennen 2. Draht
1 (nackte Litze)	171,32	140,26 (-18,13%)	---
2 (nackte Litze)	171,46	144,37 (-15,80%)	---
3 (Monolitze)	171,90	141,68 (-17,58%)	---
4 (Monolitze)	172,61	141,92 (-17,78%)	---
5 (nackte Litze)	45,25	41,07 (-9,24%)	33,66 (-25,61%)
6 (Monolitze)	47,02	40,98 (-12,85%)	32,30 (-31,31%)

Tab. 3-6: Abstände der durchtrennten Drähte

Versuch Nr.	Zeitpunkt	1. Draht	2. Draht
5 (nackte Litze)	nach 1. Durchtrennen	3,5 cm	---
	nach 2. Durchtrennen	3,7 cm	4,4 cm
6 (Monolitze)	nach 1. Durchtrennen	3,8 cm	---
	nach 2. Durchtrennen	4,9 cm	4,8 cm

Bei den Versuchen 5 und 6 ist auch anhand des Abstandes der Bruchenden der einzelnen Drähte erkennbar, dass beide Drähte des jeweiligen Versuches nach dem Durchtrennen über ihre gesamte Länge spannungsfrei waren. Die Dehnung der Litzen beim Vorspannen lag etwa bei 3,5 cm (Gleichung (3-7)), die Abstände der Drahtenden waren mindestens genau so groß.

Um die Reaktion der intakten Drähte ermitteln zu können, wurden DMS entlang eines Drahtes angebracht. Einige DMS sind während der Versuchsdurchführung ausgefallen, sodass in der Auswertung je nach Versuch einige wenige Kurven fehlen. Bei allen Kurven ist zunächst der Anstieg der Dehnungen beim Vorspannen sowie der leichte Rückgang beim Verkeilen erkennbar (Abbildungen 3-6 bis 3-8).

Nach dem Durchtrennen eines Drahtes ist erwartungsgemäß bei den meisten Messstellen eine Dehnungsabnahme, teilweise aber auch eine leichte Dehnungszunahme erkennbar.

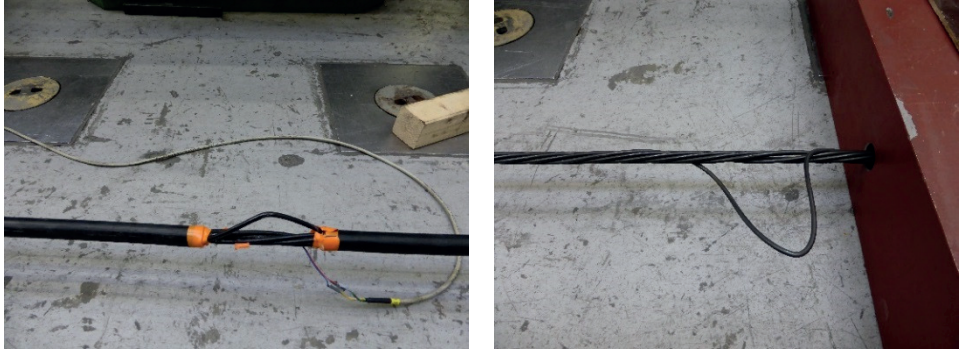


Abb. 3-5: Monolitze an Messstelle 1 (nahe Festanker) nach Durchtrennen eines Drahtes (links); Nackte Litze an Verankerung (rechts)

Es ist erkennbar, dass die Dehnungen vor dem Durchtrennen bei den Versuchen geringer sind als der erwartete Wert von $5880 \mu\text{m}/\text{m}$ bzw. $1538 \mu\text{m}/\text{m}$. So ist beispielsweise bei Versuch 2 der Mittelwert der Dehnung vor dem Durchtrennen des Drahtes $5018 \mu\text{m}/\text{m}$ und nach dem Durchtrennen $4090 \mu\text{m}/\text{m}$. Dies ist neben den Toleranzen in der Querschnittsfläche auch auf eine höhere Spannstahlgüte zurückzuführen. Unter vereinfachter Berechnung ohne Berücksichtigung von Biegedehnungen mit Verwendung der gemessenen Spannkraft ist der im Prüfzeugnis angegebene Wert von $203.000 \text{ N}/\text{mm}^2$ bei diesen Litzen um bis zu etwa 12 % höher:

$$E = \frac{P}{A \cdot \varepsilon} = \frac{171460}{150 \cdot 5018 \cdot 10^{-6}} = 227.793 \text{ N}/\text{mm}^2 \quad (3-8)$$

Die Vorspannkraft ist nicht gleichmäßig auf alle Drähte verteilt, da beispielsweise bereits vor dem Vorspannen durch Transport und Einbau der Litze Dehnungsunterschiede zwischen den Drähten bestehen. Dies führt dann zu Dehnungsunterschieden zwischen den einzelnen Messstellen. Auffällig ist der Abfall bzw. Anstieg der Dehnungen nach dem Durchtrennen der Drähte, insbesondere der teilweise Anstieg bei den Monolitzen. Es zeigte sich nach Entfernen der Monolithenhüllrohre, dass diese DMS nicht auf dem gleichen Draht befestigt waren.

Bei den meisten Messstellen wurde nach dem Drahtbruch ein Abfall der Dehnungen gemessen, wodurch auch der Mittelwert der Dehnungen bei allen Versuchen sinkt. Folglich ist die Spannkraft im betrachteten Draht sowie in der Litze insgesamt gesunken, was dem großen Spannkraftabfall, der mit der Kraftmessdose gemessen wurde, entspricht. Dies wird durch die Theorie des Seilrecks unterstützt, dass die Dehnungen in den Drähten durch die Verringerung des Querdrucks abnehmen. Der Anstieg der Dehnungen an manchen Messstellen wäre auch damit erklärbar, dass sich an manchen Drähten durch die Umverteilung beim Durchtrennen eines Drahtes die Querpressungen und folglich auch die Dehnungen erhöhen.

In den Abbildungen 3-9 bis 3-11 sind die gemessenen Dehnungen der einzelnen DMS vor und nach dem Durchtrennen einzelner Drähte entlang der Litze dargestellt. Neben dem fast linearen Verlauf vor dem Durchtrennen variieren die Dehnungen nach dem Durchtrennen relativ stark.

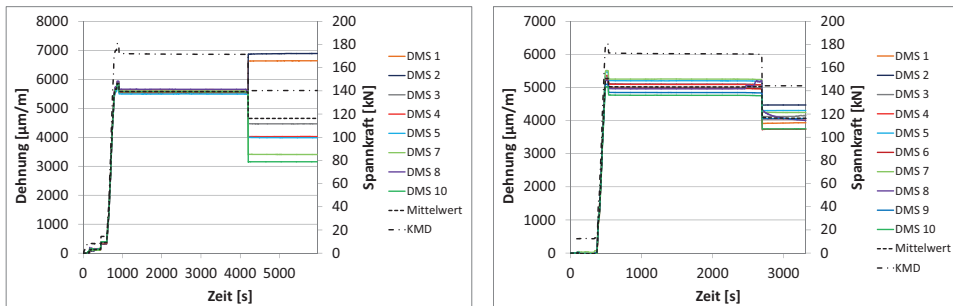


Abb. 3-6: Messwerte der Dehnmessstreifen (DMS) und der Kraftmessdose (KMD) – Versuch 1 (nackte Litze, links) und Versuch 2 (nackte Litze, rechts)

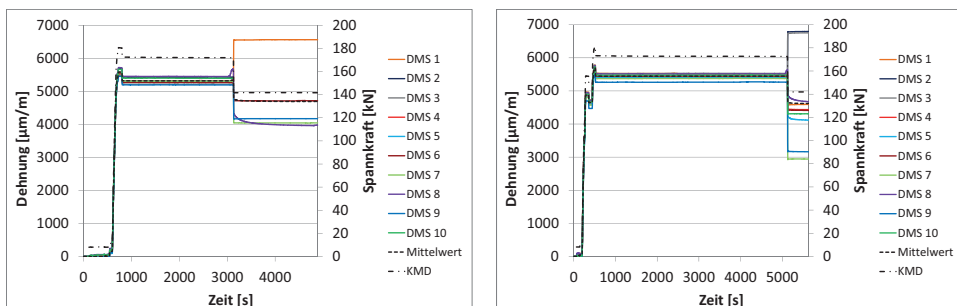


Abb. 3-7: Messwerte der Dehnmessstreifen (DMS) und der Kraftmessdose (KMD) – Versuch 3 (Monolitze, links) und Versuch 4 (Monolitze, rechts)

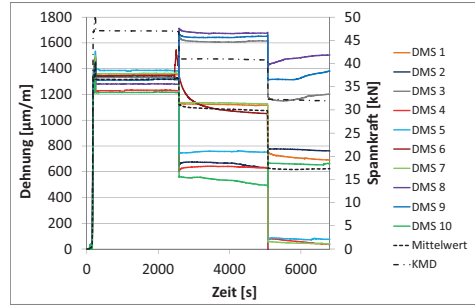
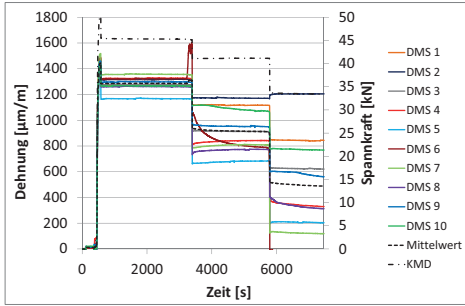


Abb. 3-8: Messwerte der Dehnmessstreifen (DMS) und der Kraftmessdose (KMD) – Versuch 5 (nackte Litze, links) und Versuch 6 (Monolitze, rechts)

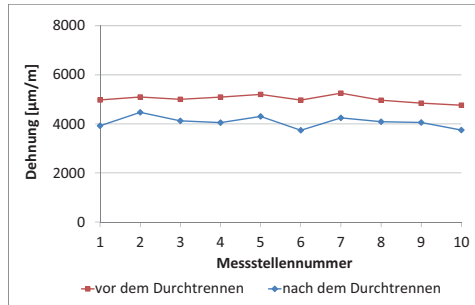
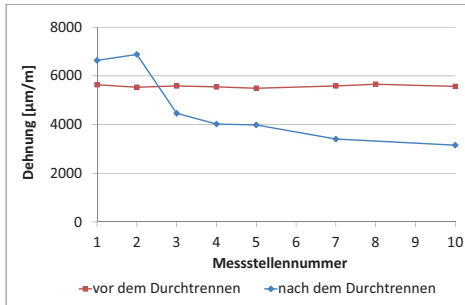


Abb. 3-9: Verlauf der Dehnungen entlang der Litze für Versuch 1 (nackte Litze, links) und Versuch 2 (nackte Litze, rechts)

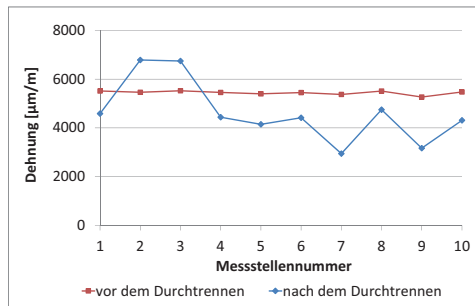
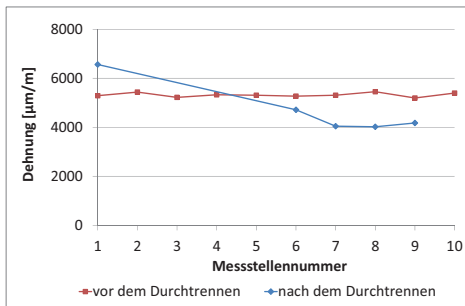


Abb. 3-10: Verlauf der Dehnungen entlang der Litze für Versuch 3 (Monolitze, links) und Versuch 4 (Monolitze, rechts)

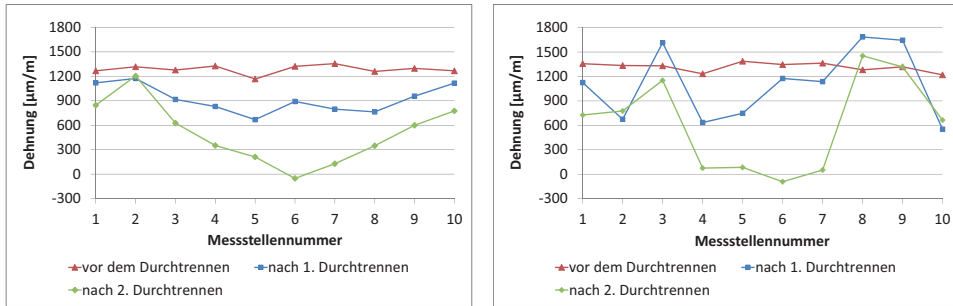


Abb. 3-11: Verlauf der Dehnungen entlang der Litze für Versuch 5 (nackte Litze, links) und Versuch 6 (Monolitze, rechts)

Ziel der durchgeführten Versuche war zu untersuchen, wie sich die Eigenfrequenzen infolge der Drahtbrüche ändern und ob diese mittels Schwingungsmessung erkannt werden können. Es wurden vor und nach dem Durchtrennen einzelner Drähte Schwingungsmessungen mit einer Frequenzauflösung von $\Delta f \approx 0,01$ Hz an den zehn Messstellen entlang der (Mono-)Litzen durchgeführt. Die 10 Messstellen entlang der (Mono-)Litze sollen auch einen Aufschluss darüber geben, ob auch in realen Bauwerken an mehr als einer Stelle gemessen werden sollte. Bei einem Bauwerk würde man an einer Stelle zwischen zwei Anker- bzw. Umlenkstellen die Frequenz ermitteln. Die Ergebnisse der sechs Versuche sind in den Abbildungen 3-12 bis 3-14 sowie in Tabelle 3-7 dargestellt.

Tab. 3-7: Mittlere Eigenfrequenzen der zehn Messstellen vor und nach dem Durchtrennen der Drähte

Versuch Nr.	1. Eigenfrequenz [Hz] (\emptyset)		
	vor Durchtrennen	nach Durchtrennen 1. Draht	nach Durchtrennen 2. Draht
1 (nackte Litze)	8,8787	8,0799 $\Delta f \approx -0,80$ (-9,00%)	---
2 (nackte Litze)	8,5896	7,9354 $\Delta f \approx -0,65$ (-7,62%)	---
3 (Monolitze)	8,0965	7,3934 $\Delta f \approx -0,70$ (-8,68%)	---
4 (Monolitze)	8,2762	7,4930 $\Delta f \approx -0,78$ (-9,46%)	---
5 (nackte Litze)	4,3329	4,1103 $\Delta f \approx -0,22$ (-5,14%)	3,6659 $\Delta f \approx -0,67$ (-15,39%)
6 (Monolitze)	4,0800	3,7851 $\Delta f \approx -0,29$ (-7,23%)	3,3105 $\Delta f \approx -0,77$ (-18,86%)

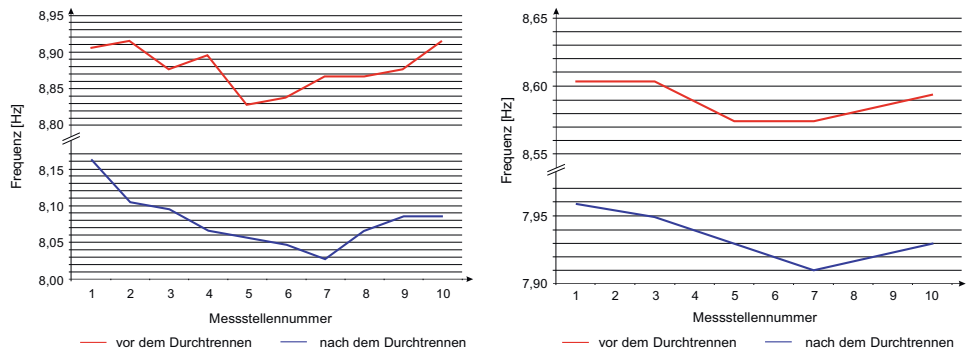


Abb. 3-12: Frequenzanalyse – 1. Eigenfrequenz für Versuch 1 (nackte Litze, links) und Versuch 2 (nackte Litze, rechts)

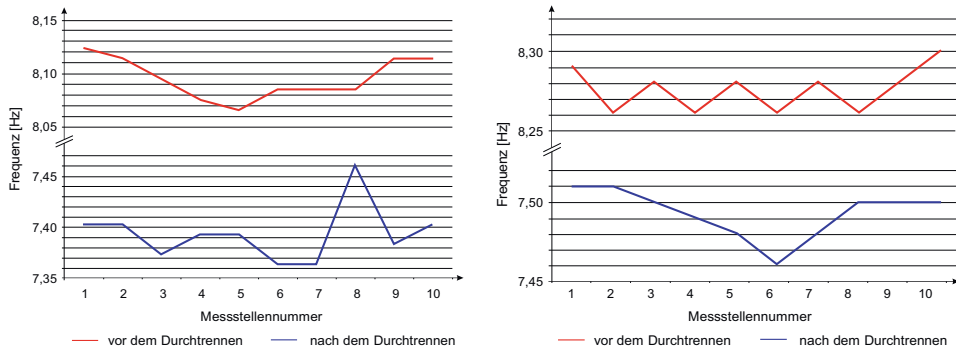


Abb. 3-13: Frequenzanalyse – 1. Eigenfrequenz für Versuch 3 (Monolitze, links) und Versuch 4 (Monolitze, rechts)

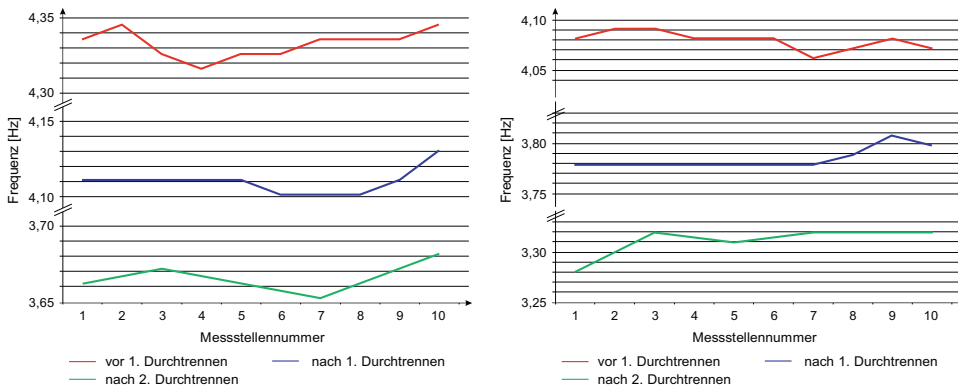


Abb. 3-14: Frequenzanalyse – 1. Eigenfrequenz für Versuch 5 (nackte Litze, links) und Versuch 6 (Monolitze, rechts)

Es ist eine deutliche Abnahme der Frequenz bereits bei dem Bruch eines von sieben Drähten erkennbar. In wieweit dies übertragbar ist auf ein reales in einer Brücke eingebautes Spannglied mit mehreren Litzen, wird in Abschnitt 6.2 anhand eines SOFiSTiK-Modells einer extern vorgespannten Brücke untersucht.

Bei allen sechs Versuchen waren die durchtrennten Drähte über die gesamte Länge spannungsfrei. Ein Verankern des Drahtes hat nicht stattgefunden. Die Energie, welche über das Aufstauchen der durchtrennten Drähte freigesetzt wurde, lässt vermuten, dass durchtrennte Drähte über weitaus größere Längen spannungsfrei sind.

3.3 Versuche mit vollverschlossenen Seilen

In Anlehnung an die Versuche mit nackten Litzen und Monolitzen wurde untersucht, wie sich Drahtbrüche bei vollverschlossenen Seilen auf die Eigenfrequenz des Seils auswirken. Hierzu konnten drei Versuche mit vollverschlossenen Seilen des Typs PV 90 der Firma Pfeifer durchgeführt werden. Die inneren Lagen der Seile sind feuerverzinkt und mit einer Innenverfüllung, die äußeren Lagen Galfan[®] verzinkt ohne Innenverfüllung.

3.3.1 Aufbau der Versuche

Die drei vollverschlossenen Seile haben eine Stahlquerschnittsfläche von 634 mm^2 bei einem Durchmesser von 31 mm und wurden im Versuchsaufbau eingebaut, vorgespannt und anschließend mehrere Drahtbrüche pro Seil mittels Trennschleifer realisiert. Durch die Gabelseilhülse an beiden Enden der Seile musste ein Adapter angebracht werden, um das Seil über eine Gewindestange vorzuspannen und mittels Mutter zu verankern. Mittels Kraftmessdose wurde die Kraft im Seil über die gesamte Versuchsdauer gemessen.

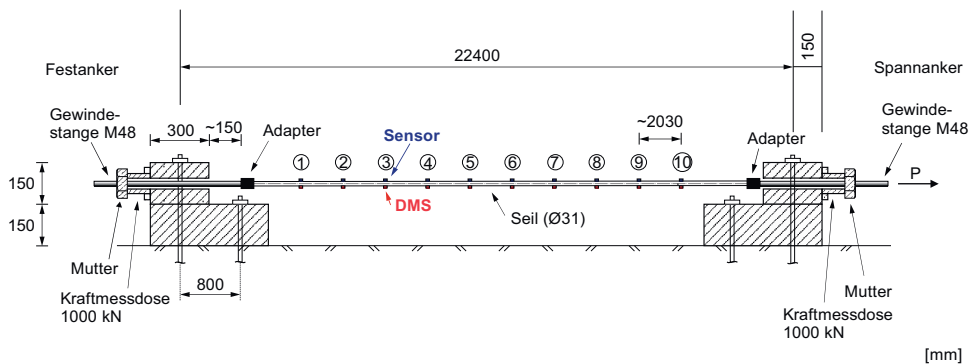


Abb. 3-15: Versuchsaufbau für vollverschlossene Seile

Entlang der Seile wurden jeweils 10 Dehnmessstreifen (DMS) angebracht (Abbildung 3-15), welche alle auf demselben Draht befestigt waren, um den Verlauf der

Dehnungen über die gesamte Länge des Drahtes ermitteln zu können. Die Abstände der DMS wurden auf etwa 2030 mm festgelegt, was dem Siebenfachen der Schlaglänge entspricht.

Es wurde für alle drei Versuche eine Spannkraft nach dem Verankern im Bereich von 500 kN gewählt, was in etwa 90% der Grenzzugkraft $Z_{R,d}$ entspricht.

3.3.2 Durchführung und Auswertung der Versuche

Nach Einbau des jeweiligen Seils wurde zunächst auf eine Kraft von ca. 550 kN vorgespannt, abgelassen und dann auf die gewünschte Spannkraft vorgespannt. Dies vermindert den Einfluss des Seilrecks, welcher sich sonst über die Versuchsdauer mit stetig abnehmender Spannkraft zu stark bemerkbar machen würde. Nach Aufbringen der gewünschten Spannkraft wurden entlang der Seile an zehn Stellen – jeweils im Bereich der DMS – Schwingungsmessungen zur Ermittlung der vorhandenen Eigenfrequenz durchgeführt. Anschließend wurden mehrere Drahtbrüche simuliert, indem Drähte mittels Trennschleifer durchtrennt wurden. Bei allen drei Versuchen wurden die Drähte zwischen den Messstellen 5 und 6 (Abbildung 3-15) durchtrennt. Es wurden immer benachbarte Drähte der äußeren Lage durchtrennt. Nach dem Durchtrennen der Drähte wurden die Frequenzanalysen an allen zehn Messstellen wiederholt. Die Messdaten der Kraftmessdose und der zehn DMS wurden in Zeitintervallen von einer Sekunde aufgezeichnet. Durch die einseitige Anordnung der Dehnmessstreifen werden Biegeeinflüsse nicht berücksichtigt.

Durch das Durchtrennen eines äußeren Drahtes verringert sich die Querschnittsfläche. Dadurch müsste sich auch die Spannkraft prozentual zur Querschnittsfläche des durchtrennten Drahtes verringern, wenn sich der Draht nicht wieder entlang des Seils verankert. Ein geringerer Spannkraftabfall wäre ein Hinweis, dass eine Verankerung des Drahtes stattgefunden hat.

Die Spannkräfte in den Seilen vor und nach Durchtrennen der Drähte sind in Tabelle 3-10 dargestellt. Bei den Versuchen Nr. 1 und 2 ist die prozentuale Abnahme in der Spannkraft nahezu identisch, obwohl beim letzten Versuch ein Draht mehr durchtrennt wurde. Bei Versuch Nr. 3 waren nach dem Durchtrennen der ersten drei Drähte noch alle Drähte im Seil, sodass der Drahtbruch nur daran

erkennbar war, dass man die Z-Drähte der zweiten Lage bereits erkennen konnte. Die Kraft im Seil reduzierte sich nach drei Drähten lediglich auf ca. 502 kN. Nach Durchtrennen des 4. Drahtes wickelten sich die durchtrennten Drähte vom Seil ab und die Kraft am Festanker fiel auf 500,25 kN ab. Nach Durchtrennen eines weiteren Drahtes war am Festanker eine Kraft von 490,27 kN abzulesen.

Um die Reaktion der Drähte ermitteln zu können, wurden die 10 Dehnmessstreifen entlang eines Drahtes angebracht. Dieser Draht lag bei den Versuchen 1 und 2 gegenüber der Trennstelle. Beim dritten Versuch wurde der Draht mit den Dehnmessstreifen durchtrennt, um herauszufinden, in welcher Entfernung zur Bruchstelle der Draht wieder voll mitträgt.

In Abbildung 3-17 erkennt man, wie sich durchtrennte Z-Drähte trotz vollständiger Durchtrennung (zweite, gegenläufige Lage Profildrähte ist vollständig sichtbar) aufgrund ihres Profils im Seil verankern und es erst nach weiterem Durchtrennen zu einem Lösen aus dem Seil kommt. Bei ausreichender Anzahl durchtrennter Drähte wickeln sich diese dann über eine größere Länge vom Seil ab.

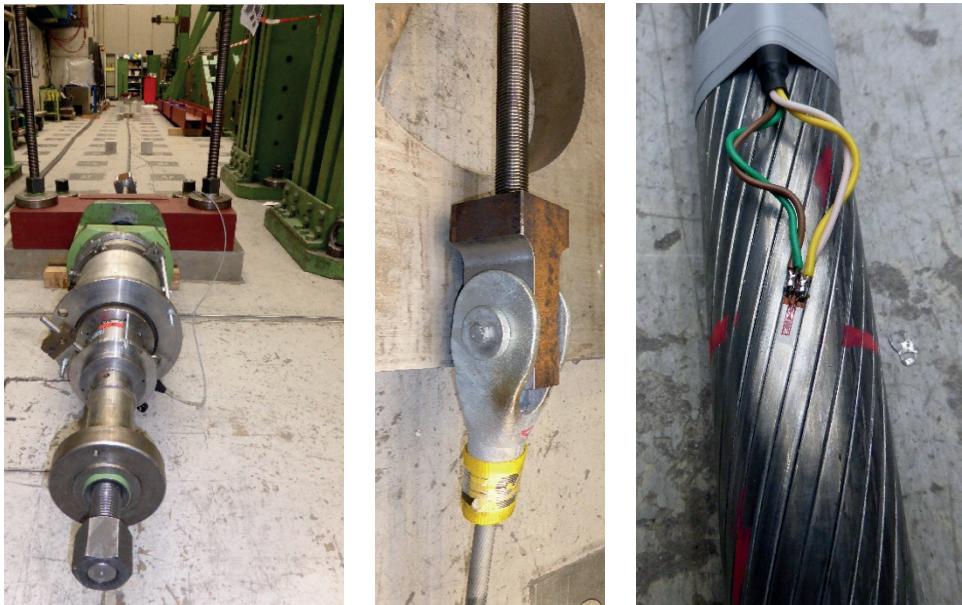


Abb. 3-16: Versuchsaufbau mit Blick von der Seite des Spannankers (links), Adapter Gabelseilhülse – Gewindestange (Mitte), Dehnmessstreifen (DMS) auf Seil (rechts)

Tab. 3-8: Daten der verwendeten Seile

Neendurchmesser d	31,0 mm
Seilnennquerschnitt	634,0 mm ²
Elastizitätsmodul	160.000 ± 10 N/mm ²
Charakteristische Bruchkraft Z _{B,k}	916 kN
Grenzzugkraft Z _{R,d}	555 kN
Drahtnennfestigkeit	1570 N/mm ²
Anzahl Drähte gesamt	61
Anzahl Drähte äußerste Lage	24
Profildrahthöhe („Z-Drähte“)	4,2 mm
Schlaglänge	290 mm
Masse	5,3 kg/m
Seilbeschlag (beidseitig)	Gabelseilhülse Typ 802

Tab. 3-9: Versuche zur Frequenzermittlung an vollverschlossenen Seilen

Versuch Nr.	1. P [kN]	2. Frequenz- messung	3. Drähte durch- trennen	4. Frequenz- messung	5. Drähte durch- trennen	6. Frequenz- messung
1	510	✓	3	✓	2	✓
2	509	✓	3	✓	3	✓
3	511	✓	4	✓	2	✓

Tab. 3-10: Spannkraft am Festanker (KMD) vor und nach Durchtrennen der Drähte

Versuch Nr.	Spannkraft [kN]			
	vor Durchtrennen	nach 1. Durchtrennen	nach 2. Durchtrennen	
1	510,16	499,58 (-2,07%)	485,76 (-4,78%)	
2	504,44	502,12 (-0,46%)	490,27 (-2,81%)	(*)
3	506,60	496,20 (-2,05%)	482,12 (-4,83%)	(**)

(*) Erhöhung der Spannkraft auf 505 kN nach dem jeweiligen Durchtrennen der Drähte und vor Durchführung der Frequenzmessungen.

(**) Nach 1. Durchtrennen Abfall der Spannkraft über Nacht auf 484 kN. Vor 2. Durchtrennen Kraft wieder auf 494 kN erhöht.



Abb. 3-17: Gegenseitige Fixierung bei wenigen gebrochenen Drähten (links), leichte Abwicklung einiger Profildrähte (Mitte), Abwickeln der Profildrähte über große Länge (rechts)

Bei allen Kurven ist der Anstieg der Dehnungen beim Vorspannen sowie der leichte Rückgang nach dem ersten Verankern erkennbar (Abbildungen 3-18 und 3-19). Nach Erhöhung der Spannkraft, Nachlassen und dem erneuten Anspannen wurden die Seile verankert. Nach dem Durchtrennen der Drähte ist erwartungsgemäß bei allen Messpunkten eine Dehnungsabnahme erkennbar. Diese ist beim drit-

ten Versuch für die beiden mittleren Dehnmessstreifen (DMS 5 und DMS 6) wesentlich größer, da die Drähte zwischen diesen bei Dehnmessstreifen durchtrennt wurden und der Draht in diesem Bereich nahezu spannungsfrei war.

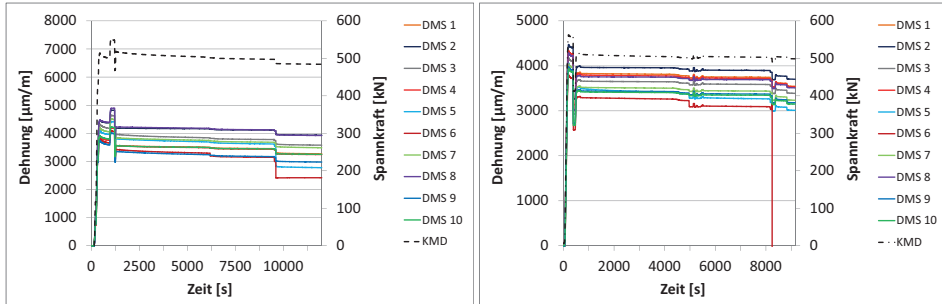


Abb. 3-18: Messwerte der Dehnmessstreifen (DMS) und der Kraftmessdose (KMD) – Versuch 1 (links) und Versuch 2 (rechts)

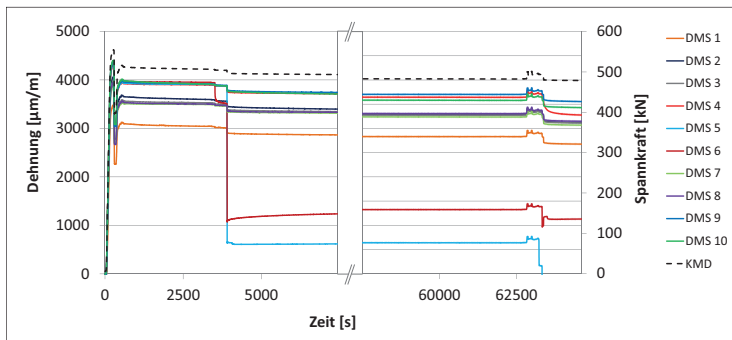


Abb. 3-19: Messwerte der Dehnmessstreifen (DMS) und der Kraftmessdose (KMD) – Versuch 3

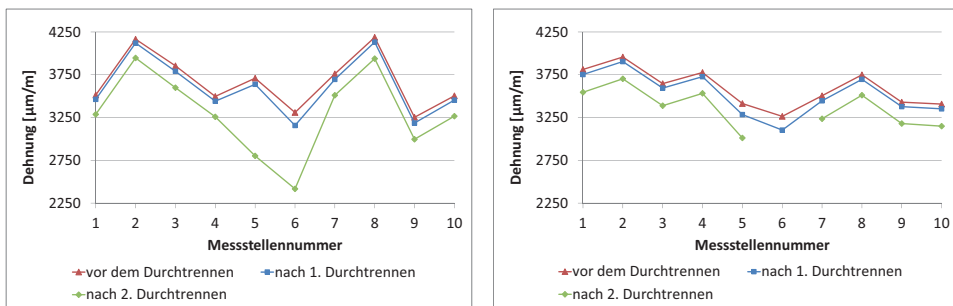


Abb. 3-20: Verlauf der Dehnungen entlang des Seils für Versuch 1 (links) und Versuch 2 (rechts)

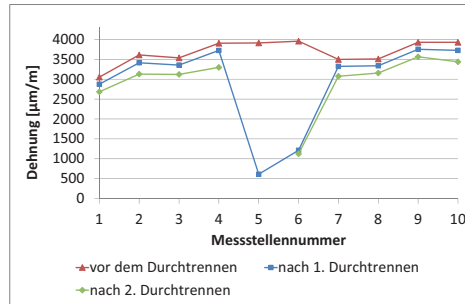


Abb. 3-21: Verlauf der Dehnungen entlang des Seils für Versuch 3

Anhand der durchgeführten Versuche soll untersucht werden, wie sich die Eigenfrequenzen infolge der Drahtbrüche ändern und ob diese mittels Schwingungsmessung erkannt werden können. Es wurden vor und nach dem Durchtrennen einzelner Drähte Schwingungsmessungen mit einer Frequenzauflösung von $\Delta f \approx 0,01$ Hz an den zehn Messstellen entlang der Seile durchgeführt. Die Ergebnisse der drei Versuche sind in Tabelle 3-11 sowie in den Abbildungen 3-22 und 3-23 dargestellt. Es ist eine Abnahme der Frequenz nach dem jeweiligen Durchtrennen der Drähte erkennbar. In wieweit dies übertragbar ist auf ein reales in einer Brücke eingebautes Seil, wird in den Abschnitten 6.1 und 6.4 anhand von SOFiSTiK-Modellen eines seilverspannten Stadionsdaches sowie eine Seilbrücke untersucht.

Tab. 3-11: Mittlere Eigenfrequenzen der zehn Messstellen vor und nach dem Durchtrennen der Drähte

Versuch Nr.	1. Eigenfrequenz [Hz] (Ø)		
	vor Durchtrennen	Nach 1. Durchtrennen	nach 2. Durchtrennen
1	6,5204	6,4657 $\Delta f \approx -0,05$ (-0,84%)	6,3719 $\Delta f \approx -0,09$ (-2,28%)
2	6,5770	6,5643 $\Delta f \approx -0,01$ (-0,19%)	6,5184 $\Delta f \approx -0,05$ (-0,89%)
3	6,6004	6,5262 $\Delta f \approx -0,07$ (-1,12%)	6,4364 $\Delta f \approx -0,09$ (-2,49%)

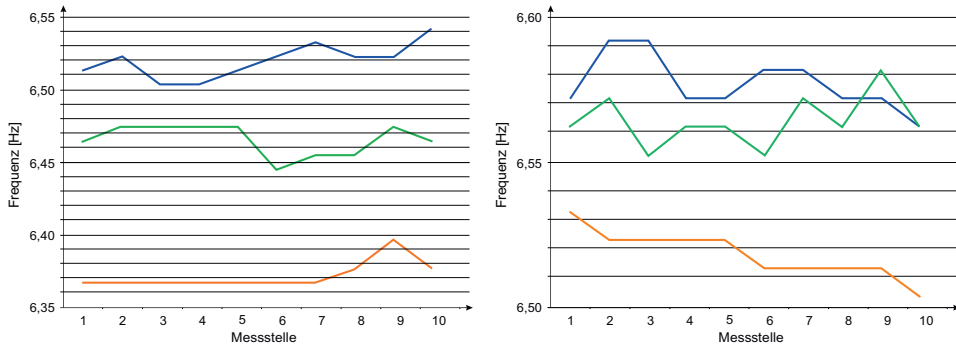


Abb. 3-22: Frequenzanalyse – 1. Eigenfrequenz für Versuch 1 (links) und Versuch 2 (rechts)

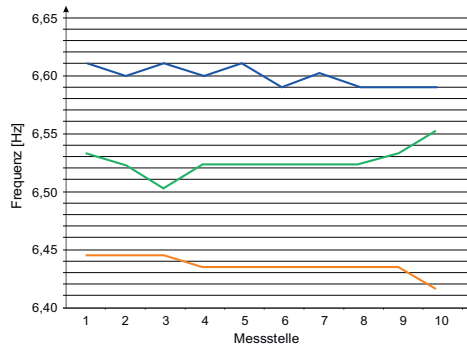


Abb. 3-23: Frequenzanalyse – 1. Eigenfrequenz für Versuch 3

3.4 Zusammenfassung der durchgeführten Versuche

Anhand der durchgeführten Versuche konnte gezeigt werden, dass insbesondere bei Monolitzen der durchtrennte Draht über seine gesamte Länge spannungsfrei ist. Dies ist von außen nicht am Hüllrohr erkennbar, da es nicht zu einer sichtbaren Schädigung des Hüllrohres kommt. Auch ein Herausragen des gebrochenen Drahtes am Spannkeil konnte nicht beobachtet werden. Eine rein visuelle Inspektion ist somit nicht in der Lage, Spannglieddrahtbrüche hinreichend erkennen zu lassen, auch nicht durch ein Öffnen der Ankerhaube.

Bei vollverschlossenen Seilen sind Querschnittsminderungen bereits bei wenigen durchtrennten Drähten mittels Frequenzanalyse versuchstechnisch detektierbar, noch bevor sich die äußeren Z-Drähte vom Seil abwickeln.

Inwieweit sich die Ergebnisse dieser Versuche auf reale Bauwerke übertragen lassen, wird in Kapitel 6 aufgezeigt, insbesondere hinsichtlich der Tatsache, dass bei den Versuchen beide Litzen- bzw. Seilenden unverschieblich gelagert sind. Bei realen Seiltragwerken kann es infolge Querschnittsminderungen zu Verformungen des Bauwerks kommen, was wiederum zu Änderungen in der Eigenfrequenz führt.

Kapitel 4

Prüfverfahren für die Bauwerksprüfung

In diesem Kapitel wird ein Einblick über Prüfverfahren für externe Spannglieder und Schrägseile gegeben, insbesondere hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit und Aussagekraft. Die einzelnen Verfahren wurden im Labor sowie an externen Spanngliedern zweier Brücken getestet. Zusätzlich wurden zwei externe Spannglieder ausgebaut und der Zustand des Spannstahls und der Hüllrohre überprüft.



Abb. 4-1: Mühlengrabenbrücke Essen Kettwig
[Fotograf: Nicolas Janberg © www.structurae.de]

Brücken gelten schon seit jeher als erhaltenswerte Infrastrukturelemente, die einer besonderen Aufmerksamkeit bedürfen. Bereits im Mittelalter wurden Brücken aufgrund ihrer Bedeutung häufig einem Brückenmeisteramt unterstellt, sodass eine

ständige Überwachung und Unterhaltung der Bauwerke sichergestellt werden konnte. Ein Beispiel für eine Brückenprüfung im 19. Jahrhundert ist ein Schreiben des Königlichen Kreisbauinspektors Spillner, welches an den Bürgermeister von Kettwig (heutiger Stadtteil von Essen) bezüglich der Prüfung der 1786 errichteten „Mühlengrabenbrücke“ adressiert war: [100], [110]

Am 27. Dezember 1888 erging durch den Königlichen Kreisbauinspektor Spillner an Herrn Bürgermeister Göring, Wohlgeboren, Kettwig a. d. Ruhr, folgendes Schreiben:

„Euer Wohlgeboren beehre ich mich anzuzeigen, daß ich Sonnabend, den 29ten d. Mts. Nachmittags 2 Uhr 40 M. in Kettwig zur Besichtigung der Ruhrbrücke eintreffen und mich vom Bahnhof geradewegs dorthin begeben werde. Ich bitte, veranlassen zu wollen, daß zu dieser Zeit ein schwer beladener Wagen die Brücke passiert und mir ein Schlosser mit einem Hammer versehen, sowie das Amtsblatt des Jahres 1884 zur Verfügung gestellt wird. Meine Rückreise nach Essen muß erfolgen 3 Uhr 37 M. von dort.“ [110]

Am Prinzip der Bauwerksprüfung hat sich über die Jahrhunderte hinweg wenig verändert. Das Abklopfen von Oberflächen und Verbindungsmitteln, die Sichtprüfung des Bauwerks unter Verkehr sowie ggf. Verformungsmessungen am Bauwerk sind offenbar seit Beginn der Bauwerksprüfung anerkannte und praxistaugliche Vorgehensweisen. Im Laufe der Zeit hat sich jedoch die Komplexität der Bauwerke geändert. Die Entwicklungen in den Bereichen Baustoffe, Bauweisen, Konstruktions- und Berechnungsverfahren und der Altersentwicklung der Bauwerke führten dazu, dass der Prüfumfang immer größer geworden ist. [100]

In Deutschland werden die vorhandenen Schäden an Brücken und deren Ausrüstung anhand einer Verfahrensanweisung begutachtet und beurteilt. In welchen Abständen was und wie geprüft werden muss, wird durch die DIN 1076 [30] geregelt.

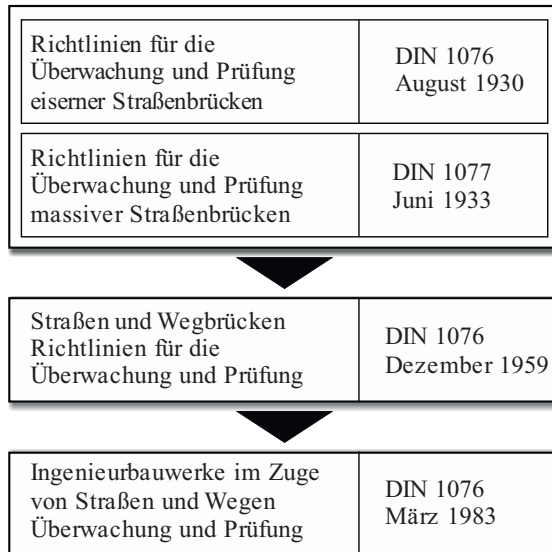


Abb. 4-2: Zeitliche Entwicklung der DIN 1076

Im August 1930 wurde erstmals die DIN 1076 unter dem Namen „Richtlinien für die Überwachung und Prüfung eiserner Straßenbrücken“ eingeführt. Nach Zusammenlegung mit der im Jahre 1933 eingeführten DIN 1077 „Richtlinien für die Überwachung und Prüfung massiver Straßenbrücken“ im Jahr 1959 zur DIN 1076 gibt es die DIN 1076 seit 1983 unter dem heute bekannten Namen „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung“ mit der aktuellsten Ausgabe vom November 1999.

Bei der Überprüfung nach DIN 1076 [30] muss ein Bauwerk alle 6 Jahre einer Hauptprüfung (HP) und alle 3 Jahre nach einer HP einer einfachen Prüfung (EP) unterzogen werden [99]. Hierbei ist unter anderem der Zustand des Korrosionsschutzes von stählernen Zubehör- und Ausrüstungsbauteilen zu prüfen, insbesondere bei korrosionsempfindlichen Bauteilen wie z.B. Verankerungen von Seilen, Kabeln, Hängern und deren Anschlüsse. Berührungsstellen zwischen Beton- und Stahlbauteilen bedürfen besonderer Beachtung. Die einzelnen Schäden sind bei der Bauwerksprüfung anhand eines Schadenskatalogs zu dokumentieren und je nach Schadensgröße bzw. vermutetem Schaden ist eine objektbezogene Schadensanalyse (OSA) durchzuführen [19], [20], [151].

Überprüfungen von Windenergieanlagen sind nach der Richtlinie für Windenergieanlagen [29] im Rahmen der wiederkehrenden Prüfungen durchzuführen. Wiederkehrende Prüfungen sind in regelmäßigen Intervallen durchzuführen, wobei diese Prüfintervalle höchstens 2 Jahre betragen. Diese dürfen – unter gewissen Voraussetzungen wie z.B. jährlicher Überwachung und Wartung – auf vier Jahre verlängert werden. [29]

Bei einer wiederkehrenden Prüfung ist für den Turm und das Fundament (Fundamentkeller und Sockel) mindestens eine Sichtprüfung durchzuführen, wobei die einzelnen Bauteile aus unmittelbarer Nähe zu untersuchen sind. Hierbei ist insbesondere auf Schäden hinsichtlich der Standsicherheit (z.B. Korrosion) zu kontrollieren. Unter anderem muss hier bei Schrauben mindestens eine Sicht- und Lockerheitskontrolle durchgeführt werden. [29]

Eine Überprüfung der externen Spannglieder – sowohl im Brückenbau als auch bei Windenergieanlagen – wird zurzeit im Rahmen der Hauptprüfungen bzw. wiederkehrenden Prüfungen fast ausschließlich visuell durchgeführt.

Ein zielgerichtetes Brückenmonitoring – insbesondere für Seile und externe Spannglieder – liefert nicht nur einen Sicherheitsgewinn durch frühzeitiges Erkennen von sicherheitsrelevanten Veränderungen, sondern kann auch zur Verlängerung der Nutzungsdauer eines Bauwerks beitragen. [91]

Für eine Korrosionsbeurteilung der externen Spannglieder und Seile sind Informationen über den zeitlichen Verlauf, Ort und Ausmaß von Korrosionsschäden bzw. -prozesse erforderlich. Hierbei sind insbesondere folgende Punkte zu klären: [83]

- Wie groß ist die vorhandene Spannkraft?
- Ist der Korrosionsschutz noch intakt?
- Wie groß ist die Korrosionsgefahr?
- Besteht eine Korrosionsaktivität?
- Wie groß ist der Korrosionsfortschritt?
- Ist bereits eine Korrosionsschädigung vorhanden?
- Sind Spannstahlbrüche vorhanden?

Im Rahmen dieser Arbeit wurden verschiedene Verfahren hinsichtlich ihrer Eignung und auch der anfallenden Kosten untersucht. Hierbei wird zwischen Prüfmethoden zur Ermittlung der Spannkraft und Methoden zur Schadensdetektion unterschieden. Diese Verfahren sowie die Ergebnisse der Messungen an beschädigten Spanngliedern sind in [143] ausführlicher beschrieben.

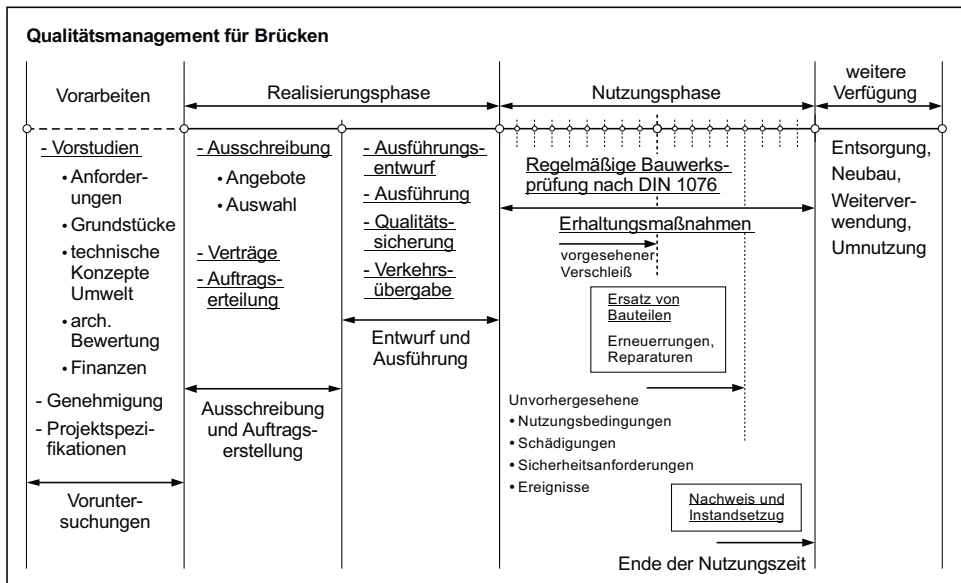


Abb. 4-3: Bauwerksprüfungen als Bestandteil des Qualitätsmanagements im Brückenbau [135]

Mit Kenntnis der Spannkraft in den einzelnen Spanngliedern lässt sich deren Zustand beurteilen bevor Schäden am Bauwerk erkennbar sind. Zu den gängigsten Verfahren gehören [143]:

- statisches Verfahren,
- dynamische Messungen,
- Ansetzen der Spannpressen,
- magnetoelastische Messungen.

Beim statischen Verfahren wird das Spannglied mittels einer Vorrichtung und einer definierten Kraft ausgelenkt und die Spannkraft mittels der gemessenen Auslenkungen sowie einer Kalibrierkurve bestimmt. Dynamische Messungen liefern die vorhandenen Eigenfrequenzen der Spannglieder, mit denen die Spannkraft näherungsweise berechnet werden kann. Neben der Abhebekontrolle bzw. Lift-Off-Test mittels Ansetzen der Spannpressen können zur Spannkraftermittlung auch magnetoelastische Sensoren verwendet werden, welche bereits beim Einbau der Spannglieder montiert und kalibriert werden müssen.

Zur Schadensdetektion gibt es neben zerstörungsarmen Verfahren wie z.B. der elektromagnetischen Resonanzmessung das Ultraschallecho-Verfahren sowie die magnetische Ortung von Spanndrahtbrüchen [143].

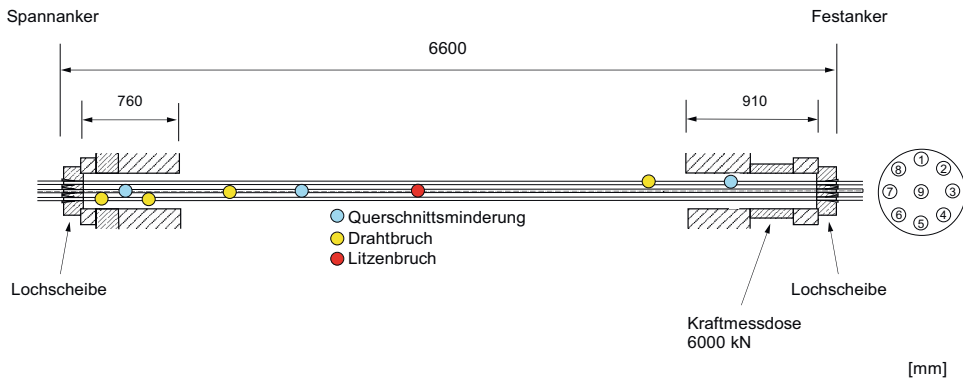


Abb. 4-4: Testspannglied im Versuchsaufbau mit aufgebrachten Schäden

Beim Ultraschallecho-Verfahren werden Ultraschallwellen in den zu untersuchenden Spanndraht an den Drahtenden eingeleitet. Aus der Intensität und der Laufzeit der reflektierten Wellen können Drahtbrüche bzw. -anrisse detektiert werden.

Bei der magnetischen Ortung von Spanndrahtbrüchen nutzt man die ferromagnetischen Eigenschaften des Spannstahts. Ein Prüfkopf wird hierbei entlang des zu untersuchenden, magnetisierten Spanngliedes bewegt. Durch Drahtbrüche werden Streufelder erzeugt, welche – je nach Größe des Streufeldes – auch hinsichtlich der Größe des Schadens ausgewertet werden können.

Die untersuchten Verfahren wurden an einem Testspannglied in der Versuchshalle sowie an Spanngliedern zweier Brücken im Sauerland (Talbrücke Berbke und Talbrücke Rümmecke) getestet. Nach den in-situ-Tests wurde aus beiden Brücken je ein Spannglied ausgebaut und im Labor hinsichtlich Schäden an den Spannstrahlen / -litzen untersucht. Zusätzlich wurden beim Bandspannglied direkt nach dem Ausbau die Hüllrohrdicken an ausgewählten Stellen gemessen.

In der Talbrücke Berbke sind Spannglieder des Typs SUSPA-Draht EX und in der Talbrücke Rümmecke Bandspannglieder von VBF/VT eingebaut. Aus diesem Grund wurde für das Testspannglied ein Spannglied mit 9 Monolitzen des Typs B+B – Typ EMR 9 (mittlerweile BBV – Typ EMR 9) verwendet. An dem zwischen den Ankerplatten ca. 6,40 m langen Spannglied wurden verschiedene Vorschädigungen (3x Querschnittsminderung, 4x Drahtbruch, 1x Litzenbruch) durchgeführt um unter Laborbedingungen die einzelnen Verfahren auf ihre Anwendbarkeit und Aussagefähigkeit zu untersuchen. Alle Schäden waren etwa zwischen 30 und 300 cm von einem der beiden Spanngliedenden entfernt.

4.1 Verfahren zur Ermittlung der Spannkraft

Einer der Vorteile der verbundlosen externen Vorspannung liegt in der progressiven, gut erkennbaren Rissbildung im Bauwerk, wenn es zu einem Ausfall eines oder mehrerer Spannglieder kommt [54]. Die Risse entstehen in Bereichen der höchsten Biegemomentenbeanspruchung, so dass z.B. Biegerisse in der Feldmitte einen Hinweis auf einen Schaden an den Spanngliedern geben. Mit der Kenntnis der Spannkraft in den Spanngliedern lässt sich der Zustand der externen Spannglieder beurteilen, bevor deutliche Schäden am Überbau oder dem Spannglied sichtbar sind.

4.1.1 Ansetzen der Spannpressen

Eine Möglichkeit zur Überprüfung der Spannkraft ist das Ansetzen einer Spannpressen, auch Lift-Off-Test oder Abhebekontrolle genannt. Voraussetzung hierfür ist neben der Zugänglichkeit des Spannankers das Vorhandensein eines dauerplastischen Korrosionsschutzes in Form von Fett bzw. Wachs. Beim Ansetzen einer Spannpressen an einem Drahtspannsystem (z.B. SUSPA-Draht EX) greift die

Spannpresse an der in der Zughülse des Spannankers eingeschraubten Stützmutter an und hebt diese um 1 bis 2 mm ab. An Litzen-spanngliedsystemen ist für das Ansetzen der Spannpresse eine ausreichende Litzenlänge hinter der Keilverankerung erforderlich.



Abb. 4-5: Ansetzen der Spannpresse in der Talbrücke Berbke (links) und in der Talbrücke Rümmecke (rechts)

Neben des großen zeitlichen und finanziellen Aufwands besteht hier die Gefahr einer ungewollten Beschädigung der Verankerung oder der Litzen infolge mehrfachen Keilbisses. Alternativ kann ein Lift-Off-Test bei einzelnen Litzen durchgeführt werden, bei dem die Monolitzenpresse auf die einzelne Litze aufgeschoben und mit einer Handpumpe der benötigte Druck aufgebracht wird, um die Litze ein kleines Stück herauszuziehen. Beim Ansetzen der Spannpresse wird nur die vorhandene Kraft direkt am Spannanker gemessen. Zu beachten ist, dass bei einem über mehrere Umlenkstellen geführten Spannglied die Spannkraft infolge Reibung und Querpressung an den Umlenkstellen abnimmt.

4.1.2 Statisches Verfahren

Das Spannglied wird beim statischen Verfahren über eine spezielle Vorrichtung mit einer Kraft F ausgelenkt. Mit Kenntnis der gemessenen Querauslenkungen sowie der Biegesteifigkeit des Spannglieds wird die vorhandene Spannkraft aus einer Kalibrierkurve entnommen bzw. rechnerisch bestimmt. Es wird unterschieden

zwischen dem exakten [134] sowie dem vereinfachten Prinzip des statischen Verfahrens [87]. Anwendungen des Verfahrens bei eingebauten externen Spanngliedern oder Seilen sind dem Verfasser nicht bekannt.

4.1.3 Dynamische Messungen mit Spannkraftermittlung

Bei der Spannkraftermittlung mittels dynamischer Messungen werden die Eigenfrequenzen des Spannglieds über die Schwingungen ermittelt. Mit der Kenntnis mehrerer Parameter des Spannstahts lässt sich die Spannung im Stahl ermitteln. Unter Beachtung der Lagerungsbedingungen (Anker, Umlenkstelle) und ggf. des Durchhangs des Spanngliedes bzw. Seils beträgt die Abweichung im Vergleich zu der mittels Abhebekontrolle gemessenen Spannkraft weniger als 3%. [122], [123]

Das zu untersuchende Spannglied wird mit einem Impaktor – z.B. ein Hammer – zu Schwingungen angeregt. Mittels Beschleunigungssensor und Auswerteeinheit werden die Signale erfasst und über eine Fast-Fourier-Transformation in ein Frequenzspektrum überführt. Zur Bestimmung der Kräfte von Schrägseilen wird der Schwingungsaufnehmer i.d.R. in der Nähe des Verankerungspunktes und damit in der Nähe des Schwingungsknotenpunktes aufwendig angebracht (Abbildung 4-6). Durch den Einsatz hochsensibler Sensoren ist trotz der dort auftretenden geringen Schwingungsamplituden eine ausreichende Genauigkeit erzielbar. Mit weiteren Schwingungsaufnehmern, welche entlang des Seils befestigt werden, können die Eigenformen erfasst und damit die Schwingungslänge bestimmt werden. Eine kraftschlüssige Verbindung der Sensoren mit dem Spannglied ist für aussagekräftige Ergebnisse erforderlich. Um die Spannkraft mit ausreichender Genauigkeit bei möglichst geringem Aufwand zu bestimmen, werden meist die ersten 5 bis 15 Eigenfrequenzen herangezogen. [55]

Eine Alternative hierzu sind berührungslose dynamische Messungen mittels Laservibrometer. Hierbei wird der kohärente Lichtstrahl eines Lasers auf einen Messpunkt am Spannglied / Seil gerichtet und der reflektierte Strahl mit einem Referenzstrahl zur Interferenz gebracht [22]. Bei diesem Verfahren muss jedoch beachtet werden, dass das Messgerät einen festen Stand benötigt (nicht auf oder in einer schwingenden Brücke) und dass beim Einsatz des Laserstrahls ggf. das Bauwerk für den Verkehr gesperrt werden muss.



Abb. 4-6: Aufwendige Befestigung der Sensoren (links und rechts), sehr viel Messtechnik (Mitte)

Die Berechnung der Spannkraft kann mittels linearem Ansatz (Gleichung (2-23)), unter Ansatz der Biegesteifigkeit (Gleichung (2-61)) sowie unter Berücksichtigung des Durchhangs (Gleichung (2-63)) erfolgen. Je nach verwendetem Ansatz können die resultierenden Ergebnisse stark variieren.

Tab. 4-1: Vergleich der Spannkraft mit der ermittelten Kraft am Testspannglied

Spannkraft (Kraftmessdose) [kN]	Gemessene 1. Eigenfrequenz [Hz]	Berechnete Spannkraft [kN]	Abweichung [%]
925	19,550	875	5,4
314	12,081	334	6,4
372	13,080	392	5,4

Bei Messungen am Testspannglied gab es Abweichungen in der ermittelten Spannkraft von bis zu 6,4% zur Kraftmessdose, welche wiederum eine Toleranz von bis zu 2% besitzt. Die freie Schwinglänge und auch die vorhandene Masse waren durch die Kenntnis der Keillage und des genauen Spanngliedtyps genau ermittelbar. Bei Messungen an realen Bauwerken ist dies normalerweise nicht der Fall.

Tab. 4-2: Vergleich der mittels Spannpressen und dynamischer Schwingungsmessung ermittelten Kräfte

	Spannkraft (Spannpresse) [kN]	Berechnete Spannkraft (Anbieter 1) [kN]	Berechnete Spannkraft (Anbieter 2) [kN]
Talbrücke Rümmecke	2.748	2.900 (+5,5%)	2.920 (+6,3%)
Talbrücke Berkbe	2.127	2.010 (-5,5%)	2.100 (-1,3%)

Bei Messungen an den Spanngliedern der Talbrücken Rümmecke und Berkbe konnten die ermittelten Spannkraften zweier Anbieter mit den Werten der Spannpressen verglichen werden. Es zeigten sich Abweichungen von teilweise über 6% (Tabelle 4-2). Dies lag daran, dass – wie im Regelfall – die Masse der Spannglieder nur geschätzt und die freie Schwingungslänge nicht eindeutig ermittelt werden konnte.

4.1.4 Magnetoelastische Messungen

Als magnetoelastischen Effekt bezeichnet man die Änderung der Permeabilität ferromagnetischer Materialien bei mechanischer Beanspruchung. Diesen Effekt macht man sich bei einem magnetoelastischen Sensor zu Nutze. Die Permeabilität ist hierbei das Verhältnis der magnetischen Induktion oder Flussdichte B zur magnetischen Feldstärke H . Der Sensor besteht aus zwei Spulen (Induktions- und Erregerspule) und wird direkt am Spannglied / Seil montiert. [159]

Über die Erregerspule wird ein Wechselstrom eingespeist, welcher in der Induktionsspule eine Spannung induziert. Aus diesen Werten können die magnetischen Kenngrößen des Spanngliedes / Seils ermittelt werden. In einer Hystereseschleife werden diese Kenngrößen aufgetragen. Mit steigender Zugspannung wird der Betrag der beiden Kenngrößen kleiner und die Hystereseschleife wird flacher. An Messgeräten, die auf dieser Methode basieren, können die Spannungs- oder Kraftwerte direkt abgelesen werden. Die Messunsicherheit beträgt etwa 2,0 bis 2,5%. Für Langzeitmessungen werden die Sensoren beim Einbau der Spannglieder / Seile eingebaut, z.B. zwischen Ankerkopf und Ankerplatte. Beim nachträglichen

Einbau der Sensoren müssen die Spulen aufwändig um das Hüllrohr gewickelt werden. [159]

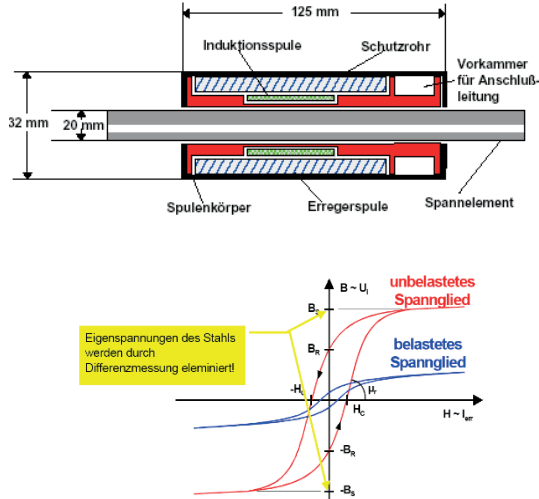


Abb. 4-7: Schnitt durch einen magnetoelastischen Sensor (links) und Hystereseschleife unter Zugbeanspruchung (rechts) [159]



Abb. 4-8: Magnetoelastischer Sensor zwischen Ankerkopf und Ankerplatte (links) [159]; Beim Einbau des neuen Bandspanngliedes eingesetzte runde und eckige Sensoren (rechts)

Die im Rahmen der in-situ-Messungen untersuchten externen Spannglieder wurden nach Durchführung aller Tests ausgebaut und durch neue Spannglieder ersetzt. Am Bandspannglied der Talbrücke Rümmecke wurden an beiden Spanngliedenden jeweils zwei magnetoelastische Sensoren angebracht (Abbildung 4-8 rechts),

welche beim Anspannen des Spanngliedes kalibriert wurden. Bei einer späteren Messung der magnetischen Kenngrößen an dem Spannglied lässt sich die Vorspannung mit Hilfe der bekannten magnetischen Kenngrößen ermitteln. Die Sensoren bleiben dauerhaft am Spannglied und messen die vorhandene Spannkraft lediglich im Bereich zwischen zwei Anker- bzw. Umlenkstellen.

4.2 Verfahren zur Schadensdetektion

Schäden an externen Spanngliedern und Seilen können entlang des gesamten Spannelements auftreten, neben der freien sichtbaren Länge auch in den Bereichen der Umlenk- und Ankerstellen. Für die unterschiedlichen Bereiche stehen – je nach Spannglied- bzw. Seiltyp – verschiedene Prüfverfahren zur Verfügung. Während bei visuellen Prüfungen lediglich die frei zugänglichen Bereiche von außen überprüft werden, können mit den übrigen Prüfverfahren weitergehende Untersuchungen angestellt werden.

4.2.1 Visuelle Prüfung

Externe Spannglieder lassen sich in der freien Länge meist von allen Seiten visuell überprüfen. In Bereichen von Umlenkstellen kann – sofern ausreichend Platz vorhanden ist – mittels Endoskop / Videoskop die Oberfläche der Spannglieder überprüft werden. Hierfür ist eine passende Lichtquelle und Erfahrung erforderlich. In den meisten Fällen scheidet die Anwendung jedoch daran, dass die Zugänglichkeit nicht gegeben ist. Bei Seilen bietet sich die Befahrung mittels eines Seilprüfgerätes an. Das Gerät fährt mit einem seilschonenden Kettenantrieb am Seil entlang und zeichnet mittels vier Kameras dem kompletten Seilumfang auf. Zusätzliche Geräte tasten die Oberfläche des Seils mit einem Laser ab, um damit Oberflächenfehler feststellen zu können. Stark wechselnde Hüllrohrdicken sowie Bereiche mit Dämpfern etc. können nicht befahren werden. Die Auswertung der Bilder erfordert aufgrund der großen Menge an Bilddaten viel Erfahrung.

4.2.2 Elektromagnetische Resonanzmessung

Bei der elektromagnetischen Resonanzmessung (auch elektrische Reflektometrie genannt) werden hochfrequente Spannungsimpulse in die Spanndrähte eingekoppelt. An Schäden reflektiert das Signal, woraus über die Auswertung der Zeitfunktion auf den Ort des Schadens geschlossen werden kann [133]. Das Verfahren ist jedoch nur bei getrennt verlaufenden Monolitzen einsetzbar, da es bei den restlichen Litzen- und Drahtspanngliedern zwischen den Litzen / Drähten aufgrund des Korrosionsschutzes und auch der Lage der Litzen / Drähte innerhalb des Hüllrohrs im Bereich der Umlenkstellen und auf der freien Länge immer wieder Bereiche mit gegenseitigem Kontakt gibt [105].

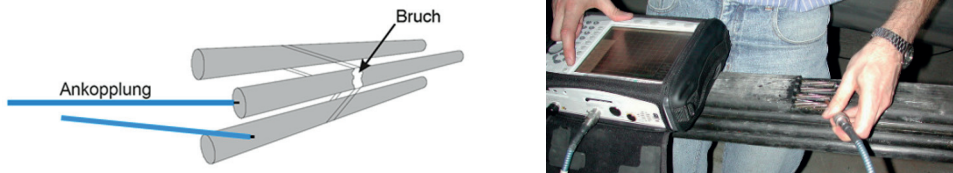


Abb. 4-9: Einkopplung des Signals in den Spandraht (links) und Prüfung der Monolitzen am Bandspannglied (rechts) [143]

Wenn keine bzw. nur eine sehr geringe elektromagnetische Verkopplung der Stäbe vorhanden ist, kann ein Bruch durch eine signifikante Änderung des Messsignals gegenüber dem intakten Fall relativ einfach detektiert werden. Nachteil dieses Verfahrens ist das Öffnen des Hüllrohres und Freilegen der Spanndrähte.

4.2.3 Ultraschallecho-Verfahren

Schall mit Frequenzen zwischen 20 kHz und 1 GHz wird als Ultraschall bezeichnet. Beim Ultraschallecho-Verfahren (bzw. Ultraschall-Impulsecho-Verfahren) werden Ultraschallwellen von einem Sender in das zu untersuchende Bauteil übertragen. Die akustischen Wellen werden an Grenzflächen von Materialien unterschiedlicher akustischer Impedanz (Produkt aus Wellengeschwindigkeit und Dichte) reflektiert, gestreut und gebeugt. Am Übergang zur Luft ist die Reflexion am größten (Totalreflexion). Aus der Intensität und Laufzeit der reflektierten Wellen kann man auf die Entfernung der Reflexionsstelle schließen. [144]

Die Prüfköpfe senden üblicherweise Longitudinal- und Transversalwellen für Senkrecht- und Schrägeinschallung in definierte Richtungen und empfangen die Reflexionen. Die Frequenzen liegen meist im Bereich von 500 kHz bis 50 MHz. Voraussetzung für die optimale Anwendung des Verfahrens ist die Zugänglichkeit des zu untersuchenden Bauteils. Die Reichweite längsdurchschallter Ultraschallwellen wird je nach untersuchtem Material mit bis zu 12 m angegeben. Bei einer Durchschallung quer zur Spanngliedachse von in Fett verpressten Spanngliedern findet eine Totalreflexion an der Innenwand der ersten PE-Hülle statt, so dass das Ultraschall-Verfahren für diese lediglich zur Prüfung der äußeren PE-Hülle geeignet ist. Die kleinste messbare Querausdehnung d_{\min} einer Fehlstelle entspricht der halben Wellenlänge $\lambda/2$ und richtet sich somit nach der verwendeten Frequenz. Bei einer Wellengeschwindigkeit von ca. 6000 m/s in Stahl und einer Frequenz von 50 MHz ist eine Fehlstelle von etwa 0,06 mm Ausdehnung messbar. [133], [164]

Je nach Art des Schadens (Drahtbruch oder Querschnittsminderung) wird der Impuls an dieser Stelle vollständig oder teilweise reflektiert. Das Ergebnis ist direkt am Ultraschallgerät zu erkennen. Aus der Laufzeit des Impulses wird der Abstand des Schadens zum Einkopplungspunkt direkt ermittelt. Bei Tests an vorgeschädigten Monolithen konnten Querschnittsminderungen und Drahtbrüche erkannt werden, lediglich die Angabe der Entfernung des Schadens zeigte teils relativ starke Abweichungen. So wurden z.B. Drahtbrüche mit 1,70 m angegeben, welche nur 1,48 m entfernt lagen. Bei geringerer Entfernung zum Einkopplungspunkt wurde die Lage von Drahtbrüchen und Querschnittsminderungen gut getroffen.

Bei Parallellitzenbündel sind mittlerweile Drahtbrüche bis ca. 2,0 m und Drahtanrisse bis ca. 1,5 m ab Einkopplung erkennbar. Bei Paralleldrahtbündel können Drahtbrüche bis etwa 3,4 m und Drahtanrisse bis zu ca. 2,0 m Entfernung detektiert werden.

4.2.4 Magnetische Ortung von Spanndrahtbrüchen

Die magnetische Prüfung kann zur Lokalisierung von Drahtbrüchen in Hebe- und Förderseilen im Bergbau, aber auch an externen Spanngliedern und Schrägseilen von Brücken angewendet werden. Das Verfahren nutzt die ferromagnetischen Eigenschaften des Spannstahls. Ein Prüfkopf wird entlang des Seils bewegt. Über einen am Prüfkopf sitzenden elektrischen Jochmagneten oder Permanentmagneten

wird der Prüfkörper magnetisiert. Magnetfeldsensoren, die sich wie der Magnet am Prüfkopf befinden, erfassen die Streufelder, welche durch Drahtbrüche verursacht werden. Während sich schmale Messspulen (Abstand der Windungen 5 mm) gut zur Anzeige von Einzelfehlern eignen, sind breite Spulen (Abstand der Windungen 15 mm) besser zur qualitativen Anzeige von Verschleiß und Korrosion. Im Gegensatz zu Messspulen ist die Qualität der Messung mit Hallsonden unabhängig von der Relativgeschwindigkeit zwischen Prüfobjekt und Prüfkörper. Bei einem Drahtbruch wirken die beiden Enden wie ein magnetischer Dipol. Anhand des charakteristischen Streufelds kann die Fehlstelle lokalisiert und deren Größe erkannt werden. Mit diesem Verfahren können alle Drähte / Litzen eines Spanngliedes untersucht werden, unabhängig von der Querschnittsgeometrie. Über Hallsonden oder Induktionsspulen entlang der Spannglieder / Seile werden Querschnittsverluste detektiert. Heutzutage ist in den Seilprüfgeräten neben der Streufeldmessspule eine Flussmessspule integriert, in der bei Änderung des metallischen Querschnitts Spannungen induziert werden. Die Anwendung dieses Verfahrens ist auch im Bereich von Umlenkstellen möglich. Hierbei spielen jedoch die Ausführung des Jochmagneten sowie der Platz zwischen Spannglied und Umlenkstelle eine wesentliche Rolle. Außerdem müssen mindestens 2 Spannglieder umgelenkt werden, da für die Anwendung im Bereich von Umlenkstellen immer zwei Spannglieder gleichzeitig magnetisiert werden müssen. [63], [129], [131], [132]

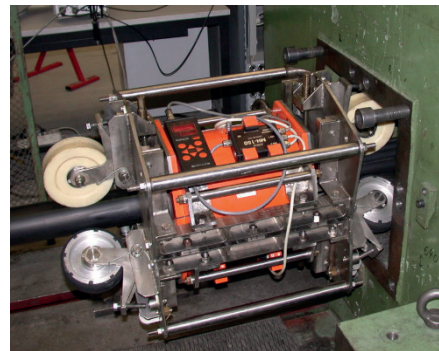
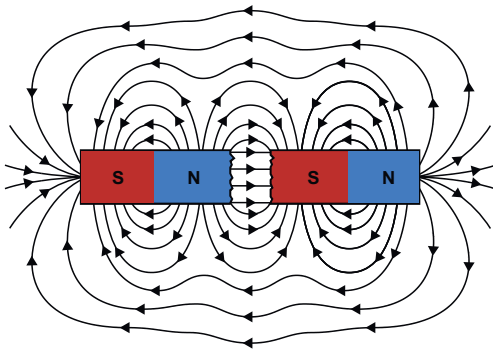


Abb. 4-10: Streufeld eines abgebrochenen Stabmagneten (links), Prüfmagnet am Spannglied (rechts) [143]

Durch die relativ großen Außenabmessungen der Halterungen der Magnete (Abbildung 4-10) sind die Prüfgeräte nicht an beengten Stellen einbaubar. Am Testspannglied konnten anhand der Intensität des Streufeldes und der gemessenen Strecke alle Fehler in der freien Länge erkannt und genügend genau abgeschätzt werden. Allerdings kann man ein externes Spannglied nicht direkt ab dem Verlassen der Anker- / Umlenkstelle untersuchen, da die Sensoren aufgrund der Magnetisierung erst ab einem Abstand von einigen Zentimetern messen können. Dasselbe gilt für die Ankerbereiche sowie Bereiche mit Dämpfern bei Schrägseilen.

4.2.5 Schraubendreher test

Eine in Nordamerika eingesetzte Methode ist der so genannte Schraubendreher test. Hierzu muss allerdings das Hüllrohr geöffnet werden, damit die Drähte frei zugänglich sind. Ein spannungsloser Spanndraht kann nach [132] mit einem flachen Schraubendreher ausgelenkt werden. Diese Methode ist jedoch nicht eindeutig, da die vorhandene Reibung zwischen den Drähten, welche z.B. durch Korrosion entstanden ist, eine Auslenkung verhindern kann [119]. Dieses Verfahren wird hierzulande nicht eingesetzt, da es, neben der unzureichenden Aussagefähigkeit, beim Öffnen der Hüllrohre und auch beim Ansetzen des Schraubendrehers zur Beschädigung des Spannstahls kommen kann.

4.2.6 Radiografie

Die Durchstrahlungsprüfung (Radiografie) zählt zu den elektromagnetischen Verfahren. Dabei wird das zu untersuchende Bauteil mit einer Primärstrahlung (Röntgen-, Neutronen- oder Gammastrahlung) bestrahlt. Der bildgebende Bereich besitzt maximal eine Größe von 500 mm x 500 mm. Ein Bruch im Spannstahl kann mit diesem Verfahren eindeutig festgestellt werden. Zur Durchführung einer Durchstrahlungsprüfung müssen Strahlenschutzbestimmungen nach DIN 54115 beachtet werden. Aufgrund des hohen Aufwands wird dieses Verfahren für externe Spannglieder und Schrägseile eher im Labor eingesetzt. [11]

4.3 Ausbau und Überprüfungen von Spanngliedern

Im Rahmen der Überprüfung der beiden externen Spannglieder in den Talbrücken Rümmecke und Berbke wurden diese Spannglieder ausgebaut und im Labor weitergehend untersucht. Hierbei wurden neben dem Spannstaahl auch die Hüllrohre untersucht.

4.3.1 Talbrücke Berbke – externes Spannglied SUSPA-Draht EX 54

Das geradlinig verlaufende Spannglied der Talbrücke Berbke wurde – nach Ablassen der Spannkraft mittels Spannpresse – ausgebaut und vor Ort in transportfähige Teilstücke getrennt. Im Labor konnten weder an den Spanndrähten, noch am Hüllrohr Beschädigungen festgestellt werden.

4.3.2 Talbrücke Rümmecke – externes Spannglied VT CMMD 4x04

Bei dem aus vier Bändern bestehenden Spannglied der Talbrücke Rümmecke wurden unter voller Vorspannung die einzelnen Drähte nacheinander mittels Trennschleifer durchtrennt und vor Ort in transportfähige Teilstücke getrennt. Die Trennstellen wurden so festgelegt, dass diese immer im Bereich der freien Länge des Spannglieds waren und es keinen Einfluss auf die Untersuchung der Umlenkbereiche gab.

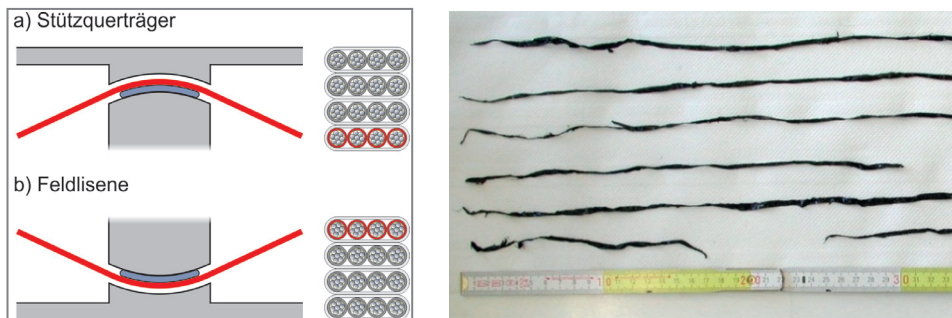


Abb. 4-11: Am stärksten belastetes Spanmband im Bereich der Umlenkstellen (links), PE-Abrieb (rechts)

Um festzustellen, wie dünn das Polyethylen der inneren Schutzhülle im Bereich der Umlenkungen wirklich ist, wurden an allen acht Umlenkungen jeweils das am meisten beanspruchte Band untersucht. Im Bereich der Feldlisenen war es das oberste Band, im Bereich der Stützquerträger das unterste Band des Spanngliedes (Abbildung 4-11 links). Es wurden in diesen Bereichen jeweils 4 Monolitzenhüllen mit einer Länge von je 4 m herausgeschnitten, längs aufgetrennt und anschließend die Dicke der oberen und unteren Hälfte der Hülle gemessen. Direkt nach dem Ausbau des Spanngliedes wurde vor Ort ein Referenzstück vermessen, um die Rückverformungen der PE-Hülle durch die Entlastung dokumentieren zu können. Es zeigte sich, dass im Zeitraum zwischen der Messung des Referenzstückes vor Ort und der späteren Messung am Institut die Dicke der Schutzhülle unverändert blieb. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass das Rückkriechen des Polyethylens innerhalb kürzester Zeit abgeschlossen ist [118]. Beim Öffnen der Monolitzenhüllrohre wurde entlang der Litzen PE-Abrieb festgestellt (Abbildung 4-11 rechts). Dieser Abrieb ist nahezu entlang des gesamten Spanngliedes zu finden, sein Entstehen kann jedoch nicht eindeutig geklärt werden. Die durch das äußere Band umfassten Monolitzenhüllen wiesen neben den teils sehr starken Eindrückungen im Bereich der Umlenkstellen an mehreren Stellen außerhalb der Umlenkstellen Eindrückungen bzw. Löcher auf. Neben Furchen von 0,2 bzw. 0,4 mm Tiefe konnten zwei punktuelle Eindrückungen von 0,4 und 0,5 mm sowie zwei Löcher festgestellt werden. Aufgrund der Lage und Art der Schäden kann ausgeschlossen werden, dass diese während des Ausbaus bzw. des Transports entstanden sind.

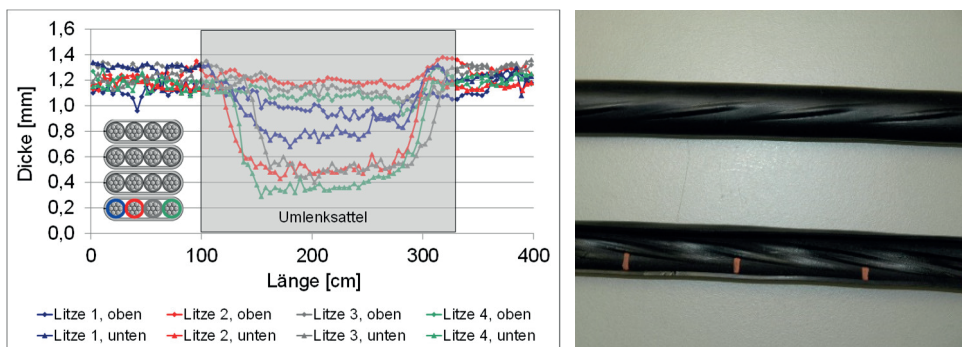


Abb. 4-12: Restwandstärken der Monolitzenhüllen im Bereich der Umlenkstelle eines Stützquerträgers (links), Eindrückungen im Monolitzenhüllrohr (rechts)

Das Monolitzenhüllrohr hat laut Zulassung eine Dicke von 1,5 mm. Diese PE-Wanddicke wurde nahezu in allen untersuchten Bereichen unterschritten, auch in Bereichen der freien Länge des Spannglieds. An einigen Stellen im Bereich der Umlenkstellen wurden Wandstärken des Polyethylens von unter 0,3 mm festgestellt, was in etwa der Dicke von zwei Blatt Papier entspricht [143], [164]. Weitere Untersuchungen der Wanddicken von PE-Hüllrohren sind in [157], [158] und [163] zu finden.

4.4 Bewertung / Zusammenfassung

In Tabelle 4-3 sind die wichtigsten Prüfmethode für externe Spannglieder und Schrägseile aufgelistet inkl. der jeweiligen Einschränkungen. Der praktische Nutzen einer Bestimmung der vorhandenen Spannkraft mittels dynamischer Schwingungsmessung ist weitaus mehr gegeben als die noch mehr zeit- und kostenintensive Bestimmung der Spannkraft durch Aufsetzen der Spannpressen.

Ultraschall-Messungen sind vor allem in Bereichen der Verankerungen aufgrund des Auffindens von Fehlstellen bei Drähten bzw. Litzen innerhalb von bis zu etwa 3,40 m ab Draht- / Litzenende – je nach Verfüllung der Ankerhaube – ein relativ schnelles Mittel, um bei Verdacht einer Beschädigung das Spannglied im Ankerbereich zu untersuchen. Darüber hinaus kann eine Aussage über den Zustand des Spannglieds bzw. Seils jedoch nicht getroffen werden. Außerdem muss der Korrosionsschutz am Ankerbereich teilweise wieder aufwendig hergestellt werden.

Bei der elektromagnetischen Resonanzmessung können nur die äußeren einzeln verlaufenden Litzen untersucht werden. Hierfür müssen die Schutzhüllen der Spannglieder punktuell geöffnet werden, was folglich zu einer Zerstörung des Korrosionsschutzes – und durch das Öffnen ggf. auch der Drähte – führt, sodass dieses Verfahren als nicht geeignet eingestuft wird.

Untersuchungen mit einem Videoskop sind für externe Spannglieder und Seile nicht geeignet, da meist nur ein geringer Restquerschnitt mit Korrosionsschutzmittel verfüllt ist. Ein Videoskop kann zur Untersuchung auf äußere Schäden der Oberfläche von Spanngliedern in Umlenkstellen eingesetzt werden, sofern genügend Platz vorhanden ist. Die Auswertung dieser Bilder bedarf jedoch ausreichender Erfahrung.

Mit dem magnetischen Streufeldverfahren können – bei ausreichendem Platz – externe Spannglieder und Seile auch innerhalb von Durchführungen auf Querschnittsminderungen untersucht werden. Die freie Länge der Spannglieder / Seile kann mit dem Magnet abgefahren werden und somit zentimetergenau eine eventuell vorhandene Fehlstelle festgestellt werden, sofern diese eine gewisse Größe erreicht.

Tab. 4-3: Prüfmethoden für externe Spannglieder und Seile

	Spannstahlbruch	Querschnittsverlust des Spannstahls	Dickenverlust des PE-Rohrs	Verpressfehler
Spannkraft-ermittlung	(x)	(x)	---	---
Sichtprüfung	---	(x) ¹	(x) ⁹	---
Endoskopie	---	---	---	(x) ^{2,4,5}
Ultraschall-Echo	(x) ^{5,6,7,10,13}		(x) ¹¹	
Radiografie	(x) ^{2,3,4}	(x) ^{2,3,4}	---	(x) ^{2,3,4}
Elektrische Resonanzmessung	(x) ⁵	---	---	---
Magnetische Prüfung	(x) ¹²	(x) ⁸	---	---

¹ Bei von außen sichtbaren Korrosionsspuren

² Bei Verdachtsmomenten punktuell anzuwenden

³ Defekte können durch benachbarte Elemente verdeckt sein

⁴ Die Interpretation der Ergebnisse erfordert einige Erfahrung

⁵ Das Öffnen des Hüllrohrs ist notwendig (bei Ultraschall-Echo in Querrichtung)

⁶ Durchschallung quer zur Spanngliedachse

⁷ Geringe Distanz ab Prüfkopf

⁸ Optimale Ergebnisse, wenn eine Nullmessung direkt nach Einbau erfolgte

⁹ Nur Fehler an der Oberfläche

¹⁰ Abnehmen der Schutzhaube und freilegen der Litzenenden

¹¹ Bei mehreren Hüllrohren nur das äußere Hüllrohr

¹² Innerhalb Umlenkstellen nur bei ausreichendem Platz oberhalb des Spannglieds / Seils möglich

¹³ Anwendbarkeit bei VVS wahrscheinlich nicht möglich

Für das Langzeitmonitoring können magnetische Kraftsensoren eingesetzt werden, welche bereits mit dem Spannglied eingebaut und beim Vorspannen kalibriert werden müssen. Damit die Spannkraft im Laufe der Jahre kontrolliert werden kann, müssen die Sensoren an ihrer jeweiligen Position bleiben, sodass für eine vollständige Überwachung mehrere Sensoren pro Bauwerk eingesetzt werden müssten, was sich folglich auch in den Kosten niederschlägt (Tabelle 4-4).

Tab. 4-4: Schätzkosten einiger Verfahren für einen Messpunkt / -abschnitt, größtenteils aus [134]

Statische / dynamische Spannkraftermittlung	1.000 – 2.000 €
Ansetzen der Spannprese	2.000 – 2.500 €
Magnetoelastische Messung	2.500 – 3.500 €
Ultraschallecho-Verfahren	1.000 – 2.500 €
Magnetinduktive Prüfung	ab 4.200 €

Es bleibt festzuhalten, dass alle zurzeit verfügbaren Verfahren zeit- und damit kostenintensiv sind bzw. nur eine eingeschränkte Aussagekraft besitzen, sodass eine regelmäßige Anwendung mit diesen Verfahren nicht durchgeführt werden kann [143]. Aus diesem Grund wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Schnelltest (Reso-Cable[®]) entwickelt, mit dem zeit- und kostensparend externe Spannglieder und Seile überprüft werden können.

Kapitel 5

Frequenzanalysen und Auswertungen

Im Rahmen dieser Arbeit wurden neben Versuchen an vollverschlossenen Seilen und Litzen zur Beurteilung der Frequenzänderung infolge von Drahtbrüchen auch zahlreiche Frequenzanalysen mit dem entwickelten Messsystem ResoCable® an externen Spanngliedern und Seilen von realen Bauwerken durchgeführt. Diese sind in den Tabellen 5-1 und 5-2 getrennt nach Bauwerken mit externen Spanngliedern und Seilen aufgelistet.

Zur Durchführung der Messungen werden die Sensoren am Spannglied bzw. Seil befestigt. Jede einzelne Messstelle ist durch eine ihr zugewiesene Messstellenkennzeichnung eindeutig identifizierbar. Die Kennzeichnung erfolgt über ein Schild mit der Kennzeichnung der Messstelle als Klartext sowie Barcode. Vor Beginn der Messung wird der jeweilige Messpunkt mittels Scanner von der Messpunktplakette eingescannt. Somit stehen – falls bereits vorhanden – ältere Daten der Bauwerks-Messhistorie sowie zuvor definierte Toleranzwerte zur Beurteilung neuer Ergebnisse unterstützend zur Verfügung. Zur Messung der Beschleunigungen werden, je nach Bauwerk, die Spannglieder bzw. Seile manuell mittels Hammerschlag angeregt. Bei Seilbrücken ist in vielen Fällen die ambiente Anregung aus Verkehr und Wind ausreichend.

Die ermittelten Werte werden im Bezug zu Toleranzgrenzen und wahlweise im Vergleich zu historischen Messresultaten dargestellt. Auf diese Weise ist eine direkte Verifikation der Messergebnisse gewährleistet und es kann bei signifikanten Abweichungen unmittelbar auf eventuelle Messfehler reagiert werden. Beeinflussungen durch z.B. äußere Einwirkungen werden so geradewegs deutlich und können durch direkte Wiederholungsmessungen ausgeschlossen werden.

Tab. 5-1: Mit ResoCable® überprüfte externe Spannglieder

Brücken mit externen Spanngliedern	Brücke Denkendorf (nachträgliche Verstärkung)
	Eisengriffthalbrücke Rutesheim
	Hungerbrunnentalbrücke (nachträgliche Verstärkung)
	Klosterwegbrücke Nöttingen (nachträgliche Verstärkung)
	Lonetalbrücke (nachträgliche Verstärkung)
	Muckbachtalbrücke Heckfeld
	Neckarbrücke Rottweil
	Neuenbühlthalbrücke Perouse
	Pfinztalbrücke Nöttingen
	Talbrücke Rümmecke
	Taubertalbrücke Tauberbischofsheim (nachträgliche Verstärkung)
Würmtalbrücke Ehningen (nachträgliche Verstärkung)	
Windenergieanlage	Windenergieanlage Bremerhaven

Tab. 5-2: Mit ResoCable® überprüfte Seile

Seilbrücken	Fußgängerbrücke Sassnitz, Rügen (Seilbrücke)
	Gernika-Brücke Pforzheim (Paralleldrahtbündel)
	Neckartalbrücke Weitingen (Seilunterspannung, VVS)
	Rheinbrücke Maxau (VVS)
	Rheinbrücke Speyer (VVS)
Stadion	RheinEnergieStadion Köln (seilabgespanntes Dach)

Aus dem Gesamtbild aller Messpunktresultate eines Bauwerks sowie der zeitlichen Entwicklung der Resonanzcharakteristiken treten Negativentwicklungen frühzeitig hervor und liefern eine wichtige Entscheidungshilfe zur Einschätzung des Zustandes und der zu treffenden Maßnahmen.

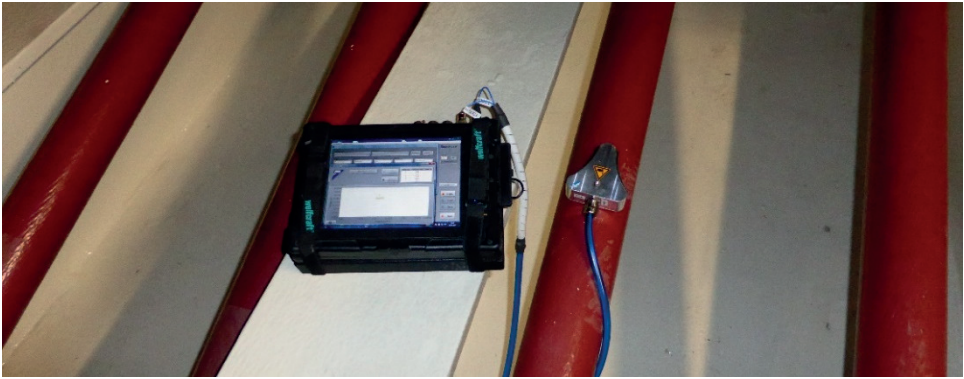


Abb. 5-1: Messgerät inklusive montierter Sensorbox am Seil

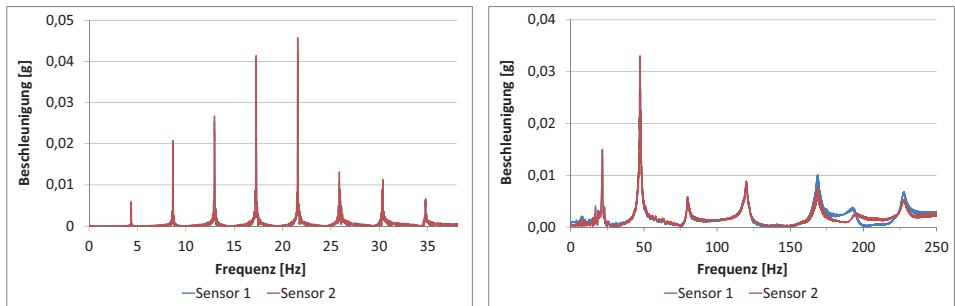


Abb. 5-2: Gemessene Frequenzspektren

Im Regelfall sind die externen Spannglieder / Schrägseile nicht gleich lang und auch nicht exakt gleich vorgespannt, sodass hier bereits bei der Nullmessung Frequenzunterschiede zwischen den einzelnen Spanngliedern / Schrägseilen festgestellt werden können. Im Laufe der Zeit nehmen die Spannkraften infolge Kriechen, Schwinden, Relaxation ab, was auch zu einer Abnahme der Eigenfrequenzen führt. Zusätzlich gibt es Änderungen infolge Temperatureinwirkungen. Bei regelmäßigen Überprüfungen der externen Spannglieder / Schrägseile – beispielsweise im Rahmen einer Hauptprüfung – können diese Effekte durch die Auswertung der Abweichungen in den Eigenfrequenzen quantifiziert und ausgewertet werden (Abbildung 5-3 links). Wird an einer Messstelle der festgelegte Vertrauensbereich über- bzw. unterschritten, muss hier von einem Spannkraftabfall infolge von z.B. Drahtbruch ausgegangen werden und es können direkt weitere Maßnahmen ein-

geleitet werden (Abbildung 5-3 rechts). Wie groß die Einflüsse einzelner Drahtbrüche auf die Eigenfrequenzen der Spannglieder sind, wird in Abschnitt 6.2 aufgezeigt.

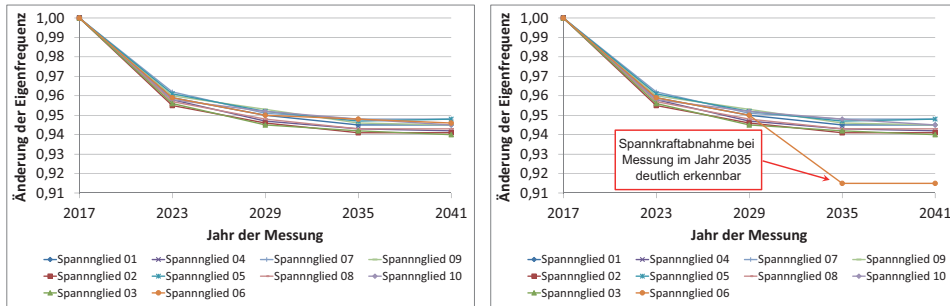


Abb. 5-3: Frequenzänderungen an Spanngliedern einer neuen Brücke (links) sowie inkl. Schädigung eines Spannglieds (rechts); theoretischer Verlauf [137], [138], [139], [140]

5.1 Messungen an Brücken mit externen Spanngliedern

An den im Folgenden kurz vorgestellten Bauwerken wurden im Rahmen dieser Arbeit Frequenzanalysen mit dem entwickelten Messsystem ResoCable[®] durchgeführt. Einige Spanngliedverläufe sind im Anhang (Abbildungen A-1 bis A-9) dargestellt.

5.1.1 Brücke Denkendorf

Die 1982 fertiggestellte Brücke Denkendorf liegt an der A8 kurz hinter Stuttgart in Richtung Ulm und besteht je Richtungsfahrbahn aus einem separaten Hohlkasten. Im Jahr 2006 wurden beide Teilbauwerke (TBW) mit 2 bzw. 4 externen Spanngliedern des Typs SUSPA-Draht EX 42 in den ersten beiden Feldern nachträglich verstärkt.

Tab. 5-3: Brücke Denkendorf

Bauwerksnummer	7321-625	Fertigstellung	1982
Lage	A8, Denkendorf	Anzahl Felder	4
Länge	184,0 m	Spanngliedtyp	SUSPA-Draht EX 42
Anzahl TBW	2	Vorspannkraft	1.890 kN
Besonderheiten	Einbau externer Spannglieder im Jahr 2006	Anzahl externer Spannglieder	TBW 1: 4 TBW 2: 2



Abb. 5-4: Brücke Denkendorf

5.1.2 Eisengrifftalbrücke

Die zwischen Pforzheim und Leonberg stehende Eisengrifftalbrücke wurde 2008 unter Verwendung von 32 externen Spanngliedern des Typs B+B EMR 17 hergestellt. Die Spannglieder sind gestaffelt angeordnet, wobei immer 4 Spannglieder pro Stegseite eingebaut wurden.

Tab. 5-4: Eisengriffthalbrücke Rutesheim

Bauwerksnummer	7119-595
Lage	A8, Rutesheim
Länge	134,0 m
Anzahl TBW	2
Besonderheiten	---

Fertigstellung	2008
Anzahl Felder	2
Spanngliedtyp	B+B Typ EMR 17
Vorspannkraft	<i>nicht bekannt</i>
Anzahl externer Spannglieder	32



Abb. 5-5: Eisengriffthalbrücke Rutesheim

5.1.3 Hungerbrunnentalbrücke

Die nahe Hausen ob Lontal (nördlich von Ulm) stehende Brücke über das Hungerbrunnental wurde 1977 fertiggestellt. Im Jahr 2004 wurde das Teilbauwerk 1 mit 4 geradlinig über die gesamte Bauwerkslänge verlaufenden externen Spanngliedern des Typs SUSPA-Draht EX 42 nachträglich verstärkt. Zusätzlich wurde in den beiden mittleren Feldern je Steg 1 Spannglied des Typs SUSPA-Draht Ex 30 eingebaut. Ein Jahr später wurde dann das Teilbauwerk 1 mit 4 externen Spanngliedern des Typs SUSPA-Draht EX 42 nachträglich verstärkt, welche ebenfalls geradlinig über die gesamte Bauwerkslänge verlaufen.

Tab. 5-5: Hungerbrunnentalbrücke Hausen ob Lontal

Bauwerksnummer	7426-538	Fertigstellung	1977
Lage	A7, Hausen o.L.	Anzahl Felder	6
Länge	240,0 m	Spanngliedtyp	SUSPA-Draht EX 30 und EX 42
Anzahl TBW	2	Vorspannkraft	1.350 kN (EX 30) 1.890 kN (EX 42)
Besonderheiten	Einbau externer Spannglieder 2004 / 2005	Anzahl externer Spannglieder	TBW 1: 4 (EX 42) TBW 2: 4 (EX 42) + 2 (EX 30)



Abb. 5-6: Hungerbrunnentalbrücke Hausen ob Lontal

5.1.4 Klosterwegbrücke

Die Klosterwegbrücke Nöttingen liegt an der A8 zwischen Karlsruhe und Pforzheim und musste 34 Jahre nach Fertigstellung mittels 2 Spanngliedern pro Steg in beiden Teilbauwerken nachträglich extern vorgespannt werden. Hierfür wurden Spannglieder des Typs SUSPA-Draht EX 48 verwendet. Aufgrund der Längskrümmung der Brücke werden die Spannglieder an den einzelnen Stegen in den Feldern und über den Stützen leicht umgelenkt. Die vier externen Spannglieder verlaufen über die gesamte Brückenlänge. Da der nachträgliche Einbau von externen Spanngliedern mit dieser Länge aufgrund der Zugänglichkeiten hier nur sehr schwer realisierbar ist, wurden die Spannglieder in zwei Teilen angeliefert und in der Brücke mittels Spanngliedkopplung verbunden.

Tab. 5-6: Klosterwegbrücke

Bauwerksnummer	7017-575
Lage	A8, Nöttingen
Länge	259,40 m
Anzahl TBW	2
Besonderheiten	Einbau externer Spannglieder im Jahr 2006

Fertigstellung	1972
Anzahl Felder	7
Spanngliedtyp	SUSPA-Draht EX 48
Vorspannkraft	2.160
Anzahl externer Spannglieder	8



Abb. 5-7: Klosterwegbrücke Nöttingen

5.1.5 Lonetalbrücke

Die Brücke über das Lontal bei Nerenstetten steht etwa 3 km südwestlich der Hungerbrunnentalbrücke und wurde wie diese im Jahr 1977 fertiggestellt. 2006 wurden in Teilbauwerk 1 und ein Jahr später in Teilbauwerk 2 jeweils 2 Spannglieder des Typs SUSPA-Draht EX 54 pro Steg eingebaut und mit einer Kraft von je 2430 kN vorgespannt.

Tab. 5-7: Lonetalbrücke Nerenstetten

Bauwerksnummer	7426-542	Fertigstellung	1977
Lage	A7, Nerenstetten	Anzahl Felder	8
Länge	282,0 m	Spanngliedtyp	SUSPA-Draht EX 54
Anzahl TBW	2	Vorspannkraft	2.430 kN
Besonderheiten	Einbau externer Spannglieder 2006 / 2007	Anzahl externer Spannglieder	8



Abb. 5-8: Lonetalbrücke Nerenstetten

5.1.6 Muckbachtalbrücke

Bei der bereits im Jahr 1969 mit zwei getrennten Hohlkästen erbauten Muckbachtalbrücke bei Heckfeld wurde 1998 das Teilbauwerk 2 auf einer Stegseite mittels 2 externen Spanngliedern nachträglich verstärkt. Hier wurden Spannglieder des Litzenspannverfahrens Dywidag für externe Vorspannung mit 15 Litzen eingesetzt. Bei der Instandsetzung wurde in einem Bereich des Teilbauwerks der Steg verbreitert, sodass das externe Spannglied dort intern verläuft (Abbildung 5-9 oben rechts).

Tab. 5-8: Muckbachtalbrücke Heckfeld

Bauwerksnummer	6423-504
Lage	A81, Heckfeld
Länge	330,0 m
Anzahl TBW	2
Besonderheiten	Einbau externer Spannglieder 1998

Fertigstellung	1969
Anzahl Felder	9
Spanngliedtyp	Litzenspannverfahren Dywidag für externe Vorspannung 6815-15
Vorspannkraft	2.602 kN
Anzahl externer Spannglieder	2 (beide in TBW 2)



Abb. 5-9: Muckbachtalbrücke Heckfeld

5.1.7 Neckarbrücke Rottweil

Die Neckarbrücke in Rottweil an der B27 ist eine der wenigen extern vorgespannten Brücken, die nicht im Zuge einer Autobahn gebaut wurden. Sie wurde unter Verwendung von 22 externen Spanngliedern des Typs SUSPA-Draht EX 66 im Jahr 2002 fertiggestellt und überspannt mit einer Länge von 295 m das Neckartal.

Tab. 5-9: Neckarbrücke Rottweil

Bauwerksnummer	7817-667	Fertigstellung	2002
Lage	B27, Rottweil	Anzahl Felder	5
Länge	295,0 m	Spanngliedtyp	SUSPA-Draht EX 66
Anzahl TBW	1	Vorspannkraft	2.970 kN
Besonderheiten	---	Anzahl externer Spannglieder	22



Abb. 5-10: Neckarbrücke Rottweil

5.1.8 Neuenbühlthalbrücke

Im Jahr 2004 wurde zwischen Pforzheim und Leonberg bei Perouse die Neuenbühlthalbrücke fertiggestellt. Bei einer Länge von 200 m wurden insgesamt 32 externe Spannglieder des Typs SUSPA-Draht EX 66 mit einer Spannkraft von 2970 kN eingebaut.

Tab. 5-10: Neuenbühlthalbrücke Perouse

Bauwerksnummer	7119-600
Lage	A8, Perouse
Länge	200,0 m
Anzahl TBW	2
Besonderheiten	---

Fertigstellung	2004
Anzahl Felder	4
Spanngliedtyp	SUSPA-Draht EX 66
Vorspannkraft	2.970 kN
Anzahl externer Spannglieder	32



Abb. 5-11: Neuenbühlthalbrücke Perouse

5.1.9 Pfinztalbrücke

Die für den sechsstreifigen Ausbau der A8 zwischen Karlsruhe und Pforzheim 2012 errichtete Pfinztalbrücke bei Nöttingen wurde über die gesamte Länge von 470 m mit insgesamt 40 externen Spanngliedern des Typs SUSPA-Draht EX 66 vorgespannt.

Tab. 5-11: Pfinztalbrücke Nöttingen

Bauwerksnummer	7017-661	Fertigstellung	2012
Lage	A8, Nöttingen	Anzahl Felder	9
Länge	470,0 m	Spanngliedtyp	SUSPA-Draht EX 66
Anzahl TBW	2	Vorspannkraft	2.970 kN
Besonderheiten	---	Anzahl externer Spannglieder	40



Abb. 5-12: Pfinztalbrücke Nöttingen



5.1.10 Talbrücke Rümmecke

Die Talbrücke Rümmecke überquert mit ihrer Länge von 378,5 m bei Freienohl (nahe Meschede) mit der A46 das Tal der Rümmecke. Sie wurde von 1996 bis 1998 erbaut und ist eine der ersten Brücken in Deutschland mit externer Vorspannung. [72], [73]

Tab. 5-12: Talbrücke Rümmecke

Bauwerksnummer	4614-622	Fertigstellung	1999
Lage	A46, Freienohl	Anzahl Felder	11
Länge	378,5 m	Spanngliedtyp	VT/VBF-CMM D 4x04-150
Anzahl TBW	2	Vorspannkraft	2.974 kN
Besonderheiten	---	Anzahl externer Spannglieder	104



Abb. 5-13: Talbrücke Rümmecke

5.1.11 Taubertalbrücke

Die Taubertalbrücke wurde 1973 fertiggestellt und überquert das Tal der Tauber. 2011 und 2012 wurden beide Teilbauwerke mit jeweils 12 geradlinig verlaufenden externen Spanngliedern des Typs SUSPA-Draht EX 54 pro Stegseite verstärkt. Da auf den Einbau zusätzlicher Spanngliedstützungen verzichtet wurde, gibt es Spanngliedlängen von bis zu etwa 58 m zwischen den einzelnen Stützquerträgern.

Tab. 5-13: Taubertalbrücke Distelhausen

Bauwerksnummer	6324-501	Fertigstellung	1973
Lage	A81, Distelhausen	Anzahl Felder	12
Länge	658,42 m	Spanngliedtyp	SUSPA-Draht EX 54
Anzahl TBW	2	Vorspannkraft	2.430 kN
Besonderheiten	Einbau externer Spannglieder 2011/2012	Anzahl externer Spannglieder	24



Abb. 5-14: Taubertalbrücke Distelhausen

5.1.12 Würmtalbrücke

Im Zuge der A81 steht bei Ehningen die Würmtalbrücke. Diese wurde 1977 fertiggestellt und 2012 mit 12 geradlinig verlaufenden externen Spanngliedern des Typs SUSPA-Draht EX 66 verstärkt. Alle Spannglieder verlaufen über die gesamte Brückenlänge von 280,0 m und wurden aufgrund der Länge jeweils einmal gekoppelt.

Tab. 5-14: Würmtalbrücke Ehningen

Bauwerksnummer	7319-555	Fertigstellung	1977
Lage	A81, Ehningen	Anzahl Felder	8
Länge	280,0 m	Spanngliedtyp	SUSPA-Draht EX 66
Anzahl TBW	2	Vorspannkraft	<i>nicht bekannt</i>
Besonderheiten	Einbau externer Spannglieder 2012	Anzahl externer Spannglieder	12



Abb. 5-15: Würmtalbrücke Ehningen

5.2 Messungen an Seilbrücken

Die mittels Messsystem ResoCable[®] überprüften Seile werden im Folgenden kurz vorgestellt.

5.2.1 Stadthafenbrücke Sassnitz

Die Stadthafenbrücke ist ein Wahrzeichen der Hafenstadt Sassnitz auf Rügen und verbindet die Stadt mit dem 22 m tiefer gelegenen Hafen. Sie besteht aus einer 124 m langen Rampenbrücke als Verbundkonstruktion und einer 119 m weit gespannten Seilbrücke. Im Jahr 2010 wurde in der Kategorie „Fuß- und Radwegbrücken“ der Deutsche Brückenbaupreis an die Stadthafenbrücke in Sassnitz verliehen.

Tab. 5-15: Stadthafenbrücke Sassnitz

Bauwerksnummer	<i>nicht vergeben</i>	Fertigstellung	2007
Lage	Sassnitz, Rügen	Seiltyp	VVS und offene Spiralseile
Länge	243,0 m	Anzahl Seile	Tragseile: 6 Hänger: 28
Besonderheiten	---		

Aus Stabilitätsgründen konnte keine Stützung im Steilhang aus Kreidegesteinen erfolgen. Durch die Krümmung des Tragwerks wurde die Lauffläche so weit gestreckt, dass eine barrierefreie Überwindung des Höhenunterschieds bei einer konstanten Neigung von 6 % möglich ist. Die Besonderheit der Brücke ist die einseitige Aufhängung, verbunden mit einer großen Spannweite und einem extrem schlanken Überbau. Die einseitig angeordneten Hängeseile sind so auf der Seite des Hangs angeordnet, dass der Blick auf die Ostsee ungestört bleibt. [15], [97]



Abb. 5-16: Stadthafenbrücke Sassnitz

Der Überbau wurde als dreiecksförmiger Stahlhohlkasten ausgeführt. Die Form sorgt für eine hohe Torsionssteifigkeit. Eine 11 cm dicke Betonschicht dient als Belag und trägt durch ihr Eigengewicht zur Reduzierung der Schwingungsanfälligkeit bei. Durch die Steifigkeit des Überbaus, die Betonplatte sowie den positiven

Einfluss des Seilnetzgeländers zeigt die Brücke ein gutmütiges Schwingungsverhalten, sodass auf die planmäßig vorgesehenen Schwingungstilger verzichtet werden konnte [56], [98]

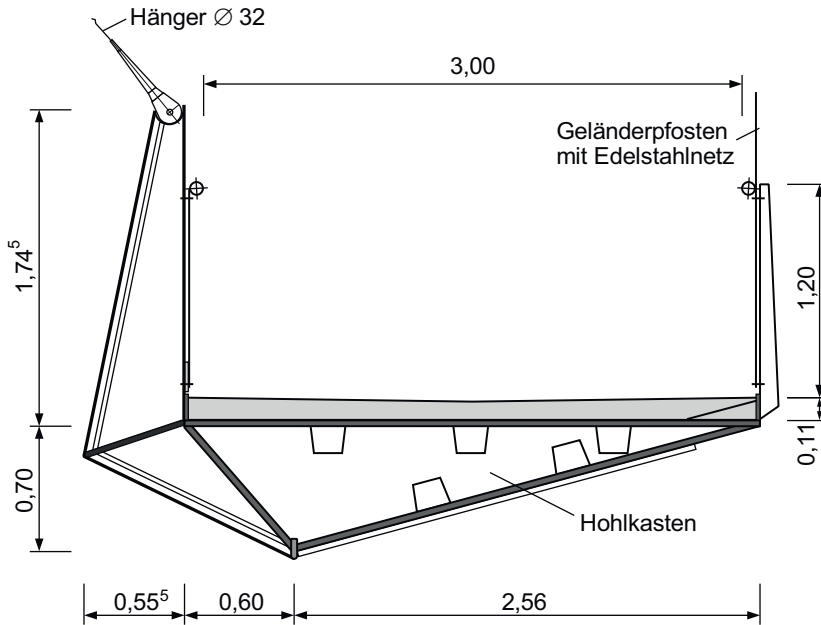


Abb. 5-17: Querschnitt Stadthafenbrücke Sassnitz [98]

5.2.2 Gernika-Brücke

Nah des Rathauses steht in Pforzheim die Gernika-Brücke. Sie wurde 1986 unter Verwendung von 16 Schrägseilen fertiggestellt. Hiervon verlaufen sechs Seile vom Pylon in nördlicher und 10 Seile in südlicher Richtung. Als Seile wurden Paralleldrahtbündel eingesetzt, welche in einem mit Korrosionsschutzmasse verfülltem PE- Hüllrohr liegen. Es wurden 12 Seile mit je 18 Drähten, 2 Seile mit je 24 Drähten und 2 Seile mit je 71 Drähten eingesetzt. Der Durchmesser der Hüllrohre liegt bei 110 mm für die Seile mit 71 Drähten, bei allen anderen Seilen beträgt der Hüllrohrdurchmesser 75 mm.

Tab. 5-16: Gernika-Brücke Pforzheim

Bauwerksnummer	<i>nicht vergeben</i>
Lage	Pforzheim
Anzahl TBW	1
Besonderheiten	---

Fertigstellung	1986
Seiltyp	Paralleldrahtbündel
Seillängen	ca. 19 m bis 37 m
Anzahl Seile	16



Abb. 5-18: Gernika-Brücke Pforzheim

5.2.3 Neckartalbrücke Weitingen

Der Baubeginn für die 900 m lange und 127 m hohe Brücke war 1975, drei Jahre später folgte die Eröffnung. Der Überbau wurde als Stahlhohlkasten ausgeführt, über welchen beide Richtungsfahrbahnen laufen. An den Hanglagen beider Brückenden wurden Luftstützen aus Stahl eingebaut, an denen jeweils 12 vom Widerlager zur ersten Stütze verlaufende vollverschlossene Seile umgelenkt werden. Auf der Nordseite kamen Seile mit einem Durchmesser von 105 mm und auf der Südseite mit einem Durchmesser von 120 mm zum Einsatz.

Tab. 5-17: Neckartalbrücke Weitingen

Bauwerksnummer	7518-631
Lage	A81, Weitingen
Länge	900,0 m
Anzahl TBW	1
Besonderheiten	Seilunterspannung, Umlenkung an Luft- stütze

Fertigstellung	1978
Seiltyp	VVS (Ø 105 mm und Ø 120 mm)
Seillängen	ca. 240 m und 268 m
Anzahl Seile	Ø 105 mm: 12 Ø 120 mm: 12



Abb. 5-19: Neckartalbrücke Weitingen

5.2.4 Rheinbrücke Maxau

Die im Jahr 1966 fertiggestellte 292 m lange Rheinbrücke verbindet das badische Karlsruhe mit Wörth in Rheinland-Pfalz. Im Gegensatz zu den meisten Schrägseilbrücken, bei denen die Seile vom Pylon zum Überbau verlaufen, werden bei der Rheinbrücke 3 Seilbündel durch den im Strom stehenden 45 m hohen Pylon hindurchgeführt und dabei umgelenkt. Die Seilbündel bestehen aus 18 vollverschlossenen Seilen mit 72 bzw. 83 mm Durchmesser und sind jeweils in 2 Lagen à 9 Seilen zu einem Seilpaket gebündelt. Die Verankerung der Seile erfolgt innerhalb des Stahlhohlkastens. Hierzu werden alle 18 Seile aufgefächert und einzeln verankert (Abbildung 5-20 rechts).

Tab. 5-18: Rheinbrücke Maxau

Bauwerksnummer	6915-501	Fertigstellung	1966
Lage	B10, Karlsruhe	Seiltyp	VVS (Ø 72 mm und Ø 83 mm)
Länge	292,0 m	Seillängen	ca. 57 m bis 130 m
Anzahl TBW	1	Anzahl Seilbündel	Ø 72 mm: 1
Besonderheiten	6 Seilbündel à 18 Seile		Ø 83 mm: 2



Abb. 5-20: Rheinbrücke Maxau

5.2.5 Rheinbrücke Speyer

Die Rheinbrücke bei Speyer wurde von 1971 bis 1974 als Schrägseilbrücke unter Verwendung vollverschlossener Seile – insgesamt 19,86 t Spannstahl – erbaut. Die Stromöffnung liegt bei 275 m und die Vorlandöffnungen bei insgesamt ca. 180 m, sodass die Brücke eine Gesamtlänge von etwa 455 m hat. Alle Seile verlaufen vom Überbau zum 87 m hohen, am Fußpunkt gelenkig gelagerten, begehbaren A-Pylon, welcher auf badischer Seite gegründet ist. 30 Seile verlaufen vom Pylon Richtung Fluss, 24 weitere vom Pylon Richtung Landseite. Bereits bei der statischen Berechnung der Brücke wurde für die Seile aufgrund des zu erwartenden Durchhangs ein reduzierter Elastizitätsmodul – ähnlich zu Gleichung (2-63) – berücksichtigt: [42], [43], [44]

$$E = \frac{E_c}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot L_p^2}{12 \cdot \sigma^3} \cdot \frac{(1+m)^4}{16 \cdot m^2} \cdot E_c} \quad (5-1)$$

Im Jahr 2014 wurden die Seile auf badischer Seite mittels Seildämpfern miteinander verbunden, um Seilanschlägen zu minimieren. An den flussseitig angeordneten Seilen sind bereits seit 1988 Dämpfer montiert.

Tab. 5-19: Rheinbrücke Speyer

Bauwerksnummer	6616-505	Fertigstellung	1974
Lage	A61, Speyer	Seiltyp	VVS (Ø 105 mm und Ø 115 mm)
Länge	455,0 m	Seillängen	84 m bis 208 m
Anzahl TBW	1	Anzahl Seile	Ø 105 mm: 15
Besonderheiten	---		Ø 115 mm: 39

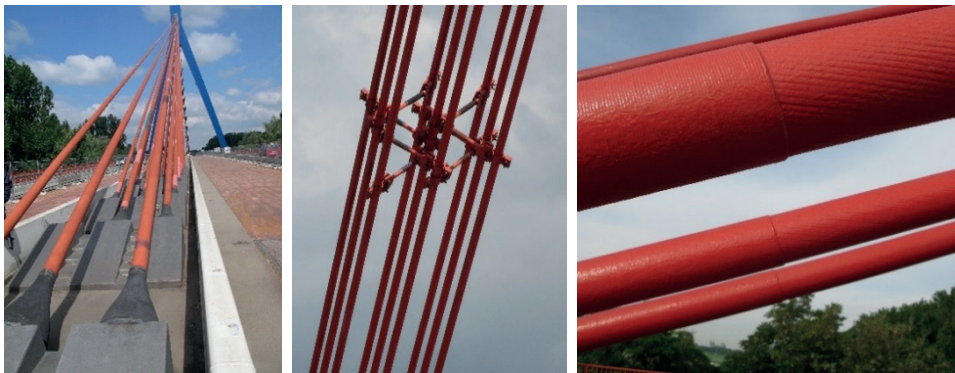


Abb. 5-21: Rheinbrücke Speyer

5.3 Überprüfung einer Windenergieanlage

Im Rahmen dieser Arbeit konnten an den externen Spanngliedern einer Windenergieanlage (WEA) Frequenzanalysen durchgeführt werden. Die 2013 errichtete Windenergieanlage steht in der Nähe von Bremerhaven. Der untere Teil der Anlage wurde aus ringförmigen Stahlbetonfertigteilen hergestellt, welche verbundlos aufeinandergesetzt und mittels 43 externen Spanngliedern vertikal vorgespannt wurden. Der obere Teil der Anlage wurde mittels Stahlbauteilen hergestellt. Zum Einsatz kamen Bandspannglieder des Typs BBR-VT CMM D (Tabelle 2-2). Zur Verankerung der Spannglieder am Fußpunkt wurde ein Fundamentkeller errichtet, welcher ausreichend Platz für die Spannpressen und erforderlichen Litzenüberstände bietet (Abbildung 5-22 rechts).

Tab. 5-20: Windenergieanlage Bremerhaven

Bauwerksnummer	<i>nicht vergeben</i>	Fertigstellung	2013
Lage	Bremerhaven	Spanngliedtyp	VT-CMM KD 2x04-165
Längen externer Spannglieder	je ca. 50 m	Anzahl externer Spannglieder	43
Besonderheiten	---		

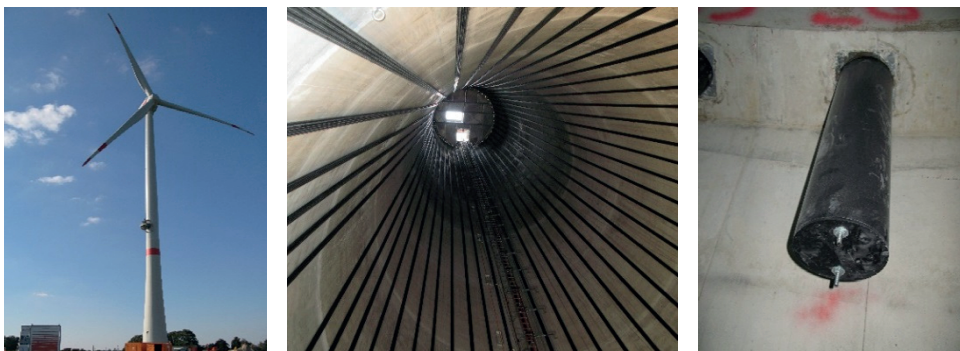


Abb. 5-22: Windenergieanlage Bremerhaven

5.4 Seilprüfungen am RheinEnergieStadion Köln

Seile kennt man nicht nur aus dem Brückenbau, sie werden an unterschiedlichsten Bauwerken eingesetzt. Neben Dachkonstruktionen und im Fassadenbau sind viele Dächer von Stadien unter Verwendung von Seilen hergestellt.

Tab. 5-21: RheinEnergieStadion Köln

Bauwerksnummer	<i>nicht vergeben</i>	Fertigstellung	2004
Lage	Köln-Müngersdorf	Seiltyp	VVS
Besonderheiten	---	Anzahl Seile	80
		Anzahl Hänger	56



Abb. 5-23: RheinEnergieStadion Köln

Die Seilabspannung des Daches am RheinEnergieStadion Köln wurde 2004 mit vollverschlossenen Seilen realisiert. Zwischen den 4 beleuchteten Stahlpylonen in den Ecken des Daches verlaufen pro Dach 4 Tragseile, die über insgesamt 56 Hänger mit dem Dach verbunden sind. Die vertikalen Hänger sind hierbei immer über Seilklemmen an gleichzeitig zwei Tragseilen befestigt. Die Seilkräfte werden vom Pylon über schräge Seile in vertikale Seile bis zur Verankerung im Fundament weitergeleitet. Für die Dachkonstruktion wurde das Prinzip der selbstverankerten Hängebrücke angewendet. Aufgrund der Wahl der vierseitigen, in sich selbstständigen, hängebrückenartigen Dachkonstruktion, konnte der Umbau des damaligen

Müngersdorfer Stadions innerhalb von 30 Monaten bei vollem Spielbetrieb durchgeführt werden. Durch das weiche System des Daches hat hier insbesondere die Windbelastung einen großen Einfluss auf die Kräfte in den Seilen (siehe Abschnitt 6.3.2).

5.5 Auswertungen

Im Rahmen dieser Arbeit wurden weit über tausend Messungen an externen Spanngliedern in Brücken und einer Windenergieanlage sowie Seilen an (Schräg-) Seilbrücken und einem Stadionsdach durchgeführt. Hierbei wurde neben der Anwendbarkeit des Messsystems auch die Befestigung der Sensoren während der Messung und deren Anordnung am Spannglied / Seil untersucht. Außerdem wurden Dauermessungen, aber auch einzelne wiederholte Messungen an ausgewählten Spanngliedern / Seilen durchgeführt, um die Einflüsse aus Verkehr, Temperatur und Wind auf die Eigenfrequenz des jeweiligen Messabschnittes festzustellen. Damit die sensiblen Ergebnisse nicht einem bestimmten Bauwerk zugeordnet werden können, sind diese zum Teil ohne Angabe des jeweiligen Bauwerks dargestellt. Temperaturen im Inneren eines Stahlbetonhohlkastens steigen auch nach mehreren sonnigen Tagen im Hochsommer nur selten auf über 30°C, was neben eigenen Erfahrungen auch in [158] bestätigt wird.

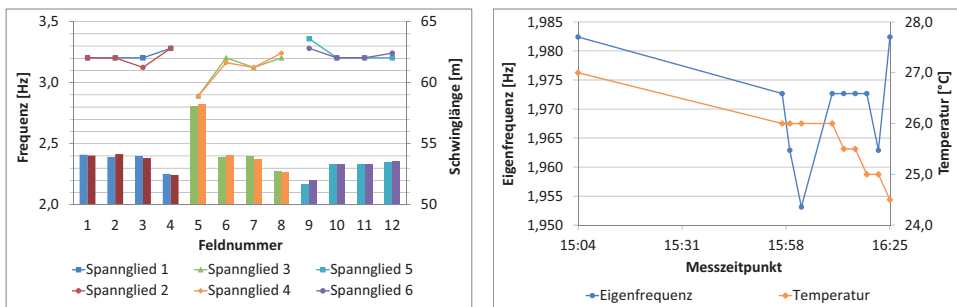


Abb. 5-24: Gemessene Eigenfrequenzen und Schwinglängen in einer nachträglich extern vorgespannten Brücke (links), Eigenfrequenzen eines Abspannseils der Stadthafenbrücke Sassnitz (rechts)

Bei den extern vorgespannten Brücken konnte im Rahmen der Messungen gezeigt werden, dass parallel verlaufende Spannglieder aufgrund einer ähnlichen

Schwinglänge nicht unbedingt die gleiche Eigenfrequenz aufweisen. Am Beispiel einer nachträglich extern vorgespannten 12-feldrigen Brücke wird dies deutlich. Pro Stegseite wurden zwei externe Spannglieder eingebaut. Aufgrund der Länge des Bauwerks wurden insgesamt 6 Spannglieder je Stegseite verwendet. In Abbildung 5-24 (links) sind die gemessenen Eigenfrequenzen sowie die jeweiligen Schwinglängen der einzelnen Messabschnitte dargestellt. Obwohl die Spannglieder jeweils dieselbe Gesamtlänge ausweisen, unterscheiden sie sich doch zum Teil erheblich in den gemessenen Eigenfrequenzen. Dies liegt neben der sicherlich leicht differierenden Spannkraft auch an den Öffnungen, welche nachträglich in die Querträger gebohrt wurden. Damit die Spannglieder keinen direkten Kontakt mit dem Beton haben, kommen Formteile zum Einsatz, an denen die Spannglieder im Bereich der Durchführungen anliegen. Je nach Genauigkeit der Bohrungen und Anbringung der Formteile variiert die Schwinglänge somit von Spannglied zu Spannglied.

5.5.1 Temperatur

An den vollverschlossenen Seilen der seilunterspannten Brücke wurden an zwei verschiedenen Tagen im August und im November 2015 Mehrfachmessungen an einem Seil durchgeführt. Während die Außentemperatur im August bei etwa 16°C lag, betrug die Temperatur im November 0°C. Ergänzend zu Abbildung 5-25 (links) sind in der Anlage (Tabelle A-4 und A-5) die ersten 4 Eigenfrequenzen der einzelnen Messungen dargestellt. Bei beiden Messreihen beträgt die Differenz der ersten Eigenfrequenz zwischen Minimal- und Maximalwert das Doppelte der gewählten Frequenzauflösung von 4,88 mHz. Trotz des Unterschieds von 16°C zwischen beiden Messungen sind die resultierenden Eigenfrequenzen nahezu gleich. Ein Einfluss der Temperatur auf die Ergebnisse – in diesem Bereich – kann nicht festgestellt werden, insbesondere bei Betrachtung des Mittelwerts der ersten vier Eigenfrequenzen (Tabelle A-4 und A-5). Dieser hat mit 0,9560 Hz bei der ersten und 0,9570 Hz bei der zweiten Messung eine Differenz von lediglich 1 mHz.

Im Rahmen einer Dauermessung an einem anderen Seil der Brücke wurden im November 2016 über 48 Stunden neben den Eigenfrequenzen auch die Außen- und Innentemperaturen gemessen. Da sich die Temperaturen aufgrund des Stahlhohlkastens und der geringen Differenz zwischen Tag und Nacht nur minimal unter-

scheiden, ist in Abbildung 5-25 (rechts) zur besseren Ansicht lediglich die Außentemperatur dargestellt. Die für diese Messungen gewählte Frequenzauflösung lag bei 2,44 mHz. Die Abweichung der gemessenen Eigenfrequenzen vom Mittelwert (1,079034 Hz) liegt bei +4,95 mHz bzw. -9,70 mHz, also etwa dem Zwei- bzw. Vierfachen der Frequenzauflösung. Es ist kein Einfluss der Temperatur auf die Ergebnisse erkennbar – wie auch bei den Mehrfachmessungen in Abbildung 5-25 (links). Ein möglicher Einfluss auf die Ergebnisse kann der Verkehr sein, allerdings ist diese Brücke generell nur schwach befahren.

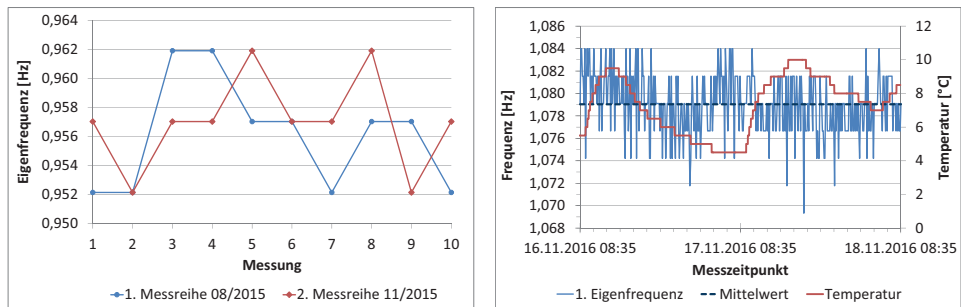


Abb. 5-25: Mehrfachmessungen (links) sowie Dauermessung (rechts) an Seilen einer seilunterspannten Brücke

Eine andere Möglichkeit ist die ambiente Anregung, z.B. durch Verkehr. Dies kann einen Einfluss auf die Messergebnisse haben, da jede neue Anregung während einer Messung potentiell in einer anderen Phasenlage erfolgt. Hinzu kommt, dass bei einem Abklingen der Schwingung irgendwann das Grundrauschen erreicht wird. Diese Zeitspannen müssten von der Länge des Gesamtsignals abgezogen werden, um über die Kehrwertbildung die vorhandene Auflösung zu errechnen. Bei einer Messdauer von 200 s ist die theoretische Auflösung $1 / 200 \text{ s} = 0,005 \text{ Hz}$. Wenn nach bereits 100 s die Anregung zu gering ist, erhält man näherungsweise nur noch eine Auflösung von 0,01 Hz.

Mehrfachmessungen innerhalb einiger Stunden an Schrägseilen sowie externen Spanngliedern zeigen ähnliche Ergebnisse. Zusätzlich zu Abbildung 5-24 (rechts) sind im Anhang (Tabelle A-3) für die Messungen an einem Abspannseil der Stadthafenbrücke Sassnitz die ersten drei Eigenfrequenzen dargestellt. Die Differenzen

zwischen minimaler und maximaler Frequenz liegen bei der ersten und zweiten Eigenfrequenz bei etwa 0,029 Hz und bei der dritten Eigenfrequenz bei 0,068 Hz.

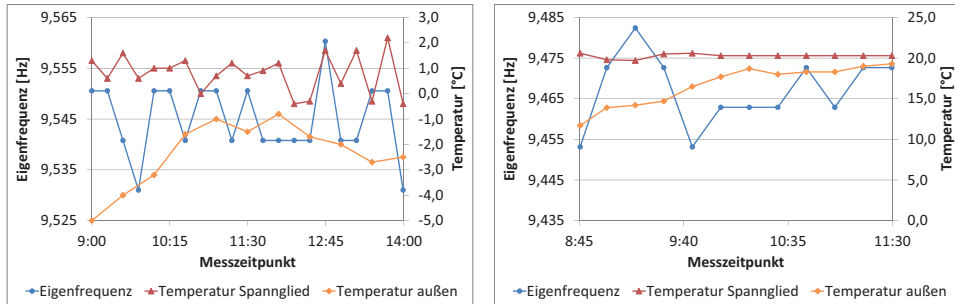


Abb. 5-26: Mehrfachmessung an einem externen Spannglied einer Hohlkastenbrücke im Februar ohne Verkehr (links) und im August 2015 mit Verkehr (rechts)

In Abbildung 5-26 sind Mehrfachmessungen an einem externen Spannglied an zwei unterschiedlichen Tagen im Februar und August 2015 dargestellt. Während das Bauwerk bei der ersten Messung noch nicht unter Verkehr stand, waren bei der zweiten Messung alle Fahrspuren für den Verkehr freigegeben. Es ist eine deutliche Zunahme der Eigenfrequenz von im Mittel 0,08 Hz zu erkennen, was neben der Temperaturzunahme auch infolge des Verkehrs auf der Brücke begründet ist.

5.5.2 Wind

Bei mehreren wiederholenden Messungen an extern vorgespannten Brücken und Schrägseilbrücken wurden keine Änderungen der Frequenzen infolge Wind festgestellt. An den Seilen der Stadthafenbrücke Sassnitz wurden noch keine Wiederholungsmessungen durchgeführt. Anders verhält es sich an den Seilen des Rhein-EnergieStadions. Hier wurden im Herbst 2014 bei etwa 18°C sowie im Frühjahr 2015 bei etwa 17°C Frequenzmessungen durchgeführt. Windgeschwindigkeiten wurden bei diesen Terminen nicht gemessen, sodass die Ergebnisse nicht mit den Berechnungen in Abschnitt 6.4.2 verglichen werden können.

Tab. 5-22: Gemessene Eigenfrequenzen dreier Hänger des RheinEnergieStadions

Hänger-Nr.	1. Messung f_1 2014	2. Messung f_1 2015	Änderung
Nord-Q-II – NHi09	26,3470	25,7813	-2,15%
Süd-Q-IV – SHi10	10,8201	11,5234	+6,50%
West-Q-IV – WHi04	12,2263	12,8516	+5,11%

Während es bei den meisten Messungen an beiden Terminen nur minimale Windbelastung auf das Bauwerk gab, kam es beim zweiten Termin während einiger Messungen zu einer Windbelastung, welche auch an den Ergebnissen der gemessenen Eigenfrequenzen deutlich erkennbar ist. Diese sind in Tabelle 5-22 exemplarisch für drei Hänger dargestellt.

Beim Großteil der Messungen liegt die Änderungen der Eigenfrequenzen zwischen den beiden Terminen im Bereich von $\pm 2\%$. Diese Änderungen können durch das stärkere Aufwärmen des Daches infolge dauerhafter Sonneneinstrahlung beim ersten Termin sowie des stärkeren Windes beim zweiten Termin begründet werden. Aber auch veränderliche Seilkräfte infolge bereichsweiser Windbelastung können zu den Änderungen beitragen.

5.5.3 Anordnung des Sensors

An mehreren Brücken wurde die Anordnung der Sensorbox entlang des Spannlieds untersucht. Es zeigte sich, dass der Ort der Messung auch bei umgelenkten Spannliedern keinen Einfluss auf die Eigenfrequenz hat (blaue Kurve in Abbildung 5-27). Die Unterschiede in den neun Messpunkten resultieren aus nicht parallel laufenden Messungen. Lediglich Messungen direkt neben einer Umlenk- bzw. Ankerstelle sind nicht realisierbar, da hier aufgrund der zu geringen Schwingung keine aussagekräftigen Ergebnisse erzielt werden können. Bei Schrägseilen wurden alle Messungen vom Überbau aus durchgeführt, sodass hier keine Aussage getroffen werden kann, in wie weit sich die Frequenzen entlang eines Seils infolge des Durchhangs ändern.

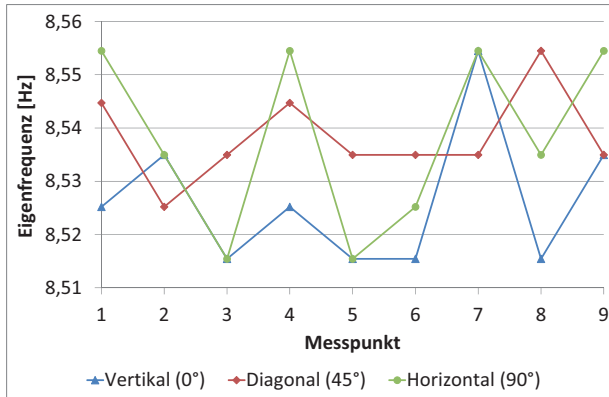


Abb. 5-27: Messungen entlang eines externen Spannglieds in den Zehntelpunkten bei unterschiedlicher Sensorausrichtung

An allen Bauwerken wurde bei der Erstmessung untersucht, ob – und ggf. wie groß – der Einfluss der Ausrichtung der Sensoren auf die Eigenfrequenzen ist. Neben der „vertikalen“ Messung, bei der der Sensor direkt oben auf dem Spannglied bzw. Seil befestigt ist, wurden horizontale und diagonale (um 45° geneigter Sensor) Messungen durchgeführt. Hiermit wurde überprüft, wie exakt der Sensor platziert werden muss. Es zeigte sich, dass es bei den Schrägseilbrücken – entgegen der Ergebnisse in [55] – nur geringe Abweichungen zwischen vertikaler und horizontaler Messung gibt (Tabellen 5-23 bis 5-25).

Tab. 5-23: Einfluss der Messrichtung bei einer Schrägseilbrücke – kurzes Seil (L ≈ 8,80 m)

Messung	f ₁ [Hz]	f ₂ [Hz]	f ₃ [Hz]	f ₄ [Hz]	f ₅ [Hz]	f ₆ [Hz]
Vertikal (0°)	21,640	46,796	78,592	117,888	165,074	222,964
Schräg (45°)	21,718	47,577	(*)	(*)	(*)	(*)
Horizontal (90°)	21,718	47,577	80,076	120,388	169,215	226,479
(*)	Nicht gemessen					

Bei den externen Spanngliedern liegt die Differenz zwischen vertikaler und horizontaler Messung bei bis zu 0,08 Hz, was je nach Einstellung bereits die Messtoleranz ist (Abbildung 5-27).

Tab. 5-24: Einfluss der Messrichtung bei einer Schrägseilbrücke – mittellanges Seil ($L \approx 85$ m)

Messung	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]
Vertikal (0°)	0,952148	(*)	2,846680	3,798828
Schräg (45°)	0,952148	1,899414	2,856445	3,808594
(*) Nicht gemessen				

Tab. 5-25: Einfluss der Messrichtung bei einer Schrägseilbrücke – langes Seil ($L \approx 188$ m)

Messung	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]
Vertikal (0°)	0,6055	1,1719	1,7675	2,3339
Schräg (45°)	0,5859	1,1621	1,7480	2,3437
Horizontal (90°)	(*)	1,1621	(*)	(*)
(*) Nicht gemessen				

5.6 Zusammenfassung

Mit dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Messsystem ResoCable[®] wurden Frequenzanalysen an verschiedenen Bauwerken und Seiltypen durchgeführt. Neben dem Einfluss der Temperatur und des Windes wurden auch die Anwendbarkeit und Aussagekräftigkeit der Ergebnisse des Systems weiterentwickelt. Hierdurch sind Messungen mit Frequenzauflösung von bis zu 2,44 mHz realisierbar, sodass auch kleinste Änderungen in den externen Spanngliedern bzw. Seilen festgestellt werden können. Durch die Befestigung der in der Messbox angebrachten Sensoren mittels Magneten am Spannglied / Seil und dem vernachlässigbaren Einfluss einer geringen Verdrehung der Sensorbox sowie der direkten Vergleichbarkeit der aktuellen Ergebnisse mit vorherigen Messungen sind direkt vor Ort Aussagen über den Zustand des jeweiligen Spannglieds / Seils möglich und es können im Schadensfall – falls erforderlich – direkt weitere Maßnahmen eingeleitet werden.

Kapitel 6

Numerische Untersuchungen

Neben Versuchen an Monolithen sowie vollverschlossenen Seilen zum Einfluss von Drahtbrüchen auf die Eigenfrequenz des jeweiligen Spannglieds / Seils wurden mittels der Finite-Element-Programme ABAQUS und SOFiSTiK verschiedene Bauwerke analysiert. Unter Verwendung von SOFiSTiK wurde an einer externen vorgespannten Brücke der Einfluss von Drahtbrüchen in einem externen Spannglied auf die Frequenzen der einzelnen Spannglieder untersucht. Am Rhein-EnergieStadion in Köln und der Fußgängerbrücke in Sassnitz (Rügen) wurden zusätzlich zu den Drahtbrüchen die Einflüsse von Temperatur und Wind auf die einzelnen Seile analysiert. Außerdem wurde mit ABAQUS der Drahtbruch in einem externen Spannglied im Bereich einer Umlenkstelle untersucht und hierbei die Materialeigenschaften des Spannglieds sowie Querpressungen berücksichtigt.

Bei im Fett liegenden externen Spanngliedern ist ein nicht umgelenkter gebrochener Draht über seine gesamte Länge spannungsfrei. Dies ist aus den durchgeführten Versuchen (Abschnitt 3.2) eindeutig zu erkennen. Bei vollverschlossenen Seilen ist aus den Versuchen (Abschnitt 3.3) nicht eindeutig erkennbar, ab wann ein gebrochener Z-Draht wieder voll mitträgt. Dies hängt auch davon ab, ob nur ein Draht oder mehrere nebeneinanderliegende Drähte gebrochen sind. In [154] wird angegeben, dass ein gebrochener Draht die Bruchkraft des Seils nur örtlich vermindert und er nach ein bis zwei Schlaglängen wieder voll mitträgt. Unter Berücksichtigung dieser Werte sowie einer Variation der Anzahl Schlaglängen, ab wann ein gebrochener Draht bei einem VVS wieder mitträgt, werden die Drahtbrüche an den einzelnen Seilen untersucht.

6.1 Externes Spannglied an Umlenkstelle

Neben den Versuchen an (Mono-)Litzen bzgl. des Einflusses von Drahtbrüchen in der freien Länge wird der Einfluss eines Bandspannglieds an einer Umlenkstelle mittels des Finite-Element-Programms ABAQUS untersucht. Hierbei soll überprüft werden, ob es durch Querpressung und Reibung zwischen den Drähten und dem Hüllrohr an einer Umlenkstelle zur Ausbildung eines Festpunktes kommen kann, wodurch ein vor der Umlenkstelle gebrochener Draht nach der Umlenkstelle wieder voll bzw. teilweise mitträgt. Dies wäre der Fall, wenn im Bereich der Umlenkstelle eine Verankerung stattfindet. In Abschnitt 3.2 wurde gezeigt, dass eine Verankerung bei (Mono-)Litzen auf der freien Länge nicht entsteht. Die im Vergleich zur freien Länge aufgrund der Querpressung erhöhte Reibung im Umlenkbereich resultierenden Eindrückungen der Drähte in das Hüllrohr könnten eine Verankerung eines gebrochenen Drahtes ermöglichen.

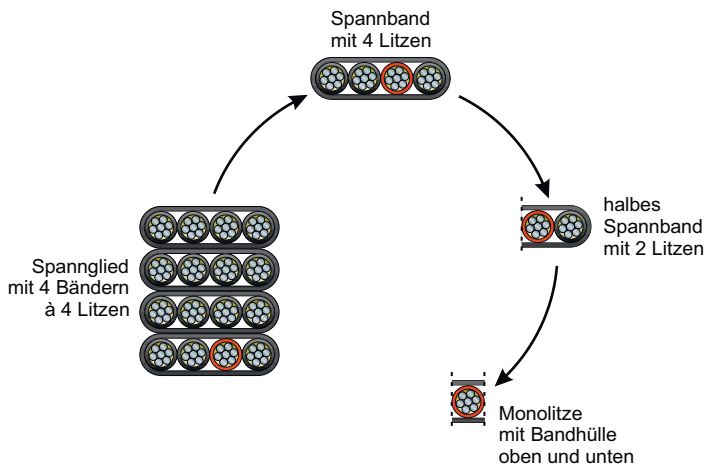


Abb. 6-1: Spannglied VBT-BE 4x4-150 mit 4 Bändern (links) [215] sowie Entwicklung des FE-Modells

Für die Simulation wurde ein Bandspannglied ausgewählt, welches – nach einer älteren Zulassung – auch in der Talbrücke Rümmecke (siehe Abschnitt 5.1.10) eingebaut ist. Das Spannglied VBT-BE mit der Zulassung Z-13.3-121 [215] besteht aus vier Bändern mit jeweils 4 Litzen, welche durch ein äußeres Hüllrohr

zum jeweiligen Band gehalten werden. Der Aufbau des Spannglieds ist in Abbildung 6-1 dargestellt. Die Litzen haben einen Nennquerschnitt von je 150 mm^2 und eine Nennzugfestigkeit von 1770 N/mm^2 . Für die numerischen Untersuchungen wurde eine konstante Umgebungstemperatur von 25°C angesetzt.

6.1.1 Finite-Elemente-Modell für die Untersuchung am Umlenksattel

Aufgrund des Aufbaus der Bänder ist es ausreichend, nur das am meisten belastete Band zu modellieren. Durch Ausnutzung der Symmetrie des einzelnen Bandes wird nur noch ein halbes Band mit zwei Litzen benötigt. Da die Monolitzen durch die äußere Bandhülle in Ihrer Position gehalten werden und um den numerischen Aufwand zu verringern, wurde nur eine der mittleren Monolitzen modelliert (roter Kreis in Abbildung 6-1). Das entwickelte Modell bestand folglich aus einer geradlinig verlaufenden Litze mit Monohülle sowie den darüber und darunter liegenden Teilen der Bandhülle.

Bei einer Litze ist der Durchmesser des Kerndrahts größer als der Durchmesser der Außendrähte, um das Anliegen der Drähte nach dem Vorspannen sicherzustellen. Entsprechend der Zulassung [215] beträgt der Außendrahtdurchmesser $d = 5,2 \text{ mm} \pm 0,04 \text{ mm}$ und der Kerndrahtdurchmesser d' das 1,02- bis 1,04-fache des Außendrahtdurchmessers. Für das FE-Modell wurden ein Außendrahtdurchmesser von $5,2 \text{ mm}$ und ein Kerndrahtdurchmesser von $5,36 \text{ mm}$ gewählt, was dem jeweiligen Mittelwert des zugelassenen Werts entspricht. Die Schlaglänge der Litze wurde mit $235,5 \text{ mm}$ angesetzt. Dies entspricht dem 15-fachen des Durchmessers.

Für das Monolitzenhüllrohr sind Wandstärken zwischen 1 und 2 mm zugelassen. Je größer die Wandstärke, desto kleinere Umlenkradien sind möglich. Zur Untersuchung der größtmöglichen Querpressung wurde eine Wandstärke von 2 mm gewählt. Bei Monolitzenhüllen mit einer Wandstärke von unter 2 mm muss außerdem eine weitere PE-Unterlage verwendet werden, sodass die gewählte Dicke für die Eindrückungen am ungünstigsten ist, da der Stahlsattel im Vergleich zur Bandhülle eine hohe Steifigkeit besitzt und so keine Spannungsumlagerungen stattfinden können, was bei einer weiteren PE-Unterlage oder einem Sattel aus PE der Fall wäre. Da es für den Durchmesser der Monolitzenhülle keine Angaben in der

Zulassung gibt, wurde der Durchmesser so gewählt, dass die Außendrähte der Litze direkt am Hüllrohr anliegen. Daraus resultieren ein Innendurchmesser der Monolitzenhülle von 15,76 mm und ein Außendurchmesser von 19,76 mm. Für die Bandhülle wurde die in der Zulassung angegebene Dicke von 3 mm angesetzt.

In einer Brücke entsteht der Querdruck im Spannglied infolge der Umlenkung über einen gekrümmten Sattel. Bei der Modellierung mit ABAQUS lässt sich jedoch nur entweder das Verseilen der Außendrähte oder die Krümmung modellieren. Deshalb wurde ein gerader Umlenksattel modelliert und die Querpressung durch den Umlenkradius zeitgleich mit der Vorspannung auf das Spannglied aufgebracht. Der Sattel wurde als starrer Körper definiert, was aufgrund der großen Steifigkeit im Vergleich zur Bandhülle gerechtfertigt ist.

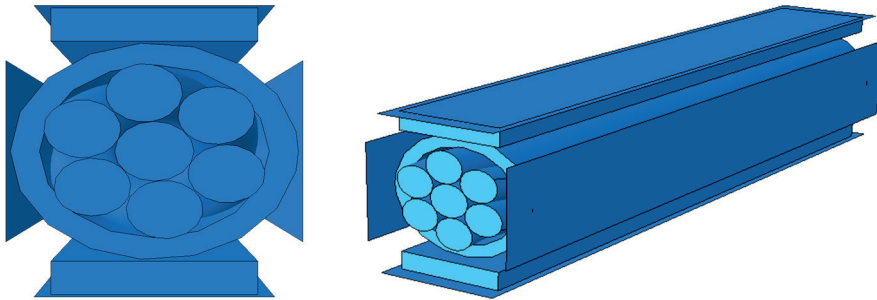


Abb. 6-2: Ansichten des FE-Modells

Zur Behinderung der horizontalen Verformungen bzw. Verschiebungen wurde die Monolitzenhülle mittels Starrkörpern auf beiden Seiten gehalten. Zur Aufbringung der vertikalen Lasten wurde ebenfalls eine starre Platte verwendet, welche sich oberhalb der oberen Bandhülle befindet.

Das FE-Modell bestand somit aus sieben Einzeldrähten, einer Monolitzenhülle, je einem Stück Bandhülle ober- und unterhalb der Monolitzenhülle sowie den vier Rigid Bodies neben der Monolitzenhülle (Abbildung 6-2).

Durch den großen Rechenaufwand infolge der vielen Einzelteile mit feiner Vernetzung, Kontaktbedingungen und dynamischer Berechnung wurde nur ein kurzes Stück des Spannglieds modelliert und das Hüllrohr auf 90 mm Länge begrenzt. Die Litze wurde so in das Hüllrohr gelegt, dass sich bei einer Schlaglänge von

235,5 mm auf der Länge von 90 mm an der Innenseite des Monolitzenhüllrohrs auf der oberen und unteren Seite jeweils drei Eindrückungen der Drähte einstellen können. Alle 39,25 mm liegt ein Draht an der unteren Innenseite des Monolitzenhüllrohrs an. Die mittlere der drei Eindrückfiguren ist durch die gewählte Anordnung der Drähte somit komplett vorhanden. Um Kontaktprobleme zwischen den einzelnen Teilen des Modells zu vermeiden, wurden diese mit einem geringen Überstand modelliert. Der Überstand der Litze zum Hüllrohr beträgt beidseitig je 2,5 mm, sodass die Litze insgesamt 95 mm lang ist.

6.1.2 Finite-Element-Modell für Kriechversuche

Das Materialmodell (Power- für das HDPE (Monolitzenhüllrohr und Bandhülle) wurde mit Hilfe von Kriechversuchen, welche in [118] durchgeführt wurden, entwickelt. Hierfür wurden die Kriechversuche numerisch abgebildet und das Materialmodell so modifiziert, dass die Tiefe der Eindrückungen der Drähte in das Hüllrohr mit den Versuchen übereinstimmt. Für das Modell wurden eine aus sieben einzelnen Drähten bestehende Litze, eine über die Länge halbierte Monolitzenhülle und die untere Lastplatte modelliert. Litze und untere Lastplatte wurden als starre Körper definiert, was aufgrund des zu untersuchenden Materialmodells für das HDPE möglich ist.

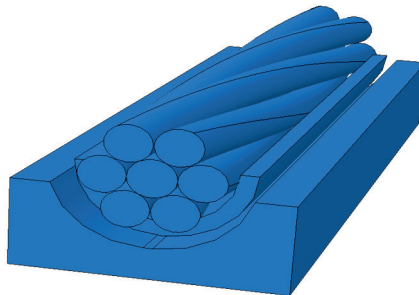


Abb. 6-3: Modell für die Bestimmung der Materialparameter des HDPE für das Kriechen mit Lastplatte, halber Monolitzenhülle und Litze

Somit mussten keine Kontaktbedingungen zwischen den Drähten der Litze definiert werden. Dies war möglich, da für dieses Modell die Litze spannungsfrei war. Die Lastplatte wurde nach den Angaben in [118] mit einer Tiefe der Aussparung

von 8 mm, einem 1 mm breiten Plateau an der Unterseite sowie daran anschließenden Kreisbögen mit einem Radius von je 10,5 mm modelliert. Die Monolithenhülle wurde mit einem Innenradius von 15,76 mm sowie eine Wandstärke von 2 mm im Model berücksichtigt. Die Litze hatte dieselben Abmessungen wie in Abschnitt 6.1.1. Wie in [118] wurde für das Kriechmodell eine Länge von 80 mm gewählt. Das gesamte Modell ist in Abbildung 6-3 dargestellt.

6.1.3 Kontaktbedingungen

Zur Definition des Kontaktes zwischen den einzelnen Teilen des Modells müssen die beiden Kontaktkomponenten rechtwinklig und tangential zur Oberfläche definiert werden. Erstere definiert die Kontaktbedingung, sobald zwei Oberflächen aufeinandertreffen, wodurch Kontaktspannungen entstehen. Werden diese negativ, so wird die Kontaktbedingung wieder gelöst. Für alle Kontaktpaare wird die Bedingung „hard contact“ festgelegt. Die Komponente tangential zur Oberfläche beschreibt das Gleiten, wobei Scherkräfte entstehen. Hierfür wird der Reibungsbeiwert μ benötigt. Die kritische Scherkraft lässt sich mit der rechtwinklig zur Oberfläche wirkenden Spannung σ ermitteln zu:

$$\tau = \mu \cdot \sigma \tag{6-1}$$

Übersteigt die Scherkraft zwischen zwei Körpern die kritische Scherkraft, so beginnen die Körper gegeneinander zu gleiten. Dieser sprunghafte Übergang kann in ABAQUS zu Stabilitätsproblemen führen, was durch die Verwendung der Penalty-Methode verhindert werden kann, da hier bereits sehr geringe Gleitungen auftreten können noch bevor die kritische Scherkraft überschritten wird. Diese Gleitungen betragen nur einen Bruchteil der Elementlänge und haben nur einem sehr geringen Einfluss auf die Ergebnisse, machen die Analyse jedoch stabiler.

Die nach Abschnitt 2.3.4.1 und [118] gewählten Reibungswerte μ sind in Tabelle 6-1 zusammengefasst.

Tab. 6-1: Verwendete Reibungsbeiwerte μ

Draht – Draht	0,01
Draht – Monolitzenhülle	0,01
Monolitzenhülle – Bandhülle	0,50
Bandhülle – Sattel	0,03
Monolitzenhülle – Rigid Body	0,00
Bandhülle – Rigid Body	0,00

Die geringen Reibungsbeiwerte bei den Drähten ergeben sich aufgrund der Schmierung durch das Korrosionsschutzfett. Da es in der Realität kaum zu mittlerer Gleitung kommt, wird der Wert für die Kontaktpartner Monolitzenhülle und Bandhülle von $\mu = 0,5$ aus [118] übernommen. Für den Kontakt zwischen Bandhülle und Umlenksattel wird der Wert für einen Gleitsattel von $\mu = 0,03$ aus der Zulassung [167] verwendet. Zwischen der Monolitzenhülle bzw. der Bandhülle und den Rigid Bodies wird ein Reibungsbeiwert von $\mu = 0$ angesetzt, da davon ausgegangen wird, dass sich die anliegenden Monolitzen bzw. das darüber liegende Band mitbewegen und somit keine Relativverschiebungen stattfinden.

Zur Herstellung des Kontakts in ABAQUS werden die vier Lagerplatten in einem ersten Schritt um 0,05 mm auf die Monohülle zubewegt. Diese minimale Verschiebung beeinflusst das Ergebnis nur minimal, aber hierdurch werden bereits vor dem Aufbringen einer Last die Kontakte im Modell hergestellt, was eine stabilere numerische Berechnung sicherstellt.

6.1.4 Einwirkende Lasten und Randbedingungen

Durch die Umlenkung über einen Umlenksattel nimmt die Querpressung von oben bis zum unteren Band zu. Die größte Querpressung entsteht folglich in der HDPE-Hülle zwischen dem untersten Spannband und dem Sattel (Abbildung 6-4). Die größte Querpressung auf den Sattel berechnet sich bei 4 Bändern mit der maximal zulässigen Spannkraft nach dem Verankern und dem minimalen Umlenkradius bei einer Monolitzenhüllrohrdicke von 2 mm zu (Tabelle 6-2):

$$q_{\max} = q_4 = \frac{P_{m0}}{r_{\min}} = \frac{3101 \text{ kN}}{5,5 \text{ m}} = 563,82 \text{ kN/m} \quad (6-2)$$

Die Querpressungen wurden im FE-Modell über die zwei Lastplatten oben und unten aufgebracht. Im Weiteren wird diese Querpressung auch als Querpressung 100% bezeichnet, welche die maximale Einwirkung darstellt. Untersucht wurden außerdem Querpressungen von 25%, 50% und 75%. Die obere Querpressung beträgt in den Modellen immer drei Viertel der unteren Querpressung.

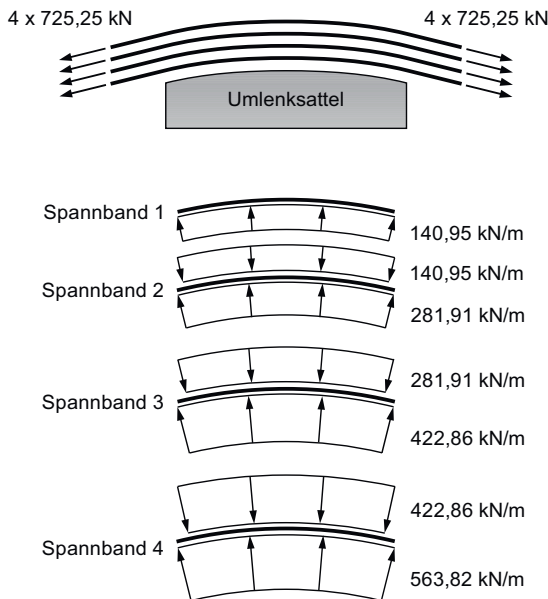


Abb. 6-4: Querpressung aus Umlenkkräften auf die einzelnen Spannbänder (in Anlehnung an [75])

Unter der Annahme, dass sich die in Tabelle 6-2 berechneten Streckenlasten gleichmäßig auf ein Spannband mit vier Litzen verteilt, ergeben sich damit für das FE-Modell die in Tabelle 6-3 angegebenen Streckenlasten.

Tab. 6-2: Querpressungen aus Umlenkräften auf die einzelnen Spannbänder

Anzahl Bänder	Maximale Vorspannkraft P_{m0} [kN]	Minimaler Umlenkradius r_{min} [m]	q_1 [kN/m]	q_2 [kN/m]	q_3 [kN/m]	q_4 [kN/m]
1	775	1,90	407,89			
2	1550	2,80	276,79	553,57		
3	2326	4,20	184,60	369,21	553,81	
4	3101	5,50	140,95	281,91	422,86	563,82

Tab. 6-3: Querpressungen für die FE-Berechnungen

Querpressung	$q_3 = q_{oben}$ [kN/m]	$q_4 = q_{unten}$ [kN/m]
25%	26,43	35,24
50%	52,86	70,48
75%	79,29	105,72
100%	105,72	140,95

Die für alle Modelle angesetzte Vorspannung der Litze in Höhe von 193,8 kN wurde als Verschiebung aufgebracht. Dies dient der stabileren numerischen Analyse. Aus der Länge der Litze von 95 mm resultiert die erforderliche Verschiebung von 0,629476 mm. Die Vorspannung wurde zeitgleich mit dem Querdruck im Modell aufgebracht, sodass der Querdruck wie in der Realität mit der aufgebrachten Spannkraft ansteigt.

6.1.5 Standzeit – Kriechen des HDPE

Unter der Annahme, dass ein Drahtbruch nicht direkt beim Vorspannen, sondern erst nach einiger Zeit auftritt, wurde nach dem Aufbringen von Vorspannung und Querpressung eine Standzeit simuliert. In dieser Zeit konnte das Kriechen des HDPE stattfinden. Als Standzeit wurden 16 Stunden gewählt. Nach dieser Zeit ist ein Großteil der Kriechverformungen abgeschlossen, wie aus Versuchen in [118]

ersichtlich ist. Es ist davon auszugehen, dass die nach dieser Zeit vorhandenen Eindrückungen im Hüllrohr den Eindrückungen vor einem Drahtbruch entsprechen, sofern dieser frühestens 16 Stunden nach dem Vorspannen eintritt. In einem realen Bauwerk gibt es infolge Verkehr, Temperatur und auch Wind Lastwechsel, wodurch es zu Relativverschiebungen zwischen Litze und Hüllrohr kommt (innere Gleitung).

Tab. 6-4: Anzahl durchgeführter FE-Analysen

Nr.	Beschreibung	Querpressung
1	ohne Standzeit	25%
2		50%
3		75%
4		100%
5	mit Standzeit, ohne Lastwechsel	25%
6		50%
7		75%
8		100%
9	mit Standzeit, mit Lastwechsel	25%
10		50%
11		75%
12		100%

Die in [76] durchgeführten Näherungsberechnungen zur Längsverschiebung von externen Spanngliedern an Umlenkstellen ergaben infolge Verkehrslasten eine maximale Verschiebung von 0,72 mm und infolge Temperaturänderungen von 0,74 mm. In der Realität treten jedoch eher kleinere Werte auf, da bei den Berechnungen eine starke Vereinfachung des Brückenmodells verwendet wurde. Deshalb wurde für das FE-Modell eine Längsverschiebung der Litze von 0,5 mm gewählt. Bei Zulassungsversuchen wird für die Ermüdungsprüfung eine Anzahl von 2 Millionen Lastzyklen gefordert. Genaue Werte bei eingesetzten Spanngliedern sind

nicht bekannt. Mit der Annahme einer Lebensdauer der Spannglieder von 40 Jahren ergibt sich daraus etwa alle 600 Sekunden ein Lastwechsel, was – neben den Berechnungen ohne Lastwechsel – angesetzt wurde.

Neben den Simulationen mit und ohne Lastwechsel während der Standzeit wurden Analysen durchgeführt, bei denen ein Drahtbruch direkt nach Aufbringen der Spannkraft eintritt, so dass – in Abhängigkeit von der Querpressung – insgesamt 12 Berechnungen durchgeführt wurden (Tabelle 6-4).

6.1.6 Finite Elemente und Elementnetz [141], [153]

Das FE-Netz für die komplexe dreidimensionale Struktur der Litze wurde im FE-Modell mit 3D-Kontinuumelementen gebildet. Zur Modellierung der Monolithenhülle und der Bandhülle stehen zusätzlich auch Schalenelemente zur Auswahl. Auch die Ansatzfunktion (linear oder quadratisch) sowie die unterschiedlichen Elementformen müssen gewählt werden.

Durch die Wahl der Lösungsmethode in ABAQUS ergibt sich eine Einschränkung der möglichen Elemente. Neben ABAQUS/Standard, das die Lösung in Inkremente einteilt und in jedem Inkrement das Gleichungssystem implizit löst, steht ABAQUS/Explicit zur Verfügung, welches in sehr kleinen Zeitschritten die Lösung mit einer expliziten, dynamischen Elementformulierung erreicht. Hierzu müssen keine Gleichungssysteme gelöst werden, weshalb beispielsweise komplexe nichtlineare Probleme, die in ABAQUS/Standard nur schwer konvergieren und viele Iterationen benötigen, besser mit ABAQUS/Explicit gelöst werden können. Letzteres eignet sich somit vor allem für kurze, hochdynamische Probleme, wie beispielsweise komplexe nichtlineare Probleme bei sich ändernden Kontaktbedingungen oder Crash-Simulationen und Umformprozesse.

Bei der Simulation eines Drahtbruches einer unter Zugspannung stehenden Litze treten in sehr kurzer Zeit große Verformungen auf, verbunden mit komplexen Kontaktbedingungen. Für das zeitabhängige Materialverhalten der Monolithen- und der Bandhülle wurde das „Power-Law-Creep-Model“ verwendet, welches unter ABAQUS/Explicit jedoch nicht verwendet werden kann. Deshalb wurden zwei Berechnungen durchgeführt. Mit ABAQUS/Standard wurden zunächst Vorspannung und Querpressung aufgebracht und im Anschluss daran das Kriechen des

HDPE über die Standzeit (Abschnitt 6.1.5) simuliert. Die zweite Berechnung erfolgte mit ABAQUS/Explicit, indem das verformte Modell importiert und dann der Drahtbruch simuliert wurde. Da in ABAQUS/Explicit nur lineare Elemente verwendet werden können, mussten diese auch in ABAQUS/Standard berücksichtigt werden.

Für die Litze eignen sich am besten Hexaeder-Elemente, da Tetraeder-Elemente – insbesondere mit linearer Ansatzfunktion – sehr steif sind und deshalb eine sehr feine Vernetzung benötigen. Zur Modellierung des Kreisquerschnitts eignen sich quadratische Elemente besser, da diese gekrümmte Ränder abbilden können. Da diese jedoch nicht zur Verfügung stehen und bei Kontaktproblemen ein feines Netz aus linearen, reduziert integrierten Elementen empfohlen wird, wurden für die Litze die Hexaeder-Elemente (C3D8R) verwendet.

Monolithenhülle und Bandhülle können mit Schalenelementen modelliert werden, insbesondere eignen sich Kontinuums-Schalenelemente bei Kontaktproblemen, womit auch Dickenänderungen sowie Querschubverformungen – infolge Eindrückung der Drähte in das HDPE – berücksichtigt wären. Lineare, reduziert integrierte Schalenelemente neigen unter Biegebeanspruchung zu Hourglassing, worunter die Verformung der Elemente in Form einer Sanduhr zu verstehen ist. Dies liegt an der fehlenden Steifigkeit aufgrund der reduzierten Integration. Voll integrierte Elemente sind hier besser geeignet, jedoch sind Schalenelemente für Biegebeanspruchung und Dickenänderungen von weniger als 10% geeignet, sodass 3D-Kontinuums-elemente die bessere Lösung darstellen. Zu Beginn der Berechnungen wurden wie bei der Litze reduziert integrierte Elemente (C3D8R) verwendet, welche bei der Simulation der Kriechversuche ohne Schwierigkeiten angewendet werden konnten. Bei der Modellierung der Umlenkstelle kam es jedoch zum Hourglassing, was auch durch Anwenden einer erhöhten Steifigkeit gegenüber Hourglassing durch die „Enhanced Hourglass Control“ nicht vermieden werden konnte. Aus diesem Grund wurden hier vollintegrierte Elemente (C3D8) gewählt. Um der erhöhten Steifigkeit bei Biegebeanspruchung, dem sogenannten Shear-Locking, entgegenzuwirken, muss eine sehr feine Vernetzung vorgenommen werden.

6.1.7 Netzkonvergenzstudie

Zur Bestimmung der benötigten Anzahl an Elementen wurden für die Litze und die Monolitzenhülle Netzkonvergenzstudien durchgeführt. Die Elemente der Bandhülle wurden dann in Abhängigkeit der Größe der Elemente der Monolitzenhülle gewählt.

6.1.7.1 Litze

Durch die Form der Litze mit den sechs um den Kerndraht verdrillten Außendrähten muss ein ausreichend feines Netz gewählt werden, um eine möglichst realistische Berechnung der Spannungen und Dehnungen zu erhalten. Bei einer Netzverfeinerung konvergieren die Spannungen und Dehnungen gegen die exakte Lösung. Eine Netzverfeinerung führt jedoch gleichzeitig zu einer Erhöhung der Rechenzeit. Die erforderliche Netzdichte wurde mit einer Konvergenzstudie ermittelt unter der Bedingung, dass auch die Rechenzeit in einem akzeptablen Rahmen bleibt.

Tab. 6-5: Netzkonvergenzstudie Litze (Elementtyp C3D8R)

Anzahl der Elemente über den Querschnitt eines Drahtes	Anzahl der Elemente gesamt	Kraft Festanker [kN]	CPU-Zeit [s]
20	7.420	85,07	154,4
32	13.440	87,84	220,1
44	31.864	90,90	459,2
60	42.000	92,07	532,7
76	53.200	93,03	662,9
96	83.520	93,60	949,2
116	97.440	94,19	1069,1
140	137.200	94,53	1528,0
180	201.600	94,63	2299,8

Unter Verwendung des Elementtyps C3D8R wurden Litze, Monolithenhülle und 4 Lastplatten (zur Herstellung des Kontakts, siehe Abschnitt 6.1.3) modelliert. Die 80 mm lange Litze wurde mit 100 kN vorgespannt. Die Vorspannung wurde über eine Verschiebung auf einer Seite der Litze von 0,2735 mm aufgebracht. Die Längskraft in der Litze an der Festankerseite wurde als Kriterium für die Konvergenz angesetzt.

Bei der Generierung der unterschiedlichen Netze wurde darauf geachtet, dass die Kantenlängen eines Elementes möglichst gleich groß waren, da zu stark verzerrte Elementformen das Ergebnis verschlechtern. Zur besseren Vernetzung wurde außerdem der Querschnitt der Drähte in Viertelkreise unterteilt.

In Tabelle 6-5 sind die Berechnungen mit unterschiedlichen Netzen sowie der daraus resultierenden Kraft in der Litze an der Festankerseite sowie die benötigte CPU-Zeit aufgelistet. Die Konvergenz der Kraft am Festanker ist mit zunehmender Anzahl Elementen deutlich zu erkennen (Abbildung 6-5). Unter Berücksichtigung der CPU-Zeit wurden für die Litze 116 Elemente über den Querschnitt eines Drahtes und insgesamt 97.440 Elemente verwendet.

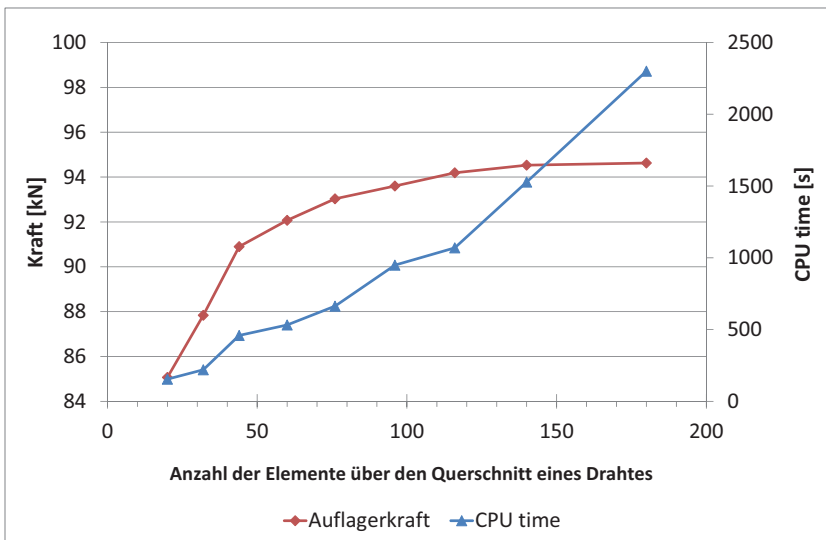


Abb. 6-5: Netzkonvergenzstudie Litze (Elementtyp C3D8R)

6.1.7.2 Monolitzenhülle

Zur Festlegung der Anzahl an Elementen für die Monolitzenhülle wurde das gleiche Modell wie für die Kriechsimulation verwendet, da hier die Eindrückungen infolge der Querpressung entscheidend sind. Die Eindrückungen der Drähte treten im Modell an der Unterseite auf. Aus diesem Grund wurde eine Verfeinerung des Netzes in diesem Bereich durchgeführt, sodass die Elemente in etwa die halbe Größe als auf der Seite haben. Aufgrund des Problems mit Hourglassing wurden für die Monolitzenhülle Elemente des Typs C3D8 verwendet.

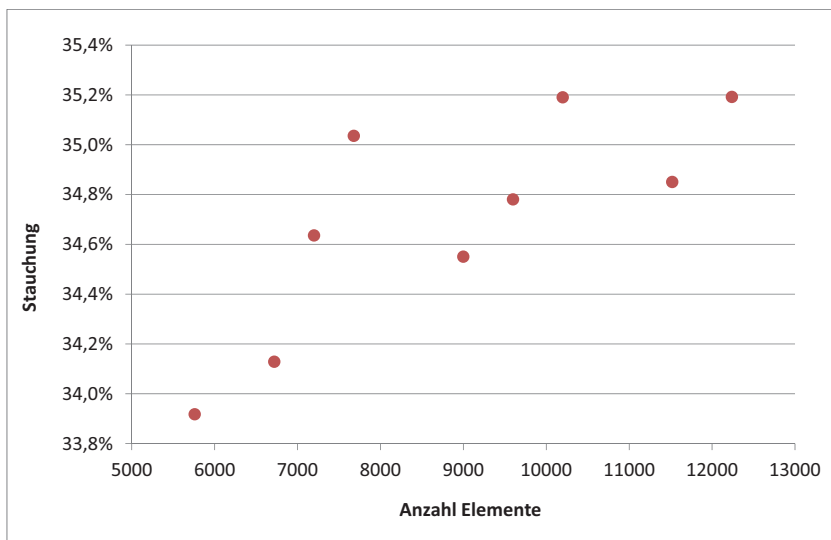


Abb. 6-6: Netzkonvergenzstudie Hüllrohr (Elementtyp C3D8)

Eine erste Konvergenzstudie mit reduziert integrierten Elementen (C3D8R) zeigte, dass 2 Elemente über die Dicke des Hüllrohrs zu steife Ergebnisse lieferten und bei 4 Elementen über die Dicke stiegen die Rechenzeiten stark an. Für die Konvergenzstudie mit voll integrierten Elementen (C3D8) wurden 3 Elemente über die Dicke gewählt.

In Abbildung 6-6 sind für die unterschiedliche Anzahl Elemente die jeweiligen Stauchungen des Hüllrohrs aufgetragen. Die Stauchungen sind bei gleichem Netz etwas geringer ($\Delta = 0,67\%$) als bei reduziert integrierten Elementen, da die Elemente, wie erwartet, steifer sind. Da das Materialmodell (Abschnitt 6.1.8) für

HDPE mit den voll integrierten Elementen entwickelt wurde, relativiert sich dies teilweise wieder.

Die Größe der Elemente der Bandhüllen auf der Ober- und Unterseite der Monolithenhüllrohrs wurde anhand der Elementgröße des Hüllrohrs festgelegt. Das FE-Netz des gesamten Modells ist in Abbildung 6-7 dargestellt.

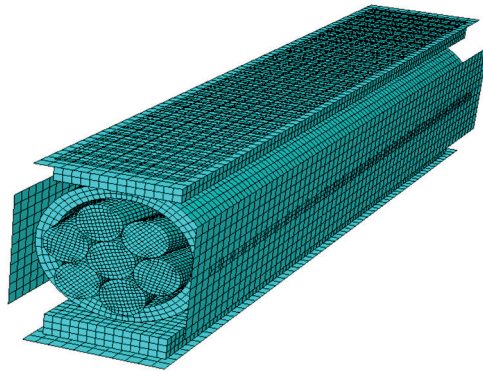


Abb. 6-7: Modell mit gewähltem FE-Netz

6.1.8 Materialmodell HDPE

Die Materialkennwerte von HDPE können durch kleine Änderungen in der Zusammensetzung bereits stark streuen. Deshalb ist kein allgemeingültiges Materialmodell verfügbar. Die meisten Angaben in der Literatur beziehen sich nur auf das Zugverhalten, sodass für die Analysen ein eigenes Modell entwickelt werden musste. Hierfür wurde neben dem Materialmodell aus [118] auch die Spannungs-Dehnungs-Linie für PE aus [89] verwendet. Anhand dieser Daten wurde das eigene Materialmodell für das HDPE so entwickelt, dass die aus den FE-Berechnungen resultierende Tiefe der Eindrückungen im HDPE mit denen aus den Versuchen in [118] übereinstimmte. Mit diesen Parametern wurden dann Kriechsimulationen durchgeführt. Dies wurde für das zeitunabhängige und das zeitabhängige Verhalten durchgeführt.

Tab. 6-6: Stauchung der Monolitzenhülle infolge Querpressung

Querpressung	Minimale Restwandstärke [mm]	Stauchung nach Aufbringen der Querpressung	
		Kriechversuche [118]	Eigene Berechnung
25%	1,7776	10,35%	11,12%
50%	1,6418	18,53%	17,91%
100%	1,2928	35,54%	35,36%

Für die Simulation des Kriechens wurde die aufgebrauchte Querpressung für die Standzeit von 16 Stunden (57.600 s) konstant gehalten. Es wurden Querpressungen von 25%, 50%, 75% und 100% untersucht, wobei 100% einer Streckenlast von 148,7 kN/m entspricht. In [118] wurde keine Querpressung bei 75% Last untersucht, dies wurde aber für die späteren Berechnungen benötigt und anhand der anderen Kurven ermittelt (Abbildung 6-9).

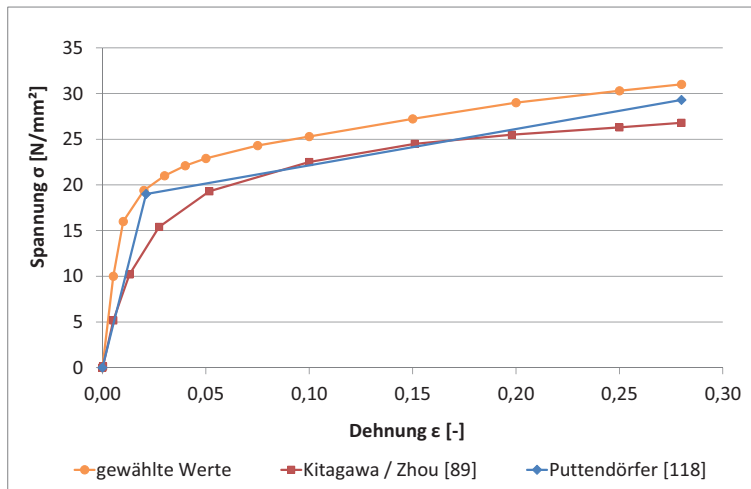


Abb. 6-8: Spannungs-Dehnungs-Linien für die Mono- und Bandhülle unter Querdruckbeanspruchung [89], [118]

Ausgangspunkt für die Kriechsimulationen war die Spannungs-Dehnungs-Linie in Abbildung 2-25 (links). Mit der daraus erhaltenen Bruchdehnung von 28% und der Druckfestigkeit von 26,8 N/mm² wurden die Kriechsimulationen durchgeführt und

die Stauchung des HDPE nach Aufbringen der Querpressung ermittelt. Da die resultierenden Stauchungen größer als in [118] waren, wurde die in Abbildung 6-9 (links) dargestellte Spannungs-Dehnungs-Linie verwendet, damit die resultierenden Stauchungen besser mit den Versuchswerten übereinstimmen. Somit ergibt sich bei der Bruchdehnung von 28% eine Druckfestigkeit von 31 N/mm². Unter der Berücksichtigung, dass die Druckfestigkeit von PE etwas höher ist als die Zugfestigkeit, ist das ein akzeptabler Wert. Neben der Kurve aus [89] ist auch die in [118] verwendete bilineare Spannungs-Dehnung-Linie dargestellt. In [118] wurden für das FE-Netz Elemente des Typs C3D20 verwendet, was vermutlich zu steiferen Ergebnissen führte, sodass dieser Verlauf unterhalb der gewählten Kurve liegt.

Tab. 6-7: Ermittelte Faktoren für das Power-Law-Creep-Model

Querpressung	A	m	n
25%	$7,8 \cdot 10^{-10}$	-0,98	1,0
50%	$7,4 \cdot 10^{-10}$		
75%	$7,4 \cdot 10^{-10}$		
100%	$4,3 \cdot 10^{-10}$		

Unter Verwendung der gewählten Spannungs-Dehnungs-Linie resultieren die in Tabelle 6-6 dargestellten Stauchungen für die unterschiedlichen Querpressungen im HDPE. Die jeweiligen Differenzen der eigenen Simulation zu den Kriechversuchen in [118] (bei 25°C) werden als ausreichend gering betrachtet, insbesondere da die Stauchung bei 100% Querpressung gut mit den Versuchen übereinstimmt.

Das Kriechen des HDPE wurde bei den numerischen Berechnungen nach einigen Versuchen analog zu [118] mit dem Power-Law-Creep-Model („time-hardening“) dargestellt.

Hierbei ermittelt sich die Kriechdehnrate mit Spannung q , der Zeit t sowie den Faktoren A , n ($n > 0$) und m ($-1 < m \leq 0$) zu:

$$\dot{\epsilon}_{cr} = A \cdot q^n \cdot t^m \tag{6-3}$$

Die für die Kriechsimulationen in [118] ermittelten Faktoren bei einer Temperatur von 25°C sind zwar für das Kriechen über 600 s passend, allerdings erhielt man damit bei längerer Standzeit deutlich zu große Kriechverformungen sodass die Faktoren mit den in Tabelle 6-7 angegebenen Werten in Abhängigkeit der gewählten Querpressung bestimmt wurden.

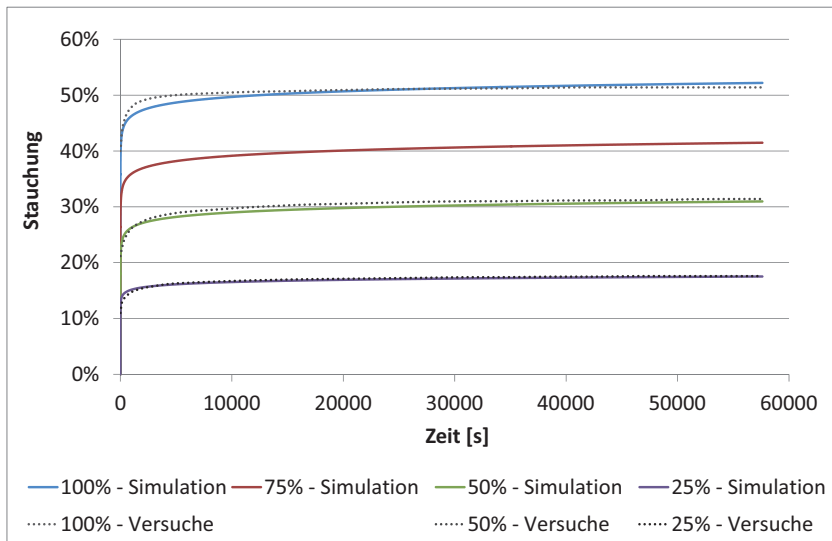


Abb. 6-9: Kriechkurven für die Monohülle unter Querdruckbeanspruchung [118]

Für die untersuchte Standzeit von 16 Stunden (57.600 s) erhält man damit die in Abbildung 6-9 (rechts) dargestellten Kriechkurven für die unterschiedlichen Querpressungen. Zusätzlich sind die Ergebnisse aus den Kriechversuchen in [118] zum Vergleich dargestellt. Die Kurven erreichen eine ausreichend gute Näherung und sind für die eigenen Simulationen am Spanngliedmodell geeignet.

6.1.9 FE-Berechnungen am Gesamtmodell

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der eigenen FE-Berechnungen dargestellt. Zunächst wird für verschiedene Standzeiten die Spannkraft in der Litze am Fest- und am Spannanker verglichen, um daraus Rückschlüsse über die vorhandene Reibung infolge der Querpressung ziehen zu können. Neben dem lokalen Reibungsbeiwert, welcher aus der Zulassung direkt im FE-Programm hinterlegt

wird, wird der globale Reibungsbeiwert ermittelt, welcher neben dem Adhäsionsanteil der Reibung zwischen Stahl und HDPE auch den Deformationsanteil durch die Eindrückungen enthält. Im Anschluss daran wird die Tiefe der Eindrückungen der Drähte in das Monolithenhüllrohr untersucht, um den Einfluss der Querpresung sowie der Lastwechsel auf das Kriechen zu ermitteln. Zum Schluss werden noch die Kräfte vor und nach dem Drahtbruch in den einzelnen Drähten mit den durchgeführten Versuchen an (Mono-)Litzen (Abschnitt 3.2) verglichen.

6.1.9.1 Vergleich der Spannkraften am Spannende und an der Einspannung beim Durchtrennen eines Drahtes

Um das relativ kurze FE-Modell mit einem realen Umlenksattel vergleichen zu können, wurden die ermittelten Werte für die Spannkraft an der Seite der Festhalterung auf die Länge eines Umlenksattels von 2,0 m hochgerechnet. Hierfür wurde zunächst ein Reibungsbeiwert anhand des Spannkraftunterschieds ΔP zwischen Spannanker und Festanker berechnet. Der Spannkraftverlauf lässt sich unter Kenntnis der Vorspannkraft P_0 am Spannanker, dem Reibungsbeiwert μ , der Summe der planmäßigen Umlenkwinkel α und dem Beiwert für die ungewollte Krümmung wie folgt berechnen:

$$P(x) = P_0 \cdot e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)} \quad (6-4)$$

Der Spannkraftunterschied zwischen Fest- und Spannanker berechnet sich zu:

$$\Delta P = P_0 \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot \alpha}\right) \quad (6-5)$$

Der Reibungsbeiwert μ lässt sich dann durch Umformen berechnen:

$$\mu = -\frac{1}{\alpha} \cdot \ln\left(1 - \frac{\Delta P}{P_0}\right) \quad (6-6)$$

Bei der Modelllänge von 0,09 m und einem Umlenkradius von 5,50 m ergibt sich ein Umlenkwinkel von 0,94 Grad. Mit Gleichung (6-4) und dem berechneten Rei-

bungsbeiwert kann somit die Spannkraft auf der Seite des Spannankers unter Verwendung des Umlenk winkels von 20,8 Grad (bei einer 2m langen Umlenkstelle) ermittelt werden.

6.1.9.2 FE-Simulationen mit Standzeit, ohne Lastwechsel

In Abbildung 6-10 sind für die unterschiedlichen Querpressungen die jeweilige Spannkraft in der Litze auf der Seite des Fest- sowie des Spannankers direkt nach Aufbringen der Vorspannkraft, nach der Standzeit von 16 Stunden sowie nach dem Loslassen eines Drahtes dargestellt. Der Verlauf zwischen den einzelnen Werten ist linear interpoliert, eine genauere Betrachtung erfolgt separat. Die Spannkraft ist auf der Seite des Festankers aufgrund der Reibung kleiner als am Spannanker. Die Unterschiede in der Spannkraft zwischen Fest- und Spannanker nach dem Vorspannen werden mit zunehmender Querpressung größer. Auf der Seite des Spannankers bleibt die Spannkraft über die Standzeit nahezu konstant, während sie am Festanker zunimmt. Die Reibungsverluste bauen sich mit der Zeit ab. Nach dem Loslassen eines Drahtes fällt die Spannkraft auf beiden Seiten der Litze ab und die Differenz zwischen Fest- und Spannanker steigt wieder etwas an.

In Abbildung 6-11 sind die mit Gleichung (6-6) ermittelten globalen Reibungsbeiwerte in Abhängigkeit von der Querpressung dargestellt.

Der globale Reibungsbeiwert ist direkt nach dem Vorspannen für alle Querpressungen größer als der lokale Reibungsbeiwert von 0,01. Der Unterschied bei einer Querpressung steigt bei größer werdender Querpressung von 0,002 auf bis zu 0,048 an, was in etwa dem sechsfachen des lokalen Wertes entspricht. Der Anstieg des Reibungsbeiwerts mit der Querpressung ist hierbei nahezu linear und durch den Deformationsanteil der Reibung begründet. Die Litze verschiebt sich beim Vorspannen in ihrer Längsrichtung. Dem gegenüber steht der Deformationswiderstand der Monolithenhülle, welcher mit größer werdender Tiefe der Eindrückungen der Drähte in das HDPE ansteigt. Während der Standzeit nimmt der Deformationsanteil der Monolithenhülle aufgrund des Kriechens des HDPE stark ab, sodass der globale Reibungsbeiwert nach der Standzeit auf Werte unterhalb des lokalen Wertes sinkt. Der Reibungsbeiwert steigt zunächst mit der Querpressung an, fällt jedoch bei 100% Querpressung wieder ab. Der Unterschied zwischen den unter-

schiedlichen Querpressungen ist relativ gering. Dies ist ein weiterer Hinweis darauf, dass der Deformationsanteil hier nur noch einen geringen Anteil an der Reibung hat. Die Reibung ergibt sich hier somit hauptsächlich aus der Adhäsion, also dem lokalen Reibungsbeiwert, der hier für alle Querpressungen gleich angenommen wurde.

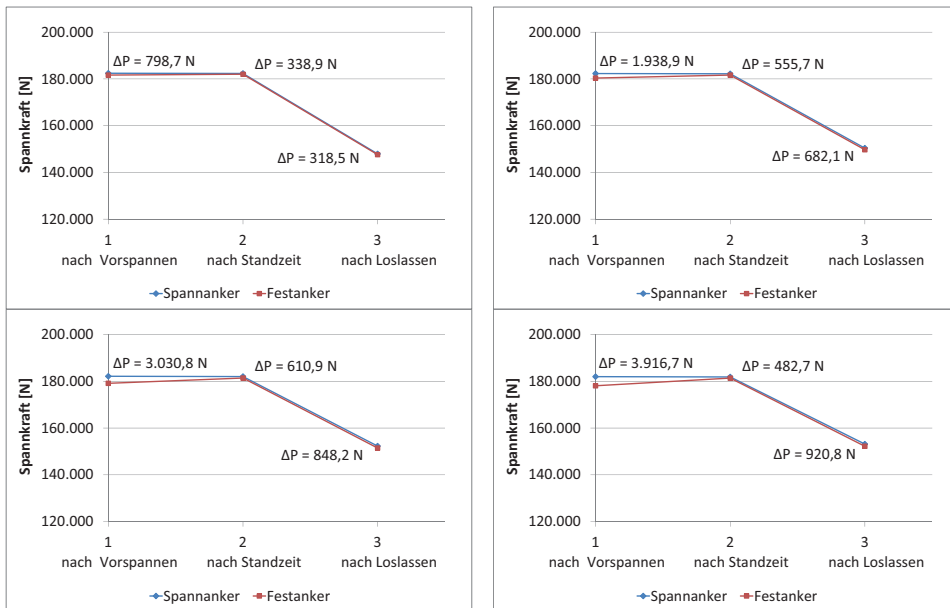


Abb. 6-10: Spannkraft in der Litze ohne Lastwechsel für Querpressung 25% (oben links), 50% (oben rechts), 75% (unten links) und 100% (unten rechts)

Nach dem Loslassen eines Drahtes steigt der Reibungsbeiwert wieder etwas an. Der Anstieg ist dabei mit steigender Querpressung größer. Dies ist mit der plötzlichen Änderung der Spannkraft zu erklären, wodurch der Deformationsanteil wieder größer wird. Da sich die Spannkraft jedoch fast nur bei dem durchtrennten Draht ändert, ist der Deformationsanteil deutlich geringer als beim Vorspannen.

Zur Untersuchung des Einflusses der Standzeit auf die Spannkraft sind in Abbildung 6-12 die Spannkräfte für die unterschiedlichen Querpressungen sowie der Verlauf des Reibungsbeiwerts dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Spannkräfte am Fest- und auch am Spannanker zunächst stark abfallen. Die Eindrückungen in

das HDPE werden durch das Kriechen größer, wodurch der Deformationswiderstand gegen das Verschieben der Litze ansteigt. Gleichzeitig verringern sich durch das Kriechen die Spannungen entgegen der Verschiebungsrichtung der Litze, so dass der Deformationswiderstand sinkt. Je nachdem, welcher Mechanismus überwiegt, fällt oder steigt der Reibungsbeiwert.

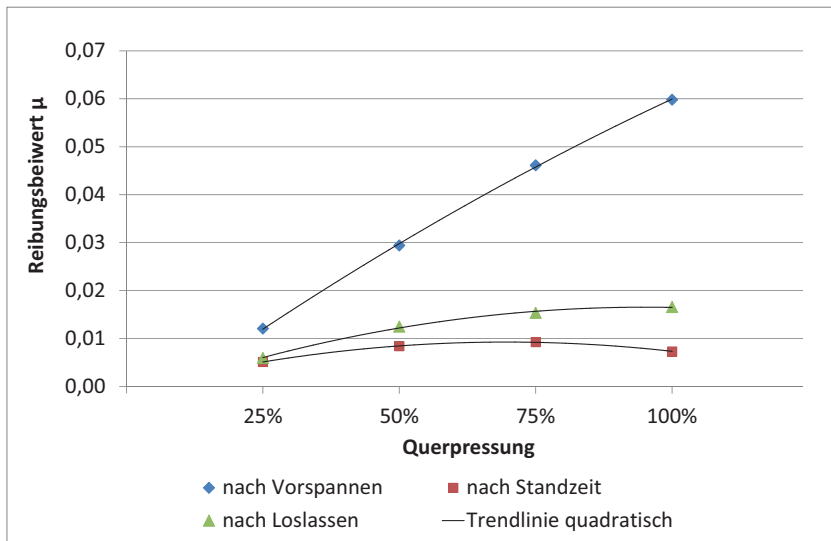


Abb. 6-11: Berechneter globaler Reibungsbeiwert, Simulation ohne Lastwechsel

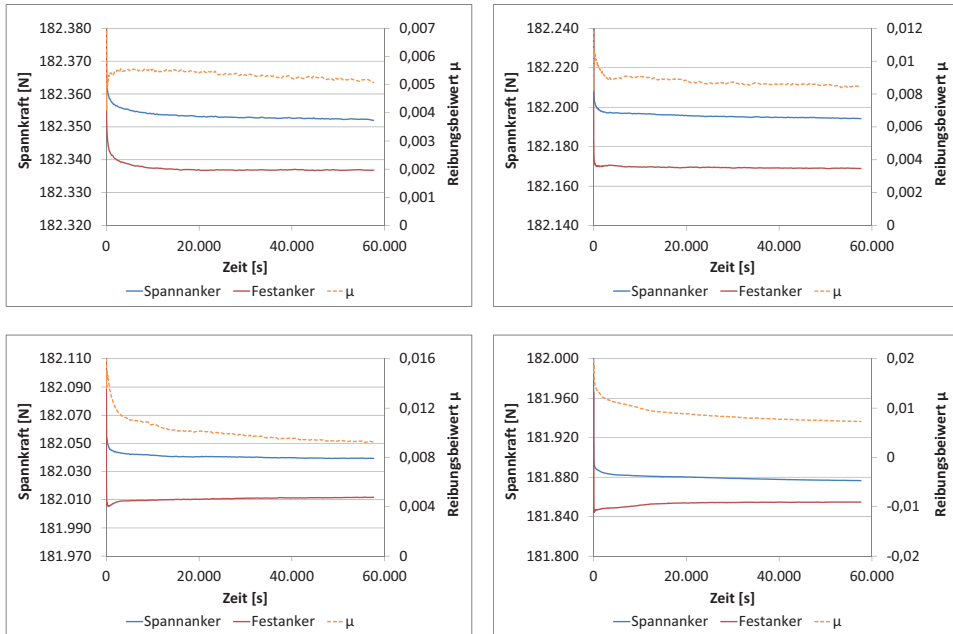


Abb. 6-12: Änderung der Spannkraft über die Standzeit ohne Lastwechsel für Querpressung 25% (oben links), 50% (oben rechts), 75% (unten links) und 100% (unten rechts)

In Abbildung 6-13 ist der Verlauf der Reibungsbeiwerte für die Querpressungen über die Standzeit von 16 Stunden dargestellt. Der Verlauf der Kurven lässt vermuten, dass nach einer gewissen Standzeit die Reibung mit steigender Querpressung abnimmt.

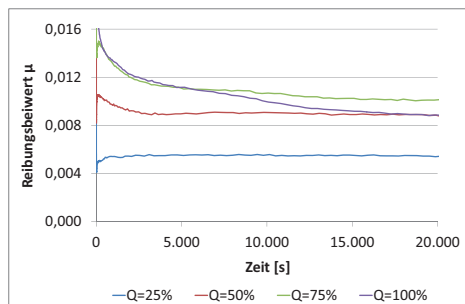


Abb. 6-13: Verlauf der Reibungsbeiwerte über die Standzeit von 16 Stunden ohne Lastwechsel

6.1.9.3 FE-Simulationen ohne Standzeit, ohne Lastwechsel

Analog zum vorigen Abschnitt wird nun der Drahtbruch direkt nach dem Vorspannen, also ohne Standzeit, untersucht. In Abbildung 6-14 sind die Spannkraften nach dem Vorspannen und sofortigen Loslassen eines Drahtes dargestellt. Die Differenz in der Spannkraft zwischen Fest- und Spannanker ist, wie im vorigen Abschnitt, nach dem Durchtrennen des Drahtes geringer als nach dem Vorspannen.

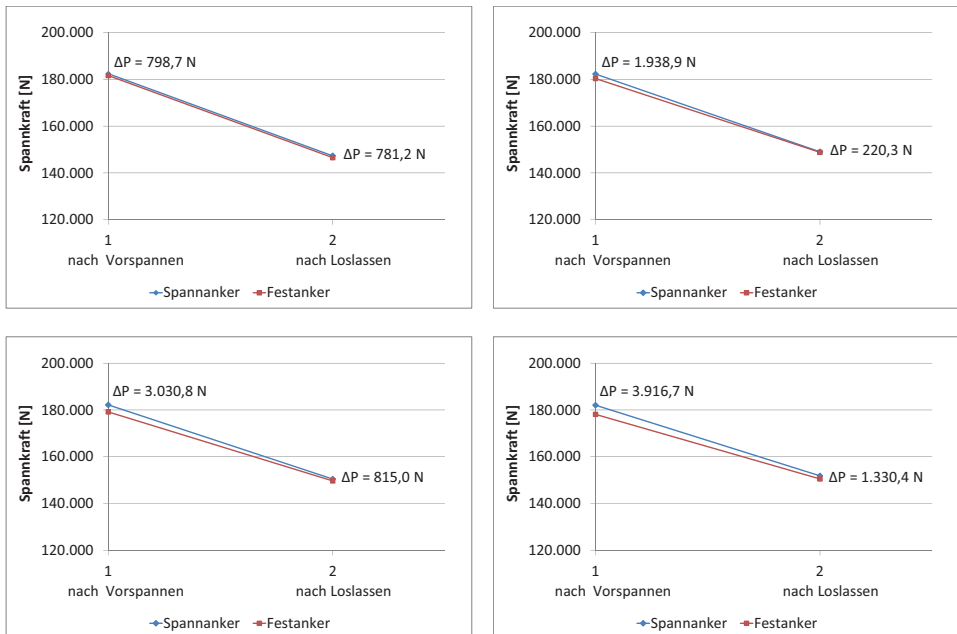


Abb. 6-14: Spannkraft in der Litze ohne Standzeit für Querpressung 25% (oben links), 50% (oben rechts), 75% (unten links) und 100% (unten rechts)

Der berechnete globale Reibungsbeiwert ist für alle Querpressungen in Abbildung 6-15 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Wert bei einer Querpressung von 25% aus der Reihe fällt, denn der geringe Rückgang der Spannkraftdifferenz nach dem Durchtrennen eines Drahtes führt hier dazu, dass der globale Reibungsbeiwert nach dem Durchtrennen größer ist als vorher. Bei den anderen Querpressungen hingegen fällt er deutlich ab. Dies könnte am Mechanismus liegen, der schon bei der Standzeit ohne Lastwechsel bei geringen Querpressungen zu einem Anstieg des Reibungsbeiwerts führte. Wie in Abschnitt 6.1.9.5 bei der Untersuchung der

Eindrückungen der Drähte in das Monolithenhüllrohr noch gezeigt wird, vergrößert sich die Eindrücktiefe teilweise beim Durchtrennen des Drahtes. Dies kann zum Anstieg des Reibungsbeiwertes bei der niedrigen Querpressung von 25% führen.

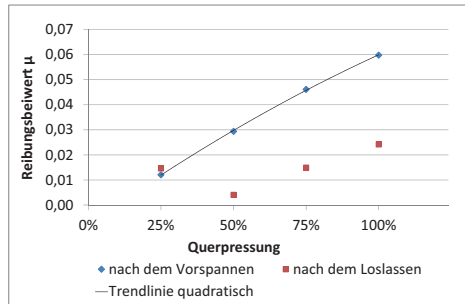


Abb. 6-15: Berechneter globaler Reibungsbeiwert, Simulation ohne Standzeit

6.1.9.4 FE-Simulationen mit Standzeit und Lastwechsel

Bei den Simulationen mit Lastwechseln während der Standzeit ist der Wert der Spannkraft am Ende der Simulation nicht aussagekräftig, da sich durch die Lastwechsel die Spannkraft an beiden Enden ständig ändert.

Die Änderung der Spannkraft am Fest- und am Spannanker sowie der Mittelwert sind über die Standzeit in Abbildung 6-16 für Querpressungen von 25% und 100% dargestellt. Die Werte in Abbildung 6-16 resultieren aus dem FE-Modell mit 0,09 m Länge und wurden nicht für den realen Umlenksattel umgerechnet.

Durch die zyklische Belastung auf die Litze aufgrund der Lastwechsel resultieren auch die zyklisch verlaufenden Spannkräfte. Man erkennt in Abbildung 6-16 zwei unterschiedliche Abschnitte, in denen die Amplitude der Spannkraft jeweils annähernd konstant ist.

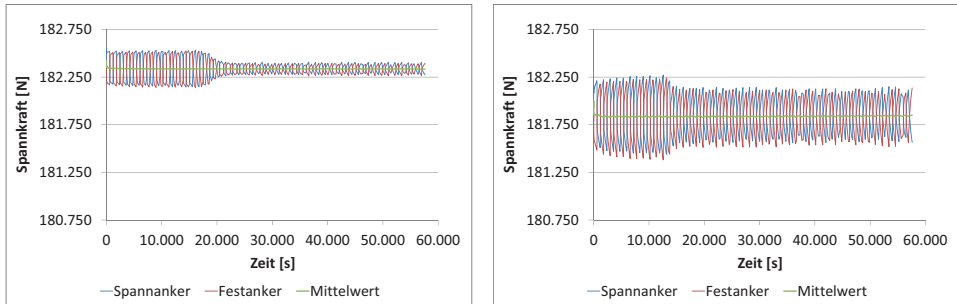


Abb. 6-16: Änderung der Spannkraft in der Litze über die Standzeit mit Lastwechseln für eine Querpressung von 25% (links) und 100% (rechts)

Der erste Abschnitt lässt sich etwa in den Zeitbereich von 0 s bis 17.000 s Standzeit einordnen, der zweite in den Bereich von 22.000 s bis 57.600 s. Dazwischen fällt die Amplitude relativ plötzlich ab, wobei der Mittelwert jedoch gleich bleibt. Dies lässt sich bei allen Querpressungen beobachten. Außerdem sinkt mit steigender Querpressung sowohl der Mittelwert der Spannkraft als auch die maximale Spannkraft, während die Amplitude größer wird. Der Reibungsbeiwert steigt folglich, wie schon nach dem Vorspannen beobachtet, mit der Querpressung an.

In den Abbildungen 6-17 und 6-18 sind die Spannkräfte am Fest- und Spannanker für das reale Modell des zwei Meter langen Umlenkbereichs sowie die Reibungsbeiwerte dargestellt. Hier wurde jeweils zusätzlich während der Standzeit die Kraft an beiden Litzenenden angegeben. Es ist ein deutlicher Anstieg der Reibungsbeiwerte nach dem Vorspannen zu erkennen, was an dem hohen Deformationswiderstand liegt, der durch die Eindrückungen der Verschiebung der Litze entgegengesetzt wird. Durch die Lastwechsel, bei denen die Litze alle 600 s die Bewegungsrichtung ändert, ist der Einfluss des Kriechens relativ gering und der Deformationswiderstand nimmt somit zunächst nicht ab. Das führt dazu, dass – im Gegensatz zur Standzeit ohne Lastwechsel – nach der Standzeit noch der Reibungsbeiwert mit der Querpressung zunimmt.

Der plötzliche Rückgang der Reibung zwischen 17.000 s und 22.000 s ist durch eine bleibende Verformung der Monolithenhülle erklärbar. Die Eindrückung der Drähte in das HDPE wird etwas breiter und bildet sich bei einer Bewegung der Litze in die entgegengesetzte Richtung nicht mehr so stark zurück wie zu Beginn der Standzeit, wodurch der Deformationswiderstand gegen die Litzenverschiebung

abnimmt. Der Zeitpunkt, an dem sich die Amplitude der Spannkraft verringert, verschiebt sich mit größer werdender Querpressung etwas weiter nach vorne. Je größer die Querpressung, desto früher stellt sich eine bleibende Verformung ein, was sich an größeren Kontaktspannungen zeigen lässt. Hierfür sprechen auch die sehr geringen Reibungsbeiwerte nach dem Loslassen eines Drahts.

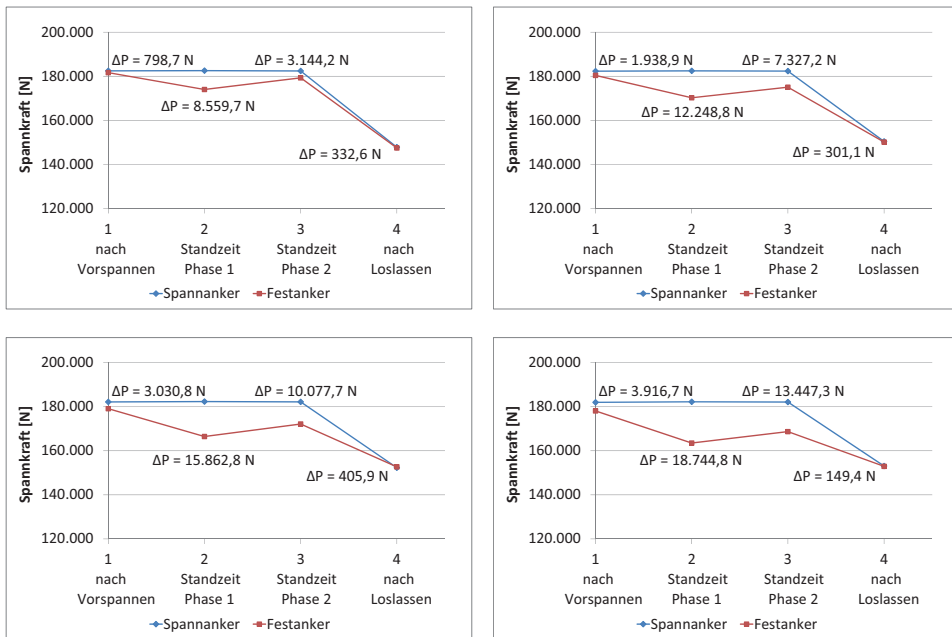


Abb. 6-17: Spannkraft in der Litze mit Standzeit und Lastwechsel für Querpressung 25% (oben links), 50% (oben rechts), 75% (unten links) und 100% (unten rechts)

Die Monohülle setzt dem Zurückschnellen des Drahtes keinen Deformationswiderstand mehr entgegen, da die Eindrückung breiter ist als der Draht und somit ein kleiner freier Raum zwischen Draht und Eindrückung vorhanden ist. Hier kann sich der Draht nahezu ungehindert um einen gewissen Betrag in Längsrichtung der Litze bewegen. Durch die breitere Eindrückung wird außerdem die Kontaktfläche zwischen Draht und Monohülle verringert, wodurch auch der Adhäsionsanteil geringer ist als bei den Versuchen ohne Lastwechsel.

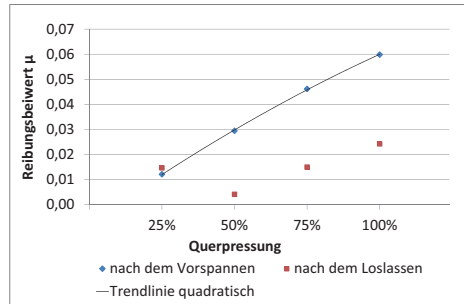


Abb. 6-18: Berechneter globaler Reibungsbeiwert, Simulation mit Standzeit und Lastwechsel

6.1.9.5 Restwanddicken des Monolithenhüllrohrs

Die Wandstärke des Monolithenhüllrohrs wurde jeweils nach dem Vorspannen, der Standzeit mit und ohne Lastwechsel sowie dem Loslassen eines Drahtes untersucht, um die Werte auch mit den gemessenen Wandstärken am ausgebauten Spannband der Talbrücke Rümmecke (Abschnitt 4.3.2) vergleichen zu können. Die Änderung der Wandstärke der Monolithenhülle ist in Abbildung 6-19 dargestellt. Die Wandstärke wurde an der tiefsten Stelle der Eindrückung in der Mitte des Modells oben und unten gemessen. Ausgangswandstärke waren bei allen Simulationen 2,0 mm.

Durch das Kriechverhalten des HDPE werden die Eindrückungen mit der Zeit tiefer, allerdings mit einer geringeren Kriechrate. Durch die größere Querpressung auf den unteren Teil der Monolithenhülle ist dort die Eindrückung größer und somit die Wandstärke geringer. Die Wandstärke des unteren Teils des Hüllrohrs wird während der Standzeit mit Lastwechseln etwas geringer als ohne Lastwechsel. An der Oberseite des Hüllrohrs ist die Wandstärke nahezu gleich groß.

Bei der unteren Eindrückung steigt die Differenz zwischen der Standzeit mit und ohne Lastwechsel mit der Zeit an. Hier kann davon ausgegangen werden, dass nach einer Standzeit von mehreren Jahren die Lastwechsel einen größeren Einfluss auf die Eindrückungstiefen haben. Dies zeigen auch die gemessenen Hüllrohrdicken von zum Teil nur noch 0,2 mm am ausgebauten Spannband der Talbrücke Rümmecke (Abschnitt 4.3.2).

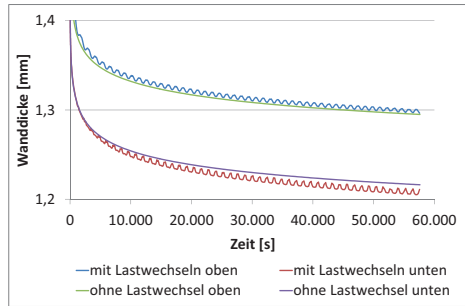


Abb. 6-19: Änderung der Wanddicke des Monolitzenhüllrohrs während der Standzeit

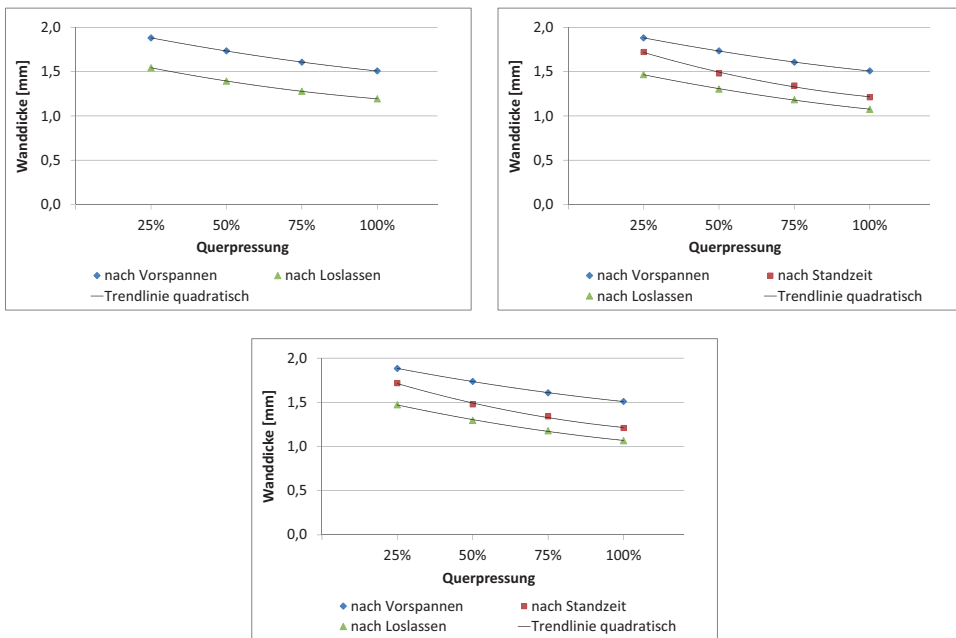


Abb. 6-20: Restwanddicke Monolitzenhüllrohr, Simulationen ohne Standzeit (oben links), mit Standzeit ohne Lastwechsel (oben rechts), mit Standzeit und Lastwechsel (unten)

Die Wandstärken der unteren Seite des Monolitzenhüllrohr sind für die unterschiedlichen Querpressungen in Abbildung 6-20 dargestellt. Ergänzt werden die Diagramme durch eine quadratische Funktion einer Trendlinie, an der zu erkennen ist, dass die Tiefen der Eindrückungen unterproportional mit der Querpressung zunehmen. Dies liegt am nichtlinearen Materialverhalten des HDPE. Außerdem wird mit steigender Querpressung die Tiefe der Eindrückungen des Drahtes in das

HDPE größer. Die führt zu einer Vergrößerung der Kontaktfläche zwischen Draht und Hüllrohr, was wiederum zu einem unterproportionalen Anstieg der Kontaktspannungen mit der Querpressung führt.

Die Eindrückungen der Drähte in das Monolitzenhüllrohr sind in Abbildung 6-21 zu erkennen. Mit steigender Spannung aus der Querpressung werden die Eindrückungen breiter und länger.

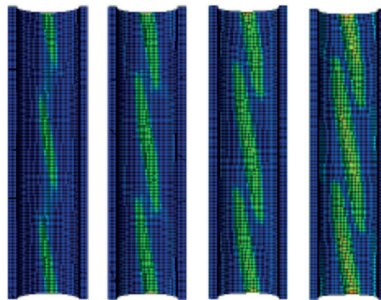


Abb. 6-21: Eindrückungen im Monolitzenhüllrohr nach der Standzeit ohne Lastwechsel für Querpressungen von 25%, 50%, 75% und 100% (v.l.n.r.)

In Abbildung 6-20 ist auch zu erkennen, dass die Wandstärke des Hüllrohrs beim Drahtbruch noch einmal deutlich abnimmt. Dies liegt daran, dass der Draht beim Durchtrennen vom Kerndraht wegschnellt. Dies konnte auch bei den Litzenversuchen festgestellt werden, wo sich der Draht an der Trennstelle von der Litze abgewickelt hat (Abschnitt 3.2). Dies führt zu einer weiteren Abnahme der Wandstärke des Hüllrohrs.

6.1.9.6 Analyse des Drahtbruchs

Bei den Versuchen mit den (Mono-)Litzen (Abschnitt 3.2) wurde festgestellt, dass der Spannkraftrückgang beim Durchtrennen eines Drahtes größer ist, als durch den Flächenverlust allein erklärt werden kann. Dies wurde mit dem Seilreck begründet, durch den die Spannkraft auch in den intakten äußeren Runddrähten sinkt.

Dies soll nun mit einer numerischen Simulation untersucht werden. Der Spannkraftverlust beim Durchtrennen eines Drahtes sowie die Spannkraft direkt vor und

nach dem Durchtrennen – analog zu den Litzenversuchen – ist in Tabelle 6-8 angegeben. Zur Analyse wurden die Spannkraften am Spannanker gewählt, am Festanker ergeben sich ähnliche Spannkraftverluste.

Tab. 6-8: Spannkraftabnahme in der Litze bei Drahtbruch in den numerischen Simulationen

Nr.	Standzeit	Querpressung	Spannkraft [kN]		Spannkraftabnahme
			vor Durchtrennen	nach Durchtrennen	
1	ohne Standzeit	25%	182,4	146,5	19,68%
2		50%	182,3	149,0	18,27%
3		75%	182,2	150,4	17,45%
4		100%	182,0	151,8	16,59%
5	mit Standzeit, ohne Lastwechsel	25%	182,4	147,9	18,91%
6		50%	182,2	150,4	17,45%
7		75%	182,0	152,3	16,32%
8		100%	181,9	153,2	15,78%
9	mit Standzeit, mit Lastwechsel	25%	182,3	147,8	18,92%
10		50%	182,0	150,4	17,36%
11		75%	181,8	152,3	16,23%
12		100%	181,6	153,1	15,69%

Es ist zu erkennen, dass bei allen FE-Simulationen die Spannkraftabnahme wie bei den Versuchen alle über dem rechnerischen Wert von 14,28% liegt. Dies bestätigt die Theorie des Seilrecks und auch das FE-Modells. Auffallend ist, dass die Spannkraftabnahme mit größer werden dem Querdruck abnimmt. Die Ergebnisse bei den Simulationen mit Standzeit mit und ohne Lastwechsel sind fast gleich, wohingegen die Ergebnisse für die Versuche ohne Standzeit etwas größer sind.

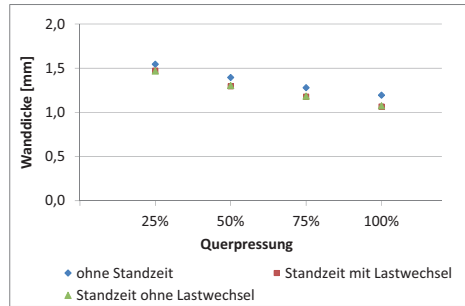


Abb. 6-22: Restwanddicke Monolitzenhüllrohr nach dem Drahtbruch

Dies legt den Schluss nahe, dass der Spannkraftverlust von der Tiefe der Eindrückungen abhängt, da die Tiefe der Eindrückung mit größer werdender Querpressung und mit der Standzeit steigt, wie auch in Abbildung 6-22 zu erkennen ist.

Die Spannkkräfte im durchtrennten Draht Nr. 4 am Festanker vor und nach dem Durchtrennen sind in Tabelle 6-9 angegeben.

Man erkennt, dass die Spannkraft nahezu vollständig auf null zurückgeht und auch bei einer kurzen Standzeit von 16 Stunden keine Verankerung eines Drahtes stattfindet. Die minimal verbleibende Spannkraft am Spannanker steigt in den meisten Fällen mit größer werdender Querpressung an.

In Abbildung 6-23 sind die globalen Reibungsbeiwerte für alle Simulationen nach dem Drahtbruch dargestellt. Bei den Versuchen mit Standzeit aber ohne Lastwechsel ist ein Anstieg der Reibungsbeiwerte mit größer werdender Querpressung zu erkennen.

Tab. 6-9: Spannkraftabnahme im durchtrennten Draht bei Drahtbruch in den numerischen Simulationen

Nr.	Standzeit	Querpressung	Spannkraft im Draht [N]		Spannkraftabnahme
			vor Durchtrennen	nach Durchtrennen	
1	ohne Standzeit	25%	25527,4	2,18	99,99%
2		50%	25398,3	8,46	99,97%
3		75%	25253,4	14,44	99,94%
4		100%	25079,5	-2,36	100,01%
5	mit Standzeit, ohne Lastwechsel	25%	25505,3	-6,08	100,02%
6		50%	25340,9	2,77	99,99%
7		75%	52163,0	20,34	99,96%
8		100%	24497,8	36,45	99,85%
9	mit Standzeit, mit Lastwechsel	25%	25507,7	-5,62	100,02%
10		50%	25353,2	-7,20	100,03%
11		75%	25173,8	23,78	99,91%
12		100%	25502,1	22,16	99,91%

Bei den Versuchen mit Lastwechseln sind die Reibungsbeiwerte für Querpressungen von 25% bis 75% nahezu gleich, bei 100% Querpressung fällt der Reibungsbeiwert jedoch etwas ab. Bei den Versuchen ohne Standzeit ist zunächst ein deutlicher Abfall des Reibungsbeiwerts erkennbar und anschließend ein konstanter Anstieg. Der Unterschied zwischen den einzelnen Werten ist bei den Simulationen ohne Standzeit am größten und für die Simulationen mit Lastwechseln am geringsten. Dies lässt sich durch den schwindenden Einfluss des Deformationsanteils der Reibung erklären, der bei den Simulationen ohne Standzeit sehr groß ist und bei den Versuchen mit Lastwechseln am geringsten.

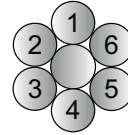
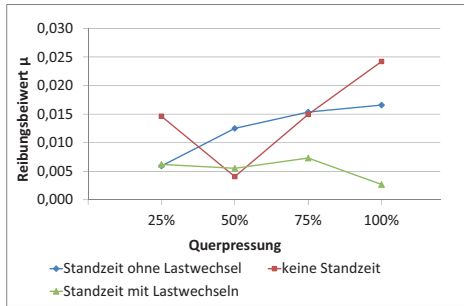


Abb. 6-23: Reibungsbeiwerte nach dem Drahtbruch, Nummerierung der Außendrähte der Litze (rechts)

Zur Analyse der Spannkraft in den einzelnen Drähten der Litze sind in Abbildung 6-24 für die Simulationen mit bzw. ohne Standzeit sowie mit bzw. ohne Lastwechsel nach Vorspannen, ggf. Standzeit, und Loslassen eines Drahtes (Draht Nr. 4) für die Querpressungen 25% und 100% die jeweiligen Kräfte dargestellt. Für Querpressungen von 50% und 75% ergeben sich ähnliche Werte. Der durchtrennte (losgelassene) Draht Nummer 4 befindet sich in der Mitte des Modells unten, sodass seine Eindrückfigur komplett dargestellt ist. Man erkennt, dass in den Drähten 1, 2, 6 und im Kerndraht die Spannkraft abfällt, wohingegen in den Drähten 3 und 5, also den Drähten, die direkt neben dem durchtrennten Draht liegen, die Spannkraft konstant bleibt oder sogar etwas größer wird. Je weiter ein Draht vom durchtrennten Draht entfernt ist, desto größer ist der Rückgang der Spannkraft. Das ist bei allen Querpressungen und allen Standzeiten zu beobachten. Nach der Theorie des Seilrecks würde dies bedeuten, dass die Querdehnungen in den Drähten direkt neben dem durchtrennten Draht kaum zurückgehen bzw. sogar ansteigen, wohingegen die Querdehnungen in den restlichen Drähten stärker zurückgehen. Dieses würde die Messergebnisse der Dehnmessstreifen bei den Litzenversuchen erklären. Da dort versucht wurde, die Dehnmessstreifen gegenüber des durchtrennten Drahts anzubringen, wurde hier an den meisten Messstellen ein Rückgang der Dehnung beim Durchtrennen des Drahtes festgestellt.

Wahrscheinlich wurden aber einige Dehnmessstreifen an einem Draht neben dem durchtrennten Draht angebracht, womit sich der Anstieg der Dehnungen bei diesen Messstellen erklären lässt. Es fällt auf, dass sich der Rückgang der Spannkraft in

den Drähten symmetrisch zur vertikalen Achse durch den Mittelpunkt des Kerndrahts verhält. Die Drähte 3 und 5 sowie 2 und 6 weisen nach dem Drahtbruch die gleiche Spannkraft auf. Der Verlauf der Spannkraft in den Drähten am Spannkammer über die Standzeit ohne Lastwechsel ist in Abbildung 6-25 dargestellt.

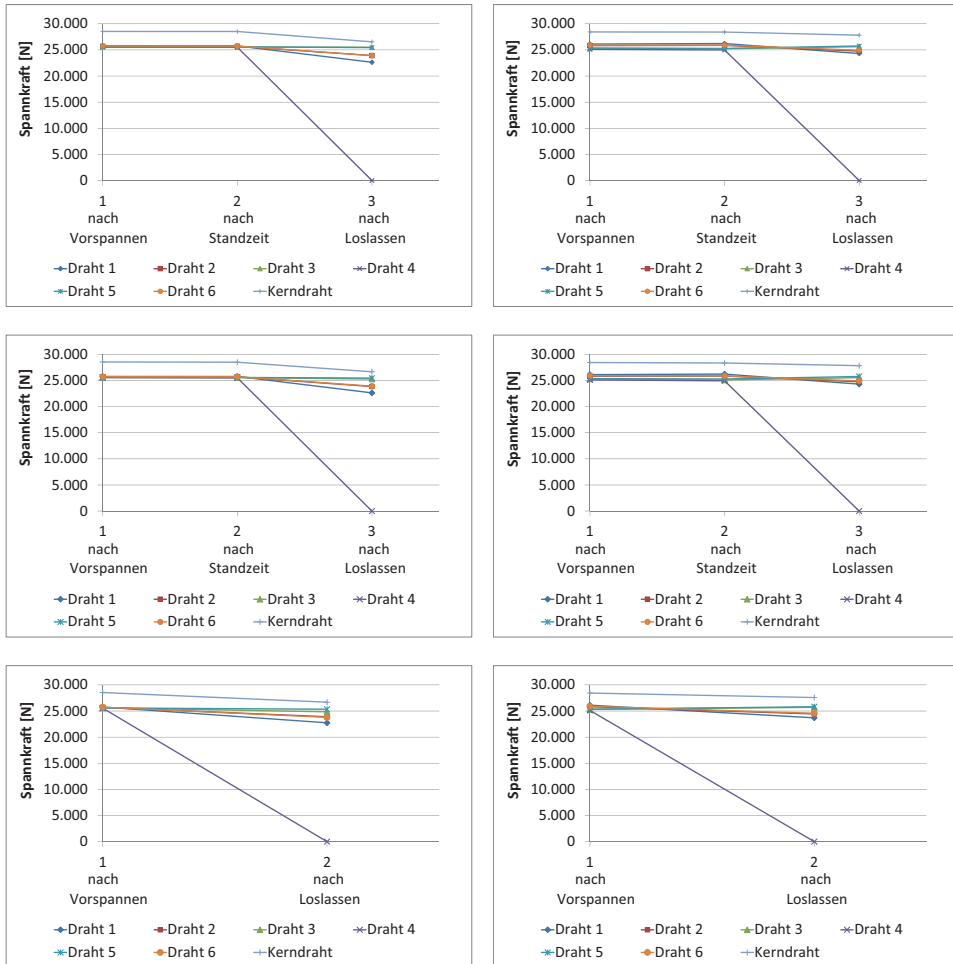


Abb. 6-24: Spannkraft in den einzelnen Drähten, mit Standzeit ohne Lastwechsel für eine Querspreizung von 25% (oben links) sowie 100% (oben rechts), mit Standzeit und Lastwechsel für eine Querspreizung von 25% (Mitte links) sowie 100% (Mitte rechts), ohne Standzeit für eine Querspreizung von 25% (unten links) sowie 100% (unten rechts)

Hier zeigt sich, dass die Spannkraft der Drähte, die sich im Modell unten in die Monolithenhülle eindrücken, während der Standzeit abnehmen, während die Spannkraft der Drähte, die sich oben eindrücken, zunimmt. Auch hier haben die Drähte 2 und 6 sowie die Drähte 3 und 5 ähnlich große Spannkraften.

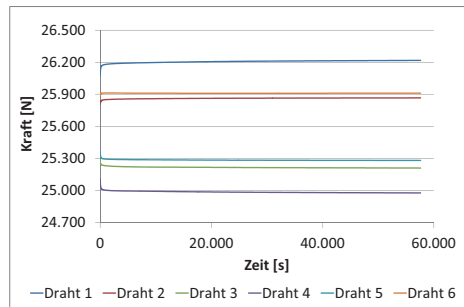


Abb. 6-25: Änderung der Spannkraft in den Drähten während der Standzeit ohne Lastwechsel bei einer Querpressung von 100%

6.2 Extern vorgespannte Brücke

An extern vorgespannten Brücken konnten im Rahmen von in-situ-Messungen lediglich die Einflüsse von Temperatur auf die Eigenfrequenzen untersucht werden. Um die Einflüsse von Querschnittsminderungen infolge Drahtbrüchen auf das beschädigte Spannglied selbst und die restlichen Spannglieder im Überbau untersuchen zu können, wurde – in Anlehnung an [41] – mittels des Finite-Elemente-Programms SOFiSTiK eine Hohlkastenbrücke modelliert und die Querschnittsminderungen an einem externen Spannglied simuliert. Der Querschnitt des modellierten Überbaus ist in Abbildung 6-26 dargestellt.

Querschnittsminderungen werden für eine geradlinige Vorspannung bei einem Einfeldträger untersucht. Die Länge des Trägers wurde zu 35 m gewählt, was dem Maximalwert der freien Länge eines externen Spannglieds ohne zusätzliche Unterstützungen entspricht. Die aus den Versuchen (Abschnitt 3.2) resultierende Erkenntnis, dass Drähte bei Monolithen komplett spannungsfrei sind, wurde für die Simulationen berücksichtigt. Zusätzlich wurden Simulationen durchgeführt, bei denen sich die Querschnittsminderung, ähnlich wie bei vollverschlossenen Seilen,

nur auf einer Teillänge des Spanngliedes auswirkt. Dies kann z.B. bei mit Mörtel verpressten Spanngliedern der Fall sein.

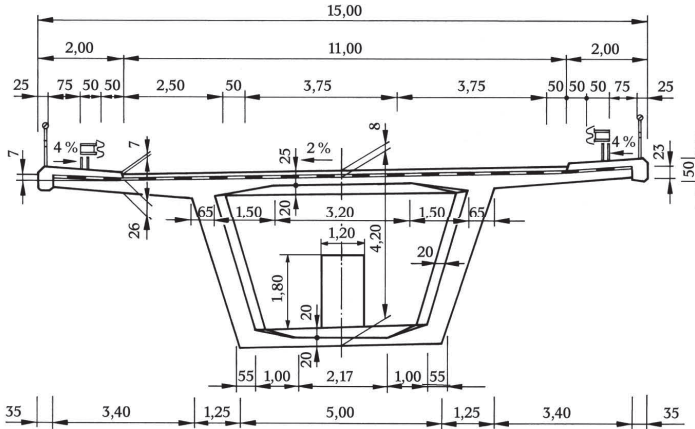


Abb. 6-26: Überbauquerschnitt für eine Richtungsfahrbahn [125]

Pro Stegseite wurden je 2 externe Spannglieder à 27 Litzen (189 Drähte, $A_p = 150 \text{ mm}^2$) mit einem Spannstahl St 1570/1770 und einer Spannkraft von 5233 kN pro Spannglied eingelegt. Für den Überbau wurde ein Beton der Klasse C35/45 verwendet. Im FE-Programm wurde der Überbau mittels Stabelementen modelliert, welchen der Querschnitt aus Abbildung 6-26 hinterlegt ist. Dieses vereinfachte Modell wird als ausreichend angesehen, um hiermit den Einfluss von Querschnittsminderungen zu untersuchen. Für die Schädigungsszenarien wurde neben dem Eigengewicht die Belastung nach Eurocode 1 (Lastmodell 1) [34] auf den Träger angesetzt, wobei die Einzellasten in Feldmitte wirken.

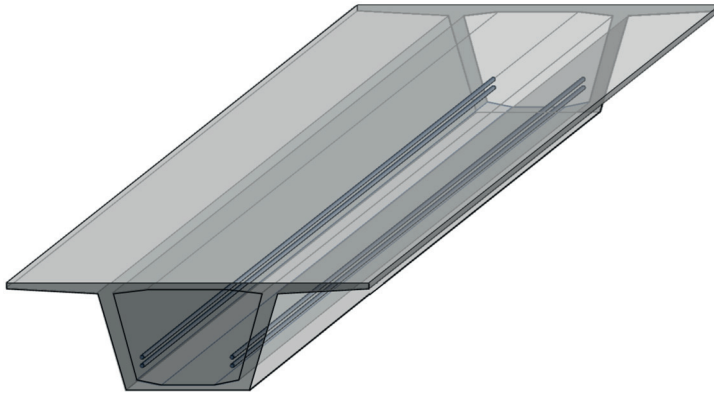


Abb. 6-27: SOFiSTiK-Modell der 35m langen Einfeldbrücke

Die Spannkraft wird als Vorverformung der einzelnen Seilelemente definiert. Die Summe der Dehnungen der einzelnen Seilelemente ergibt die Gesamtdehnung des Spannglieds für die festgelegte Spannkraft. Dieses Vorgehen wurde – im Gegensatz zur direkten Eingabe einer Spannkraft – gewählt, da die simulierten Querschnittsminderungen in Realität meist erst einige Zeit nach dem Vorspannen auftreten und hier Eigengewicht und Verkehrslasten bereits wirken. Eine andere Möglichkeit ist es, zuerst die Einwirkungen aus Eigengewicht und Verkehrslasten zu berechnen und danach am verformten System die Querschnittsminderungen aufbringen und eine erneute Berechnung durchzuführen. Beide Vorgehensweisen führen zu demselben Ergebnis, wobei Berechnungen mit der ersten Variante schneller zu Ergebnissen führen. Die Spannglieder wurden als Seile definiert, wobei für die Berechnung eine nichtlineare Berechnung nach Theorie dritter Ordnung gewählt wurde.

6.2.1 Netzkonvergenzstudie

Zur Festlegung der benötigten Anzahl Elemente über die Trägerlänge wurde eine Konvergenzstudie durchgeführt. Als Referenzwert dient die vertikale Verschiebung in Feldmitte sowie die Kraft in den externen Spanngliedern. Einwirkende Lasten sind neben dem Eigengewicht das Lastmodell 1. Es wurden Berechnungen mit unterschiedlicher Elementanzahl durchgeführt, wobei immer eine gerade Anzahl Elemente verwendet wurde, sodass in Feldmitte immer ein Knoten zwischen zwei Elementen liegt. Die Ergebnisse in Abbildung 6-28 (links) zeigen, dass die

Unterschiede bereits bei wenigen Elementen sehr gering sind. Aus diesem Grund wurden zehn Elemente über die Länge des Überbaus angesetzt.

Auch bei den externen Spanngliedern ist zu erkennen, dass bereits mit wenigen Elementen über die Spanngliedlänge ein ausreichend genaues Ergebnis erzielt wird (Abbildung 6-28 rechts).

Die Kraft in den Spanngliedern weicht um knapp 1% von der aufgebrachtten Spannkraft ab, wobei die Kraft in den unteren beiden Spanngliedern etwas niedriger ist als in den beiden oberen Spanngliedern. Dies liegt an der exzentrischen Lage der Spannglieder und der daraus resultierenden Biegebeanspruchung für den Träger.

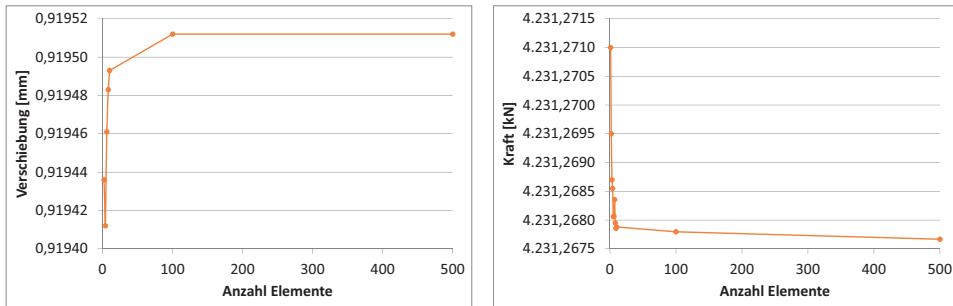


Abb. 6-28: Konvergenzstudie: Vertikale Verschiebung des Überbaus in Feldmitte (links), Spannkraft in den externen Spannglieder (rechts)

6.2.2 Frequenzänderung infolge Querschnittsminderungen

6.2.2.1 Gebrochene Drähte spannungsfrei auf Spanngliedlänge

Wie in [41] werden die Querschnittsminderungen im Spannglied unten rechts (UR) simuliert und deren Einfluss auf die Kräfte und Eigenfrequenzen der vier externen Spannglieder untersucht. Die Querschnittsminderungen werden so durchgeführt, dass die ausgefallenen Drähte über ihre gesamte Länge spannungsfrei sind. Durch die größere Exzentrizität der beiden unteren Spannglieder ergeben sich infolge Querschnittsminderungen die größeren Auswirkungen auf das Bauwerk. Bei steigender Querschnittsminderung nimmt die Spannkraft bis zum Komplettausfalls

des Spannglieds nahezu linear ab (Abbildung 6-29). Durch die Querschnittsminderungen und den daraus resultierenden Kraftumlagerungen kommt es zur Zunahme der Spannkraften in den unbeschädigten Spanngliedern (Abbildung 6-30). Die Zunahme der Spannkraft im direkt daneben liegenden Spannglied ist etwas größer als bei den Spanngliedern auf der anderen Stegseite, liegt allerdings noch unter 0,6%.

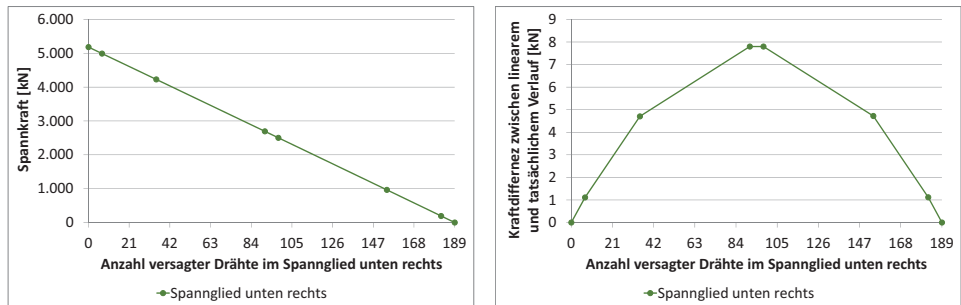


Abb. 6-29: Spannkraft im beschädigten Spannglied (links), Differenz zu linearem Verlauf (rechts)

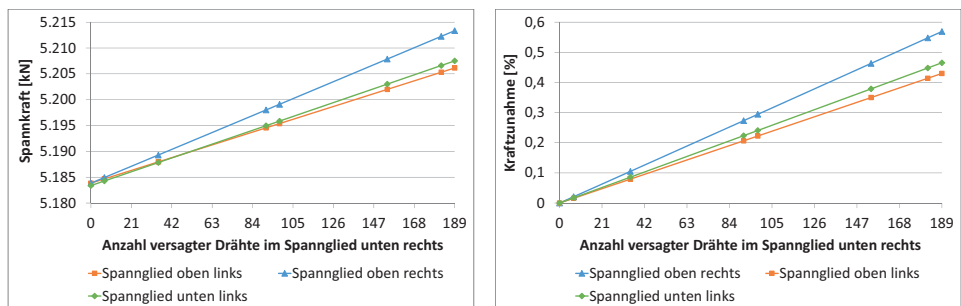


Abb. 6-30: Spannkraft in den unbeschädigten Spanngliedern (links), Kraftzunahme in den unbeschädigten Spanngliedern (rechts)

Die Spannkraft des geschädigten Spannglieds wird nur zu einem geringen Teil durch die anderen Spannglieder aufgenommen. Durch die niedrigere Spannkraft kommt es zu Kraftumlagerungen und Verformungen im Bauwerk. Dies ist in Abbildung 6-31 an einem Knoten dargestellt. Hier erkennt man den Übergang von druck- zu zugbelastetem Beton infolge der Querschnittsminderung des Spannglieds. Die Verschiebung des Knotens nimmt in Querrichtung und insbesondere in

vertikaler Richtung zu, während sie in Längsrichtung zurückgeht. Die liegt an der größer werdenden Durchbiegung und an der horizontalen Krümmung aufgrund der unsymmetrischen Vorspannung durch die Querschnittsminderung.

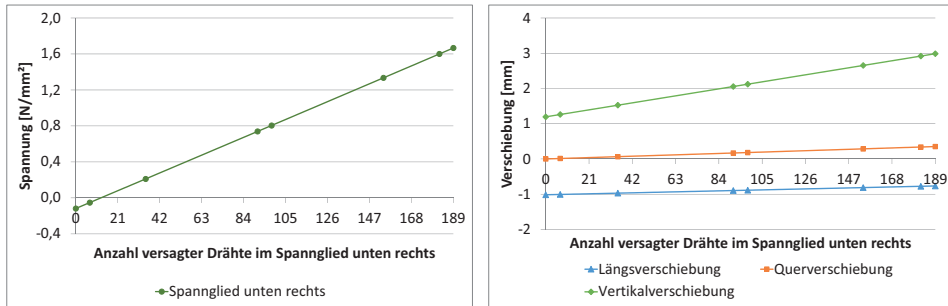


Abb. 6-31: Normalspannung im Beton in Feldmitte am Übergang Bodenplatte – Stegbereich (links), Verschiebungen des Knotens in Feldmitte (rechts)

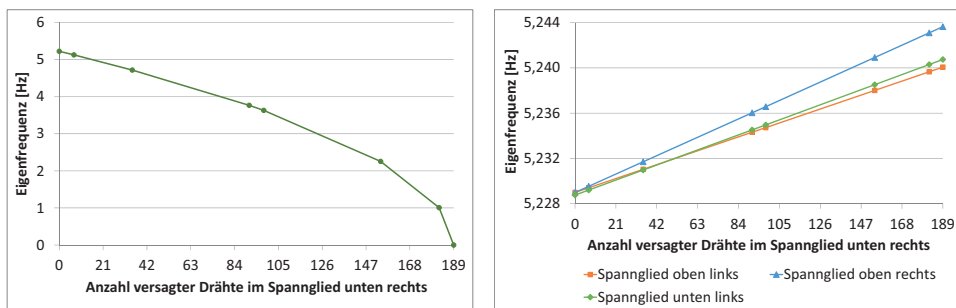


Abb. 6-32: Eigenfrequenzen im beschädigten Spannglied (links) und in den unbeschädigten Spanngliedern (rechts)

Mit Kenntnis der jeweiligen Spannkraft und auch freien Länge der Spannglieder sowie deren Masse in Höhe von 38,7 kg/m lässt sich mit Gleichung (2-23) die jeweilige Eigenfrequenz berechnen. Analog zur Spannkraft nimmt die Eigenfrequenz im beschädigten Spannglied ab, während sie in den unbeschädigten Spanngliedern leicht zunimmt (Abbildung 6-32). Die Abnahme im beschädigten Spannglied ist zu Beginn nahezu linear, wobei die Frequenz je gebrochener Litze um etwa 97 mHz abnimmt, was knapp 2% entspricht. Bei einer Frequenzauflösung von bis zu 2,44 mHz (Tabelle 3-2) sind somit auch einzelne Drahtbrüche ($\Delta f \approx 14$ mHz) mittels Frequenzanalyse detektierbar.

Tab. 6-10: Eigenfrequenz im beschädigten Spannglied

Anzahl gebrochener Drähte	0	7
Eigenfrequenz [Hz]	5,22875	5,13157
Differenz [Hz]	0,09718	

6.2.2.2 Gebrochene Drähte spannungsfrei auf Teillänge

Die durchgeführten Versuche (Abschnitt 3.2) und FE-Berechnungen (Abschnitt 6.1) mit Monolitzen haben gezeigt, dass eine Verankerung gebrochener Drähte in der freien Länge nicht stattfindet. Die gilt jedoch nur für die hier untersuchten im Fett liegenden Litzen. Beim Spannverfahren Dywidag Typ MC (Abschnitt 2.1.1) ist das Hüllrohr mit Mörtel verpresst, sodass es hier zu einer Verankerung gebrochener Drähte nach einer gewissen Länge kommen kann. Insbesondere in den USA wurden einige Brücken mit externen Spanngliedern vorgespannt, bei denen es vermehrt zu Drahtbrüchen gekommen ist (Abschnitt 2.1.3). Bei einigen Brücken besteht zudem der Verdacht, dass aufgrund von Chloriden im Mörtel mittlerweile Drähte gebrochen sind, allerdings gibt es hierzu noch keine weiteren Untersuchungen.

Für die Berechnungen wird vereinfacht angenommen, dass sich ein in Feldmitte eintretender Drahtbruch auf beiden Seiten nach etwa 15 cm wieder verankert. Das Ergebnis ist in Abbildung 6-33 (Teillänge) dargestellt. Die Spannkraft nimmt zunächst nur wenig ab, nähert sich dann aber der maximal aufnehmbaren Bruchkraft. Die Bruchkraft des Spannglieds mit 27 Litzen liegt bei 7182 kN (266 kN pro Litze). In Abbildung 6-33 (links) ist zusätzlich zum Versagen auf Teillänge auch die Kurve aus Abbildung 6-29 für den Ausfall gebrochener Drähte auf die gesamte Spanngliedlänge dargestellt. Je mehr Drähte brechen, desto länger wird der Bereich, in dem die gebrochenen Drähte spannungsfrei sind. Wie lang dieser Bereich ist, hängt zum einen davon ab, ob zuerst die Drähte einer Litze und dann der nächsten Litze brechen, oder ob es zu Beginn bereits zu Drahtbrüchen an verschiedenen Litzen kommt. Bei letzterem Fall würde sich der Verlauf näher an der grünen Kurve einstellen, bei ersterem Fall nähert sich der Verlauf der grauen Kurve für den Ausfall auf Gesamtlänge. Die Länge, ab der ein Draht wieder mitträgt hängt natürlich auch vom Verbund zwischen Spannstahl und Mörtel ab. Gebrochene

Drähte können auch über 100 cm oder mehr spannungsfrei sein. In Abhängigkeit der spannungsfreien Länge der gebrochenen Drähte stellt sich ein Verlauf zwischen den beiden Kurven (grüne Fläche) in Abbildung 6-33 (links) ein. Die Zunahme der Spannkraft in den unbeschädigten Spanngliedern ist Abbildung 6-33 (rechts) dargestellt.

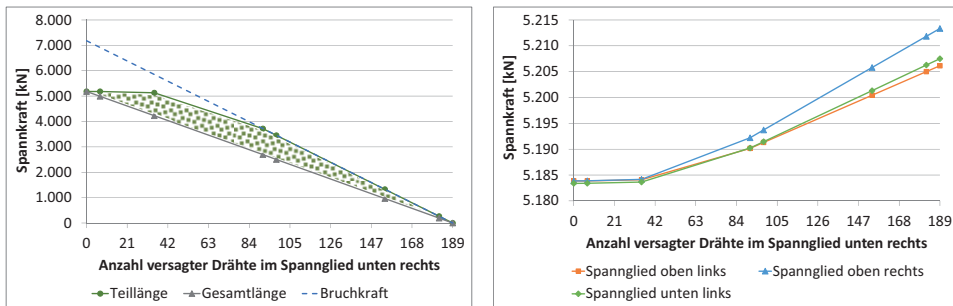


Abb. 6-33: Spannkraft im beschädigten Spannglied bei Versagen auf Teil- und Gesamtlänge (links) und in den unbeschädigten Spanngliedern (rechts) bei Versagen auf Teillänge

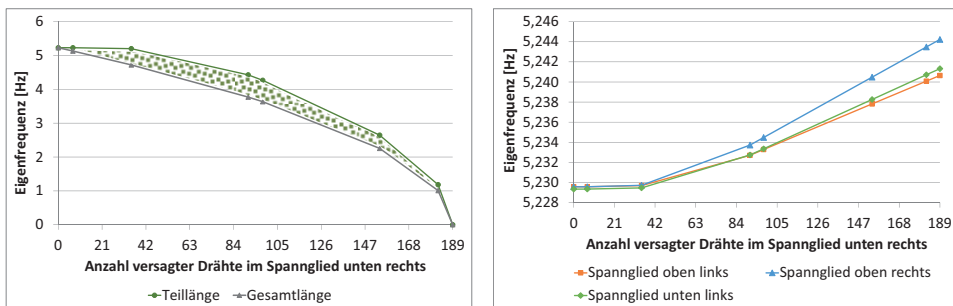


Abb. 6-34: Eigenfrequenzen im beschädigten Spannglied bei Versagen auf Teil- und Gesamtlänge (links) und in den unbeschädigten Spanngliedern (rechts)

Bei den Eigenfrequenzen im beschädigten Spannglied verhält es sich ähnlich wie bei Ausfall der Drähte auf die gesamte Drahtlänge, allerdings sind die Eigenfrequenzen durchgehend höher. Dies liegt an der kürzeren Länge des Spannglieds und der größeren Spannkraft. In Abhängigkeit der wirklich vorliegenden spannungsfreien Länge der gebrochenen Drähte stellt sich ein Verlauf zwischen den beiden Kurven (grüne Fläche) in Abbildung 6-34 (links) ein.

6.2.3 Frequenzänderung infolge Wind und Temperatur

In [41] wurde an einem ähnlichen Modell der Einfluss aus Wind und Temperatur auf die Spannkraft untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass die Kraftänderung in den Spanngliedern im Promillebereich liegt und somit keinen messbaren Einfluss auf die Eigenfrequenzen der Spannglieder hat.

Durchgeführte Messungen an externen Spanngliedern unter unterschiedlichen Temperaturbedingungen haben gezeigt, dass die Änderungen der Eigenfrequenzen infolge Ausdehnung bzw. Verkürzen des Überbaus – und der Spannglieder – für alle Spannglieder in einem Querschnitt nahezu identisch sind (Abschnitt 5.5). Die wurde durch Berechnungen in [41] bestätigt, bei denen die Änderungen der Eigenfrequenz infolge eines Temperaturanstiegs von 27°C bei ca. 0,2% lagen.

6.2.4 Schlussfolgerung aus den numerischen Analysen

Die durchgeführten Berechnungen zeigen, dass der Einfluss von Drahtbrüchen auf die Eigenfrequenz an realen Bauwerken geringer ist als an bei den durchgeführten Versuchen mit (Mono-)Litzen (Abschnitt 3.2). Es konnte gezeigt werden, dass es neben der Abnahme der Spannkraft und Eigenfrequenz im beschädigten Spannglied zu einer Zunahme in den übrigen Spanngliedern kommt. Durch eine ausreichend feine Auflösung der Eigenfrequenz kann im Rahmen von sich wiederholenden Messungen – auch bei unterschiedlichen Temperaturen – bereits eine geringe Anzahl an Drahtbrüchen festgestellt werden.

6.3 RheinEnergieStadion Köln

An den Seilen des RheinEnergieStadions Köln wurden neben Messungen an den Seilen (0) auch FE-Analysen zum Einfluss von Wind, Temperatur und Drahtbrüchen auf die Eigenfrequenzen der Seile durchgeführt. Ausführliche Ergebnisse können [92] entnommen werden. Bei diesem Stadion handelt es sich um eine Hängekonstruktion wie sie aus dem Brückenbau bekannt ist (Abbildung 6-35).



Abb. 6-35: RheinEnergieStadion Köln

Bei der Dachkonstruktion wurde das Prinzip der selbstverankerten Hängebrücke angewendet. Jedes der vier Einzeldächer ist entlang seiner Längsachse durch zwei Tragseilpaare und den daran angeschlossenen vertikalen Hängern aufgehängt. Der Abstand der Hänger beläuft sich entlang der Längsachse auf 10 m und entlang der Querachse auf 2,5 m. Es handelt sich hierbei um eine schwimmende Lagerung der Dachscheiben. Durch diagonal verlaufende Verbände an der Dachunterseite und schlanke Hohlprofil-Pendelstützen an den Tribünenrändern wird das Dach sowohl für horizontale Windlasten sowie asymmetrische Lasten gehalten.

Die parallel verlaufenden Tragseilpaare sind mittels Gabelseilhülsen an die vier Pylone formschlüssig angeschlossen. Die Seilkraft wird durch Abspannseile im Baugrund verankert. Für die Hänger- und Tragseile wurden vollverschlossene Seile mit einer Gesamtlänge von 5.684 m verwendet. [95]

Die parallel verlaufenden Tragseilpaare mit einem Durchmesser von 77 mm auf der Außenseite und 85 mm auf der Innenseite sind mittels Gabelseilhülsen gelenkig an die Pylone angeschlossen. Die vertikalen Hänger sind über Gabelseilhülsen gelenkig mittels Bolzenverbindung über eine doppelschalige Seilklemme aus hochfestem Stahlguss mit den im Abstand von 0,50 m verlaufenden Tragseilen verbunden (Abbildung 6-36).

Im Rahmen einer numerischen Sensitivitätsanalyse der Dachkonstruktion des RheinEnergieStadions Köln wurden die Lastumlagerungsvorgänge und die

dadurch resultierenden Frequenzänderungen in den Seilen aufgrund von Seilausfällen sowie äußeren Einwirkungen infolge Wind und Temperatur untersucht. Die Dachkonstruktion des RheinEnergieStadions kann für die numerischen Analysen aufgrund ihres statischen Aufbaus als eigenständiges Tragwerk angesehen werden. Für das numerische Modell des Stadions (Abbildung 6-38 oben) wurden die parallel verlaufenden Tragseilpaare jeweils zu einem Tragseil zusammengefasst. Durch Anpassung der Querschnittsfläche hat diese Vereinfachung keinen Einfluss auf das Trag- oder Umlagerungsverhalten der Seilraftkomponenten. Außerdem erfolgte – zur besseren Übersichtlichkeit – eine Aufteilung des Daches in 4 Quadranten, wobei z.B. Quadrant I im Südostbereich des Dachs liegt.



Abb. 6-36: RheinEnergieStadion Köln, Verlauf der Tragseile und Hänger (links), Seilklemme (rechts)

Die Dachscheibe unterliegt aufgrund ihrer filigranen und leichten Bauweise einer hohen Anfälligkeit gegenüber äußeren Einwirkungen. Der innere Rand erfährt unter der Bemessungsböenwindgeschwindigkeit von 45,2 m/s eine maximale Vertikalverschiebung von 0,75 m bei Südwind und 1,0 m bei Westwind. Durch die großen Verformungen der Dachhaut resultieren Lastumlagerungen und folglich auch Frequenzänderungen in den Seilen und Hängern. Deshalb wurde zunächst die Sensitivität des Daches infolge der äußeren Einwirkungen Temperatur und Wind untersucht. Abschließend wurden Querschnittsminderungen in den Seilen und deren Auswirkungen auf andere Seile analysiert. Dies soll neben dem Einfluss von Wind und Temperatur auf die Eigenfrequenz der Seile darlegen, in wieweit ähnliche Umgebungsbedingungen für Messungen an den Seilen erforderlich sind, um Drahtbrüche detektieren zu können. Durch Ausnutzung der Symmetriebedingungen ist

es für diese – wie auch für die meisten anderen Stadien – ausreichend, drei Windrichtungen zu untersuchen, in diesem Fall Süd-, Süd-West- und Westwind. Als Referenzwert wurden eine Temperatur von 20°C und Windstille (0 m/s) angesetzt. Es wurden die Änderungen der Eigenfrequenzen für Temperaturen von -15°C bis +40°C in Intervallen von 5°C sowie Windgeschwindigkeiten von 0 m/s bis 20 m/s in Intervallen von 2,5 m/s analysiert.

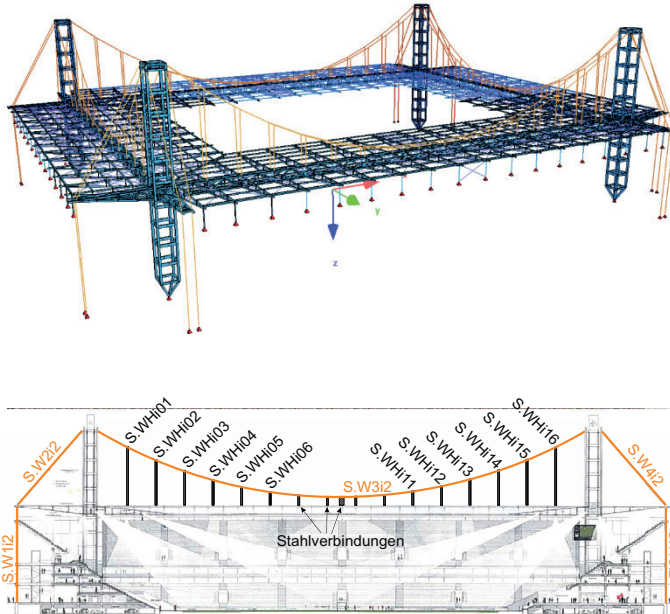


Abb. 6-37: Numerisches Modell des RheinEnergieStadions Köln (oben) [92], Ansicht West innere Seile (unten)

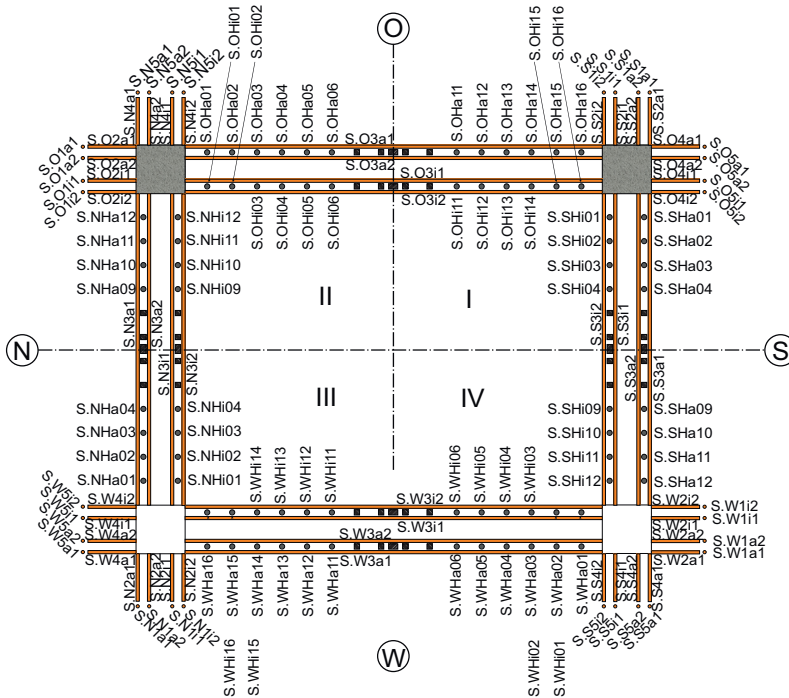


Abb. 6-38: RheinEnergieStadions Köln Draufsicht

Tab. 6-11: Querschnittswerte aus SOFiStiK zur Ermittlung der Eigenfrequenzen

Querschnitt	Seildurchmesser [mm]	Querschnittsfläche [cm ²]	Flächenträgheitsmoment [cm ⁴]	Elastizitätsmodul [N/mm ²]	Wichte [kN/m ³]
1	39	11,95	11,36	160.000	86,3
2	42	13,85	15,27		
3	48	18,10	26,06		

Zusätzlich wurden Frequenzänderungen in den Seilen infolge Lastumlagerungen durch Querschnittminderungen in den Seilen beim Referenzwert von 20°C und Windstille untersucht, um daraus schließen zu können, ob Messungen in situ an den Seilen evtl. bei bestimmten Umgebungsbedingungen durchgeführt werden können, um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten. Querschnittminderungen wurden von 1% bis zum Komplettausfall des jeweiligen Seils untersucht.

Zur Ermittlung der Eigenfrequenz nach Gleichung (2-61) des jeweiligen Seils wurden die Parameter aus Tabelle 6-11 verwendet. Der Durchmesser stellt hier den metallischen Durchmesser der Seile dar. Somit kann auf die Berücksichtigung des Füllfaktors der vollverschlossenen Seile verzichtet werden.

6.3.1 Frequenzänderungen infolge Temperatur

Infolge Temperaturanstieg senkt sich die innere Dachhaut zum Spielfeldinneren ab. Dies führt dazu, dass die innere Seilebene nach unten gezogen wird und sich die Kraft darin erhöht während die äußere Seillage durch Anheben entlastet wird. Dies ist vom Pylon aus gesehen jeweils an den ersten Hängern besonders ausgeprägt.

Die Änderungen der Seilkraft der Tragseilabschnitte sowie der Hänger infolge Temperatur sowie deren Eigenfrequenz sind für die Tragseile und Hänger im Quadrant IV für den Referenzwert von 20°C in Abbildung 6-39 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Seilkraftänderungen relativ gering sind und diese sich annähernd linear verhalten. Während die Kräfte – und somit auch die Eigenfrequenzen – in den äußeren Seilen abnehmen, kommt es zum Anstieg in den inneren Seilen. Bei den Hängern ist der Abfall bzw. der Anstieg der Seilkraft – und somit auch der Eigenfrequenz – beim jeweils äußersten Hänger neben dem Pylon am größten. Dies liegt an der höheren Steifigkeit des angeschlossenen Tragseils.

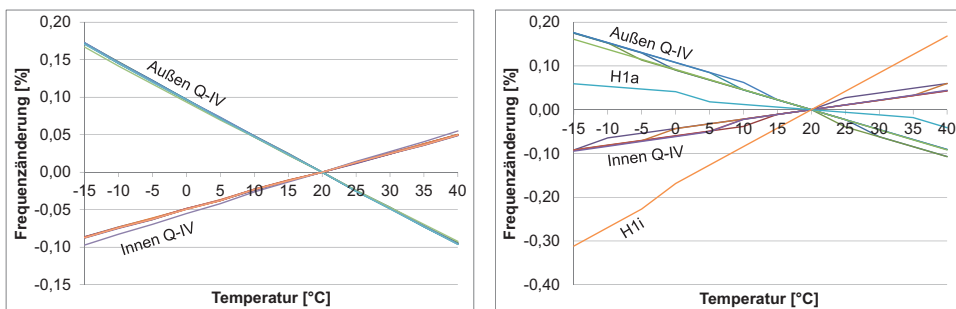


Abb. 6-39: West Quadrant IV: Aus Temperatureinwirkung resultierende Änderung der Eigenfrequenz der Tragseile (links) [92] sowie der Hänger (rechts) [92]

Die durchschnittlichen Frequenzänderungen je 5°C sind für die Tragseile und Hänger in den Tabellen 6-12 und 6-13 dargestellt. Die einzelnen Werte für die Tragseile können den Tabellen A-6 bis A-9 im Anhang entnommen werden.

Die durchgeführten Temperaturuntersuchungen lassen zu dem Ergebnis schließen, dass Messungen an den Seilen bei beliebiger Temperatur durchgeführt werden können, dies allerdings bei der gemessenen Eigenfrequenz zu berücksichtigen ist. Wie dies erfolgen kann, wird in Abschnitt 6.3.4 erläutert.

Tab. 6-12: Durchschnittliche Frequenzänderung der Tragseile West Quadrant IV je 5°C Temperaturänderung [92]

Tragseil außen	1a	2a	3a	4a	5a	6a	7a	8a	9a
[%]	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024
Tragseil innen	1i	2i	3i	4i	5i	6i	7i	8i	9i
[%]	0,012	0,014	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012

Tab. 6-13: Durchschnittliche Frequenzänderung der Hänger West Quadrant IV je 5°C Temperaturänderung [92]

Hänger außen	1a	2a	3a	4a	5a	6a
[%]	0,026	0,026	0,024	0,024	0,023	0,009
Hänger innen	1i	2i	3i	4i	5i	6i
[%]	0,012	0,014	0,014	0,012	0,013	0,044

6.3.2 Frequenzänderungen infolge Wind

Die anzusetzende Bemessungsböenwindgeschwindigkeit liegt beim RheinEnergieStadion Köln bei 45,2 m/s. Da Frequenzmessungen bei so starkem Wind nicht durchgeführt werden, wird hier der Einfluss der Windeinwirkung in Schritten von 2,5 m/s bis maximal 20 m/s untersucht. Im Folgenden werden die Frequenzänderungen infolge Westwind aufgezeigt, Einwirkungen aus anderen Windrichtungen haben einen ähnlichen Einfluss und sind in [92] ausführlich beschrieben.

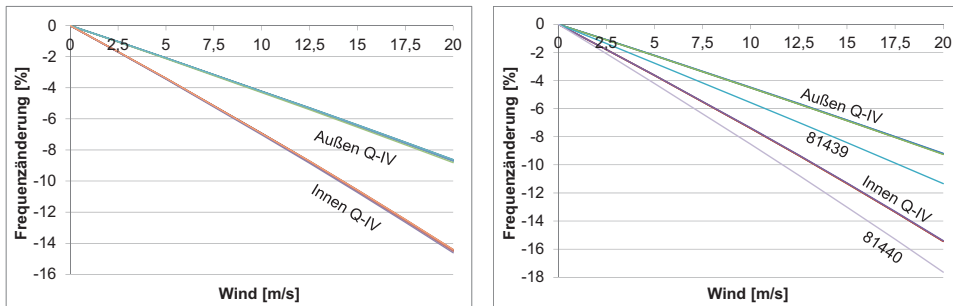


Abb. 6-40: West Quadrant IV: Aus Westwind resultierende Änderung der Eigenfrequenz der Tragsaile (links) [92] sowie der Hänger (rechts) [92]

Durch den Westwind entsteht eine Sogwirkung auf die Dachflächen, welche dem Konstruktionseigengewicht entgegenwirkt. Bei einer Windgeschwindigkeit von 20 m/s verformt sich die innere Dachhaut um etwa 50 cm nach oben. Dadurch reduzieren sich die Seilkräfte in den Hängern sowie in den Tragsaile. Für den Lastfall Westwind werden hier die Frequenzänderungen der Tragsaile und Hänger im Quadrant IV erläutert.

Aus Abbildung 6-40 wird ersichtlich, dass es auch bei Windbelastung einen nahezu linearen Zusammenhang zwischen Windgeschwindigkeit und Frequenzänderung gibt. Die inneren Tragsaile und Hänger werden stärker entlastet und folglich resultiert daraus ein größerer Frequenzabfall im Vergleich zu den äußeren Seilen. Bei den Hängern erfährt – wie bereits bei Temperaturbelastung – der Hänger nahe des Pylons jeweils eine etwas größere Frequenzänderung.

Wie bereits die Analysen bzgl. der Frequenzänderung infolge Temperatureinwirkung lassen auch die Windeinwirkungen zu dem Ergebnis kommen, dass Messungen an den Seilen bei unterschiedlichen Windgeschwindigkeiten durchgeführt werden können. Die mittlere Windgeschwindigkeit während der jeweiligen Messung ist festzustellen und muss dann bei der gemessenen Eigenfrequenz berücksichtigt werden (Abschnitt 6.3.4), insbesondere da die Änderung der Eigenfrequenz durch Windbelastung um ein Vielfaches höher ist als infolge Temperatur.

6.3.3 Frequenzänderungen infolge Seilausfall

Verschiedene Faktoren können zum Ausfall von Drähten eines vollverschlossenen Seils führen. In den meisten Fällen resultieren Querschnittsminderungen aus Korrosion (Sauerstoffkorrosion, Wasserstoffkorrosion, Wasserstoffversprödung, Spannungsrisskorrosion, siehe Abschnitt 2.2.1), welche an den frei bewitterten Seilen zu Drahtbrüchen führen kann. Die in [92] durchgeführten Simulationen von Querschnittsminderungen bei Hängern und Tragseilen soll Aufschluss über die Änderungen im Tragwerk liefern, insbesondere zu den Seilkraftänderungen in benachbarten Seilen. Die Simulationen wurden beim Referenzwert von 20°C und Windstille an drei Hängern sowie an einem Tragseil im Quadrant IV durchgeführt.

Tab. 6-14: Frequenzänderung infolge Querschnittsminderung im Hänger [92]

Querschnittsfläche	99%	98%	97%	96%	95%
Fall I – kein Abwickeln der Drähte	0,0328%	0,0658%	0,0986%	0,1315%	0,1805%
Fall II – Abwickeln der Drähte	0,0329%	0,0658%	0,0987%	0,1316%	0,1806%

Bei Drahtbrüchen an vollverschlossenen Seilen werden gebrochene Drähte entweder durch die gegenseitige Fixierung der Z-Drähte in ihrer Lage gehalten oder sie wickeln sich entlang des Seiles ab (siehe auch Abschnitt 3.3). Im Gegensatz zu erstem Fall reduziert sich beim Abwickeln der Drähte die Steifigkeit des Seils über die Länge des Abwickelns. Die Frequenzänderungen sind für beide Fälle nahezu identisch (Tabelle 6-14). Die Kraft im Hänger – und damit auch die Frequenz –

nimmt aufgrund der Tragwerksverformung infolge Querschnittsminderung bis zum Versagen das Seils exponentiell zu. Bei einer Querschnittsminderung von etwa 80% kommt es zum Ausfall des Seils infolge Überschreitung der Zugfestigkeit des Spannstahls (Abbildung 6-41 links).

Die Frequenzänderung in den benachbarten Hängern ist sehr gering, was deutlich zeigt, dass immer an allen Hängern die Frequenzen ermittelt werden müssen. Auch können in den Tragseilen keine signifikanten Änderungen der Frequenz infolge Querschnittsminderungen im Hänger festgestellt werden (Abbildung 6-41 rechts). Bei einer Messauflösung von z.B. 4,88 mHz ist bei diesem Hänger somit eine Frequenzänderung im Hänger von 0,179% bereits mess- und detektierbar. Dies entspricht in etwa 5% Querschnittsminderung.

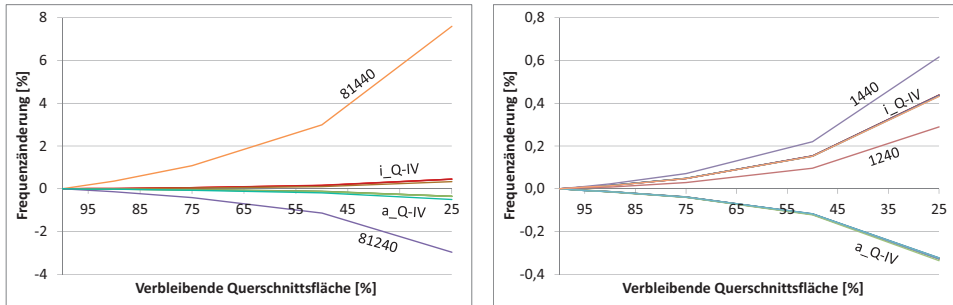


Abb. 6-41: Süd Quadrant IV: Frequenzänderung bei Schädigung in Hänger 81440 in den Hängern (links) [92], Frequenzänderung in den Tragseilen (rechts) [92]

Bei Querschnittsminderungen in einem Abschnitt des inneren Tragseils – unter der Annahme, dass sich diese nur auf das Seil im Abschnitt zwischen den Seilklemmen der Hänger auswirken – werden an den anderen Tragseilabschnitten und Hängern ebenfalls nur minimale Frequenzänderungen festgestellt (Abbildung 6-42).

Bei den bisherigen Untersuchungen wurde davon ausgegangen, dass sich die Querschnittsminderung entlang des gesamten Seil(abschnitt)s bemerkbar macht. Da sich jedoch – wie auch die Versuche an vollverschlossenen Seilen gezeigt haben (Abschnitt 3.3) – die äußeren Z-Drähte nur über einen bestimmten Bereich vom Rest des Seils abwickeln, wird nun am Beispiel des Hängers vom Beginn dieses Abschnitts die Änderung der Eigenfrequenz untersucht, wenn sich die Querschnittsminderung nur über die 6-, 12-, 18- und 30-fache Schlaglänge entlang des

Seils auswirkt. Die Schlaglänge bei einem Durchmesser des Hängers von 48 mm liegt bei 288 mm.

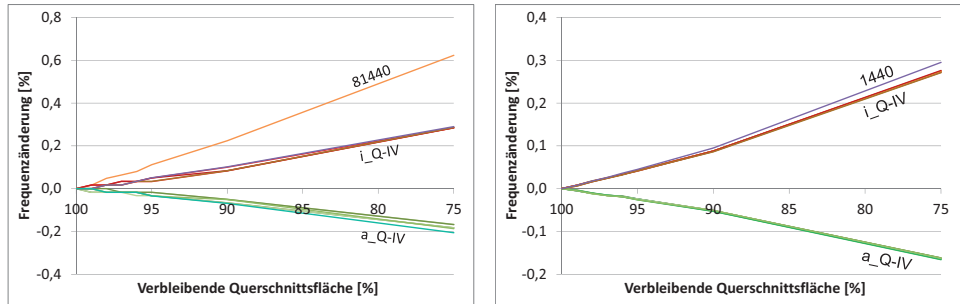


Abb. 6-42: West Quadrant IV: Frequenzänderung in den Hängern bei Schädigung in Trageilabschnitt 1440 (links) [92], Frequenzänderung in den Trageilen (rechts) [92]

Zunächst wurde untersucht, ob der Ort der Querschnittsminderung einen Einfluss auf die Eigenfrequenz des Hängers hat. Hierfür wurde für den ersten Fall (Einfluss über 6-fache Schlaglänge) die Querschnittsminderung oben, in der Mitte und unten am Hänger untersucht mit dem Ergebnis, dass sich die Eigenfrequenzen in gleichem Maße mit größer werdender Querschnittsminderung ändern.

In Abbildung 6-43 sind die Frequenzänderungen der Hänger für die unterschiedlichen Schlaglängen dargestellt. Er ist zu erkennen, dass mit geringem Einfluss der Schlaglänge die Änderungen in den Eigenfrequenzen geringer sind als bei größerem Einfluss. Beim Einfluss über die gesamte Seillänge erhält man den bereits beschriebenen Verlauf in Abbildung 6-41 (links).

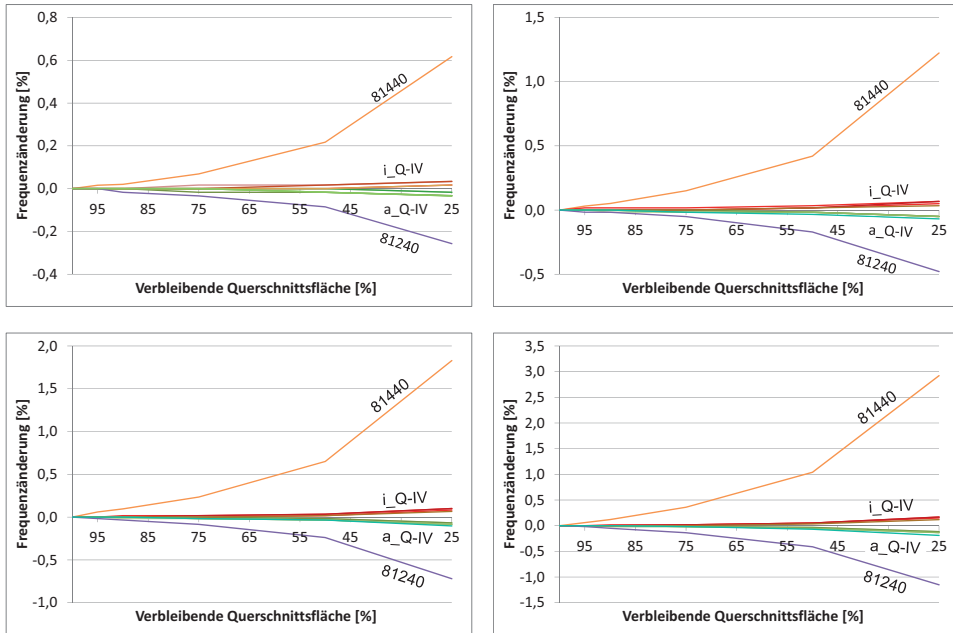


Abb. 6-43: West Quadrant IV: Frequenzänderung in den Hängern bei Schädigung in Hänger 81440 bei Auswirkung der Querschnittsminderung auf 6-fache (oben links), 12-fache (oben rechts), 18-fache (unten links) und 30-fache (unten rechts) Schlaglänge entlang des Hängers [92]

6.3.4 Schlussfolgerung aus den numerischen Analysen

Die durchgeführten Messungen an den Seilen des RheinEnergieStadions und auch insbesondere die FE-Analysen zeigen eine größere Änderung der Eigenfrequenzen der Tragseile und Hänger infolge Weineinwirkung als bei Temperatur. Da beide Einwirkungen zu einem nahezu linearen Anstieg bzw. Abfall der Eigenfrequenzen führen, kann dies bei Messungen an den Seilen berücksichtigt werden. Hierfür ist die gemessene Eigenfrequenz unter Berücksichtigung der vorhandenen Temperatur und mittleren Windgeschwindigkeit auf den Referenzwert von 20°C und Windstille zu korrigieren. Damit können Messungen bei unterschiedlichen Umgebungsbedingungen miteinander verglichen werden, um daraus Rückschlüsse auf evtl. vorhandene Querschnittsminderungen infolge von Drahtbrüchen ziehen zu können. Die hierfür erforderlichen Parameter sind in [92] ausführlich dargestellt.

Unter Berücksichtigung der gemessenen Eigenfrequenz $f_{T,W}$, der Temperatur x_T [in °C], der mittleren Windgeschwindigkeit x_W [in m/s] sowie der dimensionslosen Faktoren α_T und α_W berechnet sich die auf den Referenzwert umgerechnete Frequenz zu:

$$f_{T_0, W_0} = \frac{f_{T,W}}{\left(1 + \frac{20 - x_T}{2,5} \cdot \alpha_T\right) \cdot \left(1 + \frac{x_W}{2,5} \cdot \alpha_W\right)} \quad (6-7)$$

Somit können Messungen an den Seilen in situ bei beliebigen Temperaturen und Windgeschwindigkeiten durchgeführt und die Eigenfrequenzen für die jeweiligen Seile mit den in [92] ermittelten Faktoren auf den vergleichbaren Referenzwert angepasst werden. Hier ist zu beachten, dass der Ansatz gemäß Gleichung (6-7) für eine konstante Windbelastung auf die jeweilige Fläche basiert. Einflüsse aus einzelnen Böen bzw. Windbelastung auf Teilbereiche müssen separat untersucht werden.

6.4 Stadthafenbrücke Sassnitz

Die mit Seilen hergestellte Fußgängerbrücke in Sassnitz ist in Abschnitt 5.2.1 beschrieben. Hier wurde – wie beim RheinEnergieStadion in Köln – der Einfluss von Wind, Temperatur und Drahtbrüchen auf die Eigenfrequenzen der einzelnen Seile untersucht. Ausführliche Berechnungen zu den unterschiedlichen Seilen sind in [56] ausgeführt. Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse der Seile der Stadthafenbrücke Sassnitz wurde – wie beim RheinEnergieStadion Köln (Abschnitt 6.3) – die Frequenzänderungen der einzelnen Seile und Hänger infolge Temperatur, Wind und Querschnittsminderungen untersucht. Als Referenzwert wurde hier eine Temperatur von 10°C und Windstille angesetzt.

6.4.1 Frequenzänderungen infolge Temperatur

Die Änderungen der Seilkräfte – und auch der Eigenfrequenzen – sind für den Bereich von -10°C bis 30°C bei den Abspannseilen, den Trageilabschnitten und den Hängern relativ gering und liegt bei unter 0,2% bei einer Temperaturdifferenz von 20°C. Lediglich bei den mittleren beiden Hängern gibt es eine etwas größere

Frequenzänderung infolge Temperatur, welche sich jedoch auch bei etwa 1% maximal bewegt. Zu erkennen ist, dass die leichten Zu- bzw. Abnahmen in der Frequenz nahezu linear verlaufen, ähnlich wie bei den Seilen des RheinEnergieStadions (Abschnitt 6.3).

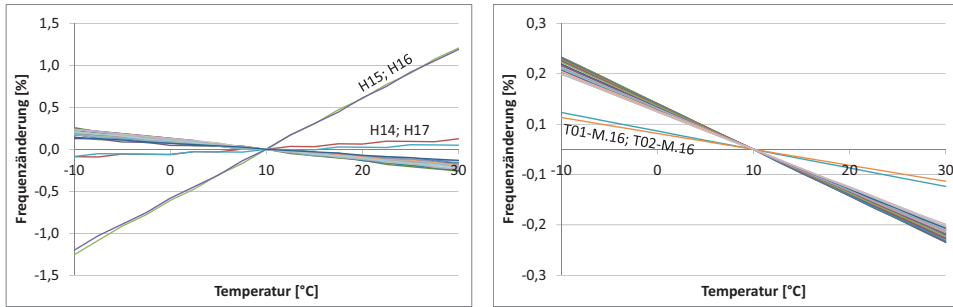


Abb. 6-44: Frequenzänderung infolge Temperatur in den Hängern (links), in den Tragseilabschnitten (rechts) [56]

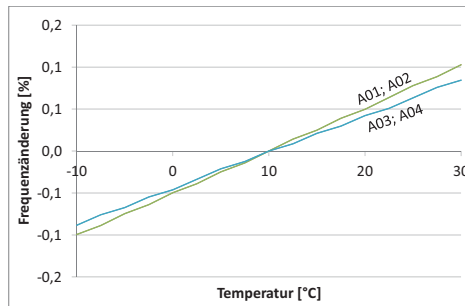


Abb. 6-45: Frequenzänderung infolge Temperatur in den Abspannseilen [56]

6.4.2 Frequenzänderungen infolge Wind

Die anzusetzende Bemessungsböenwindgeschwindigkeit liegt bei dieser Brücke bei 50 m/s. Der Einfluss der Windeinwirkung wird in Schritten von 2,5 m/s bis maximal 25 m/s untersucht. Im Folgenden werden die Frequenzänderungen infolge Nordostwind aufgezeigt, da hierdurch die größten Änderungen der Eigenfrequenzen entstehen. Einwirkungen aus anderen Windrichtungen sind in [56] ausführlich beschrieben.

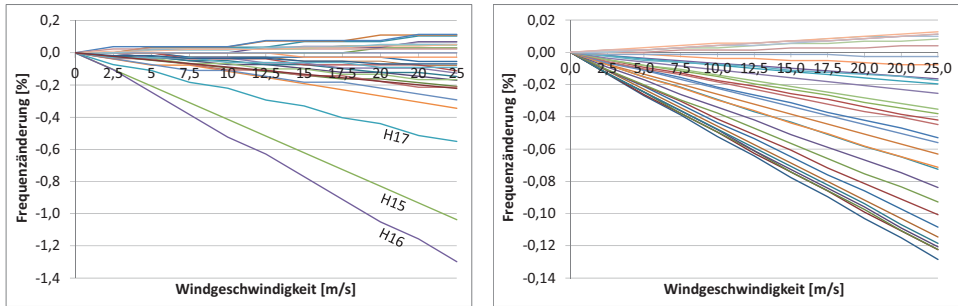


Abb. 6-46: Frequenzänderung infolge Nordostwind in den Hängern (links), in den Trageilabschnitten (rechts) [56]

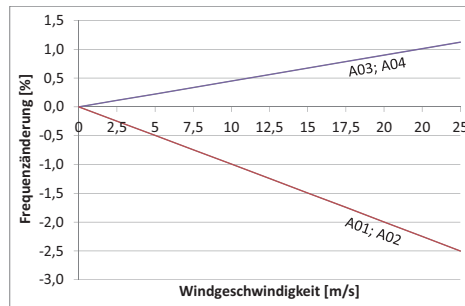


Abb. 6-47: Frequenzänderung infolge Nordostwind in den Abspannseilen [56]

Bei Nordostwind verschiebt sich der Überbau in Richtung Südwesten. Die beiden Abspannseile A01 und A02 werden hierbei etwas entlastet, während die Seilkraft in den Abspannseilen A03 und A04 leicht zunimmt. Da das Trageil und die Hänger eine ähnliche Verschiebung wie der Überbau machen, kommt es nur zu geringen Kraftumlagerungen und somit auch nur zu geringen Frequenzänderungen (Abbildung 6-46 und Abbildung 6-47). Es ist auch hier zu erkennen, dass es nahezu lineare Änderungen der Eigenfrequenzen bei steigender Windbelastung gibt. Dies gilt für alle Windrichtungen.

6.4.3 Frequenzänderungen infolge Seilausfall

Die Simulationen zu den Änderungen der Eigenfrequenzen infolge Querschnittsminderung wurden beim Referenzwert von 10°C und Windstille an drei Hängern sowie an einem Trageilabschnitt und einem Abspannseil durchgeführt. Die in [56]

durchgeführten Simulationen von Querschnittsminderungen bei Hängern und Tragseilen soll Aufschluss über die Änderungen im Tragwerk liefern, insbesondere zu den Seilkraftänderungen in benachbarten Seilen.

Da für die Hänger offene Spiralseile verwendet wurden, bei denen sich im Falle eines Drahtbruchs die äußeren Drähte wie bei einer Litze verhalten und sich nicht gegenseitig fixieren können wie bei vollverschlossenen Seilen, werden für die Simulationen bei den Hängern die jeweils gebrochenen Drähte als spannungsfrei über die gesamte Länge angesetzt. Bei Querschnittsminderungen in einem kürzeren Hänger kommt es aufgrund des großen Durchhangs des Überbaus zu einer Seilverlängerung, verbunden mit einer Kraftabnahme im Seil. Bei Schädigung eines längeren Hängers kommt es zu einer Seilverkürzung und folglich zu einer Kraftzunahme im Seil. Dies liegt am geringeren Durchhang des Überbaus in der Mitte der Brücke.

Am Beispiel des Hängers H06 (Abbildung 6-48 links) wird ersichtlich, dass eine Querschnittsminderung im Hänger einen Einfluss auf die Eigenfrequenzen des Hängers selbst und – wenn auch nur gering – auf die der zwei nächstgelegenen Hänger hat. Die Änderung der Eigenfrequenzen der übrigen Hänger ist messtechnisch nahezu nicht feststellbar. Querschnittsminderungen in den Hängern ergeben eine Änderung in den Tragseilabschnitten von maximal 0,1%, sodass reine Messungen am Tragseil keine Aussage über Änderungen der Seilkraft in den Hängern liefern (Abbildung 6-48 rechts).

Bei Querschnittsminderungen in den Abspannseilen und auch im Tragseil sind die Änderungen der Eigenfrequenzen von 0,1% aufgrund der Lastumlagerungen infolge des gelenkig gelagerten Pylons zum Teil erst bei Querschnittsminderungen von bis zu 50% im Seil selbst feststellbar (Tabelle 6-15). Wenn der jeweilige Schaden dazu führt, dass die gebrochenen Drähte über die gesamte Länge spannungsfrei sind, dann ist die Änderung in der Eigenfrequenz bereits ab einem Ausfall von nur wenigen Drähten erkennbar. Wenn man jedoch bei den vollverschlossenen Seilen (Abspannseile und Tragseil) berücksichtigt, dass die äußeren Z-Drähte nach einer gewissen Länge nicht mehr spannungsfrei sind, sind Frequenzänderungen erst ab einem wesentlich höheren Ausfallgrad erkennbar.

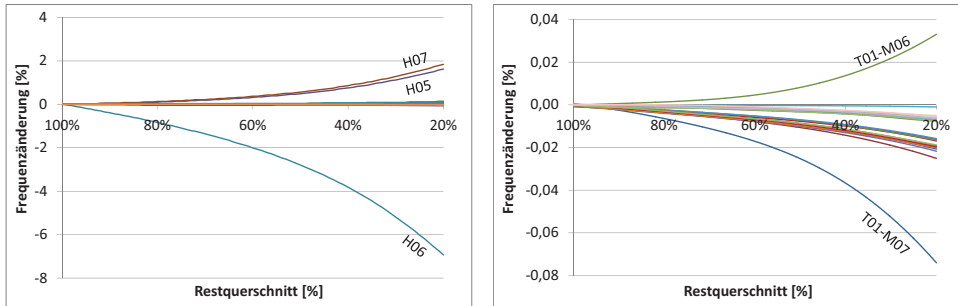


Abb. 6-48: Frequenzänderungen in den Hängern (links) und den Tragseilen (rechts) infolge Querschnittsminderung in Hänger H06 [56]

Tab. 6-15: Gebrochene Drähte bei einer Frequenzänderung in Höhe von 0,1% bei Ausfall des Drahtes über gesamte Länge

Seil	Querschnitts-minderung	Drahtbrüche	Seil	Querschnitts-minderung	Drahtbrüche
H02	50%	46	H22	14	13
H03	18%	16	H23	73	66
H04	14	13	H24	10	9
H05	8	7	H25	8	7
H06	9	8	H26	9	8
H07	8	7	H27	9	8
H08	23	21	H28	15	14
H09	52	47	H29	21	19
A01	4% (*)	9 (*)	A03	3%	7
	10% (**)	23 (**)			

(*) Gebrochene Drähte über gesamte Länge spannungsfrei
 (**) Gebrochene Drähte im mittleren Seilabschnitt über 6-fache Schlaglänge spannungsfrei

6.4.4 Schlussfolgerung aus den numerischen Analysen

Die Frequenzänderungen infolge Temperatur und Wind sind relativ gering, können jedoch auf den Referenzwert von 10°C und Windstille rückgerechnet werden. Unter Berücksichtigung der gemessenen Eigenfrequenz $f_{T,W}$, der Temperatur x_T [in °C], der mittleren Windgeschwindigkeit x_W [in m/s] sowie der dimensionslosen Faktoren α_T und α_W berechnet sich die auf den Referenzwert umgerechnete Frequenz – in Anlehnung an Gleichung (6-7) – zu: [56]

$$f_{T_0, W_0} = \frac{f_{T,W}}{\left(1 + \frac{x_T - 10}{2,5} \cdot \alpha_T\right) \cdot \left(1 + \frac{x_W}{2,5} \cdot \alpha_W\right)} \quad (6-8)$$

Frequenzänderungen in den Hängern und Seilen sind teilweise erst messbar, wenn – je nach Hänger bzw. Seil – bereits ein großer Anteil Drähte gebrochen ist. Deshalb ist es wichtig, dass die Einflüsse aus Temperatur und Wind gemäß Gleichung (6-8) berücksichtigt werden. Wie beim RheinEnergieStadion ist auch hier zu beachten, dass der Ansatz gemäß Gleichung (6-8) für eine konstante Windbelastung auf die jeweilige Fläche basiert. Einflüsse aus einzelnen Böen bzw. Windbelastung auf Teilbereiche müssen separat untersucht werden.

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

Neben Schrägseilen kommen im Brückenbau immer häufiger externe Spannglieder zum Einsatz, sowohl bei Neubauten als auch zur Verstärkung bestehender Brücken. Auch diese Bauteile müssen im Rahmen der Bauwerksprüfungen hinsichtlich Beschädigungen untersucht werden. Aufgetretene Schäden reichen von Querschnittsminderungen einzelner Drähte bis hin zum Komplettausfall einzelner Spannglieder sowie Seile.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden mehrere verfügbare Verfahren untersucht, mit denen Schäden an den externen Spanngliedern und Seilen detektiert werden können. Neben Verfahren zur Ermittlung der vorhandenen Spannkraft kamen auch Messgeräte zum Einsatz, mit denen die Größe sowie der Ort einzelner Schäden festgestellt werden können. Die unterschiedlichen Verfahren wurden an einem Testspannglied in der Versuchshalle sowie an zwei externen Spanngliedern zweier Brücken im Sauerland hinsichtlich Anwendbarkeit, Aussagefähigkeit und Zeitaufwand untersucht. Letzteres hat einen großen Einfluss auf die Kosten, welche bei einigen Verfahren in bzw. zum Teil weit über einem grenzwertigen Bereich liegen, da auch im Brückenbau, und hier insbesondere bei der Wartung und Unterhaltung, keine ausreichenden Mittel zur Verfügung stehen. Hinzu kommt, dass viele Verfahren nur einen Teilbereich eines Spannglieds / Seils überprüfen können, sodass mehrere Verfahren eingesetzt werden müssten, um alle Spannglieder / Seile über die gesamte Länge zu untersuchen. Auch ergibt sich durch das Öffnen von Ankerhaube oder Hüllrohr die Frage, wie der Korrosionsschutz wieder fachgerecht hergestellt werden kann.

Da Schäden an externen Spanngliedern und Seilen von außen jedoch oft nicht erkennbar sind, ist die zurzeit im Rahmen von Bauwerksprüfungen durchgeführte visuelle Überprüfung bei Seilen und insbesondere bei externen Spanngliedern

nicht aussagekräftig. Im Rahmen dieser Arbeit wurde deshalb das im Brückenbau bereits mehrfach eingesetzte Messsystem ResoCable[®] entwickelt, welches es ermöglicht, den Zustand von externen Spanngliedern und Seilen in Neu- und Bestandsbauwerken mittels einer speziellen Frequenzanalyse zu überprüfen.

Die in regelmäßigen Abständen wiederholten Messungen – z.B. im Rahmen einer Hauptprüfung bzw. wiederkehrenden Prüfung – zeigen direkt vor Ort, ob Änderungen außerhalb eines Toleranzbereichs – und damit Schäden – an den externen Spanngliedern bzw. Schrägseilen aufgetreten sind. Je nach Bauwerk und gewählter Frequenzauflösung können Drahtbrüche mit ResoCable[®] aussagekräftig in situ detektiert werden und es werden, falls erforderlich, direkt weitere Maßnahmen eingeleitet.

Neben Versuchen an einzelnen (Mono-)Litzen und vollverschlossenen Seilen zum Einfluss von Drahtbrüchen auf die Eigenfrequenzen wurden zahlreiche Messungen an externen Spanngliedern und Seilen bei 17 Brücken, einem Stadionsdach sowie einer Windenergieanlage durchgeführt. Neben der Entwicklung des Messgerätes dienten diese Messungen auch dazu, den Einfluss von Verkehr, Wind und Temperatur auf die Eigenfrequenzen des jeweiligen Spannglieds / Seils feststellen zu können. Hier zeigte sich, dass insbesondere der Wind bei weichen Bauwerken zu großen Änderungen in den Seilkräften – und folglich auch in den Eigenfrequenzen – führen kann, wie die Messungen an den Seilen des RheinEnergieStadions zeigten. Dass dies nicht bei allen weichen Bauwerken der Fall sein muss, ist das Ergebnis der Messungen an den Seilen der Stadthafenbrücke Sassnitz auf Rügen. Die an beiden Bauwerken in [92] und [56] durchgeführten FE-Simulationen bzgl. des Einflusses von Wind, Temperatur und Drahtbrüchen zeigen, dass die Änderungen in den Eigenfrequenzen stark abhängig vom jeweiligen System sind und nicht pauschal abgeschätzt werden können. Anhand der FE-Berechnungen wurde eine Systematik entwickelt, damit Messungen an den Seilen bei unterschiedlichen Temperaturen und Windverhältnissen durchgeführt und die resultierenden Eigenfrequenzen auf eine vergleichbare Eigenfrequenz rückgerechnet werden können unter Verwendung unterschiedlicher Faktoren für Wind und Temperatur. Weitere Untersuchungen zu den Einflüssen auf die Eigenfrequenzen der Seile aus z.B. einzelnen Böen bzw. Windbelastung auf Teilbereiche der Bauwerke sollten durchgeführt werden.

Mit dem Finite-Elemente-Programm ABAQUS wurde ein Drahtbruch in einem externen Spannglied im Bereich einer Umlenkstelle untersucht. Sowohl bei den Litzenversuchen als auch bei den numerischen Simulationen der Umlenkstelle konnte kein Verankern des Drahtes bei einem Drahtbruch nachgewiesen werden. Es wurde an den Versuchen sowie den FE-Simulationen gezeigt, dass durch den Bruch eines Drahtes die Spannkraft auch in weiteren Drähten der Litze abnimmt.

Der Einfluss der Querpressung auf die Reibung sollte genauer untersucht und über eine längere Standzeit mit und ohne Lastwechsel beobachtet werden. Dadurch und den daraus resultierenden tieferen Eindrückungen der Drähte in das Monolitzenhüllrohr könnte es an der Umlenkstelle zu einer Verankerung des gebrochenen Drahtes kommen. Eine Verankerung auf der freien Länge findet bei Einzeldrähten und Litzen nicht statt. Generell sollten die Simulationen an einem größeren Modell untersucht werden, damit die Realität besser abgebildet werden kann.

In SOFiSTiK wurde der Einfluss von Querschnittsminderung an Spanngliedern einer Einfeldbrücke mit 4 geradlinig verlaufenden externen Spanngliedern untersucht. Durch Umlagerung der Spannkraft auf die anderen Spannglieder und Verformungen des Überbaus ist der Rückgang der Spannkraft und damit auch der Eigenfrequenz infolge von Drahtbrüchen niedriger als bei den Versuchen an (Mono-) Litzen. Hier konnten sich Fest- und Spannanker nicht verschieben und die Länge zwischen den Ankerpunkten blieb dadurch konstant.

Weitere Untersuchungen sollten in diesem Bereich durchgeführt werden, insbesondere bei mehrfeldrigen Brücken mit umgelenkten Spanngliedern unter Berücksichtigung lokaler Einflüsse wie z.B. Reibung an den Umlenkstellen.

Durch die Weiterentwicklung der Seil- und Spanngliedssysteme, insbesondere bei den Windenergieanlagen, müssen weitere Messungen zeigen, wie z.B. einzeln geführte Monolitzen bei den Spannverfahren Typ EW von BBV bzw. ENERCON aussagekräftig mittels Frequenzanalyse überprüft werden können. Denkbar wäre hier die Messung an jeder einzelnen Litze bzw. im Paket, sofern durch geeignete Anordnung und Ausführung der Umlenk- und Ankerstellen jedes Litzenbündel als ein Spannglied überprüft werden kann.

Um den Einfluss von Drahtbrüchen auf die Eigenfrequenzen der einzelnen Spannglieder / Seile in einem realen Bauwerk untersuchen zu können, müsste ein Ausbau

eines Spannglieds / Seils – evtl. beim Rückbau einer Brücke – mit Durchtrennen der einzelnen Drähte über einen größeren Zeitraum erfolgen, damit auch daraus resultierende Umlagerungen abgeschlossen sind.

Abbildungen

Abb. 1-1:	Seilverspannte Brücken	1
Abb. 1-2:	Hängebrücke Grand Pont in Fribourg (Schweiz).....	2
Abb. 1-3:	Alter der Brückenbauwerke in Deutschland mit Brückenfläche (in Mio. m ²), Stand 2016	4
Abb. 1-4:	Zustandsnoten Brückenbauwerke, Stand 2015/2016.....	5
Abb. 1-5:	Zustandsnoten Bauwerksprüfungen, Stand 2016.....	6
Abb. 1-6:	Infolge Korrosion gerissenes externes Spannglied und Schrägseil.....	7
Abb. 2-1:	Anzahl Teilbauwerke mit externer Vorspannung, Stand 2016	10
Abb. 2-2:	Anzahl Brücken mit externer Vorspannung nach Baujahr sowie Einbaujahr der externen Spannglieder, Stand 2016.....	11
Abb. 2-3:	Geometrien einer Umlenkstelle	11
Abb. 2-4:	Ausführungsformen von Umlenkunge.....	12
Abb. 2-5:	Externe Spannglieder in der Pfinztalbrücke Nöttingen	13
Abb. 2-6:	Spanngliedverläufe bei extern vorgespannten Brücken.....	13
Abb. 2-7:	Externe Spannglieder in einer Windenergieanlage.....	15
Abb. 2-8:	Zustand eines Spannglieds im Bereich des Endquerträgers, gerissenes Spannglied der Überführung in Guildford	18
Abb. 2-9:	Infolge Korrosion im Bereich des Ankers gerissenes externes Spannglied in der Brücke über den Durance, Frankreich, Verankerung nach dem Ausbau.....	19
Abb. 2-10:	Mid-Bay-Brücke (USA): Ausgebautes, nicht vollständig verfülltes und zum Teil korrodiertes externes Spannglied, nicht verfüllter Ankerbereich mit Korrosionsschäden.....	20
Abb. 2-11:	Anlan-Brücke in China	21
Abb. 2-12:	Vollverschlossenes Seil (Bild 1 und 2) Paralleldraht- (3) und Parallellitzenbündel (4) (v.l.n.r.).....	23
Abb. 2-13:	Theodor-Heuss-Brücke in Düsseldorf, Rügenbrücke in Stralsund	23
Abb. 2-14:	DYNA Grip® Schrägseilsystem.....	24

Abb. 2-15:	Infolge Korrosion gerissene Drähte eines Schrägseils, Korrosion an den Spanndrähten der Restaurant- und Shoppingbrücke im Kanton Aargau.....	27
Abb. 2-16:	Innerste Drahtlage eines vollverschlossenen Seils mit Quetschstellen an den Kreuzungspunkten; Häufung von Brüchen in der inneren Keildrahtlage eines vollverschlossenen Seils; Brüche im Bereich der Verankerung, Häufung von Brüchen am Eintritt der Keildrähte in die Vergusszone. Die äußeren Lagen wurden jeweils abgenommen	28
Abb. 2-17:	Große Naabbrücke, Korrosionsspuren im Bereich der Durchführung (links), Bruchstelle eines korrodierten Stahlseils	29
Abb. 2-18:	Manhattan-Brücke in New York, Ansicht und gerissene Spanndrähte.....	30
Abb. 2-19:	Lance-Mitan-Brücke über den Moruga-Fluss in Trinidad vor und nach dem Einsturz 1998.....	31
Abb. 2-20:	Ermüdungsrisskorrosion und Reibkorrosion bei einer Litze	31
Abb. 2-21:	Spannungs-Dehnungs-Verhalten – Draht und Litzenseil, vollverschlossenes Seil	34
Abb. 2-22:	Grundelemente Feder und Dämpfer der rheologischen Modelle.....	36
Abb. 2-23:	Burgers-Modell bzw. 4-Parameter-Modell	37
Abb. 2-24:	E-Modul von HDPE in Abhängigkeit der Temperatur und Spannungs-Dehnungs-Linie.....	39
Abb. 2-25:	Spannungs-Dehnungs-Diagramm für PE unter Druckbeanspruchung, Zeitabhängige Stauchung für Be- und Entlastung einer Monohülle bei unterschiedlichen Querpressungen	40
Abb. 2-26:	Einflussfaktoren der Adhäsions- und Deformationskomponente der Reibungskraft	46
Abb. 2-27:	Schematische Darstellung der Kontaktflächenvergrößerung als Funktion der Zeit; Verstrecken von Werkstoffpartien beim Gleiten von Polymeren gegen einen harten Stoff	47
Abb. 2-28:	Einfluss der Temperatur auf Reibung und Verschleiß.....	50
Abb. 2-29:	Reibungskoeffizienten in Abhängigkeit des Anpressdrucks für Draht und Litze.....	51

Abb. 2-30:	Dirac-Funktion.....	53
Abb. 2-31:	Statische Gleichgewichtsbetrachtung an einem infinitesimalen Seilelement	55
Abb. 2-32:	Schnittkräfte an einem infinitesimalen Seilelement zum Zeitpunkt t.....	56
Abb. 2-33:	Freischnitt eines infinitesimalen Seilelements mit Biege- steifigkeit während einer Schwingung zum Zeitpunkt t	60
Abb. 2-34:	Ideeller E-Modul E_i für $E_e = 160.000 \text{ MN/m}^2$, für $E_e = 200.000 \text{ MN/m}^2$	72
Abb. 2-35:	Vergleich Seil mit und ohne Biegesteifigkeit sowie mit Durchhang	73
Abb. 3-1:	Elemente der Instandhaltung	75
Abb. 3-2:	Versuchsaufbau für nackte Litzen und Monolitzen	79
Abb. 3-3:	Festanker mit Kraftmessdose, Spannanker mit Presse	79
Abb. 3-4:	Monolitze im Versuchsstand, Dehnmessstreifen (DMS) auf Litze.....	81
Abb. 3-5:	Monolitze an Messstelle 1 (nahe Festanker) nach Durch- trennen eines Drahtes; Nackte Litze an Verankerung.....	85
Abb. 3-6:	Messwerte der Dehnmessstreifen (DMS) und der Kraftmessdose (KMD) – Versuch 1 und Versuch 2	86
Abb. 3-7:	Messwerte der Dehnmessstreifen (DMS) und der Kraftmessdose (KMD) – Versuch 3 und Versuch 4	86
Abb. 3-8:	Messwerte der Dehnmessstreifen (DMS) und der Kraftmessdose (KMD) – Versuch 5 und Versuch 6	87
Abb. 3-9:	Verlauf der Dehnungen entlang der Litze für Versuch 1 und Versuch 2	87
Abb. 3-10:	Verlauf der Dehnungen entlang der Litze für Versuch 3 und Versuch 4	87
Abb. 3-11:	Verlauf der Dehnungen entlang der Litze für Versuch 5 und Versuch 6	88
Abb. 3-12:	Frequenzanalyse – 1. Eigenfrequenz für Versuch 1 und Versuch 2	89
Abb. 3-13:	Frequenzanalyse – 1. Eigenfrequenz für Versuch 3 und Versuch 4	90

Abb. 3-14:	Frequenzanalyse – 1. Eigenfrequenz für Versuch 5 und Versuch 6	90
Abb. 3-15:	Versuchsaufbau für vollverschlossene Seile.....	91
Abb. 3-16:	Versuchsaufbau mit Blick von der Seite des Spannankers, Adapter Gabelseilhülse – Gewindestange, Dehnmessstreifen (DMS) auf Seil.....	93
Abb. 3-17:	Gegenseitige Fixierung bei wenigen gebrochenen Drähten, leichte Abwicklung einiger Profildrähte, Abwickeln der Profildrähte über große Länge	95
Abb. 3-18:	Messwerte der Dehnmessstreifen (DMS) und der Kraftmessdose (KMD) – Versuch 1 und Versuch 2	96
Abb. 3-19:	Messwerte der Dehnmessstreifen (DMS) und der Kraftmessdose (KMD) – Versuch 3.....	96
Abb. 3-20:	Verlauf der Dehnungen entlang des Seils für Versuch 1 und Versuch 2	96
Abb. 3-21:	Verlauf der Dehnungen entlang des Seils für Versuch 3	97
Abb. 3-22:	Frequenzanalyse – 1. Eigenfrequenz für Versuch 1 und Versuch 2	98
Abb. 3-23:	Frequenzanalyse – 1. Eigenfrequenz für Versuch 3.....	98
Abb. 4-1:	Mühlengrabenbrücke Essen Kettwig	101
Abb. 4-2:	Zeitliche Entwicklung der DIN 1076.....	103
Abb. 4-3:	Bauwerksprüfungen als Bestandteil des Qualitätsmanagements im Brückenbau.....	105
Abb. 4-4:	Testspannglied im Versuchsaufbau mit aufgebrachten Schäden	106
Abb. 4-5:	Ansetzen der Spannpresse in der Talbrücke Berbke und in der Talbrücke Rümmecke	108
Abb. 4-6:	Aufwendige Befestigung der Sensoren, sehr viel Messtechnik.....	110
Abb. 4-7:	Schnitt durch einen magnetoelastischen Sensor und Hystereseschleife unter Zugbeanspruchung.....	112
Abb. 4-8:	Magnetoelastischer Sensor zwischen Ankerkopf und Ankerplatte; Beim Einbau des neuen Bandspanngliedes eingesetzte runde und eckige Sensoren.....	112

Abb. 4-9:	Einkopplung des Signals in den Spandraht und Prüfung der Monolitzen am Bandspannglied	114
Abb. 4-10:	Streifeld eines abgebrochenen Stabmagneten, Prüfmagnet am Spannglied	116
Abb. 4-11:	Am stärksten belastetes Spannband im Bereich der Umlenkstellen, PE-Abrieb	118
Abb. 4-12:	Restwandstärken der Monolitzenhüllen im Bereich der Umlenkstelle eines Stützquerträgers, Eindrückungen im Monolitzenhüllrohr.....	119
Abb. 5-1:	Messgerät inklusive montierter Sensorbox am Seil.....	125
Abb. 5-2:	Gemessene Frequenzspektren.....	125
Abb. 5-3:	Frequenzänderungen an Spanngliedern einer neuen Brücke sowie inkl. Schädigung eines Spannglieds; theoretischer Verlauf	126
Abb. 5-4:	Brücke Denkendorf.....	127
Abb. 5-5:	Eisengriffthalbrücke Rutesheim	128
Abb. 5-6:	Hungerbrunnentalbrücke Hausen ob Lontal	129
Abb. 5-7:	Klosterwegbrücke Nöttingen	130
Abb. 5-8:	Lonetalbrücke Nerenstetten	131
Abb. 5-9:	Muckbachtalbrücke Heckfeld	132
Abb. 5-10:	Neckarbrücke Rottweil	133
Abb. 5-11:	Neuenbühlthalbrücke Perouse	134
Abb. 5-12:	Pfinztalbrücke Nöttingen	135
Abb. 5-13:	Talbrücke Rümmecke	136
Abb. 5-14:	Taubertalbrücke Distelhausen.....	137
Abb. 5-15:	Würmtalbrücke Ehningen	138
Abb. 5-16:	Stadthafenbrücke Sassnitz	139
Abb. 5-17:	Querschnitt Stadthafenbrücke Sassnitz.....	140
Abb. 5-18:	Gernika-Brücke Pforzheim	141
Abb. 5-19:	Neckartalbrücke Weitingen	142
Abb. 5-20:	Rheinbrücke Maxau	143
Abb. 5-21:	Rheinbrücke Speyer.....	144
Abb. 5-22:	Windenergieanlage Bremerhaven.....	145
Abb. 5-23:	RheinEnergieStadion Köln	146

Abb. 5-24:	Gemessene Eigenfrequenzen und Schwinglängen in einer nachträglich extern vorgespannten Brücke, Eigenfrequenzen eines Abspannseils der Stadthafenbrücke Sassnitz.....	147
Abb. 5-25:	Mehrfachmessungen sowie Dauermessung an Seilen einer seilunterspannten Brücke	149
Abb. 5-26:	Mehrfachmessung an einem externen Spannglied einer Hohlkastenbrücke im Februar ohne Verkehr und im August 2015 mit Verkehr.....	150
Abb. 5-27:	Messungen entlang eines externen Spannglieds in den Zehntelpunkten bei unterschiedlicher Sensorausrichtung	152
Abb. 6-1:	Spannglied VBT-BE 4x4-150 mit 4 Bändern sowie Entwicklung des FE-Modells.....	156
Abb. 6-2:	Ansichten des FE-Modells.....	158
Abb. 6-3:	Modell für die Bestimmung der Materialparameter des HDPE für das Kriechen mit Lastplatte, halber Monolitzenhülle und Litze.....	159
Abb. 6-4:	Querpressung aus Umlenkkraften auf die einzelnen Spannbänder	162
Abb. 6-5:	Netzkonvergenzstudie Litze (Elementtyp C3D8R)	168
Abb. 6-6:	Netzkonvergenzstudie Hüllrohr (Elementtyp C3D8).....	169
Abb. 6-7:	Modell mit gewähltem FE-Netz.....	170
Abb. 6-8:	Spannungs-Dehnungs-Linien für die Mono- und Bandhülle unter Querdruckbeanspruchung	171
Abb. 6-9:	Kriechkurven für die Monohülle unter Querdruckbeanspruchung	173
Abb. 6-10:	Spannkraft in der Litze ohne Lastwechsel für Querpressung 25%, 50%, 75% und 100% (unten rechts)	176
Abb. 6-11:	Berechneter globaler Reibungsbeiwert, Simulation ohne Lastwechsel.....	177
Abb. 6-12:	Änderung der Spannkraft über die Standzeit ohne Lastwechsel für Querpressung 25%, 50%, 75% und 100%.....	178
Abb. 6-13:	Verlauf der Reibungsbeiwerte über die Standzeit von 16 Stunden ohne Lastwechsel.....	178
Abb. 6-14:	Spannkraft in der Litze ohne Standzeit für Querpressung 25%, 50%, 75% und 100%	179

Abb. 6-15:	Berechneter globaler Reibungsbeiwert, Simulation ohne Standzeit.....	180
Abb. 6-16:	Änderung der Spannkraft in der Litze über die Standzeit mit Lastwechseln für eine Querpressung von 25% und 100%.....	181
Abb. 6-17:	Spannkraft in der Litze mit Standzeit und Lastwechsel für Querpressung 25%, 50%, 75% und 100%	182
Abb. 6-18:	Berechneter globaler Reibungsbeiwert, Simulation mit Standzeit und Lastwechsel.....	183
Abb. 6-19:	Änderung der Wanddicke des Monolitzenhüllrohrs während der Standzeit.....	184
Abb. 6-20:	Restwanddicke Monolitzenhüllrohr, Simulationen ohne Standzeit, mit Standzeit ohne Lastwechsel, mit Standzeit und Lastwechsel.....	184
Abb. 6-21:	Eindrückungen im Monolitzenhüllrohr nach der Standzeit ohne Lastwechsel für Querpressungen von 25%, 50%, 75% und 100% (v.l.n.r.).....	185
Abb. 6-22:	Restwanddicke Monolitzenhüllrohr nach dem Drahtbruch	187
Abb. 6-23:	Reibungsbeiwerte nach dem Drahtbruch, Nummerierung der Außendrähte der Litze	189
Abb. 6-24:	Spannkraft in den einzelnen Drähten, mit Standzeit ohne Lastwechsel für eine Querpressung von 25% sowie 100%, mit Standzeit und Lastwechsel für eine Querpressung von 25% sowie 100%, ohne Standzeit für eine Querpressung von 25% sowie 100%	190
Abb. 6-25:	Änderung der Spannkraft in den Drähten während der Standzeit ohne Lastwechsel bei einer Querpressung von 100%.....	191
Abb. 6-26:	Überbauquerschnitt für eine Richtungsfahrbahn	192
Abb. 6-27:	SOFiSTiK-Modell der 35m langen Einfeldbrücke	193
Abb. 6-28:	Konvergenzstudie: Vertikale Verschiebung des Überbaus in Feldmitte, Spannkraft in den externen Spannglieder.....	194
Abb. 6-29:	Spannkraft im beschädigten Spannglied, Differenz zu linearem Verlauf.....	195

Abb. 6-30:	Spannkraft in den unbeschädigten Spanngliedern, Kraftzunahme in den unbeschädigten Spanngliedern	195
Abb. 6-31:	Normalspannung im Beton in Feldmitte am Übergang Bodenplatte – Stegbereich, Verschiebungen des Knotens in Feldmitte	196
Abb. 6-32:	Eigenfrequenzen im beschädigten Spannglied und in den unbeschädigten Spanngliedern.....	196
Abb. 6-33:	Spannkraft im beschädigten Spannglied bei Versagen auf Teil- und Gesamtlänge und in den unbeschädigten Spanngliedern bei Versagen auf Teillänge	198
Abb. 6-34:	Eigenfrequenzen im beschädigten Spannglied bei Versagen auf Teil- und Gesamtlänge und in den unbeschädigten Spanngliedern.....	198
Abb. 6-35:	RheinEnergieStadion Köln	200
Abb. 6-36:	RheinEnergieStadion Köln, Verlauf der Tragseile und Hänger, Seilklemme.....	201
Abb. 6-37:	Numerisches Modell des RheinEnergieStadions Köln, Ansicht West innere Seile	202
Abb. 6-38:	RheinEnergieStadions Köln Draufsicht	203
Abb. 6-39:	West Quadrant IV: Aus Temperatureinwirkung resultierende Änderung der Eigenfrequenz der Tragseile sowie der Hänger	204
Abb. 6-40:	West Quadrant IV: Aus Westwind resultierende Änderung der Eigenfrequenz der Tragseile sowie der Hänger	206
Abb. 6-41:	Süd Quadrant IV: Frequenzänderung bei Schädigung in Hänger 81440 in den Hängern, Frequenzänderung in den Tragseilen.....	208
Abb. 6-42:	West Quadrant IV: Frequenzänderung in den Hängern bei Schädigung in Tragseilabschnitt 1440, Frequenzänderung in den Tragseilen.....	209
Abb. 6-43:	West Quadrant IV: Frequenzänderung in den Hängern bei Schädigung in Hänger 81440 bei Auswirkung der Querschnittsminderung auf 6-fache, 12-fache, 18-fache und 30-fache Schlaglänge entlang des Hängers.....	210

Abb. 6-44:	Frequenzänderung infolge Temperatur in den Hängern, in den Tragseilabschnitten	212
Abb. 6-45:	Frequenzänderung infolge Temperatur in den Abspannseilen	212
Abb. 6-46:	Frequenzänderung infolge Nordostwind in den Hängern, in den Tragseilabschnitten	213
Abb. 6-47:	Frequenzänderung infolge Nordostwind in den Abspannseilen	213
Abb. 6-48:	Frequenzänderungen in den Hängern und den Tragseilen infolge Querschnittsminderung in Hänger H06	215

Tabellen

Tab. 2-1:	Externe Spannglieder in Deutschland	14
Tab. 2-2:	Zulassungen externer Spannglieder für den Einsatz in Windenergieanlagen	16
Tab. 2-3:	Temperaturabhängiger Kurzzeit-E-Modul von HDPE in N/mm ²	17
Tab. 2-4:	Seildefinitionen	22
Tab. 2-5:	Spannstahl	33
Tab. 2-6:	Eigenschaften von HDPE unter Zugbeanspruchung	38
Tab. 2-7:	Verschleißmechanismen	45
Tab. 2-8:	Gleitungsebenen eines Bandspanngliedes	48
Tab. 2-9:	Daten des Schrägseils (VVS)	71
Tab. 2-10:	Daten des Schrägseils	72
Tab. 2-11:	Vergleich der Eigenfrequenzen eines Seils ($L_s = 20$ m) mit und ohne Biegesteifigkeit sowie mit Durchhang	73
Tab. 2-12:	Vergleich der Eigenfrequenzen eines Seils ($L_s = 100$ m) mit und ohne Biegesteifigkeit sowie mit Durchhang	74
Tab. 3-1:	Technische Daten des Beschleunigungssensors M352C65	77
Tab. 3-2:	Beispiel möglicher Frequenzauflösungen [Hz] in Abhängigkeit der Blocklänge und der Abtastrate	78
Tab. 3-3:	Daten der verwendeten Litzen	80
Tab. 3-4:	Versuche zur Frequenzermittlung an nackten Litzen und Monolitzen	80
Tab. 3-5:	Spannkraft vor und nach Durchtrennen der Drähte	84
Tab. 3-6:	Abstände der durchtrennten Drähte	84
Tab. 3-7:	Mittlere Eigenfrequenzen der zehn Messstellen vor und nach dem Durchtrennen der Drähte	89
Tab. 3-8:	Daten der verwendeten Seile	94
Tab. 3-9:	Versuche zur Frequenzermittlung an vollverschlossenen Seilen	94
Tab. 3-10:	Spannkraft am Festanker (KMD) vor und nach Durchtrennen der Drähte	95

Tab. 3-11:	Mittlere Eigenfrequenzen der zehn Messstellen vor und nach dem Durchtrennen der Drähte	97
Tab. 4-1:	Vergleich der Spannkraft mit der ermittelten Kraft am Testspannglied	110
Tab. 4-2:	Vergleich der mittels Spannpresse und dynamischer Schwingungsmessung ermittelten Kräfte	111
Tab. 4-3:	Prüfmethoden für externe Spannglieder und Seile	121
Tab. 4-4:	Schätzkosten einiger Verfahren für einen Messpunkt / -abschnitt, größtenteils aus	122
Tab. 5-1:	Mit ResoCable [®] überprüfte externe Spannglieder	124
Tab. 5-2:	Mit ResoCable [®] überprüfte Seile	124
Tab. 5-3:	Brücke Denkendorf	127
Tab. 5-4:	Eisengriffthalbrücke Rutesheim	128
Tab. 5-5:	Hungerbrunnentalbrücke Hausen ob Lontal	129
Tab. 5-6:	Klosterwegbrücke	130
Tab. 5-7:	Lonetalbrücke Nerenstetten	131
Tab. 5-8:	Muckbachtalbrücke Heckfeld	132
Tab. 5-9:	Neckarbrücke Rottweil	133
Tab. 5-10:	Neuenbühlthalbrücke Perouse	134
Tab. 5-11:	Pfintzthalbrücke Nöttingen	135
Tab. 5-12:	Talbrücke Rümmecke	136
Tab. 5-13:	Taubertalbrücke Distelhausen	137
Tab. 5-14:	Würmtalbrücke Ehningen	138
Tab. 5-15:	Stadthafenbrücke Sassnitz	139
Tab. 5-16:	Gernika-Brücke Pforzheim	141
Tab. 5-17:	Neckartalbrücke Weitingen	142
Tab. 5-18:	Rheinbrücke Maxau	143
Tab. 5-19:	Rheinbrücke Speyer	144
Tab. 5-20:	Windenergieanlage Bremerhaven	145
Tab. 5-21:	RheinEnergieStadion Köln	146
Tab. 5-22:	Gemessene Eigenfrequenzen dreier Hänger des RheinEnergieStadions	151
Tab. 5-23:	Einfluss der Messrichtung bei einer Schrägseilbrücke – kurzes Seil ($L \approx 8,80$ m)	152

Tab. 5-24:	Einfluss der Messrichtung bei einer Schrägseilbrücke – mittellanges Seil ($L \approx 85$ m)	152
Tab. 5-25:	Einfluss der Messrichtung bei einer Schrägseilbrücke – langes Seil ($L \approx 188$ m).....	153
Tab. 6-1:	Verwendete Reibungsbeiwerte μ	161
Tab. 6-2:	Querpressungen aus Umlenkkräften auf die einzelnen Spannbänder.....	163
Tab. 6-3:	Querpressungen für die FE-Berechnungen	163
Tab. 6-4:	Anzahl durchgeführter FE-Analysen	164
Tab. 6-5:	Netzkonvergenzstudie Litze (Elementtyp C3D8R)	167
Tab. 6-6:	Stauchung der Monolithenhülle infolge Querpressung.....	171
Tab. 6-7:	Ermittelte Faktoren für das Power-Law-Creep-Model	172
Tab. 6-8:	Spannkraftabnahme in der Litze bei Drahtbruch in den numerischen Simulationen.....	186
Tab. 6-9:	Spannkraftabnahme im durchtrennten Draht bei Drahtbruch in den numerischen Simulationen	188
Tab. 6-10:	Eigenfrequenz im beschädigten Spannglied	197
Tab. 6-11:	Querschnittswerte aus SOFiSTiK zur Ermittlung der Eigenfrequenzen	203
Tab. 6-12:	Durchschnittliche Frequenzänderung der Tragseile West Quadrant IV je 5°C Temperaturänderung.....	205
Tab. 6-13:	Durchschnittliche Frequenzänderung der Hänger West Quadrant IV je 5°C Temperaturänderung.....	205
Tab. 6-14:	Frequenzänderung infolge Querschnittsminderung im Hänger	207
Tab. 6-15:	Gebrochene Drähte bei einer Frequenzänderung in Höhe von 0,1% bei Ausfall des Drahtes über gesamte Länge.....	215

Literatur

Autoren

- [1] Ahlvers, U.: Nachrichtentechnik. HAW Hamburg, 2005.
- [2] Alvarez, M., Matt, P., Meyer, L., Vollmer, U.: Schrägseile und externe Spannglieder für den Brückenbau. Herausgeber: Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK), Bundesamt für Strassen, ASTRA 82015, 2011.
- [3] Andrä, W., Zellner, W.: Zugglieder aus Paralleldrahtbündeln und ihre Verankerung bei hoher Dauerschwellbelastung. In: Die Bautechnik, 08/1969.
- [4] Andrä, W., Zellner, W.: Zugglieder aus Paralleldrahtbündeln und ihre Verankerung bei hoher Dauerschwellbelastung. In: Die Bautechnik, 09/1969.
- [5] Avak, R., Glaser, R.: Spannbetonbau – Theorie, Praxis, Berechnungsbeispiele. 2. aktualisierte und erweiterte Auflage, Bauwerk Verlag, Berlin, 2007.
- [6] Bargel, H.-J., Schulze, G.: Werkstoffkunde. Springer Verlag, Berlin, 2008.
- [7] Baumann, T.: Vorspannung von Brücken – Anwendung interner und externer Spannglieder. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, Ernst & Sohn Berlin, 2000.
- [8] Baur, E., Brinkmann, S., Osswald, T. A., Rudolph, N., Schmachtenberg, E.: Saechtling Kunststoff Taschenbuch. 31. Auflage, Carl Hanser Verlag, München, 2013.
- [9] BBV Vorspanntechnik GmbH: Bauwerksuntersuchung, Bauwerksinstandsetzung. Informationsmaterial, 2006.

- [10] Bestle, D.: Technische Mechanik III: Schwingungen und Hydromechanik. Brandenburgische Technische Universität Cottbus, Lehrstuhl: Technische Mechanik und Fahrzeugtechnik, Senftenberg, Arbeitsunterlagen zur Vorlesung 2011.
- [11] Biercher, M.: Durchstrahlungsprüfung von Spannbetonbauwerken. In: Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen, Tagungsbericht ZfP Bau-Symposium, 2.-3. Oktober 1985, Berlin. Hrsg.: G. Schickert, D. Schnitger, BAM, DGZfP, S. 296-310, Berlin 1986.
- [12] Boitel, P.: Latest development in external prestressing. In: Proceedings of the workshop on behaviour of external prestressing in structures, Saint-Rémi-lès-Chevreuse, 9-12 June 1993.
- [13] Bridge Design & Engineering, Bd&E, Issue 63, Second Quarter 2011.
- [14] Buckley, D. H.: Surface Effects in Adhesion, Friction, Wear and Lubrication. Elsevier, New York, 1981.
- [15] Bundesingenieurkammer und Verband Beratender Ingenieure (Hrsg.): Brückenbaupreis 2010 – Dokumentation. Berlin, 2010.
- [16] Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau: Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken. Ursachen und Erkenntnisse. Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund, Dokumentation 1994.
- [17] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Bauwerksprüfung nach DIN 1076 – Bedeutung, Organisation, Kosten. 2013.
- [18] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung (BMVBS): Bericht über die Qualität, Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spannbetonbrücken. Berlin, Januar 2006.
- [19] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten, RI-ERH-ING Leitfaden, Objektbezogene Schadensanalyse (OSA). 2007.

-
- [20] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten, RI-ERH-ING, Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076, RI-EBW-PRÜF. 2007.
- [21] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW): Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern. Verkehrsblatt-Dokument Nr. B 5258, Bonn, 1998.
- [22] Chen, S.-E., Petro, S.: Nondestructive Bridge Cable Tension Assessment using Laser Vibrometry. *Experimental Techniques*, Vol. 29, No. 2, Society for Experimental Mechanics, USA, S. 29-32, 2005.
- [23] Cook D. C., van Orden, A. C.: The Luling bridge: an inside story. *NACE, Corrosion 2000*, Paper 00449, 2000.
- [24] Czichos, H., Habig, K.-H.: *Tribologie-Handbuch – Tribometrie, Tribomaterialien, Tribotechnik*. Vieweg + Teubner Verlag, Wiesbaden, 2010.
- [25] Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau: *Erhaltungsarbeiten an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken von Straßen*. Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund, Dokumentation 1990.
- [26] Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau: *Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken Ursachen und Erkenntnisse*. Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund, Dokumentation 1982.
- [27] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: *DBV-Merkblatt „Anwendung zerstörungsfreie Prüfverfahren im Bauwesen“*. Beuth Verlag, Januar 2014.
- [28] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Richtlinie für Windenergieanlagen – Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung*. Schriften des Deutschen Instituts für Bautechnik, Reihe B, Heft 8, Oktober 2012.

- [29] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Richtlinie für Windenergieanlagen – Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. Schriften des Deutschen Instituts für Bautechnik, Reihe B, Heft 8, Oktober 2012.
- [30] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung. Beuth Verlag, Berlin, November 1999.
- [31] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 13411-3: Endverbindungen für Drahtseile aus Stahldraht – Sicherheit – Teil 3: Pressklemmen und Verpressen. Beuth Verlag, Berlin, April 2011.
- [32] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 13411-4: Endverbindungen für Drahtseile aus Stahldraht – Sicherheit – Teil 4: Vergießen mit Metall und Kunstharz. Beuth Verlag, Berlin, Juni 2011.
- [33] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [34] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1992-2. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, Dezember 2010.
- [35] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1993-1-11 / NA. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl. Nationaler Anhang. Beuth Verlag, Berlin, Dezember 2010.
- [36] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1993-1-11. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl. Beuth Verlag, Berlin, Dezember 2010.

-
- [37] Ding, D.: Antike und moderne chinesische Brücken. Beton- und Stahlbetonbau 88, S. 289–296. 1993.
- [38] DVS-Richtlinie 2205-2: Berechnung von Behältern und Apparaten aus Thermoplasten – Stehende runde, drucklose Behälter. Januar 2011.
- [39] Ehrenstein, G. W.: Polymer Werkstoffe – Struktur, Eigenschaften, Anwendung. Carl Hanser Verlag, München, 2011.
- [40] Engel, L., Klingele, H., Ehrenstein, G., Schaper, H.: Rasterelektronenmikroskopische Untersuchung von Kunststoffschäden. Carl Hanser Verlag, München, 1978.
- [41] Epet, I.: Untersuchung des Einflusses von Querschnittsminderungen bei externen Spanngliedern. Masterarbeit (unveröffentlicht) am Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abt. Massivbau. Betreuer: Dipl.-Ing. S. Siegel. Karlsruhe, Januar 2017.
- [42] Epple, E., Rössing, E., Schaber, E., Wintergerst, L.: Die neue Rheinbrücke für die Bundesautobahn bei Speyer. In: Der Stahlbau, 46. Jahrgang, Heft 10, Berlin, Oktober 1977.
- [43] Epple, E., Rössing, E., Schaber, E., Wintergerst, L.: Die neue Rheinbrücke für die Bundesautobahn bei Speyer. Fortsetzung aus Heft 10. In: Der Stahlbau, 46. Jahrgang, Heft 11, Berlin, November 1977.
- [44] Epple, E., Rössing, E., Schaber, E., Wintergerst, L.: Die neue Rheinbrücke für die Bundesautobahn bei Speyer. Fortsetzung aus Heft 11. In: Der Stahlbau, 46. Jahrgang, Heft 12, Berlin, Dezember 1977.
- [45] Faber, M. H., Hommel, D. L., Maglie, R.: Aspects of safety and operation of bridges during rehabilitation. Proceedings of the International Symposium on “Advances in operation and management of large infrastructure projects”, Editors: L.J. Vincentsen and J.S. Jensen, A.A. Balkema, Copenhagen, Denmark, p. 177-188, 10-13 May 1998.

- [46] Faber, M. H.: Planning of ultra sonic inspections of parallel wire cables, Presentation, 8th ASCE Speciality Conference on probabilistic mechanics and structural reliability, University of Notre Dame, South Bend, Indiana (USA), July 24-26, 2000.
- [47] Feyrer, K., Beck, W., Becker, K., Gabriel, K., Hemminger, R., Oplatka, G., Stauske, D.: Stehende Drahtseile und Seilverbindungen. Expert Verlag, Stuttgart, 1990.
- [48] Firth, I. P. T.: The replacement and transformation of the Wye bridge cable system, Proceedings of the IABSE/FIP Conference on Cable-stayed and suspension bridges, Volume 1, 1994, p. 477-485, Deauville, France, 12-15 October 1994.
- [49] Flint, A.: The strengthening and refurbishment of the Severn suspension bridge. Proceedings of the IABSE/FIP Conference on Cable-stayed and suspension bridges, Volume 1, 1994, p. 116-124, Deauville, France, 12-15 October, 1994.
- [50] Frank, K. H., Breen, J. E.: Durability of stay cables. Unveröffentlicht. Hinweis in: Bd&e, Second Quarter 2004, Cable technology – Benefits of modern stay cables not fully recognised, delegates hear, Cable-stayed bridge conference, p. 60-61, March 2004.
- [51] Friebel, W.-D.: Bauwerkserhaltung – Eine wichtige Zukunftsaufgabe. DGZfP, Informationstag Moderne Bauwerksprüfung, 2010.
- [52] Friebel, W.-D.: Bauwerkserhaltung und Monitoring im deutschen Ingenieurbau – Eine spannende Zukunftsaufgabe. Vortragsunterlagen Brückentagung Wien, 17. bis 19. Juni 2015.
- [53] Friedrich, H.: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 98, 2014.

-
- [54] Fritsche, T., Hennecke, M., Pfisterer, H., Willberg, U.: Die verbundlose interne Längsvorspannung. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, S. 634-641, Ernst & Sohn, Berlin, 2004.
- [55] Geier, R.: Brückendynamik: Schwingungsuntersuchungen von Schrägseilen. Books on Demand, Norderstedt, 2004.
- [56] Gidt, A.: Frequenz- und Sensitivitätsanalyse an den Seilen der Stadthafenbrücke Sassnitz. Masterarbeit (unveröffentlicht) am Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abt. Massivbau. Betreuer: Dipl.-Ing. S. Siegel. Karlsruhe, November 2016.
- [57] Gitzelmann, H., Volckmann, D.: Intelligente Inspektionssysteme bei Kunstbauten. Eisenbahningenieur, Band 52. 2001.
- [58] Gläser, C., Brand, W., Kuhn, E., Mack, T.: Prüfung, Überwachung und Wartung von Litzenbündelseilen. In: Beton- und Stahlbetonbau 109, Heft 7, 2014.
- [59] Gläser, C., Puttendörfer, N., Brockmann, S., Hartwig, T.: Vorspannung bei Onshore-Windenergieanlagen. In: Beton- und Stahlbetonbau 110, Heft 5, Ernst & Sohn, Berlin, 2015.
- [60] Godart, B.: Pathology of bridges. 3rd Seminario Internacional de Puentes Mexico, May 15-17, 2014.
- [61] Godart, B.: Status of durability of post-tensioned tendons in France. In: Durability of post-tensioning tendons, Proceedings of a Workshop, 15-16 November 2001, Ghent (Belgium), fib, Bulletin 15, 2001.
- [62] Graf, O., Brenner, E.: Versuche mit Drahtseilen für eine Hängebrücke. In: Bautechnik 19, Heft 38, 1941.

- [63] Gronau, O., Klein, J., Lobert, H.: 100 Jahre Seilprüfstelle in Bochum – Die Entwicklung der zerstörungsfreien Seilprüfung im Steinkohlenbergbau und deren erfolgreiche Einführung und Anwendung in weiteren Industriesektoren. In: DGZfP-Jahrestagung 2003, ZfP in Forschung, Entwicklung und Anwendung, DGZfP-Berichtsband 83-CD, Plakat 14, Berlin, 2003.
- [64] Gronau, O., Klein, J., Lobert, H.: Erfahrungen bei der zerstörungsfreien Prüfung von Abspannseilen und deren Endverankerungen. In: Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP e.V.): Fachtagung Bauwerksdiagnose – Praktische Anwendungen Zerstörungsfreier Prüfungen und Zukunftsaufgaben. Berlin, 13. – 14. Februar 2014.
- [65] Grünberg, J., Funke, G.; Stavesand, J., Göhlmann, J.: Fernmeldetürme und Windenergieanlagen in Massivbauweise. S. 103-223, Beton Kalender 2006.
- [66] Grünberg, J., Göhlmann, J.: Windenergieanlagen in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise. S. 19-168, Beton Kalender 2011.
- [67] Halach, G.: Gleitreibungsverhalten von Kunststoffen gegen Stahl und seine Deutung mit molekular-mechanischer Modellvorstellung. Dissertation Universität Stuttgart, 1974.
- [68] Hamilton, H. R., Breen, J. E., Frank, K. H.: Bridge stay cable corrosion protection. Part I: Grout injection and load testing, p. 64-71. Part II: Accelerated corrosion tests, p. 72-81. In: Journal of bridge engineering, May 1998.
- [69] Hamilton, H. R., Breen, J. E., Frank, K. H.: Investigation of corrosion protection systems for bridge stay cables. Centre of Transport research, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin, November 1995.
- [70] Hartt, W. H., Venugopalan, S.: Corrosion evaluation of post-tensioned tendons on the Mid Bay Bridge in Destin, Florida. Final Report, Florida Department of Transportation, 2002.

- [71] Havemann, H. K.: Die Seilverspannung der Autobahnbrücke über die Nordderelbe – Bericht über Versuche zur Dauerfestigkeit der Drahtseile. In: Der Stahlbau 31, Heft 8, 1962.
- [72] Haveresch, K.-H.: Entwurf und Bau der Talbrücke Rümmecke. In: Externe Vorspannung und Segmentbauweise (Hrsg. J. Eibl), S. 175-187, Ernst & Sohn, Berlin, 1998.
- [73] Haveresch, K.-H.: Talbrücke Rümmecke – Vorspannung durch externe Spannglieder bei Bau auf Vorschubrüstung. In: Beton- und Stahlbetonbau, Volume 94, Issue 7, S. 295-305, Juli 1999.
- [74] Hegger, J., Cordes, H., Neuser, J. U.: Dauerhaftigkeit von Polyethylen-Schutzhüllen externer Spannglieder an Umlenkstellen. Schlussbericht. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2002.
- [75] Hegger, J., Cordes, H., Neuser, J.: Zur Beanspruchung externer Spannglieder an Umlenkstellen – Versuche und Empfehlungen. Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft 11, Ernst & Sohn, Berlin, 2005.
- [76] Hegger, J., Peters, S., Schmitz, M.: Dauerhaftigkeit von Polyethylen-Schutzhüllen externer Spannglieder an Umlenkstellen bei wechselnden Beanspruchungszuständen. Fraunhofer IRB-Verlag, Stuttgart, 2004.
- [77] Hunkeler, F., Matt, P., von Matt, U., Werner, R.: Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden", Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, ASTRA, Forschungsbericht Nr. 588, VSS, Zürich, 2005.
- [78] Internetpräsenz: <http://www.welt.de/politik/interaktiv/bruecken/deutschlands-bruecken-wettlauf-gegen-den-verfall.html>, 26.12.2016.
- [79] Internetpräsenz: www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Fachthemen/b2-seile.html, 29.12.2016.
- [80] Internetpräsenz: www.deutsche-bruecken.de, 26.12.2016.

- [81] Internetpräsenz: www.dywidag-systems.de/produkte/schraegseilssysteme/dyna-gripr-schraegseilssystem/austauschbarkeit-und-bauzyklen.html, 02.01.2017
- [82] Internetpräsenz: www.dywidag-systems.de/uploads/pics/DSI_USA_Mid-Bay-Bridge_Vacuum_11.jpg, 31.12.2016.
- [83] Internetpräsenz: www.ibmb.tu-braunschweig.de/index.php/schwerpunkte-kopie/articles/961.html, 21.01.2017.
- [84] Internetpräsenz: www.ndr.de/kultur/geschichte/chronologie/600000-stuermen-neu-Bruecke-im-Hamburger-Hafen,koehlbrandbruecke154.html, 02.01.2017.
- [85] Internetpräsenz: www.seetobago.org/trinidad/sbridge/lmsb1.htm, 02.01.2017
- [86] Irvine, H.M.: Cable Structures. Cambridge Massachusetts: The MIT Press, 1981.
- [87] Jahn, T.: Experimental Identification of the Grade of Prestressing of a Reinforced Concrete Slab with Unbonded Prestressing. *Otto-Graf-Journal*, Vol. 16, 2005.
- [88] Jungwirth, D., Hochreither, H.: Externe Vorspannung: Zeitgeist oder technischer Fortschritt? In: *Bauingenieur* 67, S. 157-165, 1992.
- [89] Kitagawa, M., Zhou, D.: Stress-Strain Curves for Solid Polymers. In: *Polymer Engineering and Science*, Vol. 35, No. 22, November 1995.
- [90] Klingenberg, W., Plum, A.: Versuche an Drähten und Seilen der neuen Rheinbrücke in Rodenkirchen bei Köln. In: *Stahlbau* 24, Heft 12, 1955.
- [91] Kohlbrei, U.: Brückenmonitoring – Zustandserfassung rund um die Uhr. Fachtagung Bauwerksdiagnose – Praktische Anwendungen Zerstörungsfreier Prüfungen und Zukunftsaufgaben. Berlin, 13. - 14. Februar 2014.

-
- [92] König, E.: Frequenz- und Sensitivitätsanalyse der Schrägseile des Rhein-EnergieStadions Köln. Masterarbeit (unveröffentlicht) am Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abt. Massivbau. Betreuer: Dipl.-Ing. S. Siegel. Karlsruhe, Januar 2016.
- [93] Kuchling, H.: Taschenbuch der Physik. 20. Auflage, Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag, München, 2011.
- [94] Lancaster, J. K.: Basis Mechanism of Friction and Wear of Polymers. *Plast. Polym.* 41, p. 297-305, 1973.
- [95] Max Bögl: RheinEnergieStadion Köln – Kölns neues Wahrzeichen. Internetpräsenz: www.max-boegl.de/downloads/343-rheinenergie-stadion-koeln/file.html, 12.04.2017.
- [96] Mayrbaur, R. M.: Corrosion in suspension bridge cables. 16th Congress of IABSE, Lucerne, paper no. 199, 2000.
- [97] Mehlhorn, G. (Hrsg.): Handbuch Brücken. Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten. Springer-Verlag, Wiesbaden, 2010.
- [98] Mehlhorn, G., Curbach, M. (Hrsg.): Handbuch Brücken – Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten, 3. Auflage, Springer Vieweg Verlag, Wiesbaden, 2014.
- [99] Mertens, M. (Hrsg.): Handbuch Bauwerksprüfung. Standsicherheit, Verkehrssicherheit, Dauerhaftigkeit. Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln, 2015.
- [100] Mertens, M., Gunkel, O.: Bauwerksprüfung nach DIN 1076: Archaisches Abklopfen oder moderne Technik? Fachtagung Bauwerksdiagnose – Praktische Anwendungen Zerstörungsfreier Prüfungen und Zukunftsaufgaben. Berlin, 13. - 14. Februar 2014.
- [101] Meskouris K.: Baudynamik: Modelle, Methoden, Praxisbeispiele. Berlin: Ernst & Sohn GmbH & Co.KG, 1999.

- [102] Meskouris, K., Butenweg, C., Hake, E., Holler, S.: Baustatik in Beispielen. 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 2012.
- [103] Metzler, H., Schmitz, C.: Spannbetonbrücke mit externer Vorspannung – Historischer Rückblick und Erfahrungen einer Straßenbauverwaltung. Bauingenieur, Vol. 73, S. 83-88, Februar 1998.
- [104] Mid-Bay-Bridge, Post-tensioning evaluation. Final report, Florida Department of Transportation, District 3, 2001.
- [105] Mietz, J., Fischer, J.: Verifizierung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Detektion von Spannstahlschäden an Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben P 32-5-7.207-1015/02, Fraunhofer IRB Verlag, 2005.
- [106] Moore, D. F., Geyer, W.: A Review of Adhesion Theories for Elastomers. Wear 22, p. 113-141, 1972.
- [107] Müller, H. S.: Baustoffkunde und Konstruktionsbaustoffe. Skriptum zu den Vorlesungen, Universität Karlsruhe (TH), 2006/2007.
- [108] Nakamura, S., Kitagawa, M., Furuya, K., Suzumura, K.: Corrosion performance of new suspension bridge cable protection. 16th Congress of IABSE, Lucerne, paper no. 58, 2000.
- [109] Nakamura, S., Suzumura, K., Tarui, T.: Mechanical properties and remaining strength of corroded bridge wires. Structural Engineering International, p. 50-54, 1/2004.
- [110] Naumann, J.: Bauwerksprüfung nach DIN 1076 – Bedeutung, Verantwortung, Durchführung. TU Dresden, 2007.
- [111] Neuser, J. U.: Zur Krafteinleitung bei externer Vorspannung. Dissertation, RWTH Aachen, 2003.

- [112] Parsons Brinkerhoff Quade & Douglas, Inc.: Sunshine Skyway Bridge post-tensioned tendons investigation. Part 1: General introduction. Part 2: Investigation of the high-level approach span piers. Final draft, February 2002.
- [113] PCB Piezotronics: Datenblatt Beschleunigungssensor M352C65. 2002.
- [114] Petersen, C.: Dynamik der Baukonstruktionen. Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig / Wiesbaden, 2000.
- [115] Petersen, C.: Stahlbau – Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. 4. Auflage, Springer Vieweg, 2013.
- [116] Pfeifer Seil- und Hebeteknik GmbH: Zugglieder. Broschüre, 10/2015.
- [117] Pielstick, B. H.: Grouting of segmental post-tensioned bridges in America. Proc. 1st fib Congress, Osaka, Session 8, p. 267-274, 2002.
- [118] Puttendörfer, N.: Ein Beitrag zum Gleitverhalten und zur Sattelausbildung externer Spannglieder. Dissertation. Karlsruhe, 2008.
- [119] Rahman, A. H., Pernica, G.: Assessing new Techniques for Evaluating Post-Tensioned Buildings. Construction Technology Update No. 19, September 1998.
- [120] Reinholdt, P., Veje, E., Kalvslund, J.: Rehabilitation of the Luangwa bridge. IABSE Conference, Malmö 1999, IABSE Reports, Vol. 82, p. 151-152, 1999.
- [121] Rhie, S. R.: Brückenbausysteme für mittelgroße Spannweiten. Springer Verlag, Wien, 1993.
- [122] Riad, K. H., Fehling, E., Link, M.: Überwachung der effektiven Kräfte externer Spannglieder mittels Schwingungsmessungen. In: Baudynamik-Tagung Kassel, VDI-Berichte Nr. 1941, 17.-18.05.2006.
- [123] Riad, K.: Überwachung der Vorspannkraft Externer Spannglieder mit Hilfe der Modalanalyse. Dissertation, Universität Kassel 2006.

- [124] Rombach, G.: Spannbetonbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2010.
- [125] Rossner, W., Graubner, C.-A.: Spannbetonbauwerke. Teil 4 – Bemessungsbeispiele nach Eurocode 2. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2012.
- [126] Saul, R. and Svensson, H. S., On the corrosion protection of stay cables. In: Stahlbau, Heft 6, S. 165-176, 1990.
- [127] Saul, R., Nützel, O.: Umwickeln mit Butylkautschukbändern – ein innovativer Korrosionsschutz für vollverschlossene Brückenseile. In: Stahlbau 79, Heft 3, S. 232 – 240, 2010.
- [128] Saul, R.: Seilverspannte Brücken. Neue Entwicklungen im Stahlbrückenbau. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach, 22.10.2008.
- [129] Sawade, G.: Anwendung der Methode der magnetischen Streufeldmessung zur Ortung von Spannstahlbrüchen. In: DGZfP (Hrsg.); Fachtagung Bauwerksdiagnose – Praktische Anwendungen Zerstörungsfreier Prüfungen, DGZfP-Berichtsband 66-CD, Vortrag 7, München, 21.-22. Januar 1999.
- [130] Schallamach, A.: Friction and Abrasion of Rubber. Wear 1, p. 384-417, 1957/58.
- [131] Scheel, H.: Bauwerkeinsatz des Remanenzmagnetismus-Verfahrens: Spannstahlbruchortung in Spanngliedern einer Fahrbahnplatte der Autobahnbrücke bei Michelsrombach. In: DGZfP (Hrsg.); Fachtagung Bauwerksdiagnose – Praktische Anwendungen Zerstörungsfreier Prüfungen, DGZfP-Berichtsband 66-CD, Plakat 16, München, 21.-22. Januar 1999.
- [132] Scheel, H.: Spanndrahtbruchortung mit der magnetischen Streufeldmethode. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, S. 614-621, Ernst & Sohn, Berlin, 2006.
- [133] Scheel, H.: Spannstahlbruchortung an Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund unter Ausnutzung des Remanenzmagnetismus. Dissertation, Fachbereich 9, Technische Universität Berlin, 1997.

-
- [134] Schickert, G., Krause, M, Wiggerhauser, H.: ZfPBau-Kompodium. 2004.
- [135] Sedlacek, G., Paschen, M.: Die Bedeutung einer qualifizierten Bauwerksprüfung. In: Stahlbau 78, Heft 8. Ernst & Sohn, 2009.
- [136] Siegel, S.: Beurteilung der Dauerhaftigkeit externer Spannglieder. Forschungsvorhaben Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Nr. ZP 52-5-7.284-1282/08, Berlin, 2008.
- [137] Siegel, S.: ResoCable® – a quick in-situ non-destructive test method for external prestressed tendons and stay cables. International Association for Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE) Conference, Delft, 17.-19. Oktober 2016.
- [138] Siegel, S.: ResoCable® – Schnelltest zur in-situ-Überprüfung externer Spannglieder und Schrägseile. In: 25. Zusammenkunft der Ingenieurinnen und Ingenieure der Bauwerksprüfung, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), Kiel, 28.-29. September 2016.
- [139] Siegel, S.: ResoCable® – Schnelltest zur in-situ-Überprüfung von externen Spanngliedern und Schrägseilen. In: 2. Brückenkolloquium – Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken. Technische Akademie Esslingen (TAE), Ostfildern, 21.-22. Juni 2016.
- [140] Siegel, S.: ResoCable® – Schnelltest zur Überprüfung von externen Spanngliedern, Schrägseilen und sonstigen Seilkonstruktionen. Vortrag anlässlich des „Münchner Monitoring Dialog 2016“, München, 27. Oktober 2016.
- [141] Simulia ABAQUS 6.13 Documentation Collection: ABAQUS/CAE User's Guide, ABAQUS Analysis User's Guide, Getting Started with ABAQUS: Interactive Edition.
- [142] Standfuß, F., Abel, M., Haveresch, K.-H.: Erläuterungen zur Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern. Beton- und Stahlbetonbau 93, Heft 9, 1998.

- [143] Stempniewski, L., Siegel, S., Möller, J., Kiefer, D.: Verfahren zur Prüfung des Zustands von externen Spanngliedern und Schrägseilen. Heft 1025. Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 2009.
- [144] Streicher, D., Wiggenhauser, H., Holst, R., Haardt, P.: Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, S. 216-224, Ernst & Sohn, Berlin, 2005.
- [145] Suh, N. P.: An Overview of the Delamination Theory of Wear. *Wear* 44, p. 39-56, 1977.
- [146] Suh, N. P.: The Delamination Theory of Wear. *Wear* 25, p. 111-124, 1973.
- [147] Tabor, D.: Friction, Adhesion and Boundary Lubrications of Polymers. In: Lee, L.H.: *Advances in Polymer Friction and Wear*. Band 5A, Plenum Press, New York, 1974.
- [148] Thomsing, M.: *Spannbeton – Grundlagen, Berechnungsverfahren, Beispiele*. 3. Überarbeitete Auflage, Vieweg+Teubner Verlag, 2002.
- [149] Töppner, R.: *Signale*. Seminar: Dr. Merten Joost – „Digitale Signalverarbeitung“, Universität Koblenz, 2005.
- [150] Uetz, H., Wiedemer, J.: *Tribologie der Polymere*. Carl Hanser Verlag München Wien, 1985.
- [151] Verein Deutscher Ingenieure: *VDI-Richtlinie 6200 – Sicherheit von Bauwerken, Regelmäßige Überprüfung*. Februar 2010.
- [152] Vinogradov, G. B., Bartenev, G. M., Elkin, A. L., Mikhaylov, V. K.: Effect of Temperature on Friction and Adhesion of Crystallin Polymers. *Wear* 16, p. 213-219, 1970.
- [153] Wagner, W.: *Computergestützte Tragwerksmodellierung*. Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Baustatik, 2014.
- [154] Walther, R.: *Schrägseilbrücken*. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1994.

-
- [155] Wandinger, J.: Elastodynamik. Fachhochschule Landshut, Vorlesungsskript Wintersemester 2011/2012.
- [156] Watson, S. C., Stafford, D.: Cables in trouble. In: Civil Engineering, p. 38-41, April 1988.
- [157] Weiher, H., Zilch, K.: Wear of Polyethylene Sheathings of External Tendons at Deviation Points in Post Tensioned Box Girder Bridges. 7th international conference on short & medium span bridges, 2006.
- [158] Weiher, H.: Verhalten von PE-HD Schutzhüllen bei der Umlenkung von verbundlosen Spanngliedern. Dissertation, Technische Universität München, 2007.
- [159] Wichmann, H.-J., Holst, A., Hariri, K., Budelmann, H.: Kraftmessung an Stahlzuggliedern mit der magnetoelastischen Messmethode. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig, Materialprüfanstalt (MPA) für das Bauwesen, 2004.
- [160] Woodward, R.: Durability of post-tensioned tendons on road bridges. In: Durability of post-tensioning tendons, Proceedings of a Workshop, 15-16 November 2001, Ghent (Belgium), fib, Bulletin 15, 2001.
- [161] World Road Association (PIARC): Management of post-tensioned grouted duct bridges, C11 Committee on Road Bridges, April 1999.
- [162] World Road Association (PIARC): Socio-economic demands and modifications of bridges, Technical committee on Bridges and other structures (C11), 2001.
- [163] Zilch, K., Weiher, H.: Auswirkungen von zweiaxialer Umlenkung auf die Ergebnisse des Umlenkversuchs bei externen Spanngliedern. Zusammenfassung des Forschungsberichts, März 2006.

Zulassungen

- [164] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung ETA-07/0168 (2007-12-20 bis 2012-12-19): Litzenspannverfahren, extern, für das Vorspannen von Tragwerken. BBR VT International Ltd, 2007.
- [165] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung ETA-07/0168 (2012-12-20 bis 2017-12-19): Litzenspannverfahren, extern, für das Vorspannen von Tragwerken. BBR VT International Ltd, 2012.
- [166] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung ETA-10/0006 (2010-03-25 bis 2015-03-25): Externes verbundloses Litzenspannverfahren VBT BE 1 bis 16. Vorspann- Brückentechnologie GmbH, 2010.
- [167] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung ETA-10/0006 (2013-06-24 bis 2015-03-25): Externes verbundloses Litzenspannverfahren VBT BE 1 bis 16. Vorspann- Brückentechnologie GmbH, 2013.
- [168] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung ETA-10/0006 (ab 2015-09-01): Externes verbundloses Litzenspannverfahren VBT BE 1 bis 16. Gleitbau Ges.m.b.H. VBT-Systems, 2015.
- [169] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung ETA-10/0065 (2010-09-29 bis 2015-05-16): Litzen-Spannverfahren ohne Verbund für das Vorspannen von Tragwerken. BBR VT International Ltd, 2010.
- [170] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung ETA-10/0065 (ab 2016-02-19): Litzen-Spannverfahren ohne Verbund für das Vorspannen von Tragwerken. BBR VT International Ltd, 2016.
- [171] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung ETA-11/0123 (2011-04-21 bis 2016-04-21): BBV Spannverfahren mit 3 bis 31 Litzen (140 und 150mm²) zur externen Vorspannung. BBV Systems GmbH, 2011.
- [172] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung ETA-11/0123 (ab 2016-04-22): BBV Spannverfahren mit 3 bis 31 Litzen zur externen Vorspannung (Typ E). BBV Systems GmbH, 2016.

-
- [173] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung: Z-12.3-107 (2010-09-06 bis 2015-09-06): Spannstahllichte St 1570/1770 aus kaltgezogenen glatten Einzeldrähten mit modifizierter Wöhlerlinie mit Nenndurchmesser: 9,3-11,0-12,5-15,3-15,7 mm. Fapricela (Portugal) 2010.
- [174] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.1-66 (1994-05-24 bis 1999-05-31): Litzenspannverfahren DYWIDAG für externe Vorspannung. Dyckerhoff & Widmann AG, 1994.
- [175] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.1-66 (2003-02-28 bis 2006-07-31): Litzenspannverfahren DYWIDAG für externe Vorspannung. Dyckerhoff & Widmann AG, 2003.
- [176] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.1.78 (1996-07-05 bis 2001-07-31): Litzenspannverfahren VT-CMM D für externe Vorspannung. Vorspann-Technik GmbH, 1996.
- [177] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.1-78 (2002-08-13 bis 2007-08-31): Litzenspannverfahren VT-CMM D für externe Vorspannung. Vorspann-Technik GmbH & Co. KG, 2002.
- [178] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.1-85 (1995-01-29 bis 2003-01-31): Spannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung. SUSPA Spannbeton GmbH, 1998.
- [179] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.1-85 (1998-01-29 bis 2003-01-31): Spannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung. SUSPA Spannbeton GmbH, 1998.
- [180] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.1-85 (1998-06-25 bis 2003-01-31): Spannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung. SUSPA Spannbeton GmbH, 1998.
- [181] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.1-85 (1999-01-21 bis 2003-01-31): Spannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung. SUSPA Spannbeton GmbH, 1999.

- [182] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-66 (2003-02-28 bis 2006-07-31): Litzenspannverfahren DYWIDAG Typ W für externe Vorspannung. DYWIDAG- Systems International GmbH, 2003.
- [183] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-78 (2003-12-05 bis 2007-08-31): Litzenspannverfahren VT-CMM D für externe Vorspannung. Vorspann-Technik GmbH & Co. KG, 2003.
- [184] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-78 (2008-03-20 bis 2010-08-31): Litzenspannverfahren VT-CMM D für externe Vorspannung nach DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102. BBR VT International Ltd, 2008.
- [185] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-78 (2010-08-16 bis 2011-08-31): Litzenspannverfahren VT-CMM D für externe Vorspannung nach DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102. BBR VT International Ltd, 2010.
- [186] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-78 (2011-09-01 bis 2012-08-31): Litzenspannverfahren VT-CMM D für externe Vorspannung nach DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102. BBR VT International Ltd, 2011.
- [187] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-78 (2012-09-01 bis 2017-09-01): Litzenspannverfahren VT-CMM D für externe Vorspannung nach DIN 1045-1, DIN-Fachbericht 102 und DIN EN 1992-1-1. BBR VT International Ltd, 2012.
- [188] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-78 (2014-07-14 bis 2017-09-01): Litzenspannverfahren VT-CMM D für externe Vorspannung. BBR VT International Ltd, 2014.
- [189] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-85 (2003-04-25 bis 2003-10-31): Spannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung. SUSPA-DSI GmbH, 2003.

-
- [190] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-85 (2003-07-23 bis 2008-01-31): Spannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung. SUSPA-DSI GmbH, 2003.
- [191] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-85 (2008-02-01 bis 2010-01-31): Spannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung nach DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102. SUSPA-DSI GmbH, 2008.
- [192] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-85 (2010-02-01 bis 2013-01-31): Spannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung nach DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102. DYWIDAG-Systems International GmbH, 2010.
- [193] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-85 (2013-02-01 bis 2016-01-31): Spannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung nach DIN EN 1992-1-1, DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102. DYWIDAG Systems, 2013.
- [194] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-85 (2016-02-01 bis 2018-02-01): Spannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2. DYWIDAG Systems, 2016.
- [195] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-90 (1998-12-17 bis 2001-07-31): Litzenspannverfahren VT-CMMD. VT Vorspann- Technik GmbH, 1998.
- [196] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-90 (1999-08-16 bis 2001-07-31): Litzenspannverfahren VBF-CMMD. VBF Ratingen GmbH, 1999.
- [197] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-90 (2001-08-20 bis 2002-01-31): Litzenspannverfahren VBF-CMMD. VBF Ratingen GmbH, 2001.

- [198] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-90 (2002-03-01 bis 2002-07-31): Litzenspannverfahren VBF-CMMD. VBF Ratingen GmbH, 2002.
- [199] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-90 (2002-09-13 bis 2007-07-31): Litzenspannverfahren VBF-CMMD. VBF Ratingen GmbH, 2007.
- [200] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-97 (1999-12-09 bis 2004-12-31): Litzenspannverfahren Dywidag Typ MC für externe Vorspannung. Dyckerhoff & Widmann AG, 1999.
- [201] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-97 (2001-07-18 bis 2004-12-31): Litzenspannverfahren Dywidag Typ MC für externe Vorspannung. Dyckerhoff & Widmann AG, 2001.
- [202] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-99 (2000-05-04 bis 2005-05-04): Externe Spannglieder B+B Typ EMR. BBV Vorspanntechnik GmbH, 2000.
- [203] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-99 (2001-06-26 bis 2005-05-04): Externe Spannglieder B+B Typ EMR. BBV Vorspanntechnik GmbH, 2001.
- [204] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-99 (2005-02-28 bis 2009-12-31): Externe Spannglieder B+B – Typ EMR. BBV Vorspanntechnik GmbH, 2005.
- [205] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-99 (2010-01-04 bis 2014-12-31): BBV Externes Spannverfahren Typ EMR. BBV Systems GmbH, 2010.
- [206] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-99 (2015-01-01 bis 2020-01-01): BBV Externes Spannverfahren Typ EMR. BBV Systems GmbH, 2015.

-
- [207] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-110 (2004-08-27 bis 2009-08-31): Litzenspannverfahren VT-CMM KD für externe Vorspannung nach DIN 1045-1: 2001-07 und DIN Fachbericht 102:2003. Vorspann- Technik GmbH & Co. KG, 2004.
- [208] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-110 (2010-01-28 bis 2013-01-31): Litzenspannverfahren VT-CMM KD für externe Vorspannung nach DIN 1045-1:2008-08 und DIN Fachbericht 102:2003. BBR VT International Ltd, 2010.
- [209] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-110 (2011-08-05 bis 2013-01-31): Litzenspannverfahren VT-CMM KD für externe Vorspannung nach DIN 1045-1:2008-08 und DIN Fachbericht 102:2003. BBR VT International Ltd, 2011.
- [210] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-110 (2013-02-01 bis 2015-01-31): Litzenspannverfahren VT-CMM KD für externe Vorspannung nach DIN 1045-1 und DIN Fachbericht 102. BBR VT International Ltd, 2013.
- [211] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-110 (2014-07-14 bis 2015-01-31): Litzenspannverfahren VT-CMM KD für externe Vorspannung. BBR VT International Ltd, 2014.
- [212] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-110 (2015-02-01 bis 2018-02-01): Litzenspannverfahren VT-CMM KD für externe Vorspannung. BBR VT International Ltd, 2015.
- [213] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-121 (2007-03-13 bis 2012-03-31): Litzenspannverfahren VBT-BE 1 bis 16 für externe Vorspannung. Vorspann-Brückentechnologie GmbH, 2007.
- [214] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-121 (2012-03-31 bis 2013-03-31): Litzenspannverfahren VBT-BE 1 bis 16 für externe Vorspannung. Vorspann- Brückentechnologie GmbH, 2012.

- [215] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-121 (2013-04-01 bis 2014-03-31): Litzenspannverfahren VBT-BE 1 bis 16 für externe Vorspannung. Vorspann-Brückentechnologie GmbH, 2013.
- [216] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-131 (2009-12-17 bis 2014-12-31): BBV Externes Spannverfahren Typ E. BBV Systems GmbH, 2009.
- [217] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-131 (2015-01-01 bis 2020-01-01): BBV Externes Spannverfahren Typ E. BBV Systems GmbH, 2015.
- [218] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-131 (2016-04-11 bis 2020-01-01): BBV Externes Spannverfahren Typ E. BBV Systems GmbH, 2016.
- [219] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-133 (2013-12-19 bis 2018-12-19): BBV Externes Litzenspannverfahren Typ EW für Türme von Windenergieanlagen. BBV Systems GmbH, 2013.
- [220] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-133 (2014-02-27 bis 2018-12-19): BBV Externes Litzenspannverfahren Typ EW für Türme von Windenergieanlagen. BBV Systems GmbH, 2014.
- [221] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-135 (2012-02-28 bis 2015-02-28): SUSPA-Monolitzenspannverfahren für externe Anordnung nach DIN 1045-1. DYWIDAG-Systems International GmbH, 2012.
- [222] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-135 (2012-06-20 bis 2015-02-28): SUSPA-Monolitzenspannverfahren für externe Anordnung nach DIN 1045-1. DYWIDAG-Systems International GmbH, 2012.

-
- [223] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-135 (2015-03-01 bis 2020-03-01): SUSPA-Monolitenspannverfahren für externe Anordnung nach DIN EN 1992-1-1. DYWIDAG-Systems International GmbH, 2015.
- [224] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-139 (2013-04-15 bis 2018-04-15): Drahtspannsystem SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung mit 66 bis 84 Spannstahldrähten nach DIN 1045-1, DIN EN 1992-1-1 und DIN-Fachbericht 102. DYWIDAG-Systems, 2013.
- [225] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-139 (2014-04-11 bis 2018-04-15): Drahtspannsystem SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung mit 66 bis 84 Spannstahldrähten nach DIN 1045-1, DIN EN 1992-1-1 und DIN-Fachbericht 102. DYWIDAG-Systems, 2014.
- [226] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-139 (2016-05-17 bis 2018-04-15): Drahtspannsystem SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung mit 30 bis 84 Spannstahldrähten nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2. DYWIDAG-Systems, 2016.
- [227] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-139 (2016-09-29 bis 2018-04-15): Drahtspannsystem SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung mit 30 bis 84 Spannstahldrähten nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2. DYWIDAG-Systems, 2016.
- [228] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-140 (2014-02-17 bis 2015-02-17): ENERCON Externes Litzenspannverfahren TYP EW für Türme von Windenergieanlagen. ENERCON GmbH, 2014.
- [229] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-140 (2014-05-06 bis 2015-02-17): ENERCON Externes Litzenspannverfahren TYP EW für Türme von Windenergieanlagen. ENERCON GmbH, 2014.
- [230] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-140 (2015-02-18 bis 2016-02-18): ENERCON Externes Litzenspannverfahren TYP EW für Türme von Windenergieanlagen. ENERCON GmbH, 2015.

- [231] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-140 (2016-02-19 bis 2017-02-19): ENERCON Externes Litzenspannverfahren TYP EW für Türme von Windenergieanlagen. ENERCON GmbH, 2016.
- [232] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-141 (2014-04-14 bis 2019-04-14): SUSPA Draht EX für Windenergieanlagen. DYWIDAG-Systems International GmbH, 2014.
- [233] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-143 (2014-07-14 bis 2016-07-14): Litzenspannverfahren VT-CMM D/KD für Windenergieanlagen. BBR VT International Ltd, 2014.
- [234] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-13.3-143 (2016-07-15 bis 2017-09-01): Litzenspannverfahren VT-CMM D/KD für Windenergieanlagen. BBR VT International Ltd, 2016.
- [235] Europäische Organisation für technische Zulassungen (EOTA): Zulassungen ETA-07/0186 (2012-11-12 bis 2017-11-11): Externes Spannverfahren mit 30 bis 66 Spannstahldrähten. DYWIDAG-Systems International GmbH, 2012.
- [236] Europäische Organisation für technische Zulassungen (EOTA): Zulassungen ETA-07/0186 (2013-06-28 bis 2018-06-27): Externes Spannverfahren mit 30 bis 84 Spannstahldrähten. DYWIDAG-Systems International GmbH, 2013.
- [237] Sétra: Zulassung ETA-12/0150 (2012-06-25 bis 2017-06-25): BBV Post-Tensioning System for 7 to 15 strands (150mm²) for external or internal unbonded prestressing. BBV Systems GmbH, 2012.

Anhang

Tab. A-1: Hersteller externer Spannglieder inkl. jeweiliger Zulassungsnummer, Teil I [164] bis [237]

Nr.	Ausgabedatum	Geltungsdauer	Antragsteller / Ort	Bezeichnung Spanungsverfahren	Spannstahl
Z-13.1-66	24.05.1994	31.05.1999	Dyckerhoff & Widmann AG 81902 München	Litzenspannverfahren DYWIDAG für externe Vorspannung	
Z-13.3-66	28.02.2003	31.07.2006	DYWIDAG-Systems International GmbH 85609 Aschheim	Litzenspannverfahren DYWIDAG Typ W für externe Vorspannung	
Z-13.1-78	05.07.1996	31.07.2001	Vorspann-Technik GmbH 40878 Ratingen	Litzenspannverfahren VT-CMM D für externe Vorspannung	St 1570/1770
			Vorspann-Technik Ges.m.b.H. A-5028 Salzburg		
	13.08.2002	31.08.2007	Vorspann-Technik GmbH & Co. KG A-5110 Oberndorf		
Z-13.3-78	05.12.2003	31.08.2007	BBR VT International Ltd CH-8603 Schwerzenbach		
	20.03.2008	31.08.2010			
	16.08.2010	31.08.2011			
	01.09.2011	31.08.2012			
	01.09.2012	01.09.2017			
	14.07.2014	01.09.2017			
Z-13.1-85	29.01.1998	31.01.2003	SUSPA Spannbeton GmbH 40764 Langenfeld	Spannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung	St 1470/1670
	25.06.1998	31.01.2003			
	21.01.1999	31.01.2003			
Z-13.3-85	25.04.2003	31.10.2003	SUSPA-DSI GmbH 40764 Langenfeld		
	23.07.2003	31.01.2008			
	01.02.2008	31.01.2010			

Fortsetzung Tabelle A-1:

	01.02.2010	31.01.2013	Dywidag Systems International GmbH 85609 Aschheim		
	01.02.2013	31.01.2016	Dywidag Systems International GmbH 85716 Unterschleißheim		
	01.02.2016	01.02.2018	Dywidag Systems International GmbH 85716 Unterschleißheim		
Z-13.3-90	17.12.1998	31.07.2001	VT Vorspann-Technik GmbH 40878 Ratingen	Litzenspannverfah- ren VT-CMMD	
	16.08.1999	31.07.2001	VBF Ratingen GmbH 40878 Ratingen	Litzenspannverfah- ren VBF-CMMD	
	20.08.2001	31.01.2002			
	01.03.2002	31.07.2002			
	13.09.2002	31.07.2007	VBF GmbH 49494 Mettingen		
Z-13.3-97	09.12.1999	31.12.2004	Dyckerhoff & Widmann AG 81902 München	Litzenspannverfah- ren DYWIDAG Typ MC für externe Vor- spannung	
	18.07.2001	31.12.2004			
Z-13.3-99	04.05.2000	04.05.2005	Bilfinger + Berger Vorspanntechnik GmbH 67240 Bobenheim- Roxheim	Externe Spannglie- der B+B - Typ EMR	St 1570/1770
	26.06.2001	04.05.2005			
	28.02.2005	31.12.2009	BBV Vorspanntechnik GmbH 67240 Bobenheim- Roxheim		
	04.01.2010	31.12.2014	BBV-System GmbH 67240 Bobenheim- Roxheim	BBV Externes Spannverfahren Typ EMR	
	01.01.2015	01.01.2020			

Fortsetzung Tabelle A-1:

Z-13.3-110	27.08.2004	31.08.2009	Vorspann-Technik GmbH & Co. KG A-5021 Salzburg	Litzenspannverfahren VT-CMM KD für externe Vorspannung	St 1570/1770
	28.01.2010	31.01.2013	BBR VT International Ltd CH-8603 Schwerzenbach		
	05.08.2011	31.01.2013			
	01.02.2013	31.01.2015			
	14.07.2014	31.01.2015			
	01.02.2015	01.02.2018			
Z-13.3-121	13.03.2007	31.03.2012	Vorspann-Brückentechnologie GmbH A-5303 Thalgau	Litzenspannverfahren VBT-BE 1 bis 16 für externe Vorspannung	St 1570/1770
	31.03.2012	31.03.2013			
	01.04.2013	31.03.2014			
Z-13.3-131	17.12.2009	31.12.2014	BBV Systems GmbH 67240 Bobenheim- Roxheim	BBV Externes Spannverfahren Typ E	St 1570/1770; St 1660/1860
	01.01.2015	01.01.2020			
	11.04.2016	01.01.2012			
Z-13.3-133	19.12.2013	19.12.2018	BBV Systems GmbH 67240 Bobenheim- Roxheim	BBV Externes Litzenspannverfahren Typ EW für Türme von Windenergieanlagen	St 1660/1860
	27.02.2014	19.12.2018			
Z-13.3-135	28.02.2012	28.02.2015	DYWIDAG-Systems International GmbH 80796 München	SUSPA-Monolithen- spannverfahren für externe Anordnung	St 1570/1770
	20.06.2012	28.02.2015			
	01.03.2015	01.03.2020			

Fortsetzung Tabelle A-1:

Z-13.3-139	15.04.2013	15.04.2018	Dywidag Systems International GmbH 85716 Unterschleißheim	Drahtspannsystem SUSPA-Draht EX für externe Vor- spannung mit 66 bis 84 Spannstahl- drähten	St 1470/1670; St 1570/1770
	11.04.2014	15.04.2018			
	17.05.2016	15.04.2018		Drahtspannsystem SUSPA-Draht EX für externe Vor- spannung mit 30 bis 84 Spannstahl- drähten	
	29.09.2016	15.04.2018			
Z-13.3-140	17.02.2014	17.02.2015	ENERCON GmbH 26605 Aurich	ENERCON Exter- nes Litzenspann- verfahren Typ EW für Türme von Windenergie- anlagen	St 1660/1860
	06.05.2014	17.02.2015			
	18.02.2015	18.02.2016			
	19.02.2016	19.02.2017			
Z-13.3.141	14.04.2014	14.04.2019	DYWIDAG-Systems International GmbH 80796 München	SUSPA Draht EX für Windener- gieanlagen	St 1470/1670; St 1570/1770
Z-13.3.143	14.07.2014	14.07.2016	BBR VT International Ltd CH-8603 Schwerzenbach	Litzenspannver- fahren VT-CMM D/KD für Wind- energieanlagen	St 1570/1770; St 1600/1820
	15.07.2016	01.09.2017			
ETA- 07/0168	20.12.2007	19.12.2012	BBR VT International Ltd CH-8603 Schwerzenbach	Litzenspannver- fahren, extern, für das Vorspannen von Tragwerken	St 1660/1860
	20.12.2012	19.12.2017			

Fortsetzung Tabelle A-1:

ETA - 07/0186	12.11.2012	11.11.2017	DYWIDAG-Systems International GmbH 40764 Langenfeld	Externes Spann- verfahren mit 30 bis 66 Spannstahl- drähten	St 1470/1670
	28.06.2013	27.06.2018		Externes Spann- verfahren mit 30 bis 84 Spannstahl- drähten	
ETA- 10/0006	25.03.2010	25.03.2015	Vorspann-Brücken- technologie GmbH A-5310 Mondsee	Externes verbund- loses Litzenspann- verfahren VBT BE 1 bis 16	St 1570/1770; St 1660/1860
	24.06.2013	25.03.2015			
	01.09.2015		Gleitbau Ges. m.b.H. VBT-Systems A-5020 Salzburg		
ETA - 10/0065	17.05.2010	16.05.2015	BBR VT International Ltd CH-8603 Schwerzenbach	Litzenspannver- fahren ohne Verbund für das Vorspannen von Tragwerken	St 1660/1860
	19.02.2016				
ETA - 11/0123	21.04.2011	21.04.2016	BBV Systems GmbH 67240 Bobenheim-Roxheim	Spannverfahren mit 3 bis 31 Lit- zen zur externen Vorspannung (Typ E)	St 1570/1770
	22.04.2016				
	09.09.2016				
ETA - 12/0150	25.06.2012	25.06.2017	BBV Systems GmbH 67240 Bobenheim-Roxheim	Spannverfahren mit 7 bis 15 Litzen zur exter- nen/internen Vorspannung	St 1660/1860

Fortsetzung Tabelle A-1:

STA - 01/010	10.07.2009	09.07.2014	Stahlton AG CH-5070 Frick	Spannsystem für das Vorspannen von Tragwerken mit internen Spanngliedern mit nachträglichem Verbund beste- hend aus Spann- stahlfitzen	St 1660/1860
-----------------	------------	------------	------------------------------	--	--------------

Tab. A-2: The Cable Table – Hersteller verschiedener Seiltypen [13]

	BBR VT International	Bridon International	Dywidag-Systems International	Freyssinet International	Liuzhou OVM Machinery	Mekano 4	Pfeifer Seil- und Hebetchnik	Redaelli Tecna	Shanghai Pujiang Cable	Tensacciai	VSL International	Wireco World Group
AREA OF ACTIVITY												
North America	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
South America	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Europe	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Middle East	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Africa	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Asia	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Australasia	x	x	x	x			x	x	x	x	x	x
SUSPENSION BRIDGE CABLES												
galvanised wire for aerial spinning		x						x	x			x
galvanised factory fabricated parallel wire bundles	x			x	x				x		x	
galvanised locked coil cable assemblies	x	x		x	x		x	x	x			x
galvanised spiral strand cable assemblies		x	x	x	x		x	x	x		x	x
other suspension bridge main cables				2	3					5		6

Fortsetzung Tabelle A-2:

SUSPENSION BRIDGE HANGERS									
plastic coated parallel wire strand	x	x	x				x		x
prestressed galvanised locked coil cable assemblies		x	x	x		x	x	x	x
prestressed plastic coated locked coil cable assemblies		x		x		x	x	x	x
prestressed galvanised sprial strand cable assemblies	x	x	x	x	x	x	x	x	x
prestressed plastic coated spiral strand cable assemblies		x	x	x	x	x	x	x	x
prestressed galvanised structural 6-strand rope cable assemblies		x		x			x		x
carbon fibre cable assemblies	x	x		x					x
round steel hangers			x	x			x	x	x
round steel tension bars			x	x	x	x	x	x	x
tension bar systems for pylon stays or wind bracings	x		x			x	x		x
hangers with forged blades or welded connections			x						x
other suspension bridge hangers					3				
FACTORY-FABRICATED STAY CABLES									
plastic coated PWS	x	x	x				x		
prestressed galvanised locked coil cable assemblies	x	x		x	x	x	x		x
prestressed plastic coated locked coil cable assemblies	x	x		x	x	x	x		x
prestressed galvanised sprial strand cable assemblies	x	x	x	x	x	x	x		x
prestressed plastic coated spiral strand cable assemblies	x	x	x	x	x	x	x	x	x
galvanised 7mm diameter wire for PWS	x	x		x			x		x
carbon fibre cable assemblies	x	x		x					x
epoxy coated strand	x		x				x	x	x
other factory fabricated stay cables			1		3		4		

Fortsetzung Tabelle A-2:

SITE FABRICATED STAY CABLES												
plastic coated parallel laid strand cables	x		x		x						x	
galvanised waxed and coated 15mm PC strand	x	x	x	x							x	x x
galvanised grased and coated 15mm PC strand	x	x	x								x	x x
ungalvanised 15mm PC strand	x	x	x	x	x						x	x x
epoxy coated strand	x		x								x	x
other site fabricated stay cables			1	2		3						
OTHER PRODUCTS AND SERVICES												
cable design service	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
cable installation service	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
hanger replacement service	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
cable damping systems	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

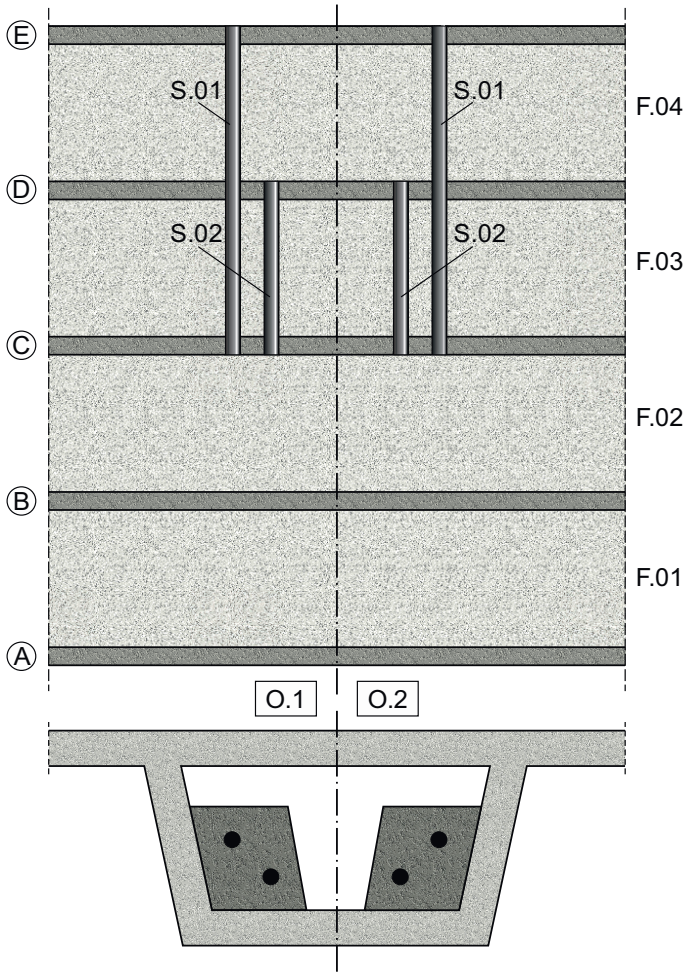


Abb. A-1: Brücke Denkendorf, TBW 1

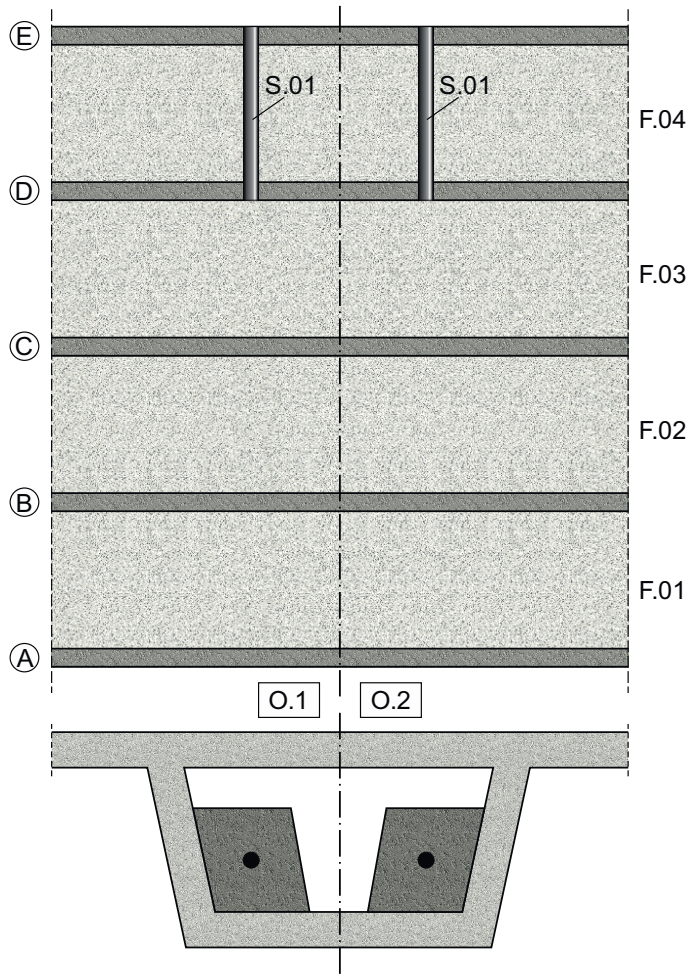


Abb. A-2: Brücke Denkendorf, TBW 2

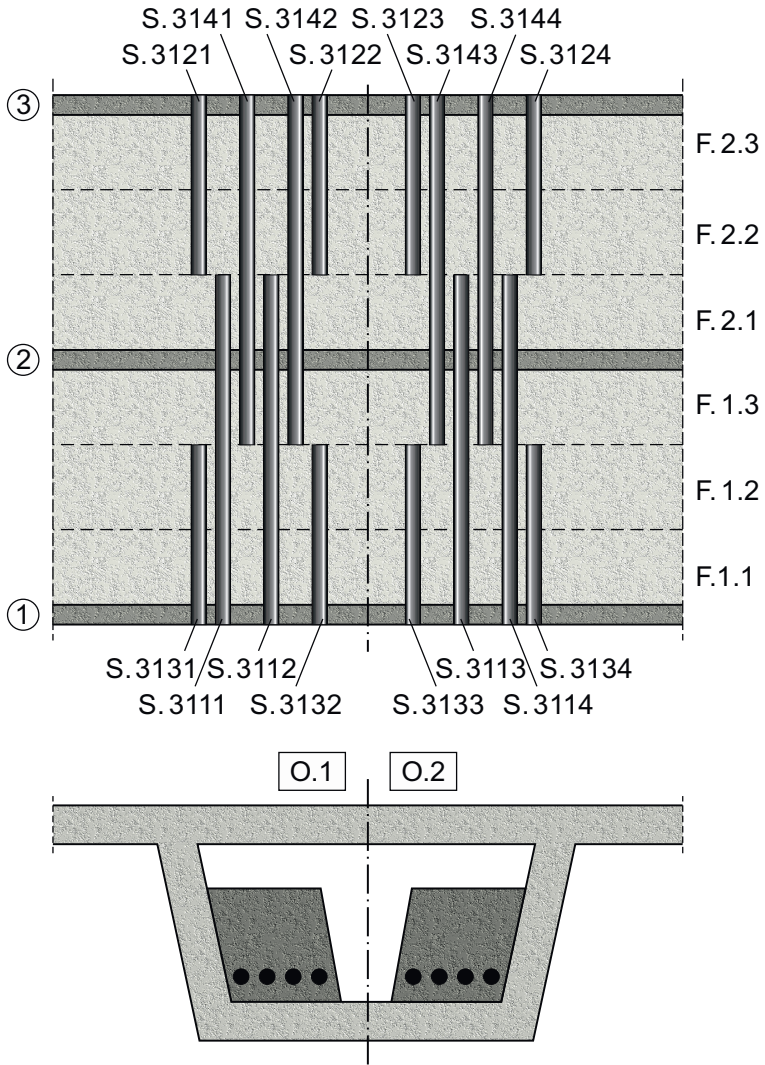


Abb. A-3: Eisengrifftalbrücke Rutesheim

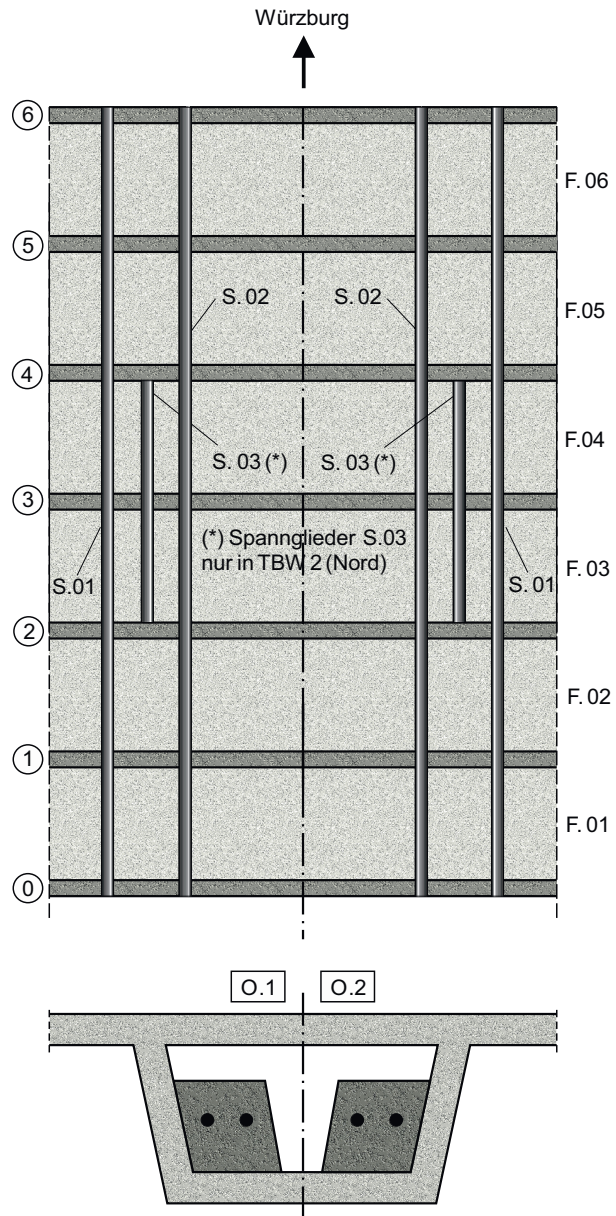


Abb. A-4: Hungerbrunnentalbrücke

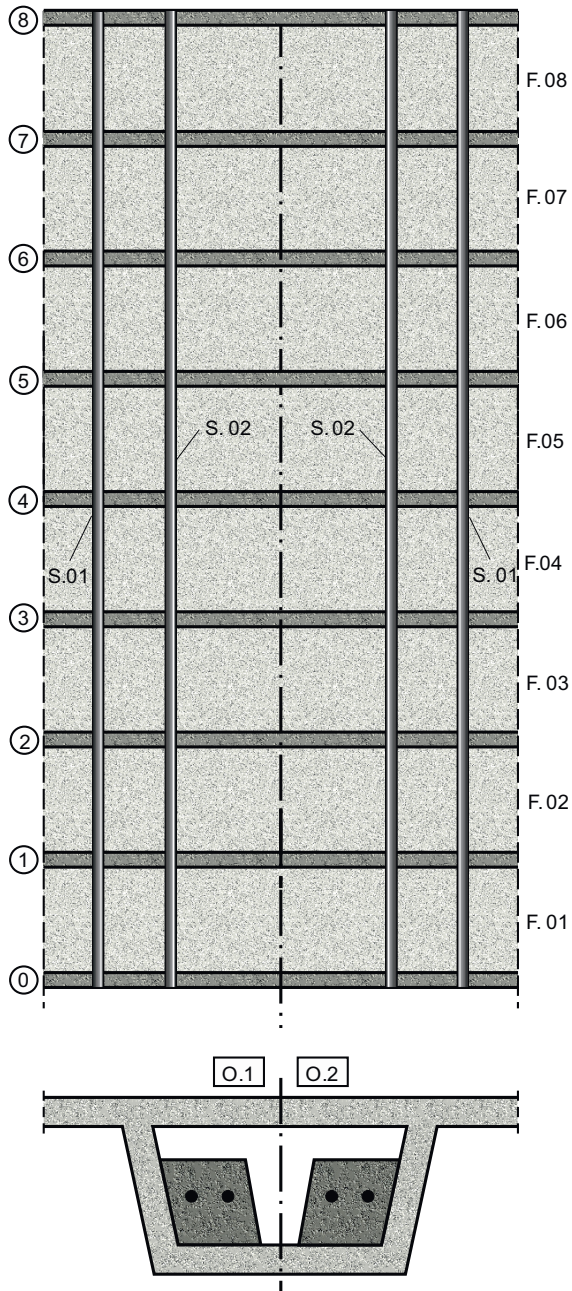


Abb. A-5: Lonetalbrück

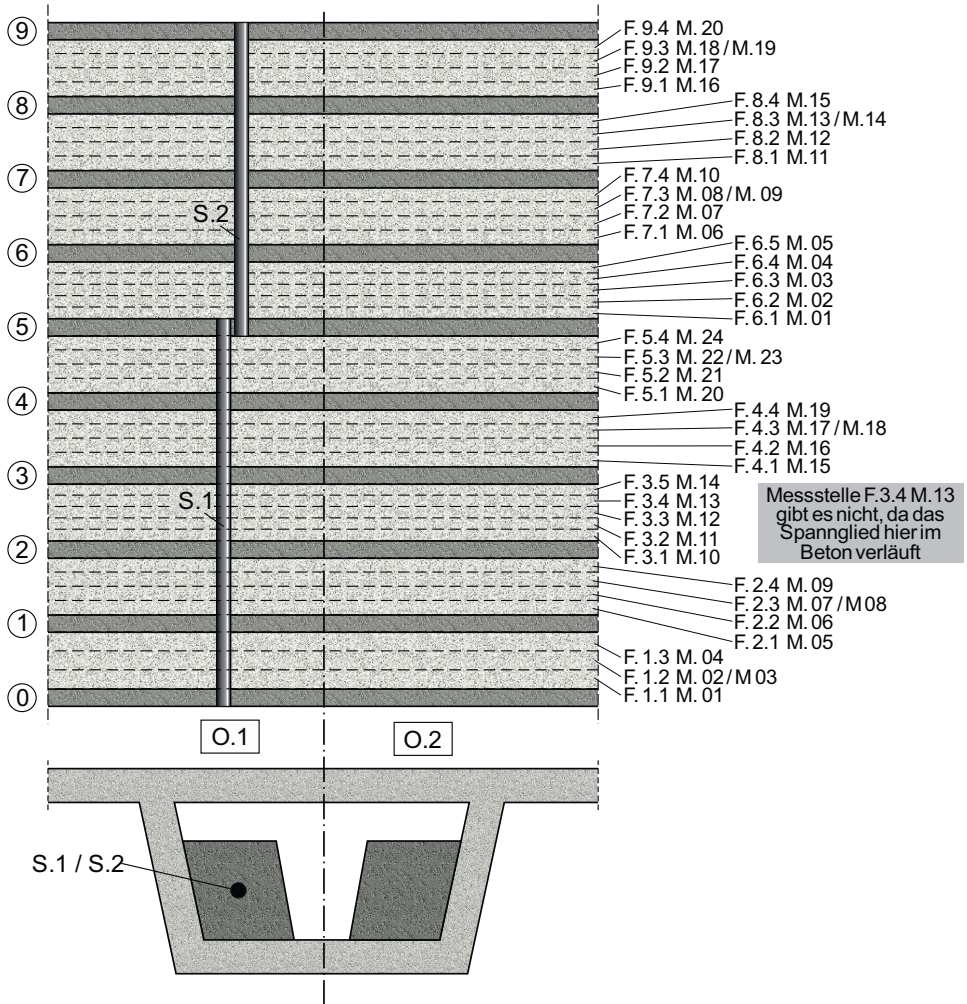


Abb. A-6: Muckbachtalbrücke

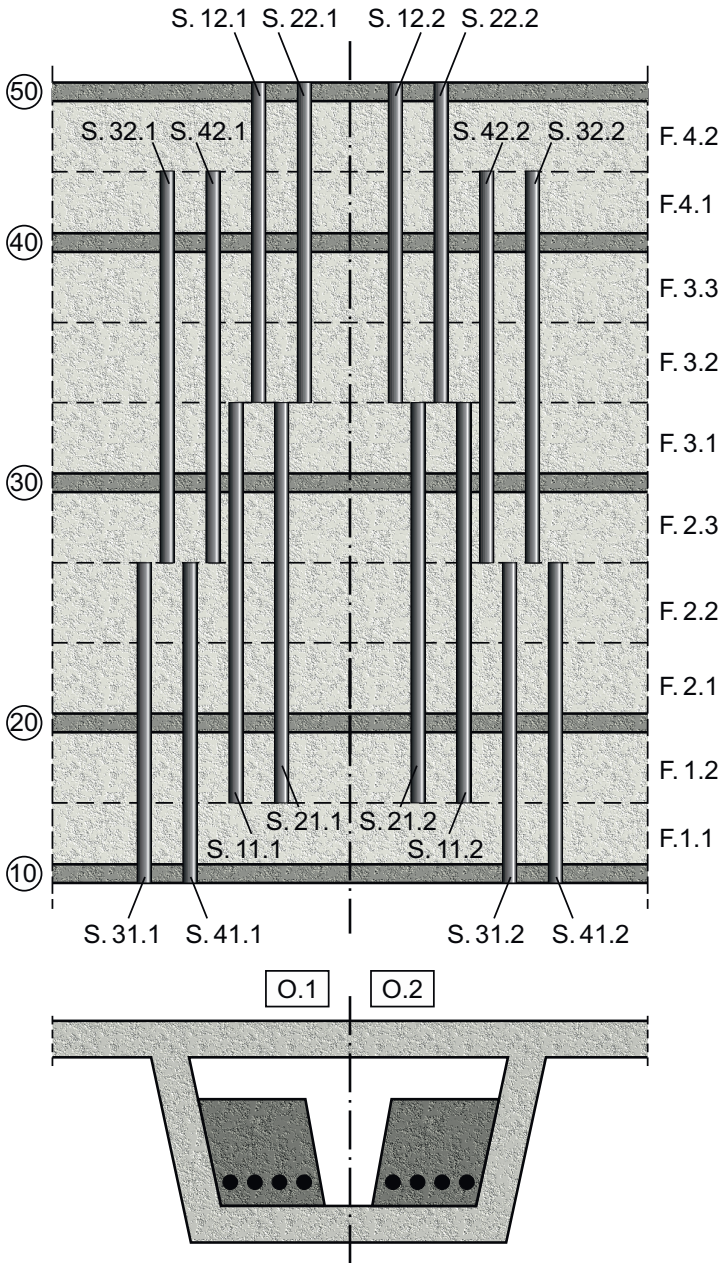


Abb. A-7: Neuenbühlalbrücke Perouse

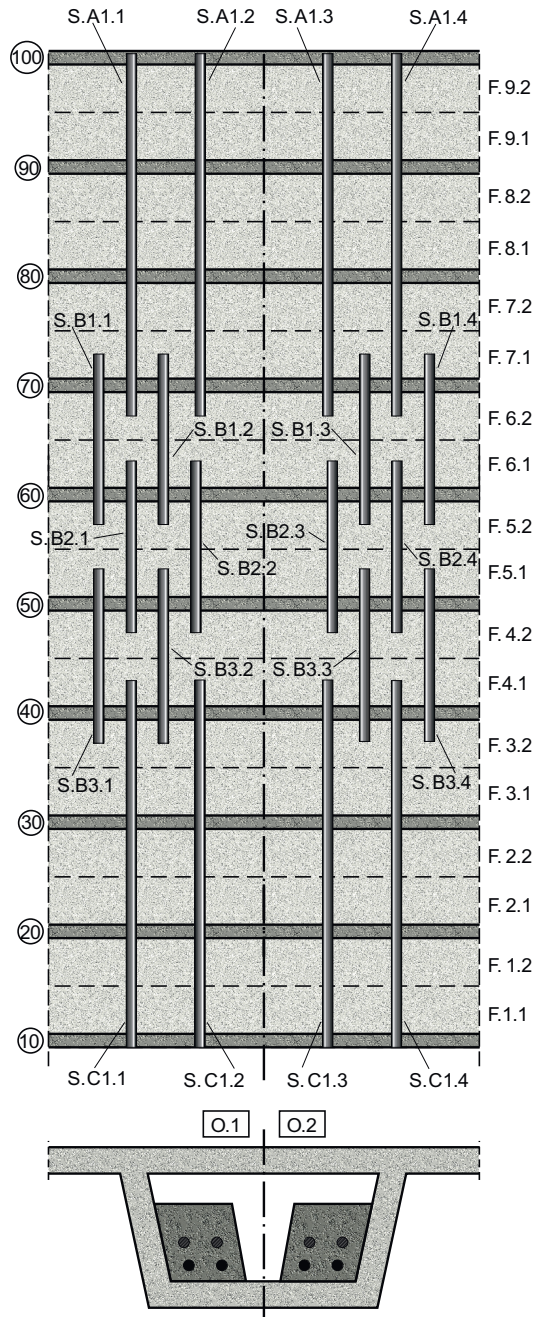


Abb. A-8: Pfinztalbrücke Nöttingen

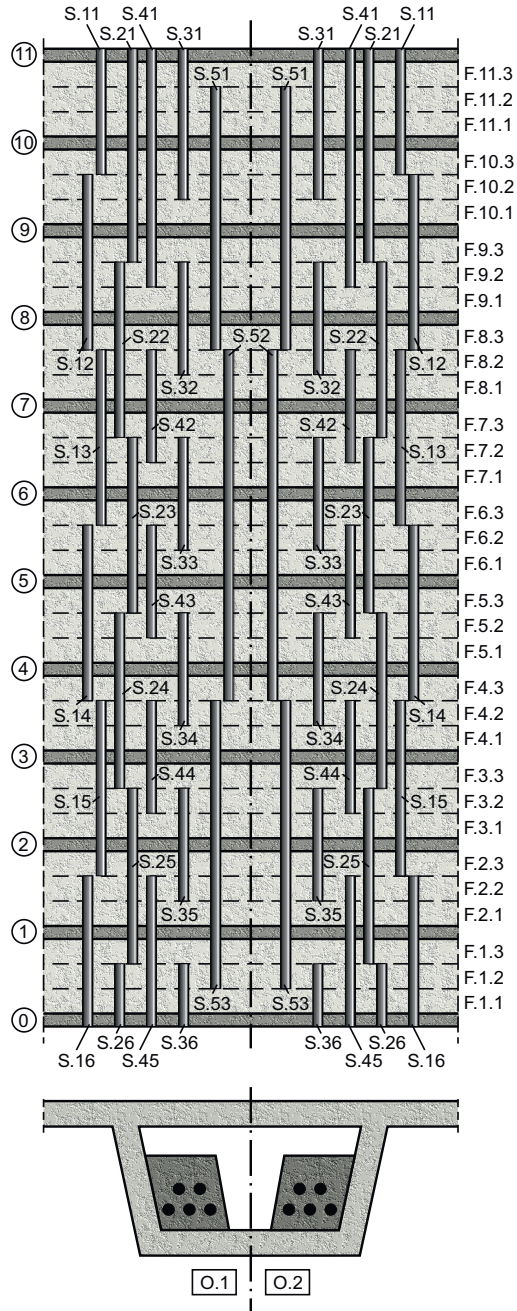


Abb. A-9: Talbrücke Rümmecke

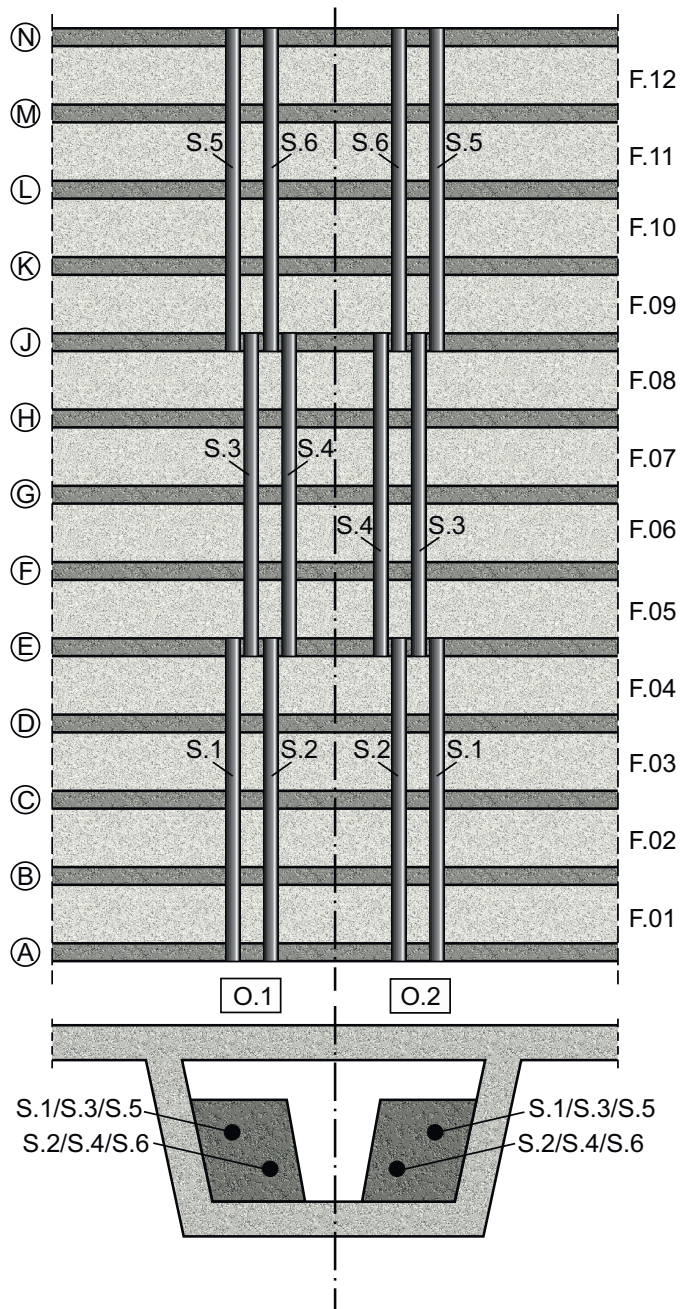


Abb. A-10: Taubertalbrücke Distelhausen

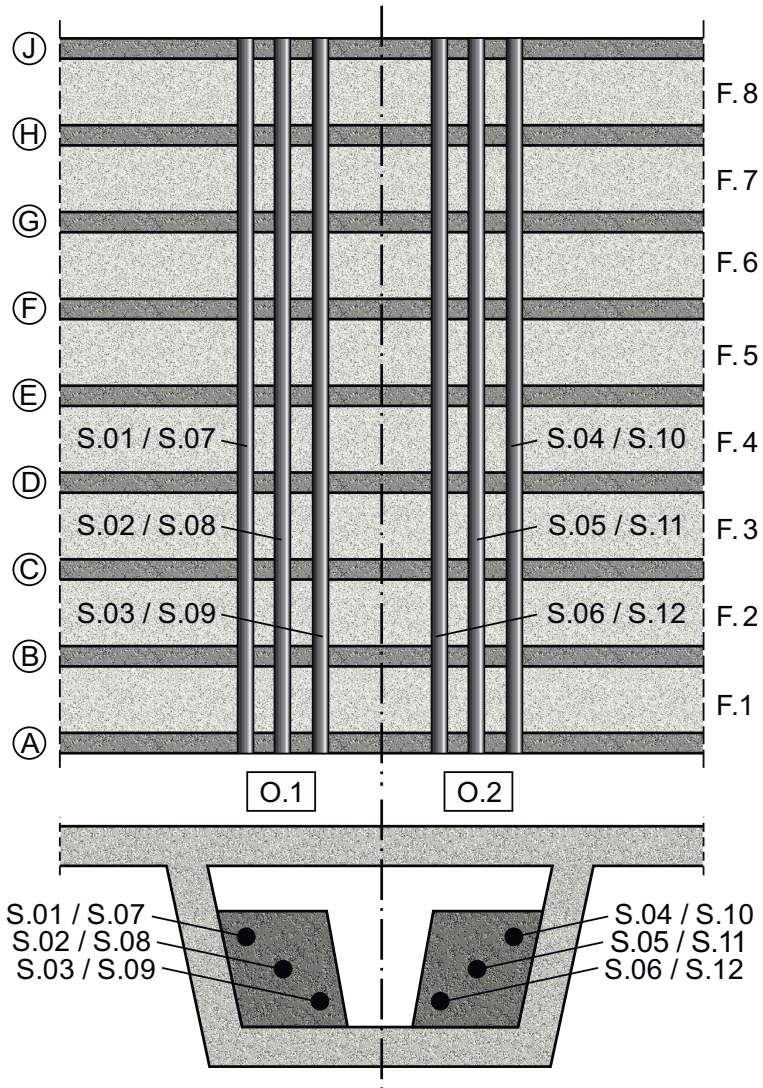


Abb. A-11: Würmtalbrücke Ehningen

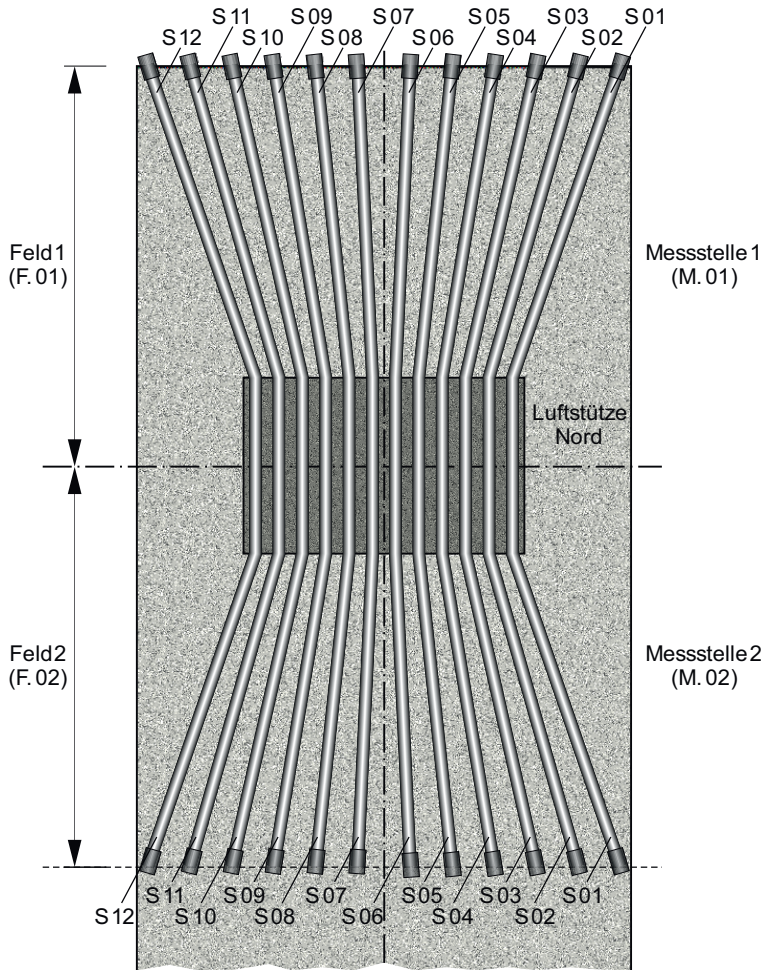


Abb. A-12: Neckartalbrücke Weitingen, Widerlager Nord

Tab. A-3: Mehrfachmessung am Abspannseil der Stadthafenbrücke Sassnitz im August 2016

Messung	Uhrzeit	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]
01	15:04	1,982422	4,013672	(*)
02	15:57	1,972656	4,023437	6,103516
03	15:59	1,962891	4,013672	(*)
04	16:02	1,953125	3,994141	(*)
05	16:10	1,972656	4,013672	6,044922
06	16:13	1,972656	4,003906	(*)
07	16:16	1,972656	4,003906	(*)
08	16:19	(*)	4,003906	6,035156
09	16:22	(*)	3,994141	6,044922
10	16:25	1,982422	4,023437	(*)
Mittelwert		1,971436	4,008789	6,057129
(*) nicht auswertbar				

Tab. A-4: Mehrfachmessung an einem Seil einer seilunterspannten Brücke im August 2015

Messung	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]
01	0,952148	(*)	2,846680	3,798828
02	0,952148	1,899414	2,856445	3,808594
03	0,961914	(*)	2,856445	3,813477
04	0,961914	1,904297	2,851562	(*)
05	0,957031	1,899414	2,851562	3,803711
06	0,957031	1,899414	2,856445	(*)
07	0,952148	(*)	2,856445	3,803711
08	0,957031	1,904297	2,856445	3,808594
09	0,957031	1,904297	2,856445	3,808594
10	0,952148	1,894531	2,846680	3,798828
Mittelwert	0,956054	1,900809	2,853515	3,805542
(*) nicht auswertbar				

Tab. A-5: Mehrfachmessung an einem Seil einer seilunterspannten Brücke im November 2015

Messung	f ₁ [Hz]	f ₂ [Hz]	f ₃ [Hz]	f ₄ [Hz]
01	0,957031	1,899414	2,856445	3,808594
02	0,952148	1,894531	2,846680	3,803711
03	0,957031	1,904297	2,856445	3,818359
04	0,957031	1,904297	2,856445	3,813477
05	0,961914	1,899414	2,851562	3,808594
06	0,957031	1,899414	2,856445	3,808594
07	0,957031	(*)	(*)	(*)
08	0,961914	1,909180	2,861328	3,813477
09	0,952148	(*)	(*)	(*)
10	0,957031	1,904297	2,856445	3,813477
Mittelwert	0,957031	1,901856	2,855224	3,811035
(*)	nicht auswertbar			

Tab. A-6: Seilkräfte [kN] unter Eigengewicht und Temperatureinwirkung – Tragseile West
Quadrant IV [92]

Seil-Nr.	-15°C	-10°C	-5°C	0°C	5°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C	35°C	40°C
1	3115,1	3113,8	3112,7	3111,5	3110,4	3109,2	3108,1	3107,0	3105,8	3104,8	3103,6	3102,6
2	3118,3	3119,5	3120,6	3121,8	3122,9	3124,2	3125,3	3126,4	3127,6	3128,7	3129,8	3131,0
3	3145,3	3144,1	3142,9	3141,7	3140,5	3139,4	3138,3	3137,1	3135,9	3134,9	3133,7	3132,7
4	3149,0	3150,2	3151,3	3152,5	3153,6	3154,9	3156,0	3157,1	3158,3	3159,4	3160,6	3161,8
5	3205,6	3204,3	3203,1	3201,9	3200,7	3199,6	3198,4	3197,3	3196,1	3195,0	3193,8	3192,7
6	3209,5	3210,7	3211,8	3213,1	3214,2	3215,5	3216,7	3217,8	3219,0	3220,2	3221,4	3222,6
7	3294,4	3293,1	3291,9	3290,6	3289,4	3288,2	3287,0	3285,8	3284,6	3283,5	3282,3	3281,1
8	3298,5	3299,7	3300,9	3302,2	3303,3	3304,7	3305,9	3307,0	3308,2	3309,4	3310,7	3311,9
9	3409,5	3408,2	3406,9	3405,6	3404,4	3403,1	3401,9	3400,7	3399,4	3398,2	3397,0	3395,8
10	3413,6	3414,9	3416,1	3417,5	3418,7	3420,0	3421,3	3422,5	3423,7	3425,0	3426,2	3427,5
11	3548,1	3546,7	3545,4	3544,1	3542,7	3541,4	3540,2	3538,9	3537,5	3536,3	3535,0	3533,8
12	3552,4	3553,8	3555,1	3556,4	3557,7	3559,1	3560,4	3561,6	3563,0	3564,3	3565,6	3566,9
13	3706,1	3704,6	3703,2	3701,8	3700,5	3699,1	3697,8	3696,4	3695,0	3693,8	3692,4	3691,1
14	3710,5	3711,9	3713,2	3714,7	3716,0	3717,5	3718,8	3720,1	3721,5	3722,9	3724,2	3725,6
15	3880,5	3879,0	3877,6	3876,2	3874,8	3873,5	3872,1	3870,8	3869,4	3868,1	3866,8	3865,5
16	3898,3	3899,9	3901,4	3903,0	3904,5	3906,2	3907,7	3909,2	3910,8	3912,3	3913,8	3915,4
17	3111,3	3110,1	3108,9	3107,8	3106,6	3105,5	3104,4	3103,3	3102,1	3101,0	3099,9	3098,8
18	3114,5	3115,7	3116,8	3118,0	3119,1	3120,4	3121,5	3122,6	3123,8	3124,9	3126,0	3127,2

Tab. A-7: Änderung der Seilkräfte [kN] unter Eigengewicht und Temperatureinwirkung bezogen auf den Referenzwert – Tragseile West Quadrant IV [92]

Seil-Nr.	-15°C	-10°C	-5°C	0°C	5°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C	35°C	40°C
1	8,1	6,8	5,7	4,5	3,4	2,2	1,1	0,0	-1,2	-2,2	-3,4	-4,4
2	-8,1	-6,9	-5,8	-4,6	-3,5	-2,2	-1,1	0,0	1,2	2,3	3,4	4,6
3	8,2	7,0	5,8	4,6	3,4	2,3	1,2	0,0	-1,2	-2,2	-3,4	-4,4
4	-8,1	-6,9	-5,8	-4,6	-3,5	-2,2	-1,1	0,0	1,2	2,3	3,5	4,7
5	8,3	7,0	5,8	4,6	3,4	2,3	1,1	0,0	-1,2	-2,3	-3,5	-4,6
6	-8,3	-7,1	-6,0	-4,7	-3,6	-2,3	-1,1	0,0	1,2	2,4	3,6	4,8
7	8,6	7,3	6,1	4,8	3,6	2,4	1,2	0,0	-1,2	-2,3	-3,5	-4,7
8	-8,5	-7,3	-6,1	-4,8	-3,7	-2,3	-1,1	0,0	1,2	2,4	3,7	4,9
9	8,8	7,5	6,2	4,9	3,7	2,4	1,2	0,0	-1,3	-2,5	-3,7	-4,9
10	-8,9	-7,6	-6,4	-5,0	-3,8	-2,5	-1,2	0,0	1,2	2,5	3,7	5,0
11	9,2	7,8	6,5	5,2	3,8	2,5	1,3	0,0	-1,4	-2,6	-3,9	-5,1
12	-9,2	-7,8	-6,5	-5,2	-3,9	-2,5	-1,2	0,0	1,4	2,7	4,0	5,3
13	9,7	8,2	6,8	5,4	4,1	2,7	1,4	0,0	-1,4	-2,6	-4,0	-5,3
14	-9,6	-8,2	-6,9	-5,4	-4,1	-2,6	-1,3	0,0	1,4	2,8	4,1	5,5
15	9,7	8,2	6,8	5,4	4,0	2,7	1,3	0,0	-1,4	-2,7	-4,0	-5,3
16	-10,9	-9,3	-7,8	-6,2	-4,7	-3,0	-1,5	0,0	1,6	3,1	4,6	6,2
17	8,0	6,8	5,6	4,5	3,3	2,2	1,1	0,0	-1,2	-2,3	-3,4	-4,5
18	-8,1	-6,9	-5,8	-4,6	-3,5	-2,2	-1,1	0,0	1,2	2,3	3,4	4,6

Tab. A-8: Eigenfrequenz [Hz] unter Eigengewicht und Temperatureinwirkung – Tragseile West Quadrant IV [92]

Seil-Nr.	-15°C	-10°C	-5°C	0°C	5°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C	35°C	40°C
1	8,642	8,639	8,637	8,635	8,633	8,631	8,629	8,627	8,625	8,623	8,621	8,619
2	7,712	7,713	7,714	7,715	7,716	7,717	7,718	7,719	7,720	7,721	7,722	7,723
3	8,598	8,596	8,593	8,591	8,589	8,587	8,585	8,583	8,581	8,579	8,577	8,575
4	7,674	7,675	7,675	7,676	7,677	7,678	7,679	7,680	7,681	7,682	7,683	7,684
5	8,513	8,511	8,509	8,507	8,505	8,503	8,501	8,499	8,497	8,495	8,492	8,490
6	7,598	7,599	7,600	7,601	7,602	7,603	7,604	7,605	7,606	7,607	7,608	7,609
7	8,394	8,392	8,390	8,388	8,386	8,384	8,382	8,380	8,378	8,376	8,374	8,372
8	7,492	7,493	7,494	7,495	7,496	7,497	7,498	7,499	7,499	7,500	7,501	7,502
9	8,249	8,247	8,244	8,242	8,240	8,238	8,236	8,235	8,232	8,231	8,229	8,227
10	7,362	7,363	7,364	7,365	7,366	7,367	7,368	7,368	7,369	7,370	7,371	7,372
11	8,083	8,080	8,078	8,077	8,074	8,072	8,071	8,069	8,067	8,065	8,063	8,061
12	7,214	7,215	7,216	7,216	7,217	7,218	7,219	7,220	7,221	7,222	7,223	7,224
13	7,902	7,900	7,898	7,896	7,894	7,892	7,890	7,888	7,886	7,884	7,882	7,880
14	7,052	7,053	7,054	7,055	7,056	7,057	7,057	7,058	7,059	7,060	7,061	7,062
15	7,812	7,810	7,809	7,807	7,805	7,803	7,801	7,799	7,798	7,796	7,794	7,792
16	6,984	6,985	6,986	6,987	6,988	6,989	6,990	6,991	6,992	6,993	6,994	6,995
17	17,298	17,294	17,289	17,285	17,281	17,277	17,273	17,269	17,264	17,260	17,256	17,252
18	15,438	15,440	15,442	15,444	15,446	15,448	15,450	15,452	15,454	15,455	15,457	15,459

Tab. A-9: Änderung der Eigenfrequenz [%] unter Eigengewicht und Temperatureinwirkung bezogen auf den Referenzwert – Tragseile West Quadrant IV [92]

Seil-Nr.	-15°C	-10°C	-5°C	0°C	5°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C	35°C	40°C
1	0,172	0,145	0,121	0,096	0,073	0,047	0,024	0,000	-0,025	-0,047	-0,073	-0,095
2	-0,087	-0,074	-0,063	-0,049	-0,038	-0,023	-0,012	0,000	0,013	0,025	0,036	0,049
3	0,172	0,147	0,122	0,097	0,072	0,049	0,025	0,000	-0,025	-0,047	-0,072	-0,094
4	-0,086	-0,073	-0,062	-0,049	-0,037	-0,023	-0,011	0,000	0,013	0,024	0,037	0,050
5	0,171	0,145	0,120	0,096	0,071	0,048	0,023	0,000	-0,025	-0,048	-0,073	-0,096
6	-0,087	-0,074	-0,063	-0,049	-0,038	-0,024	-0,011	0,000	0,013	0,025	0,038	0,050
7	0,172	0,147	0,122	0,097	0,073	0,048	0,024	0,000	-0,024	-0,047	-0,071	-0,095
8	-0,086	-0,074	-0,062	-0,048	-0,038	-0,023	-0,011	0,000	0,012	0,024	0,038	0,050
9	0,171	0,146	0,121	0,096	0,072	0,047	0,024	0,000	-0,025	-0,049	-0,072	-0,096
10	-0,088	-0,075	-0,063	-0,049	-0,037	-0,024	-0,011	0,000	0,011	0,024	0,036	0,049
11	0,171	0,146	0,121	0,097	0,071	0,047	0,024	0,000	-0,026	-0,049	-0,073	-0,096
12	-0,087	-0,073	-0,061	-0,049	-0,037	-0,023	-0,011	0,000	0,014	0,026	0,038	0,050
13	0,173	0,146	0,122	0,097	0,073	0,048	0,025	0,000	-0,025	-0,047	-0,072	-0,095
14	-0,087	-0,074	-0,063	-0,048	-0,037	-0,023	-0,011	0,000	0,013	0,025	0,037	0,050
15	0,167	0,141	0,117	0,093	0,069	0,047	0,023	0,000	-0,024	-0,047	-0,069	-0,092
16	-0,097	-0,083	-0,069	-0,055	-0,042	-0,026	-0,013	0,000	0,014	0,027	0,041	0,055
17	0,170	0,145	0,120	0,096	0,071	0,047	0,024	0,000	-0,025	-0,049	-0,073	-0,096
18	-0,087	-0,074	-0,063	-0,049	-0,038	-0,023	-0,012	0,000	0,013	0,025	0,036	0,049

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn
Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Universität Karlsruhe (TH)
ISSN 0933-0461

- Heft 1 **Manfred Curbach**
Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen
Belastungsgeschwindigkeiten. 1987
- Heft 2 **Franz-Hermann Schlüter**
Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung –
Flugzeugabsturz. 1987
- Heft 3 **Marlies Schieferstein**
Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub
und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton. 1988
- Heft 4 **Thomas Bier**
Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton. 1988
- Heft 5 **Wolfgang Brameshuber**
Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. 1988
- Heft 6 **Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt**
Durability of Non-Metallic Inorganic Building Materials. 1988
- Heft 7 **Manfred Feyerabend**
Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton. 1988
- Heft 8 **Klaus F. Schönlin**
Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. 1989
- Heft 9 **Lothar Stempniewski**
Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung. 1990
- Heft 10 **Jörg Weidner**
Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter
zur Silodruckermittlung. 1990
- Heft 11 **Pingli Yi**
Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten. 1991

Schriftenreihe des
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 12 **Rainer Kunterding**
Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos
durch Schüttgüter. 1991
- Heft 13 **Peter Haardt**
Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen
auf Beton. 1991
- Heft 14 **Günter Rombach**
Schüttguteinwirkungen auf Silozellen – Exzentrische Entleerung. 1991
- Heft 15 **Harald Garrecht**
Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen
mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung
auf Mauerwerk. 1992
- Heft 16 **Violandi Vratsanou**
Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben
unter Erdbebenbeanspruchung – Hilfsmittel zur Bestimmung
der q-Faktoren. 1992
- Heft 17 **Carlos Rebelo**
Stochastische Modellierung menschengenerierter Schwingungen. 1992
- Heft 18 **Seminar 29./30. März 1993**
Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung
des Eurocode 8. 1993
- Heft 19 **Hubert Bachmann**
Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton
bei schneller Zugbeanspruchung. 1993
- Heft 20 **DBV/AiF-Forschungsbericht H. Emrich**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter
Querkraft- und Längszugbeanspruchung. 1993
- Heft 21 **Robert Stolze**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den
Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung –
Bruchlinien-Rotationskapazität. 1993
- Heft 22 **Jie Huang**
Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter
Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. 1994

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 23 **Rolf Wörner**
Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton. 1994
- Heft 24 **Ioannis Retzepis**
Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand. 1995
- Heft 25 **Frank Dahlhaus**
Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen. 1995
- Heft 26 **Cornelius Ruckenbrod**
Statische und dynamische Phänomene bei der
Entleerung von Silozellen. 1995
- Heft 27 **Shishan Zheng**
Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit
einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik. 1996
- Heft 28 **Yong-zhi Lin**
Tragverhalten von Stahlfaserbeton. 1996
- Heft 29 **DFG**
Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen. 1996
- Heft 30 **Jürgen Ockert**
Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton. 1997
- Heft 31 **Andreas Braun**
Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter
Erdbebeneinwirkung. 1997
- Heft 32 **Martin Günter**
Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes
zwischen Polymerbeschichtungen und Beton. 1997
- Heft 33 **Gerhard Lohrmann**
Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit. 1998
- Heft 34 **Klaus Idda**
Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querkzug. 1999
- Heft 35 **Stephan Kranz**
Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten,
oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen. 1999

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 36 **Gunther Herold**
Korrosion zementgebundener Werkstoffe in
mineralsauren Wässern. 1999
- Heft 37 **Mostafa Mehrafza**
Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos – Einflüsse der Geometrie
und Randbedingungen. 2000
- Heft 38 **Tarek Nasr**
Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen. 2000
- Heft 39 **Jan Akkermann**
Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken. 2000
- Heft 40 **Viktor Mechtcherine**
Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen
zur Rißausbreitung in Beton. 2001
- Heft 41 **Ulrich Häußler-Combe**
Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten
zur Berechnung von Stahlbetontragwerken. 2001
- Heft 42 **Björn Schmidt-Hurtienne**
Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß
des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung. 2001
- Heft 43 **Nazir Abdou**
Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton
mit finiten Elementen. 2002
- Heft 44 **Andreas Plokitzka**
Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen
beim Abbruch durch Sprengen. 2002
- Heft 45 **Timon Rabczuk**
Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von
Beton mit Hilfe der SPH-Methode. 2002
- Heft 46 **Norbert J. Krutzik**
Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von
Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen. 2002
- Heft 47 **Thorsten Timm**
Beschuß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern. 2002

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 48 **Slobodan Kasic**
Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer
Vorspannung ohne Verbund. 2002
- Heft 49 **Christoph Kessler-Kramer**
Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. 2002
- Heft 50 **Nico Herrmann**
Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik. 2002
- Heft 51 **Michael Baur**
Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte
bei Erdbebeneinwirkung. 2003
- Heft 52 **Seminar 02. Juli 2004**
DIN 1045-1; Aus der Praxis für die Praxis. 2004
- Heft 53 **Abdelkhalek Saber Omar Mohamed**
Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected
to Cyclic Loading. 2004
- Heft 54 **Werner Hörenbaum**
Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit
von Sandsteinsichtmauerwerk. 2005
- Heft 55 **Seminar Februar 2006**
DIN 4149 – Aus der Praxis für die Praxis. 2006
- Heft 56 **Sam Foos**
Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten
Beanspruchungen. 2006
- Heft 57 **Ramzi Maliha**
Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton. 2006
- Heft 58 **Andreas Fäcke**
Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von
Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbelastungen. 2006
- Heft 59 **Juliane Möller**
Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten
Segmenttragwerken. 2006

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 60 **Martin Larcher**
Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens. 2007
- Heft 61 **Christoph Niklasch**
Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten von gerissenen Stahlbetonwänden. 2007
- Heft 62 **Halim Khbeis**
Experimentelle und numerische Untersuchungen von Topflagern. 2007
- Heft 63 **Sascha Schnepf**
Vereinfachte numerische Simulation des Tragverhaltens ebener mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung. 2007
- Heft 64 **Christian Wallner**
Erdbebengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen. 2008
- Heft 65 **Niklas Puttendörfer**
Ein Beitrag zum Gleitverhalten und zur Sattelausbildung externer Spannglieder. 2008

»»»»»»»»»» **Bezug der Hefte 1 – 65 und 67**
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe
www.betoninstitut.de

Bezug ab Heft 66
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2, 76131 Karlsruhe
www.ksp.kit.edu

»»»»»»»»»» **Fortführung der Reihe ab Heft 66 unter neuem Namen**
KARLSRUHER REIHE
Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung

erschienen bei KIT Scientific Publishing (ISSN 1869-912X)

KARLSRUHER REIHE

Massivbau – Baustofftechnologie – Materialprüfung

Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn
Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
ISSN 1869-912X

Heft 66

Michael Haist

Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen
bei Zementsuspensionen. 2009
ISBN 978-3-86644-475-1

Heft 67

Stephan Steiner

Beton unter Kontaktdetonation – neue experimentelle Methoden. 2009
(noch erschienen in der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau
und Baustofftechnologie, ISSN 0933-0461)

Heft 68

Christian Münich

Hybride Multidirektionaltextilien zur Erdbebenverstärkung
von Mauerwerk – Experimente und numerische Untersuchungen
mittels eines erweiterten Makromodells. 2011
ISBN 978-3-86644-734-9

Heft 69

Viktória Malárics

Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch
an zylindrischen Betonproben. 2011
ISBN 978-3-86644-735-6

Heft 70

Daniela Ruch

Bestimmung der Last-Zeit-Funktion beim Aufprall
flüssigkeitsgefüllter Stoßkörper. 2011
ISBN 978-3-86644-736-3

Heft 71

Marc Beitzel

Frischbetondruck unter Berücksichtigung der
rheologischen Eigenschaften. 2012
ISBN 978-3-86644-783-7

- Heft 72 **Michael Stegemann**
Großversuche zum Leckageverhalten von gerissenen
Stahlbetonwänden. 2012
ISBN 978-3-86644-860-5
- Heft 73 **Isabel Anders**
Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens
junger normal- und hochfester Betone. 2013
ISBN 978-3-7315-0043-8
- Heft 74 **Jennifer C. Scheydt**
Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton. 2013
ISBN 978-3-7315-0113-8
- Heft 75 **Michael Auer**
Ein Verbundmodell für Stahlbeton unter Berücksichtigung
der Betonschädigung. 2015
ISBN 978-3-7315-0316-3
- Heft 76 **Christian Moritz Urban**
Experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze für
faserverstärktes Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen. 2015
ISBN 978-3-7315-0372-9
- Heft 77 **Tobias Bacht**
Horizontaltragfähigkeit von Wänden aus Leichtbeton-Schalungssteinen –
Experimente und numerische Modellierung. 2015
ISBN 978-3-7315-0413-9
- Heft 78 **Björn Haag**
Schadensidentifikation mit modalen Parametern:
Anwendung auf extern vorgespannte Hohlkastenbrücken. 2016
ISBN 978-3-7315-0458-0
- Heft 79 **Engin Kotan**
Ein Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein. 2017
ISBN 978-3-7315-0520-4
- Heft 80 **Vladislav Kvitsel**
Zur Vorhersage des Schwindens und Kriechens von normal- und
hochfestem Konstruktionsleichtbeton mit Blähtongesteinskörnung. 2017
ISBN 978-3-7315-0521-1

KARLSRUHER REIHE

Massivbau – Baustofftechnologie – Materialprüfung

- Heft 81 **Michael Vogel**
Schädigungsmodell für die Hydroabrasionsbeanspruchung
zur probabilistischen Lebensdauerprognose von Betonoberflächen
im Wasserbau. 2017
ISBN 978-3-7315-0522-8
- Heft 82 **Georgios Maltidis**
Seismic soil structure interaction of navigation locks. 2017
ISBN 978-3-7315-0718-5
- Heft 83 **Steffen Siegel**
Zustandsbestimmung von externen Spanngliedern
und Schrägseilen mit Frequenzanalysen. 2018
ISBN 978-3-7315-0772-7

Vorgespannte Bauwerke erfordern die Integrität der Spannstähle zur Sicherstellung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit während der gesamten Nutzungsdauer. Korrosion an den Spanngliedern bzw. Seilen der Bauwerke führt meist zu unkalkulierbaren Risiken bis hin zum Bauwerkversagen.

Bei den Bauwerksprüfungen besteht ein verstärkter Bedarf nach aussagefähigen Prüfverfahren für externe Spannglieder und Schrägseile. Um deren Zustand beurteilen zu können, stehen verschiedene zerstörungsfreie bzw. zerstörungssarme Prüfverfahren zur Verfügung. Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Verfahren sind jedoch so zeitaufwändig bzw. nicht aussagekräftig genug, dass eine routinemäßige Anwendung nicht wirtschaftlich durchführbar ist. Daher wurde ein Schnelltest entwickelt, bei dem lediglich die vorhandene Eigenfrequenz des jeweiligen Messabschnittes ermittelt und auf die Erstmessung des Abschnittes normiert wird. Dies ermöglicht, dass alle Spannglieder / Seile eines Bauwerks miteinander verglichen werden können.

Zusammen mit diesem Schnelltest wurde das Messsystem ResoCable®, bestehend aus Hard- und Software, entwickelt, mit dem die Durchführung und Auswertung der Frequenzmessungen schnell und fehlerminimiert durchführbar sind. Hierzu wurden neben Versuchen an Litzen und vollverschlossenen Seilen (VVS) zahlreiche Messungen an den Spanngliedern extern vorgespannter Brücken, Seilbrücken, einem Stadionsdach und einer Windenergieanlage durchgeführt.

Der Einfluss von Drahtbrüchen auf das Spannglied bzw. Seil selbst sowie die restlichen Spannglieder / Seile im Bauwerk wurden mittels FE-Berechnungen für unterschiedliche Bauwerke durchgeführt. Darüber hinaus wurde mittels FE-Berechnungen das Verhalten von Litzen an Umlenkstellen untersucht.

ISSN 1869-912X

ISBN 978-3-7315-0772-7

