

KARLSRUHER REIHE

**Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung**

HEFT 88

ERIC KIRPAL

**Verfahren zur Beurteilung der
Schadensumfangs- und Zustandsentwicklung
vorgespannter Brückenbauwerke**

Eric Kirpal

**Verfahren zur Beurteilung der Schadensumfangs- und
Zustandsentwicklung vorgespannter Brückenbauwerke**

Karlsruher Reihe

Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung

Heft 88

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

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

Verfahren zur Beurteilung der Schadensumfangs- und Zustandsentwicklung vorgespannter Brückenbauwerke

von
Eric Kirpal

Karlsruher Institut für Technologie
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Verfahren zur Beurteilung der Schadensumfangs- und
Zustandsentwicklung vorgespannter Brückenbauwerke

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 Eric Kirpal, M.Sc.

Tag der mündlichen Prüfung: 11. Dezember 2020
Referent: Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Manfred Bischoff

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 parts marked otherwise, 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 2021 – Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier

ISSN 1869-912X
ISBN 978-3-7315-1103-8
DOI 10.5445/KSP/1000132408

Kurzfassung

Die Bereitstellung einer sicheren und zuverlässigen Infrastruktur beruht auf dem bestmöglichen Erhalt der bestehenden Verkehrswege und derer Bauwerke. Um dem Abfall der Bausubstanz infolge des fortgeschrittenen Alters des Brückenbestandes sowie der stetig zunehmenden Beanspruchung durch Straßengüterverkehr entgegenwirken zu können, ist eine regelmäßige Prüfung der Bauwerke zur Feststellung deren Zustandes erforderlich. Die permanente Beaufschlagung mit Feuchtigkeit und Chloriden sowie die hohe verkehrliche Auslastung führen zu einer intensiven korrosiven und ermüdungswirksamen Beanspruchung der Spannbe- wehrung, welche infolge der langen Nutzungsdauern von Brücken beträchtliche Auswirkungen auf die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit haben kann. Die Kenntnis über stattfindende Schädigungsprozesse und deren Einfluss auf die Entwicklung des Systemverhaltens ist daher von maßgebender Bedeutung für den Erhalt des Bestandes. Modelle zur Beschreibung von Schädigungsvorgängen berücksichtigen eine Vielzahl an Einflussparametern, Ab- hängigkeiten sowie Streuungen und erlauben, den Schädigungsfortschritt gemäß der für Bau- werke vorliegenden Expositionsbedingungen individuell zu ermitteln. Mittels aus Schädigungsmodellen abgeleiteten korrosionsbedingten Abtragsraten und ermüdungsbedingten Materialdegradationen sowie computergestützter Nachrechnungen können die Auswirkungen von Korrosion und Ermüdung auf Tragwerke bestimmt und Restnutzungsdauern durch Gegenüberstellung simulierter Systemantworten mit normativ festgelegten Grenzzuständen prognostiziert werden. Eine zunehmend genauere Berücksichtigung von Schädigungsauswirkungen erfordert jedoch auch eine stetige Verbesserung und Erweiterung etablierter Simula- tions- und Bemessungsverfahren.

Zur Ableitung schädigungsbedingter Auswirkungen auf das Tragverhalten wird ein numeri- sches Modell eines vorgespannten Trägers erstellt, mittels welchem typische Beanspru- chungszustände abgebildet und Veränderungen der Systemantwort unter zeitabhängigen Schädigungsvorgängen untersucht werden können.

Die Simulation chloridinduzierter Korrosion erfolgt als lokaler, lochfraßähnlicher Abtrag unter Berücksichtigung schädigungsbegleitender Effekte. Die bei der numerischen Untersu- chung festgestellte Entwicklung der Systemtragfähigkeit zeigt auf, dass eine Verbesserung der Schadensanalyse durch diskrete Modellierung von Korrosion eine realitätsnähere Ab- schätzung resultierender Beanspruchungszustände infolge der Berücksichtigung lokaler Schädigungsauswirkungen ermöglicht. Die Kenntnis über das Systemverhalten unter lokaler Korrosionseinwirkung erlaubt im Gegenzug einen Rückschluss auf Schädigungen im Innen- ren einer Struktur anhand an Bauwerksaußenseiten detektierter charakteristischer Beanspru- chungsänderungen.

Bei Simulation von Ermüdung erfolgt eine Erweiterung der Schadensanalyse durch Implementierung der ermüdungsbedingten Schädigungsevolution von Spannstahl in das bestehende Konzept zur Ableitung der Ermüdungssicherheit, welche eine realitätsnähere Abschätzung resultierender Nutzungsdauern infolge der Berücksichtigung ermüdungsbedingter Vorschädigungen ermöglicht. Die Untersuchung einer Vielzahl konzeptioneller Parameter quantifiziert dabei den Einfluss von Vorschädigungen auf die abgeschätzten Nutzungsdauern.

Die Vereinigung einer diskreten Modellierung von Korrosion und einer Berücksichtigung ermüdungsbedingter Vorschädigungen ermöglicht daraufhin die Bereitstellung einer alternativen Methode zur Abschätzung von Nutzungsdauern unter Korrosionsermüdung. Zur abschließenden Beurteilung des Systemverhaltens wird sowohl der Bruch von Spanngliedern als Folge von Schädigungen als auch der Einfluss der Reihenfolge der Aufbringung von Last und Schädigung untersucht. Die Kenntnis über das Systemverhalten unter verschiedenen Schädigungseinflüssen erlaubt letztlich die Entwicklung eines Verfahrens zur indirekten Bestimmung der Spanngliedschädigung anhand direkt messbarer Kenngrößen aus Monitoring.

Zur Validierung der numerischen Korrosionsuntersuchung sowie zur Überprüfung einer frühzeitigen Detektion von Schäden mittels Monitoring werden Bauteilversuche durchgeführt. Die aufgezeichneten Daten zeigen, dass sich die in der numerischen Untersuchung festgestellte Änderung in der Beanspruchung einstellt und Korrosionsschädigungen erkannt werden können. Darüber hinaus wird die Eignung faseroptischer Sensoren hinsichtlich eines kontinuierlichen Bauwerk-Monitorings aufgezeigt.

Abstract

The provision of a safe and reliable infrastructure is based on the best possible maintenance of the existing transport routes and their constructions. To be able to counteract deterioration of building stock due to advanced age of existing bridge constructions as well as the steadily increasing loading due to road freight transport, a periodic inspection of constructions in order to determine the condition is required. Permanent application with moisture and chlorides as well as high traffic capacity lead to intensive corrosive and fatigue-active use of the prestressing reinforcement that consequently may have extensive impacts on serviceability and load-bearing capacity as a result of the long service life of bridges. Thus, the knowledge of occurring damage processes and their influence on the development of the system behaviour are of considerable importance regarding the maintenance of stock. Models for the description of damage processes consider a variety of influencing parameters, dependencies as well as scatterings and allow to determine the damage progress individually according to existing exposition conditions on constructions. Corrosion-induced removal rates and fatigue-induced material degradations that derive from damage models as well as computer-aided recalculations, the impacts of corrosion and fatigue on structures can be determined just as the remaining service life can be predicted by comparing simulated system responses with normatively determined limit states. However, an increasingly exact consideration of damage impacts also requires a steady improvement and extension of established simulation and design procedures.

For deduction of damage-induced impacts on the load-bearing behaviour a numerical model of a prestressed beam is developed by which typical loading conditions can be reflected and changes in system response under time-dependent damage processes can be examined.

The simulation of chloride-induced corrosion takes place as local pitting-like removal in consideration of damage-accompanying effects. The development of the system load-bearing capacity that derives from the numerical analysis shows that an improvement of damage analysis by discrete modelling of corrosion enables a more realistic evaluation of resulting loading conditions due to consideration of local damage impacts. In return, the knowledge of the system behaviour under local corrosion effects allows a conclusion to be drawn about damages inside a structure based on characteristic changes in stress detected on the exterior of constructions.

When simulating fatigue, an extension of damage analysis by implementation of fatigue-induced damage evolution of prestressing steel into the existing concept for deduction of fatigue resistance takes place which enables a more realistic evaluation of the resulting service life due to consideration of fatigue-related predamage. Thereby, the analysis of a variety of conceptual parameters quantifies the influence of predamages on the estimated service life.

Subsequently, the assembly of discrete modelling of corrosion and the consideration of fatigue-induced predamages enables the provision of an alternative approach to estimate service life under corrosion fatigue.

For final evaluation of the system behaviour, the failure of tendons as a consequence of damages as well as the influence of the order of application of load and damage are analysed. Conclusively, the knowledge of system behaviour under various damage influences allows the development of a procedure for indirect evaluation of the tendons` damage by means of direct measurable properties from monitoring.

For validation of the numerical corrosion analysis as well as for verification of an early detection of damages by means of monitoring component test are carried out. The recorded data shows that the determined stress resulting from the numerical analysis occurs and corrosion damages can be recognised. Furthermore, the suitability of fibre-optic sensores regarding a continuous monitoring of constructions is shown.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	i
Abstract	iii
Kapitel 1: Einführung und Zielsetzung	1
1.1 Ausgangslage	1
1.2 Ziel der Promotion	3
Kapitel 2: Erhaltungsstrategie für Ingenieurbauwerke	7
2.1 Technische Regelwerke	7
2.2 Bauwerk-Management-System (BMS)	8
2.3 Bauwerksprüfung nach DIN 1076	10
2.4 Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (NRR)	12
2.5 Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING)	14
2.5.1 RI-EBW-PRÜF	15
2.5.2 OSA	15
2.5.3 RI-WI-BRÜ	16
2.5.4 RI-ERH-KOR	16
2.5.5 RPE-ING	17
Kapitel 3: Schäden an Brücken	19
3.1 Schadensursachen	19
3.1.1 Schäden infolge unzureichender Planung	20
3.1.2 Schäden infolge mangelnder Bauausführung	20
3.1.3 Schäden infolge nutzungsbedingter Einflüsse	21
3.2 Schäden an Bauteilen und deren Folgen	21
3.2.1 Fahrbahnkonstruktionen	22
3.2.2 Dehnfugen und Übergangskonstruktionen	22
3.2.3 Kappen	23
3.2.4 Lager	23
3.2.5 Koppelfugen	23
3.3 Tragfähigkeitsrelevante Folgeschäden	24
3.3.1 Korrosion	24
3.3.1.1 Korrosion infolge von Chloriden	24
3.3.1.2 Korrosion infolge von Karbonatisierung	25
3.3.1.3 Entstehung und Arten von Korrosion	26
3.3.2 Ermüdung	29

Kapitel 4: Degradationsmodelle zur Lebensdauerbemessung	33
4.1 Korrosion	33
4.1.1 Korrosion infolge von Chloriden	35
4.1.1.1 Einleitungsphase	35
4.1.1.2 Schädigungsphase	37
4.1.2 Korrosion infolge von Karbonatisierung	44
4.1.2.1 Einleitungsphase	44
4.1.2.2 Schädigungsphase	46
4.2 Ermüdung	48
4.2.1 Ermüdungsverhalten der Werkstoffe	48
4.2.2 Lastmodelle für Betriebsbeanspruchungen	51
4.2.3 Nachweisstrategie	53
4.3 Zusammenfassung	62
Kapitel 5: Numerische Untersuchung von Schädigungen mittels ABAQUS	65
5.1 Modellbildung	66
5.1.1 System und Idealisierung	66
5.1.2 Systemantwort unter Einwirkungen	69
5.2 Simulation von Korrosionsschädigungen	74
5.2.1 Korrosion der Betonstahlbewehrung	76
5.2.2 Korrosion der Spannstahlbewehrung	77
5.2.3 Korrosion der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung	92
5.3 Simulation von Ermüdungsschädigungen	101
5.3.1 Systemverhalten unter ermüdungsbedingten Materialschädigungen	101
5.3.2 Bestimmung der Lebensdauer unter Berücksichtigung ermüdungs- bedingter Materialschädigungen	106
5.3.3 Einflussfaktoren auf die Ermüdungslebensdauer	111
5.3.3.1 Grundbeanspruchung	112
5.3.3.2 Beanspruchungsschwingbreite	114
5.3.3.3 Lastwechselzahl	116
5.3.3.4 Schädigungsabhängige Lastwechselzahl	118
5.3.3.5 Spanngliedpartitionierung	120
5.3.3.6 Verbund	123
5.3.3.7 Ermüdungswiderstand	124
5.3.3.8 Kombination ermüdungsbedingter Materialschädigungen	126

5.4	Simulation simultaner Korrosions- und Ermüdungsschädigungen	128
5.4.1	Mechanismen der Korrosionsermüdung	129
5.4.2	Systemverhalten unter korrosionsermüdungsbedingten Material- schädigungen	131
5.4.3	Bestimmung der Lebensdauer unter Berücksichtigung korrosions- ermüdungsbedingter Materialschädigungen	133
5.4.4	Alternative Bestimmung der Lebensdauer unter Korrosionsermü- dung	137
5.5	Simulation von Spanngliedbrüchen	143
5.6	Pfadabhängigkeit in der Simulation von Schädigungen	150
5.6.1	Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosion	151
5.6.2	Pfadabhängigkeit in der Simulation von Ermüdung	154
5.6.3	Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosionsermüdung	158
5.6.4	Pfadabhängigkeit in der Simulation von Spanngliedbrüchen	161
5.7	Zusammenfassung	162
	Kapitel 6: Verfahren zur Bestimmung der Spanngliedschädigung	167
6.1	Konzeption	167
6.2	Zusammenfassung	176
	Kapitel 7: Experimentelle Untersuchung von Korrosionsschädigungen	179
7.1	Bauteilversuche	179
7.2	Modellvalidierung und Möglichkeiten der Schadensdetektion	187
7.3	Zusammenfassung	200
	Kapitel 8: Zusammenfassung und Ausblick	203
	Abbildungsverzeichnis	211
	Tabellenverzeichnis	219
	Literaturverzeichnis	223
	Anhang	229
	Anhang A	230
	Anhang B	232
	Anhang C	232
	Anhang D	236
	Anhang E	238

Kapitel 1

Einführung und Zielsetzung

1.1 Ausgangslage

Brücken sind wesentlicher Bestandteil einer funktionsfähigen Infrastruktur. Neben dem weiteren Ausbau ist auch der Erhalt des bestehenden Straßennetzes sowie von dessen Bauwerken von großer Bedeutung.

Eine leistungsfähige Straßeninfrastruktur zur dauerhaften Sicherstellung der Mobilität durch moderne und weiträumig ausgebaute Verkehrswege ist sowohl eine unumgängliche Voraussetzung für wirtschaftliches Wachstum als auch ein wertvoller Beitrag für die Lebensqualität der Bevölkerung. Da das Bundesfernstraßennetz mit dessen zentralen Lage in Europa die Hauptlast des Transitverkehrs des europäischen Binnenmarktes trägt und für die Bewältigung des Güter- und Personenverkehrs große Bedeutung hat, ist die Aufrechterhaltung des Verkehrsflusses unabdingbar. Störungen im Netz verursachen neben volkswirtschaftlichen Schäden ebenfalls erhebliche Folgekosten für Nutzer und Umwelt [12].

Der Großteil der Brücken des Bundesfernstraßennetzes steht in der Bauträgerschaft des Bundes und weist eine Gesamtfläche von ca. 30 Mio. m² auf. Die in der Verantwortlichkeit der Länder befindliche Gesamtbrückenfläche beträgt ca. 5 Mio. m². Brücken sind neben Tunnelbauwerken die hinsichtlich der Investitions- und Folgekosten teuersten Anlageteile im Bundesfernstraßennetz. Das geschätzte Anlagevermögen in Brücken- und andere Ingenieurbauwerke an Bundesfernstraßen beträgt ca. 50 Mrd. Euro [12].

Gemessen an der Brückenfläche haben in Deutschland Spannbetonbrücken mit 69,9 % und Stahlbetonbrücken mit 17,3 % den weitaus größten Anteil am Bestand. Stahl- und Stahlverbundbrücken haben mit 6,0 % bzw. 6,2 % zwar nur einen geringen Anteil, sind jedoch vor allem wegen der Größe einiger Brücken von erheblicher Bedeutung. Brücken aus Stein und Holz sind im Bundesfernstraßennetz nur von untergeordneter Bedeutung [12].

Infolge der wirtschaftlichen Entwicklung Deutschlands nach dem zweiten Weltkrieg wurde in den alten Bundesländern in den 1960er, -70er und -80er Jahren das Straßennetz stark ausgebaut und eine Vielzahl an Brücken neu errichtet. In den neuen Bundesländern fand eine vergleichbare Entwicklung nach 1990 statt. Die Altersstruktur der Brückenbauwerke weist daher einen hohen Anteil älterer Bauwerke auf, von denen einige zwischenzeitlich mehr als die Hälfte ihrer planmäßigen Nutzungsdauer erreicht haben [12].

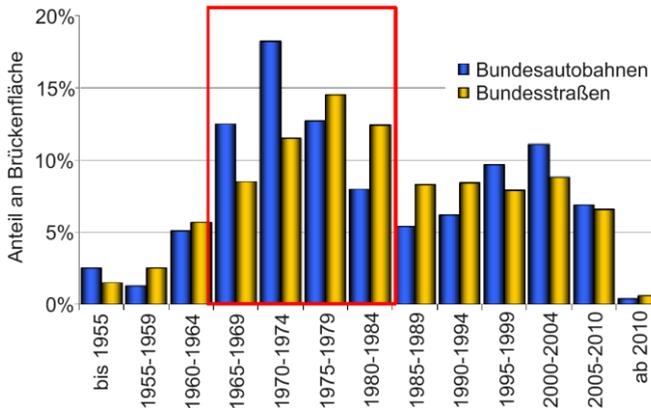


Abb. 1.1: Altersstruktur der Brücken an Bundesfernstraßen bezogen auf die prozentuale Brückenfläche des Bundesfernstraßennetzes [12]

Sowohl das Alter zahlreicher Brücken und die damit einhergehenden Schäden als auch die steigende Verkehrsbelastung durch die prognostizierte Zunahme des Straßengüterverkehrs, festgestellte Überladungen der Fahrzeuge und die steigende Zahl der zugelassenen Schwervertransporte machen eine regelmäßige Überwachung und Prüfung der Bauwerke notwendig. Ältere Brücken wurden seinerzeit nicht für das heutige Verkehrsaufkommen und unter anderen Anforderungen und Vorschriften für Bemessung und Konstruktion geplant und errichtet, sodass ein signifikanter Anteil dieser Bauwerke eine Beanspruchung bis an die Grenzen ihrer Leistungsfähigkeit aufweist [12]. Dem progressiv zunehmenden Verschleiß der Bausubstanz muss daher mit zunehmendem Instandhaltungsaufwand entgegengewirkt werden, um die uneingeschränkte Nutzung der Brückenbauwerke über möglichst lange Zeit aufrechterhalten und damit die Sicherheit und Verfügbarkeit der Straßeninfrastruktur gewährleisten zu können [4].

„Die Straßenbauverwaltung hat im Rahmen der öffentlichen Daseinsvorsorge unter Beachtung der Wirtschaftlichkeit für die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit der Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen einzustehen.“ [11]

Für eine optimale Erhaltung der Bauwerke und einen wirtschaftlichen Einsatz der zur Verfügung stehenden finanziellen Mittel hat das *Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung* ein umfassendes Bauwerk-Management-System für Bundes- und Länderverwaltungen eingeführt, das die Ingenieurbauwerke von der Planung über den Bau und die Erhaltung bis zu deren Nutzungsende erfasst und der Verbesserung der Wirtschaftlichkeit im Rahmen der Erhaltung der Bauwerke des Bundesfernstraßennetzes dient [14]. Das Bauwerk-Management-System liefert Informationen zu den Bauwerken sowie deren Zuständen, deren Gesamtheit als Grundlage haushalts-, bau- und verkehrstechnischer Entscheidungen in den Straßenbauverwaltungen des Bundes und der Länder dient [10].

Ziel von Erhaltungsplanungen ist es, mittels Informationen aus Überwachung, Prüfung, Nachrechnung und prognostizierter Zustandsentwicklung der Bauwerke die wirtschaftlich beste Maßnahmenvariante zur Aufrechterhaltung der Bauwerksfunktion zu bestimmen, um geschädigte, aber auch ursprünglich schwächer bemessene, ältere Tragwerke auch zukünftig für den ständig zunehmenden Verkehr nutzen zu können. Schäden an Bestandsbauwerken sollen rechtzeitig erkannt werden, um den Baulastträger in die Lage zu versetzen, entsprechende Erhaltungsmaßnahmen einzuleiten, bevor es zur Ausweitung von Schäden kommt und Verkehrseinschränkungen bis hin zu Sperrungen möglichst verhindert werden können [14]. Ist dies für ein schadhaftes Bauwerk nicht mit vernünftigem finanziellem Aufwand möglich, muss dieses als nicht zukunftsfähig eingestuft und ein Ersatzneubau vorgesehen werden [4]. Somit sind Vorhersagen zur Entwicklung von Schäden und die Abschätzung der verbleibenden Nutzungsdauer wichtige Faktoren für die bauliche und ökonomische Optimierung der Brückenerhaltung.

Künftig werden Aspekte wie Anpassbarkeit und Möglichkeiten der Umnutzung noch umfassender zu berücksichtigen sein, denn durch das zugleich weiträumig ausgebaute und alternde Straßennetz werden zur uneingeschränkten Sicherstellung von Verfügbarkeit, Zuverlässigkeit und Leistungsfähigkeit in zunehmendem Maße Erhaltungsmaßnahmen, Ertüchtigungen und Erweiterungen von Brücken in den Vordergrund rücken [42].

Im Rahmen der systematischen Straßenerhaltung muss somit mit dem geringstmöglichen finanziellen Aufwand ein erforderliches Erhaltungsniveau erreicht bzw. mit den verfügbaren finanziellen Mitteln ein höchstmögliches Erhaltungsniveau sichergestellt werden (ökonomisches Prinzip) [17].

1.2 Ziel der Promotion

Die häufigsten Schadensfälle an Brückenbauwerken sind Korrosion und Ermüdung der Beton- und Spannstahlbewehrung zuzuordnen. Zum einen verursachen im Beton enthaltene Chloride einen elektrochemischen Angriff des Stahls, welcher eine massive Reduktion der Bewehrungsquerschnittsfläche zur Folge haben kann, zum anderen führt die Überfahrt von Schwerverkehr zu ständig wechselnden Beanspruchungen in der Bewehrung, welche infolge millionenfacher Lastwechsel die Materialeigenschaften negativ beeinflussen. Da sowohl Korrosion infolge der Anreicherung von Chloriden aus Taumitteln als auch Ermüdung infolge der stetig zunehmenden Menge an Verkehr als ständig vorhandene Einwirkungen definiert werden können, kann es darüber hinaus zu einer Interaktion beider Schädigungen kommen. Die Erfassung von Schädigungsprozessen sowie die Ableitung der verbleibenden Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit sind meist derart komplex, dass lediglich eine vereinfachte Nachbildung in Realität vorliegender Vorgänge in numerischen Simulationen möglich ist. Damit die Beurteilung des Zustandes von Bauwerken möglichst zuverlässig ist, muss die Ab-

weichung zwischen ingenieurmäßig ermitteltem und tatsächlichem Systemverhalten möglichst gering sein. Eine stetige Verbesserung der Simulation von Schädigungsprozessen zur Erweiterung von Bemessungskonzepten um Schadensanalysen ist somit unabdingbar für den Erhalt des Bestandes.

Die Untersuchung der Auswirkungen von Korrosion erfolgt aufgrund von Modellierungsmöglichkeiten in numerischen Programmen sowie Unkenntnis über sich ausbildende Schädigungsgeometrien durch prozentuale Reduktion der Bewehrungsquerschnittsfläche. Während diese Vereinfachung für Betonstahl aufgrund der global einwirkenden Korrosion infolge der geringen und konstanten Betonüberdeckung ausreichend genau ist, erscheint diese für Spannstahl aufgrund der lokal einwirkenden Korrosion infolge des meist momentenaffinen Spanngliedverlaufs jedoch als unzureichend, zumal lokale Auswirkungen der Korrosionsschädigung auf das Systemverhalten hinsichtlich der starken Beteiligung der Spannbewehrung am Lastabtrag vollständig außer Acht bleiben. In Anbetracht dessen erfolgt eine Verbesserung der Simulation von Korrosion an der Spannbewehrung durch diskrete Modellierung eines muldenförmigen Stahlabtrags.

Verfahren zur Überprüfung der Ermüdungssicherheit erlauben eine Vielzahl an Möglichkeiten hinsichtlich einer möglichst genauen Nachbildung realer Ermüdungsvorgänge. Eine Veränderung der Materialeigenschaften infolge zyklischer Beanspruchungen wird in diesen Verfahren jedoch nicht berücksichtigt, denn die aus der Überfahrt eines Fahrzeugs ermittelte Spannungsschwingbreite ist über die Nutzungsdauer des Bauwerks konstant. Eine Berücksichtigung ermüdungsbedingter Vorschädigungen aus Reihenfolgeeffekten beeinflusst jedoch ermittelte Spannungsschwingbreiten und somit abgeleitete Nutzungsdauern. In Anbetracht dessen erfolgt eine Erweiterung der Simulation von Ermüdung durch Berücksichtigung der Evolution der Materialeigenschaften in Abhängigkeit ertragener Ermüdungseinwirkung.

Eine Berücksichtigung der simultanen Einwirkung von Korrosion und Ermüdung in der Schadensanalyse ist infolge nicht quantifizierter Materialwiderstände gegen diese Art der Beanspruchung nicht möglich. Zur Umgehung dieses Umstandes müssen die Auswirkungen von Korrosionsermüdung auf das Systemverhalten über alternative Herangehensweisen berücksichtigt werden. In Anbetracht dessen erfolgt eine Bereitstellung einer Methode, mittels welcher eine Abschätzung von Nutzungsdauern für prognostizierte Korrosionseinwirkungen anhand analytischer Ermüdungslebensdauerberechnungen durch Verwendung numerisch ermittelter Schädigungskorrekturfunktionen ermöglicht wird.

Das fehlende Wissen um das genaue Systemverhalten unter Schädigungseinwirkung stellt eine Lücke in der ganzheitlichen Bemessung dar, welche aufgrund der langen Nutzungsdauern von Brückenbauwerken umfassende Instandhaltungsmaßnahmen zur Folge hat. Die Analyse von Schädigungsprozessen, deren Berücksichtigung in numerischen Simulationen sowie die Ableitung des Systemverhaltens sind der erste Schritt, um Verfahren zur Schadensanalyse in

Bemessungskonzepten zu implementieren und Nutzungsdauern zu quantifizieren. Eine Berücksichtigung der zeitlichen Änderung der Systemantwort unter nutzungsbedingten Schädigungen in numerischen Simulationen soll eine Bereitstellung normativ verwendbarer Gesetzmäßigkeiten sowie eine Erweiterung etablierter Bemessungsverfahren zur Folge haben und durch Gegenüberstellung ermittelter Systemantworten mit normativ festgelegten Grenzzuständen eine zuverlässige Beurteilung von Bauwerken hinsichtlich ihrer Dauerhaftigkeit analog dem performance-basierten Konzept zur Bemessung gegen Lasteinwirkung ermöglichen.

Zur Umsetzung dieses Vorhabens wird die Forschungsarbeit zunächst in die umfassende Erhaltungsstrategie für Ingenieurbauwerke eingegliedert. Anschließend wird die Wirkungskette von anfänglichen Schadensursachen über bauteilspezifische Einzelschäden hin zu tragfähigkeitsrelevanten Folgeschäden aufgezeigt und Modelle zur Beschreibung dieser Degradationsprozesse analysiert. Daraufhin wird ein numerisches Modell eines vorgespannten Trägers erstellt, welches die Untersuchung der Auswirkungen auf das Systemverhalten infolge von Korrosion, Ermüdung und Korrosionsermüdung sowie den Ausfall von Spanngliedern als Folge dieser Schädigungen erlaubt. Die zusätzliche Untersuchung der Reihenfolge der Auf- bzw. Einbringung von Last und Schädigung vervollständigt dabei die Schadensanalyse. Auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse über das Systemverhalten unter Schädigungseinwirkung ist letztlich die Ableitung eines Verfahrens zur indirekten Bestimmung des Schädigungszustandes anhand direkt messbarer Kenngrößen aus Bauwerksmonitoring möglich. Ergänzend zu den numerischen Untersuchungen wird der Einfluss einer Korrosionsschädigung auf das Tragverhalten in maßstabsgetreuen Bauteilversuchen überprüft.

Kapitel 2

Erhaltungsstrategie für Ingenieurbauwerke

Der Eigentümer von Ingenieurbauwerken hat entsprechend dessen Auftrag unter Beachtung der Wirtschaftlichkeit für die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit dieser Bauwerke einzustehen [11]. Um diese hoheitliche Aufgabe erfüllen zu können, gibt ein Bauwerk-Management-System die notwendigen Schritte für eine systematische Erhaltung der bestehenden Ingenieurbauwerke nach bundesweit einheitlichen Kriterien vor, um die komplexen Abläufe zielgerichtet planen, steuern und kontrollieren zu können [37].

2.1 Technische Regelwerke

Mit Umstellung von den DIN-Fachberichten auf die Eurocodes im Mai 2013 wurden die aktuell gültigen technischen Regelwerke für die Bemessung und Konstruktion neuer Brücken- und anderer Ingenieurbauwerke an Bundesfernstraßen eingeführt.

Abweichend vom Brückenneubau wird die Beurteilung der Tragfähigkeit älterer und geschädigter Brückenbauwerke in der „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“ geregelt, welche ebenfalls Bezug auf die Vornormen der Eurocodes nimmt.

DIN 1076 „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung“ dient der regelmäßigen Kontrolle der Ingenieurbauwerke des Bundesfernstraßennetzes hinsichtlich derer Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit. Die bei der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 gesammelten Daten über den Bestand und dessen Zustand liefern die Grundlage für das Bauwerk-Management-System.

Weitere Vorgaben hinsichtlich Entwurf, Baudurchführung und Erhaltung von Ingenieurbauwerken werden in zusätzlichen Richtlinien festgelegt und durch die *Bundesanstalt für Straßenwesen* bekannt gegeben.

Die „Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauwerken“ (RI-ERH-ING) dienen der Umsetzung des Bauwerk-Management-Systems und strukturieren und vervollständigen die aus Brückenprüfung und ggf. Nachrechnung gewonnenen Daten zum Bauwerkszustand und ermöglichen eine entsprechende Maßnahmenfindung zur Schadensbehebung. Die in den RI-ERH-ING enthaltenen Richtlinien sind

- Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF)
- Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse (OSA)
- Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken (RI-WI-BRÜ)
- Richtlinie für die Erhaltung des Korrosionsschutzes von Stahlbauten (RI-ER-KOR)
- Richtlinie zur Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauten (RPE-ING)

2.2 Bauwerk-Management-System (BMS) [37]

Ein Bauwerk-Management-System ist ein umfassendes Konstrukt, welches aus einer Reihe von Verfahren, Empfehlungen und Richtlinien besteht.

Als Grundlage liegt eine umfassende Datensammlung zum Bauwerk, dessen Schäden und Erhaltungszustand, der Lage im Netz und der Verkehrsbelastung vor. Diese Daten werden durch weitere Informationen wie Prognosen zum zukünftigen Zustand und Abschätzungen der dann anfallenden Erhaltungskosten sowie durch zusätzliche Eingangsgrößen wie verfügbares Budget oder Mindestbedingungen an zu erreichende Erhaltungszustände ergänzt. Der Kern des Systems besteht aus dem Analyseprozess, im Rahmen dessen Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen, Programmbildungen und Optimierungen ausgeführt werden. Ergebnis des Analyseprozesses sind generelle Aussagen zum Bestand und dessen Zustand, durchzuführende Maßnahmen an Einzelbauwerken sowie Erhaltungsprogramme für gesamte Netzbereiche.

Das zur systematischen Straßenerhaltung entwickelte BMS besteht aus sieben Modulen. Zur Bearbeitung der Aufgaben innerhalb dieser Teilmodule stehen eine zentrale Datenbank sowie verschiedene Verfahren zur Verfügung.

Modul 1: Grunddaten

Zur Bereitstellung von Daten kann zwischen Datenbanksystemen zur Verwaltung von Bauwerksdaten auf Objektebene und von Streckendaten auf Netzebene unterschieden werden. Die Verwaltung von Bauwerksdaten dient neben der Sammlung von Konstruktions- und Schadensdaten unter anderem auch der Durchführung von Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 durch Bereitstellung eines Schadenskatalogs, der die Zuordnung von Schäden zu entsprechenden Maßnahmen erleichtert. Streckendatenbanken enthalten weitere Daten zum Straßennetz wie dessen Aufbau, Zustand und Verkehrsbelastung.

Modul 2: Zustandsdaten und Bewertung

Regelmäßig aus Bauwerksprüfungen und ggf. aus Nachrechnungen gewonnene Zustandsdaten werden zur Aktualisierung der Grunddaten in den Datenbanken ergänzt. Mit Hilfe von Schadenskatalogen werden festgestellte Schäden bewertet und mithilfe von Modellen zur Schadens- und Zustandsentwicklung ein System zur späteren Kostenermittlung für verschiedene Maßnahmenvarianten bereitgestellt.

Modul 3: Objektbezogene Schadensanalysen

Objektbezogene Schadensanalysen dienen der erweiterten Erfassung von Zustandsdaten zur abschließenden Klärung komplexer oder unklarer Schadensbilder nach einer Bauwerksprüfung sowie zur Ergänzung von Schadenskatalogen und der Erarbeitung von Modellen zur Zustandsentwicklung.

Modul 4: Erhaltungsmaßnahmen

Für festgestellte Schäden werden technisch mögliche Erhaltungsmaßnahmen zur Instandsetzung oder Verstärkung abgeleitet und der Eingriffszeitraum zur Schadensbeseitigung festgelegt, um eine Verschlechterung des Bauwerkzustandes durch Schadensausweitung und Folgeschäden zu vermeiden. Mit Bereitstellung eines detaillierten Maßnahmenkatalogs zur Erhaltung der Bauwerke und Verknüpfung vorliegender Schäden mit entsprechenden Maßnahmen kann eine Auswahl an möglichen Maßnahmenvarianten getroffen werden, die im Weiteren als Grundlage von Wirtschaftlichkeitsüberlegungen dient. Dabei werden die Kosten und der Nutzen der möglichen Maßnahmenvarianten ermittelt und eine Reihung der Maßnahmen durch Berechnung des Nutzen-Kosten-Verhältnisses und der Nutzen-Kosten-Differenz erstellt, um die unter ökonomischer Betrachtung sinnvollsten Maßnahmen zu bestimmen.

Modul 5: Wirtschaftlichkeitsberechnungen

Sind Maßnahmenvarianten zur Erhaltung der jeweiligen Einzelbauwerke ermittelt, greift die Erhaltungsplanung von der Objektebene auf die Netzebene über. Um Erhaltungsmaßnahmen nach ökonomischen Kriterien bewerten zu können, werden Objekt- und Netzdaten gemeinsam analysiert und daraus Nutzen-Kosten-Modelle und Variantenvergleiche für eine optimierte netzweite Reihung von Erhaltungsmaßnahmen erstellt sowie mittels Simulationsrechnungen die Auswirkungen verschiedener Erhaltungsstrategien an Einzelbauwerken und deren Gesamtheit untersucht. Neben der Mittelbereitstellung und der zukünftigen Finanzplanung beeinflussen weitere Bedingungen, wie die Begünstigung von Bauwerken mit hoher verkehrlicher Funktion, die Begünstigung der Umsetzung mehrerer Maßnahmen innerhalb eines Streckenabschnitts oder die Vermeidung von parallelen Maßnahmen an Streckenabschnitten, die Alternativrouten zueinander darstellen, die Entscheidung zur Wahl einer Erhaltungsstrategie maßgebend. Durch die Optimierung der Erhaltung auf Netzebene wird versucht, bei festgelegten Budgetbedingungen diejenigen Erhaltungsmaßnahmen an den Einzelbauwerken auszuwählen, durch die der Gesamtnutzen im Netz maximiert wird.

Modul 6: Planung und Durchführung

Ist die Erhaltungsstrategie festgelegt, beginnt die zeitliche Planung und Umsetzung der in dieser Strategie enthaltenen Einzelmaßnahmen.

Modul 7: Erfolgskontrolle

Die netzweite Umsetzung der Maßnahmen wird zeitnah mit Soll-Ist-Vergleichen und anderen Verfahren überwacht. Zukünftige Bauwerksprüfungen beurteilen den Erfolg umgesetzter Maßnahmen und führen ggf. auf eine Korrektur zu wählender Maßnahmen.

Das Bauwerks-Management-System mit dessen Verfahren und Resultaten innerhalb der Teilmodule sowie deren Einordnung in die Objekt- und Netzebene ist in Abbildung 2.1 schematisch dargestellt.

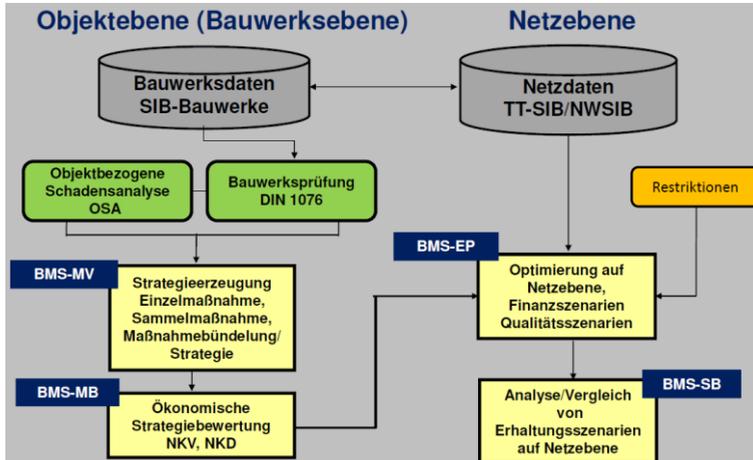


Abb. 2.1: Bauwerk-Management-System auf Objekt- und Netzebene [43]

2.3 Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [11], [27]

DIN 1076 ist Grundlage für die Prüfung und Überwachung von Ingenieurbauwerken hinsichtlich deren Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit und stellt damit das grundlegende technische Regelwerk für die Erfassung des Zustandes von Ingenieurbauwerken dar. Die Norm stellt Vorgaben zur Durchführung der Bauwerksprüfung und erläutert die Anforderungen an die für die laufende Überwachung und zukünftige Planungen erforderlichen Unterlagen. Die Beseitigung der bei der Bauwerksprüfung festgestellten Mängel und Schäden ist jedoch nicht Gegenstand von DIN 1076.

Nach Bundesfernstraßengesetz hat der Träger der Straßenbaulast aus rechtlicher Sicht die Verantwortlichkeit dafür, dass alle Straßenbauten und Straßenbestandteile den Anforderungen der Sicherheit und Ordnung zu genügen haben, d.h. den anerkannten Regeln der Bautechnik entsprechen. Baulastträger sind der Staat, die Länder oder Gemeinden, dabei umfasst die Straßenbaulast alle Belange bezüglich des Baus und der Erhaltung der Straße. Nach Grundgesetz ist der Bund Eigentümer der Bundesfernstraßen, die Länder verwalten die Bundesfernstraßen jedoch eigenverantwortlich als sogenannte Bundesauftragsverwaltungen. Eine Bauwerksprüfung nach DIN 1076 soll durch Kontrolle des Ist-Zustandes die Standsicherheit und verkehrssichere Nutzung eines Bauwerks gewährleisten. Durch die laufende Überwachung und regelmäßige Prüfung der Bauwerke hat der Baulastträger Kenntnis über den Zustand des

Bestandes und damit die Möglichkeit, rechtzeitig Maßnahmen zu dessen Erhalt einzuleiten. Zur Ermittlung des Bauwerkzustandes stehen verschiedene Arten der Bauwerksprüfung und -überwachung zur Verfügung, die sich in ihrer Intensität und Regelmäßigkeit unterscheiden. Zur Sicherstellung einer objektiven Zustandsbeurteilung werden Überwachung und Prüfung von unterschiedlichen Zuständigkeiten durchgeführt.

Bei der Bauwerksprüfung werden sowohl entdeckte als auch vermutete Schäden mit geeigneten zerstörungsfreien Prüfverfahren auf deren Umfang und Schweregrad hin untersucht. Im Anschluss werden alle Ergebnisse in der Bauwerksdatenbank erfasst und dabei am Bauwerk festgestellte Einzelschäden mit einer Wertung von „0“ bis „4“ getrennt für die Faktoren Standsicherheit „S“ (Bauteilversagen), Verkehrssicherheit „V“ (planmäßige Nutzung) und Dauerhaftigkeit „D“ (fortschreitende Schädigung bei Nichtbeheben der Ursache) eingestuft, wobei ein Mangel oder Schaden bei einer Wertung von „0“ keinen Einfluss und bei einer Wertung von „4“ einen schwerwiegenden Einfluss auf die Faktoren Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit besitzt. Zur objektiven Vergleichbarkeit der Bewertungen ist ein Schadenskatalog mit ca. 1700 bauteilbezogenen Schadensbeispielen in der Bauwerksdatenbank integriert.

Im Anschluss an die Schadensbewertung erfolgt mittels eines festgelegten Algorithmus programmseitig unter Berücksichtigung aller Einzelschäden und der Faktoren „Schadensumfang“ und „Anzahl der Einzelschäden“ die Ermittlung einer Zustandsnote für die betroffenen Bauteilgruppen sowie für das Gesamtbauwerk, wobei eine Zustandsnote von „1“ einem sehr guten Zustand und eine Zustandsnote von „4“ einem ungenügenden Zustand entspricht. Dabei beschreibt die Zustandsnote die technische Dringlichkeit bei der Instandsetzung der Bauteile im Vergleich zum Bauwerk bzw. der Bauwerke im Vergleich zu deren Gesamtheit.

Abschließend werden mögliche Ursachen erfasster Schäden ergründet, entsprechende Empfehlungen einzuleitender Maßnahmen abgegeben und die Ergebnisse der Bauwerksprüfung in einem Prüfbericht zusammengefasst. Da die Verantwortlichkeit für die Stand- und Verkehrssicherheit der Ingenieurbauwerke bei der Straßenbaubehörde liegt, entscheidet letztlich diese, wann welche Maßnahmen ausgeführt werden.

Aus technischer Sicht vermittelt die langfristige Dokumentation aufgetretener Schäden Kenntnis über Art, Umfang, Schweregrad und zeitlichen Verlauf eines Schadensbildes und ermöglicht damit eine technisch richtige, dauerhafte und wirtschaftliche Behebung bei der Prüfung festgestellter Schäden einschließlich deren Ursachen. Somit kann durch die Bauwerksprüfung vermieden werden, dass nicht rechtzeitig erkannte Schäden später zu Schadensausweitungen und Folgeschäden und damit zu unnötig großen Instandsetzungskosten führen. Aus der Dokumentation festgestellter Schäden und deren Entwicklung über mehrere Prüfzyklen hinweg lässt sich ebenfalls auf Anzeichen möglicherweise eingetretener Tragfähigkeitsverluste schließen, welche bei einer Nachrechnung berücksichtigt werden können. Durch Auswertung, Beurteilung und Vergleich aller bundesweit gewonnener Ergebnisse der Brückenprüfungen können generell mögliche Schwachpunkte bestimmter Baukonstruktionen,

Bauweisen und Bauausführungen erkannt und erforscht und somit die Ursachen von Schäden und deren Entwicklung ergründet werden.

Sowohl aufgrund des zum Teil fortgeschrittenen Alters der Bauwerke als auch der steigenden verkehrlichen Belastung ist eine Verschlechterung des Brückenbestandes zu verzeichnen. Abbildung 2.2 gibt den derzeitigen Zustand wieder.

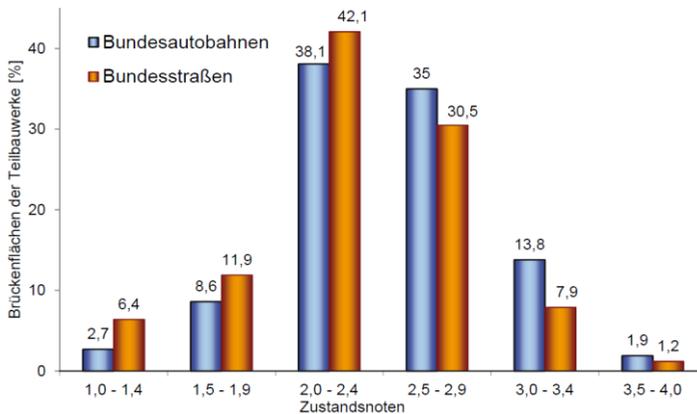


Abb. 2.2: Zustandsnoten der Brücken an Bundesfernstraßen (Stand 03.2012) [11]

2.4 Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (NRR) [15]

„Die „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“ gilt im Rahmen der Bauwerkserhaltung für die Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Straßenbrücken, die nicht nach aktuellem Normungsstand geplant und errichtet wurden, [...] insbesondere unter Berücksichtigung des gestiegenen Verkehrsaufkommens und der Fortentwicklung der Bautechnik [...].“ [15]

Die Richtlinie stellt ein technisches Regelwerk für eine einheitliche Vorgehensweise bei der Analyse der Tragfähigkeit von Brücken im Bestand dar. Sie gilt jedoch nicht für die Nachrechnung neu errichteter Brücken, die fehlerhaft geplant oder ausgeführt wurden.

Aufgrund anderer Anforderungen und Vorschriften für Bemessung und Ausführung weisen bestehende Bauwerke unter Beachtung des aktuellen Stands der Technik oftmals charakteristische konstruktive Schwachstellen auf. Um eine genaue Bewertung eines Bauwerks abgeben zu können, müssen derzeitige Regelungen, das verwendete Tragsystem, verbaute Werkstoffe, der aktuelle Bauwerkszustand und gestiegene Beanspruchungen aus Verkehr berücksichtigt werden [11], [12].

Besonders der starke Anstieg der Verkehrsbeanspruchung in Verbindung mit der Abnahme des Tragwiderstandes durch Schädigungen kann eine unzulässige Auslastung der Bauwerke zur Folge haben. Modernere Brücken mit Ziellastniveau BK60/30, LM1 und LMM bieten aufgrund hoher angesetzter Verkehrslasten und höheren Anforderungen hinsichtlich der Robustheit in den Bemessungsvorschriften ab 1985 bei ordnungsgemäßer Planung und Bauausführung und unter Voraussetzung regelmäßiger Instandsetzung bei heutigem Verkehrsaufkommen ausreichende Tragreserven. Für ältere und geschädigte Brücken stellt sich jedoch die Frage, ob deren Tragreserven ausreichend sind oder erhöht werden können.

Die Brückennachrechnung nach NRR sowie die Brückenprüfung nach DIN 1076 stehen in wechselseitigem Bezug zueinander. Die Bereitstellung von Kennwerten verbauter Werkstoffe sowie die Angabe festgestellter Schäden und deren Ausmaß als Resultat der Brückenprüfung dienen dazu, die tatsächlichen Reserven des Bauwerks bei der Nachrechnung berücksichtigen zu können [12]. Dahingegen kann eine Nachrechnung einen Blick ins „Innere“ der Tragkonstruktion gewähren und möglicherweise vorhandene, jedoch nicht sichtbare Schäden vorab lokalisieren, die dann bei der Bauwerksprüfung aufgespürt werden können. Neben der „äußeren“ Zustandsbewertung auf Basis einer Brückenprüfung ist somit ebenfalls die Bewertung des „inneren“ Zustandes der Tragkonstruktion auf Basis einer Nachrechnung notwendig, um den Zustand einer Brücke abzuschätzen zu können [4].

Die Richtlinie sieht eine Nachrechnung in mehreren Stufen vor, in der sowohl die Nachweisführung als auch der dafür notwendige Untersuchungsaufwand am Bauwerk hinsichtlich der zu gewährleistenden Sicherheitsanforderungen für das maßgebende Ziellastniveau modifiziert werden kann. Die Nachrechnung umfasst die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit, der Tragfähigkeit und der Ermüdung. Die möglichen Modifikationen können dabei sowohl auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite als auch bei rechnerischen Nachweisen vorgenommen werden.

Die erste Stufe beinhaltet eine ausschließliche Nachweisführung nach den relevanten Eurocodes, während die zweite, dritte und vierte Stufe ergänzende Regelungen, am Bauwerk ermittelte Messergebnisse wie Verformungen und wissenschaftliche Methoden wie geometrisch und physikalisch nichtlineare Verfahren umfassen. Die ergänzenden Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie bieten die Möglichkeit der besseren Ausnutzung der Reserven des Tragwerks und der Baustoffe, ohne dabei das nach Eurocode 0 geforderte Zuverlässigkeitsniveau einzuschränken. Ziel der Nachweisführung nach Stufe 1 und 2 ist der Weiterbetrieb der Brücke mit vertretbaren Kosten. Ist dieses Ziel nicht erreichbar, muss die Brücke als nicht zukunftsfähig eingestuft und ein Ersatzneubau vorgesehen werden. Die Stufen 3 und 4 dienen als zusätzliche Beurteilungshilfen. Mittels dieser können das tatsächliche Tragverhalten unter Gebrauchslast erfasst und damit Hinweise auf das Bauwerksverhalten erlangt bzw. der Nachweis der Tragfähigkeit über Versagenswahrscheinlichkeiten mittels probabilistischer Methoden erbracht werden. Die Stufen 3 und 4 sind jedoch nur im Sonderfall anzuwenden.

Nach Abschluss der Nachrechnung für das maßgebende Ziellastniveau erfolgt eine abschließende Bewertung des Bauwerks und eine Zuordnung in eine der Nachweisklassen A, B oder C. Die Nachweisklasse gibt an, wie die Nachweisführung erfolgte und ob ggf. eine Einschränkung der Nutzung oder eine Einleitung von Sofortmaßnahmen zur Sicherstellung der Stand-sicherheit anzuordnen ist (Abbildung 2.3).

In vielen Fällen können die ermittelten Defizite einer Brücke durch Ausnutzung von Tragreserven nach Stufe 2 in Verbindung mit Tragwerkverstärkungen kompensiert werden [4]. Die Nachrechnung dient somit der Feststellung, ob und in welchem Umfang bauliche Maßnahmen ergriffen werden müssen.

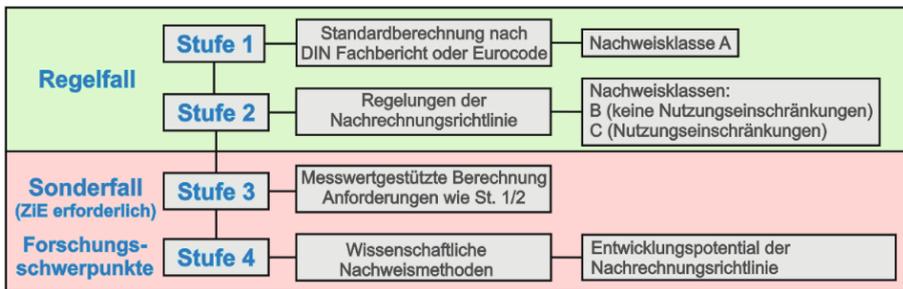


Abb. 2.3: Gestuftes Verfahren im Rahmen der Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke [9]

2.5 Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauwerken (RI-ERH-ING)

Der zunehmende Anteil an Bauwerken mit Zustandsnoten schlechter als 2,5 zeigt, dass in den letzten Jahrzehnten aufgrund des Alters und der erhöhten Beanspruchung der Bauwerke ein Abfall des Substanzzustandes an Bundesfernstraßen stattgefunden hat, welchem mit verstärkt substanzorientierter Erhaltung durch zeitnahe Umsetzung entsprechender Maßnahmen entgegengewirkt werden muss [12]. Um dies bewerkstelligen zu können, stehen innerhalb des Bauwerk-Management-Systems verschiedene Normen und Richtlinien zur Verfügung, welche durch eine Verknüpfung des Instandsetzungsaufwandes mit der damit erzielbaren Nutzungszeit der Bauwerke ein Optimum für eine wirtschaftliche Erhaltungsstrategie anstreben.

Neben der Brückenprüfung nach DIN 1076 und der Nachrechnung von Brücken nach Nachrechnungsrichtlinie, welche als Informationsgrundlagen zur Entwicklung von Erhaltungsstrategien dienen, liefern die „Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten“ (RI-ERH-ING) verschiedene weitere Entscheidungskriterien für eine abschließende Festlegung einzuleitender Erhaltungsstrategien für den Gesamtbestand an Bauwerken.

2.5.1 RI-EBW-PRÜF [16]

Als Grundlage einer bundesweit einheitlichen Aufnahme und Bewertung an Bauwerken festgestellter Schäden wurde die „Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076“ (RI-EBW-PRÜF) eingeführt. Mit Hilfe dieser einheitlichen Analyse von Mängeln und Schäden wird der Bauwerkszustand als Grundlage folgender Entscheidungsprozesse hinsichtlich einer optimierten Erhaltungsplanung im BMS festgestellt und dokumentiert.

Die umfangreiche Dokumentation der bei den Bauwerksprüfungen festgestellten Mängel und Schäden, die fachkundige Bewertung des Schadensausmaßes und die richtige Auswahl möglicher Erhaltungsmaßnahmen wird durch computergestützte Datenbanken ermöglicht. Mittels der langfristig für alle Brückenbauwerke gesammelten Daten konnten Schaden- und Maßnahmenkataloge in das BMS integriert und erweitert und somit die Erhaltung durch eine technisch richtige Zuordnung von Maßnahmen zu Schäden stetig optimiert werden.

Die Richtlinie gibt Anforderungen an Inhalt und Umfang zur Durchführung von Prüfungen, zur Beschreibung von Schäden und Mängeln, zu abzugebenden Empfehlungen und Bewertungen sowie zur Organisation und Auswertung der Daten vor und legt die Zustandsnotenbereiche sowie Schadensbewertungskriterien für die Zustandsbewertung nach DIN 1076 fest.

2.5.2 OSA [14]

Ist bei einer Bauwerksprüfung eine Schadensanalyse aufgrund schwerwiegender oder unklarer Schadensbilder nicht abschließend möglich, kann eine über die Bauwerksprüfung hinausgehende detaillierte „Objektbezogene Schadensanalyse“ (OSA) veranlasst werden, um zu einer genaueren Beurteilung der Schadensursache sowie des Schadensausmaßes zu gelangen. Einerseits lassen einzelne Schäden nicht immer einen zweifelsfreien Schluss auf die genaue Schadensursache zu, andererseits kann eine zusammenhängende Betrachtung aller Schäden zur Annahme weiterer, versteckter Schäden führen. Zur Unterstützung bei der Wahl geeigneter Untersuchungsmethoden dieser Schadensbilder steht ein Verfahrenskatalog zur Verfügung, mittels welchem die mögliche Ursache eines vorgefundenen Schadens genauer festgestellt werden kann. Dieser Verfahrenskatalog beinhaltet dabei sowohl zerstörungsfreie als auch zerstörungsarme Prüfmethoden.

Analog zur Bauwerksprüfung nach DIN 1076 werden die bei der OSA festgestellten Schäden nach den drei Kriterien Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit bewertet, nachträglich die Zustandsnote des Bauwerks ermittelt sowie die analysierten Schäden, die Empfehlungen zu deren Instandsetzung und die dabei anfallenden Kosten als Informationsgrundlage für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen gemäß den Vorgaben der RI-EBW-PRÜF in der Datenbank gespeichert.

2.5.3 RI-WI-BRÜ [17]

Die Auswertung der Ergebnisse der Brückenprüfung nach DIN 1076 sowie ggf. der OSA und der Nachrechnung liefert eine Zusammenstellung erforderlicher Ertüchtigungsmaßnahmen. Mit einer Reihung nach Dringlichkeit dieser Maßnahmen sowohl für Einzelbauwerke als auch deren Gesamtheit soll gemäß dem Grundsatz der Wirtschaftlichkeit und Sparsamkeit die bestmögliche Nutzung vorhandener finanzieller Mittel bei der Umsetzung erforderlicher Maßnahmen angestrebt werden. Investitionen in den Erhalt des Bestandes stellen eine langfristige Anlage von Kapital in Sachgüter dar, sodass für die Durchführung von Maßnahmen mit erheblichem finanziellem Aufwand gesamtwirtschaftliche Verfahren zur Validierung des daraus resultierenden Nutzens durchgeführt werden müssen. Daher muss von Ergebnissen der Zustandserfassung und Nachrechnung sowie empfohlener Maßnahmen auf die Nutzungsdauer der Bauwerke geschlossen werden können, um genauere Wirtschaftlichkeitsüberlegungen zur Instandsetzungs- und Erneuerungsplanung zu ermöglichen. Dabei sind neben den Baukosten ebenfalls die Folgekosten in den abgeschätzten Nutzungszeiträumen einschließlich eines etwaigen Ersatzbauwerks zu berücksichtigen.

Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen gliedern sich gemäß den Vorgaben der „Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken“ (RI-WI-BRÜ) in die Problemdarstellung und Zielformulierung, die Entwicklung der zu untersuchenden Varianten, die eigentliche Wirtschaftlichkeitsberechnung, die Beurteilung nicht monetarisierbarer Aspekte in Ergänzung zur Wirtschaftlichkeitsberechnung sowie die abschließende Erarbeitung einer Empfehlung einzuleitender Maßnahmen.

Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung stellt ein Bewertungsinstrument zur Identifizierung der Erhaltungsvariante mit den geringsten Gesamtkosten in Verbindung mit dem größten Nutzen während der Lebensdauer eines Brückenbauwerks sowie eine Entscheidungshilfe bei der generellen Abwägung einer Instandsetzung oder Erneuerung auf Objektebene dar. Die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit von Maßnahmen bzw. Maßnahmenreihungen an Einzelbauwerken gewährleistet einen effizienten Einsatz zur Verfügung stehender finanzieller Mittel und ermöglicht in Verbindung mit einer vorausschauenden Bedarfsermittlung die weitere Planung von bundesweiten Erhaltungsprogrammen sowie die mittel- und langfristige Haushaltsplanung.

2.5.4 RI-ERH-KOR [18]

Stahlbauten an Bundesfernstraßen werden mittels Beschichtungen und Überzügen vor Korrosion geschützt. Da die Wirksamkeit des Korrosionsschutzes kürzer als die angestrebte Nutzungsdauer der Bauwerke ist, muss dieser regelmäßig instand gesetzt oder erneuert werden. Somit sind bei der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 nicht nur die Bauwerke auf Schäden, sondern ebenfalls alle Stahlbauteile auf Korrosion zu überprüfen.

In der „Richtlinie für die Erhaltung des Korrosionsschutzes von Stahlbauten“ (RI-ERH-KOR) werden analog zu anderen Bauwerksschäden festgestellte Mängel und Schäden am Korrosionsschutz anhand des Umfangs und Schweregrads in Schadensklassen eingeteilt, anhand derer die Erfordernis weiterer Maßnahmen abgeleitet und die Vorgehensweise bei der Erhaltung des Korrosionsschutzes festgelegt wird.

2.5.5 RPE-ING [41]

Die „Richtlinie zur Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauten“ (RPE-ING) beschreibt den Prozess der systematischen Planung, Bewertung und Auswahl von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauten und dient unter Beachtung der Wirtschaftlichkeit der Erhaltung der Bausubstanz sowie der Gewährleistung der Leistungsfähigkeit und der Verkehrssicherheit. Die RPE-ING befasst sich mit verwaltungstechnischen Aufgaben zur Erhaltung des Bestandes wie der Bewertung der momentanen Qualität der zu erhaltenden Bauwerke und deren Zustandsentwicklung, der Erarbeitung von Erhaltungsstrategien, der Aufstellung mittelfristiger Bedarfsprogramme sowie deren Umsetzung.

Kapitel 3

Schäden an Brücken

1937 wurde von Franz Dischinger die erste Brücke Deutschlands in Spannbetonbauweise mit externer Vorspannung erbaut. Während des 2. Weltkriegs wurde jedoch keine Fortentwicklung dieser Bauweise betrieben. Die eigentliche Entwicklung von Brücken in Spannbetonbauweise setzte mit dem Wirtschaftsaufschwung Deutschlands ein, womit der Spannbetonbau baugeschichtlich gesehen eine relativ junge Bauweise darstellt.

Wie bei jedem Entwicklungsprozess waren auch in den Anfängen des Spannbetonbaus Rückschläge zu verzeichnen, die aufgrund damals fehlender Erfahrungen zu im Nachhinein festgestellten Schwachstellen bei älteren Bauwerken führten. Diese sind jedoch seit Auftreten der ersten Schäden bekannt und durch gezielte Ursachenforschung, regelmäßige Bauwerksprüfungen, Erarbeitung von Handlungsanweisungen und Entwicklung geeigneter Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen beherrschbar und weitestgehend behoben. Aufgrund der Weiterentwicklung der Bautechnik und ständigen Anpassung technischer Regelwerke an gemachte Erfahrungen mit Schäden bei Entwurf, Konstruktion und Nutzung, sind diese technischen und konstruktiven Probleme bei jüngeren Spannbetonbauwerken weitestgehend ausgeschlossen. Werden Bauwerke nach bestehenden Vorschriften fachgerecht überwacht und festgestellte Schäden in angemessener Zeit beseitigt, bestehen auch für ältere Bestandsbauwerke keine Sicherheitsrisiken [13].

3.1 Schadensursachen

Brückenschäden resultieren aus unzureichender Planung des Systems, mangelnder Bauausführung sowie Beanspruchungen aus Verkehr und Betrieb. Schadensursachen lassen sich daher in die drei Bereiche Planung, Herstellung und Nutzung einteilen, wobei die Ursachen häufig nicht einem dieser Bereiche eindeutig zuordenbar sind, sondern eine Kombination mehrerer Ursachen zu einem erkennbaren Schaden führt [44].

Die Ursache eines Schadens ist somit ein Mangel auf der Widerstandsseite oder eine Überbeanspruchung des Tragwerks auf der Einwirkungsseite.

3.1.1 Schäden infolge unzureichender Planung [44]

Planungsfehlern liegen falsche Annahmen zum statischen Modell des Bauwerks oder dessen zu erwartenden Beanspruchungen zugrunde. Infolge eines ungeeigneten Lastabtrags, zu gering angesetzter Lasten oder fehlender Nachweise kann es zu Überbeanspruchungen kommen, deren Folge Betonabplatzungen und Risse sind.

Infolge zu dichter Bewehrungsführung sowie unzureichend abgestimmter Betonzusammensetzung kann es zu mangelnder Verteilung und Verdichtung des Betons und damit zu Fehlstellen im Beton kommen. In den 1960er Jahren wurden zur Minimierung der Herstellkosten schlanke Konstruktionen errichtet, sodass nur enge Bewehrungsführungen in den Stegen möglich waren. Dieser Umstand verhinderte jedoch die vollständige Verteilung des Betons um die Bewehrung, was oftmals poröse Stellen, Kiesnester und Hohlräume zur Folge hatte. Weitere, bei älteren Brücken häufig festgestellte Mängel, sind zu gering festgelegte Betonüberdeckungen der Bewehrungslagen mit der Folge von Korrosion und Betonabplatzungen sowie das Nichtbeachten einer linearen Temperaturverteilung über den Überbau mit der Folge von Zwangsbeanspruchungen vor allem bei statisch unbestimmten Systemen und damit verbundener Rissbildung durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit.

In den Anfängen der Bauweise wurde die Annahme vertreten, bei Spannbeton käme es durch die ständige Vorspannung nicht oder nur bedingt zu Rissen im Beton. Dabei wurden jedoch zusätzlich wirksame Einflüsse wie Zwangs- und Eigenspannungen infolge von Hydratation und unterschiedlichem Schwindverhalten von Bauteilen mit verschiedenen Dicken oder Altern nicht ausreichend beachtet. Diese Umstände hatten eine verstärkte Oberflächenrissbildung zur Folge, welche im Laufe der Zeit zu größeren Rissen führte [40].

3.1.2 Schäden infolge mangelnder Bauausführung [44]

Von besonderer Bedeutung ist das sachgemäße Aufstellen der Schalung sowie Einbringen und Nachbehandeln des Betons. Trockene oder schlecht vorbehandelte Schalung verursacht Ausblutungen im Beton und somit raue und poröse Betonoberflächen. Mangelhafte Betonüberdeckungen können neben falscher Festlegung bei der Planung ebenfalls aus unsachgemäßer Verlegung der Bewehrung oder der Wahl ungeeigneter Abstandshalter resultieren. Poröse Stellen und Kiesnester entstehen neben behinderter Verteilung des Betons durch zu enge Bewehrungslagen ebenfalls durch falsches Einbringen infolge zu großer Fallhöhen oder zu intensivem Rüttlereinsatz mit der Folge einer Betonmischung. Eine unsachgemäße Nachbehandlung der Betonoberflächen bewirkt eine reduzierte Dichtigkeit und Festigkeit des oberflächennahen Betons und eine Rissbildung infolge von Austrocknung oder zu schnellem Abfluss von Hydratationswärme.

Eine Zerstörung des gesamten Bauwerks kann durch unwissentliche Verwendung alkalireaktionsfähiger Zuschlagsstoffe eintreten. Alkali-Kieselsäure-bedingte Risse beschränken sich nicht nur auf sichtbare Randzonen, sondern durchziehen das gesamte Betongefüge.

Schwer kontrollierbar ist das Verpressen der Spannstahlhüllrohre mit Zementmörtel. Unvollständig verpresste Hüllrohre infolge eines vorzeitigen Abbruchs des Verpressvorgangs oder Verstopfern im Hüllrohr sowie schlichtes Vergessen führen zu einem reduzierten Lastabtrag aufgrund des fehlenden Verbundes sowie zu einer erhöhten Korrosionsgefährdung der Spannglieder aufgrund eingeschlossenen oder durch Kondensation entstandenen Wassers. Ein Feuchtigkeitseinschluss kann neben Korrosion auch zu einer wesentlich gefährlicheren Spannungsrisskorrosion infolge einer Wasserstoffversprödung führen. Ein Abfall an Tragfähigkeit kann jedoch auch aus einem verringerten Hebelarm bei einer Abweichung der Spanngliedlagen von ursprünglich bemessenen Höhenlagen resultieren.

3.1.3 Schäden infolge nutzungsbedingter Einflüsse [44]

Eine hohe verkehrliche Belastung verursacht zunächst keine Schäden am Bauwerk, sofern diese für die auftretenden Belastungen ausgelegt ist. Überbeanspruchungen infolge nicht vorhersehbarer Entwicklungen, bspw. der zunehmenden Achslasten von LKWs, führen in Verbindung mit anderen Schädigungen langfristig jedoch zur Zerstörung der Tragkonstruktion.

Zur Bewältigung des täglichen Verkehrs kommt es in den Wintermonaten zu einem intensiven Einsatz von Taumitteln, welche sowohl eine chemische als auch physikalische Zerstörung des Konstruktionsbetons bewirken, wenn der Zutritt von Taumitteln in den Beton nicht verhindert werden kann. Elektrochemische Reaktionen der im Tausalz enthaltenen Chloride mit dem Spann- und Betonstahl führen zu einem aggressiven Abtrag der Bewehrung. Darüber hinaus reagieren Chloride chemisch mit dem Zementstein des Betons zu Chloridverbindungen, was einerseits durch Auflösung des Bindemittels zwischen Zementstein und Zuschlag und andererseits durch Volumenvergrößerung zur Zerstörung des Betongefüges führen kann. Die physikalisch bedingte Spannungserhöhung im Beton durch Wärmeentzug der Oberfläche beim Schmelzvorgang des Eises durch die im Tausalz enthaltenen Chloride sowie das spätere erneute Gefrieren des Porenwassers und die damit verbundene Volumenzunahme beim Wechsel des Aggregatzustandes verursachen Gefügelockerungen sowie Betonabplatzungen.

Darüber hinaus bewirken permanente und stetig steigende Verkehrsbelastungen eine starke Abnutzung aller Verschleißteile einer Brücke. Versagt die Schutzwirkung einiger dieser Bauteile, erfolgt eine frühere Schädigung der eigentlichen Tragkonstruktion.

3.2 Schadensursachen

Schäden an Verschleißteilen einer Brücke können in Verbindung mit nutzungs- und umweltbedingten Einflüssen im Verlauf der Nutzungsdauer zu schwerwiegenden Folgeschäden an der eigentlichen Tragkonstruktion führen. Ein Großteil der Schäden beeinträchtigt zunächst

lediglich die Dauerhaftigkeit des Bauwerks, langfristig kann es ohne fachgerechte Behebung jedoch zur Gefährdung der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit kommen.

Verschleißteile einer Brücke übernehmen verschiedene funktionale Aufgaben und dienen teilweise dem Schutz der eigentlichen Tragkonstruktion aus Beton, Betonstahl und Spannstahl, nehmen selbst jedoch nicht am Lastabtrag teil. Die Lebensdauer dieser Bauteile wird aufgrund deren direkten Kontakts mit Verkehr bzw. aggressiven Medien wie Tausalzen, Ölen oder Abgasen prinzipiell geringer angenommen als die der eigentlichen Tragkonstruktion aus Über- und Unterbau.

3.2.1 Fahrbahnkonstruktionen [44]

Bei Gussasphalt- und Asphaltbetonschutzschichten ist bei Lufteinschlüssen und Feuchtigkeitsrückständen in oder unter den Belagsschichten Blasenbildung möglich. Blasen, Ablösungen durch ungenügende Verbindung der einzelnen Lagen oder Dünnstellen führen in Verbindung mit verkehrsbedingter mechanischer Einwirkung zur Zerstörung des Belags, was Schäden an der darunterliegenden Abdichtung nach sich zieht. Um Durchfeuchtungsschäden gering zu halten, werden heutzutage trennschichtlose Bauweisen mittels aufgeschweißter Dichtungsbahnen oder Flüssigfolien aus Kunststoff verwendet. Da vor den 1960er Jahren noch keine Tausalze eingesetzt wurden, fehlt in einigen Bauwerken eine Abdichtung generell [40]. Durchfeuchtungsschäden resultieren ebenfalls aus defekten Entwässerungseinrichtungen, einer zu geringen Überlappung der Fahrbahnabdichtung mit den Einbauelementen oder beschädigten Fugen zwischen Belag und Kappen sowie an Fahrbahnübergängen. Durchfeuchtungsschäden können oft erst festgestellt werden, wenn die Konstruktion Schädigungen wie bspw. Ausblühungen oder Stalaktitbildung an der Überbauunterseite aufweist. Selbst dann sind jedoch oft keine genauen Rückschlüsse auf den Umfang der Durchfeuchtung sowie die Lage der undichten Stelle möglich, wenn unzugängliche Abdichtungen oder in die Fahrbahn integrierte Abläufe schadhaft sind [57]. Niederschlag und darin gelöste Schadstoffe können infolge kapillarer Saugwirkung in die oberflächennahen Bereiche des Konstruktionsbetons eindringen. In den Wintermonaten verursacht die Sprengwirkung des entstehenden Eises Betonabplatzungen, wodurch die mit Feuchtigkeit in den Beton eingetragenen Schadstoffe noch tiefer in den Beton eindringen können. Folgeschaden aus Durchfeuchtung und Tausalzeinsatz ist letztlich die Korrosion der Bewehrung.

3.2.2 Dehnfugen und Übergangskonstruktionen

Dehnfugen sollten zur Aufnahme von Bewegungen dauerelastisch sein. Dazu werden Kunststoff- oder bituminöse Vergussmassen eingesetzt. Infolge von Sonneneinstrahlung und chemischen Einflüssen altern und verspröden diese Materialien jedoch im Laufe der Zeit. Metallische Fahrbahnübergangskonstruktionen sind dahingegen sehr hohen dynamischen Belastungen ausgesetzt [44]. Häufige Schäden sind Risse, Korrosion, Materialermüdung sowie

Behinderung oder Erschöpfung der Dehnmöglichkeiten. Bei nicht mehr wasserdichten Konstruktionen fließt Niederschlag über die Stirnflächen des Tragwerks ab und transportiert damit Tausalze an die Verankerung der Spannbewehrung, wodurch deren Korrosionsgefahr erhöht wird. Darüber hinaus kann bei im Stirnflächenbereich ungenügend verpressten Hüllrohren tausalzhaltige Wasser in die Spannkanäle eindringen [40].

3.2.3 Kappen [44]

Infolge schubfester Verbindung der Kappen mit dem Überbau wird eine unterschiedliche Längenänderung zwischen diesen Bauteilen verhindert. Zwangsbeanspruchungen durch unterschiedliche Wärmeausdehnungen bei Sonneneinstrahlung oder durch Abfluss von Hydratationswärme sowie Schwinddifferenzen bei nachträglichem Aufbetonieren führen zu möglichen Rissen in den Kappen [20]. Häufig sind bei älteren Brückenbauwerken die Fahrbahnabdichtungen nicht bis unter die Kappen verlegt. Risse in den Kappen sowie undichte Fugen zwischen Kappen und Fahrbahnkonstruktion ermöglichen dann die Unterlaufung der Fahrbahnkonstruktion mit tausalzhaltigem Wasser und verursachen einen Angriff des Konstruktionsbetons sowie Korrosion der Bewehrung.

3.2.4 Lager [44]

Neben Korrosion bei Stahlbauteilen und Versprödung bei Elastomerbauteilen als die häufigsten Schadensarten beeinträchtigt Verschmutzung die Funktionsfähigkeit von Lagern maßgeblich. Der Bewegungswiderstand steigt an, was im Extremfall zur Blockierung der Lager führen kann [20]. Können Lager temperatur- und lastbedingten Verformungen des Überbaus nicht mehr nachgeben, werden unplanmäßige Längskräfte in den Überbau eingeleitet, welche infolge möglicher Rissbildung die Korrosions- und Ermüdungsgefährdung erhöhen.

3.2.5 Koppelfugen

Bei älteren Brücken wurden zum Teil alle Spannglieder in derselben Koppelfuge zwischenverankert anstelle der heute üblichen Vermeidung der Kopplung von mehr als der Hälfte der Spannglieder. Infolge der hohen Konzentration an Spanngliederankerungen in den Koppelfugen wurde das Einbringen und Verdichten des Betons unterhalb der Spanngliedkopplungen erschwert, was zu Fehlstellen und einer geringeren Betonfestigkeit führte. Die geringe Betonfestigkeit und die hohen eingeleiteten Kräfte aus zwischenverankerten Spanngliedern verursachten in Verbindung mit der meist sehr geringen schlaffen Bewehrung, welche die Koppelfugen kreuzten, ein Aufreißen der Koppelfugen. Zur Verringerung der Beanspruchungen wurden Koppelfugen in Momentennullpunkten angeordnet, die sich aus der Momentenverteilung unter Eigengewicht der Konstruktion ergaben. Ungleichmäßige Lastverteilungen und wechselnde Beanspruchungen aus Verkehr bewirkten jedoch ein Verschieben der Momentennull-

punkte, sodass größere Biegebeanspruchungen und damit Spannungsschwingbreiten auf die Kopplungen einwirkten als angenommen. Darüber hinaus wurden bei der Bemessung lange Zeit nicht die ungleichmäßige Erwärmung des Überbaus und die daraus resultierenden Zwängungsmomente berücksichtigt. Seit der 1969 vorgegebenen Erhöhung der Mindestbewehrung in Koppelfugen und der Berücksichtigung des linearen Temperaturanteils an der Momentenbeanspruchung weisen später errichtete Brückenbauwerke eine deutlich abnehmende Tendenz an Koppelfugenrissen sowie reduzierte Spannungsschwingbreiten in den Kopplungen auf, sodass eine Ermüdungsbruchgefahr bei diesen Brückenbauwerken nicht mehr besteht [40].

Weist die Konstruktion Risse außerhalb der Koppelfugenbereiche auf, liegt eine erhöhte Ermüdungsgefährdung auf freier Länge der Spannglieder vor [20], denn durch Risse wird sowohl der Ermüdungswiderstand des Spannstahls infolge von Reibbeanspruchung zwischen Beton und Spannlid reduziert als auch die Ermüdungseinwirkung infolge der reduzierten Systemsteifigkeit erhöht.

3.3 Tragfähigkeitsrelevante Folgeschäden

Tragfähigkeitsrelevante Schäden am Bauwerk treten meist erst dann auf, wenn anfängliche Mängel am Konstruktionsbeton oder Schäden an Verschleißteilen vorliegen. Risse und Abplatzungen reduzieren die Dauerhaftigkeit und erhöhen die Beanspruchungen der Konstruktion, sodass in der Folge Schädigungen an der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung wie Korrosion ermöglicht oder beschleunigt sowie Ermüdung verstärkt wird.

3.3.1 Korrosion

Neben der statischen Funktion zum Abtrag von Druckkräften dient Beton maßgeblich dem Schutz des Beton- und Spannstahls vor Korrosion. Der Korrosionsschutz der Bewehrung beruht dabei auf der hohen Alkalität des Betonporenwassers. Diese Alkalität resultiert auf der hohen Konzentration an Hydroxidionen im Porenwasser und ermöglicht beim Vorhandensein von Sauerstoff die Bildung einer stabilen Passivschicht aus Metalloxiden auf der Stahloberfläche, welche eine weitere Eisenauflösung verhindert. Für die dennoch mögliche Entstehung von Korrosion an Beton- und Spannstahlbewehrung sind vor allem durch Schadstoffe hervorgerufene chemische und physikalische Vorgänge der Übersättigung mit Chloriden und der Karbonatisierung des Betons von entscheidender Bedeutung.

3.3.1.1 Korrosion infolge von Chloriden [44]

Chloride sind bereits in den Ausgangsstoffen zur Betonherstellung enthalten, deren Menge ist jedoch auf ein unschädliches Maß begrenzt. Damit bei Einsatz von Tausalzen oder Kontakt mit Meerwasser ein bestimmter Grenzwert der Chloridbelastung, der sog. kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt, durch von außen in den Beton eindringende Chloride nicht

überschritten wird, ist eine hohe Dichtigkeit des Betons von großer Bedeutung, welche durch die Gesamtporosität, die Porengröße sowie die Kontinuität des Porensystems beeinflusst wird und bei ausreichend niedrigem Wasser-Zement-Wert und hohem Hydratationsgrad gegeben ist [46].

In Dauertauchzonen oder Wechselzonen von Meerwasserbauwerken können die in der Lösung vorhandenen Chloride durch Diffusion über die wassergesättigten, miteinander verbundenen Poren in den Beton eindringen. Die Diffusionsgeschwindigkeit ist dabei umso höher, je größer das Konzentrationsgefälle zwischen umgebender Lösung und Beton und je niedriger der Diffusionswiderstand des Betons ist.

Für Bauwerke ohne direkten Wasserkontakt liegen aus intermittierender Feuchtebeaufschlagung durch Niederschlag deutlich ungünstigere Bedingungen bezüglich einer hohen Belastung mit Chloriden vor. Wirkt die Lösung auf einen nicht wassergesättigten oder vollkommen trockenen Beton ein, ist die Eindringgeschwindigkeit in den Beton aufgrund kapillarer Saugwirkung besonders hoch, da die Chloride nicht über Diffusion, sondern über den Wassertransport in den Beton eindringen. Von der Betonoberfläche zur Chloridfront stellen sich kontinuierlich abnehmende Konzentrationsverteilungen ein. Trocknen dabei chloridhaltige Lösungen im Beton wiederholt aus, kann die Chloridkonzentration im Beton die der Ausgangslösung sogar überschreiten. In Bereichen von Abplatzungen oder Rissen können Chloride wesentlich schneller zur Stahloberfläche vordringen.

An Fehstellen in der Passivschicht, bspw. bedingt durch eingelagerte Fremdmetallpartikel, können Sauerstoffionen durch Chloridionen verdrängt werden. Ist in den Betonporen ein ausreichend hoher Gehalt an chemisch nicht gebundenen Chloridionen gelöst, entsteht durch weitere Anlagerung von Chloridionen ein nicht mehr vor Metallauflösung geschützter Bereich, ohne dass die Alkalität des umgebenden Betons reduziert wird. Ist zusätzlich der Zutritt von Sauerstoff an die Bewehrung durch eine unzureichend dichte oder dicke Betonüberdeckung möglich, setzt ein Abbau der Stahloberfläche durch Korrosionsvorgänge ein. Chloride verbessern darüber hinaus die Leitfähigkeit des Elektrolyten, sodass eine bereits eingetretene Korrosion erheblich beschleunigt wird. Um den Korrosionsvorgang aufrecht zu erhalten, muss eine ausreichende Menge an Chloridionen von der Betonoberfläche zur Bewehrung transportiert werden, da kontinuierlich Calciumsilikate und -aluminat vom Betoninneren zur Bewehrung diffundieren und die Stahloberflächen repassivieren [40]. Ein zu hoher Chloridgehalt im Porenwasser zerstört somit den Korrosionsschutz der Bewehrung durch einen Angriff korrosionsfördernder Substanzen, ohne die Alkalität des Betons zu reduzieren.

3.3.1.2 Korrosion infolge von Karbonatisierung [44]

In der Luft enthaltenes gasförmiges Kohlenstoffdioxid CO_2 kann durch luftgefüllte Poren des Zementsteins in den Beton eindiffundieren. Dabei reagiert Kohlenstoffdioxid mit im Porenwasser des Betons gelöstem Calciumhydroxid $\text{Ca}(\text{OH})_2$ zu Calciumcarbonat CaCO_3 .



Kann am Reaktionsort nicht ausreichend Calciumhydroxid nachgeliefert und mit vorhandenem Betonporenwasser gelöst werden, um mit von außen eindringendem Kohlenstoffdioxid zu reagieren, schreitet die Karbonatisierungsfront tiefer in den Beton voran. Abplatzungen und Risse ermöglichen dabei ein schnelleres Vordringen der Karbonatisierungsfront an die Bewehrung.

Aufgrund fortschreitender Karbonatisierung sinkt der ursprüngliche pH-Wert des Zementsteins infolge der chemischen Umwandlung alkalischer Betonbestandteile ab, wobei schließlich bei pH-Werten kleiner 9 im karbonatisierten Bereich die Korrosionsschutzwirkung des Betons verloren geht und es zur Depassivierung der Stahloberfläche kommt. Vollständig karbonatisierte Bereiche weisen einen sehr geringen pH-Wert von ca. 8 im Vergleich zu nicht karbonatisiertem Zementstein mit einem pH-Wert von 12,5 bis 13,5 auf.

Durch Karbonatisierung wird der Beton selbst nicht geschädigt. Die Bildung von kristallinem Calciumcarbonat erhöht sogar die Dichtigkeit und Druckfestigkeit des Betons. Karbonatisierung zerstört jedoch den Korrosionsschutz der Bewehrung durch Verlust der Alkalität des Betons, da die für die Passivschicht maßgebende Eisenoxidphase auf der Stahloberfläche bei Abfall des pH-Wertes nicht stabil bleibt und in lösliche Teilkomponenten umgewandelt wird. Mit zunehmender Eindringtiefe in den Beton steigt der Diffusionswiderstand an. Gleichzeitig wandert Calciumhydroxid aus dem Betoninneren zur Karbonatisierungsfront nach. Infolge eines Massegleichgewichts der Reaktionskomponenten stellt sich damit ein Grenzwert der Karbonisierungstiefe ein. Da der Karbonisierungsfortschritt vom Diffusionswiderstand abhängt, kommt der Zusammensetzung, Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons große Bedeutung zu. Weiterhin ist der Karbonisierungsvorgang stark vom Feuchtigkeitsgehalt des Betons abhängig. Gasförmiges Kohlenstoffdioxid kann nur durch luftgefüllte Poren diffundieren. Wassergesättigter Beton ist daher weitestgehend vor Karbonatisierung geschützt. In vollkommen trockenem Beton ist ebenfalls keine Karbonatisierung möglich, da für die Reaktion zu Calciumcarbonat Wasser benötigt wird. Die Karbonisierungsreaktion läuft bei Umgebungsfeuchten zwischen 50-70% am schnellsten ab.

3.3.1.3 Entstehung und Arten von Korrosion [44]

Durch Energiezufuhr bei der Herstellung befinden sich Metalle in einem energiereichen, instabilen Zustand und haben das Bestreben, durch Bildung von Oxiden wieder in einen energieärmeren Zustand zurückzukehren. Dieser elektrochemische Vorgang wird als Korrosion bezeichnet und stellt infolge der stattfindenden Zustandsveränderung eine Zerstörung des Materials dar.

Der Korrosionsprozess von Stahl in Beton kann in eine Einleitungsphase und eine Schädigungsphase unterteilt werden. Die Einleitungsphase einer Korrosion beginnt mit den genannten Vorgängen der Karbonatisierung bzw. dem Eindringen von Chloriden und endet, sobald

die schützende Metalloxidschicht auf der Stahloberfläche chemisch abgebaut und damit die Passivierung des Stahls verloren gegangen ist. Im Anschluss daran beginnt die Schädigungsphase, in welcher der eigentliche Stahlabtrag einsetzt. Durch Abplatzungen und Risse wird die Einleitungsphase verkürzt, da Transportprozesse auf kleinere Tiefen reduziert sind.

Korrosion ist ein elektrochemischer Prozess, der sich aus den beiden Teilprozessen der anodischen Metalloxydation und der kathodischen Sauerstoffreduktion zusammensetzt. Im anodischen Bereich verlassen Metallatome bei Anwesenheit eines Elektrolyten ihren Metallgitterplatz und gehen in dem Bestreben, in einen energieärmeren Zustand überzugehen, als positiv geladene Eisenkationen in Lösung mit dem Elektrolyten. Der Elektrolyt ist in der Regel Wasser mit darin gelösten Ionen aus Salzen, Säuren oder Laugen.

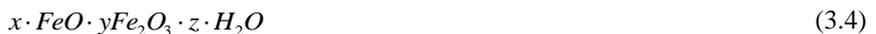


Je nach Art der Kathodenreaktion unterscheidet man zwischen Wasserstoff- und Sauerstoffkorrosion. In einer basischen Elektrolytlösung infolge des alkalischen Milieus des umgebenden Betons findet überwiegend eine Sauerstoffkorrosion statt. Dabei wandern die freien Elektronen von der Anode zur Kathode und werden größtenteils vom elektrisch neutralen Sauerstoff aus der Luft aufgenommen, welcher sich im Elektrolyten gelöst an der Stahloberfläche anlagert. Wasser, Sauerstoff und die infolge der anodischen Eisenauflösung vorhandenen Elektronen reagieren zu negativen Hydroxidionen.



Die Reaktionen, die letztlich zu Korrosion führen, können über mehrere Zwischenstufen verschiedenartig ablaufen. Je nach Rekombination der Reaktionsprodukte von Anode und Kathode mit Wasser und Sauerstoff können dabei Korrosionsprodukte verschiedenster Modifikationen entstehen, deren Farbskala von rot über grün bis hin zu schwarz reichen kann.

In allgemeiner Form lässt sich ein Korrosionsprodukt wie folgt darstellen



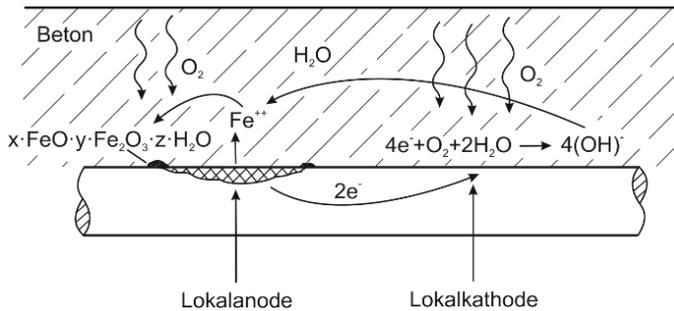


Abb. 3.1: Korrosionsmechanismus von Stahl in Beton [40]

Die wesentlichen Voraussetzungen für eine Einleitung und Aufrechterhaltung eines Korrosionsprozesses sind zusammenfassend

- Vorliegen einer Potentialdifferenz zwischen den metallisch verbundenen Elektroden für den Elektronentransport von Anode zu Kathode
- Möglichkeit der ungehinderten Eisenauflösung an der Anode durch Verlust des umgebenden alkalischen Milieus
- Vorhandensein von Sauerstoff zur Sauerstoffreduktion an der Kathode durch unzureichende Betondeckungen oder Schädigungen
- Vorhandensein eines Elektrolyten

Für eine Unterbindung von Korrosion ist es ausreichend, eine einzige der Voraussetzungen für die Entstehung von Korrosion zu unterbinden. Steht nicht genügend Sauerstoff zur Aufrechterhaltung des Korrosionsprozesses zur Verfügung, kann es allerdings in einer Hydrolysereaktion zur Aufspaltung von Betonporenwasser in Sauerstoff und Wasserstoff kommen. Die Absorption von freigesetztem Wasserstoff in das Metallgitter führt zu einer Wasserstoffversprödung und erhöht die Gefahr einer Spannungsrisskorrosion.

Für karbonatisierungsinduzierte und chloridinduzierte Korrosion liegen aufgrund des unterschiedlichen Angriffs der einwirkenden Schadstoffe jeweils verschiedene Korrosionsmechanismen vor.

Karbonatisierung führt aufgrund des gleichmäßig in der Luft verteilten Kohlenstoffdioxids auf eine gleichmäßig verteilte Karbonatisierungsfrente im Beton, welche nach Absinken des pH-Wertes unter die sog. Passivierungsschwelle einen flächigen, ebenmäßigen Korrosionsabtrag verursacht. Da die Oberflächen flächig korrodieren, liegen sehr viele und sehr kleine Anoden- und Kathodenbereiche eng beieinander. Diese Bereiche werden als Mikrokorrosionselemente bezeichnet. Aufgrund der geringen Potentialunterschiede zwischen den Elektroden ist der Korrosionsfortschritt und damit ebenfalls die Querschnittsreduktion der Bewehrung eher gering.

Eine lokal und temporär ungleichmäßige Befeuchtung und Chloridbeaufschlagung von Oberflächen führt zu Chloridkonzentrationen, welche zu einer lokal begrenzten Zerstörung der Passivschicht der Bewehrungsflächen und somit zu Lochfraßkorrosion führen. Depassivierte, anodisch wirkende Bereiche und angrenzende passivierte, kathodisch wirkende Bereiche sind örtlich getrennt. Diese Bereiche werden als Makrokorrosionselemente bezeichnet. Aufgrund der ungünstigen Anoden-/Kathoden-Verteilung sowie der damit verbundenen hohen Korrosionsstromdichte liegt ein hoher Korrosionsfortschritt mit starker Querschnittsreduktion vor.

3.3.2 Ermüdung

Unter Ermüdung wird die Veränderung der Mikrostruktur eines Materials und die daraus resultierende langfristige Abnahme dessen Eigenschaften infolge wechselnder mechanischer Beanspruchung verstanden [19].

Bei voller bzw. beschränkter Vorspannung ergeben sich lediglich geringe Spannungsschwingbreiten im Stahl, da Zugspannungen im Beton infolge einer ausreichend hohen Vorspannung ausgeschlossen bzw. nur geringe Zugspannungen im Beton zugelassen werden. Bei teilweiser Vorspannung befinden sich Bauteile jedoch bereits unter Gebrauchslast im gerissenen Zustand, sodass es im Bereich der Risse zu Reibbeanspruchungen sowie zu erhöhten Spannungsschwingbreiten im Stahl kommt [35]. Für nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Tragwerke ergibt sich somit die Notwendigkeit, das Ermüdungsverhalten von Spanngliedern im Einflussbereich von Rissen zu berücksichtigen. Dabei sind Risse im Bereich der freien Spanngliedlänge und im Bereich der Spanngliedkopplungen infolge unterschiedlicher Ermüdungsfestigkeiten zu unterscheiden.

Im Bereich von Rissen liegt aufgrund von Reibbeanspruchung eine Reduktion des Materialwiderstandes vor. Infolge der gleichzeitigen Wirkung von Querpressungen und schwingenden Scheuerbewegungen kleinsten Ausmaßes zwischen Spanngliedern und umgebenden Materialien sowie zwischen einzelnen Komponenten der Kopplungskonstruktionen resultierend aus dem Öffnen und Schließen der Risse unter zyklischer Beanspruchung entsteht eine Reibdauerbeanspruchung, die das Ermüdungsverhalten der Spannglieder und Kopplungen erheblich beeinflussen kann. Der oft als Synonym verwendete Begriff der Reibkorrosion weist dabei auf die genauere Wirkungsweise der Reibermüdung hin. Abgeriebene Metallpartikel oxidieren aufgrund ihrer großen spezifischen Oberfläche und bilden Korrosionsprodukte, welche härter als das Ausgangsmaterial sind und den Abrieb weiter verstärken. Die eigentliche Ursache der Korrosion der Metallpartikel ist jedoch eine Ermüdungsbeanspruchung in Form eines Verschleißes der Stahloberflächen. Der zur Oxidation benötigte Sauerstoff kann ggf. durch Aufspaltung von Kapillarwasser des Zementmörtels gewonnen werden. Der dabei freigesetzte atomare Wasserstoff kann zu einer zusätzlichen Schädigung in Form von Versprödung führen [23].

Ermüdungsbeanspruchungen werden aufgrund der bei zyklischer Belastung in den Materialien hervorgerufenen Spannungsänderungen verursacht. Bei Stahltragwerken liegt bei einer Beanspruchung bis an die Streckgrenze ein rein lineares Materialverhalten vor. Die Spannungsschwingbreite im Baustahl wird daher lediglich durch die Verkehrsbelastung bestimmt. In Stahlbeton- und Spannbetontragwerken ist der Zusammenhang zwischen Stahlspannung und äußeren Einwirkungen aufgrund von Rissbildung jedoch komplexer. Deren Zusammenhang ist durch das Spannungs-Einwirkungs-Diagramm der Spannglieder gegeben. Befindet sich ein Querschnitt im ungerissenen Zustand, sind die auftretenden Spannungsschwingbreiten infolge einer Verkehrsbelastung gering. Unter Berücksichtigung zusätzlicher Einwirkungen kann der Querschnitt jedoch in den gerissenen Zustand übergehen, mit der Folge einer starken Zunahme der Spannungsschwingbreiten trotz gleichbleibender Verkehrsbelastung. Die Ermüdungsbeanspruchung des Beton- und Spannstahls nimmt zu [8].

Abbildung 3.2 gibt die Zusammenhänge zwischen Spannstahlspannung und äußerer Einwirkung wieder.

Eine Verkehrsbelastung verursacht ein Biegemoment im Tragwerk, das je nach momentaner Laststellung zwischen einem minimalen und maximalen Wert ΔM_q schwankt. Befindet sich das Bauteil im ungerissenen Zustand, ist die aus der Momentendifferenz resultierende Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_1$ im Spannstahl sehr gering (Linie 1) [8], [19].

Steigt die Grundbeanspruchung M_{st} , resultierend aus Eigengewicht, Ausbaulast und statisch unbestimmtem Anteil der Vorspannung aufgrund von Unregelmäßigkeiten in der Verteilung des Eigengewichts über die Systemlänge, Abweichungen in der Erfassung von Umlagerungen der Schnittgrößen vom Bau- zum Endzustand oder einer zusätzlichen Temperatureinwirkung an, ergibt sich ein Biegemoment, das Risse im Bauteil verursacht und damit die Ursache für eine deutlich größere Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_2$ im Spannglied trotz derselben Verkehrsbelastung auf das Tragwerk ist (Linie 1) [8].

$$M_{tot} = M_{st} + \Delta M_g + \Delta M_{uml} + M_{\Delta T} + M_q \quad \text{mit} \quad M_{st} = M_g + M_{p,ind} \quad (3.5)$$

Eine weitere Zunahme der Ermüdungsbeanspruchung resultiert aus erhöhten Spannkraftverlusten im Bereich der Koppelfugen. Infolge der reduzierten Vorspannkraft reduziert sich ebenfalls die Spannstahlspannung. Dieser proportionale Zusammenhang besitzt bei zunehmender Rissbildung jedoch keine Gültigkeit mehr, sodass sich die Spannungs-Einwirkungs-Linie (Linie 2) an die Linie ohne Spannkraftverluste annähert und eine gestiegene Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_3$ zur Folge hat [8].

Infolge unterschiedlicher Verbundfestigkeiten von Beton- und Spannstahl treten nach Rissbildung Spannungsumlagerungen vom Spannstahl auf den Betonstahl auf, die den Spannstahl entlasten und eine erneute Verschiebung der Spannungs-Einwirkungs-Linie (Linie 3) sowie eine erneute Reduzierung der Spannungsschwingbreite auf $\Delta\sigma_4$ bewirken [8].

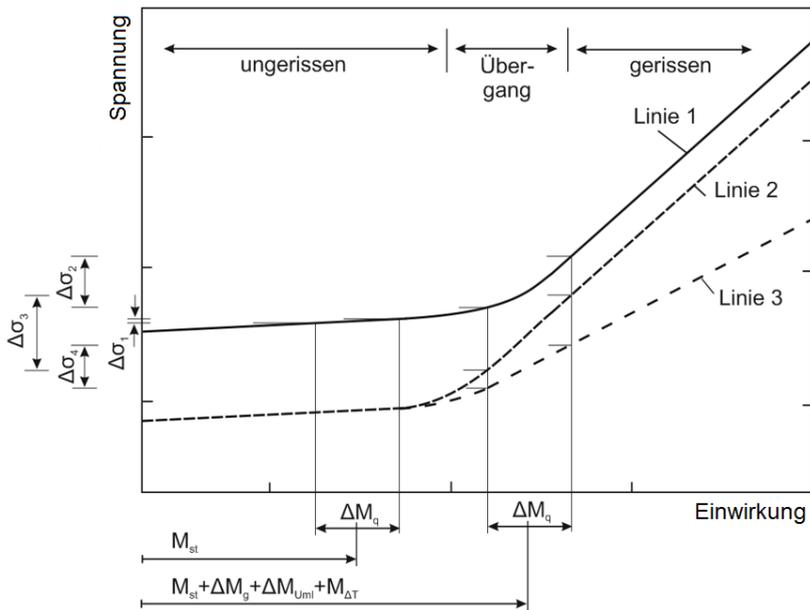


Abb. 3.2: Spannungs-Einwirkungs-Linien zur Ermittlung der Spannungsschwingbreite im Spannstahl resultierend aus Biegebeanspruchungen des Tragwerks [8]

Im Stahlbeton- und Spannbetonbau sind für die Größe der Schwingbreiten somit nicht ausschließlich zyklische Verkehrsbelastungen, sondern ebenfalls die dabei vorliegenden Temperatureinwirkungen maßgebend. Da die Temperaturbelastung stark veränderlich ist, führt die Annahme eines konstanten Grundmoments zu einer ungenauen Abschätzung der Spannungsschwingbreiten. Dies wirkt sich besonders im Bereich der Koppelfugen aus. Da diese meist in Bereichen der Momentennullpunkte resultierend aus der Eigengewichtsbelastung angeordnet sind, ist der Momentenanteil infolge Temperatur am Grundmoment gegenüber den ständigen Einwirkungen besonders groß [19].

Im Bereich von Koppelfugen ist aufgrund der bereits in Kapitel 3.2.5 *Koppelfugen* genannten Problematik einer zu großen Anzahl zwischenverankerter Spanngliedern, zu geringen Betonfestigkeiten sowie zu geringer Menge schlaffer Bewehrung immer mit Rissen zu rechnen und somit ein Ermüdungsnachweis zu führen. Im Bereich der freien Spanngliedlänge ist im ungerissenen Zustand kein Ermüdungsnachweis erforderlich, im gerissenen Zustand ist dieser jedoch zu führen [23].

Aufgrund unberücksichtigter Temperatureinwirkungen, erhöhter Verkehrsbelastungen, durch Rissbildung reduzierte Steifigkeiten sowie Reibermüdung liegen somit steigende Spannungsschwingbreiten auf der Einwirkungsseite sowie abnehmende Materialeigenschaften auf der Widerstandsseite vor, sodass für ältere Bauwerke ein erhöhtes Ermüdungsbruchrisiko besteht.

Die Ursachen für Ermüdungsschäden an Spanngliedern sind heute jedoch bekannt und in die Normen für Neubauten eingebunden [8].

Schäden an der Betonstahl- und Spannbewehrung sind maßgeblich Korrosion und Ermüdung geschuldet. Die für eine Spannungsrisskorrosion nötigen Umgebungsbedingungen liegen in der Baupraxis nur in sehr abgeschwächtem Maße vor, sodass nur sehr wenige Spannstähle eine übermäßige Empfindlichkeit gegenüber Spannungsrisskorrosion aufweisen. In Kapitel 4 *Degradationsmodelle zur Lebensdauerbemessung* werden die geeignetsten Modelle zur Beschreibung der Schädigungsmechanismen infolge von Korrosion und Ermüdung erläutert. Spannungsrisskorrosion wird im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht.

Kapitel 4

Degradationsmodelle zur Lebensdauerbemessung

Chemische oder physikalische Vorgänge in der Natur sind oft derart komplex, dass zu deren mathematischen Beschreibung in Modellen eine zunehmend vereinfachte Abbildung der relevanten Vorgänge vorgenommen werden muss, um den Modellierungsaufwand zu reduzieren und das Modell anwendungsfreundlich zu gestalten. Messungen dienen anschließend der Verifikation des angewandten Modellkonzepts. Grundsätzlich sollten die Abweichungen zwischen mittels des Modells bestimmten und gemessenen Werten gering sein. Wird die Eignung eines Ansatzes erfolgreich überprüft, so kann dieser innerhalb dessen Gültigkeitsbereichs dazu eingesetzt werden, weitere Messungen aufgrund von Zeit- und Kostenersparnissen zu ersetzen oder Prognosen der zukünftigen Entwicklung festzustellen. Fällt die Eignung eines Modells negativ aus, muss entweder der grundlegende Ansatz verändert oder die relevanten Systemparameter genauer bestimmt werden.

4.1 Korrosion

Bewehrungskorrosion kann durch Überschreitung einer kritischen Menge an Chloriden oder Absenkung des pH-Wertes unter eine Passivierungsschwelle ausgelöst werden und bei ungünstigen Umgebungsbedingungen zu einer relevanten Reduktion der Tragfähigkeit führen. Die Zeitspanne ab Fertigstellung des Bauwerks bis zum rechnerischen Versagen einzelner Tragwerksteile infolge chlorid- oder karbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion wird dabei in die Einleitungsphase t_{ini} und die Schädigungsphase t_{deg} unterteilt. Die Einleitungsphase ist nach Depassivierung der Stahlbewehrung beendet, im Anschluss daran ist mit einer bemessungstechnisch zu berücksichtigenden Bewehrungskorrosion zu rechnen.

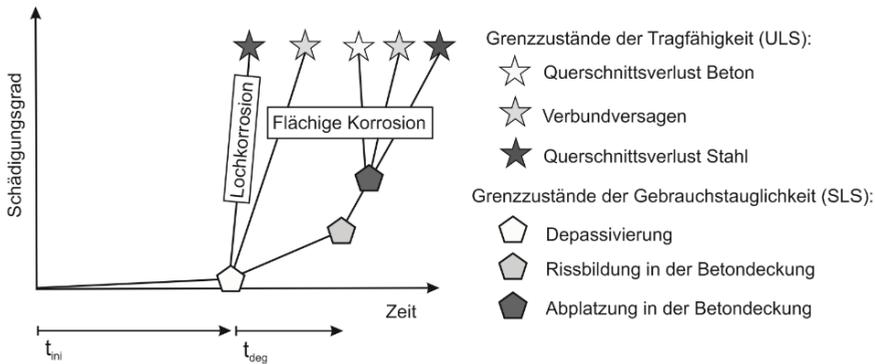


Abb. 4.1: Schädigungsverlauf von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken infolge chlorid- und karbonatisierungsinduzierter Korrosion [24]

Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken waren in den Regelwerken bis 2001 ausschließlich deskriptive Konstruktionsregeln in Form von Mindestanforderungen für Betonqualität und Betondeckung angegeben, denen unter Berücksichtigung eines angemessenen Instandhaltungsaufwandes eine erwartete mittlere Nutzungsdauer von 50 Jahren zugrunde lag. Die Grenzwerte waren in Abhängigkeit von Art und Schwere des vorliegenden Angriffs festgelegt und in Expositionsklassen gegliedert. Für kritische Expositionen wurden lediglich allgemeine Sondermaßnahmen wie bspw. das Aufbringen einer Beschichtung der Betonoberfläche gefordert, ohne dass anerkannte Bemessungshilfen zur Verfügung standen, anhand derer die erzielbare Lebensdauer abgeschätzt werden konnte.

Es existieren zwar zahlreiche Modelle zur Beschreibung der Einleitungsphase von Korrosion infolge von Chloridbeaufschlagung und Karbonatisierung, jedoch wurden erstmals 2006 mit dem *Model Code for Service Life Design* [39] probabilistische, d.h. wahrscheinlichkeitstheoretische Bemessungsansätze für die Einleitungsphase der Bewehrungskorrosion in einem Regelwerk etabliert.

Eine geeignete Beschreibung der Schädigungsphase war ebenfalls nicht möglich. Vorhandene Modellierungsansätze zu Bewehrungskorrosion waren entweder derart komplex, dass für baupraktische Fälle relevante Eingangsparameter fehlten und die Modelle für Planer unbrauchbar waren oder stellten vielmehr Faustformeln dar, welche die tatsächlichen Vorgänge nur unzureichend beschrieben und erhebliche Fehleinschätzungen zur Folge haben konnten. Seit 2004 haben sich Forschungsgruppen jedoch zum Ziel gesetzt, durch Ergänzung probabilistischer Bemessungsansätze für die Schädigungsphase die Lebensdauerbemessung zu vervollständigen. Grundlage der Dauerhaftigkeitsbemessung sind Transport- und Schädigungsmodelle, welche nach Transformation in anwendungsfreundlichere Ingenieurmodelle die relevanten physikalischen und chemischen Prozesse weiterhin ausreichend genau beschreiben. Ziel der Dauerhaftigkeitsbemessung muss letztendlich sein, eine vereinbarte grenzzustandsbezogene Bauteillebensdauer mit ausreichender Zuverlässigkeit zu erreichen.

4.1.1 Korrosion infolge von Chloriden

4.1.1.1 Einleitungsphase [26]

Modelle zur Beschreibung des Chlorideindringvorganges beruhen auf dem 2. Fick'schen Diffusionsgesetz, welches eine Beziehung zwischen zeitlicher und örtlicher Konzentrationsänderung eines Stoffes in einem inhomogenen System beschreibt. Beim Eindringen von Chloriden in Beton stellt sich eine hyperbolische, von der Betonoberfläche ins Betoninnere hin abnehmende Chloridkonzentrationsverteilung ohne eine klar definierte Begrenzung der Eindringtiefe ein.

$$C(x,t) = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{\text{Eff},C}(t) \cdot t}} \right) \quad (4.1)$$

$C(x,t)$	Chloridgehalt des Betons in einer Tiefe x zum Zeitpunkt t [M.-%/Zementgehalt]
C_s	Chloridkonzentration an der Betonoberfläche [M.-%/Zementgehalt]
x	Tiefe mit einem korrespondierenden Chloridgehalt [m]
$D_{\text{Eff},C}(t)$	effektiver Chloriddiffusionskoeffizient des Betons [10-12m ² /s]
t	Auslagerungszeit [s]
$\operatorname{erf}(x)$	Fehlerfunktion zur Darstellung von Diffusionsphänomenen [-]

Dabei kann auch die aus der Herstellung bereits im Beton enthaltene Menge an Chlorid C_i berücksichtigt werden.

$$C(x,t) = (C_s - C_i) \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{\text{Eff},C}(t) \cdot t}} \right) + C_i \quad (4.2)$$

Zur Beschreibung des zeitlich nicht stationären Diffusionskoeffizienten $D_{\text{Eff},C}(t)$ muss der physikalische Grundansatz durch empirisch bestimmte Korrekturfaktoren an die Realität angepasst werden.

$$D_{\text{Eff},C}(t) = D_{\text{RCM},0} \cdot k_e \cdot k_t \cdot A(t) \quad \text{mit} \quad A(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^a \quad (4.3)$$

$D_{\text{RCM},0}$	Chloridmigrationskoeffizient von wassergesättigtem Beton zum Referenzzeitpunkt [10 ⁻¹² m ² /s]
k_e	Parameter zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit [-]
k_t	Übertragungsparameter zur Berücksichtigung der Testmethode [-]
$A(t)$	Alterungsterm [-]
t_0	Referenzzeitpunkt von 28 Tagen [s]
a	Exponent zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit [-]

Eine Beschreibung des Chlorideindringvorgangs durch rein diffusionskontrollierte Transportmechanismen infolge von Konzentrationsunterschieden ist für ständig meerwassergesättigte Bauteile hinreichend genau. Für intermittierend chloridbeaufschlagte Bauteile der Straßeninfrastruktur ist der Ansatz des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes aufgrund weiterer wirksamer Transportmechanismen wie kapillares Saugen infolge von Adhäsionskräften und Permeation aufgrund eines äußeren Drucks jedoch nicht ohne Einschränkungen dazu geeignet, Chloridprofile zufriedenstellend abzubilden.

Der oberflächennahe Feuchtehaushalt im Beton ist infolge von Wasserbeaufschlagung und Verdunstung ständigen Schwankungen unterworfen. Infolge damit einhergehender Effekte wie dem Huckepack-Transport von Chloriden mit kapillareindringenden Lösungen, dem Rücktransport von Chloriden bei Austrocknung sowie einer karbonatisierungsbedingten Veränderungen der Chloridbindekapazität des Betons kommt es in dieser sog. Konvektionszone zu einer Abweichung der Chloridkonzentration gegenüber einer rein durch Diffusion kontrollierten Beschreibung der Konzentrationsverteilung. Zur praxisnahen Beschreibung der tatsächlich vorliegenden Konzentrationsverteilung muss das Modell daher modifiziert werden. Dazu wird entweder der nicht zu beschreibende oberflächennahe Bereich vernachlässigt und das Chloridprofil bis zur Betonoberfläche anhand der nach dem 2. Fick'schen Diffusionsgesetz ermittelten Werte extrapoliert oder der nicht zu beschreibende oberflächennahe Bereich durch eine Transformation der Abszisse eliminiert.

Da ein ermitteltes Chloridprofil hinsichtlich einer Korrosionsinitiierung einem kritischen Grenzwert gegenübergestellt werden kann, ist die Kenntnis über die genaue Chloridkonzentration im oberflächennahen Beton weniger von Bedeutung als die Konzentration an der Bewehrungsoberfläche. Da der Konzentrationsverlauf jedoch maßgeblich vom Konzentrationsunterschied abhängig ist, muss dieser für diejenige Tiefe Δx bestimmt werden, ab welcher der reine Diffusionsmechanismus Gültigkeit besitzt.

$$C(x, t) = C_{S, \Delta x} \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x - \Delta x}{2 \sqrt{D_{\text{eff}, C}(t) \cdot t}} \right) \quad (4.4)$$

$C_{S, \Delta x}$ Chloridkonzentration in der Tiefe Δx [M.-%/Zementgehalt]
 Δx vom Fick'schen Diffusionsgesetz abweichender Tiefenbereich [m]

Der Chloridmigrationskoeffizient beschreibt den natürlichen Materialwiderstand gegen das Eindiffundieren von Chloriden und ist maßgeblich von der Zementart, den Zusatzstoffen und dem Mischungsverhältnis abhängig. Zement kann eine gewisse Menge an Chloriden unschädlich binden und eine dichte Zementsteinmatrix das Eindringen von Chloriden ins Betoninnere verlangsamen. Der Alterungsterm berücksichtigt dabei die Veränderung der Eigenschaften des Bindemittels, welches sich im Laufe der Zeit zunehmend verfestigt und infolge von Einlagerungen abdichtend wirkt. Der Einfluss der Temperatur auf den effektiven Chloriddiffusionskoeffizienten ist auf die veränderliche Viskosität des Porenwassers zurückzuführen.

Mangelnde Vergleichbarkeiten zwischen Parametern, welche aus unterschiedlich beschleunigten Bedingungen der jeweiligen Testmethoden resultieren, werden mittels Übertragungsparametern korrigiert. Die Chloridkonzentration an der Betonoberfläche ist eine über die Jahreszeiten schwankende Einwirkung, die von der Intensität des Taumitteleinsatzes und dem „Auswaschen“ von Chlorid aus der Betonoberfläche abhängig ist. Bei intermittierender Beaufschlagung werden erst nach ausgedehnten Zeiträumen annähernd konstante Konzentrationen in der Ersatzoberfläche erreicht. Dennoch kann aufgrund kapillarer Saugwirkung im Konvektionsbereich innerhalb kurzer Zeitspannen zumindest zeitweise ein kritischer Chloridgehalt erreicht werden. Die natürlichen Widerstände der Materialien sowie die Qualität der Bauausführung sind entscheidende Kriterien, wann der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt erreicht und damit die schützende Passivschicht der Bewehrungs oberfläche zerstört wird.

Die Grenzzustandsgleichung für die Depassivierung der Stahloberflächen und damit einhergehend der Zeitpunkt für die Beendigung der Einleitung- und den Beginn der Schädigungsphase lautet

$$C_{crit} = C_{S,\Delta x} \left(1 - \operatorname{erf} \frac{d_c - \Delta x}{2\sqrt{D_{Eff.c}(T) \cdot T}} \right) \quad (4.5)$$

C_{crit}	kritische korrosionsauslösende Chloridkonzentration [M.-%/Zementgehalt]
d_c	Betondeckung [m]
T	Zeitpunkt der chloridinduzierten Depassivierung der Bewehrung [s]

Das zur Beschreibung des Eindringens von Chloriden in Beton entwickelte Modell erfüllt die Ansprüche an Anwendungsfreundlichkeit sowie statistisch quantifizierte Eingangsvariablen und Streuungen. Die Gegenüberstellung anhand des Modells berechneter und an Bauwerken gemessener Chloridkonzentrationen zeigt, dass prognostizierte Konzentrationen stets geringfügig größer als am Bauwerk ermittelte Konzentrationen sind. Das Modell liefert somit eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der Chloridkonzentrationsverteilung im Beton sowie der Dauer der Einleitungsphase.

4.1.1.2 Schädigungsphase [24], [25]

Chloride bewirken einen starken lokalen Korrosionsangriff der Bewehrung. Daraus resultieren unmittelbar nebeneinanderliegende kleinflächige anodische und großflächige kathodische Oberflächenbereiche, welche über einen Elektrolyten leitend miteinander verbunden sind und ein galvanisches Element bilden. Die Wirkungsweise des galvanischen Elements, auch Makroelement genannt, dient im Weiteren als Korrosionsmodell.

Aus Gründen der Elektroneutralität müssen anodische und kathodische Teilreaktionen während des Korrosionsprozesses gleichzeitig und mit gleicher Geschwindigkeit ablaufen, sodass für den Summenstrom I_i an Anode und Kathode gilt

$$I_A = I_C \quad (4.6)$$

Die Stromdichten i_i an Anode und Kathode sind von deren wirksamen Flächenbereichen abhängig. Die ungleiche Größenverteilung zwischen Anode und Kathode ist die Ursache der Verstärkung des Angriffs im Vergleich zu karbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion. Bei geringen Stromdichten bildet sich eine stabile Metalloxidschicht auf der Oberfläche aus, welche den Stahl passiviert. Wird die Passivschicht lokal abgebaut, findet eine Polarisierung des Stahls in Richtung positiver Elektrodenpotentiale statt, sodass die ansteigende Stromdichte eine zunehmende Eisenauflösung verursacht.

$$i_A = \frac{I_A}{A_A} \quad ; \quad i_C = \frac{I_C}{A_C} \quad \Rightarrow \quad i_A = i_C \frac{A_C}{A_A} \quad (4.7)$$

Dem Stromfluss steht ein Systemwiderstand ΣR entgegen, der sich aus den Polarisationswiderständen $R_{p,i}$ der Anode und Kathode sowie dem Elektrolytwiderstand R_e des Betons zusammensetzt. Der Anteil des Stahls am Widerstand kann aufgrund dessen guten elektrischen Leitfähigkeit vernachlässigt werden.

$$\Sigma R = R_{p,A} + R_{p,C} + R_e \quad (4.8)$$

Die sich infolge der Differenz der Ruhepotentiale $E_{0,i}$ von depassivierter Anode und passivierter Kathode einstellende Spannung ΔE , die sog. Treibspannung, bestimmt neben dem Systemwiderstand den Korrosionsstrom maßgebend.

$$\Delta E = E_{0,C} - E_{0,A} \quad (4.9)$$

Der gesamte Korrosionsstrom I_{corr} setzt sich aus dem Makrozellkorrosionsstrom $I_{\text{corr,macro}}$, welcher gemäß dem Ohm'schen Gesetz aus der sich einstellenden Spannung und den vorhandenen Systemwiderständen ermittelt wird, sowie dem Mikrozellkorrosionsstrom $I_{\text{corr,micro}}$ zusammen. Die Mikrozellkorrosion, auch Eigenkorrosion, ist Folge einer kathodischen Teilreaktion in den Randbereichen anodisch wirkender Stahloberflächen, welche messtechnisch nicht explizit erfasst werden kann, deren Größe am Gesamtstrom jedoch nicht zu vernachlässigen ist.

$$I_{corr} = I_{corr,macro} + I_{corr,micro} = \frac{\Delta E}{\Sigma R} + I_{corr,micro} = \frac{E_{0,C} - E_{0,A}}{R_{P,A} + R_{P,C} + R_e} + I_{corr,micro} \quad (4.10)$$

$I_{corr,i}$	Korrosionsstrom aus Mikro- und Makrokorrosion [A]
$R_{P,i}$	Polarisationswiderstände der Anode und Kathode [Ω]
R_e	Elektrolytwiderstand des Betons [Ω]
ΔE	Treibspannung [V]
$E_{0,i}$	Ruhepotentiale der Anode und Kathode [V]

Während die Polarisationswiderstände von Anode und Kathode ebenfalls über flächenspezifische Polarisationswiderstände $r_{P,i}$ und die jeweiligen Elektrodenflächen A_i beschrieben werden können, hängt der Elektrolytwiderstand des Betons vom spezifischen Elektrolytwiderstand ρ_e des Betons sowie der Lage der beiden Elektroden zueinander ab, welche über die Geometrie konstante k_e des Makroelements beschrieben wird.

$$I_{corr} = \frac{E_{0,C} - E_{0,A}}{\frac{r_{P,A}}{A_A} + \frac{r_{P,C}}{A_C} + k_e \rho_e} + I_{corr,micro} \quad (4.11)$$

$r_{P,i}$	flächenspezifische Polarisationswiderstände von Anode und Kathode [Ωm^2]
A_i	wirksame Oberflächen der Anode und Kathode [m^2]
k_e	Geometrie konstante des Makroelements [m^{-1}]
ρ_e	spezifischer Elektrolytwiderstand des Betons [Ωm]

Mittels des Faraday'schen Gesetzes der Elektrolyse kann der Masseverlust \dot{m}_{corr} an Stahl an der Anode für den Zeitraum eines Jahres über die anodische Stromdichte bestimmt werden.

$$\dot{m}_{corr} = 9134 i_{corr} = 9134 \frac{I_{corr}}{A_A} \quad (4.12)$$

\dot{m}_{corr} Masseverlust an Stahl bei anodischer Eisenauflösung [$g/(m^2 a)$]

Die Division des Masseverlustes durch das spezifische Gewicht von Stahl ρ_{Fe} führt auf die Abtragsrate \dot{x}_{corr} in radialer Richtung

$$\dot{x}_{corr} = \frac{\dot{m}_{corr}}{\rho_{Fe}} = 11,64 \cdot 10^{-4} \frac{I_{corr}}{A_A} \quad (4.13)$$

\dot{x}_{corr}	Abtragsrate an Stahl in radialer Richtung [m/a]
ρ_{Fe}	spezifisches Gewicht von Stahl [g/m^3]

sowie die anschließende Integration über die Zeit auf den Gesamtabtrag an Stahl x_{corr} infolge von Bewehrungskorrosion.

$$x_{corr} = \int_{t_{mi}}^t \dot{x}_{corr} dt \quad (4.14)$$

x_{corr} Gesamtabtrag an Stahl [m]

Die einzelnen Systemparameter des Schädigungsmodells werden durch vorhandene Materialeigenschaften und vorherrschende Expositionsbedingungen beeinflusst. Zur Transformation der komplexen Schädigungsvorgänge in ein vereinfachtes Ingenieurmodell werden diese Einflüsse innerhalb des Modells über Faktoransätze modelliert. Diese starke Vereinfachung tatsächlicher Zusammenhänge setzt zunächst voraus, dass zwischen einzelnen Einflüssen keine Korrelationen bestehen, was jedoch nicht grundsätzlich der Fall ist. Da Faktoransätze allerdings eine anwendungsfreundliche Möglichkeit zur Berücksichtigung unterschiedlicher Einflüsse darstellen, werden infolge der zugelassenen Vereinfachungen eingebrachte Abweichungen des modellierten und tatsächlichen Schädigungsfortschrittes über Korrekturfunktionen bereinigt. Zur Bereitstellung eines Ingenieurmodells auf probabilistischer Basis werden gesammelte Daten statistisch quantifiziert, Korrelationen mit anderen Systemparametern festgestellt, die einzelnen Parameter auf deren Dominanz sowie Sensitivität zur Identifikation ihrer Bedeutung für das Schädigungsmodell sowie deren Streuungen untersucht und das Ingenieurmodell unter zulässigen Vereinfachungen und Vernachlässigungen hergeleitet. Abschließend wird das Ingenieurmodell selbst auf Dominanz und Sensitivität hin untersucht, um die entscheidenden Eingangsgrößen zu identifizieren.

Die Zusammensetzung des Betons besitzt großen Einfluss auf im Weiteren stattfindende elektrochemische Korrosionsprozesse. Eine dichte Bindemittelmatrix reduziert das Sauerstoffangebot an den Elektroden und erhöht den Systemwiderstand des Makrokorrosionselements. Dies kann durch Verwendung von Hochofenzement anstelle von Portlandzement sowie unabhängig vom verwendeten Zement durch einen niedrigen Wasser/Zement-Wert erreicht werden. Die Permeabilität der Zementsteinmatrix bestimmt neben dem Sauerstofftransport auch die Austrocknung und Wasseraufnahmefähigkeit des Betons. Dabei wirkt trockener Beton wie ein Isolator, da kein Elektrolyt für den Ladungstransport vorhanden ist, wassergesättigter Beton bremst den Sauerstofftransport infolge eines größeren Diffusionswiderstandes der wassergefüllten Poren. Weitere Einflussparameter sind die vorherrschende Temperatur sowie der Chloridgehalt im Porenwasser, welche die Viskosität sowie die Leitfähigkeit des Elektrolyten beeinflussen.

Die Elektrodenflächen und die Geometrie konstante werden maßgeblich durch die Bauteilgeometrie und die Lage der Chloridkontamination beeinflusst. Die Geometrie konstante berücksichtigt dabei die infolge der vorliegenden Bauteilgeometrie mögliche Ausbreitung des Stromfeldes im Elektrolyten.

Die Ruhepotentiale der Elektroden weisen keine ausgeprägte Zeitabhängigkeit auf, da in passivierten und depassivierten Bereichen keine weitere Veränderung des pH-Wertes stattfindet und die Anode damit nicht zunehmend „unedler“ im Vergleich zur Kathode wird. Die Polarisationswiderstände von Anode und Kathode hingegen reduzieren sich aufgrund der Ausdehnung der korrodierenden Oberflächen im Laufe der Zeit.

Der Elektrolytwiderstand von erhärtetem Beton hängt von der Porenstruktur, dem Feuchtegehalt, der chemischen Zusammensetzung der Porenlösung und der Temperatur ab. Zeitabhängige Faktoren des Widerstands sind der Hydratationsgrad sowie die Karbonatisierung des Betons, welche durch Bildung von Calciumsilikathydraten sowie Einlagerung von Calciumcarbonaten ein feineres Porengefüge und damit einen erhöhten Widerstand bewirken.

Folgende Vereinfachungen werden zur Transformation des Schädigungsmodells in ein Ingenieurmodell getroffen:

- Der für den gesamten Systemwiderstand im Makrokorrosionselement minderbedeutende Anteil der Anode kann vernachlässigt werden.

$$\Sigma R = R_{p,c} + R_e \quad (4.15)$$

- Darstellung des Polarisationswiderstandes der Kathode über den Systemparameter des spezifischen Elektrolytwiderstandes ρ_e und eines von der Bindemittelart und Geometrie abhängigen Parameters C . Der Divisor der beiden Parameter gibt das Größenverhältnis des kathodischen Widerstandes im Vergleich zum Elektrolytwiderstand des Betons wieder.

$$R_{p,c} = \frac{C}{\rho_e} R_e \quad (4.16)$$

Daraus folgt für den Gesamtwiderstand im Makrokorrosionselement

$$\Sigma R = \left(\frac{C}{\rho_e} + 1 \right) R_e \Rightarrow \Sigma R = (C + \rho_e) k_e \quad \text{mit } R_e = \rho_e k_e \quad (4.17)$$

Der spezifische Elektrolytwiderstand ρ_e ist stark von der Betonzusammensetzung, den Expositionsbedingungen und der Zeit abhängig, sodass eine Vielzahl von Faktoren zu dessen Bestimmung relevant sind.

- Zur Berücksichtigung eines geringen, aber dennoch vorhandenen Kontrollanteils der Anode am Gesamtwiderstand wird ein zusätzlicher Faktor von 1,25 eingeführt.

$$\Sigma R = 1,25(C + \rho_e) k_e \quad (4.18)$$

- Der Geometriefaktor G ist ein für die Modellierung der Korrosion statistisch aufbereiteter Eingangsparameter des Ingenieurmodells, der sich aus der Geometriekonstanten k_e herleitet. Für Bauteilgeometrien mit rein komplanaren, rein planparallelen und gemischten Bewehrungsanordnungen ergibt sich der Geometriefaktor aus der jeweiligen Anordnung von Anode und Kathode und daraus folgend der Möglichkeit, unterschiedlich viel Kathodenfläche durch eine Anode zu aktivieren.
- Im Ingenieurmodell wird die Eigenkorrosion als Faktor f_{self} definiert, welcher den Korrosionsstrom des Makroelements vergrößert. Der Eigenkorrosionsanteil ergibt sich aus dem Verhältnis des gravimetrischen und coulometrischen Masseverlusts, d.h. aus gesamtem Abtrag und Makrozellkorrosionsabtrag und ist stark von der Bindemittelart und der Exposition, insbesondere der Temperatur, abhängig.

Aus der Analyse des Schädigungsmodells kann letztlich das vereinfachte Ingenieurmodell hergeleitet werden.

$$\dot{x}_{corr}(t-t_{ini}) = 11,64 \cdot 10^{-4} \frac{I_{corr}(t)}{A_A(t-t_{ini})} f_{self} = \frac{11,64 \cdot 10^{-4}}{A_A(t-t_{ini})} \left[\frac{\Delta E}{1,25(C + \rho_e(t))G} \right] f_{self} \quad (4.19)$$

$\dot{x}_{corr}(t-t_{ini})$ Stahlabtragsrate infolge von Korrosion [m/a]

I_{corr} Gesamtkorrosionsstrom [A]

$A_A(t-t_{ini})$ wirksame Anodenfläche [m²]

f_{self} Faktor zur Berücksichtigung der Eigenkorrosion [-]

ΔE Treibspannung [V]

C spezifischer Widerstand der Kathode [Ωm]

$\rho_e(t)$ spezifischer Elektrolytwiderstand des Betons [Ωm]

G Geometriefaktor [m⁻¹]

$(t-t_{ini})$ Zeitspanne seit Depassivierung der Stahloberflächen [s]

Einige der im Ingenieurmodell enthaltenen Eingangsparameter setzen sich aus verschiedenen Systemparametern zusammen.

$$A_A(t-t_{ini}) = A_{A,tot} \cdot f_{A,th}(t-t_{ini}) = A_{A,tot} \cdot \tanh\left(\frac{t-t_{ini}}{f_{A,0} \cdot f_{A,c} \cdot f_{A,dS}}\right) \quad (4.20)$$

$A_A(t-t_{ini})$ wirksame Anodenfläche [m²]

$A_{A,tot}$ insgesamt im kontaminierten Bereich liegende Anodenfläche [m²]

$f_{A,th}(t-t_{ini})$ Faktor zur Berücksichtigung der thermodynamischen Hemmung [-]

$f_{A,0}$ Referenzwert in Abhängigkeit von Bindemittelart und w/z-Wert [-]

$f_{A,c}$ Faktor zur Berücksichtigung der Betondeckung [-]

$f_{A,dS}$ Faktor zur Berücksichtigung des Stahldurchmessers [-]

$$\rho_e(t, T, RH, ToW) = \rho_{e,0} \cdot f_{e,h}(t) \cdot f_{e,t} \cdot f_{e,Cl} \cdot f_{e,C} \cdot f_{e,T}(T) \cdot f_{e,m}(RH, ToW) \quad (4.21)$$

$\rho_{e(t,T,RH,ToW)}$	spezifischer Elektrolytwiderstand des Betons [Ωm]
$\rho_{e,0}$	Referenzwert des spezifischen Elektrolytwiderstandes [Ωm]
$f_{e,h}(t)$	Faktor zur Berücksichtigung der Hydratation [-]
$f_{e,t}$	Faktor zur Berücksichtigung der Testmethode [-]
$f_{e,Cl}$	Faktor zur Berücksichtigung der Chloridabhängigkeit [-]
$f_{e,C}$	Faktor zur Berücksichtigung von Karbonatisierung [-]
$f_{e,T}(T)$	Faktor zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit [-]
$f_{e,m}(RH, ToW)$	Faktor zur Berücksichtigung der Feuchtigkeit aus relativer Luftfeuchtigkeit und Regenbeaufschlagung [-]

$$f_{self} = f_{self,0} \cdot f_{self,T} \quad (4.22)$$

f_{self}	Faktor zur Berücksichtigung der Eigenkorrosion [-]
$f_{self,0}$	Referenzwert des Eigenkorrosionsfaktors [-]
$f_{self,T}$	Faktor zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit [-]

Andere Modelle zur Beschreibung der Schädigungsphase durch Chloride beruhen auf der Annahme, entweder der Elektrolytwiderstand oder die Sauerstoffdiffusion seien geschwindigkeitsbestimmende Haupteinflussparameter der Bewehrungskorrosion.

Auf dem Elektrolytwiderstand beruhende Modelle berücksichtigen enthaltene Vereinfachungen der komplexen Korrosionsvorgänge über stark streuende Proportionalitätsfaktoren. Eine genaue Beschreibung von Korrosion ist mit diesen Modellen infolge starker Vereinfachungen und Streuungen somit nicht möglich.

Sauerstoffdiffusionsmodelle führen als maßgebende Einflussparameter einer Korrosion die Sauerstoffkonzentration an der Kathode und den Sauerstoffdiffusionskoeffizienten des Betons an. Da Korrosion durch mehrere elektrochemische Prozesse bestimmt wird, ist immer der langsamste Prozess geschwindigkeitsbestimmend für den Metallabtrag, welcher durch die maßgebende Umsatzrate anodischer und kathodischer Teilprozesse bestimmt wird. Viele Modelle auf Basis der Sauerstoffdiffusion erreichen jedoch eine Komplexität, die eine numerische Berechnung erforderlich macht und basieren darüber hinaus hauptsächlich auf theoretischen Grundlagen ohne Quantifizierung und Validierung durch Parameterstudien und Versuchsreihen. Modelle, die auf empirischen oder numerischen Ansätzen aufbauen, sind aufgrund ihrer Komplexität in der Regel für anwendungsorientierte Bemessungen untauglich.

Eine wirklichkeitsnahe Modellierung von Bewehrungskorrosion muss beide Einflussgrößen aus Elektrolytwiderstand und Sauerstoffdiffusion beinhalten, um sowohl anodische als auch kathodische Teilprozesse zu berücksichtigen, sowie aufgrund komplexer und stark streuender Zusammenhänge auf probabilistischen Bemessungsansätzen beruhen. Mit dem hergeleiteten Ingenieurmodell kann durch Kenntnis über die Geometrie des Makrozellkorrosionselements, die Expositionsbedingungen, die Betonzusammensetzung und den Zeitpunkt der Depassivierung der Korrosionsabtrag der Bewehrung durch Chloride zuverlässig ermittelt werden.

Nur unzureichend quantifiziert sind Einflüsse bereits vorhandener Risse. Eine maßgebliche Veränderung resultiert daraus für den Elektrolytwiderstand und den Geometriefaktor. Darüber hinaus ist eine Berücksichtigung von Karbonatisierung zwar möglich, diese kann jedoch nur die Grenzfälle „keine Karbonatisierung“ und „vollständige Karbonatisierung“ abdecken. Karbonatisierung verfeinert zwar das Porengefüge durch Einlagerung von Carbonaten und erhöht dadurch den Elektrolytwiderstand, dahingegen weist karbonatisierter Beton jedoch eine geringere Chloridbindekapazität auf und bewirkt durch eine höhere Chloridionenkonzentration eine höhere Leitfähigkeit des Elektrolyten.

4.1.2 Korrosion infolge von Karbonatisierung

4.1.2.1 Einleitungsphase [26]

Die meisten Karbonatisierungsmodelle beruhen auf dem 1. Fick'schen Diffusionsgesetz, nach welchem die Teilchenstromdichte proportional zum Konzentrationsgradienten ist. Dabei kann die Menge an Kohlenstoffdioxid, die infolge eines Konzentrationsgradienten zwischen Umgebungsluft und Betoninneren durch die Betondeckung diffundiert, wie folgt bilanziert werden.

$$dm = D \cdot A \frac{C_1 - C_2}{x} dt \quad (4.23)$$

dm	durch Diffusion im Zeitintervall dt transportiertes Masseninkrement an CO ₂ [kgCO ₂]
D	CO ₂ -Diffusionskoeffizient für karbonatisierten Beton [m ² /s]
A	betrachteter Oberflächenbereich [m ²]
C ₁	CO ₂ -Konzentration der Umgebungsluft [kgCO ₂ /m ³]
C ₂	CO ₂ -Konzentration an der Karbonatisierungsfrent [kgCO ₂ /m ³]
x	karbonisierter Tiefenbereich [m]
dt	Zeitintervall [s]

An der Karbonatisierungsfrent wird eindiffundiertes CO₂ durch Reaktion mit alkalischen Phasen des Betonporenwassers in verschiedene kristalline Carbonatphasen umgesetzt.

$$dm = a \cdot A \cdot dx \quad (4.24)$$

dm	zur vollständigen Karbonatisierung des Tiefenbereichs dx erforderliches Masseninkrement an CO ₂ [kgCO ₂]
a	CO ₂ -Bindekapazität von nicht karbonatisiertem Beton [kgCO ₂ /m ³]
A	betrachteter Oberflächenbereich [m ²]
dx	Tiefenbereich [m]

In Abhängigkeit der vorhandenen Menge an eindiffundiertem CO₂ und der möglichen Bindekapazität alkalischer Phasen des Porenwassers kommt die Karbonatisierungsfrent bei einem Gleichgewicht zwischen CO₂ und alkalischen Phasen zum Stillstand oder schreitet bei einem Überschuss an CO₂ weiter voran. Somit kann durch Gleichsetzen von Gleichung (4.23) und (4.24) und anschließender Umformung die Karbonatisierungstiefe bestimmt werden. Dabei gilt zunächst die Annahme, D , a und $C_1 - C_2$ seien weder zeit- noch tiefenabhängig.

$$\begin{aligned}
 a \cdot dx &= D \frac{C_1 - C_2}{x} dt \\
 \Rightarrow x \cdot dx &= \frac{D}{a} (C_1 - C_2) dt \Rightarrow x^2 = \frac{2D}{a} (C_1 - C_2) t \\
 \Rightarrow x_c(t) &= \sqrt{\frac{2D \cdot \Delta C}{a}} \sqrt{t} \quad \text{mit} \quad \Delta C = C_1 - C_2
 \end{aligned} \tag{4.25}$$

Infolge niederschlagsbedingter Feuchteschwankungen im oberflächennahen Bereich wird der Karbonatisierungsfortschritt zeitweise verlangsamt oder gänzlich verhindert, da eine CO₂-Diffusion durch wassergefüllte Poren aufgrund des erhöhten Diffusionswiderstandes gering ist und somit die Karbonatisierungsfrent solange nicht fortschreiten kann, bis nach Ende einer Niederschlagsperiode die Austrocknungsfrent die Karbonatisierungsfrent erreicht hat. Die Tiefe der Austrocknung ist dabei von den Betoneigenschaften und der Länge der Trockenphase abhängig. Je tiefer also die Karbonatisierungsfrent ins Betoninnere vordringt, desto kürzer werden die wirksamen Karbonatisierungsperioden.

Auf dem nach Gleichung (4.25) aufbauenden Ansatz existieren unterschiedliche Modelle, welche sich maßgeblich in der Modellierung der jeweiligen Einflussgrößen auf den Karbonatisierungsfortschritt unterscheiden. Das im Folgenden aufgeführte Modell bietet dabei den besten Kompromiss aus Genauigkeit der Vorhersage und Anwendungsfreundlichkeit.

$$\begin{aligned}
 x_c(t) &= \sqrt{\frac{2(k_e \cdot k_c \cdot D_{\text{Eff},0}) \Delta C}{a}} \sqrt{t} \cdot W(t) \\
 \text{mit } \frac{D_{\text{Eff},0}}{a} &= k_t \cdot R_{\text{ACC},0}^{-1} + \varepsilon_t \quad \text{und} \quad W(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^w \quad \text{folgt} \\
 \Rightarrow x_c(t) &= \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \left(k_t \cdot R_{\text{ACC},0}^{-1} + \varepsilon_t\right) \Delta C} \sqrt{t} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^w
 \end{aligned} \tag{4.26}$$

$D_{\text{Eff},0}$	effektiver CO ₂ -Diffusionskoeffizient von trockenem, karbonatisiertem Beton [kgCO ₂ /m ³]
k_e	Parameter zur Berücksichtigung des Einflusses der relativen Luftfeuchte auf das Diffusionsverhalten [-]
k_c	Parameter zur Berücksichtigung der Nachbehandlungsabhängigkeit [-]
ΔC	CO ₂ -Konzentrationsgradient [kgCO ₂ /m ³]
$W(t)$	Witterungsfunktion zur Berücksichtigung der Regenbeaufschlagung [-]

$R_{ACC,0}^{-1}$	an Prüfkörpern bestimmter inverser effektiver Karbonatisierungswiderstand von trockenem Beton [(m ² /s)/(kgCO ₂ /m ³)]
k_t	Verhältnisbeiwert zur Übertragung der im Labor ermittelten Widerstände auf natürliche Widerstände [-]
ε_t	Fehlerterm zur Berücksichtigung laborprüftechnisch bedingter Fehler [(m ² /s)/(kgCO ₂ /m ³)]
w	Exponent zur Berücksichtigung der klimatischen Bedingungen [-]
t_0	Referenzzeitpunkt [s]

Da der Diffusionsansatz nach Gleichung (4.25) für nicht wassergesättigte Betone gilt, wird dieser Ansatz in Gleichung (4.26) sowohl durch einen Parameter zur Berücksichtigung der Feuchteabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten als auch durch eine Witterungsfunktion zur Berücksichtigung von Regenbeaufschlagung und damit einem Stillstand der Karbonatisierungsfront ergänzt, um den Diffusionsansatz auch für intermittierend beaufschlagte Bauteile nutzen zu können. Die Witterungsfunktion bewirkt die sich einstellende Abweichung vom reinen Wurzel-Zeit-Gesetz in Phasen der Durchfeuchtung des Betons. Der Karbonatisierungswiderstand ist maßgeblich von der Zementart und Betonzusammensetzung abhängig. Darüber hinaus erhöht eine dichte Betonoberfläche bei entsprechender Nachbehandlung den Diffusionswiderstand in den ersten Millimetern der Betondeckung. Zusätzliche Parameter berücksichtigen die Übertragbarkeit im Labor ermittelter Eigenschaften auf natürliche Auslagerungsbedingungen sowie prüftechnisch bedingte Fehler. Die natürlich vorhandene atmosphärische CO₂-Konzentration muss bei abweichenden Klimaverhältnissen, wie sie im Bereich von Straßeninfrastrukturbawerken mit hohen Schadstoffemissionen zu erwarten sind, um einen zusätzlichen Anteil erhöht werden, um den Einfluss aus verkehrlicher Nutzung auf die Karbonatisierung zu berücksichtigen.

Die Grenzzustandsgleichung für die Depassivierung der Stahloberflächen und damit einhergehend der Zeitpunkt für die Beendigung der Einleitungs- und den Beginn der Schädigungsphase lautet

$$x_c(T) = d_c = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \left(k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t \right) \Delta C_s \sqrt{T} \cdot \left(\frac{t_0}{T} \right)^w} \quad (4.27)$$

$X_c(T)$	Karbonatisierungstiefe bei Depassivierung der Stahloberflächen [m]
d_c	Betondeckung [m]
T	Zeitpunkt der karbonatisierungsinduzierten Depassivierung der Stahloberflächen [s]

4.1.2.2 Schädigungsphase

Die Schädigungsphase der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion zeichnet sich durch einen gleichmäßigen, jedoch sehr langsam eintretenden Abtrag der Stahloberfläche aus, wobei Korrosionsprodukte entstehen, welche ein größeres Volumen beanspruchen als der

Stahl, aus dem diese gebildet werden. Folglich dominieren primär Beanspruchungen auf die Betondeckung infolge von Sprengdrücken, sodass es eher zum Grenzzustand „Rissbildung und Abplatzung“ anstelle zum Grenzzustand „Zugversagen der Bewehrung“ kommt [6]. Wird Korrosion hingegen durch Chloride ausgelöst, so ist lokaler Lochfraß die Folge. Eine Querschnittsreduktion findet zwar nur lokal begrenzt statt, aufgrund des Größenunterschieds von Anode und Kathode jedoch mit zum Teil sehr großen Abtragsraten. Die Morphologie des Lochfraßes hängt dabei stark von der Chloridkonzentration ab. Bei geringen Chloridgehalten bilden sich lediglich vereinzelt Narben auf der Stahloberfläche aus. Mit steigendem Chloridgehalt dehnen sich korrodierende Bereiche zunehmend aus, bis sich einzelne Narben zu Korrosionsmulden vereinigen. Bei sehr hohen Chloridkonzentrationen vereinigen sich Mulden wiederum zu einem nahezu homogenen Querschnittsabtrag. Ein Maß für die Morphologie ist der Lochfraß- bzw. Pittingfaktor α , welcher das Verhältnis von maximaler Lochtiefe zu mittlerem Korrosionsabtrag beschreibt und zwischen $\alpha = 4 - 8$ nach *González et al.* [34] bzw. $\alpha = 4 - 10$ nach *Tuutti* [54] liegt. Aufgrund der Tiefe der Korrosionsnarben bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion läuft ein Anteil der anodischen Teilprozesse der Eisenauflösung unter Umständen unter Sauerstoffarmut ab. Dieser Umstand bewirkt einerseits, dass entstehende Korrosionsprodukte keine ausgeprägte Volumenzunahme vergleichbar der karbonatisierungsinduzierten Korrosion erfahren und somit der Schädigungsvorgang nicht durch Rissbildung und Abplatzung zu erkennen ist und andererseits, dass der fehlende Sauerstoff für die anodische Teilreaktion durch Aufspaltung des vorhandenen Porenwassers unter Freisetzung von Wasserstoff gewonnen wird, welcher sich in das Metallgitter einlagern und zu einer Materialversprödung führen kann. Die lokale Reduktion der Duktilität in Verbindung mit der Kerbwirkung der Korrosionsnarbe kann ggf. zu Spannungsrisskorrosion der Spannbewehrung führen.

Rodriguez et al. [52] vergleicht zeitabhängige Querschnittsverluste gleichförmiger karbonatisierungsinduzierter Korrosion mit lokaler chloridinduzierter Korrosion anhand von Messungen aus Versuchen mit gleicher Korrosionsstromdichte miteinander. Dabei stellt sich für Bewehrungsstäbe unterschiedlichen Durchmessers ca. der dreifache Querschnittsverlust durch Lochfraßkorrosion im Vergleich zu gleichförmiger Korrosion ein.

Der Umstand, dass sich bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion ein sehr hoher Korrosionsabtrag ohne deutliche äußerliche Anzeichen mit der zusätzlichen Möglichkeit einer Spannungsrisskorrosion einstellen kann, macht chloridinduzierte Korrosion gegenüber karbonatisierungsinduzierter Korrosion zur maßgebenden Schädigung hinsichtlich einer Reduktion der Tragfähigkeit. Darüber hinaus sind in der Literatur trotz zahlreicher Beschreibungen karbonatisierungsbedingter Schäden an Stahlbetonbauteilen nur sehr wenige systematische Untersuchungen zum Schädigungsverlauf der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion vorhanden. Aufgrund der Vielzahl an Einflussfaktoren und deren Wechselwirkungen untereinander sind bislang keine zufriedenstellenden Modelle zur Abschätzung der karbonatisierungsinduzierten Korrosionsrate vergleichbar mit dem probabilistischen Modell für chloridinduzierte Korrosion erarbeitet worden.

4.2 Ermüdung

Ein Nachweis gegen Ermüdung wird für nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Bauteile relevant. Je nach Funktion des Tragwerks entstehen zyklische Beanspruchungen aus böigem Wind bei hohen und schlanken Bauwerken, aus Wellenschlag bei Meeresbauwerken oder aus Verkehr bei Brückenbauwerken. An Brückenbauwerken verursachte Ermüdungsschädigung kann aufgrund der Menge und Zusammensetzung des Verkehrs im Vergleich zu völlig regellosen Naturereignissen über äquivalente Ersatzlasten näherungsweise quantifiziert werden, sodass der Nachweis gegen Ermüdung als Nachweis der Betriebsfestigkeit zu verstehen ist, welcher die aus zyklischer Beanspruchung resultierende Werkstoffschädigung mit einer zu erwartenden Lebensdauer verknüpft.

Ein Ermüdungsversagen der Werkstoffe kann zum Verlust der Tragfähigkeit einzelner Tragwerksteile oder des Gesamttragwerks führen, sodass der Nachweis gegen Ermüdung zu den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu zählen ist. Im Gegensatz zu anderen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu führenden Nachweisen tritt der Verlust der Tragfähigkeit jedoch nicht durch einmalige extremale Beanspruchung, sondern durch Akkumulation über die Nutzungsdauer auftretender Teilschädigungen ein. Die Materialien erfahren durch zyklische Beanspruchung eine Schädigung deren innerer Struktur, selbst dann, wenn die Beanspruchung weit unterhalb der statischen Festigkeit der Baustoffe liegt. Im Bereich von Rissen werden schädigende Auswirkungen zyklischer Beanspruchung in Form von Reiberscheinungen und weitaus höheren Spannungsschwingbreiten zusätzlich verstärkt.

Zur Abschätzung der aus zyklischer Beanspruchung resultierenden Schädigung und zur Ableitung der verbleibenden Restnutzungsdauer müssen eine Beschreibung des Ermüdungsverhaltens der Werkstoffe, eine Beschreibung der Belastung aus Verkehr sowie eine geeignete Nachweisstrategie zur Verknüpfung von Einwirkung und Widerstand vorliegen.

4.2.1 Ermüdungsverhalten der Werkstoffe [2]

Bereits während der ersten Lastwechsel stellen sich an geometrischen oder metallurgischen Oberflächenkerben lokale Spannungskonzentrationen mit der Folge mikroskopischer Veränderungen im Werkstoffgefüge des Bewehrungsstahls ein. Unter zyklischer Beanspruchung vereinigen sich einzelne Mikrorisse entlang von Korngrenzen zu einem ersten größeren Anriss, welcher sich infolge von Kerbspannungen an der Rissspitze unter einem progressiven Risswachstum ausbreitet, bis letztlich der zunehmend reduzierte Querschnitt durch Sprödbruch versagt. Der Schädigungsfortschritt bei Ermüdungsversagen kann somit in die drei Bereiche der Rissinitiation, des stabilen Rissfortschritts und des instabilen Rissfortschritts unterteilt werden.

Der Schädigungsfortschritt im Beton verläuft analog, indem sich Mikrorisse zu größeren Rissen vereinigen und entlang der Gesteinskörnung bis hinter die Bewehrungslagen ausbreiten.

Scheuerbewegungen rauer Rissufer an der Stahloberfläche reduzieren dabei zwar die Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung, eine Rissausbreitung von Beton auf die Bewehrung ist jedoch nicht möglich. Ermüdungsbedingtes Versagen eines Bauteils kann daher einem Werkstoff unmittelbar zugeordnet werden, sodass eine getrennte Betrachtung möglich ist.

Das Ermüdungsverhalten von Werkstoffen wird in Dauerschwingversuchen ermittelt. Die Werkstoffprobe wird mit einer definierten sinusförmigen Beanspruchungs-Zeit-Funktion bis zum Bruch gefahren. Tritt im Falle eines Durchläufers nach einer festgelegten Anzahl von 10^7 Lastwechseln kein Versagen durch Bruch ein, wird der Versuch aus Gründen der Wirtschaftlichkeit abgebrochen. Aufgrund der konstanten Spannungsschwingbreite während des Versuchs wird der Dauerschwingversuch auch als Einstufenversuch bezeichnet. Das aus einem Versuch resultierende Wertepaar aus aufgebrachtter Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ und zugehöriger Bruchlastwechselzahl N , welches das sog. Einstufenkollektiv bildet, kennzeichnet die Ermüdungsfestigkeit des Werkstoffs für die aufgebrachte zyklische Beanspruchung. Die statistische Auswertung einer Vielzahl von Einstufenversuchen mit unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten und zugehörigen Bruchlastwechselzahlen führt letztlich auf die sog. Wöhlerlinie.

Im Umkehrschluss erlaubt die Wöhlerlinie in Abhängigkeit der aus äußerer Last im Bauteil hervorgerufenen Spannungsschwingbreite die Ermittlung der möglichen Anzahl ertragbarer Lastzyklen bis zum Bruch des Materials und in Verbindung mit der aufgetragenen Lastwechselzahl n sowie der Dauer zwischen Lastwechseln letztlich die Ableitung der entstandenen Schädigung sowie der Nutzungsdauer des Bauteils.

Je nach Höhe der vorliegenden Spannungsschwingbreite wird der Werkstoff unterschiedlich stark geschädigt. Da die ertragbare Lastwechselzahl von der vorhandenen Spannungsschwingbreite abhängig ist, kann die Wöhlerlinie eines metallischen Werkstoffs in die Bereiche einer niederzyklischen sowie einer hochzyklischen Ermüdungsfestigkeit unterteilt werden.

Im Bereich der niederzyklischen Ermüdungsfestigkeit kann eine geringe Anzahl zyklischer Beanspruchungen mit hohen Schwingbreiten bis nahe an die statische Beanspruchbarkeit f_y des Werkstoffs aufgenommen werden. Sich aus Verkehr und Temperatur im Tragwerk einstellende Spannungsschwingbreiten weisen häufig jedoch geringe Wertigkeiten auf, sodass der niederzyklische Bereich hinsichtlich eines Ermüdungsversagens von untergeordneter Bedeutung ist. Der Bereich der niederzyklischen Ermüdungsfestigkeit liegt bis ca. 10^4 Lastwechsel vor und wird aufgrund der geringen erforderlichen Anzahl an über die Lebensdauer auftretenden Lastwechsel, die aufgrund der Höhe ihrer Beanspruchung zum Versagen führen, als Kurzzeitfestigkeitsbereich bezeichnet.

Im Bereich der hochzyklischen Ermüdungsfestigkeit kann eine hohe Anzahl zyklischer Beanspruchungen abgetragen werden, sofern deren Schwingbreiten ausreichend gering sind. Der Bereich der hochzyklischen Ermüdungsfestigkeit wird in den Zeitfestigkeitsbereich bis ca. 10^6 Lastwechsel sowie den Dauerfestigkeitsbereich mit mehr als 10^6 Lastwechsel unterteilt.

Im Bereich der Zeitfestigkeit nimmt die Anzahl ertragbarer Lastwechselzahlen mit abnehmenden Spannungsschwingbreiten exponentiell zu. Sind Spannungsschwingbreiten derart gering, dass sie im Bereich der Dauerfestigkeit liegen, können diese theoretisch unendlich oft aufgebracht werden, ohne dass es zu einem Versagen des Werkstoffs kommt.

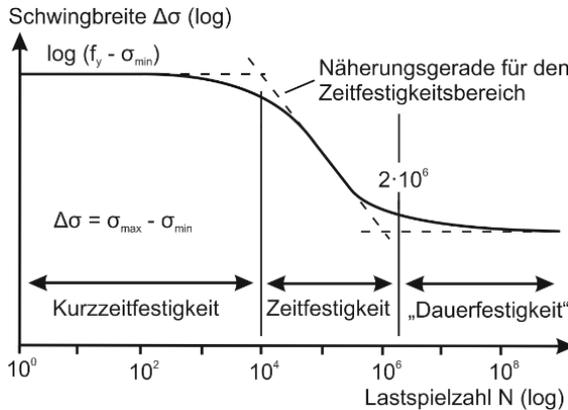


Abb. 4.2: Schematische Darstellung der Wöhlerlinie metallischer Werkstoffe [2]

Nach bruchmechanischen Aspekten vergrößert jede Spannungsschwingbreite, unabhängig von deren Höhe, den entstandenen Anriss im Materialgefüge und führt letztendlich zum Versagen des Werkstoffs. Um diesen Umstand im Dauerfestigkeitsbereich der Wöhlerlinien zu berücksichtigen, wurde von *Haibach* eine Modifizierung der Wöhlerlinie vorgeschlagen, die anstelle eines horizontalen Astes der Dauerfestigkeit einen abfallenden Ast analog zum Zeitfestigkeitsbereich aufweist. Aufgrund der höheren Anzahl ertragbarer Lastwechsel für niedrige Spannungsschwingbreiten weist der Ast der Dauerfestigkeit jedoch eine geringere Steigung als der Ast im Bereich der Zeitfestigkeit auf.

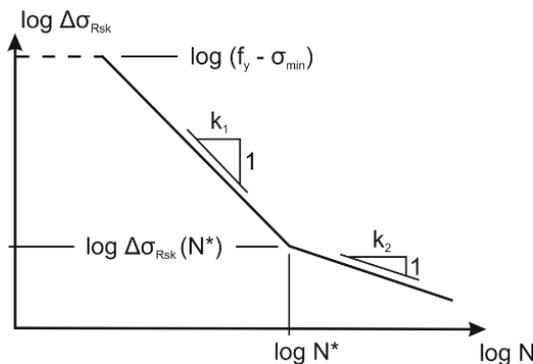


Abb. 4.3: Schematische Darstellung der nach *Haibach* korrigierten Wöhlerlinie metallischer Werkstoffe [2]

Zur analytischen Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit metallischer Werkstoffe kann die Wöhlerlinie über den Ansatz von *Basquin* im doppellogarithmischen Maßstab oder auch als Potenzfunktion aus abschnittsweise horizontalen sowie mit negativer Steigung behafteten Geraden angenähert werden.

$$\log \Delta \sigma = \frac{1}{k} (\log C - \log N) \quad \text{oder} \quad \Delta \sigma^k \cdot N = C \quad \text{bzw.} \quad \frac{\Delta \sigma_{Rsk}}{\Delta \sigma_{vorh.}} = \left(\frac{N_{vorh.}}{N^*} \right)^{1/k} \quad (4.28)$$

Der Parameter C stellt eine Materialkonstante dar. Da die Ausbildung eines Bauteils großen Einfluss auf dessen Ermüdungsverhalten hat, berücksichtigt der Spannungsexponent k zusätzliche Einflüsse auf das Ermüdungsverhalten metallischer Werkstoffe wie Stabkrümmungen oder Schweißstellen bei Betonstahl bzw. Reiberscheinungen mit Betonrissufern oder Hüllrohren bei Spannstahl. Für eine vorgegebene Anzahl an Lastspielen N^* resultieren entsprechend unterschiedlich hohe ertragbare Spannungsschwingbreiten $\Delta \sigma_{Rsk}$ sowie unterschiedlich große Spannungsexponenten k.

4.2.2 Lastmodelle für Betriebsbeanspruchungen [2]

Bauwerke werden für über die Nutzungsdauer auftretende Belastungen derart bemessen, dass unter den Aspekten der Sicherheit der Bauwerksnutzer und der Wirtschaftlichkeit zur Gewährleistung dieser Sicherheit eine ausreichende Zuverlässigkeit gegen das Versagen von Bauwerken gegeben ist.

Bei ruhenden und vorwiegend ruhenden Beanspruchungen aus Eigengewicht, Nutzlast, Schnee und Wind werden Bauwerke gegen die ungünstigste Kombination dieser Einwirkungen bemessen, auch wenn diese extremalen Belastungen nur sehr selten oder vielleicht sogar niemals während der Nutzungsdauer des Bauwerks auftreten.

Im Gegensatz zu einem Versagen durch Überschreitung der Beanspruchbarkeit der Materialien stellt sich bei nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung aus Verkehr kein Versagen, sondern lediglich eine Schädigung der Baustoffe ein, da die Beanspruchungen zum Teil weit unterhalb der Festigkeit der Materialien liegen. Erst durch Akkumulation von Schädigungen und Überschreitung eines Grenzwertes für die Gesamtschädigung erfolgt ein Versagen. Vor dem Hintergrund eines wirtschaftlichen und zugleich zuverlässigen Ermüdungsnachweises ist bei Einwirken nicht vorwiegend ruhender Beanspruchungen nicht die Betrachtung extremer Einwirkungen, sondern die Betrachtung wirklichkeitsnaher Einwirkungen erforderlich.

Eine wirklichkeitsnahe Beschreibung der Betriebslasten ist aufgrund der täglich unterschiedlichen Menge an Verkehr sowie dessen Zusammensetzung aus verschiedenen Fahrzeugtypen und deren Häufigkeitsverteilung nur stark eingeschränkt möglich. In der Regel liegen weder benötigte Daten aus Verkehrsmessungen vor, noch wäre eine Auswertung vorhandener Daten wirtschaftlich oder auf andere Bauwerke übertragbar. Um die Problematik der Unkennt-

nis der genauen Verkehrszusammensetzung oder des hohen Aufwands bei der Auswertung vorliegender Verkehrsdaten zu umgehen, bedient man sich einer abstrakten Beschreibung der Einwirkungen des täglichen Verkehrs in Form fiktiver Ersatzlastmodelle. Diese Lastmodelle führen trotz einer stark vereinfachten Abbildung des realen Verkehrs auf annähernd äquivalente Schädigungen wie tatsächliche ermüdungswirksame Einwirkungen.

In *DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken - Lastannahmen* wurde in Abhängigkeit der Brückenklasse und Spannweite ein bestimmter Anteil der Bemessungslasten für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit als ermüdungsrelevante Einwirkungen definiert.

Mit der Umstellung auf die Eurocodes wurden zur Berücksichtigung eines außergewöhnlich starken europäischen Binnenverkehrs mit hohem Schwerlastanteil neue Verkehrslastmodelle mit gleichmäßig verteilten Lasten für PKW-Verkehr und Achslasten für LKW-Verkehr für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit eingeführt. Erstmals wurde auch ein Verkehrslastmodell für den Nachweis im Grenzzustand der Ermüdung bereitgestellt, welches jedoch keine Flächenlasten für PKW-Verkehr enthält, da der Anteil an der Gesamtschädigung aufgrund dessen geringer Belastungen vernachlässigbar ist. Außerordentlich schwere Fahrzeuge wie Schwerlasttransporte sind in den Ermüdungslastmodellen ebenfalls nicht enthalten, da deren Anteil an der Gesamtschädigung aufgrund deren geringen Lastwechselzahl vernachlässigbar ist.

Je nach Anforderung an die Genauigkeit der Abschätzung aus realem Verkehr entstandener Schädigungen liegen verschiedene Lastmodelle sowie verschiedene Nachweistufen für einen Nachweis der Ermüdungssicherheit vor. Zur wirklichkeitsnahen Beschreibung der Betriebslasten erforderliche Parameter wie Schwerverkehrsaufkommen und -häufigkeit, Achslasten und -abstände sowie die Verteilung der LKWs auf die Fahrstreifen werden für jedes Lastmodell in steigendem Umfang festgelegt. Dazu enthält *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken* [29] fünf verschiedene Ermüdungslastmodelle (Fatigue Load Model).

Die Ermüdungslastmodelle FLM 1 und FLM 2 dienen dem Nachweis, ob für Bauteile mit Beanspruchung durch konstante Spannungsschwingbreiten eine unbegrenzte Lebensdauer angenommen werden darf und sind lediglich für Stahlbrücken anzuwenden, da sie zur Beschreibung der Ermüdungsbelastung von Stahlbaudetails entwickelt wurden und daher beim Ermüdungsnachweis speziell auf die Wöhlerlinien dieser Details Bezug nehmen.

Ermüdungslastmodell FLM 3 simuliert aus realem Verkehr entstehende Schädigungen über ein einziges Bemessungsfahrzeug. Definitionsgemäß erzeugt dieses für eine festgelegte Anzahl an Brückenüberfahrten dieselben Schädigungen wie der reale Verkehr.

Mittels Ermüdungslastmodell FLM 4 können die Ermüdungsschädigungen des realen Verkehrs über eine Gruppe von fünf Standardlastkraftwagen in Verbindung mit Festlegung deren Zusammensetzung für verschiedene Straßenkategorien in Abhängigkeit der zurückgelegten Entfernungen sowie der Achsabstände und Achslasten deutlich wirklichkeitsnäher abgeschätzt werden.

Ermüdungslastmodell FLM 5 ist in der Beschreibung des Verkehrs in dessen Umfang an Bemessungsfahrzeugen und Auftretenshäufigkeiten variabel. Im Extremfall ist die Simulation der tatsächlich vorliegenden Verkehrsbelastung durch Aufzeichnung und Auswertung von Verkehrsdaten möglich.

Nach DIN EN 1991-2-NA [30] ist Ermüdungslastmodell FLM 4 nur in besonderen Fällen nach Abstimmung mit der zuständigen Behörde und Ermüdungslastmodell FLM 5 nur in Sonderfällen anzuwenden. Im Rahmen der Nachrechnung einzelner Brückenbauwerke kann der erhöhte Aufwand zur Ermittlung der vorhandenen Schädigung jedoch gerechtfertigt sein.

Im Rahmen eines Ermüdungsnachweises muss neben den Lasten und Geometrien der Ermüdungslastmodelle auch das mittlere Verkehrsaufkommen anhand der Anzahl jährlicher Überfahrten je LKW-Fahrstreifen in Abhängigkeit der Verkehrskategorie der Straße aus Zählungen bekannt sein. Auf Fahrstreifen, die nicht für Schwerverkehr vorgesehen sind, sind zusätzlich 10% der Anzahl an Überfahrten anzusetzen.

4.2.3 Nachweisstrategie [2]

Je nach momentaner Laststellung von Fahrzeugen während einer Überfahrt führen einwirkende Lasten auf unterschiedliche Momentenbeanspruchungen in einem betrachteten Schnitt im Längssystem. Aus dieser nach Laststellung veränderlichen Momentenbeanspruchung resultieren entsprechend veränderliche Spannungsverteilungen im betrachteten Schnitt, aus deren maximalem und minimalem Betrag die Spannungsschwingbreite in Abhängigkeit der Höhe der Last sowie der Spannweite und Querschnittsgeometrie bestimmt werden kann. Je nach statischem System können sich aus einer Überfahrt mehrere Schwingspiele mit jeweils unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten ergeben.

Der veränderliche Momentenverlauf in einem betrachteten Schnitt kann auch als Einflusslinie in Abhängigkeit der momentanen Laststellung dargestellt werden. Der Vorteil dieser Darstellungsform ist, dass der Spannungsverlauf einer Querschnittsfaser im betrachteten Schnitt über die Dauer der Überfahrt qualitativ dem Momentenverlauf entspricht.

Die mit Lastmodellen gewonnenen Spannungsverläufe beschreiben durch realen Verkehr in Bauwerken hervorgerufene Betriebsbeanspruchungen ausreichend genau, um anhand einer Gegenüberstellung mit Ermüdungswiderständen von Baustoffen über Wöhlerlinien die entstandenen Schädigungen zu quantifizieren. Dieses Vorgehen führt letztlich auf die Verknüpfung zwischen eingetretener Schädigung und verbleibender Restnutzungsdauer.

Aus Betriebslasten in Abhängigkeit des statischen Systems resultierende Spannungsverläufe bestehen in der Regel aus mehreren Maximal- und Minimalwerten, aus welchen sich mehrstufige Kollektive bilden lassen. Zur Filterung ermüdungsrelevanter Informationen bestehend aus Spannungsschwingbreiten und Lastwechselzahlen müssen Zählverfahren wie das Rain-flow-Verfahren oder die Reservoir-Methode angewendet werden. Mittels des Zählverfahrens können mehrstufige Kollektive in mehrere Einstufenkollektive umgeformt werden, um diese mit aus Einstufenversuchen gewonnenen Wöhlerlinien vergleichen und einzelne Schädigungsbeiträge aus einer Überfahrt bestimmen zu können.

Abbildung 4.4 zeigt die Vorgehensweise zur Bestimmung der Spannungsschwingbreiten und Lastwechselzahlen mittels der Reservoir-Methode auf. Im Anschluss an das Zählverfahren kann die Häufigkeitsverteilung der Spannungsschwingbreiten sowie deren Summenhäufigkeit ermittelt werden.

Werden die ermittelten Spannungskollektive der Größe der Spannungsschwingbreiten nach abnehmend über deren Auftretenshäufigkeit dargestellt, können die Kollektive durch eine Linie der Summenhäufigkeit angenähert werden, anhand derer auf die Zusammensetzung der Betriebslasten geschlossen werden kann. Für Straßenverkehr auf Bundesfernstraßen stellen sich in der Regel unterlineare Verläufe der Summenhäufigkeit ein (Abbildung 4.4, rechts, rot), da sich Schwerverkehr aus einer geringeren Anzahl schwererer Fahrzeuge und einer höheren Anzahl leichterer Fahrzeuge zusammensetzt.

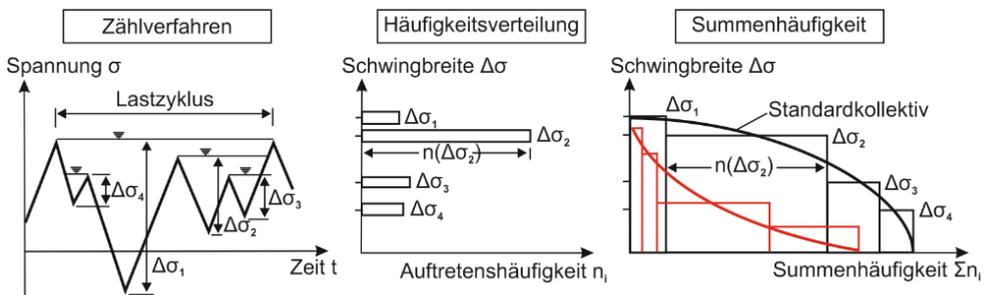


Abb. 4.4: Vorgehensweise zur Bestimmung der Häufigkeitsverteilung und Summenhäufigkeit der Spannungsschwingbreiten mittels der Reservoir-Methode [2]

Ein proportionaler Zusammenhang zwischen Einwirkung und Spannung liegt nur unter linearem Systemverhalten vor. Bei Verbundwerkstoffen wie Stahlbeton und Spannbeton stellt sich aufgrund der möglichen Rissbildung bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit ein Abfall der Bauteilsteifigkeit ein, welcher einen stark nichtlinearen Zusammenhang zwischen Einwirkung und daraus resultierender Spannungsschwingbreite im Spannstahl zur Folge hat. Zur Ermittlung tatsächlich vorhandener Spannungsschwingbreiten muss daher eine Gesetzmäßigkeit zur Beschreibung dieses nichtlinearen Zusammenhangs zur Verfügung stehen.

In Kapitel 3.3.2 *Ermüdung* wurde diesbezüglich das Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für Spannglieder aufgeführt. Dieses kann in drei charakteristische Bereiche unterteilt und analytisch mittels vereinfachter Funktionen approximiert werden. Im ungerissenen Zustand liegt ein lineares Bauteilverhalten vor, welches über eine Gerade abgebildet werden kann. Bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit geht der lineare Verlauf infolge einsetzender Rissbildung in einen nichtlinearen Verlauf über. Nach vollständig abgeschlossener Rissbildung steigt mit zunehmender Beanspruchung die Spannung im Spannstahl erneut linear an, bis es zum Fließen des Spannstahls kommt. Infolge weiterer Einflüsse wie lokaler Spannkraftverluste im Bereich von Koppelfugen oder unterschiedlicher Verbundeigenschaften des Beton- und Spannstahls kommt es zu veränderten Spannungs-Einwirkungs-Linien, welche jedoch denselben Gesetzmäßigkeiten gehorchen (vgl. Abbildung 3.2).

Zur wirklichkeitsnahen Abschätzung der durch zyklische Beanspruchung verursachten Schädigung muss der Ermittlung der vorliegenden Beanspruchung größte Bedeutung zukommen, denn niederzyklische Einwirkungen wie Temperaturänderungen sind aufgrund ihrer geringen Lastwechselzahl und langen Intervallzeiten zwar nicht unmittelbar ermüdungsrelevant, führen jedoch aufgrund der Erhöhung der Grundbeanspruchung aus ständigen Einwirkungen in Verbindung mit dem nichtlinearen Zusammenhang daraus resultierender Spannungen trotz gleichbleibender Betriebsbelastungen auf deutlich höhere Spannungsschwingbreiten im Spannstahl, die folglich aufgrund ihrer Höhe zu einem Ermüdungsversagen führen können.

Die Berücksichtigung von Temperatureinwirkungen ist vor allem bei der Quantifizierung der Schädigung im Bereich der Koppelfugen von großer Bedeutung, da diese in der Nähe der Momentennullpunkte angeordnet sind und dort der Momentenanteil infolge Temperatur am Grundmoment gegenüber ständigen Einwirkungen besonders groß ist. Darüber hinaus liegen bei älteren Brückenbauwerken im Bereich der Koppelfugen in der Regel erhöhte lokale Spannkraftverluste bedingt durch die Konstruktion und Ausführung vor, welche auf eine vorzeitige Rissbildung und damit erhöhte Spannungsschwingbreiten bei gleichzeitig geringeren Ermüdungsfestigkeiten der Kopplungen führen.

Im Gegensatz zur Grundbeanspruchung aus Eigengewicht und Vorspannung unterliegen Temperaturbeanspruchungen grundsätzlich tages- und jahreszeitlichen Schwankungen. Eine Berücksichtigung von Temperatureinwirkungen bei der Ermittlung der Grundbeanspruchung kann entweder über eine ausreichend hohe lineare Temperaturverteilung unter Vernachlässigung derer tageszeitlicher Schwankungen oder auf Grundlage gemessener Häufigkeitsverteilungen der Temperaturunterschiede erfolgen.

Der Ansatz einer zeitlich konstanten Temperatureinwirkung wird in der Regel für Brücken Neubauten angewendet und erlaubt aufgrund der Annahme eines ständigen Vorhandenseins einer höheren Grundbeanspruchung eine auf der sicheren Seite liegende Bestimmung der Spannungsschwingbreiten. Zur Beurteilung der rechnerischen Restnutzungsdauer älterer Bauwerke ist jedoch eine wirklichkeitsnahe Berücksichtigung von Temperatureinwirkungen

auf Grundlage gemessener Daten vor dem Hintergrund einer rechtzeitigen und damit wirtschaftlichen Instandsetzung notwendig und ein erhöhter Aufwand beim Nachweis der Betriebsfestigkeit daher gerechtfertigt.

Überlagert man die Beanspruchung $M_{\Delta T}$ infolge des linearen Temperaturunterschieds des Überbaus resultierend aus dem Tagesverlauf des Temperaturgradienten ΔT mit der Beanspruchung M_{St} aus ständigen Einwirkungen sowie einer über den Tag vereinfacht als einstufige Schwingbreite dargestellten Verkehrsbeanspruchung M_q , resultiert der Verlauf der gesamten Beanspruchungen über den Tag (Abbildung 4.5).

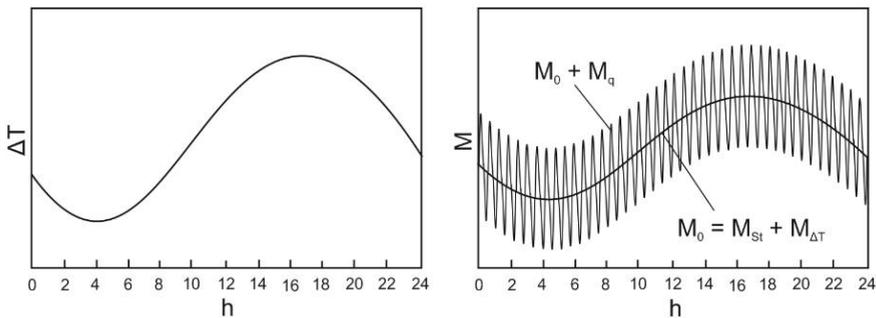


Abb. 4.5: Qualitativer Tagesverlauf des Temperaturgradienten (links) sowie qualitativer Tagesverlauf der Gesamtbeanspruchung (rechts) [8]

Zur Bestimmung der aus dem Tagesverlauf der Beanspruchungen resultierenden Spannungsschwingbreiten im Spannstahl muss das nichtlineare Systemverhalten bei Rissbildung mittels des Spannungs-Einwirkungs-Diagramms berücksichtigt werden (Abbildung 4.6).

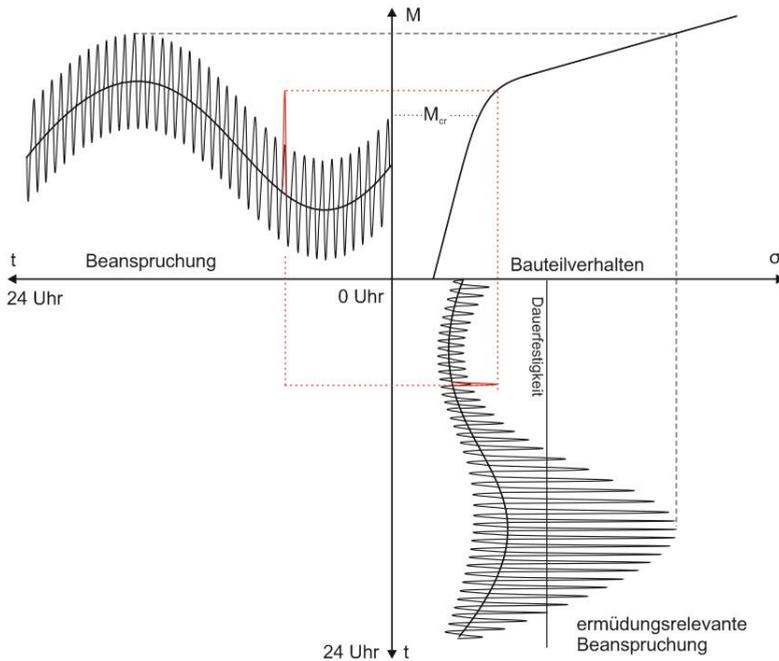


Abb. 4.6: Qualitativer Tagesverlauf der Spannungsschwingbreiten im Spannstahl in Abhängigkeit des Tagesverlaufs der Beanspruchungen [38]

Es ist zu erkennen, dass der Tagesverlauf der Spannungsschwingbreiten nicht affin zum Tagesverlauf der Beanspruchungen ist. Nur innerhalb von Perioden, in welchen höhere Temperaturdifferenzen und somit höhere Temperaturbeanspruchungen auf das Bauwerk vorliegen, steigen die resultierenden Spannungsschwingbreiten derart stark an, dass sie oberhalb der Dauerfestigkeit der Materialien liegen und somit Ermüdungsschädigungen im Werkstoff hervorrufen. Die Annahme einer konstanten und hohen Temperaturdifferenz würde daher für jede Überfahrt auf Ermüdungsschädigungen führen. Tatsächlich verursacht gemäß Abbildung 4.6 jedoch nur Schwerverkehr gegen Nachmittag Schädigungen im Werkstoff.

Eine Abweichung der entstehenden Schädigungen von dieser Darstellung liegt vor, wenn der Beanspruchungsverlauf aus Verkehr nicht als konstant, sondern als veränderlich schwankend angenommen wird. Peaks im Beanspruchungsverlauf aus Verkehr in den Morgenstunden könnten trotz geringerer Temperaturbeanspruchung zu ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten im Spannstahl führen (Abbildung 4.6, rot).

Liegt die Beanspruchung als Tagesverlauf vor, kann die Spannungsschwingbreite ebenfalls als Tagesverlauf ermittelt werden. Zur Bestimmung der resultierenden Schädigung muss der Verlauf der Spannungsschwingbreite mittels eines Zählverfahren in einzelne Spannungskollektive unterteilt werden, um diese den aus Einstufenversuchen ermittelten und in Wöhlerlinien dargestellten Ermüdungsfestigkeiten gegenüberstellen zu können.

Das einfachste Konzept zur Quantifizierung der aus Betriebslasten entstandenen Schädigung beruht auf der linearen Schadensakkumulationshypothese nach *Palmgren* und *Miner*, nach welcher sich die aus den Einstufenkollektiven resultierenden Teilschädigungen so lange aufaddieren, bis ein kritischer Grenzwert an Schädigung erreicht ist, bei welchem sich ein schlagartiges Versagen des Spannstahls durch Sprödbruch einstellt.

Die aus einem Einstufenkollektiv entstandene Teilschädigung D_i ergibt sich in Abhängigkeit der aufgetretenen Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$ aus dem Quotienten der aufgetretenen Lastwechselzahl $n(\Delta\sigma_i)$ des Kollektivs und der ertragbaren Lastwechselzahl $N(\Delta\sigma_i)$ des jeweiligen Materials nach dessen Wöhlerlinie (Abbildung 4.7). Die aus allen aufgetretenen Einstufenkollektiven entstandene Gesamtschädigung D ergibt sich schließlich aus der Summe aller Teilschädigungen und führt bei Erreichen des Grenzwertes von $D = 1$ zum Versagen.

$$D = \sum_i D_i = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \tag{4.29}$$

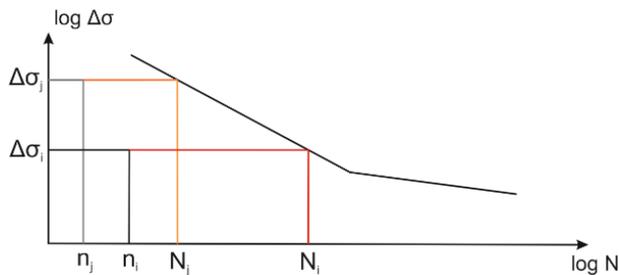


Abb. 4.7: Verknüpfung von Spannungskollektiven mit Ermüdungswiderständen zur Ermittlung der Schädigung

Gemäß Abbildung 4.6 muss hinsichtlich einer wirklichkeitsnahen Beurteilung der Betriebsfestigkeit die Temperaturbeanspruchung als zeitlich veränderlich berücksichtigt werden. Bei Bauwerken mit stark tageszeitabhängigem Schwerverkehrsaufkommen kann eine Berücksichtigung des Tagesverlaufs sowohl der Temperatur- als auch der Verkehrsbelastung zu zusätzlich genaueren Ergebnissen der resultierenden Schädigung führen. Sind Daten zur Verteilung der Verkehrsbeanspruchung über den Tag vorhanden, können diese ebenfalls als zeitlich veränderlich berücksichtigt und hinsichtlich der Schädigungswirkung mit den Temperaturbeanspruchungen als gekoppelt betrachtet werden.

Stehen keine Daten zur Beschreibung tageszeitlicher Verkehrsschwankungen zur Verfügung, kann lediglich die jährlich veränderliche Temperaturbeanspruchung bei der Bestimmung der Schädigung berücksichtigt werden. Die Wahrscheinlichkeit, dass eine Überfahrt genau dann stattfindet, wenn eine hohe Temperaturbeanspruchung auf das Tragwerk vorliegt und dadurch letztlich eine erhöhte Schädigung hervorgerufen wird, muss über die Auftretenswahrscheinlichkeit der Temperaturdifferenzen berücksichtigt werden.

Die über ein Jahr mittels der linearen Schadensakkumulationshypothese nach *Palmgren* und *Miner* aufsummierte Schädigung infolge von Überfahrten der fünf Bemessungsfahrzeuge des Ermüdungslastmodells FLM 4 in Kombination mit jahreszeitlichen Temperatureinflüssen kann nach Gleichung (4.30) ermittelt werden.

$$D_{\text{year}} = N_{\text{obs}} \cdot \sum_{\Delta T = \min \Delta T}^{\max \Delta T} \left[\sum_{i=1}^5 \lambda_{T, \Delta T} P_i \cdot D_{i, \Delta T} \right] \quad (4.30)$$

$D_{i, \Delta T}$	Schädigungsbeitrag aus einer Überfahrt des Bemessungsfahrzeugs Typ i bei einer vorliegenden Temperaturdifferenz von ΔT
P_i	Anteil des Bemessungsfahrzeugs Typ i am Gesamtschwerverkehr
$\lambda_{T, \Delta T}$	mittlere jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit der Temperaturdifferenz von ΔT
N_{obs}	Anzahl erwarteter Lastkraftwagen pro Jahr und Fahrstreifen

Liegen bspw. für einen bestimmten Überbauquerschnitt aus einer einjährigen Messung von Temperaturdaten acht statistisch ausgewertete und um jahreszeitliche Einflüsse bereinigte Messwerte der Temperaturdifferenzen sowie deren Auftretenshäufigkeiten vor, müssen die aus den acht Temperaturunterschieden resultierenden acht Grundmomente ermittelt und in Verbindung mit den Beanspruchungen aus jedem der fünf Bemessungsfahrzeuge des Ermüdungslastmodells FLM 4 die jeweils resultierenden Spannungsschwingbreiten und letztlich die Teilschädigungen für eine Überfahrt dieses Lastmodells bestimmt werden. Aus der Überlagerung eines Verkehrslastkollektivs aus mehreren Fahrzeugen mit einer über mehrere Temperaturdifferenzen dargestellten Temperatureinwirkung ergeben sich somit $5 \cdot 8 = 40$ Einstufenkollektive aus einer einzigen Überfahrt des Lastmodells, welche durch Vergleich mit den Ermüdungswiderständen der Materialien und Multiplikation mit der gesamten Anzahl an Überfahrten pro Jahr und Fahrstreifen auf die daraus resultierende Gesamtschädigung führen.

Die „*Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand*“ [15] gibt für den Nachweis gegen Ermüdung bestehender Brückenbauwerke sowohl die Anzahl und Höhe der mittleren Temperaturgradienten als auch deren jährliche Auftretenswahrscheinlichkeiten $\lambda_{T, \Delta T}$ für verschiedene Überbauquerschnittsformen vor.

Ist eine Berücksichtigung tageszeitlicher Verkehrsschwankungen bei der Bestimmung der resultierenden Schädigung anhand von Verkehrsdaten möglich, müssen sowohl tageszeitabhängige Auftretenswahrscheinlichkeiten der Temperaturdifferenzen als auch tageszeitabhängige Auftretenswahrscheinlichkeiten des Schwerverkehrs bekannt sein und miteinander verknüpft werden. Die jährliche Auftretenshäufigkeit mittlerer Temperaturdifferenzen muss ebenfalls in der Überlagerung enthalten sein, um weiterhin das Spektrum an Temperaturdifferenzen für verschiedene Jahreszeiten berücksichtigen zu können.

Die über ein Jahr mittels der linearen Schadensakkumulationshypothese nach *Palmgren* und *Miner* aufsummierte Schädigung infolge von Überfahrten der fünf Bemessungsfahrzeuge des Ermüdungslastmodells FLM 4 in Kombination mit sowohl tages- als auch jahreszeitlichen Temperatureinflüssen kann nach Gleichung (4.31) bestimmt werden.

$$D_{year} = N_{obs} \cdot \sum_{\Delta T = \min \Delta T}^{\max \Delta T} \left[\sum_{i=1}^5 \left[\sum_{h=1}^{24} \lambda_{T,\Delta T} \cdot (\lambda_{V,h} \cdot \lambda_{T,\Delta T,h}) \cdot p_i \cdot D_{i,\Delta T,h} \right] \right] \quad (4.31)$$

- $\lambda_{T,\Delta T,h}$ tageszeitabhängige Auftretenswahrscheinlichkeit der Temperaturdifferenz von ΔT
- $\lambda_{V,h}$ tageszeitabhängige Auftretenswahrscheinlichkeit des Schwerverkehrs

Die Möglichkeit, dass sich eine bestimmte Schädigung durch das gleichzeitige Auftreten eines gewissen Anteils des Schwerverkehrs und einer gewissen Temperaturdifferenz zur Stunde h eines Tages einstellt, wird durch das Produkt derer Auftretenswahrscheinlichkeiten $\lambda_{V,h} \cdot \lambda_{T,\Delta T,h}$ beschrieben und die resultierende Schädigung somit nicht vor dem Hintergrund eines potentiell möglichen Maximalwertes, sondern eines realistischen Wertes ermittelt.

Es ergeben sich für einen Tag mit 24 Stunden sowie einem Lastmodell mit fünf Bemessungsfahrzeugen $5 \cdot 24 = 120$ Einstufenkollektive und somit Teilschädigungen, welche zur Berücksichtigung gemittelter jährlicher Temperaturdifferenzen über n Messwerte mit deren jeweiligen Auftretenswahrscheinlichkeit $\lambda_{T,\Delta T}$ ergänzt werden müssen. Die gleichzeitige Berücksichtigung veränderlicher Temperatur- und Verkehrsbeanspruchungen führt im Beispiel von acht Messwerten der Temperaturdifferenzen sowie deren Auftretenshäufigkeiten auf $5 \cdot 24 \cdot 8 = 960$ Einstufenkollektive und somit Teilschädigungen pro Tag, welche durch Vergleich mit den Ermüdungswiderständen der Materialien und Multiplikation mit der zu erwartenden Anzahl an LKW-Überfahrten pro Jahr und Fahrstreifen auf die Gesamtschädigung für ein Jahr führt.

Bei der Ermittlung der aus der Überfahr eines Lastmodells resultierenden Anzahl an Einstufenkollektiven wurde bisher angenommen, aus der Überfahrt eines Fahrzeuges entstünde lediglich eine einzige Spannungsschwingbreite. Je nach statischem System können sich jedoch mehrere unterschiedliche Spannungsschwingbreiten aus der Überfahrt eines einzigen Fahrzeuges einstellen. Die ermittelte Anzahl an Einstufenkollektiven pro Tag aus einer Überfahrt des Ermüdungslastmodells FLM 4 unter Vernachlässigung bzw. Berücksichtigung von Tagesverläufen der Verkehrs- und Temperatureinwirkungen müssen daher beim Auftreten mehrerer Spannungsschwingbreiten bei der Überfahrt eines Fahrzeuges mit dem Faktor n erweitert werden.

Sind mehrere Fahrstreifen vorhanden, muss das Beanspruchungskollektiv auf jedem für Schwerverkehr vorgesehenen Fahrstreifen angeordnet werden sowie 10% der Anzahl an Überfahrten auf Fahrstreifen, die nicht für Schwerverkehr vorgesehen sind. Somit wird die er-

mittelte Anzahl an Einstufenkollektiven pro Tag neben der Anzahl n der sich einstellenden Spannungsschwingbreiten aus der Überfahrt eines Fahrzeuges zusätzlich um die Anzahl m der zu berücksichtigenden Fahrstreifen erweitert.

Bei der linearen Schadensakkumulation nach *Palmgren* und *Miner* werden die aus den Spannungskollektiven resultierenden Teilschädigungen aufsummiert. Eine Betrachtung der chronologischen Abfolge kleiner und großer Schädigungen zur Berücksichtigung der Auswirkungen auf den Schädigungsfortschritt ist bei dieser Methode prinzipiell nicht möglich. Die tatsächlich vorliegende Abfolge kleiner und großer Spannungskollektive aus realem Verkehr ist jedoch nicht-periodisch, sodass eine Simulation dieser Abfolge über Lastmodelle generell nicht möglich und eine Berücksichtigung in der Schadenshypothese daher irrelevant ist. Unter Berücksichtigung der vereinfachten Beschreibung der Widerstände über Wöhlerlinien aus Einstufenversuchen und der Beanspruchungen über Spannungskollektive aus Lastmodellen erscheint eine genauere Formulierung der Schädigungshypothese daher nicht erforderlich.

Erweiterte, nichtlineare Ansätze vermögen zwar, den Schädigungsfortschritt infolge von Reihenfolge-Effekten über nichtlineare Kurvenscharen realistischer zu berücksichtigen, indem die aus einem Belastungskollektiv resultierende Schädigung als Kriterium zur Auswahl der zu verwendenden Schädigungskurve für das folgende Belastungskollektiv herangezogen wird, allerdings erfordert diese Vorgehensweise deutlich umfangreichere Versuche zur Ermittlung derartiger Lebensdauerkurvenscharen.

Alternative Konzepte auf Basis bruchmechanischer Überlegungen, in welchen die Reihenfolge unterschiedlich großer Spannungsschwingbreiten ebenfalls berücksichtigt werden, führen zwar auf eine deutlich genauere Abschätzung der Restnutzungsdauer, sind jedoch zu komplex und detailliert und daher prinzipiell ungeeignet, um für die Gesamtheit der zu erhaltenden Bauwerke anwendbar zu sein.

Probabilistischen Charakter erhält das Bemessungskonzept, indem Streuungen ermüdungsrelevanter Parameter über zeitlich veränderliche Häufigkeitsverteilungen Berücksichtigung finden. Unsicherheiten können dabei sowohl auf Seiten der Einwirkung in Form extremerer Klimaerscheinungen sowie abweichender Fahrzeuggewichte und Auftretenshäufigkeiten als auch auf Seiten des Widerstandes in Form abweichender Spannungsexponenten der Wöhlerlinien vorliegen.

Die Ermittlung der eingetretenen Schädigung durch Bestimmung von Spannungskollektiven und deren Auswertung mittels Zählverfahren ist bei Tragwerken mit hohem Grad an statischer Unbestimmtheit in Verbindung mit mehreren Bemessungsfahrzeugen und der Berücksichtigung von Tagesganglinien sehr aufwendig, sodass die Norm vereinfachte Verfahren zur Überprüfung der Ermüdungssicherheit bereitstellt.

Stufe 1 der Nachweisführung besteht lediglich aus einer Überprüfung der vorhandenen Spannungsschwingbreiten, wobei bei Spannungsschwingbreiten im Bereich der Quasi-Dauerfestigkeit der Materialien von keinerlei Ermüdungsgefahr ausgegangen wird.

Stufe 2 sieht einen vereinfachten Nachweis der Ermüdungssicherheit auf Basis einer einzigen schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite resultierend aus dem maximalen und minimalen Wert auftretender Spannungen vor, sodass auf die Anwendung eines Zählverfahrens verzichtet werden kann. Die Spannungsschwingbreite wird auf Basis des Ermüdungslastmodells FLM 3 ermittelt, welches definitionsgemäß dieselben Schädigungen wie der reale Verkehr erzeugt. Da dieses Lastmodell jedoch auf Grundlage eines linearen Bauteilverhaltens für den Stahlbau abgeleitet ist, müssen die aus der Überfahrt des Lastmodells erzeugten Schnittgrößen mittels Betriebslastfaktoren erhöht werden, um als schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten im Stahlbeton- und Spannbetonbau angesetzt werden zu können. Letztlich wird der Nachweis in einen Vergleich vorhandener und zulässiger Spannungsschwingbreiten analog Stufe 1 überführt.

Für eine genauere Ermittlung der aus Verkehr entstandenen Schädigungen ist lediglich Stufe 3 mit dem darin vorgesehenen ausführlichen Betriebsfestigkeitsnachweis auf Basis einer linearen Schadensakkumulation geeignet.

Durch die direkte Verknüpfung sich im Tragwerk aus äußeren Lasten einstellender Beanspruchungen in Form von Spannungskollektiven mit Ermüdungsfestigkeiten der verwendeten Werkstoffe über Wöhlerlinien können im Bauwerk resultierende Schädigungen je nach erforderlicher Genauigkeit durch Generierung der dafür notwendigen Anzahl an Fahrzeugen ermittelt werden.

Zur Ermittlung der an älteren Brückenbauwerken entstandenen Schädigung stellt die „*Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand*“ [12] ein modifiziertes Ermüdungslastmodell FLM 4 bereit, mittels welchem diese Bauwerke anhand eines Lastmodells speziell für Ermüdung analog der heutigen Nachweisführung bemessen werden können anstatt ermüdungswirksame Einwirkungen aus Verkehrsanteilen für die Bemessung auf Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit älterer Normen abzuwandeln. Unter Berücksichtigung der Entwicklung des Schwerverkehrs in den vergangenen Jahrzehnten hinsichtlich Menge und Zusammensetzung gibt die Richtlinie das Lastmodell ebenfalls mit fünf Bemessungsfahrzeugen, jedoch mit angepassten Verkehrsdaten für verschiedene Zeitspannen vor.

4.3 Zusammenfassung

Korrosion und Ermüdung sind Schädigungsprozesse, welche durch die vorliegende Exposition, die einwirkenden Beanspruchungen und die konstruktiven Widerstände bestimmt werden und somit einem zeitabhängigen Voranschreiten unterliegen.

Zur Abkehr von deskriptiven Konstruktionsregeln wurden probabilistische Bemessungsansätze zur Beschreibung des Chlorideindringvorgangs in den oberflächennahen Beton und des daraus resultierenden Stahlabtrags infolge von Bewehrungskorrosion entwickelt und somit die Bemessung von Bauwerken um den Aspekt der Dauerhaftigkeit vervollständigt.

Zur mathematischen Beschreibung der komplexen Schädigungsprozesse werden die wirksamen Transport- und Schädigungsmodelle durch eine vereinfachte Abbildung der relevanten Vorgänge mittels Faktoransätzen und Korrekturfunktionen in allgemeingültige und anwendungsfreundliche Ingenieurmodelle transformiert.

Das Vorhersagemodell zur Beschreibung der Einleitungsphase der Bewehrungskorrosion beruht auf dem 2. Fick'schen Diffusionsgesetz, welches die Menge an eindringenden Chloriden den Materialwiderständen des Betons gegenüberstellt. Das Modell gilt als anwendungsfreundlich, die Parameter sind statistisch quantifiziert und die ermittelten Chloridkonzentrationsprofile führen auf eine leicht konservative Näherung.

Das Vorhersagemodell zur Beschreibung der Schädigungsphase der Bewehrungskorrosion beruht auf der Wirkungsweise eines galvanischen Elements, welches aufgrund der unterschiedlich großen wirksamen anodischen und kathodischen Oberflächenbereiche und der daraus resultierenden unterschiedlichen Stromdichten zu einem starken lokalen Angriff führt. Anhand der anodischen Stromdichte kann anschließend mittels des Faraday'schen Gesetz der Elektrolyse der Stahlabtrag in radialer Richtung beschrieben werden. Das Modell berücksichtigt Einflüsse aus sowohl der Sauerstoffdiffusion als auch des Elektrolytwiderstands und die Parameter statistisch quantifiziert, wobei Einflüsse aus Rissbildung nicht bzw. Einflüsse aus Karbonatisierung nur eingeschränkt berücksichtigt werden können.

Die Umrechnung eines ermittelten Stahlabtrags in einen äquivalenten Lochfraßabtrag ermöglicht abschließend eine weitere Berücksichtigung als lokale Korrosionsschädigung.

Aus zyklischer Beanspruchung resultierende Schädigungen können über äquivalente Ersatzlasten und aus Einstufenversuchen gewonnene Materialwiderstände quantifiziert und über eine Schadensakkumulationshypothese mit einer zu erwartenden Lebensdauer verknüpft werden. Dabei kann die Genauigkeit der Abschätzung der Lebensdauer maßgeblich durch Berücksichtigung von Einwirkungen über Tagesganglinien in Hinblick auf die nichtlineare Entwicklung von Beanspruchungen bei Rissbildung verbessert werden. Obwohl Verfahren zur Überprüfung der Ermüdungssicherheit eine Vielzahl an Möglichkeiten zur Nachbildung realer Ermüdungsvorgänge erlauben und durch Berücksichtigung von Streuungen der Einwirkungen und Widerstände über Häufigkeitsverteilungen probabilistischen Charakter erhalten, ist eine Veränderung der Materialeigenschaften infolge zyklischer Beanspruchungen nicht enthalten. Vorschädigungen aus Reihenfolgeeffekten beeinflussen jedoch resultierende Beanspruchungen aus nachfolgenden Einwirkungen und führen somit zu einer Abweichung zwischen abgeschätzten und tatsächlichen Nutzungsdauern.

Eine genauere Abschätzung der Nutzungsdauer muss somit durch eine erweiterte Beschreibung des Schädigungsverhaltens berücksichtigt werden.

Kapitel 5

Numerische Untersuchung von Schädigungen mittels ABAQUS

Einwirkungen auf ein Bauteil rufen Spannungen und Verformungen im System hervor. Diese Systemantworten können Grenzzuständen gegenübergestellt werden, welche den Übergang von zulässigen zu unzulässigen Beanspruchungen des Bauteils beschreiben und deren Überschreitung eine als nicht mehr ausreichend erachtete Bauteilzuverlässigkeit hinsichtlich Kriterien der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zur Folge haben. Eine normativ geregelte Bemessung von Bauteilen stellt Einwirkungen über die Bestimmung der Systemantwort Grenzzuständen gegenüber, um eine ausreichende Sicherheit von Bauteilen gegen Versagen zu gewährleisten.

Zur Durchführung einer Dauerhaftigkeitsbemessung von Bauteilen analog dem performancebasierten Konzept zum Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit und somit einer Abkehr von aktuell deskriptiven Regeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit dürfen sowohl Einwirkungen als auch Widerstände nicht als konstante Größen behandelt werden, sondern als Größen, die von verschiedenen Zufallsvariablen abhängig sind und somit selbst Zufallsvariablen darstellen, die über die Zeit veränderlich sind und deren Vorhersage mit Unsicherheiten verbunden ist. Materialdegradationen wie Alterung oder Schädigung infolge expositionsbedingter Angriffe bewirken dabei die starke Zeitabhängigkeit und Streuung der einzelnen Zufallsvariablen.

Um die Zuverlässigkeit eines Bauteils gegenüber einem Grenzzustand für zeitabhängige Einwirkungen und Widerstände bestimmen zu können, muss ein Finite-Elemente-Modell entwickelt werden, mittels welchem Schädigungen, damit verbundene Auswirkungen wie Festigkeits- oder Verbundverlust und Veränderungen von Materialeigenschaften infolge Alterung modelliert und über die Zeit veränderlich behandelt werden können. Durch einen zunehmend geringeren Sicherheitsabstand zwischen zunehmenden Einwirkungen und abnehmenden Widerständen werden letztlich einzuhaltende Mindestzuverlässigkeiten unter- und damit definierte Grenzzustände überschritten. Die Gegenüberstellung je nach Einwirkungen und Widerständen zeitlich veränderlicher Systemantworten mit Grenzzuständen erlaubt eine Lebensdauerbemessung, mit welcher eine zunehmend genauere Aussage über die Nutzungsdauer von Bauteilen erreicht oder Bauteile für vorgegebene Nutzungsdauern wirtschaftlicher dimensioniert werden können.

5.1 Modellbildung

5.1.1 System und Idealisierung

Die Wahl der Geometrie eines Bauteils und die Überführung in ein numerisches Modell richten sich nach Kriterien einer zuverlässigen Validierung der numerischen Ergebnisse des Modells ohne implementierte Schädigungen, einer realisierbaren Herstellung und Prüfung von Versuchsbauteilen mit Schädigungen sowie der Umsetzbarkeit zu untersuchender Vorgänge mit den Modellierungsmöglichkeiten innerhalb der verwendeten Software.

Ein 5 m langer, gelenkig gelagerter Einfeldträger mit einem Rechteckquerschnitt von $b \times h = 0,4 \text{ m} \times 0,8 \text{ m}$ soll der Untersuchung der Systemantwort unter fortschreitender Schädigung dienen. Im Träger wird ein parabelförmiger Kanal vorgesehen, welcher an den Bauteilenden im Schwerpunkt des Trägers und in Feldmitte mit einer maximalen Exzentrizität von 0,25 m geführt wird. Das im Kanal angeordnete Spannglied weist mit 50 mm einen etwas geringeren Durchmesser als der Kanal auf und ist als Kompaktquerschnitt idealisiert. An einem Ende des Bauteils wird das Spannglied über einen Spannweg auf eine gewählte Spannung von 1.000 N/mm^2 über eine Ankerplatte gegen den erhärteten Beton vorgespannt, am anderen Ende wird das Spannglied über eine Verbindung an einer weiteren Ankerplatte befestigt, welche die Umlagerung der im Spannglied resultierenden Zugspannung in eine entsprechende Druckspannung im Träger ermöglicht. Eine Biegespannung aus der aufgebracht Vorspannung resultiert aus der Umlenkpressung entlang des gekrümmten Spannkanals. Die Lagerung der Spannseite des Trägers ist in alle Raumrichtungen unverschieblich, die der verankerten Seite lässt eine Längsverschiebung des Trägers zu, um die aus der Vorspannung resultierende Druckkraft über Stauchung in den Beton weiterzuleiten. Die Lagerung wird in Höhe des Schwerpunkts angeordnet, um sowohl eine zwängungsfreie Durchbiegung zu ermöglichen als auch kein eingprägtes Moment an den Bauteilenden infolge einer Ausmitte von resultierender Druckkraft im Balken und Höhe der Lagerung zu verursachen.

Neben der Spannbewehrung weist das Bauteil eine Längsbewehrung von $6\text{Ø}16$ auf der Trägerunterseite und $4\text{Ø}16$ auf der Trägeroberseite sowie eine Querkraftbewehrung von $\text{Ø}12$ - 260 mm und eine Spaltzugbewehrung von $\text{Ø}14$ - 130 mm im auflagernahen Bereich über eine Länge von $0,1 \text{ l}$ auf. Die Modellierung von Betonstahlbewehrung erfolgt über sog. „embedded reinforced surface“-Elemente, welche sich Knoten des als Beton definierten FE-Netzes teilen und zur Festlegung eines starren Verbundes über die Bedingung einer gleich großen Relativverschiebung definiert sind. Auf diese Weise kann das Modell mit einem strukturierteren FE-Netz belegt und eine bessere Konvergenz erzielt werden.

Das Spannglied und die Ankerplatten werden mit hexaederförmigen Kontinuumselementen belegt, für den quaderförmigen Träger mit der darin verlaufenden parabelförmigen Spannkanalaussparung muss auf die flexibleren tetraederförmigen Kontinuumselemente zurückgegriffen werden. Um bei der Diskretisierung ein vernünftiges Verhältnis aus Genauigkeit der

Berechnungsergebnisse und des dafür notwendigen Rechenaufwandes zu finden, wird abschließend eine Netzkonvergenzstudie durchgeführt. Der maßgebende Untersuchungsquerschnitt für das gewählte System liegt in Trägermitte vor.

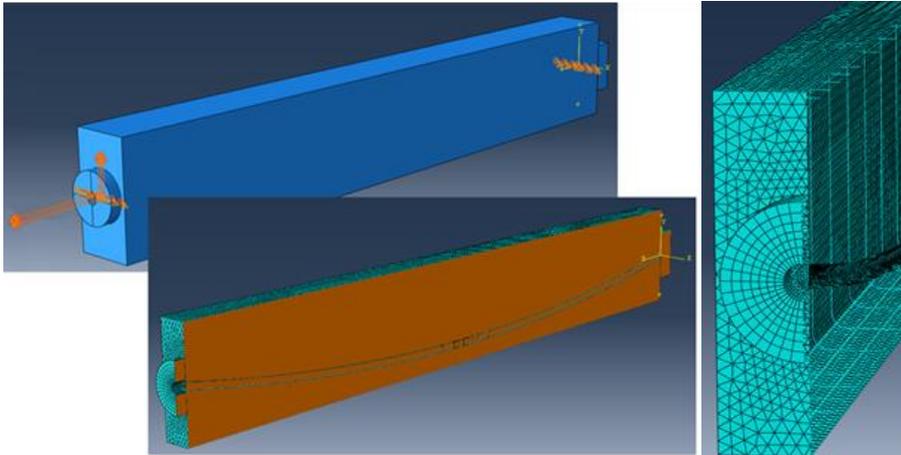


Abb. 5.1: Finite-Elemente-Modell des vorgespannten Einfeldträgers

Zur Modellierung einer realitätsnahen Systemantwort resultierend aus Geometrie, vorliegender Belastungssituation sowie am Spannglied eingetretener Schädigungen müssen Träger und Spannbewehrung als separate und daraus folgend als miteinander interagierende Bauteile modelliert werden.

Mittels Vorgabe von Geometrie, Belastung sowie Material- und Interaktionseigenschaften wird die resultierende Systemantwort ermittelt. Problematisch stellt sich jedoch die Modellierung von Zeitabhängigkeiten dar, da diese Zustände meist ausschließlich zu Beginn zu definieren sind und im Verlauf der Berechnung nicht verändert und in deren Wirkung nicht veränderlich modelliert werden können. Eine Lebensdaueranalyse setzt jedoch genau solche Anforderungen an eine numerische Modellierung von Bauteilen unter expositions- und zeitbedingter Veränderung des Systems voraus. Bspw. führt die Modellierung von Korrosionsschädigungen zu einer Modifizierung der Geometrie in Form von Querschnittsverlust, gleichzeitig bewirken den Korrosionsvorgang begleitende Vorgänge wie Festigkeitsverlust des korrodierenden Metalls sowie Verbundverlust zwischen Bewehrung und Beton eine Veränderung der Material- und Interaktionseigenschaften mit der Zeit.

Da programmseitig eine Berechnung verschiedenster Geometrien mit unterschiedlichsten Material- und Interaktionseigenschaften zwar möglich ist, diese Zustände während einer Berechnung jedoch nur als unveränderlich behandelt werden können, kann eine Veränderung der genannten Zustände und damit eine vorhandene Zeitabhängigkeit ausschließlich über eine Aneinanderreihung voneinander unabhängiger Berechnungen erfolgen, in welchen verän-

derte Geometrien sowie Material- und Interaktionseigenschaften zu Beginn der Berechnung als neue Zustände definiert werden und die Systemantwort aus der bisherigen Nutzungsdauer des Bauteils als Startzustand, bspw. als anfängliche Spannungsverteilung, festgelegt wird. Auf diese Weise können beliebig viele zu berücksichtigende Einflüsse aus einer Alterung und Schädigung berücksichtigt und in deren Höhe variiert werden, ohne dass Informationen aus der bisherigen Belastungsgeschichte des Systems verloren gehen. Gleichzeitig reduziert diese Herangehensweise die Berechnungszeit, da beliebig komplexe Belastungsvorgeschichten in einem einzigen, anfänglichen Spannungszustand zusammengefasst sind und somit lediglich die veränderte Belastungssituation zur bisherigen Systemantwort berechnet werden muss. Die Anwendung der Programmfunktion der sog. „*predefined fields*“ erlaubt die Modellierung von Degradationen durch Approximation des tatsächlichen zeitabhängigen Verhaltens über zeitunabhängige konstante Verhaltensintervalle. Die Anzahl an Intervallen kann je nach erforderlicher Genauigkeit variiert und bspw. in Anlehnung an den Zyklus von Haupt- und einfachen Prüfungen im 6- bzw. 3-Jahresrhythmus gestaffelt werden.

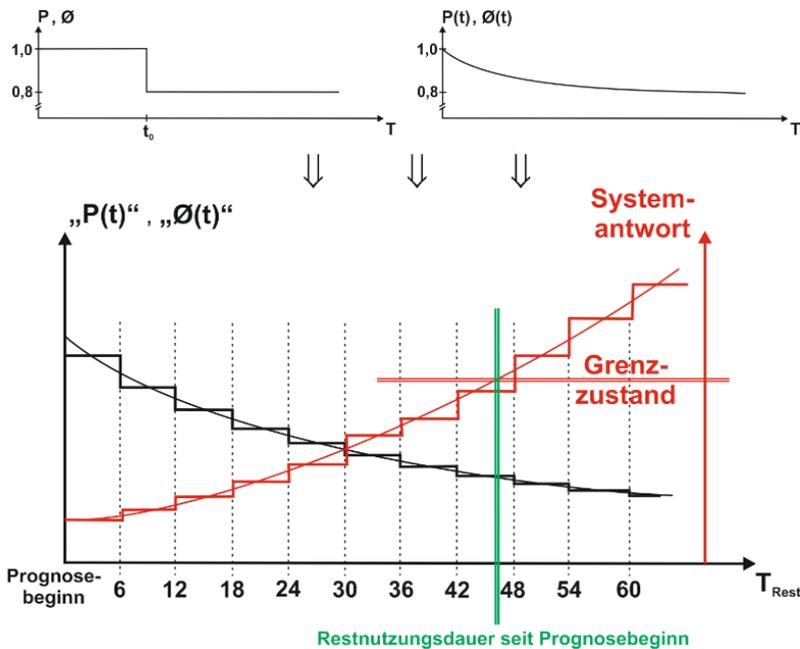


Abb. 5.2: Modellierung „quasi“-zeitabhängiger Systemantworten mittels Aneinanderreihung von Berechnungen mit vordefinierten Anfangszuständen

5.1.2 Systemantwort unter Einwirkungen

Wird das Spannglied beim Anspannen aus dem Träger gezogen, stellen sich eine Relativverschiebung sowie eine Umlenkpressung zwischen Spannglied- und Spannkanoberfläche ein. Wird dem Oberflächenpaar Kontakteigenschaften in tangentialer Richtung zugewiesen, stellt sich infolge von Reibungsverlusten ein abnehmender Spannstahlspannungsverlauf ein. Die Spannungsverteilung im Spannstahl entlang des Trägers infolge von Eigengewicht, Vorspannung und Reibung ist in Abbildung 5.3, rote Kurve dargestellt.

Ist das Bauteil vorgespannt, wird der im Spannkanoal verbliebene Hohlraum zur Gewährleistung einer besseren Lastweiterleitung und eines besseren Schutzes vor Korrosion mit Zementmörtel verpresst. Die dem Oberflächenpaar bisher zugeordneten Kontakteigenschaften müssen durch Unterbindung von Relativverschiebungen zur Modellierung eines starren Verbundes oder durch Zuweisung von Steifigkeitseigenschaften einer kohäsiven Schicht zur Modellierung eines nachgiebigen Verbundes ersetzt werden. Der sich aus Eigengewicht, Vorspannung und Reibung einstellende Spannstahlspannungsverlauf muss bei Änderung der Interaktionseigenschaften unverändert bleiben, da weder Verpressen mit Mörtel noch Aushärtung des Mörtels Spannungsänderungen im System zur Folge haben. Lasten, die nach Herstellen des Verbundes aufgebracht werden, führen im Falle eines starren Verbundes auf um den Verhältniswert der E-Moduli der verwendeten Werkstoffe höhere Spannungen im Spannstahl als im Beton auf Höhe der Spannbewehrung bzw. auf Spannungen, die für nachgiebigen Verbund zwischen den genannten Extremwerten liegen. Da sich die Spannungsänderungen im Spannstahl bei Aufbringung äußerer Einwirkungen in Abhängigkeit des sich einstellenden Momentenverlaufs ergeben, stellt sich für das entwickelte Modell unter Aufbringung einer Streckenlast ein parabelförmiger Spannungsverlauf ein. Die Spannungsverteilung im Spannstahl entlang des Trägers infolge der bisherigen Belastungsgeschichte sowie einer zusätzlichen Einwirkung, bspw. Verkehr, ist in Abbildung 5.3, blaue Kurve dargestellt.

Der durch Vorspannung im Spannstahl erzeugte Spannungsverlauf wird durch zeitabhängige Vorgänge wie Kriechen und Schwinden des Betons sowie Relaxation des Spannstahls reduziert. Da Kriech-, Schwind- und Relaxationsverluste überwiegend nach Herstellen des Verbundes wirksam sind, der Verbund jedoch über eine Unterbindung von Relativverschiebungen zwischen Spannglied und Beton definiert ist, kann der aufgebrachte Spannweg nicht reduziert werden. Der Spannungsabfall muss daher als viskoelastische Materialdämpfung im Spannstahl definiert werden. Die Spannungsverteilung im Spannstahl entlang des Trägers infolge der bisherigen Belastungsgeschichte sowie eingetretener zeitabhängiger Verluste von 15% der anfänglichen Spannkraft ist in Abbildung 5.3, grüne Kurve dargestellt.

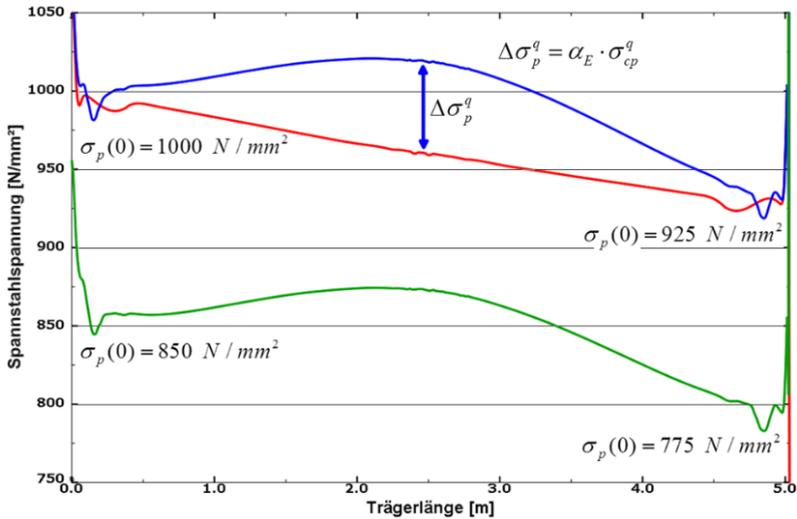


Abb. 5.3: Spannstahlspannung über die Trägerlänge für unterschiedliche Belastungssituationen: Vorspannung (rot), Vorspannung und Verkehr (blau), Vorspannung, Verkehr und Verluste (grün)

Die Untersuchung von Schädigungen, welche Systemantworten bis zur maximalen Tragfähigkeit zur Folge haben können, macht die Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens erforderlich, denn die Verschiebung der Nulllinie in die Druckzone bei Rissbildung bewirkt ein Anstieg der Betondruck- und Stahlzugspannungen in Bereiche, welche von inelastischem bzw. plastischem Verhalten charakterisiert sind. Durch Steifigkeitsänderungen entziehen sich höher beanspruchte Bereiche dem Lastabtrag und es kommt zu Schnittgrößenumlagerungen in weniger beanspruchte Bereiche. Dementsprechend wird für den gewählten Träger eine Traglastuntersuchung durch Steigerung der Verkehrslast durchgeführt.

Eine vorhandene Restzugtragfähigkeit des Betons zwischen Rissen infolge der Verbundwirkung von Beton und Bewehrung bewirkt eine gewisse Zunahme der Steifigkeit, sodass die zugversteifende Wirkung der Zwischenrisselemente (*tension stiffening*) bei der Bestimmung der Tragfähigkeit berücksichtigt werden sollte.

Die zugversteifende Wirkung des Betons im gerissenen Zustand kann entweder durch Modifikation der Betonarbeitslinie oder der Stahlarbeitslinie erfasst werden, indem nach Rissbildung entweder eine Betonzugspannung erhalten bleibt, die kleiner als die Betonzugfestigkeit ist oder eine verringerte Stahldehnung im Zustand II angesetzt wird. Wird der Tension-Stiffening-Effekt in der Stahlarbeitslinie berücksichtigt, wirken sich der schlagartige Wegfall der Betonzugtragfähigkeit und die sprunghafte Änderung der Stahlspannung bei Rissbildung nachteilig beim Auffinden von Gleichgewichtszuständen zwischen inneren und äußeren Kräften bei Anwendung inkrementell iterativer Verfahren aus, wie sie in ABAQUS Verwendung finden [45]. Der Tension-Stiffening-Effekt findet im FE-Modell daher über eine Modifikation der Betonarbeitslinie Berücksichtigung.

Bei proportionaler Steigerung der Verkehrslast stellt sich eine zunehmende Spannstahlspannung ein, welche jedoch erst nach Überschreitung der Betonzugfestigkeit auf der Trägerunterseite überproportional anwächst. In Abbildung 5.4 sind die Spannstahlspannungsverläufe über die Trägerlänge für keine Verkehrslast (rot), 0,5-fache Verkehrslast (orange), 1,0-fache Verkehrslast (grün), 1,5-fache Verkehrslast (hellblau), 2,0-fache Verkehrslast (dunkelblau) und 2,5-fache Verkehrslast (grau) dargestellt. Die „wellige“ Form des Verlaufs unter hoher Verkehrsbeanspruchung resultiert dabei aus der Ausbreitung von Rissen bis hinter die Spannbewehrung mit der Folge lokaler Spannungserhöhungen.

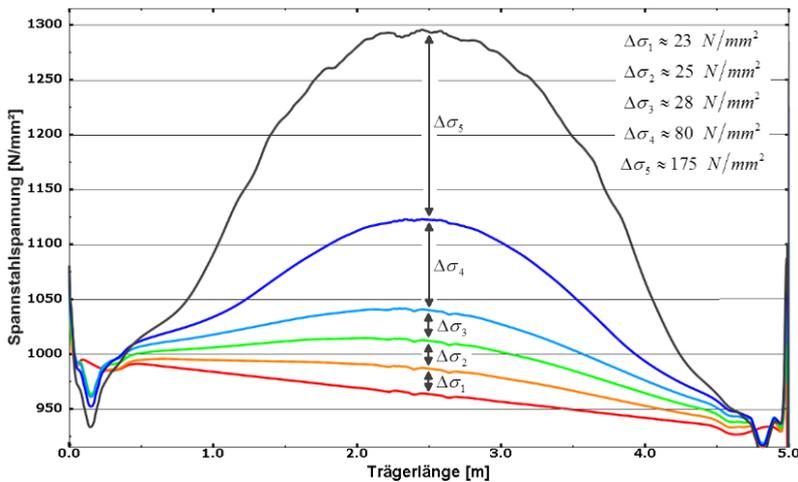


Abb. 5.4: Spannstahlspannung über die Trägerlänge für unterschiedliche Belastungssituationen bei nichtlinear-elastischem Materialverhalten

Zur Vorhaltung einer möglichst großen Betondruckspannungsreserve auf der Trägerunterseite wird das Bauteil vorgespannt, bis auf der Trägeroberseite nahezu die Betonzugfestigkeit erreicht ist. Unter Steigerung der Verkehrslast wird die vorhandene Druckreserve zunehmend abgebaut, bis die Betonzugfestigkeit auf der Trägerunterseite überschritten ist und der Beton nur noch über die zugversteifende Wirkung der Zwischenrisselemente eine Restzugspannung aufnehmen kann. Infolge einsetzender Rissbildung ab 1,5-facher Verkehrslast schnürt die Druckzone zunehmend ein und die Betondruckspannungen steigen überproportional an. Unter 2,5-facher Verkehrslast kann nur durch starke Reduktion der Inkrementgrößen eine konvergente Lösung des Systemgleichgewichts ermittelt werden. Infolge Überschreitung der Bruchdehnung des Betons sowie der Fließgrenze des Betonstahls ist keine weitere Steigerung der Verkehrslast möglich.

Tab. 5.1: Betonspannungen an der Trägerober- und -unterseite für unterschiedliche Belastungssituationen bei nichtlinear-elastischem Materialverhalten

Lastfall	Bauteilspannungen	
	oben	unten
Vorspannung	+ 3,20	- 14,81
0,5 x Verkehr	- 4,34	- 8,31
1,0 x Verkehr	- 11,53	- 1,59
1,5 x Verkehr	- 18,07	+ 3,20
2,0 x Verkehr	- 26,03	+ 2,44
2,5 x Verkehr	- 36,52	+ 0,32

Abbildung 5.5 zeigt für 1,5-, 2,0- und 2,5-fache Verkehrslast (orange - rot - blau) den zunehmend nichtlinearen Anstieg der Betonspannungen im Druck- und das Tension-Stiffening-Verhalten im Zugbereich sowie das zunehmende Einschnüren der Betondruckzone.

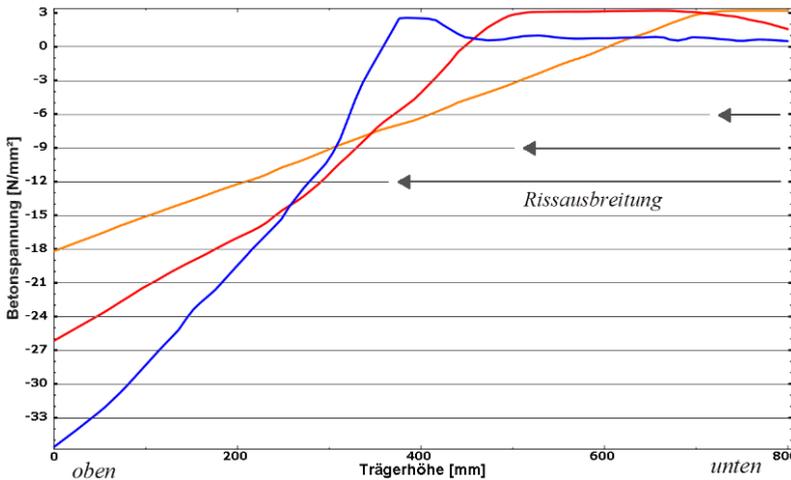


Abb. 5.5: Betonspannung über die Trägerhöhe für unterschiedliche Verkehrslasten bei nichtlinear-elastischem Materialverhalten

Die Auswirkungen einer Rissbildung nach Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons werden durch anteilige Reduktion der Eigenschaften betroffener Elemente in den Integrationspunkten berücksichtigt. Diese „verschmierte“ Rissbildung vermeidet gegenüber einer diskreten Modellierung eine adaptive Anpassung des FE-Netzes bei der Entstehung und Ausbreitung von Rissen. Über die Darstellung inelastischer Betondehnungen kann das Rissbild ohne Mo-

modellierung diskreter Risse nachvollzogen werden. Alternativ können alle Elemente angezeigt werden, welche die definierte Betonzugfestigkeit überschritten haben (vgl. Abbildung 5.6).

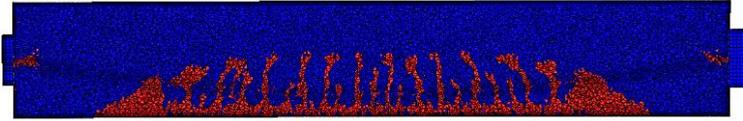


Abb. 5.6: „Rissbild“ bei 2,5-facher Verkehrsbelastung über Darstellung gerissener (rot) und ungerissener (blau) Elemente

Unter linearem Systemverhalten werden in der Bewehrung Spannungen generiert, welche sich aus dem Produkt der Betonspannungen in Höhe der Bewehrung und dem Verhältniswert der E-Moduli der verwendeten Werkstoffe ergeben. Bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons ab ca. 1,5-facher Verkehrsbelastung kann die Abtragung von Zugkräften über den Beton nicht weiter gesteigert werden, sodass alle weiteren im Bauteil hervorgerufenen Zugspannungen ein verstärktes Aufreißen des Betons sowie eine überproportionale Spannungserhöhung im Betonstahl bis zu einer Auslastung nahe der Fließgrenze zur Folge haben.

Tab. 5.2: Betonstahlspannungen der oberen und unteren Biegebewehrung für unterschiedliche Belastungssituationen bei nichtlinear-elastischem Materialverhalten

Lastfall \ Bauteilspannungen	Betonstahl	
	oben	unten
Vorspannung	+ 19,23	- 87,88
0,5 x Verkehr	- 20,70	- 51,52
1,0 x Verkehr	- 59,31	- 12,50
1,5 x Verkehr	- 105,60	+ 31,26
2,0 x Verkehr	- 199,49	+ 216,86
2,5 x Verkehr	- 347,15	+ 486,49

Zur Bestimmung nichtlinear-elastischer Systemantworten unter Einwirkungen und im Weiteren für verschiedene Schädigungen wird gemäß EC2 ein bilineares Verhalten für Betonstahl und Spannstahl und ein wirklichkeitsnahes Verhalten für Beton zugrunde gelegt. Verwendete Materialkennwerte sowie zur numerischen Modellierung benötigte Parameter sind in Tabelle 5.3 enthalten.

Tab. 5.3: Materialkennwerte und numerische Parameter zur Modellierung eines realitätsnahen Systemverhaltens des Einfeldträgers

<i>linear-elastisches Materialverhalten</i>			
<i>Kennwert</i>	<i>Material</i>		
	<i>Beton (C 35/45)</i>	<i>Betonstahl (B 500 B)</i>	<i>Spannstahl (St 1570/1770)</i>
<i>E [N/mm²]</i>	34.000	200.000	195.000
<i>v [-]</i>	0,15	0,30	0,30

<i>nichtlinear-elastisches Materialverhalten - Bewehrung -</i>			
<i>Betonstahl (B 500 B)</i>		<i>Spannstahl (St 1570/1770)</i>	
<i>Spannung [N/mm²]</i>	<i>plast. Dehnung [-]</i>	<i>Spannung [N/mm²]</i>	<i>plast. Dehnung [-]</i>
500	0	1500	0
550	0,0225	1650	0,0173

<i>nichtlinear-elastisches Materialverhalten - Beton -</i>			
<i>Concrete Damage Plasticity (CDP) - Parameter</i>			
$\psi = 37^\circ ; \varepsilon = 0,1 ; \sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16 ; K_c = 2/3 ; visc. = 5 \cdot 10^{-4}$			
<i>Druckverhalten</i>		<i>Zugverhalten</i>	
<i>Spannung [N/mm²]</i>	<i>inelast. Dehnung [-]</i>	<i>Spannung [N/mm²]</i>	<i>Bruchdehnung [-]</i>
15	0	3,2	0
25	0,0004	3,2	0,000375
30	0,00075	0,32	0,0015
35	0,0015	0,32	> 0,0015
30	0,0024		
25	0,0027		
20	0,0029		

5.2 Simulation von Korrosionsschädigungen

Durch Bereitstellung probabilistischer Bemessungsansätze für die Einleitungs- und Schädigungsphase der Bewehrungskorrosion ist erstmals eine ganzheitliche qualitative Bemessung der Nutzungsdauer möglich. Neubauwerke können analog dem performance-basierten Konzept für die Bemessung der Tragfähigkeit derart bemessen werden, sodass deren Dauerhaftigkeit über die gesamte planmäßige Nutzungsdauer bei minimalem Instandhaltungsaufwand sichergestellt ist. Bei Bestandsbauwerken stellt sich jedoch die Frage, wie lange diese in Abhängigkeit derer expositionsbedingter Beanspruchungen und vorhandener konstruktiver Widerstände innerhalb des zulässigen Sicherheitsniveaus genutzt werden können.

Numerische Untersuchungen zum Korrosionsverhalten von Bewehrung in Betonbauteilen befassen sich sowohl mit der Entstehung und Ausweitung von Korrosion durch Simulation der Potential- und Stromdichteverteilung [5], [7], [51], bei welchen materialtechnologische Aspekte im Vordergrund stehen, als auch mit den Auswirkungen von Korrosion durch Simula-

tion des Querschnittsverlustes, bei welchen Folgen für die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit abgeschätzt werden.

Bei der numerischen Untersuchung des Tragverhaltens unter chloridinduzierter Korrosionseinwirkung erfolgt die Modellierung von Korrosion jedoch sowohl für Betonstahl [1], [36], [56] als auch für Spannstahl [3], [21], [55] ausschließlich global durch prozentuale Reduktion der Bewehrungsquerschnittsfläche über die Bauteillänge oder Bauteilabschnitte. Bei Korrosion der Betonstahlbewehrung erscheint dies infolge der geringen und konstanten Betonüberdeckung als ausreichend genau, bei Korrosion der Spannstahlbewehrung ist dies aufgrund eines meist momentenaffinen Spanngliedverlaufs und einer starken Beteiligung am Lastabtrag jedoch nicht sinnvoll und lässt lokale Auswirkungen der Korrosionsschädigung auf die Tragfähigkeit vollständig außer Acht.

Zur Modellierung von Korrosion wird daher die Betonstahlbewehrung über die gesamte Bauteillänge gleichmäßig und die Spannstahlbewehrung in Feldmitte muldenförmig reduziert.

Die Untersuchung des Tragverhaltens infolge von Korrosionsschädigung sieht dabei sowohl die Simulation einer ausschließlich an der Betonstahl- bzw. der Spannstahlbewehrung vorliegenden Korrosion als auch einer simultan an der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung vorliegenden Korrosion sowie die Korrosion begleitender, weiterer Schädigungen vor, um Gesetzmäßigkeiten sowohl für das Systemtragverhalten bei Schädigung an der jeweiligen Bewehrung als auch bei deren Überlagerung zu bestimmen.

Darüber hinaus werden Korrosionsschädigungen für unterschiedlich hohe Verkehrsbelastungen untersucht. Ohne Korrosion der Bewehrung verursacht eine 1,0-fache Verkehrseinwirkung eine nach Norm zulässige Belastungssituation, da sowohl auf der Trägerunterseite eine Druckspannungsreserve aus der Vorspannung des Trägers vorhanden ist, welche den Nachweis der Dekompression erfüllt, als auch auf der Trägoberseite eine begrenzte Druckspannung vorliegt, sodass von linearem Kriechen sowie keinen Längsrissen entlang der Bewehrung ausgegangen werden kann. Eine 2,0-fache Verkehrseinwirkung hingegen verursacht eine Belastungssituation, für welche selbst ohne Schädigung keiner der erforderlichen Nachweise erfüllt ist.

Die Untersuchung von korrosionsbedingten Querschnittsreduktionen der Biegebewehrung soll aufzeigen, wie ein zulässig beanspruchtes Tragwerk unter fortschreitender Schädigung an Zuverlässigkeit hinsichtlich einer möglichen Überschreitung von Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit verliert bzw. wie ein infolge eines gestiegenen Verkehrsaufkommens, der Überfahrt von Schwertransporten oder einer 4+0-Verkehrsführung im Zuge von Instandsetzungsarbeiten im Bereich der Fahrbahn überbeanspruchtes Tragwerk bis an dessen maximale Tragfähigkeit beansprucht wird.

5.2.1 Korrosion der Betonstahlbewehrung

Es kann davon ausgegangen werden, dass die gegenüber der Spannstahlbewehrung durch eine geringere Betonüberdeckung geschützte Betonstahlbewehrung aufgrund des früheren Korrosionsbeginns mitunter bereits starke Abträge aufweist, bevor eine Korrosionsschädigung am Spannglied eintritt.

Betonstahlbewehrung wird in ABAQUS mittels Linienelementen modelliert, welchen eine Querschnittsfläche zuzuweisen ist. Da die modellierten Bewehrungsstäbe somit keine diskreten Bauteile darstellen, sondern nur deren mechanische Eigenschaften aufweisen, kann eine Korrosion der Betonstahlbewehrung lediglich über eine Reduktion der vorzugebenden Querschnittsfläche modelliert werden. Unter anhaltendem Chloridangriff schließen sich einzelne Korrosionsnarben zu größeren Korrosionsmulden zusammen, deren Ausbreitung und Zusammenschluss letztlich einen annähernd gleichmäßigen Abtrag zur Folge hat. Die Modellierung korrodierter Betonstahlbewehrung erfolgt daher als Folge numerischer Modellierungsmöglichkeiten und als ausreichend genaue Abbildung der Realität durch prozentuale Reduktion der Querschnittsfläche.

Eine Beanspruchung mit 1,0-facher Verkehrslast und zunehmender Korrosion der Betonstahlbiegebewehrung zeigt, dass sich auch bei sehr starker Reduktion der Bewehrung nur geringe Spannungsänderungen im Beton einstellen. Die Ursache hierfür ist in der Belastungsvorgeschichte und dem daraus resultierenden Systemzustand begründet und wird in den Spannungen der Betonstahlbewehrung ersichtlich. Aufgrund der Druckspannungsreserve der Trägerunterseite infolge Vorspannung treten unter Verkehrslast und Schädigung keine Zugspannungen im Beton auf, welche die Zugfestigkeit überschreiten und zu einem Steifigkeitsabfall infolge von Rissbildung führen. Da der gesamte Betonquerschnitt am Lastabtrag beteiligt bleibt und es daher lediglich zu geringen Spannungsänderungen kommt, wird der im Verbund liegende Betonstahl kaum für den Lastabtrag aktiviert, sodass selbst starke Querschnittsreduktionen der Bewehrung in der Systemantwort relativ unbemerkt bleiben.

Tab. 5.4: Beton-, Betonstahl- und Spannstahlspannungen für unterschiedlich hohe Querschnittsreduktionen der Biegebewehrung infolge von Korrosion bei 1,0-facher Verkehrslast

Korrosion unter 1,0-fache Verkehrslast					
Bauteilspannungen vorhandene Biegebewehrung	Beton		Betonstahl		Spannstahl
	oben	unten	oben	unten	
vorh. $A_s = A_0$	- 11,53	- 1,59	- 59,31	- 12,50	1012,0
vorh. $A_s = 0,75 A_0$	- 12,34	- 1,20	- 59,72	- 10,68	1012,2
vorh. $A_s = 0,50 A_0$	- 12,45	- 0,97	- 60,19	- 9,41	1013,0
vorh. $A_s = 0,25 A_0$	- 12,56	- 0,73	- 60,68	- 8,09	1013,9

Tragwerke, die voll oder teilweise vorgespannt sind, weisen keine übermäßige Empfindlichkeit selbst gegenüber starken Korrosionsabträgen der Betonstahlbiegebewehrung auf, wenn trotz Schädigung oder gestiegenem Verkehrsaufkommen der Querschnitt im ungerissen Zustand verbleibt.

Unter 2,0-facher Verkehrslast befindet sich das Bauteil bereits ohne Schädigung im gerissenen Zustand. Mit zunehmender Korrosion der Betonstahlbiegebewehrung reißt die Betonzugzone weiter auf, wobei ein Mitwirken des Betons auf Zug infolge der definierten versteifenden Wirkung der Zwischenrisselemente lediglich in geringem Umfang möglich ist, sodass es folglich zu einem überproportionalen Anstieg der Betonstahlspannungen bis zur Fließgrenze kommt, welcher die zunehmende Schädigung ersichtlich macht. Infolge der durch zunehmende Rissbildung reduzierten Bauteilsteifigkeit wird der Spannstahl durch Spannungsumlagerungen zunehmend am Lastabtrag beteiligt. Das Aufreißen des Betons schnürt die Betondruckzone ein und hat zunehmende Druckspannungen zur Folge.

Tab. 5.5: Beton-, Betonstahl- und Spannstahlspannungen für unterschiedlich hohe Querschnittsreduktionen der Biegebewehrung infolge von Korrosion bei 2,0-facher Verkehrslast

Korrosion unter 2,0-fache Verkehrslast					
Bauteilspannungen <i>vorhandene Biegebewehrung</i>	Beton		Betonstahl		Spannstahl
	<i>oben</i>	<i>unten</i>	<i>oben</i>	<i>unten</i>	
<i>vorh. $A_s = A_0$</i>	- 26,03	+ 2,44	- 194,74	+ 197,42	1122,4
<i>vorh. $A_s = 0,75 A_0$</i>	- 27,30	+ 1,84	- 205,07	+ 256,02	1133,1
<i>vorh. $A_s = 0,50 A_0$</i>	- 28,62	+ 1,14	- 218,97	+ 379,42	1160,4
<i>vorh. $A_s = 0,25 A_0$</i>	- 30,11	+ 0,78	- 237,57	+ 502,80	1194,6

Tragwerke, die aufgrund gesteigerter Nutzungsanforderungen Risse aufweisen, bergen aufgrund der reduzierten Systemsteifigkeit die Gefahr einer überproportionalen Tragfähigkeitsabnahme bei zusätzlicher Korrosion der Betonstahlbiegebewehrung, deren Folge eine Beanspruchung der Baustoffe bis an die Grenzen derer natürlichen Festigkeit sein kann.

5.2.2 Korrosion der Spannstahlbewehrung

Die Modellierung von Korrosion am Spannglied erfolgt aufgrund der geringsten Betonüberdeckung und der höchsten Beanspruchung des Spannstahls in Feldmitte. Zur ausschließlichen lokalen Veränderung von Eigenschaften wird das Spannglied im mittleren Bereich in einzelne Abschnitte unterteilt. Somit kann ein ausschließlich lokal verfeinertes finites Netz zur Approximation der Korrosionsgeometrie generiert werden, ohne die Berechnungszeit für das

Gesamtmodell merklich zu erhöhen sowie ein Festigkeits- und Verbundverlust lediglich im Bereich der festgelegten Querschnittsreduktion modelliert werden, ohne die Eigenschaften im restlichen, nicht von einer Korrosion betroffenen Bauteil mit zu verändern.

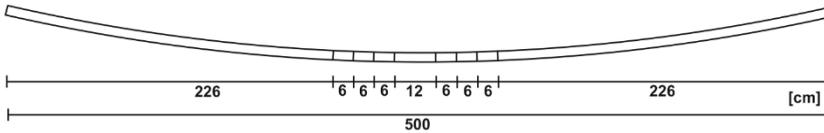


Abb. 5.7: Aufteilung des Spannglieds in Abschnitte zur Untersuchung unterschiedlicher Schädigungseinflüsse

Chloridinduzierte Korrosion wird als Lochfraßkorrosion bezeichnet, da sich tiefe, „zerfressene“ Löcher im Stahl bilden. Da der Stahlabtrag von verschiedenen Parametern beeinflusst wird, ist keine allgemeingültige Aussage darüber möglich, ob sich die Korrosion lediglich tiefer in den Stahl „frisst“ oder sich dabei ebenfalls anteilig in alle Raumrichtungen ausbreitet. Um trotz Unkenntnis über die sich ausbildenden Korrosionsmuldengeometrien Aussagen über die Auswirkungen auf die Tragfähigkeit treffen zu können, werden zwei unterschiedliche Korrosionsmuldengeometrien untersucht. Variante a weist eine zunehmende kreisförmige Ausbildung auf, welche im selben Verhältnis wie die Tiefe wächst, Variante b weist eine gleichbleibende kreisförmige Ausbildung auf, welche ausschließlich tiefer in das Spannglied vordringt (vgl. Abbildung 5.8).

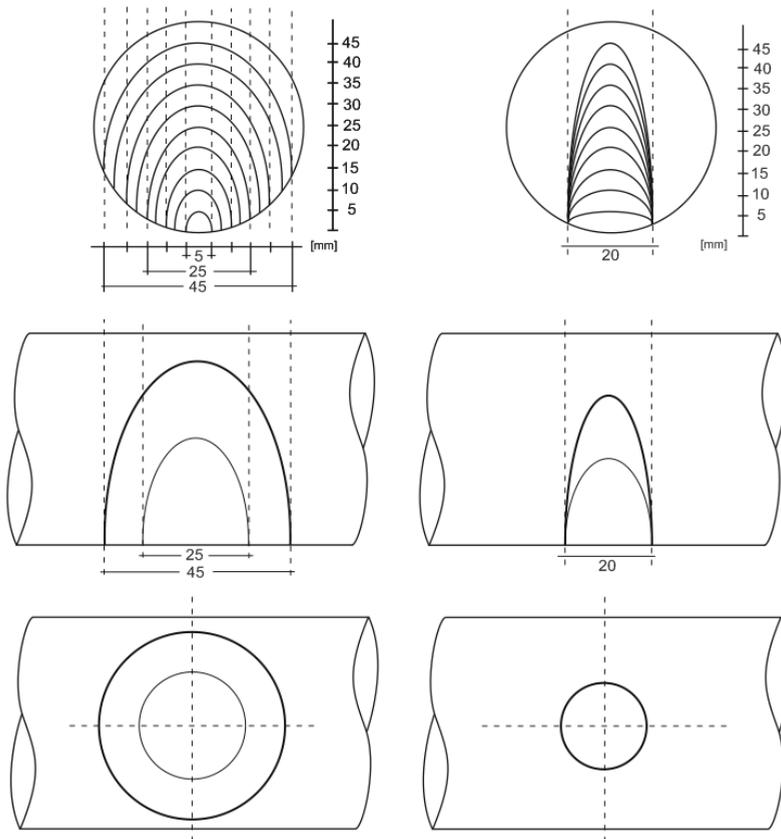


Abb. 5.8: Modellierung verschiedener Korrosionsmuldenausbildungen; Variante a (links) - Variante b (rechts)

Werden die zweidimensionalen Korrosionsmuldengeometrien gemäß Abbildung 5.8 dreidimensional dargestellt, ergeben sich „Schalen“ aus Spannstahl, die sich passgenau ineinander fügen. Zur Simulation fortschreitender Korrosionsschädigung können die einzelnen Schalen nach und nach aus dem Modell entfernt werden, ohne dass das FE-Netz bei zunehmender Schädigung angepasst werden muss. Dieser Umstand ist zwingend erforderlich, da der Spannungszustand aus der bisherigen Belastungsvorgeschichte nur auf identische FE-Netze als Anfangszustand über die Funktion der *predefined fields* übertragen werden kann.

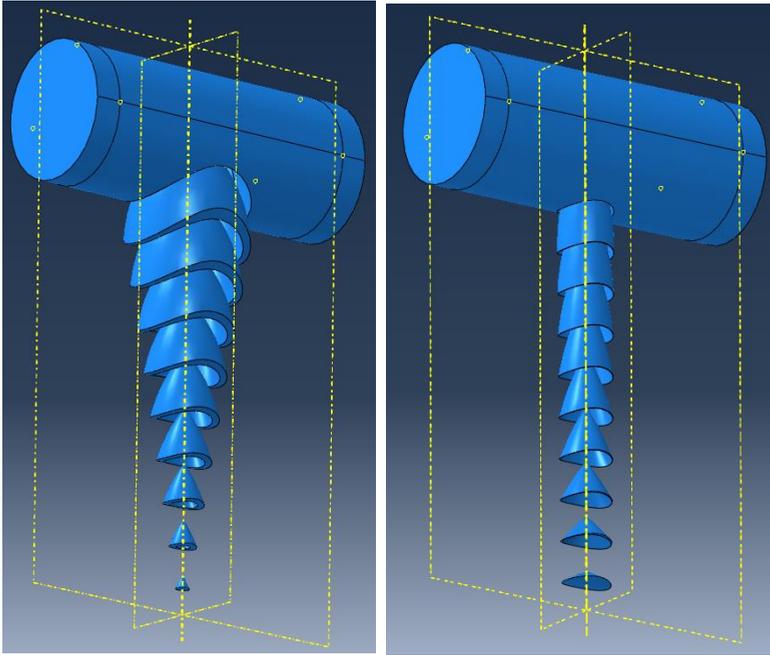


Abb. 5.9: Modellierung eines lochfraßartigen korrosionsbedingten Stahlabtrags durch Entfernen einzelner Schichten von Spannstahl in ABAQUS; Variante a (links) - Variante b (rechts)

Die Spannstahlspannungen über die Trägerlänge werden für unterschiedlich hohe Stahlabträge auf halber Höhe zwischen der Korrosionsmuldenspitze und der ungeschädigten Spanngliedseite ermittelt. Da die höchste Spannung im Bereich der Muldenspitze und die niedrigste Spannung auf der ungeschädigten Spanngliedseite vorliegen, geben die Ergebnisse die mittleren Spannungen im Restquerschnitt wieder und werden für unterschiedliche Schädigungen nach einheitlichem Vorgehen ermittelt.

Zur Bestimmung eines realitätsnahen Tragverhaltens müssen außer der Modellierung von Korrosion noch weitere, durch den Abtrag bedingte Schädigungsmechanismen berücksichtigt und in ABAQUS implementiert werden. Dazu gehören die Schädigung des Spannstahls infolge der Überschreitung der Zugfestigkeit in Bereichen hoher Spannungskonzentrationen sowie die Zerstörung des Verbundes infolge des Nachrutschens des Spannglieds bei erhöhten elastischen und plastischen Verformungen im Schädigungsbereich.

Im Bereich der Muldenspitze sowie entlang der Muldenoberfläche liegen aufgrund von Kerbwirkung bzw. einer Ovalisierung der Korrosionsmulde erhöhte Spannungen vor, die unter hohem Stahlabtrag oder hohen Belastungen die Zugfestigkeit des Materials überschreiten können. Mittels eines *ductile damage*-Kriteriums kann ein Ausfall betroffener Elemente und die Umverteilung der Spannungen in den verbleibenden Restquerschnitt berücksichtigt werden.

Infolge der erst elastischen, dann plastischen Verformung des Spannstahls im geschädigten Bereich stellt sich ein Nachrutschen des Spannglieds in Richtung der Verankerungsstellen ein. Dieses Nachrutschen wird bei lokaler Überschreitung der Zugfestigkeit und folgender Erhöhung der Spannung im Restquerschnitt weiter verstärkt. Das Nachrutschen des Spannglieds zerstört im Schädigungsbereich den Verbund durch Überschreitung der Verbundfestigkeit und reduziert lokal den Tragfähigkeitswiderstand des Bauteils als Folge der Spannstahlkorrosion. Mittels eines *cohesive damage*-Kriteriums kann ein Verbundverlust bei Überschreitung einer kritischen Spannung mittels einer Schubspannungs-Schlupf-Beziehung berücksichtigt werden.

Die Untersuchung von Abträgen ist gemäß Abbildung 5.8 bzw. 5.9 in 5mm-Schritten möglich, wird jedoch lediglich in 10mm-Schritten ausgeführt. In Abbildung 5.10 dienen die Spannstahlspannungsverläufe aus Vorspannung (dunkelgrün) und 1,0-facher Verkehrslast (hellgrün) als Referenz zur Schädigung mit 10 mm, 20 mm, 30 mm und 40 mm Stahlabtrag. Da die Korrosionsstelle trotz unterschiedlicher Muldengeometrien lediglich einen kleinen Bereich des Gesamtbauteils ausmachen, sind die Gesetzmäßigkeiten zur Ausbildung der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge identisch, lediglich deren Höhe, Ausbildungsbereich und -form variiert im Bereich der Schädigungsstelle in Abhängigkeit der Korrosionsmuldengeometrie. Im Folgenden werden daher lediglich die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zu Muldengeometrie nach Variante a aufgeführt. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zu Muldengeometrie nach Variante b sind Anhang A zu entnehmen.

Infolge des Stahlabtrags steigen die Spannstahlspannungen im betroffenen Bereich in Trägermitte an, wobei für geringe Abträge nur sehr geringe Spannungszunahmen erkennbar sind, für zunehmende Abträge die Spannungen jedoch überproportional ansteigen. Außerhalb des von Korrosion betroffenen Bereichs fallen die Spannstahlspannungen über unterschiedliche Ausbreitungslängen ab, wobei die Höhe des Abfalls von der Höhe der Spannungszunahme im korrodierten Bereich abhängig ist.

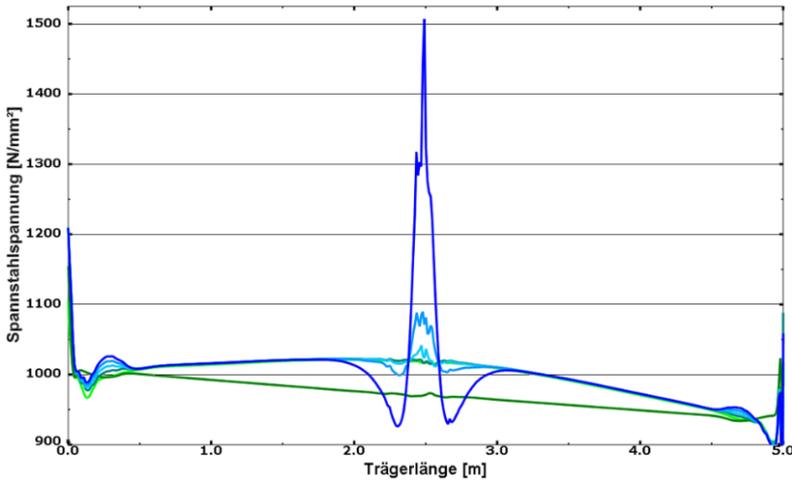


Abb. 5.10: Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a: grünblau (10 mm) - hellblau (20 mm) - blau (30 mm) - dunkelblau (40 mm)

Ein Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge sowie der Spannungsverteilungen in den geschädigten Spannliedquerschnitten lassen erkennen, dass nicht die Form der Korrosionsmulde für die sich einstellenden Spannstahlspannungen verantwortlich ist, sondern das damit verbundene Abtragsvolumen an Spannstahl. Da die Mulde nach Variante a gleichmäßig in alle Raumrichtungen wächst, stellt sich für zunehmende Tiefen ein überproportionales Abtragsvolumen ein und führt im verbleibenden Restquerschnitt auf eine überproportionale Spannungszunahme. Die Form der Korrosionsmulde hat auf den Spannungszuwachs im Spannstahl lediglich einen untergeordneten Einfluss. Wie vermutet treten im Bereich der Muldenspitzen zwar Spannungskonzentrationen auf, allerdings liegen die größten Spannungskonzentrationen entlang der Muldenoberfläche vor und resultieren aus der Überlagerung der Zugspannung im Spannlied mit den Zug- bzw. Druckspannungen aus einer Ovalisierung der Muldengeometrie (vgl. Abbildung 5.11).

Als Folge der Spannungszunahme im verbleibenden Restquerschnitt nehmen dort ebenfalls die Dehnungen zu. Auf der ungeschädigten Spannliedseite sind die Dehnungen elastisch, im Bereich der Muldenoberfläche hingegen stark plastisch. Umso stärker sich die Dehnungen im verbleibenden Restquerschnitt entwickeln, desto stärker rutscht das Spannlied in Richtung der Verankerungen nach und desto höher und ausgedehnter sind die Spannungsverluste im Spannstahl außerhalb der Schädigungsstelle. Verstärkt wird dieser Umstand durch die definierten Schädigungskriterien für den Spannstahl und den Verbund. Sind die Spannungen an der Muldenoberfläche so groß, dass die Zugfestigkeit überschritten wird, fallen betroffene Elemente aus und die damit verbundene Spannungsumlagerung in weniger stark beanspruchte Bereiche des Restquerschnitts erhöht die resultierenden Dehnungen. Das Nachrutschen des Spannlieds in Richtung der Verankerungen wird verstärkt und zerstört vermehrt

den Verbund durch Überschreitung der definierten Verbundfestigkeit von $3,5 \text{ N/mm}^2$ und führt erst dann wieder zu einem idealen Verbund, sobald sich ein Gleichgewicht zwischen vorhandener Spannkraft und über Verbund aufnehmbarer Kraft einstellt.

Es sein angemerkt, dass die im geschädigten Bereich resultierenden Spannungen aus Kerbwirkung und Ovalisierung des als Kompaktquerschnitt modellierten Spannglieds bei einem aus einzelnen Drähten und Litzen bestehenden Spannglied in modifizierter Form auftreten. In geschädigten Litzen stellen sich zwar ebenfalls Spannungen aus Kerbwirkung und Ovalisierung ein, die einzelnen Litzenquerschnitte interagieren jedoch nur bedingt miteinander, sodass die tatsächliche Spannungsverteilung vom modellierten Kompaktquerschnitt abweicht.

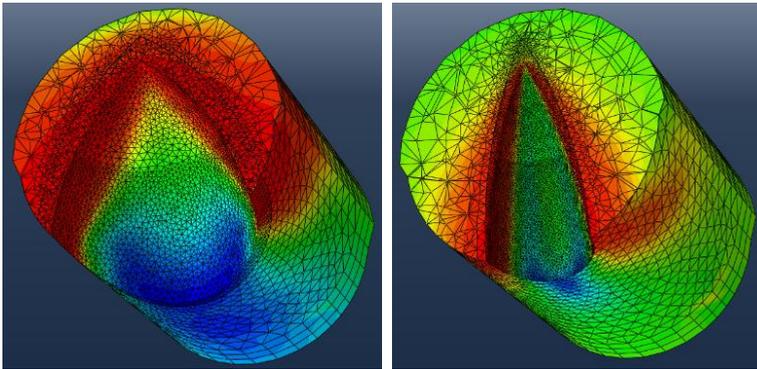


Abb. 5.11: Zugspannungsverteilung im verbleibenden Restquerschnitt (rot - hoch, blau - gering); Variante a (links) - Variante b (rechts)

Wie bereits dargelegt, stellt die Spannungszunahme im Spannstahl in Trägermitte die mittlere Spannung im verbleibenden Restquerschnitt dar. Die Differenz zwischen mittlerer Spannstahlspannung und normativ festgelegter Spannungsbeschränkungen stellt damit den verbleibenden materialbedingten Widerstand gegen Überschreitung von Grenzzuständen dar, welcher unter fortschreitendem Abtrag oder zunehmender Beanspruchung abgebaut wird. Die Spannstahlspannung im Schädigungsbereich gibt damit lediglich Auskunft über die momentane bzw. verfügbare Ausnutzung des Spannstahls unter Korrosionseinwirkung.

Da der Grad der Korrosion am Spannglied kaum detektierbar ist, kann nur über die globale Systemantwort auf den Korrosionsfortgang rückgeschlossen werden, indem Spannungen oder Rissöffnungen an den Trägeraußenseiten gemessen und periodisch verglichen werden. Da das Nachrutschen des Spannglieds außerhalb der Korrosionsstelle einen Abbau der aufbrachten Vorspannkraft bedeutet, weist das Bauteil bereichsweise eine geringere Unterstützung am Lastabtrag durch Vorspannung auf. Die Flächen zwischen den Spannstahlspannungsverläufen des ungeschädigten und geschädigten Spannglieds quantifizieren damit den Tragfähigkeitsverlust im Gesamtsystem als Folge der Korrosionsschädigung in Trägermitte.

Der Spannkraftverlust innerhalb des Wirkungsbereichs der Spanngliedkorrosion beeinflusst folglich die Spannungen im Beton sowie der Betonstahlbewehrung. Die aus 1,0-facher Verkehrslast auf der Trägeroberseite vorhandenen Druckspannungen werden erhöht, die auf der Trägerunterseite aus Vorspannung vorhandene Druckspannungsreserve wird abgebaut, bis nach Überschreiten des Dekompressionszustands Zugspannungen entstehen.

Die Spannungen aus 1,0-facher Verkehrslast dienen als Referenz zum geschädigten Zustand. Für 10 mm, 20 mm, 30 mm und 40 mm Stahlabtrag ergeben sich die Beton- und Betonstahlspannungen für Korrosionsmuldengeometrie nach Variante a gemäß Tabelle 5.6.

Für eine 1,0-fache Verkehrslast tritt trotz Schädigung am Spannglied keine Rissbildung ein, sodass sich die Betonspannungen entlang der Trägeraußenseiten im elastischen Bereich entwickeln. In der Betonstahlbewehrung werden daher lediglich die um das Verhältnis der E-Moduli der verwendeten Baustoffe erhöhten Spannungen der Spannungen im Beton in Höhe des Betonstahls erzeugt.

Tab. 5.6: Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a

Korrosion unter 1,0-facher Verkehrslast				
Bauteilspannungen <i>Lastfall bzw. Schädigung</i>	Beton		Betonstahl	
	<i>oben</i>	<i>unten</i>	<i>oben</i>	<i>unten</i>
Verkehr	- 11,53	- 1,59	- 59,31	- 13,50
10 mm Abtrag unter Verkehr	- 11,54	- 1,54	- 61,72	- 13,00
20 mm Abtrag unter Verkehr	- 11,56	- 1,42	- 61,96	- 12,50
30 mm Abtrag unter Verkehr	- 11,60	- 0,40	- 62,86	- 8,50
40 mm Abtrag unter Verkehr	- 11,74	+ 3,20	- 65,51	+ 6,49

Vergleicht man für die untersuchten Korrosionsmuldengeometrien die Betonspannungen entlang der Trägerunterseite mit den Spannstahlspannungen über die Trägerlänge unter 1,0-facher Verkehrslast und zunehmender Spanngliedkorrosion, so ist zu erkennen, dass Korrosion am Spannglied über nahezu denselben Bereich Einfluss auf die sich einstellenden Spannungen in den Baustoffen besitzt. Somit kann anhand gemessener Betonspannungen sowohl der Schädigungsort im Längssystem als auch der Schädigungsgrad der Spannbewehrung anhand der Betonspannungsverteilung an Bauwerksaußenseiten detektiert werden.

Abbildung 5.12 stellt die Betonspannungsverläufe über die Trägerunterseite dar. Der Betonspannungsverlauf aus 1,0-facher Verkehrslast (hellgrün) dient wieder als Referenz zum geschädigten Zustand.

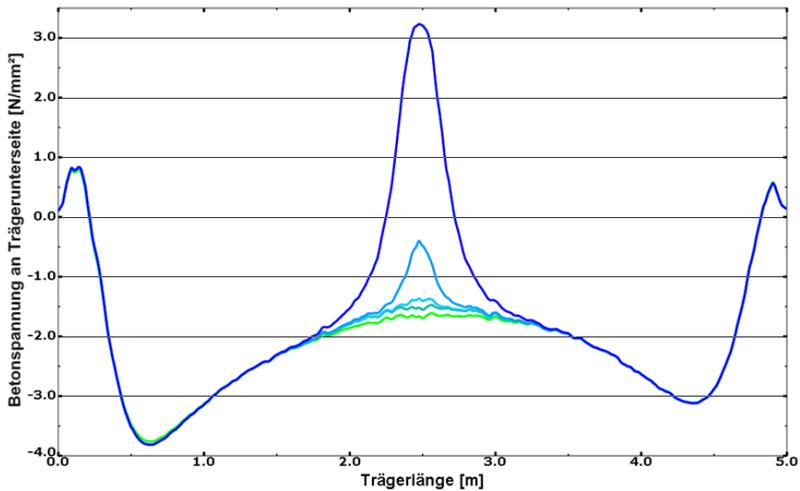


Abb. 5.12: Betonspannungen über die Trägerunterkante für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a: grünblau (10 mm) - hellblau (20 mm) - blau (30 mm) - dunkelblau (40 mm)

Werden die Betonspannungen entlang der Trägerunterseite an mehreren Stellen in Querrichtung des Trägers aufgezeichnet und dreidimensional ausgewertet, kann die Spannungsverteilung flächig über die gesamte Trägerunterseite dargestellt werden. Mittels mehrerer, parallel zueinander angebrachter Dehnungsmessbänder, welche Dehnungen lediglich in Längsrichtung messen, kann somit die Dehnungs- bzw. Spannungsentwicklung an den Bauwerksaußenseiten verfolgt und geschädigte Spannglieder durch Erkennung von Spannungsspitzen genau lokalisiert werden.

Abbildung 5.13 stellt die Spannungsverteilung für einen Korrosionsabtrag von 40 mm für eine Muldengeometrie nach Variante a unter 1,0-facher Verkehrslast über die gesamte Trägerunterseite dar. Es fällt auf, dass die gemäß Abbildung 5.12 in Trägermitte erreichte maximale Zugspannung nicht über die gesamte Trägerbreite vorliegt, sondern lediglich direkt unterhalb des Spannglieds derart erhöht ist und sich zu den Außenseiten hin reduziert.

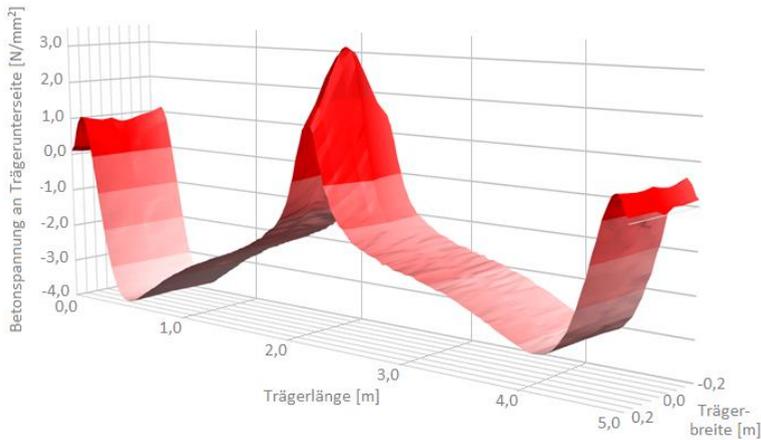


Abb. 5.13: Betonspannungen über die Trägerunterseite für einen Korrosionsabtrag von 40 mm unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a

Bereinigt man die Betonspannungen entlang der Trägerunterseite von Verkehrseinwirkungen, indem Spannungsdifferenzen resultierend aus geschädigtem und ungeschädigtem System unter bestimmten Verkehrseinwirkungen gebildet werden, zeigt sich, dass die Spannungsentwicklung unabhängig von einwirkenden Verkehrslasten ist und somit lediglich durch die Korrosionsabträge bestimmt wird. Unter simultaner Aufzeichnung einwirkender Verkehrslasten und daraus resultierender Betonspannungsverteilungen an Bauwerksaußenseiten kann mittels Spannungsdifferenzen somit ein Vorschreiten des Korrosionsprozesses festgestellt werden.

Abbildung 5.14 zeigt die Spannungsdifferenzen für einen Korrosionsabtrag von 40 mm nach Variante a unter 0,4-, 0,6-, 0,8-, 1,0- und 1,2-facher Verkehrslast über die Trägerlänge.

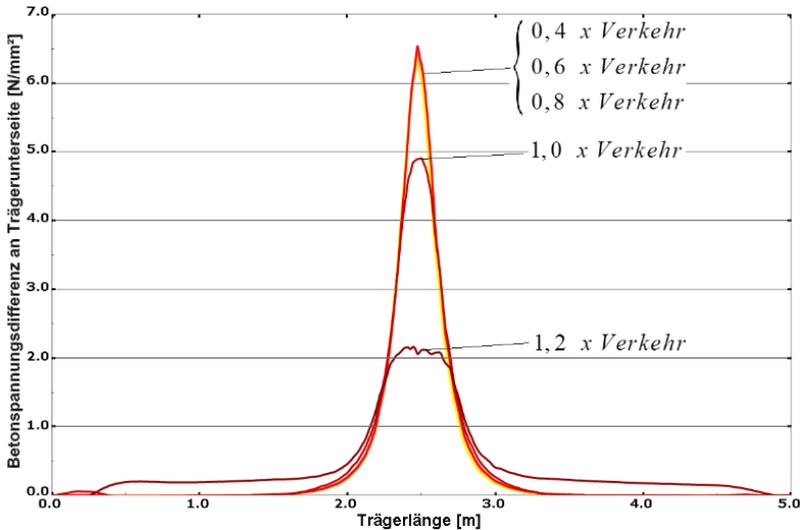


Abb. 5.14: Betonspannungsdifferenzen über die Trägerunterkante für einen Korrosionsabtrag von 40 mm unter verschiedenen Verkehrslasten für eine Muldengeometrie nach Variante a

Diese Möglichkeit zur Feststellung eines Korrosionsfortschrittes ist jedoch auf lineares Systemverhalten beschränkt. Da unter zunehmender Verkehrseinwirkung die Druckspannungsreserve aus Vorspannung an der Trägerunterseite abgebaut wird, reduziert sich die bis zum Erreichen der Zugfestigkeit aufnehmbare Spannung. Ist eine einwirkende Verkehrslast ausreichend hoch, kann sich die aus einem bestimmten Korrosionsabtrag resultierende Spannungsdifferenz nicht mehr vollständig ausbilden. Die Spannungsdifferenz nimmt ab, stellt sich als Folge von Umlagerungen dafür jedoch über einen größeren Bereich ein (vgl. Abbildung 5.14: 1,0 x Verkehr und 1,2 x Verkehr).

Analog zur Beurteilung der Tragfähigkeit bei korrodierter Betonstahlbewehrung gilt, dass Tragwerke, die voll oder teilweise vorgespannt sind, eine nur mäßige Empfindlichkeit gegenüber lokalen Korrosionsabträgen der Spannstahlbewehrung aufweisen, wenn trotz Schädigung oder gestiegenem Verkehrsaufkommen der Querschnitt im ungerissenen Zustand verbleibt. Hat Korrosion aufgrund hoher Chlorid- und Feuchtekonzentrationen sowie mangel- oder schadhafter Betonüberdeckungen jedoch tiefe und ausgedehnte Abträge zur Folge, ist eine Überschreitung von Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit wie Dekompression oder ggf. zulässiger Rissbreite jedoch unausweichliche Konsequenz der eingetretenen Schädigung.

Eine Korrosionsschädigung der Spannbewehrung wird ebenfalls unter gesteigerter Verkehrsbeanspruchung untersucht, um die Auswirkungen fortschreitender Schädigung auf überbeanspruchte Tragwerke zu bestimmen.

In Abbildung 5.15 dienen die Spannstahlspannungsverläufe aus Vorspannung (dunkelgrün) und 2,0-facher Verkehrslast (hellgrün) erneut als Referenz zur Schädigung mit 10 mm, 20 mm, 30 mm und 40 mm Stahlabtrag.

Analog zur Untersuchung von Korrosion unter 1,0-facher Verkehrslast steigen die Spannstahlspannungen im betroffenen Bereich in Trägermitte an und fallen außerhalb des von Korrosion betroffenen Bereichs über unterschiedliche Ausbreitungslängen ab, führen aufgrund der erhöhten Beanspruchung jedoch auf deutlich stärkere Zu- bzw. Abnahmen.

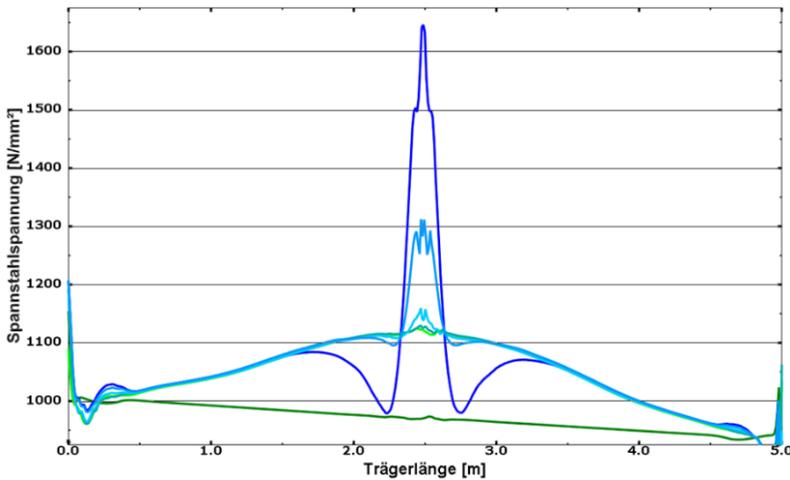


Abb. 5.15: Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a: grünblau (10 mm) - hellblau (20 mm) - blau (30 mm) - dunkelblau (40 mm)

Als Folge der erhöhten Spannungszunahme im verbleibenden Restquerschnitt unter gesteigerter Verkehrsbeanspruchung nehmen dort ebenfalls die Dehnungen verstärkt zu. Das Nachrutschen des Spannglieds in Richtung der Verankerungen hat damit wiederum erhöhte Spannungsverluste im Spannstahl außerhalb der Schädigungsstelle zur Folge. Besonders deutlich wird dies für einen Korrosionsabtrag von 40 mm, für welchen sich ein hoher Spannkraftverlust infolge von plastischen Dehnungen nach Überschreitung der Fließgrenze des Materials im geschädigten Bereich ergibt.

Der erhöhte Spannkraftverlust innerhalb des Wirkungsbereichs der Spanngliedkorrosion erhöht folglich die Spannungen im Beton sowie der Betonstahlbewehrung. Die aus einer 2,0-fachen Verkehrslast auf der Trägeroberseite vorhandenen Druckspannungen sowie die auf der Trägerunterseite vorliegenden Zugspannungen werden weiter erhöht. Da unter 2,0-facher Verkehrslast bereits ohne Schädigung die Betonzugfestigkeit überschritten ist, macht sich die einstellende Spannungsänderung insofern bemerkbar, dass durch zunehmende Rissbil-

dung auf der Trägerunterseite das in der Betonarbeitslinie definierte Zugtragverhalten zwischen den Rissen (*tension stiffening*) zunehmend abgebaut wird.

Die Spannung aus 2,0-facher Verkehrslast dient wieder als Referenz zum geschädigten Zustand. Für 10 mm, 20 mm, 30 mm und 40 mm Stahlabtrag ergeben sich die Beton- und Betonstahlspannungen für Korrosionsmuldengeometrie nach Variante a gemäß Tabelle 5.7.

Tab. 5.7: Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a

Korrosion unter 2,0-facher Verkehrslast				
Bauteilspannungen <i>Lastfall bzw. Schädigung</i>	Beton		Betonstahl	
	<i>oben</i>	<i>unten</i>	<i>oben</i>	<i>unten</i>
Verkehr	- 26,03	+ 2,44	- 194,74	+ 197,42
10 mm Abtrag unter Verkehr	- 26,05	+ 2,32	- 194,90	+ 201,26
20 mm Abtrag unter Verkehr	- 26,19	+ 1,75	- 196,12	+ 222,70
30 mm Abtrag unter Verkehr	- 27,63	+ 0,66	- 212,73	+ 346,62
40 mm Abtrag unter Verkehr	- 33,90	+ 0,32	- 289,50	+ 495,85

Für eine Korrosionsschädigung von 40 mm stellt sich infolge von plastischen Dehnungen im Spannstahl ein derart hoher Tragfähigkeitsverlust ein, dass die definierte Restzugtragfähigkeit des Betons zwischen den Rissen bis zur definierten Untergrenze von 10% der mittleren Zugfestigkeit vollständig abgebaut wird und keinerlei weitere Beanspruchung über die Betonzugzone mehr aufgenommen werden kann. Die Folge ist eine starke Spannungszunahme in der Betondruckzone sowie der Betonstahlbewehrung bis an die Grenze deren charakteristischen Festigkeiten.

Vergleicht man für die Korrosionsmuldengeometrien nach Variante a und Variante b erneut die Betonspannungen entlang der Trägerunterseite mit den Spannstahlspannungen über die Trägerlänge unter 2,0-facher Verkehrslast und zunehmender Spanngliedkorrosion, so ist kein identischer Einflussbereich der Korrosionsschädigung auf die Spannstahl- bzw. Betonspannungen über die Trägerlänge mehr erkennbar.

Die aus Korrosionsschädigung am Spannglied auf der Trägerunterseite resultierende Zugspannungsverteilung ist von der Anzahl und dem Abstand bereits vorhandener Risse aus hoher Verkehrslast vorherbestimmt. Unter fortschreitender Korrosionsschädigung reißt der im Zustand II befindliche Träger lediglich weiter auf, es entsteht jedoch kein neues, individuelles Rissbild. Somit ist nur unter linearem Systemverhalten ein Rückschluss auf den Schädigungsort und den Schädigungsgrad an der Spannbewehrung anhand der Betonspannungsverteilung entlang der Trägerunterseite möglich.

Die Betonspannungsverläufe über die Trägerunterseite für die Korrosionsmuldengeometrien nach Variante a und Variante b sind in Abbildung 5.16 aufgeführt. Der Betonspannungsverlauf aus 2,0-facher Verkehrslast (hellgrün) dient wieder als Referenz zum geschädigten Zustand. Der Verlauf spiegelt das Rissbild wieder und resultiert aus der definierten Restzugtragfähigkeit des Betons zwischen den Rissen.

Es ist erkennbar, dass sich unter zunehmender Schädigung am Spannglied das aus einer 2,0-fachen Verkehrslast vorhandene Rissbild an der Trägerunterseite nicht verändert, sondern sich die vorhandenen Risse lediglich hinsichtlich Breite und Tiefe vergrößern. Da sich für Korrosion nach Variante a der größte Tragfähigkeitsverlust und somit die stärkste Rissbildung einstellt, wird der Übersicht wegen lediglich die Betonspannungsverteilung für einen Abtrag von 40 mm angegeben. Da sich die aus dem ungeschädigten Zustand vorhandenen Risse lediglich vergrößern, liegt für Variante a dasselbe Rissbild wie für Variante b vor. Infolge des größeren Tragfähigkeitsverlusts bei einer Korrosionsmuldengeometrie nach Variante a wird die Restzugtragfähigkeit des Betons zwischen den Rissen jedoch stärker abgebaut, sodass die Betonzugspannungen in Trägermitte im Vergleich zu Variante b stärker abfallen.

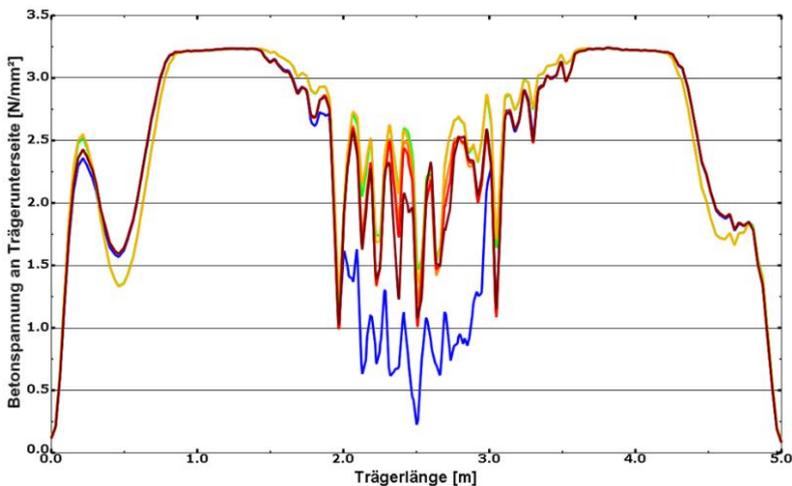


Abb. 5.16: Betonspannungen über die Trägerunterkante für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a: dunkelblau (40 mm) bzw. nach Variante b: hellorange (10 mm) - dunkelorange (20 mm) - rot (30 mm) - rotbraun (40 mm)

Da die Betonspannungsverteilung entlang der Trägerunterseite unter nichtlinearem Systemverhalten keinen eindeutigen Rückschluss auf die Ursache eines eingetretenen Tragfähigkeitsverlusts zulässt, muss ein weiteres, an Bauteilaußenseiten detektierbares Charakteristikum gefunden werden, welches eindeutig auf eine Schädigung im Inneren der Struktur schließen lässt.

Infolge des Nachrutschens des Spannglieds in Richtung der Verankerungen außerhalb des geschädigten Bereichs findet eine lokale Zwischenverankerung des Spannglieds beidseitig der Schädigungsstelle über den vorliegenden Verbund statt. Analog zur Endverankerung von Spanngliedern kommt es beidseitig der Schädigungsstelle infolge der Einleitung einer von der Schädigung abhängigen Vorspannkraftdifferenz zu Spaltzugkräften orthogonal zur lokalen Wirkungsrichtung der Spannkraft. Diese verursachen sowohl an der Trägerunterseite in Breitenrichtung als auch an den Trägeraußenseiten in Höhenrichtung Zugspannungen, welche sich parallel zu Biegerissen einstellen und somit auch unter nichtlinearem Systemverhalten detektierbar sind.

Abbildung 5.17 zeigt die sich einstellenden Spaltzugspannungen an der Trägerunterseite (links) sowie an der Trägeraußenseite (rechts) für einen Korrosionsabtrag von 40 mm unter 2,0-facher Verkehrslast. Infolge der hohen Beanspruchung rutscht das Spannglied beidseitig der Korrosionsstelle verstärkt in Richtung der Verankerungen nach, sodass sich die resultierenden Spaltzugspannungen außerhalb der eigentlichen Schädigungsstelle in zwei nahezu separaten Bereichen ausbilden. Jede dargestellte Spannungslinie entspricht einer Änderung der Spaltzugspannung von $0,5 \text{ N/mm}^2$ gemäß den Simulationsergebnissen.

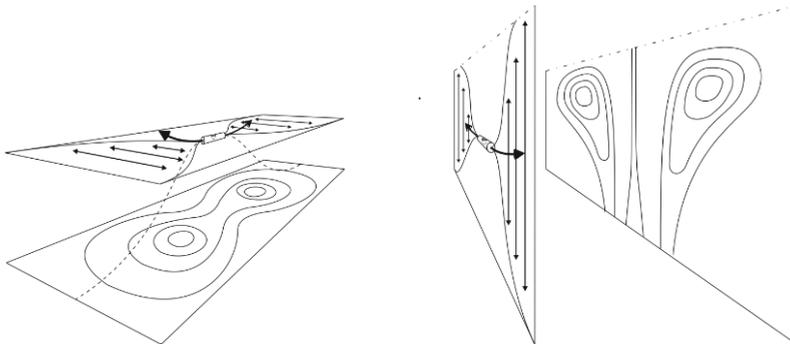


Abb. 5.17: Spaltzugspannungsverteilung an den Trägeraußenseiten im Bereich der Korrosionsschädigung unter 2,0-facher Verkehrslast und 40 mm Abtrag für eine Muldengeometrie nach Variante a

Unter linearem Systemverhalten ist zwar ein Rückschluss auf die Schädigung im Inneren der Struktur über die Betonspannungsverteilung entlang der Trägerunterseite möglich und entsprechend kein weiteres Charakteristikum im Spannungsverlauf an Bauteilaußenseiten notwendig, dennoch ist eine Detektion von Schädigungen am Spannglied auch unter linearem Systemverhalten mittels Spaltzugspannungen möglich (vgl. Abbildung B.1 in Anhang B).

Zur Bestimmung des Tragverhaltens unter Korrosionseinwirkung verwendete Materialkennwerte sowie zur numerischen Modellierung benötigte Parameter der Schädigungsgesetze für Spannstahl und Verbund sind Tabelle 5.8 zu entnehmen.

Tab. 5.8: Zur Modellierung von Spannstahl- und Verbundschädigung verwendete Materialkennwerte

<i>ductile damage</i>			
<i>Einleitung</i>	<i>Bruchdehnung [-]</i>	<i>Triaxialität [-]</i>	<i>Dehnrate [s⁻¹]</i>
	0,025	0,333	0
<i>Entwicklung</i>	<i>Verschiebung bei Versagen [mm] (linear)</i>		
	1		
<i>cohesive damage</i>			
<i>Einleitung</i>	<i>Normalspannung [N/mm²]</i>	<i>Tangentialspannung [N/mm²]</i>	<i>Radialspannung [N/mm²]</i>
	<i>unabhängig</i>	3,5	3,5
<i>Entwicklung</i>	<i>Verschiebung bei Versagen [mm] (linear)</i>		
	3		
<i>Stabilisierung</i>	<i>Viskositätskoeffizient [-]</i>		
	0,25		

Tragwerke, die aufgrund gestiegener Nutzungsanforderungen unplanmäßig in den gerissenen Zustand übergegangen sind, überschreiten selbst ohne Schädigung der Spannstahlbewehrung ggf. alle Nachweise der Gebrauchstauglichkeit sowohl für Beton hinsichtlich Dekompression, Beschränkung der Rissbreiten und Druckspannungen, als auch für Beton- bzw. Spannstahl hinsichtlich derer Spannungsbeschränkung. Infolge der Überbeanspruchung der Gebrauchstauglichkeit ist die Dauerhaftigkeit nicht gewährleistet, sodass aufgrund größerer Rissbreiten und ggf. längerer Rissöffnungsdauern die Gefahr hoher Korrosionsabträge der Spannstahlbewehrung besteht. Unter fortschreitender Schädigung wird spätestens dann ein Zustand nahe der möglichen Tragfähigkeit erreicht, wenn die Fließgrenze der Betonstahl- oder Spannstahlbewehrung sowie die Druckfestigkeit des Betons überschritten werden.

5.2.3 Korrosion der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung

Nach Untersuchung des Systemverhaltens unter Korrosion der Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung werden die Auswirkungen einer gleichzeitig vorliegenden Korrosion der Bewehrungen untersucht. Unter anhaltender Beaufschlagung mit Chloriden, vorhandenen Rissen oder mangelhaften Betonüberdeckungen ist eine Korrosion der gesamten Biegebewehrung der Regelfall, alleinige Korrosion der Bewehrungen sind hingegen zeitlich begrenzte Zustände bzw. Ausnahmen, wenn eine kritische Chloridkonzentration bereits an der Betonstahl-, jedoch noch nicht an der Spannstahlbewehrung erreicht ist bzw. in teilweise unverpressten Hüllrohren korrosionsfördernde Bedingungen vorliegen, sonst aber noch keine Korrosion eingesetzt hat. Der durch eine geringere Betonüberdeckung geschützte Betonstahl kann mitunter bereits starke Korrosionsabträge aufweisen, bis Lochfraßkorrosion am Spannstahl eintritt, sodass in der numerischen Simulation von korrosionsbedingter Reduktion der Betonstahlbewehrungsmenge auf die Hälfte ausgegangen wird. Korrosion am Spannglied erfolgt lediglich für Muldengeometrie nach Variante a.

Unter 1,0-facher Verkehrslast und zunehmender Korrosion der Spannbewehrung sind die Spannstahlspannungsverläufe über die Trägerlänge nahezu identisch zum System ohne Korrosion der Betonstahlbiegebewehrung. Ursache hierfür ist, dass unter geringerer Verkehrslast sowohl bei ausschließlicher Korrosion der Betonstahlbewehrung als auch ausschließlicher Korrosion der Spannstahlbewehrung lediglich Spannungen unterhalb der Betonzugfestigkeit auftreten. Selbst eine gleichzeitige Korrosion der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung führt nicht zur Überschreitung der Betonzugfestigkeit, sodass das Materialverhalten elastisch und die Systemantwort linear bleibt. Die Spannstahlspannungsverläufe über die Trägerlänge unter 1,0-facher Verkehrslast sowie Korrosion der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung ergeben sich demnach analog zu Abbildung 5.10. Die Beton- und Betonstahlspannungen nehmen infolge der geringeren Tragfähigkeit gemäß Tabelle 5.9 geringfügig zu.

Tab. 5.9: Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag der Spannbewehrung unter 1,0-facher Verkehrslast und Korrosion der Biegebewehrung

Korrosion unter 1,0-facher Verkehrslast				
Bauteilspannungen <i>Lastfall bzw. Schädigung</i>	Beton		Betonstahl	
	<i>oben</i>	<i>unten</i>	<i>oben</i>	<i>unten</i>
Verkehr	- 12,45	- 0,97	- 60,19	- 9,41
10 mm Abtrag unter Verkehr	- 12,46	- 0,94	- 63,03	- 9,02
20 mm Abtrag unter Verkehr	- 12,48	- 0,68	- 63,05	- 7,49
30 mm Abtrag unter Verkehr	- 12,57	+ 0,80	- 63,14	- 0,58
40 mm Abtrag unter Verkehr	- 12,85	+ 3,20	- 64,58	+ 28,34

Das Systemverhalten ist sowohl unter separater als auch simultaner Korrosion der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung rein linear-elastisch, sodass sich die Spannungsänderungen nach dem Superpositionsgesetz überlagern. Da sich in Abhängigkeit der jeweiligen Bewehrungskorrosion der Systemwiderstand jedoch unterschiedlich reduziert und Spannungsänderungen infolge von Korrosionsschädigungen entsprechend unterschiedlich umlagern, ergeben sich die Spannungsänderungen in Feldmitte unter simultaner Korrosion der Bewehrungen jedoch nicht exakt aus der Summe der Spannungsänderungen aus separater Korrosion an der Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung.

Unter 2,0-facher Verkehrslast kommt es zu deutlich größeren Spannungsumlagerungen in der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung sowie im Beton. Da bereits ohne zusätzliche Korrosion der Betonstahlbewehrung für eine Korrosionsmuldengeometrie nach Variante a bei 40 mm Abtrag unter 2,0-facher Verkehrslast eine mittlere Spannstahlspannung im verbleibenden Restquerschnitt nahe der Zugfestigkeit vorliegt (vgl. Abbildung 5.15), führt eine zusätzliche Spannungserhöhung letztlich auf eine mittlere Spannstahlspannung, welche die Zugfestigkeit

des Materials überschreitet. Unter geringeren Korrosionsschädigungen sind lediglich Elemente nahe des Kerbgrunds bzw. der Kerboberfläche von einem Ausfall am Lastabtrag betroffen. Unter hohen Abträgen fallen jedoch zunehmend mehr Elemente aus, die Risszone schreitet weiter voran und reduziert den Querschnitt, bis alle verbleibenden Querschnittsfasern die Zugfestigkeit erreichen und der Restquerschnitt durch Sprödbbruch versagt.

Abbildung 5.18 gibt die Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für zunehmende Korrosion der Spannstahlbewehrung und Korrosion der Betonstahlbewehrung wieder. Es ist zu erkennen, dass für einen Abtrag von 40 mm die Spannstahlspannung in Trägermitte den definierten Wert der Zugfestigkeit nicht überschreitet und stattdessen gemäß dem Schädigungskriterium nach Überschreitung der Zugfestigkeit eine entsprechende Schädigung eingeleitet wird. Infolge der aus der korrodierten Betonstahlbewehrung resultierenden Zusatzdehnung des Spannglieds wird die im verbleibenden Restquerschnitt übertragbare Spannung abgebaut und auf benachbarte, noch intakte Elemente umgelagert und es kommt infolge des verstärkten Nachrutschens des Spannglieds in Richtung der Verankerungen zu einem zusätzlichen lokalen Abbau der Vorspannkraft außerhalb der Schädigungsstelle.

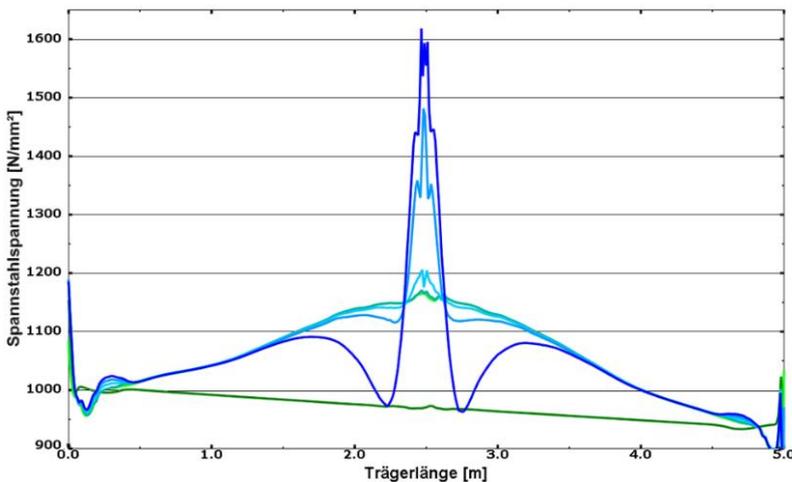


Abb. 5.18: Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für zunehmenden Korrosionsabtrag der Spannbewehrung unter 2,0-facher Verkehrslast und Korrosion der Biegebewehrung: grünblau (10 mm) - hellblau (20 mm) - blau (30 mm) - dunkelblau (40 mm)

Die Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmende Korrosion der Spannstahlbewehrung und Korrosion der Betonstahlbewehrung ergeben sich gemäß Tabelle 5.10.

Tab. 5.10: Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag der Spannbewehrung unter 2,0-facher Verkehrslast und Korrosion der Biegebewehrung

Korrosion unter 2,0-facher Verkehrslast				
Bauteilspannungen <i>Lastfall bzw. Schädigung</i>	Beton		Betonstahl	
	<i>oben</i>	<i>unten</i>	<i>oben</i>	<i>unten</i>
Verkehr	- 28,62	+ 1,14	- 218,97	+ 379,42
10 mm Abtrag unter Verkehr	- 28,64	+ 1,04	- 219,61	+ 406,73
20 mm Abtrag unter Verkehr	- 28,84	+ 0,81	- 221,43	+ 437,38
30 mm Abtrag unter Verkehr	- 30,17	+ 0,35	- 234,89	+ 487,75
40 mm Abtrag unter Verkehr	-	-	-	-

Infolge des stark nichtlinearen Systemverhaltens unter 2,0-facher Verkehrslast führen zunehmende Abträge der Spannbewehrung sowie eine zusätzliche Korrosion der Betonstahlbewehrung auf überproportionale Zunahmen der Spannungen und damit auf hohe Auslastungen der Baustoffe. Für einen Abtrag von 40 mm unter 2,0-facher Verkehrslast und Reduktion der Betonstahlbewehrung kann in der numerischen Simulation kein Systemgleichgewicht gefunden werden, sodass dieser Schädigungszustand mit Systemversagen zu assoziieren ist.

Bedingt durch die zur Herstellung von Stahl benötigte hohe Menge an Energie befindet sich Stahl in einem Zustand, welcher naturgemäß nicht aufrechterhalten werden kann und durch Degradation folglich einen zunehmenden Verlust der geschaffenen Eigenschaften nach sich zieht. In der Literatur sind keine einheitlichen Angaben zur Reduktion der Stahleigenschaften infolge von Korrosionswirkung enthalten. Die Reduktion von Steifigkeit, Fließgrenze und Zugfestigkeit reicht von wenigen Prozent der ursprünglichen Eigenschaften bis hin zu Verhältnissen, welche sich aus aktueller zu anfänglicher Bewehrungsfläche ergeben. Da sehr geringe Reduktionen der Eigenschaften auf geringe Änderungen im System bzw. sehr hohe Reduktionen der Eigenschaften gemäß der untersuchten, zum Teil massiven Abträge der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung auf unrealistische starke Änderungen im System führen würden, wird der E-Modul sowohl der Betonstahl- als auch der Spannstahlbewehrung in geschädigten Bereichen auf 90% der Ausgangssteifigkeit reduziert. Für die Betonstahlbewehrung findet eine Reduktion über die gesamte Bauteillänge statt, für die Spannstahlbewehrung lediglich im mittleren Spannliedabschnitt.

Folge von Korrosion kann darüber hinaus eine Reduktion der Verbundfestigkeit sein. Die Ausbildung von Korrosionsprodukten und daraus resultierende hohe Sprengdrücke, Längsrisse entlang der Bewehrung und eine entsprechende Reduktion der Umschließungswirkung des Betons treten aufgrund der stattfindenden chemischen Reaktionen hauptsächlich bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion auf, bei chloridinduzierter Korrosion hingegen kaum. Daher wird lediglich im Bereich der Korrosionsschädigung des Spannlieds eine Reduktion

des Verbunds simuliert. Da sehr kleinflächige Reduktionen der Verbundeigenschaften ebenfalls auf nur geringe Änderungen im System bzw. sehr großflächige Reduktionen der Verbundeigenschaften auf eine Veränderung des Systems hin zu verbundloser Vorspannung führen würden, wird der Verbund am von Korrosion betroffenen mittleren Spanngliedabschnitt vollständig entfernt und an den jeweils drei benachbarten Spanngliedabschnitten auf die Hälfte reduziert. Der Verbund der restlichen Spanngliedabschnitte bleibt vollständig intakt (vgl. Abbildung 5.7).

Im Folgenden werden für eine 1,0-fache Verkehrslast, eine Reduktion der Betonstahlbewehrung auf die Hälfte und einen Korrosionsabtrag von 30 mm im Spannglied die Auswirkungen einer Reduktion der Material- und Verbundeigenschaften untersucht.

Die Auswirkungen einer Reduktion der E-Moduli der Bewehrungen auf die resultierenden Spannstahlspannungen sind in Abbildung 5.19 dargestellt. Die Spannstahlspannung für das ungeschädigte System (grün) dient als Referenz zur Spannung resultierend aus ausschließlichem Korrosionsabtrag (blau) sowie zur Spannung bei zusätzlicher Reduktion der Steifigkeit (rot).

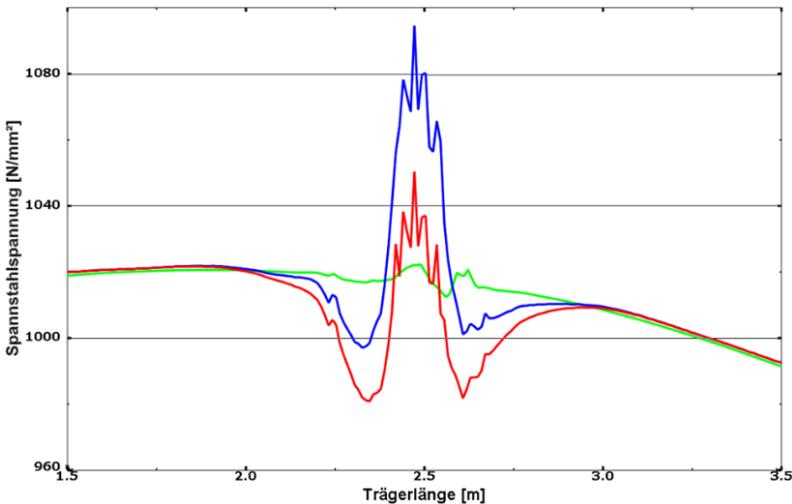


Abb. 5.19: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge korrosionsbedingter Reduktion des E-Moduls der Bewehrungen

Als Folge der lokal reduzierten Spannstahlsteifigkeit reduziert sich ebenfalls lokal die durch Verkehr und Korrosion im Spannstahl hervorgerufene Spannung. Die ggf. eine Überschreitung eines Grenzzustands verursachende Spannungserhöhung im verbleibenden Restquerschnitt wird dabei günstig wirkend abgebaut. Die mit einer Abnahme der Steifigkeit einhergehende Zunahme der Dehnung im Spannstahl hat allerdings einen weiteren Abbau der durch

die Spanngliedkorrosion ohnehin reduzierten Vorspannung außerhalb des von Korrosion betroffenen Bereichs und damit eine Abnahme der Systemtragfähigkeit zur Folge.

Die Auswirkungen einer Reduktion der Verbundeigenschaften auf die resultierenden Spannstahlspannungen sind in Abbildung 5.20 dargestellt. Die Spannstahlspannung für das ungeschädigte System (grün) dient wieder als Referenz zur Spannung resultierend aus ausschließlichem Korrosionsabtrag (blau) sowie zur Spannung bei zusätzlicher Reduktion des Verbundes (rot).

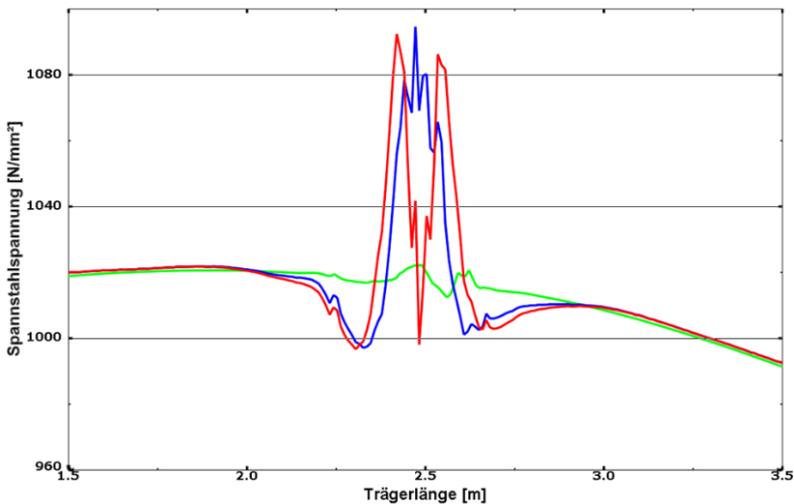


Abb. 5.20: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge korrosionsbedingter Reduktion des Verbundes der Spannbewehrung

Als Folge des lokal reduzierten Verbundes wird der Spannstahl im Bereich der Schädigungsstelle nicht voll am Lastabtrag beteiligt, sodass lokal eine geringere Spannung im Spannstahl hervorgerufen wird. Da dennoch dieselbe äußere Belastung über das Bauteil abgetragen werden muss, führt der sonst intakte Verbund auf eine entsprechend höhere Auslastung des Spannglieds außerhalb der Schädigungsstelle. Eine Abnahme der Systemtragfähigkeit stellt sich aufgrund des deutlich geringeren Einflusses des Verbundes infolge der lediglich geringfügig reduzierten Verbundfläche im Vergleich zum bedeutenden Einfluss des Spannstahls bzw. dessen Steifigkeit jedoch kaum ein.

Die Auswirkungen einer simultanen Reduktion der E-Moduli der Bewehrungen sowie der Verbundeigenschaften auf die resultierenden Spannstahlspannungen sind in Abbildung 5.21 dargestellt. Die Spannstahlspannung für das ungeschädigte System (grün) dient erneut als Referenz zur Spannung resultierend aus ausschließlichem Korrosionsabtrag (blau) sowie zur Spannung bei gleichzeitiger Reduktion der Steifigkeit und des Verbundes (rot).

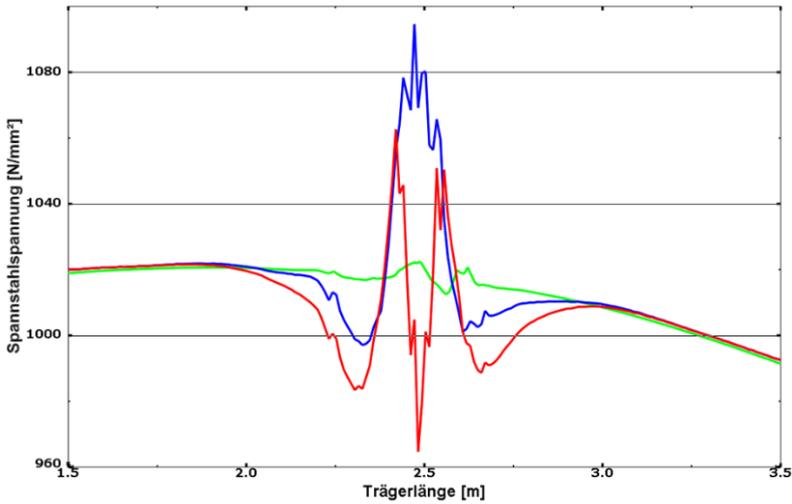


Abb. 5.21: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge korrosionsbedingter Reduktion des E-Moduls der Bewehrungen sowie des Verbunds der Spannbewehrung

Aufgrund des linearen Systemverhaltens unter 1,0-facher Verkehrslast führt eine simultane Reduktion der E-Moduli der Bewehrungen sowie der Verbundeigenschaften gemäß dem Superpositionsgesetz auf eine Überlagerung der jeweiligen Spannungsänderungen, sodass sich die resultierende Systemantwort aus den Systemantworten einer Reduktion der Steifigkeiten gemäß Abbildung 5.19 sowie einer Reduktion des Verbundes gemäß Abbildung 5.20 ergibt.

Die Beton- und Betonstahlspannungen unter Reduktion der Steifigkeiten der Bewehrungen, unter Reduktion des Verbunds sowie deren Überlagerung ergeben sich gemäß Tabelle 5.11.

Tab. 5.11: Beton- und Betonstahlspannungen infolge korrosionsbedingter Reduktion des E-Moduls der Bewehrungen sowie des Verbunds der Spannbewehrung

Bauteil- spannungen <i>Lastfall bzw. Schädigung</i>	Beton		Betonstahl	
	<i>oben</i>	<i>unten</i>	<i>oben</i>	<i>unten</i>
30 mm Abtrag unter Verkehr	- 12,57	+ 0,80	- 63,14	- 0,58
zus. Reduktion der E-Moduli	- 12,66	+ 1,01	- 63,65	+ 4,42
zus. Reduktion des Verbunds	- 12,62	- 0,02	- 63,41	- 2,08
Überlagerung der Reduktionen	- 12,70	+ 0,35	- 63,85	+ 1,42

Letztlich werden die Auswirkungen mehrerer Korrosionsmuldenausbildungen untersucht. Da die Chloridkonzentration am Spannglied lokal stark variieren kann, ist es höchst wahrscheinlich, dass sich mehrere, beieinanderliegende Korrosionsschädigungen ausbilden. Dazu werden drei Korrosionsmulden mit gleichem Abtrag von 30 mm modelliert.

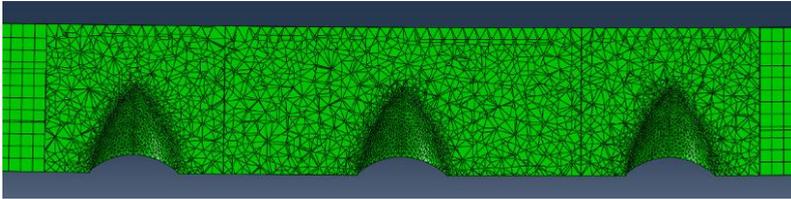


Abb. 5.22: Ausschnitt des FE-Modells mit verstärkter Ausbildung von Korrosionsschädigungen im Spannglied

Die Auswirkungen einer vermehrten Korrosionsmuldenausbildung auf die resultierenden Spannstahlspannungen sind in Abbildung 5.23 dargestellt. Die Spannstahlspannung für das ungeschädigte System (grün) dient als Referenz zur Spannung resultierend aus einer Korrosionsmuldenausbildung (blau) sowie zur Spannung bei vermehrter Korrosionsmuldenausbildung (rot).

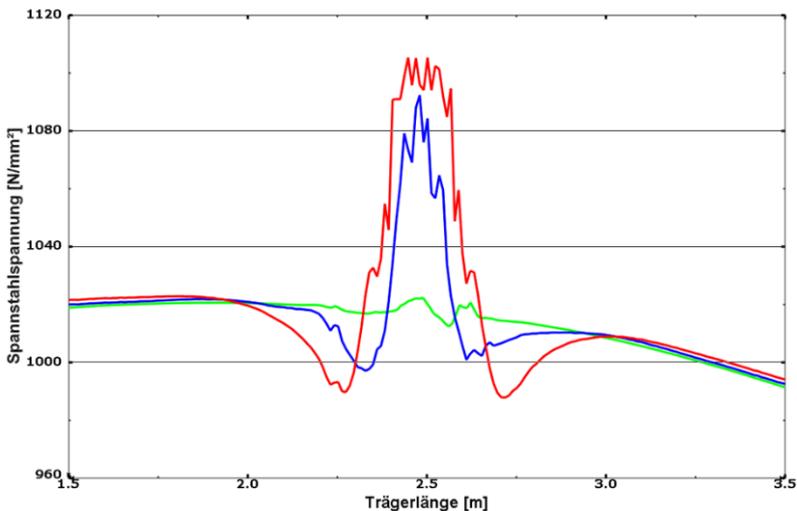


Abb. 5.23: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge vermehrter Korrosionsmuldenausbildung

Infolge der eng beieinanderliegenden Korrosionsmulden breiten sich die Zugspannungstrajektorien im Spannstahl zwischen den Mulden nicht über den gesamten Querschnitt aus, sondern verlaufen auch in nicht von einer Korrosion betroffenen Bereichen zwischen den Mulden parallel zueinander. Aufgrund des vergrößerten Bereichs mit erhöhten Spannungen und damit Dehnungen ist ein erhöhtes Nachrutschen des Spannglieds in Richtung der Verankerungen möglich, sodass die Vorspannung außerhalb des von Korrosion betroffenen Bereichs zusätzlich reduziert wird.

Naturgemäß kann sich eine Vielzahl unterschiedlicher Korrosionsausbildungen einstellen, welche sich hinsichtlich der Anzahl an Mulden sowie deren Abtragstiefen unterscheiden.

Die Beton- und Betonstahlspannungen unter vermehrter Korrosionsmuldenausbildung im Spannglied ergeben sich gemäß Tabelle 5.12.

Tab. 5.12: Beton- und Betonstahlspannungen infolge vermehrter Korrosionsmuldenausbildung im Spannglied

Lastrfall bzw. Schädigung	Bauteilspannungen		Beton		Betonstahl	
	<i>oben</i>	<i>unten</i>	<i>oben</i>	<i>unten</i>	<i>oben</i>	<i>unten</i>
<i>eine Korrosionsmulde</i>	- 12,57	+ 0,80	- 63,14	- 0,58		
<i>drei Korrosionsmulden</i>	- 12,47	+ 0,47	- 66,15	- 2,00		

Die Untersuchung des Systemverhaltens unter Korrosionseinwirkung zeigt auf, dass eine diskrete Modellierung lokal einwirkender Schädigungen hinsichtlich einer genauen Bestimmung resultierender Auswirkungen unabdingbar ist, da sich diese ebenfalls lokal einstellen und unter fortschreitender Schädigung aufgrund derer lokalen Beschränkung zunehmend stark ausgeprägt sind.

Die Kenntnis über lokale Schädigungsauswirkungen auf das Systemverhalten ermöglicht anhand an Außenseiten messbarer Beanspruchungen des Betons die Bestimmung des Ortes, des Einflussbereichs und ggf. des Schweregrades einer Korrosionsschädigung der Spannbewehrung bestehender Bauwerke und erlaubt, festgestellte Schäden durch Instandsetzungsmaßnahmen zu beseitigen oder durch Verstärkungsmaßnahmen zu kompensieren.

Hinsichtlich einer Bemessung von Neubauwerken könnten mittels einer umfangreicheren Untersuchung von Korrosionsschädigungen an Spanngliedern durch Bereitstellung von Spannungskonzentrationsfaktoren in Abhängigkeit des Spannglieddurchmessers, der Korrosionstiefe und der Verkehrsmenge die sich im Spannstahl unter Schädigungseinwirkung einstellenden Beanspruchungen abgeschätzt und normativ verankerten Grenzzuständen gegenübergestellt werden, um die Bewehrung entsprechend der prognostizierten Korrosionseinwirkung zu bemessen und die Gebrauchstauglichkeit der Brückenbauwerke und somit gleichsam deren Dauerhaftigkeit sicherzustellen.

5.3 Simulation von Ermüdungsschädigungen

Zyklische Beanspruchung verursacht stets Versetzungsbewegungen im Atomgitter metallischer Werkstoffe. Diese haben bei Akkumulation lokale Spannungskonzentrationen und somit eine Ausbildung von plastischen Bereichen, Gleitbändern und Mikrorissen zur Folge und führen letztlich zum Versagen des Materials. Diese Veränderung der inneren Struktur entspricht einer Schädigung, da die Werkstoffe dabei eine Herabsetzung ihrer Eigenschaften erfahren. Zyklische Beanspruchung des Betons verursacht infolge der Zusammensetzung aus verschiedenen Phasen und des spröden Materialverhaltens zunächst Mikrorisse, welche sich unter fortschreitender Beanspruchung zu Makrorissen vereinigen und die Eigenschaften des Werkstoffs ebenfalls negativ beeinflussen. Gleiches gilt für den Verbund zwischen Bewehrung und Beton.

In der Norm enthaltene Verfahren zur Überprüfung der Ermüdungssicherheit erlauben anhand der Berücksichtigung verschiedener Einwirkungen über Tagesganglinien, vergangener und zukünftiger Verkehrsentwicklungen, nichtlinearer Spannungsentwicklung bei Rissbildung, unterschiedlicher Widerstände der Materialien je nach Bauteilbildung, unterschiedlicher Verbundverhalten der Bewehrungen sowie gestaffelter Nachweisführungen mit darin enthaltenen zunehmend detaillierteren Lastmodellen eine Vielzahl an Möglichkeiten hinsichtlich einer möglichst genauen Nachbildung realer Ermüdungsvorgänge. Eine Berücksichtigung der zeitlichen Veränderung der Materialeigenschaften ist in den Verfahren zur Überprüfung der Ermüdungssicherheit jedoch nicht enthalten, denn die aus einer Überfahrt eines Lastkollektivs ermittelten Spannungsschwingbreiten werden über die Nutzungsdauer des Bauwerks als gleichbleibend behandelt. Eine Berücksichtigung der infolge zyklischer Beanspruchung veränderten Materialeigenschaften beeinflusst jedoch die Höhe der resultierenden Spannungsschwingbreiten und damit die entstandenen Teilschädigungen und ermöglicht somit auch eine Berücksichtigung von Reihenfolgeeffekten unterschiedlich hoher Beanspruchungen auf die Lebensdauer.

Eine genauere Quantifizierung der entstandenen Ermüdungsschädigung und eine wirklichkeitsnähere Ableitung der Restnutzungsdauer sind somit nur über die zusätzliche Berücksichtigung der Evolution der Materialeigenschaften in Abhängigkeit der einwirkenden Ermüdungsbeanspruchung möglich.

5.3.1 Systemverhalten unter ermüdungsbedingten Materialschädigungen

Da sich ein Versagen infolge von Ermüdung durch Akkumulation kleinster Teilschädigungen ergibt und die in den Materialien auftretenden Spannungen deutlich unter deren statischen Festigkeit liegen, hat eine Reduktion der Streckgrenze und Zugfestigkeit der Bewehrungen sowie der Druckfestigkeit des Betons kaum Einfluss auf die Ermüdungslebensdauer. Eine

Schädigung infolge zyklischer Beanspruchung wird stattdessen in Form einer Abnahme der E-Moduli und der Verbundsteifigkeit berücksichtigt. Bevor auf die tatsächliche Evaluation der Materialeigenschaften genauer eingegangen wird, werden die Eigenschaften der verwendeten Materialien zunächst schrittweise und jeweils einzeln reduziert, um die Gesetzmäßigkeiten der Spannungsentwicklung bzw. -umlagerung unter zunehmender Belastung zu untersuchen und den Einfluss einer Schädigung der einzelnen Materialien bei der Bestimmung der Lebensdauer zu quantifizieren. Die E-Moduli der Baustoffe werden dazu in 10%-Schritten sowie die Verbundeigenschaften auf mäßigen bzw. keinen Verbund reduziert und die resultierenden Spannungsentwicklungen in den Materialien unter zunehmender Verkehrsbeanspruchung an der maßgebenden Bemessungsstelle in Trägermitte ausgewertet. Dazu werden numerisch Spannungs-Einwirkungs-Diagramme erstellt, indem die Spannung in einem bestimmten finiten Element des Spannglieds aufgezeichnet und über die Zeit bzw. die aufgetragene Last aufgetragen wird. Ein Spannungs-Einwirkungs-Diagramm kann dabei für jedes Material an jeder beliebigen Stelle des modellierten Trägers erstellt werden und gibt die Spannungsentwicklung an der betrachteten Stelle über die Dauer der Lastaufbringung wieder.

Die Spannungs-Einwirkungs-Linien aller Baustoffe entwickeln sich unter geringer Beanspruchung linear, solange lineares Systemverhalten vorliegt. Bei weiterer Beanspruchung wird unter ca. 1,5-facher Verkehrslast die Betonzugfestigkeit erreicht und es bilden sich erste Risse in der Zugzone aus, bis unter ca. 2,2-facher Verkehrslast das in der Betonarbeitslinie definierte *tension stiffening* überschritten ist und sich ein abgeschlossenes Rissbild im Träger einstellt. Die Spannungs-Einwirkungs-Linien sind aufgrund des Übergangs in den gerissenen Zustand nichtlinear. Wird die Beanspruchung weiter gesteigert, findet eine Kraftübertragung in der Zugzone lediglich über die Bewehrung statt. Aufgrund des linearen Materialverhaltens bis zum Fließbeginn des Stahls sind die Spannungs-Einwirkungs-Linien erneut linear, infolge der reduzierten Systemsteifigkeit jedoch deutlich steiler.

Eine Reduktion des E-Moduls des Spannstahls bewirkt unter keiner oder nur geringer Verkehrslast einen Rückgang der Spannung im Spannstahl resultierend aus der Vorspannung des Trägers, welcher sich proportional zur Reduktion des E-Moduls verhält. Unter linearem Systemverhalten ist die Spannungsentwicklung unter zunehmender Belastung weiterhin linear und die Spannungs-Einwirkungs-Linien verlaufen parallel. Infolge der geringeren Systemtragfähigkeit bei Reduktion des E-Moduls des Spannstahls geht das System jedoch früher in den gerissenen Zustand über, sodass der nichtlineare Übergangsbereich der Spannungs-Einwirkungs-Linien bei Rissbildung nach links verschoben und damit der lineare Bereich nach abgeschlossenem Rissbild vergrößert wird. Infolge reduzierter Systemsteifigkeit, aber gleichbleibender Belastung steigen die Spannungen nach Rissbildung unter zunehmender Schädigung stärker an und erhöhen die Steigung der Spannungs-Einwirkungs-Linien. Die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und Reduktion dessen E-Moduls ist Abbildung 5.24 zu entnehmen.

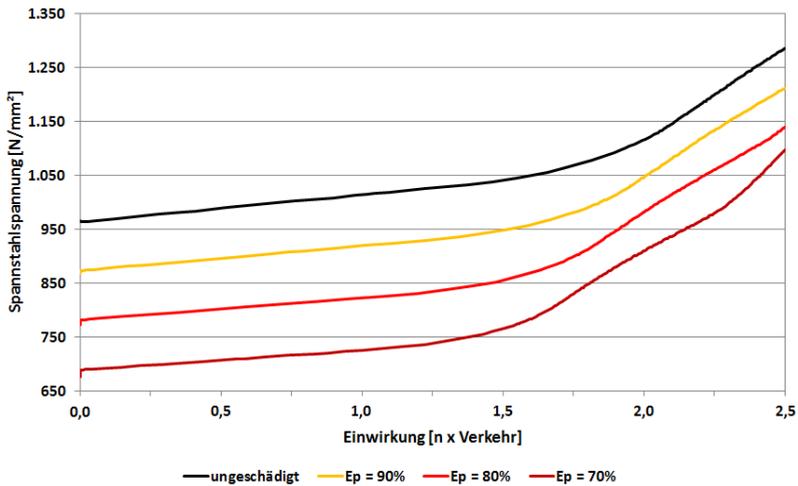


Abb. 5.24: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Spannstahl-E-Moduls

Entzieht sich der Spannstahl aufgrund dessen abnehmender Steifigkeit zunehmend dem Lastabtrag, findet eine Spannungsumlagerung in die restlichen Baustoffe statt. Deren Spannungsentwicklung unter zunehmender Belastung folgt dabei denselben Gesetzmäßigkeiten wie denen des Spannstahls. Unter linearem Systemverhalten sind die Spannungserhöhungen im Betonstahl und Beton gering. Unter zunehmender Spannstahlschädigung resultieren mit einsetzender Rissbildung jedoch zunehmende Betonstahlzug- und Betondruckspannungen. Unter 2,5-facher Verkehrslast und einem Steifigkeitsabfall im Spannstahl auf 80% beginnt die Betonstahlbewehrung zu fließen. Für diesem Zustand verliert das in ABAQUS implementierte *CDP*-Modell an Genauigkeit und generiert Spannungen im Beton, welche den definierten Wert der Betondruckfestigkeit aufgrund der überproportionalen Entwicklung der Betonstahldehnungen überschreiten. Bis zum Erreichen der Fließgrenze des Betonstahls führt das *CDP*-Modell gemäß Kapitel 5.1.2 *Systemantwort unter Einwirkungen* jedoch auf gute Näherungen. Die Spannungsentwicklungen im Betonstahl und Beton unter zunehmender Last und Reduktion des E-Moduls des Spannstahls sind Abbildung 5.25 und Abbildung 5.26 zu entnehmen.

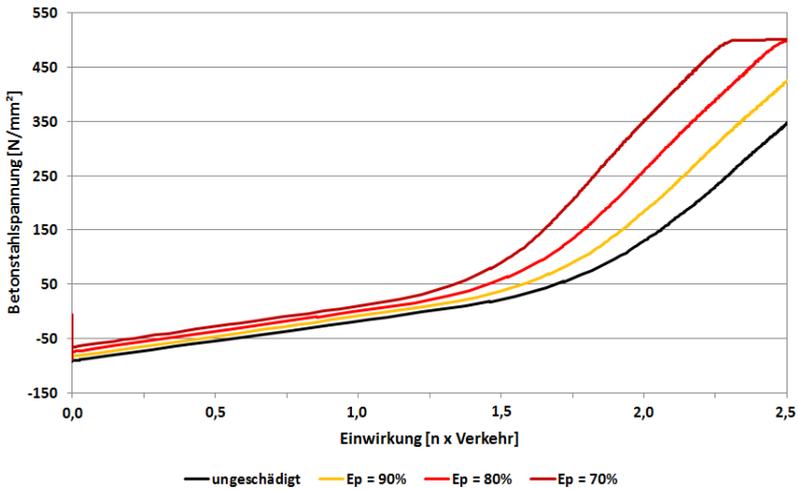


Abb. 5.25: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Betonstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Spannstahl-E-Moduls

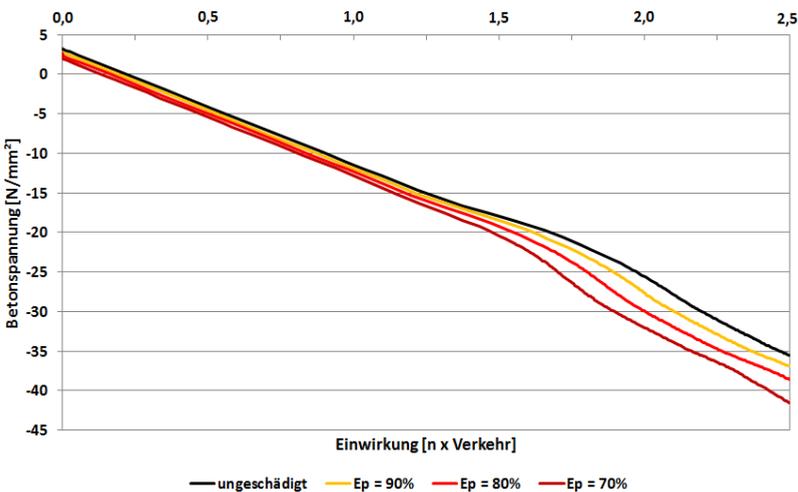


Abb. 5.26: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Beton unter zunehmender Last und Reduktion des Spannstahl-E-Moduls

Die Auswirkungen einer Reduktion des E-Moduls des Betonstahls bzw. des Betons auf deren Spannungsentwicklung bzw. die Spannungsumlagerungen in die restlichen Werkstoffe unter Steigerung der Beanspruchung gehorchen denselben Gesetzmäßigkeiten wie die Auswirkungen einer Reduktion des E-Moduls des Spannstahls und sind Anhang C zu entnehmen.

Spannstahl weist gegenüber Betonstahl generell geringere Verbundeigenschaften auf. Aufgrund ggf. unverpresster Bereiche, tiefer Temperaturen beim Verpressen oder der Ausbildung von Rissen beim nachträglichen Erhärten sind die tatsächlich vorliegenden Verbundsteifigkeiten zusätzlich reduziert. Die vorhandene Verbundwirkung beeinflusst jedoch die Beteiligung der Bewehrung am Lastabtrag maßgeblich. Liegt eine geringere Verbundwirkung vor als angenommen, werden die verwendeten Baustoffe anders zum Lastabtrag herangezogen mit der Folge entsprechend veränderter Spannungsentwicklungen und -umlagerungen. Für eine möglichst genaue Bestimmung der Lebensdauer muss daher die tatsächlich vorliegende Verbundwirkung abgeschätzt und bspw. über eine entsprechende Anpassung der Verbundsteifigkeit in der numerischen Simulation berücksichtigt werden, da die daraus resultierenden Spannungsänderungen zu veränderten Schädigungsentwicklungen in den Baustoffen führen.

Unter Steigerung der Verkehrslast kann der Spannstahl je nach vorliegenden Verbundeigenschaften nur anteilig zum Lastabtrag aktiviert werden, sodass die Spannungs-Einwirkungs-Linien des Spannstahls für zunehmend schlechtere Verbundbedingungen entsprechend zunehmend flacher verlaufen. Ein als „mäßig“ definierter Verbund liegt in der numerischen Simulation entsprechend zwischen den Extremen eines idealen und keines Verbundes. Die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und Reduktion der Verbundwirkung ist Abbildung 5.27 zu entnehmen.

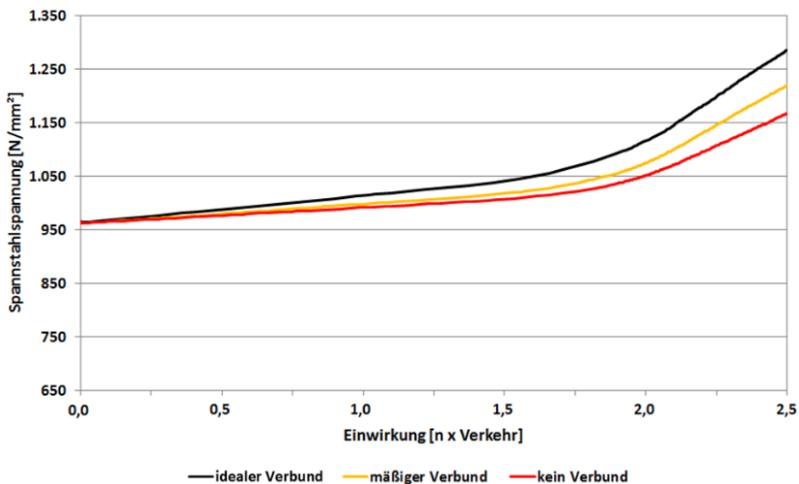


Abb. 5.27: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und Reduktion der Verbundsteifigkeit

Die Auswirkungen einer Reduktion der Verbundeigenschaften des Spannstahls auf die Spannungsumlagerungen in den Betonstahl und den Beton unter Steigerung der Beanspruchung gehorchen derselben Gesetzmäßigkeiten und sind Anhang D zu entnehmen.

Da sowohl die Menge und Beanspruchung des Betonstahls als auch die Steifigkeit und Beanspruchung des Betons deutlich geringer sind als die des Spannstahls und der Fokus auf dessen Schädigungseinfluss auf das System liegt, werden minderbedeutsame Einflüsse einer entstandenen Ermüdungsschädigung des Betonstahls und des Betons auf die Lebensdauer im Weiteren zunächst nicht berücksichtigt.

5.3.2 Bestimmung der Lebensdauer unter Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen

In Kapitel 5.1.1 *System und Idealisierung* wurde das Konzept zur Modellierung von Degradationen erläutert, welches die tatsächliche zeitabhängige Evolution von Schädigungen über eine Aneinanderreihung konstanter zeitunabhängiger Verhaltensintervalle approximiert, wobei die Anzahl an Intervallen je nach erforderlicher Genauigkeit variiert werden kann. Zur Untersuchung des Systemverhaltens unter ermüdungsbedingten Materialschädigungen wird das Konzept, welches bei der Simulation von Korrosionsschädigungen angewandt wurde, bei welchem für ein folgendes Schädigungsintervall ein neuer Gleichgewichtszustand gefunden werden muss, welcher auf dem vorherigen Schädigungsintervall basiert und mit dem zusätzlich simulierten Abtrag korrespondiert, beibehalten. Dazu wird innerhalb eines Intervalls eine bestimmte Anzahl an Überfahrten zusammengefasst und eine resultierende Schädigung ermittelt. In Abhängigkeit der aus zyklischer Beanspruchung entstandenen Materialschädigungen werden die Materialeigenschaften zu Beginn des nächsten Intervalls aktualisiert und in einer neuen Berechnung ein entsprechender Gleichgewichtszustand des Systems für die simulierte Schädigung ermittelt.

Die Ermüdungseinwirkung auf ein Tragwerk ist von der Grundbeanspruchung, der Höhe ermüdungsverursachender Einwirkungen und der Anzahl derer Überfahrten sowie der Systemsteifigkeit abhängig. Die Ermüdungsbeanspruchung kann anhand von Spannungs-Einwirkungs-Linien der Baustoffe abgeleitet und in Form resultierender Spannungsschwingbreiten quantifiziert werden. Infolge des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen einwirkender Beanspruchung und resultierenden Spannungen in den verwendeten Baustoffen bei Rissbildung verursacht ein Vorhandensein von sowohl einer hohen Grundbeanspruchung als auch einer hohen Wechselbeanspruchung entsprechend hohe Spannungsschwingbreiten in den Baustoffen, welche innerhalb der planmäßigen Nutzungsdauer millionenfach auftreten kann.

Der Ermüdungswiderstand eines Tragwerks ist von den verwendeten Baustoffen und den Bauteilausbildungen abhängig. Der Ermüdungswiderstand kann anhand von baustoff- und bauteilausbildungsspezifischen Wöhlerlinien abgeleitet und in Form ertragbarer Lastwechselzahlen bis zum Bruch der Materialien quantifiziert werden.

Durch Gegenüberstellung der auftretenden und ertragbaren Lastwechselzahlen für die einwirkenden Spannungsschwingbreiten werden Einwirkung und Widerstand miteinander verknüpft und daraus resultierende Teilschädigungen abgeleitet. Dabei können so lange beliebig viele

oder hohe Spannungsschwingbreiten ertragen werden, bis die Akkumulation aller Teilschädigungen eine Grenzschädigung erreicht, welche nach den Ermüdungswiderständen nach Wöhler ein Ermüdungsversagen definiert. Durch die weitere Verknüpfung des Erreichens der Grenzschädigung mit zu erwartenden ermüdungsverursachenden Überfahrten pro Jahr kann letztlich der Zeitpunkt eines Bauteilversagens bestimmt werden.

Versuche an sowohl Betonstahl- als auch Betonproben zeigen, dass die Einhüllende aus Spannungs-Dehnungs-Beziehungen beliebig zyklischer Belastungen der Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter monotoner Belastung entspricht [32]. Dabei nehmen aufgrund der Entfestigung der Baustoffe durch Versetzungsbewegungen oder Mikrorissbildung die Materialeigenschaften bei jedem Zyklus innerhalb der Umhüllenden ab. Diese Abnahme der Steifigkeit und Festigkeit bei Ent- und Wiederbelastung stellt dabei eine Schädigung dar. Die fortschreitende Steifigkeitsabnahme der Materialien unter zyklischer Beanspruchung führt zu einer geringeren Systemtragfähigkeit und damit zu einem früheren Übergang des Systems in den gerissenen Zustand. Gemäß Kapitel 5.3.1 *Systemverhalten unter ermüdungsbedingten Materialschädigungen* führt der frühere Rissbildungszustand zu einer Vergrößerung des linearen Bereichs sowie einem Anstieg der Spannungen in den Spannungs-Einwirkungs-Linien nach abgeschlossenem Rissbild. Eine bestimmte Grund- und Wechselbeanspruchung führt unter Beachtung der Steifigkeitsabnahme der Materialien und damit des Systems zu zunehmenden Spannungsschwingbreiten in den Materialien und erhöht trotz gleichbleibender Belastung stetig die Ermüdungseinwirkung auf das System. Die erhöhten Spannungsschwingbreiten führen bei Gegenüberstellung mit den Materialwiderständen der Wöhlerlinien zu geringeren Bruchlastspielzahlen und damit höheren Teilschädigungen und letztlich einer Verkürzung der Lebensdauer.

Da sich Ermüdungsschädigungen hauptsächlich unter Gebrauchslastniveau einstellen und zyklische Beanspruchungen bis an die Materialfestigkeiten kaum auftreten, wird im Weiteren lediglich eine Reduktion der Steifigkeiten auf die Ermüdungslebensdauer untersucht. Die in Kapitel 5.3.1 *Systemverhalten unter ermüdungsbedingten Materialschädigungen* untersuchten schrittweisen Reduktionen der Materialsteifigkeiten folgen in Realität einer zeitlich veränderlichen, stetigen Entwicklung. Diese orientiert sich an der für jedes Material spezifischen Ausbildung und Ausbreitung von Rissen im Materialgefüge unter zyklischer Beanspruchung.

Peerlings [49] wählt zur besseren Abbildung der in Versuchen beobachteten Schädigungsevolution für Beton- und Spannstähle einen nichtlinearen Ansatz zur Ableitung einer skalaren Schädigungsvariablen d_s^{fat} in Abhängigkeit der bezogenen Lastwechselzahl gemäß Gleichung 5.1.

$$d_s^{fat} = -\frac{1}{g_s} \cdot \ln \left[1 - (1 - e^{-g_s}) \cdot \sum_{i=1}^m \frac{n(\Delta\sigma_{s,i})}{N(\Delta\sigma_{s,i})} \right] \quad (5.1)$$

Eine Variation von \mathcal{G}_s führt nach *Peerlings* bei einem Wert von 10 zu einer guten Übereinstimmung zwischen tatsächlicher und abgeleiteter Schädigung. Die Entwicklung der Schädigungsvariable über die bezogene Lastwechselzahl folgt dabei der Risstiefenentwicklung in Stahlwerkstoffen. Unter fortschreitender Schädigung reduziert sich die Steifigkeit in Abhängigkeit der Schädigungsvariablen gemäß Gleichung 5.2.

$$E_s = E_s^0 \cdot (1 - d_s^{fat}) \tag{5.2}$$

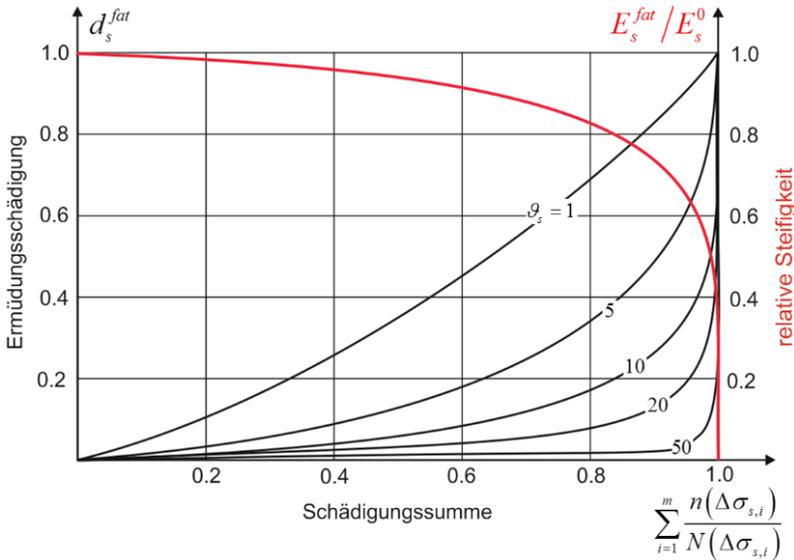


Abb. 5.28: Entwicklung der Schädigungsvariable sowie der relativen Steifigkeit von Beton- und Spannstahl in Abhängigkeit der bezogenen Lastwechselzahl [3] (modifiziert)

In Versuchen an Betonprüfkörpern unter zyklischer Beanspruchung ermittelte Dehnungsverläufe weisen als Folge des stattfindenden Schädigungsprozesses eine charakteristische S-Form auf. Bis ca. 20% der ertragbaren Lastwechsel findet infolge starken Mikrorisswachstums eine große Dehnungszunahme statt. Zwischen ca. 20%-80% der ertragbaren Lastwechsel ist die Dehnungszunahme aufgrund stabilen Risswachstums gering und annähernd linear. Ab ca. 80% ertragbarer Lastwechsel kommt es infolge des Zusammenschlusses von Mikrorissen zu einem instabilen Risswachstum und einer überproportionalen Dehnungszunahme. Diese Dehnungszunahmen des Betons gehen mit einer Abnahme der Probesteifigkeit einher. *Holmen* [38] beschreibt die Veränderung der Betonsteifigkeit über den Sekantenmodul der gemessenen minimalen und maximalen Dehnungen. Dieser kann jedoch nur näherungsweise für die Entwicklung der Steifigkeit unter zyklischer Beanspruchung herangezogen werden, da die in den Versuchen aufgebrauchten Oberspannungen das Gebrauchslastniveau von Brückenbau-

werken deutlich überschreiten und die Belastungsgeschwindigkeit der Versuche weit über durch Verkehr verursachte Belastungsgeschwindigkeiten liegt. Darüber hinaus zeigt sich für Beton unter Druckbeanspruchung im Vergleich zu metallischen Werkstoffen eine deutliche Abhängigkeit der ertragbaren Lastwechselzahl von der Mittelspannung. Auffällig ist, dass bei kleineren Oberspannungen der Sekantenmodul im Bereich der ersten 20% der ertragbaren Lastwechsel stärker abfällt als für höhere Oberspannungsniveaus, dafür jedoch bis ca. 80% der ertragbaren Lastwechsel kaum eine weitere Abnahme des Sekantenmoduls vorliegt.

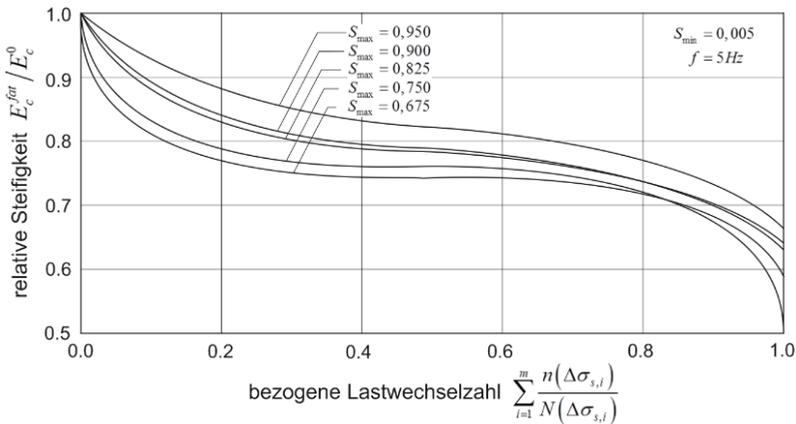


Abb. 5.29: Entwicklung der relativen Steifigkeit von Beton für unterschiedlich hohe Oberspannungsniveaus in Abhängigkeit der bezogenen Lastwechselzahl [38]

Anhand der innerhalb eines Intervalls aus Ermüdungseinwirkung resultierenden Spannungsschwingbreiten und Lastwechselzahlen können durch Gegenüberstellung mit Ermüdungswiderständen resultierende Teilschädigungen ermittelt und die Materialsteifigkeiten gemäß *Peerlings* bzw. *Holmen* aktualisiert werden. Weist daraufhin das System bei Berechnung der Spannungsschwingbreiten für das folgende Intervall reduzierte Materialsteifigkeiten auf, folgen aus der geringeren Systemsteifigkeit höhere Ausnutzungen der Werkstoffe und damit erhöhte Spannungsschwingbreiten. Diese führen bei erneuter Gegenüberstellung mit Ermüdungswiderständen auf größere Teilschädigungen, welche wiederum eine stärkere Reduktion der Materialsteifigkeiten zur Folge haben. Erreicht die Akkumulation der Teilschädigungen die Grenzschädigung, versagt das betroffene Bauteil definitionsgemäß infolge eines Ermüdungsbruchs.

Abbildung 5.30 stellt das infolge der Berücksichtigung von Materialschädigungen iterative Vorgehen zur Bestimmung der Lebensdauer grafisch dar.

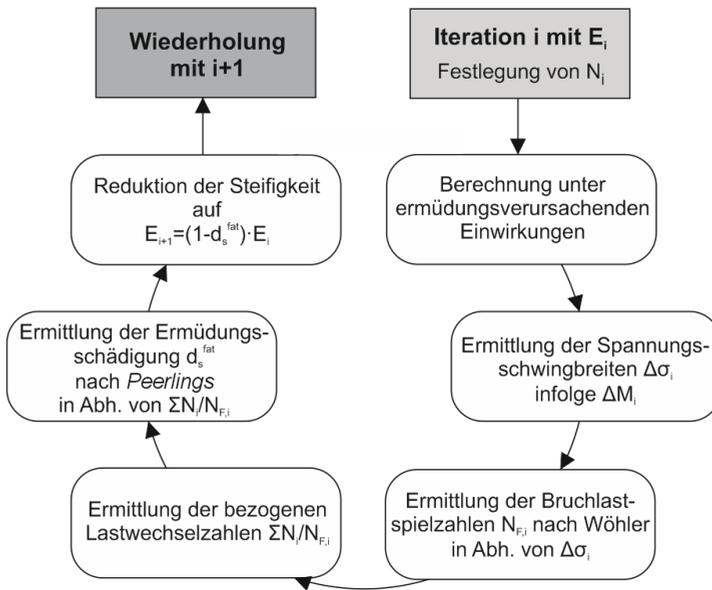


Abb. 5.30: Ablaufschema der iterativen Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen bei der Bestimmung der Lebensdauer

Durch Berücksichtigung von Materialschädigung bei der Bestimmung der Systemantwort kommt es einerseits generell zu einer sukzessiven Verkürzung der Lebensdauer, andererseits hat die Reihenfolge der Aufbringung von Einwirkungen Einfluss auf die abgeschätzte Lebensdauer. Ohne Berücksichtigung von Materialschädigungen ist die Reihenfolge der Lastaufbringung irrelevant, da sich in Abhängigkeit der Höhe der Einwirkungen und deren Lastwechselzahlen immer dieselben Teilschädigungen ergeben. Bei Berücksichtigung von Materialschädigungen reduziert eine große Einwirkung mit hoher Lastwechselzahl die Materialeigenschaften jedoch derart, dass eine anschließende kleine Einwirkung mit geringer Lastwechselzahl infolge der resultierenden Spannungsschwingbreite einen nennenswerten Beitrag zur Gesamtschädigung verursachen kann.

Verkehr setzt sich aus einer Vielzahl unterschiedlicher Lastkraftwagen mit unterschiedlichen Beladungen zusammen, sodass jede auftretende Spannungsschwingbreite in den Materialien unterschiedlich hoch ist. Eine kontinuierliche Anpassung der aus jeder Fahrzeugüberfahrt entstandenen Materialschädigung ist daher nicht möglich, da sonst die Anzahl an Iterationen gegen die Anzahl an Überfahrten während der Lebensdauer streben würde. Ermüdungsverursachende Einwirkungen müssen stattdessen analog zum normativen Konzept durch eine begrenzte Anzahl an Ersatzfahrzeugen abgebildet werden. Dazu wird vereinfacht eine einzige ermüdungsverursachende Einwirkung mit einer festgelegten Lastwechselzahl in einem Intervall zusammengefasst.

Die in der Norm enthaltenen Ermüdungslastmodelle sehen fiktive Ersatzfahrzeuge vor, welche das Tragwerk als Wanderlast einzeln befahren. Für bestimmte momentane Laststellungen ergeben sich an den Bemessungsstellen des Tragwerks die maßgebenden Ermüdungsbeanspruchungen. Für den zur Untersuchung von Degradationen modellierten Einfeldträger ergibt sich die Form der Umhüllenden der Biegemomente zu einer Parabel. Da sich diese Momentenparabel ebenfalls unter gleichmäßig verteilter Flächenlast einstellt und somit in jedem Querschnitt dieselbe Beanspruchungsschwingbreite generiert wird, kann die schädigungsverursachende Belastung in der numerischen Berechnung entsprechend ersetzt werden.

Innerhalb eines Intervalls sind die Materialeigenschaften konstant, sodass jede Überfahrt einer ermüdungsverursachenden Einwirkung innerhalb dieses Intervalls auf dieselbe Spannungsschwingbreite führt. Eine zyklische Last, welche n -mal auf das Tragwerk einwirkt, kann in der numerischen Berechnung somit durch eine statische Last ersetzt werden, deren Lastwechselzahl n beträgt.

Die Höhe einwirkender Spannungsschwingbreiten hat maßgeblichen Einfluss auf die Lebensdauer eines Tragwerks. Infolge der exponentiellen Zunahme ertragbarer Lastwechselzahlen für abnehmende Spannungsschwingbreiten gemäß den Wöhlerlinien reduzieren sich die aus Ermüdungseinwirkungen resultierenden Teilschädigungen beträchtlich. Da sich für den modellierten Einfeldträger eine parabelförmige Spannungsverteilung aus äußerer Belastung über die Bauteillänge einstellt, liegen an jeder Stelle im Längssystem verschiedene Spannungen und Spannungsschwingbreiten vor. Zur genaueren Berücksichtigung der aus diesen Spannungsschwingbreiten resultierenden Schädigungseinflüssen auf die Lebensdauer muss der Träger in Abschnitte unterteilt werden, um je nach vorliegender Spannungsschwingbreite eine für jeden Abschnitt individuelle Teilschädigung ermitteln und eine entsprechende Steifigkeitsabnahme der Materialien vornehmen zu können. Die Genauigkeit der Steifigkeitsanpassungen über die Trägerlänge kann dabei über die Anzahl an Abschnitten festgelegt werden. Zur Anpassung der Steifigkeit des Spannstahls an die entstandene Ermüdungsschädigung wird das Spannglied in eine Anzahl von neun Abschnitten mit einer gleichmäßigen Verteilung über die Bauteillänge unterteilt. Zwar stellt die Trägermitte mit der größten Spannungsschwingbreite die maßgebende Stelle hinsichtlich eines Ermüdungsversagens dar, allerdings werden die sich dort einstellenden Spannungsschwingbreiten durch das Tragverhalten des Gesamtsystems beeinflusst und nehmen durch geringere Schädigungen und damit einer höheren verbleibenden Steifigkeit außerhalb der Trägermitte entsprechend langsamer zu.

5.3.3 Einflussfaktoren auf die Ermüdungslebensdauer

Die Höhe der aus Überfahrten resultierenden Ermüdungsschädigungen wird von den einwirkenden Spannungsschwingbreiten, den auftretenden Lastwechselzahlen und den Ermüdungswiderständen der Materialien bestimmt. Aufgrund des iterativen Konzepts zur Berücksichtigung von Ermüdungsschädigungen und der idealisierten Modellierung tatsächlicher Bedingungen in numerischen Simulationen kommen weitere Einflussfaktoren wie die Häufigkeit der

Aktualisierung der Materialeigenschaften oder der Feinheitgrad bei der Berücksichtigung lokal unterschiedlicher Schädigungen ergänzend hinzu. Im Folgenden werden daher alle möglichen Einflussfaktoren auf die Ermüdungslebensdauer von Tragwerken auf deren Relevanz hin untersucht.

Für die Untersuchung des Systemverhaltens unter Ermüdungsschädigung werden Einwirkungsschwingbreiten zwischen den zur Untersuchung des Systemverhaltens unter Korrosionsschädigung angesetzten Lasten von 1,0-facher und 2,0-facher Verkehrslast herangezogen. Diese fiktiven Verkehrslasten beinhalten neben regulären Einwirkungen wie Eigengewicht, Temperatur und Stützensenkung auch eine gewisse permanent vorhandene Verkehrsbelastung aus nicht ermüdungsrelevanten PKW-Lasten, um Einflüsse einer Überbeanspruchung infolge des gestiegenen Verkehrsaufkommens auf die Ermüdungslebensdauer durch Erhöhung der Grundbeanspruchung des Systems zu berücksichtigen.

5.3.3.1 Grundbeanspruchung

Für die Höhe der Spannungsschwingbreite ist neben der Höhe der zyklischen Beanspruchung ebenfalls die Höhe der Grundbeanspruchung des Systems entscheidend. Die Grundbeanspruchung bestimmt die Systemauslastung ohne Einwirkung ermüdungsrelevanter Verkehrslasten und damit die Entwicklung der Spannungen bzw. Spannungsschwingbreiten unter zyklischen Lasten infolge des nichtlinearen Anstiegs der Spannstahlspannungen beim Übergang des Systems in den gerissenen Zustand.

Aufgrund der Entwicklung der relativen Steifigkeit von Spannstahl über die Lebensdauer nach *Peerlings*, nach welcher die Steifigkeit für geringe Schädigungssummen nur geringfügig, für hohe Schädigungssummen jedoch stark abnimmt, bleiben die Spannungsschwingbreiten über lange Zeit nahezu konstant und steigen erst bei hohen Schädigungssummen stark an. Ohne Berücksichtigung der Abnahme der Materialeigenschaften infolge von Ermüdungsschädigungen würden die Spannungsschwingbreiten über die gesamte Lebensdauer konstant bleiben.

Abbildung 5.31 stellt die Entwicklung der Spannungsschwingbreite über die Lebensdauer für gleich hohe zyklische Beanspruchungen von 0,6xVerkehr, jedoch unterschiedlich hohe Grundbeanspruchungen von 1,1xVerkehr (blau), 1,2xVerkehr (rot) und 1,3xVerkehr (grün) grafisch dar.

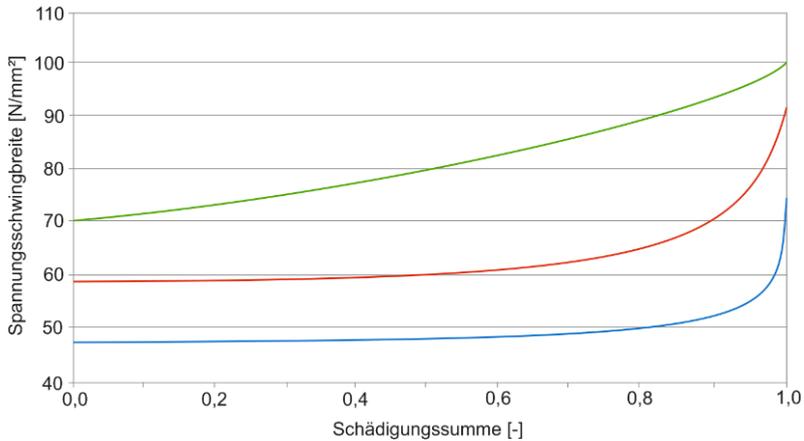


Abb. 5.31: Entwicklung der Spannungsschwingbreite über die Lebensdauer in Abhängigkeit der Grundbeanspruchung des Systems

Es ist zu erkennen, dass je höher die Grundbeanspruchung des Systems ist, umso höher sind die resultierenden Spannungsschwingbreiten und umso früher und stärker nehmen diese über die Lebensdauer zu.

Für zunehmende Grundbeanspruchungen entwickeln sich die aus zyklischen Einwirkungen resultierenden Spannstahlspannungen infolge von Rissbildung verstärkt nichtlinear, sodass trotz gleich hoher zyklischer Einwirkung die resultierenden Spannungsschwingbreiten zunehmen. Folge der zunehmenden Spannungsschwingbreiten sind abnehmende Bruchlastwechselzahlen, welche zu erhöhten Teilschädigungen und auf eine überproportionale Reduktion der Materialsteifigkeit führen und bei Einwirken weiterer Lastkollektive rasch zunehmende Spannungsschwingbreiten nach sich ziehen.

Für die untersuchten Ermüdungseinwirkungen werden 12 Millionen Lastwechsel pro Intervall angesetzt. Diese Lastwechselzahl ergibt sich aus den Annahmen, für ein Brückenbauwerk einer Bundesfernstraße mit hohem Schwerverkehrsanteil liegen 2 Millionen Überfahrten pro Jahr vor und die Anpassung der Materialeigenschaften an die entstandene Schädigung findet im Zyklus der Hauptuntersuchungen alle 6 Jahre statt.

Tabelle 5.13 gibt die Ermüdungslebensdauern in Jahren für die untersuchten Grundbeanspruchungen bei gleich hohen zyklischen Beanspruchungen mit und ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen sowie die prozentuale Reduktion der alternativ ermittelten gegenüber nach Norm bestimmten Lebensdauern an.

Tab. 5.13: Einfluss der Grundbeanspruchung auf die Ermüdungslebensdauer

<i>Beanspruchungs- schwingbreite</i>	<i>1,1-1,7 [xVerkehr]</i>	<i>1,2-1,8 [xVerkehr]</i>	<i>1,3-1,9 [xVerkehr]</i>
<i>Ermüdungs- konzept</i>			
<i>mit Schädigung</i>	<i>953,04</i>	<i>93,18</i>	<i>22,40</i>
<i>ohne Schädigung</i>	<i>2.142,86</i>	<i>174,76</i>	<i>36,86</i>
<i>Verhältnis</i>	<i>44,48</i>	<i>53,32</i>	<i>60,77</i>

Mit zunehmender Grundbeanspruchung nehmen die Ermüdungslebensdauern überproportional ab, da aufgrund der Spannungsentwicklung beim Übergang in den gerissenen Systemzustand zunehmend höhere Teilschädigungen pro Intervall entstehen und die Grenzschädigung zunehmend früher erreicht wird.

Aufgrund der geringen Teilschädigungen bei geringen Grundbeanspruchungen müssen viele Intervalle durchlaufen werden, bis die Ermüdungslebensdauer erreicht ist, sodass die Materialeigenschaften entsprechend häufig aktualisiert werden. Bei hohen Grundbeanspruchungen und wenigen Intervallen nimmt die Häufigkeit der Aktualisierung der Materialeigenschaften entsprechend stark ab. Da die Materialeigenschaften immer zu Beginn des neuen Intervalls an die aus dem letzten Intervall entstandene Schädigung angepasst werden, resultiert aus einer zunehmend geringen Anzahl an Intervallen eine zunehmend unstetigere Aktualisierung der Materialeigenschaften über die Lebensdauer. Je größer die Änderung der Materialeigenschaften zwischen zwei Iterationen ist, umso mehr bleibt die in einer Iteration ermittelte Schädigung hinter der tatsächlichen Schädigung zurück und umso mehr wird die Ermüdungslebensdauer überschätzt.

Für Brückenbauwerke mit einer planmäßigen Nutzungsdauer von 100 Jahren resultiert aus der Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen eine Reduktion der Ermüdungslebensdauer auf ca. die Hälfte der nach Norm bestimmten Ermüdungslebensdauer.

Zum Erreichen der planmäßigen Nutzungsdauer sollte ein Bauwerk so dimensioniert werden, dass die für das System vorliegende Grundbeanspruchung derart gering ist, dass sich die aus der zukünftig zu erwartenden Verkehrsbeanspruchung resultierenden Spannungsschwingbreiten nur in geringem Maß nichtlinear entwickeln und die daraus resultierenden Teilschädigungen ausreichend gering sind, sodass die Schädigungssumme nicht innerhalb der Nutzungsdauer die Grenzschädigung überschreitet.

5.3.3.2 Beanspruchungsschwingbreite

Neben der Höhe der Grundbeanspruchung des Systems beeinflusst die Höhe zyklischer Beanspruchungen die resultierenden Spannungen bzw. Spannungsschwingbreiten maßgeblich.

Tabelle 5.14 gibt die Ermüdungslebensdauern in Jahren für die untersuchten zyklischen Beanspruchungen bei gleich hoher Grundbeanspruchung des Systems mit und ohne Berücksichti-

gung ermüdungsbedingter Materialschädigungen sowie die prozentuale Reduktion der alternativ ermittelten gegenüber nach Norm bestimmten Lebensdauern an. Für die untersuchten Ermüdungseinwirkungen werden erneut 12 Millionen Lastwechsel pro Intervall angesetzt.

Tab. 5.14: Einfluss der Beanspruchungsschwingbreite auf die Ermüdungslebensdauer

Ermüdungs- konzept \ Beanspruchungs- schwingbreite	1,20-1,85 [xVerkehr]	1,20-1,90 [xVerkehr]	1,20-1,95 [xVerkehr]
<i>mit Schädigung</i>	27,62	19,99	12,09
<i>ohne Schädigung</i>	43,23	31,83	20,49
Verhältnis	63,89	62,80	59,00

Analog zum Einfluss der Grundbeanspruchung auf die Lebensdauer gilt, dass je höher die Beanspruchungsschwingbreite aus äußeren Lasten für eine bestimmte Grundbeanspruchung ist, umso stärker geht das System in den gerissenen Zustand über mit der Folge einer nichtlinearen Entwicklung der Spannungen bzw. Spannungsschwingbreiten in den Baustoffen, entsprechend höher sind die resultierenden Teilschädigungen und folglich früher wird die Grenzschädigung und damit die Ermüdungslebensdauer erreicht.

Bei zunehmenden Beanspruchungsschwingbreiten weisen die Verhältnisse der Lebensdauern mit und ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen gegenüber der Gesetzmäßigkeit zur Grundbeanspruchung jedoch abnehmende statt zunehmende Werte auf. Zwar können für geringe Beanspruchungsschwingbreiten mehr Intervalle durchlaufen und die Materialeigenschaften häufiger an die aus zyklischen Beanspruchungen entstandenen Schädigungen angepasst werden als für hohe Beanspruchungsschwingbreiten, allerdings können aufgrund der Höhe der untersuchten Beanspruchungsschwingbreiten generell nur wenige Intervalle bis zum Erreichen der Grenzschädigung aufgebracht und wenige Aktualisierungen der Materialeigenschaften vorgenommen werden, sodass sich die Lebensdauern unter Berücksichtigung von Schädigungen und damit die Verhältniswerte dadurch geringfügiger reduzieren. Stattdessen führen hohe Beanspruchungsschwingbreiten bereits früh in der Nutzungsphase auf hohe Teilschädigungen, welche die Materialeigenschaften und damit den Systemwiderstand stark reduzieren. Bei zunehmenden Beanspruchungsschwingbreiten kommt es somit zu einer stärkeren Abnahme der Lebensdauer bei Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen als ohne diese Berücksichtigung, sodass sich die alternativ ermittelten Lebensdauern zusätzlich verkürzen und die Verhältniswerte verstärkt abnehmen.

Ähnlich der Untersuchung des Einflusses der Grundbeanspruchung auf die Ermüdungslebensdauer mit einer Gesamtbeanspruchung von 1,3x-1,9xVerkehr können bei der Untersuchung des Einflusses der Beanspruchungsschwingbreite infolge der Höhe der Gesamtbeanspruchung nur wenige Intervalle bis zum Erreichen der Grenzschädigung aufgebracht wer-

den. Selbst bei grober Approximation der tatsächlichen Schädigungsevolution des Spannstahls über die Lebensdauer wird die Ermüdungslebensdauer um ca. 40% überschätzt.

Abbildung 5.32 stellt die überproportionale Entwicklung der Ermüdungslebensdauer ohne bzw. mit Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen für zunehmende Beanspruchungsschwingbreiten grafisch dar.

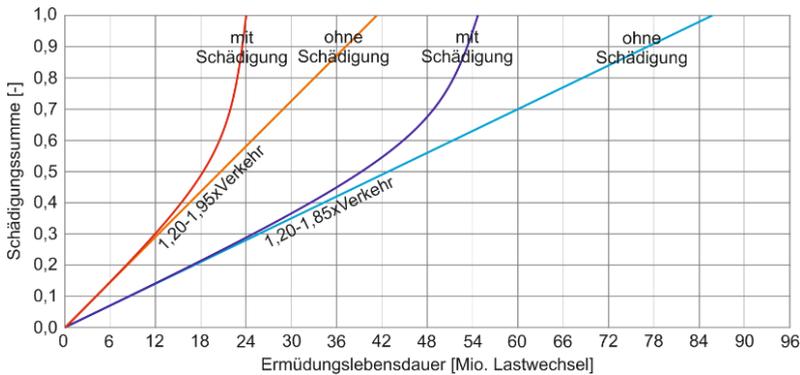


Abb. 5.32: Entwicklung der Ermüdungsschädigung über die Lebensdauer in Abhängigkeit der Beanspruchungsschwingbreite auf das System

Zum Erreichen der planmäßigen Nutzungsdauer gelten für die einwirkenden Beanspruchungsschwingbreiten dieselben Gesetzmäßigkeiten zur Dimensionierung eines Bauwerks wie für die vorherrschende Grundbeanspruchung. Ein Bauwerk muss derart bemessen werden, dass die für die zukünftig zu erwartende Verkehrsbeanspruchung resultierenden Spannungsschwingbreiten derart gering sind, dass sich diese bei Überlagerung mit den Spannungen aus der vorhandenen Grundbeanspruchung des Systems nur in geringem Maß nichtlinear entwickeln und die daraus resultierenden Teilschädigungen ausreichend gering sind, sodass die Schädigungssumme nicht innerhalb der Nutzungsdauer die Grenzschädigung überschreitet.

5.3.3.3 Lastwechselzahl

Bei der Untersuchung des Einflusses der Grundbeanspruchung und Beanspruchungsschwingbreite auf die Ermüdungslebensdauer wurde festgestellt, dass die Anzahl möglicher Intervalle und damit die Häufigkeit der Aktualisierung der Materialeigenschaften bis zum Erreichen der Grenzschädigung starken Einfluss darauf hat, wie sehr sich die Lebensdauer bei Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen gegenüber der normativ bestimmten Lebensdauer verkürzt und bei groben Iterationsschrittweiten entsprechend überschätzt wird.

Für eine aus der vorherrschenden Verkehrsbeanspruchung resultierende Beanspruchungsschwingbreite kann die Anzahl an Intervallen bspw. durch Reduktion der Lastwechselzahl pro Intervall erhöht werden. Die Häufigkeit der Anpassung der Materialeigenschaften kann somit je nach erforderlicher Genauigkeit bei der Abschätzung der Ermüdungslebensdauer gesteuert werden. Zur Untersuchung des Einflusses der Lastwechselzahl pro Intervall auf die Ermüdungslebensdauer werden für die in Kapitel 5.3.3.2 *Beanspruchungsschwingbreite* angesetzten Gesamtbeanspruchungen die Lebensdauern unter 6 bzw. 3 Millionen Lastwechseln pro Intervall bestimmt.

Tabelle 5.15 gibt erneut die Ermüdungslebensdauern in Jahren für die untersuchten Gesamtbeanspruchungen in Abhängigkeit der Lastwechselzahl pro Intervall mit und ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen sowie die prozentuale Reduktion der alternativ ermittelten gegenüber nach Norm bestimmten Lebensdauern an.

Tab. 5.15: Einfluss der Lastwechselzahl pro Intervall auf die Ermüdungslebensdauer

Beanspruchungs- schwingbreite Lastwechselzahl pro Iterationsintervall	1,20-1,85 [xVerkehr]	1,20-1,90 [xVerkehr]	1,20-1,95 [xVerkehr]
3 Mio.	$\frac{24,06}{43,23} = 55,66$	$\frac{16,54}{31,83} = 51,94$	$\frac{7,75}{20,49} = 37,82$
6 Mio.	$\frac{24,84}{43,23} = 57,46$	$\frac{18,04}{31,83} = 56,68$	$\frac{9,19}{20,49} = 44,85$
12 Mio.	$\frac{27,62}{43,23} = 63,89$	$\frac{19,99}{31,83} = 62,80$	$\frac{12,09}{20,49} = 59,00$

Es ist zu erkennen, dass durch Reduktion der Lastwechselzahl pro Intervall die Lebensdauern bei Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen abnehmen und sich dadurch die Verhältniswerte der Lebensdauern mit und ohne Berücksichtigung von Materialschädigungen reduzieren. Infolge der zunehmend häufigeren Aktualisierung der Materialeigenschaften an die entstandenen Ermüdungsschädigungen wird der Einfluss der Schädigungen auf das System und damit der Spannungsentwicklung ebenfalls häufiger und damit früher berücksichtigt, sodass letztlich die Lebensdauer früher erreicht wird.

Für hohe Gesamtbeanspruchungen sind die aus einem Intervall resultierenden Teilschädigungen trotz geringer Lastwechselzahl pro Intervall derart hoch, dass die folgende Reduktion der Materialeigenschaften zu noch größeren Teilschädigungen in den weiteren Intervallen führt und die Ermüdungslebensdauer stark reduziert wird.

Für eine geringe Anzahl an Lastwechseln pro Intervall reduzieren sich die Verhältnisse der Lebensdauern mit und ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen von den überschätzten Werten von ca. 60% auf genauer abgeschätzte Werte von ca. 50%.

Bezüglich der Nachrechnung von Bestandsbauwerken sollten bei der Abschätzung der erreichbaren Ermüdungslebensdauer für zunehmend hohe Gesamtbeanspruchungen die Lastwechselzahlen pro Intervall zunehmend geringer festgelegt werden. Bei geringen Gesamtbeanspruchungen können die Lastwechselzahlen pro Intervall hingegen höher festgelegt werden, da infolge der kleineren resultierenden Teilschädigungen generell eine höhere Anzahl an Intervallen durchlaufen werden kann.

5.3.3.4 Schädigungsabhängige Lastwechselzahl

Zur genaueren Abschätzung der Ermüdungslebensdauer bei Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen kann neben einer Reduktion der Lastwechselzahlen pro Intervall ebenfalls die pro Intervall entstehende Schädigung beschränkt werden. Bei zunehmenden Schädigungssummen nimmt die Ermüdungsschädigung im Spannstahl verstärkt zu und dessen Materialeigenschaften entsprechend verstärkt ab, sodass für konstante Lastwechselzahlen besonders gegen Ende der Ermüdungslebensdauer die Materialeigenschaften nur sehr unsteigig aktualisiert werden. Wird hingegen die aus einer Ermüdungsbeanspruchung innerhalb eines Intervalls resultierende Teilschädigung auf ein bestimmtes Maß begrenzt, sind die daraus folgenden ermüdungsbedingten Reduktionen der Materialeigenschaften geringer und können bis zum Erreichen der Ermüdungslebensdauer häufiger und somit früher angepasst werden.

Abbildung 5.33 stellt die häufigere Aktualisierung der Materialeigenschaften bei Festlegung konstanter Teilschädigungen mit variablen Lastwechselzahlen (rot) gegenüber variablen Teilschädigungen mit konstanten Lastwechselzahlen (schwarz) grafisch dar.

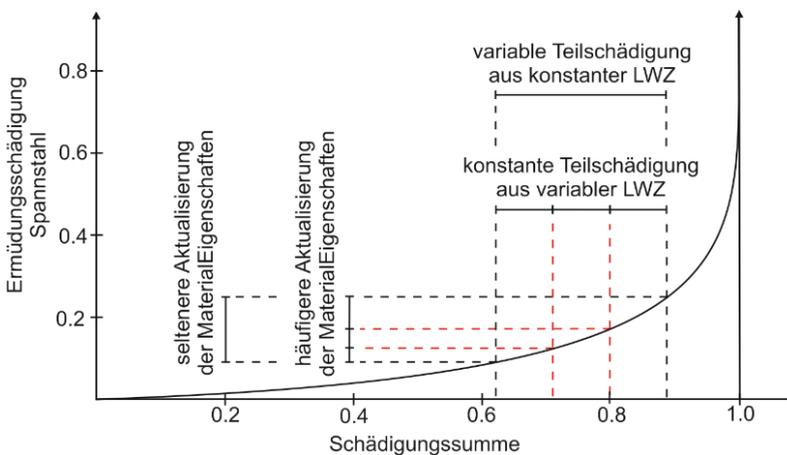


Abb. 5.33: Genauere Approximation der ermüdungsbedingten Reduktion der Spannstahleigenschaften durch Beschränkung der Teilschädigungen

Für die untersuchte Gesamtbeanspruchung von 1,20-1,85xVerkehr werden solange 3 Millionen Lastwechsel pro Intervall angesetzt, bis die resultierenden, variablen Teilschädigungen die definierte Grenze von 5% erreichen. Eine Beschränkung der weiteren Teilschädigungen auf den festgelegten Maximalwert führt bis zum Erreichen der Ermüdungslbensdauer auf abnehmende, variable Lastwechselzahlen.

Tab. 5.16: Vergleich der Anzahl an Intervallen resultierend aus variablen Teilschädigungen bei konstanten Lastwechselzahlen mit konstanten Teilschädigungen bei variablen Lastwechselzahlen

Intervall	konstant		variabel	
	Teilschädigung	Lastwechselzahl	Teilschädigung	Lastwechselzahl
1	3,47	3.000.000	3,47	3.000.000
2	3,54	3.000.000	3,54	3.000.000
3	3,61	3.000.000	3,61	3.000.000
4	3,70	3.000.000	3,70	3.000.000
5	3,80	3.000.000	3,80	3.000.000
6	3,91	3.000.000	3,91	3.000.000
7	4,04	3.000.000	4,04	3.000.000
8	4,20	3.000.000	4,20	3.000.000
9	4,39	3.000.000	4,39	3.000.000
10	4,63	3.000.000	4,63	3.000.000
11	4,89	3.000.000	4,89	3.000.000
12	5,30	3.000.000	5,00	2.832.023
13	5,89	3.000.000	5,00	2.570.229
14	6,82	3.000.000	5,00	2.272.623
15	8,59	3.000.000	5,00	1.913.940
16	16,20	3.000.000	5,00	1.566.841
17	Rest	109.997	5,00	1.082.242
18			5,00	526.112
19			5,00	49.056
20			5,00	45.190
21			5,00	40.658
22			5,00	36.017
23			Rest	256
Summe	100	48.109.997	100	45.935.187

Für jedes Intervall liegen aufgrund unterschiedlich hoher Bruchlastwechselzahlen für einwirkende Spannungsschwingbreiten bei einer festgelegten Teilschädigung andere Lastwechselzahlen vor. Da die Spannungsschwingbreiten bei Reduktion der Materialeigenschaften zu- und damit die ertragbaren Bruchlastwechselzahlen abnehmen, nehmen auch die aufbringbaren Lastwechselzahlen ab und relativieren die erhöhte Anzahl an durchlaufbaren Intervallen.

Tabelle 5.17 gibt die Ermüdungslbensdauern in Jahren für die untersuchte Gesamtbeanspruchung mit und ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen für konstante bzw. an die Schädigung angepasste, variable Lastwechselzahlen sowie die prozentuale Reduktion einerseits der alternativ ermittelten gegenüber nach Norm bestimmten andererseits der mit variablen gegenüber der mit konstanten Lastwechselzahlen ermittelten Lebensdauern an.

Tab. 5.17: Einfluss schädigungsabhängiger Lastwechselzahlen auf die Ermüdungslebensdauer

Ermüdungs- konzept \ Einflussfaktor	1,20-1,85 [xVerkehr]		
	konstant	variabel	Verhältnis
mit Schädigung	24,06	22,92	95,26
ohne Schädigung	43,23	43,23	100,00
Verhältnis	55,66	53,02	

Je nach erforderlicher Genauigkeit bei der Abschätzung der Ermüdungslebensdauer können die pro Intervall festgelegten Schädigungen angepasst werden. Eine Begrenzung der Ermüdungsschädigung des Spannstahls pro Intervall ist alternativ zur Begrenzung der Teilschädigung ebenfalls möglich.

Bezüglich der Nachrechnung von Bestandsbauwerken sollte bei zunehmend größeren Änderungen im Schädigungsverlauf der Materialien die aus einem Intervall resultierende Teilschädigung beschränkt werden.

5.3.3.5 Spanngliedpartitionierung

Die Abschätzung einer realitätsnahen Ermüdungslebensdauer wurde bisher über eine möglichst genaue Approximation der aus der Schädigungssumme resultierenden Reduktion der Spannstahleigenschaften nach *Peerlings* gesteuert, indem entweder die Anzahl an Intervallen durch Reduktion der Lastwechselzahl erhöht oder die Teilschädigung pro Intervall durch Festlegung eines Maximums beschränkt wurde.

Eine weitere Möglichkeit zur Abschätzung einer realitätsnahen Ermüdungslebensdauer besteht in einer möglichst genauen lokalen Zuordnung entstandener Materialschädigungen über die Trägerlänge. An jeder Stelle entlang des Spannglieds resultieren aus den unterschiedlich hohen einwirkenden Spannungsschwingbreiten unterschiedlich starke ermüdungsbedingte Materialschädigungen. Diese können in numerischen Simulationen jedoch nur dann realitätsnah berücksichtigt werden, wenn dem Spannglied infolge einer zunehmend feineren Partitionierung über dessen Länge lokal unterschiedliche Materialeigenschaften zugewiesen werden können. Eine sinnvolle Partitionierung des Spannglieds ergibt sich maßgeblich aus der Höhe der in verschiedenen Bereichen einwirkenden Spannungsschwingbreiten. Die Anzahl an Partitionen innerhalb charakteristischer Bereiche kann je nach erforderlicher Genauigkeit zur Abschätzung der entstandenen Ermüdungsschädigung zunehmend verfeinert werden.

Abbildung 5.34 stellt zur Bestimmung einer sinnvollen Partitionierung des Spannglieds die Verteilung der aus der untersuchten Gesamtbeanspruchung resultierenden Spannungsschwingbreiten über die Trägerlänge grafisch dar.

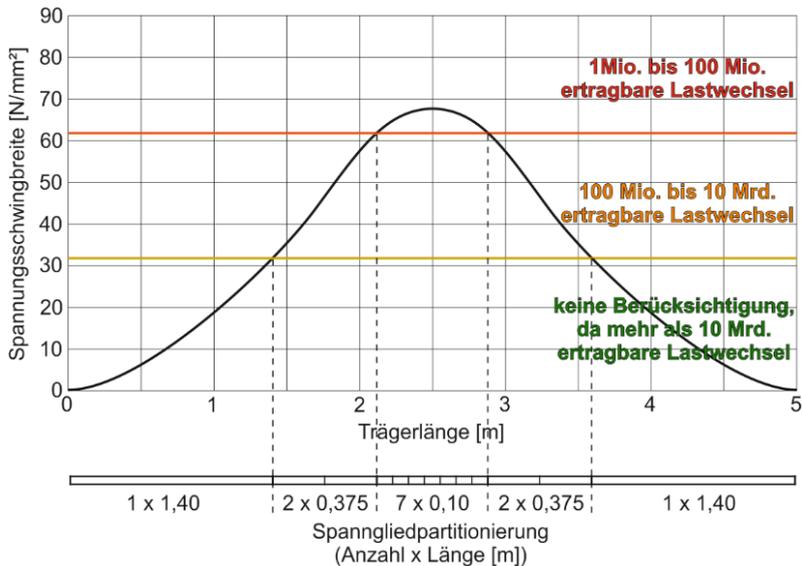


Abb. 5.34: Feinere Partitionierung des Spannglieds über die Trägerlänge in Abhängigkeit der Höhe der Spannungsschwingbreiten

Bereiche des Spannglieds, in welchen die auftretenden Spannungsschwingbreiten derart gering sind, dass diese mehr als 10 Milliarden Mal ertragen werden können, leisten definitionsgemäß keinen Schädigungsbeitrag und werden mit einem einzigen Abschnitt so grob wie möglich partitioniert. Bereiche, in welchen die auftretenden Spannungsschwingbreiten zwischen 100 Millionen Mal und 10 Milliarden Mal ertragen werden können, leisten einen nur sehr geringen Schädigungsbeitrag und werden aufgrund deren minderbedeutsamen Einflusses auf die Ermüdungslebensdauer mit einer nur geringen Anzahl an Partitionen im numerischen Modell berücksichtigt. Der mittlere Spanngliedbereich weist Spannungsschwingbreiten auf, welche zwischen 1 Millionen Mal und 100 Millionen Mal ertragen werden können und aufgrund der hohen Lastwechselzahlen aus Verkehrseinwirkungen und der langen Nutzungsdauern von Brückenbauwerken Schädigungsbeiträge erzeugen, welche aufgrund der ermüdungsbedingten Reduktion der Materialeigenschaften ein Ermüdungsversagen vor Erreichen der planmäßigen Nutzungsdauer verursachen können. Entsprechend wird eine feine Partitionierung zur Berücksichtigung lokal unterschiedlich reduzierter Materialeigenschaften gewählt.

Tabelle 5.18 gibt die Ermüdungslebensdauern in Jahren für die untersuchte Gesamtbeanspruchung mit und ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen für das in Kapitel 5.3.2 *Bestimmung der Lebensdauer unter Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen* beschriebene, gröber partitionierte Spannglied bzw. das gemäß Abbildung 5.34 feiner partitionierte Spannglied sowie die prozentuale Reduktion einerseits der alternativ ermittelten gegenüber nach Norm bestimmten andererseits der mit einer feinen ge-

genüber einer groben Partitionierung ermittelten Lebensdauern an. Für die untersuchte Gesamtbeanspruchung werden 6 Millionen Lastwechsel pro Intervall angesetzt.

Tab. 5.18: Einfluss einer feineren Spanngliedpartitionierung auf die Ermüdungslebensdauer

Ermüdungs- konzept	Einflussfaktor		
	1,20-1,85 [xVerkehr]		
	<i>grob</i>	<i>fein</i>	<i>Verhältnis</i>
<i>mit Schädigung</i>	24,84	25,66	103,30
<i>ohne Schädigung</i>	43,23	43,23	100,00
<i>Verhältnis</i>	57,46	59,39	

Es ist ersichtlich, dass durch eine feinere Partitionierung des Spannglieds die Lebensdauer bei Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen zunimmt und sich dadurch der Verhältniswert der Lebensdauern mit und ohne Berücksichtigung von Materialschädigungen erhöht.

Eine feinere Partitionierung des Spannglieds bedeutet eine genauere lokale Berücksichtigung entstandener Materialschädigungen. Im Modell mit gröber partitioniertem Spannglied wurde bspw. die aus der größten Spannungsschwingbreite resultierende Materialschädigung in Trägermitte über die gesamte Länge der mittigen Partition angesetzt, obwohl diese Spannungsschwingbreite und die damit einhergehende Materialschädigung nur an exakt dieser Stelle entlang der Trägerlänge vorliegt. Die Spannungsschwingbreiten und die damit einhergehende Materialschädigungen außerhalb dieser Stelle wurden somit zu hoch angesetzt, die Schädigung überschätzt und die Lebensdauer damit unterschätzt. Eine feinere Partitionierung des Spannglieds reduziert diesen Umstand in Abhängigkeit des Grads der Partitionierung und führt daher auf realitätsnäher abgeschätzte Lebensdauern.

Eine feinere Spanngliedpartitionierung hat im Vergleich zum Einfluss der angesetzten Lastwechselzahl pro Intervall einen eher geringen Einfluss auf die abgeschätzte Verlängerung der Ermüdungslebensdauer, kann mit einer weiter verfeinerten Partitionierung jedoch gesteigert werden und gewinnt zusätzlich an Einfluss, wenn die Verteilung der Spannungsschwingbreiten über die Trägerlänge infolge höherer Gesamtbeanspruchungen höhere Werte aufweist.

Bezüglich der Nachrechnung von Bestandsbauwerken sollte der Grad der Partitionierung an die Genauigkeitsanforderung bei der Abschätzung der Ermüdungslebensdauer für das jeweilige Bauwerk und an die Höhe der auftretenden Spannungsschwingbreiten angepasst werden.

5.3.3.6 Verbund

Neben einer möglichst genauen Approximation des tatsächlichen Schädigungsverlaufs des Spannstahls haben die vorliegenden Verbundeigenschaften maßgeblichen Einfluss auf die abgeschätzte Ermüdungslebensdauer. Bisher wurden die Verbundeigenschaften zwischen Spannstahl und Beton als ideal angenommen. Infolge unverpresster Hohlräume bei mangelhafter Bauausführung, reduzierter Eigenschaften durch Verpressen bei tiefen Temperaturen oder Mikrorissbildung unter zyklischer Belastung können die tatsächlich vorliegenden Verbundeigenschaften sowohl lokal als auch global unterschiedlich und ggf. stark reduziert sein. Dabei bewirkt eine reduzierte Verbundwirkung zwischen Spannbewehrung und Beton eine Entkopplung des Lastabtrags hin zu einem Lastentzug des Spannstahls und einer entsprechenden Lasterhöhung in den restlichen Baustoffen.

Tabelle 5.19 gibt die Ermüdungslebensdauern in Jahren für die untersuchte Gesamtbeanspruchung mit und ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen unter idealen bzw. mäßigen Verbundeigenschaften sowie die prozentuale Reduktion einerseits der alternativ ermittelten gegenüber nach Norm bestimmten andererseits der mit idealen gegenüber der mit mäßigen Verbundeigenschaften ermittelten Lebensdauern an. Für die untersuchten Ermüdungseinwirkungen wurden erneut 6 Millionen Lastwechsel pro Intervall angesetzt und die reduzierte Verbundwirkung wurde im numerischen Modell mit einer Verbundsteifigkeit von 60 N/mm² mit ca. der Hälfte der Steifigkeit eines idealen Verbunds angesetzt.

Tab. 5.19: Einfluss der Verbundeigenschaften auf die Ermüdungslebensdauer

Ermüdungs- konzept	Einflussfaktor		
	1,20-1,85 [xVerkehr]		
	<i>ideal</i>	<i>mäßig</i>	<i>Verhältnis</i>
<i>mit Schädigung</i>	24,84	40,98	164,98
<i>ohne Schädigung</i>	43,23	49,18	113,76
<i>Verhältnis</i>	57,46	83,33	

Infolge der geringeren Aktivierung des Spannstahls am Lastabtrag sind die pro Intervall auf den Spannstahl einwirkenden Spannungsschwingbreiten geringer als unter idealen Verbundeigenschaften, sodass es zu einer Verlängerung der Ermüdungslebensdauer des Spannstahls kommt. Dies gilt sowohl ohne als auch mit Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen. Bei Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen fällt die Verlängerung der Ermüdungslebensdauer besonders stark aus, da infolge der geringeren einwirkenden Spannungsschwingbreiten pro Intervall deutlich geringere Teilschädigungen erzeugt und dadurch die Materialeigenschaften entsprechend geringer reduziert werden, sodass es zu einem nur langsamen Anwachsen der Spannungsschwingbreiten in folgenden Intervallen kommt und sich die Ermüdungslebensdauer für zunehmend reduzierte Verbundeigen-

schaften zunehmend der Ermüdungslebensdauer ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen annähert.

Die Verlängerung der Lebensdauer des Spannstahls führt auf eine entsprechende Verkürzung der Lebensdauer der restlichen Baustoffe. Bei Erreichen der Ermüdungslebensdauer des Spannstahls unter idealen Verbundeigenschaften weist die Betonstahlbewehrung infolge deren geringeren Auslastung eine Schädigungssumme von ca. 41% auf. Infolge der erhöhten Auslastung unter mäßigen Verbundeigenschaften nehmen die pro Intervall resultierenden Teilschädigungen im Betonstahl jedoch derart stark zu, dass die Ermüdungslebensdauer des Betonstahls noch kurz vor der des Spannstahls erreicht wird. Die Verkürzung der Ermüdungslebensdauer des Betons wird nicht untersucht, da für die gewählte Gesamtbeanspruchung und Trägergeometrie keine realistischen Ermüdungslebensdauern für Beton erzielt werden können und der Fokus aller Untersuchungen auf der Spannbewehrung liegt.

Bezüglich der Nachrechnung von Bestandsbauwerken muss besondere Sorgfalt bei der Abschätzung der zum Zeitpunkt der Herstellung vorliegenden Verbundbedingungen liegen, da diese einen starken Einfluss auf die abgeschätzte Ermüdungslebensdauer besitzen. Auch die Entwicklung der Verbundbedingungen über die Nutzungsdauer muss möglichst genau abgeschätzt und die anfänglichen Bedingungen analog den Materialeigenschaften des Spannstahls regelmäßig in numerischen Untersuchungen angepasst werden.

5.3.3.7 Ermüdungswiderstand

Bei der Untersuchung der Einflussfaktoren auf die Ermüdungslebensdauer wurde bisher lediglich die Einwirkungsseite hinsichtlich der Höhe der Einwirkungen und der Genauigkeit bei der numerischen Abbildung der durch diese Einwirkungen hervorgerufenen Materialschädigungen betrachtet. Die sich im Spannstahl einstellenden Spannungsschwingbreiten wurden dabei den im Eurocode in Form von Wöhlerlinien angegebenen Ermüdungswiderständen gegenübergestellt. Dass Materialien aus bruchmechanischer Betrachtungsweise keine Dauerfestigkeit aufweisen, wird in den angegebenen Wöhlerlinien durch einen analog zum Zeitfestigkeitsbereich abnehmenden Zusammenhang zwischen einwirkender Spannungsschwingbreite und ertragbarer Bruchlastwechselzahl im Dauerfestigkeitsbereich berücksichtigt.

Da die im Eurocode angegebenen Ermüdungswiderstände aus Einstufenversuchen gewonnen werden, die durch reale Verkehrsbeanspruchungen verursachten Ermüdungseinwirkungen jedoch regellos sind und sogar der explizite Betriebsfestigkeitsnachweis eine Ermüdungseinwirkung in Form eines Fünfstufenkollektivs vorsieht, ist eine Berücksichtigung von Reihenfolgen der Lastaufbringung und damit einhergehend eine Berücksichtigung des Zeitpunkts des Auftretens von Schädigungen sowie deren Beeinflussung des weiteren Ermüdungsverhaltens über die angegebenen Ermüdungswiderstände nicht möglich und damit die Gegenüberstellung von mehrstufiger Einwirkung und einstufigem Widerstand nur bedingt korrekt. Damit der Nachweis gegen ein Ermüdungsversagen trotz dieses Umstandes auf der sicheren

Seite liegt, schlägt *Haibach* eine Modifizierung der Wöhlerlinien im Bereich der Dauerfestigkeit mit einem reduzierten Spannungsexponenten gemäß Gleichung 5.3 vor.

$$k_2 = 2 \cdot k_1 - 1 \tag{5.3}$$

Eine Reduktion des Spannungsexponenten k_2 führt in der grafischen Darstellung der Ermüdungswiderstände auf einen stärker geneigten Verlauf der Wöhlerlinie im Bereich der Dauerfestigkeit, welcher einer einwirkenden Spannungsschwingbreite eine geringere Bruchlastwechselzahl und damit eine größere Teilschädigung zuordnet.

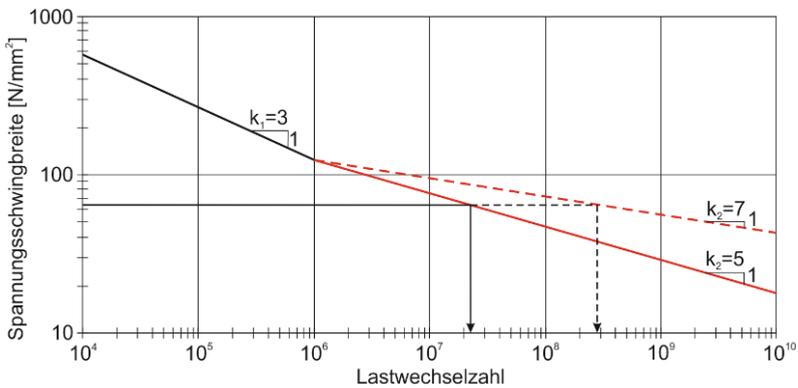


Abb. 5.35: Modifikation der Wöhlerlinie im Dauerfestigkeitsbereich nach *Haibach*

Tabelle 5.20 gibt die Ermüdungslebensdauern in Jahren für die untersuchte Gesamtbeanspruchung mit und ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen für die normativ festgelegten bzw. die nach *Haibach* modifizierten Parameter sowie die prozentuale Reduktion einerseits der alternativ ermittelten gegenüber nach Norm bestimmten andererseits der nach *Haibach* modifizierten gegenüber der nach normativen Parametern ermittelten Lebensdauern an. Für die untersuchten Ermüdungseinwirkungen wurden erneut 6 Millionen Lastwechsel pro Intervall angesetzt.

Tab. 5.20: Einfluss einer Streuung der Spannungsexponenten auf die Ermüdungslebensdauer

Ermüdungs-konzept \ Einflussfaktor	1,20-1,85 [xVerkehr]		
	$k_1=3 ; k_2=7$	$k_1=3 ; k_2=5$	Verhältnis
mit Schädigung	24,84	21,04	84,70
ohne Schädigung	43,23	31,02	71,76
Verhältnis	57,46	67,81	

Sowohl unter Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen gemäß *Peerlings* als auch geringerem Spannungsexponenten gemäß *Haibach* nehmen die pro Intervall resultierenden Teilschädigungen zu und reduzieren damit die bis zum Erreichen der Ermüdungslebensdauer durchlaufbare Anzahl an Intervallen sowie folglich die Lebensdauer. Da eine Reduktion des Spannungsexponenten die Auswirkungen unterschiedlicher Belastungsabfolgen auf die Materialschädigung berücksichtigen soll, müsste sich bei Modifikation der Wöhlerlinie gemäß *Haibach* ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen eine ähnliche Schädigung und damit eine ähnliche Lebensdauer des Spannstahls wie für die nicht modifizierte Wöhlerlinie nach Norm mit Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen nach *Peerlings* einstellen.

Die unter Berücksichtigung von Vorschädigungen ermittelten Lebensdauern von 24,84 Jahren und 31,02 Jahren liegen zeitlich womöglich zu weit auseinander, um sie als ungefähr gleich lange definieren zu können, dennoch liegen die nach diesen zwei möglichen Methoden zur Berücksichtigung von Vorschädigungen ermittelten Lebensdauern deutlich näher beieinander als an der Lebensdauer von 42,23 Jahren ohne jegliche Berücksichtigung von Vorschädigungen.

Bezüglich der Nachrechnung von Bestandsbauwerken kann die Verwendung von aus Einstufenversuchen gewonnenen Ermüdungswiderständen zu einer Überschätzung der durch Vorschädigung reduzierten, tatsächlichen Widerstände und somit einer unsicheren Bemessung führen. Eine Modifikation der Ermüdungswiderstände nach *Haibach* führt hingegen auf eine sehr konservative Bemessung, wenn die Reihenfolge der Lastaufbringung zu keinen nennenswerten Vorschädigungen geführt haben sollte. Ein Mittelweg zur Abschätzung einer realitätsnahen Ermüdungslebensdauer wäre die Angabe von Ermüdungswiderständen in Form von Wöhlerlinienscharen, welche analog zu Kerbklassen für Schweißverbindungen in Abhängigkeit verschiedener Grade an Vorschädigung das weitere Ermüdungsverhalten klassifizieren.

5.3.3.8 Kombination ermüdungsbedingter Materialschädigungen

Bei den bisherigen Untersuchungen zur Bestimmung der Ermüdungslebensdauer wurden ausschließlich die ermüdungsbedingten Materialschädigungen des Spannstahls berücksichtigt, da dessen geringerer Widerstand in der Regel den bestimmenden Parameter hinsichtlich der erreichbaren Ermüdungslebensdauer eines Tragwerks darstellt und der Fokus der Untersuchung des Tragverhaltens auf Schäden am Spannstahl liegt.

Zur Bestimmung der Ermüdungslebensdauer bei Berücksichtigung kombinierter ermüdungsbedingter Materialschädigungen wird die in Kapitel 5.3.2 *Bestimmung der Lebensdauer unter Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen* dargestellte Schädigungsevolution metallischer Werkstoffe über die Lebensdauer nach *Peerlings* ebenfalls auf den Betonstahl angewendet. Dessen Einfluss auf das Tragverhalten unter ermüdungsbedingter Reduktion der Materialeigenschaften ist gemäß Kapitel 5.3.1 *Systemverhalten unter ermüdungsbe-*

dingten Materialschädigungen - Anhang C sowohl aufgrund dessen Menge als auch dessen Beanspruchung eher gering, reduziert durch Beschränkung der Rissbildung jedoch die Spannungsentwicklung im Spannstahl.

Die Schädigungsevolution des Betons über die Lebensdauer nach *Holmen* bleibt hingegen unberücksichtigt, da für die gewählte Gesamtbeanspruchung und Trägergeometrie keine realistische Ermüdungslebensdauer für Beton erzielt werden können und der Einfluss reduzierter Betoneigenschaften auf das Tragverhalten gemäß Kapitel 5.3.1 *Systemverhalten unter ermüdungsbedingten Materialschädigungen - Anhang C* gering ist.

Tabelle 5.21 gibt die Ermüdungslebensdauern in Jahren für die untersuchte Gesamtbeanspruchung mit und ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen für alleinige Spannstahl- bzw. kombinierte Betonstahl- und Spannstahlschädigung sowie die prozentuale Reduktion einerseits der alternativ ermittelten gegenüber nach Norm bestimmten andererseits der mit kombinierter gegenüber der mit alleiniger Materialschädigung ermittelten Lebensdauern an. Für die untersuchten Ermüdungseinwirkungen wurden erneut 6 Millionen Lastwechsel pro Intervall angesetzt.

Tab. 5.21: Einfluss zusätzlicher ermüdungsbedingter Materialschädigungen auf die Ermüdungslebensdauer

Ermüdungs- konzept \ Einflussfaktor	1,20-1,85 [<i>x</i> Verkehr]		
	Spannstahl	Spannstahl Betonstahl	Verhältnis
mit Schädigung	24,84	24,11	97,06
ohne Schädigung	43,23	43,23	100,00
Verhältnis	57,46	55,77	

Infolge der zusätzlich reduzierten Tragwirkung durch Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen des Betonstahls nimmt die Auslastung des Systems zu, sodass es zu einem entsprechend erhöhten Anstieg der Spannungsschwingbreiten im Spannstahl und damit einhergehend zu erhöhten Teilschädigungen pro Intervall und einer Verkürzung der Ermüdungslebensdauer kommt. Da die Menge an Betonstahl gegenüber der des Spannstahls gering ist und die einwirkenden Spannungsschwingbreiten im Betonstahl nur geringe Teilschädigungen pro Intervall verursachen, ist der Einfluss des Betonstahls hinsichtlich einer Verkürzung der Lebensdauer des Spannstahls ebenfalls nur gering und reduziert die Ermüdungslebensdauer im Vergleich zur Lebensdauer ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen des Betonstahls um lediglich ca. 3%.

Bezüglich der Nachrechnung von Bestandsbauwerken kann auf die Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen des Betonstahls verzichtet werden, wenn dessen Funktion auf konstruktive Durchbildung, Rissbreitenbeschränkung, duktilen Bauteilverhalten oder

geringfügige Unterstützung am Lastabtrag auf Biegung durch Zulagebewehrung beschränkt ist. Bei größeren Mengen sowie höherer Auslastung nimmt der schadigungsbedingte Einfluss auf die Reduktion der Ermüdungslebensdauer des Spannstahls zu und führt bei Vernachlässigung zu einer Abschätzung der Ermüdungslebensdauer des Spannstahls auf der unsicheren Seite. Eine Vernachlässigung der ermüdungsbedingten Materialschädigungen des Betons führt entsprechend auf eine zusätzlich zu lang abgeschätzte Ermüdungslebensdauer.

5.4 Simulation simultaner Korrosions- und Ermüdungsschädigungen

Die simultane Beanspruchung metallischer Werkstoffe durch elektrochemischen Angriff und zyklische Beanspruchung wird als Korrosionsermüdung oder auch als Schwingungsrissskorrosion bezeichnet.

Chloride gelangen infolge kapillarer Saugvorgänge bis tief in den Beton und reichern sich dort infolge von Niederschlags- und Trocknungsphasen an, sodass Korrosionsprozesse ganzjährig stattfinden. Die stetig zunehmende Menge sowie die steigenden Lasten des Güterverkehrs bewirken darüber hinaus eine hohe Auslastung in allen Materialien, welche infolge der Überfahrt von Fahrzeugen in deren Höhe ständig variiert. Da Angriff durch Chloride sowie Belastung durch Verkehr in der Regel ständig vorhandene Einwirkungen sind, liegt dementsprechend meist eine Interaktion beider Schädigungen vor. Korrosionsermüdung vereint somit Schädigungen aus reiner Korrosion und reiner Ermüdung und führt infolge einer Überlagerung und gegenseitigen Beeinflussung dieser Einwirkungen auf eine zusätzliche Reduktion der Systemtragfähigkeit im Vergleich zu den Einzelschädigungen.

Eine gegenseitige Beeinflussung der Schädigungen ist dabei wechselseitig möglich. Eine korrosionsbedingte Reduktion der Stahlquerschnittsfläche sowie Kerbwirkung reduzieren einerseits den Ermüdungswiderstand der Bewehrung und erhöhen andererseits die Ermüdungseinwirkung durch Spannungskonzentration und verstärkte Spannungsentwicklung bei Rissbildung. Dahingegen beschleunigt eine Ermüdungsbeanspruchung in entsprechender Umgebung die Ausbildung von Korrosionsnarben. In beiden Fällen wird die Entwicklung der einen Schädigung durch die jeweils andere Schädigung begünstigt und es kommt zu einem beschleunigten Abbau vorhandener Tragreserven.

Die Untersuchung von Korrosionsermüdung soll zum einen aufzeigen, in welchem Maße sich die Ermüdungslebensdauer bei simultaner Korrosion im Vergleich zur Lebensdauer bei reiner Ermüdung verkürzt, zum anderen soll ein Vergleich der Lebensdauern, welche sich einerseits aus der Systemantwort unter Korrosionsschädigung in Verbindung mit Wöhlerlinien für ungeschädigten Stahl und andererseits aus der Systemantwort ohne Korrosionsschädigung mit Wöhlerlinien für korrodierten Stahl ergeben, angestellt werden. Es soll die Kenntnis erlangt werden, ob für ein korrosionsermüdungsbeanspruchtes Bauwerk die Notwendigkeit einer numerischen Nachrechnung zur Abschätzung tatsächlich vorliegender, schädigungsver-

ursachender Beanspruchungen besteht oder die Auswirkungen einer Korrosionsermüdung durch Anwendung von Wöhlerlinien für korrodierten Stahl bei der Prognose der Lebensdauer ausreichend berücksichtigt sind. Ggf. könnte eine Verkürzung der Ermüdungslebensdauer infolge simultaner Korrosion in Abhängigkeit des einwirkenden Korrosionsangriffs mittels Korrekturfunktionen aus einer reinen Ermüdungslebensdaueranalyse prognostiziert werden.

5.4.1 Mechanismen der Korrosionsermüdung [48]

In Abhängigkeit des Korrosionswiderstands metallischer Werkstoffe wird zwischen aktiver und passiver Korrosionsermüdung unterschieden. In beiden Fällen spielt die Wechselwirkung der durch Ermüdungsbeanspruchung an die Oberflächen austretenden Gleitbänder mit der korrosiven Umgebung eine maßgebliche Rolle bei der Ausbildung von Anrissen.

Korrosionsermüdung im aktiven Zustand bei un- und niedriglegierten Stählen setzt in bereits vorhandenen Korrosionsmulden ein, denn die bei Ermüdungseinwirkung stattfindenden Gleitmechanismen führen besonders in diesen Bereichen zum Austreten von Gleitbändern. Diese stellen als Lokalanoden korrosiv hochaktive Bereiche dar und bewirken durch Lokalisierung des Korrosionsangriffs den Startpunkt für einen korrosionsermüdungsbedingten Anriss. Durch Kerbwirkung bedingte Spannungskonzentrationen begünstigen die zur Rissbildung führenden Mechanismen der Korrosionsermüdung zusätzlich. Je nach Intensität des korrosiven Mediums und der Ermüdungseinwirkung liegen narbige Oberflächen mit zahlreichen auskorrodierten Anrissen vor.

Korrosionsermüdung im passiven Zustand bei durch eine Passivschicht geschützten Metallen führt durch bei Ermüdungseinwirkung austretende Gleitbänder zu einer lokalen Zerstörung der Passivschicht, wobei diese Bereiche ebenfalls als Lokalanoden wirken. Eine depassivierend wirkende Umgebung beschleunigt den Vorgang des Austretens von Gleitbändern und verursacht eine anschließende Korrosion. Die lokale Zerstörung der Passivschicht bewirkt meist lediglich einen einzigen zum Bruch führenden Anriss.

Die Ausbreitung von Rissen sowohl im aktiven als auch im passiven Zustand ist Folge einerseits weiterer Gleitvorgänge hervorgerufen durch plastische Deformationen an der Rissspitze, welche den korrosionsbedingten Metallabtrag weiter beschleunigen, andererseits lokaler Versprödung hervorgerufen durch Hydrolysereaktionen im Risspalt, welche zur Bildung von Wasserstoff und zur Adsorption in das Metall führen. Durch gemeinsames Wirksamwerden von Ermüdungsbeanspruchungen und Korrosionsprozessen kommt es zu einer Lokalisierung des Angriffs, welcher sowohl Rissbildung als auch Rissausbreitung begünstigt und letztlich zum Restbruch führt. Dieser verläuft meist transkristallin und stets orthogonal zur Hauptzugspannung.

Die Schädigungsentwicklung ist neben der Beanspruchungsschwingbreite sowie dem korrosiven Medium und dem Vorhandensein von Korrosionsnarben auch von der Beanspruchungsfrequenz abhängig.

Ein Einfluss der Frequenz auf den Materialwiderstand unter reiner Ermüdung kann sonst nur bei hohen Frequenzen festgestellt werden. Es wird vermutet, dass unter korrosiven Bedingungen Beanspruchungen mit niedrigen Frequenzen eher zu Grobgleitung und Beanspruchungen mit hohen Frequenzen eher zu Feingleitung führen. Niederfrequente Einwirkungen resultierend aus der Überfahrt von Schwerverkehr würden damit sowohl die Ausbildung von Korrosionsschädigungen begünstigen als auch den Schädigungsbeitrag aus Korrosion an der Korrosionsermüdung durch eine längere korrosive Beanspruchung pro Schwingspiel verstärken und damit gleichsam den Ermüdungswiderstand reduzieren. Sinkt die Frequenz, nimmt darüber hinaus der Einfluss einer Spannungsrisskorrosion auf die Korrosionsermüdung zu.

Bei zunehmendem Korrosionsabtrag wird aufgrund kerbbedingter Spannungskonzentrationen sowohl die Zeit- als auch die Dauerfestigkeit des Materials beeinflusst. Die ertragbaren Bruchlastspielzahlen nehmen ab, sodass generell von keiner ausgeprägten Dauerfestigkeit mehr ausgegangen werden kann und das Ermüdungsverhalten korrodierter Bewehrung über eine sog. Korrosionszeitfestigkeit beschrieben wird.

Nach *DIN EN 1992-1-1/NA* [31] ist der Spannungsexponent von Betonstahl im Dauerfestigkeitsbereich bei korrosiver Umgebung auf einen Wert von $5 \leq k_2 \leq 9$ herabzusetzen, sodass die Steigung der Wöhlerlinie für den Dauerfestigkeitsbereich ausgehend vom Ermüdungswiderstand ohne korrosive Umgebung zunimmt, bis deren Verlauf für den Zeit- und Dauerfestigkeitsbereich lediglich eine einzige Steigung aufweist. Die Empfehlung zur Anpassung der Wöhlerlinie beeinflusst dabei jedoch ausschließlich den Dauerfestigkeitsbereich und gibt darüber hinaus keinerlei Vorgaben zur Festlegung des Spannungsexponenten in Abhängigkeit vorliegender Korrosionsbedingungen.

Eine Anpassung des Spannungsexponenten von Spannstahl im Dauerfestigkeitsbereich unter korrosiven Umgebungsbedingungen ist nicht enthalten.

Der *CEB-FIB Model Code 1990* [22] gibt ergänzend zum *EC2* Parameter der Wöhlerlinie für Betonstahl bei Meerwasserexposition an. Die Wöhlerlinie verläuft im Zeit- und Dauerfestigkeitsbereich mit Spannungsexponenten von $k_1 = 3$ und $k_2 = 5$ deutlich steiler als Wöhlerlinien für Betonstahl ohne Beaufschlagung mit Chloriden. Darüber hinaus hat der Zeitfestigkeitsbereich mit einer ertragbaren Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma_{Rsk} = 65 \text{ N/mm}^2$ bei $N^* = 10^7$ Lastwechseln deutlich größeren Einfluss auf die erreichbare Ermüdungslebensdauer. Parameter der Wöhlerlinie für Spannstahl bei Beaufschlagung mit Chloriden sind auch hier nicht enthalten.

Die Berücksichtigung korrosiver Einflüsse auf den Ermüdungswiderstand kann alternativ zu den einwirkenden Umgebungsbedingungen auch in Abhängigkeit der vorliegenden Korrosi-

onsschädigung gemäß *Nürnberger* [48] vorgenommen werden. Die Anpassung der Wöhlerlinie erfolgt nach Kerbschärfe der Korrosionsnarben und berücksichtigt die Abnahme der Ermüdungsfestigkeit sowohl im Zeit- als auch im Dauerfestigkeitsbereich, indem neben einer Reduktion des Spannungsexponenten im Dauerfestigkeitsbereich ebenfalls die ertragbare Spannungsschwingbreite bei einer Millionen Lastwechsel abgesenkt wird und damit kerbbe-dingten Spannungserhöhungen im Material auch im Zeitfestigkeitsbereich geringere Bruchlastspielzahlen zugeordnet werden (Abbildung 5.36, links und mittig).

Eine Berücksichtigung korrosiver Einflüsse auf den Ermüdungswiderstand über die Kerbschärfe wurde jedoch lediglich für Betonstahl untersucht. Wöhlerlinien für korrodierten Spannstahl wurden von *Neubert* und *Nürnberger* [47] für einen 26mm dicken Spannstahl St 1080/1230 in Abhängigkeit der Tiefe der Korrosionsnarben abgeleitet (Abbildung 5.36, rechts). Wöhlerlinien für Spannstahl höherer Festigkeit, bspw. St 1570/1770 wie im Brückenbau häufig üblich, sind darüber hinaus nicht enthalten.

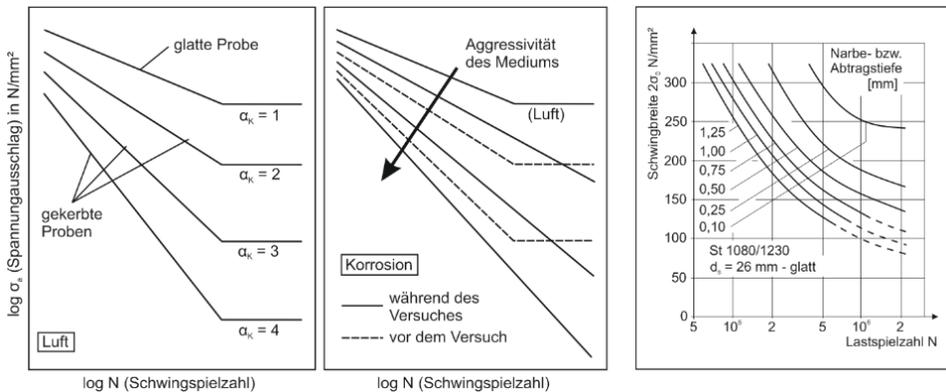


Abb. 5.36: Berücksichtigung korrosiver Einflüsse auf den Ermüdungswiderstand metallischer Werkstoffe nach *Nürnberger* [48] (links und mittig) sowie Wöhlerlinien für korrodierten Spannstahl nach *Neubert* und *Nürnberger* [47] (rechts)

5.4.2 Systemverhalten unter korrosionsermüdungsbedingten Materialschädigungen

Zur Beurteilung der Auswirkungen einer Überlagerung von Korrosions- und Ermüdungsschädigungen auf das Systemverhalten müssen analog der Gesetzmäßigkeiten zur Spannungsentwicklung unter Ermüdung die Gesetzmäßigkeiten zur Spannungsentwicklung unter Korrosion bekannt sein.

Unter fortschreitender Korrosion reduziert sich der verbleibende Spanngliedquerschnitt zunehmend, sodass es zu einer Erhöhung der Spannstahlspannungen im geschädigten Bereich kommt und die Spannungs-Einwirkungs-Linien für zunehmende Korrosionsabträge generell

über jenen für geringere Korrosionsschädigungen liegen. Da eine Korrosionsschädigung analog zur Ermüdungsschädigung eine Abnahme der Systemsteifigkeit und damit eine frühere Rissbildung unter Steigerung der Beanspruchung zur Folge hat, entwickeln sich die Spannungen für zunehmende Korrosionsabträge ebenfalls zunehmend früher nichtlinear und mit erhöhter Steigung nach abgeschlossenem Rissbild. Für einen Korrosionsabtrag von 35 mm (hellrot) wird erstmals die Fließgrenze des Spannstahls überschritten, sodass sich die Spannungen unter weiterer Steigerung der Beanspruchung im plastischen Bereich entwickeln. Wird die Korrosionsschädigung auf den größten untersuchten Abtrag von 40 mm (rot) erhöht, sind die Spannungen im verbleibenden Restquerschnitt selbst ohne äußere Beanspruchung derart hoch, dass unter Steigerung der Verkehrslast die Fließgrenze noch früher erreicht wird und sich die Spannungen bis zur Zugfestigkeit des Spannstahls entwickeln. Infolge der stark reduzierten Systemsteifigkeit unter sowohl maximaler Schädigung als auch maximaler Beanspruchung entwickeln sich die Spannungen im Spannstahl auch im plastischen Bereich infolge der nichtlinearen Dehnungen in den übrigen Baustoffen überproportional.

Abbildung 5.37 stellt Spannungs-Einwirkungs-Linien für Spannstahl unter reiner Korrosion für zunehmende Abträge in 5 mm-Schritten vom ungeschädigten Zustand (blau) bis zum maximal geschädigten Zustand (rot) dar.

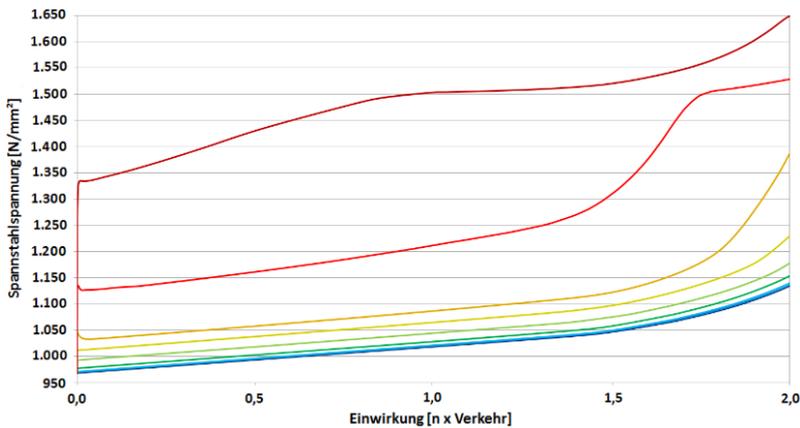


Abb. 5.37: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und fortschreitender Korrosion

Ermüdungsbedingte Materialschädigungen führen hingegen zu einer Abnahme der Materialeigenschaften, sodass unter Reduktion des E-Moduls des Spannstahls die Spannungs-Einwirkungs-Linien für jedes folgende Schädigungsintervall stets tiefer als für das vorherige Intervall liegen (vgl. Abbildung 5.24).

Da die Spannungsentwicklungen aus Ermüdungs- und Korrosionsschädigung einander entgegenwirken, wird die Spannungserhöhung im verbleibenden Restquerschnitt infolge von Korrosion durch die Spannungsreduktion infolge von Ermüdung gedämpft. Entscheidend für die Entwicklung der Lebensdauer sind jedoch nicht die absoluten Spannungen im Spannstahl, sondern der Umstand, dass die Überlagerung der Schädigungen einen erhöhten Tragfähigkeitsverlust im Vergleich zu den Einzelschädigungen bewirkt und das System deutlich früher in den gerissenen Zustand übergeht. Unter gleichen Einwirkungsschwingbreiten stellen sich bei simultaner Korrosion zunehmende Spannungsschwingbreiten ein und führen somit zu einer Verkürzung der Ermüdungslebensdauer bzw. auf eine generell kürzere Korrosionsermüdungslebensdauer.

5.4.3 Bestimmung der Lebensdauer unter Berücksichtigung korrosionsermüdungsbedingter Materialschädigungen

Das in Kapitel 5.3.2 *Bestimmung der Lebensdauer unter Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen* angewandte Konzept, welches die in einem Intervall aus der Überfahrt von Schwerverkehr entstandene Schädigung durch Abnahme der Steifigkeit bei der Spannungsentwicklung im folgenden Intervall berücksichtigt, wird um eine fortschreitende Korrosionsschädigung erweitert. Die Korrosionsschädigung wird dabei analog zur Ermüdungsschädigung innerhalb eines Schädigungsintervalls als konstant betrachtet und der Schädigungsfortschritt entsprechend zwischen den Intervallen aktualisiert.

Zur Bestimmung der Lebensdauer unter simultaner Korrosion und Ermüdung müssen zunächst die ermüdungswirksame Gesamtbeanspruchung und die Lastwechselzahl pro Intervall sowie der Korrosionsabtrag über die Zeit festgelegt werden.

Tab. 5.22 gibt die Lebensdauern unter reiner Ermüdung für eine Gesamtbeanspruchung von 1,2-1,8xVerkehr und eine Aktualisierung der Materialeigenschaften alle 12 bzw. 6 Millionen Lastwechseln an, anhand welcher im Weiteren die Auswirkungen simultaner Korrosion verglichen werden.

Tab. 5.22: Ermüdungslebensdauern in Abhängigkeit der Lastwechselzahl pro Intervall

1,2-1,8 [xVerkehr]		
<i>Einflussfaktor</i>	<i>12 Mio. Lastwechsel</i>	<i>6 Mio. Lastwechsel</i>
<i>Lebensdauer</i>	93,18	75,07

Die Korrosionsgeschwindigkeit würde sich für ein zu untersuchendes Bauwerk gemäß der Gesetzmäßigkeiten aus Kapitel 4.1.1.2 *Schädigungsphase* in Abhängigkeit der Beaufschlagung mit Chloriden, den Feuchteverhältnissen, usw. ergeben, wird zur Begrenzung des zeitlichen Aufwandes intervallbasierter numerischer Analysen analog den ermüdungswirksamen Einwirkungen jedoch überhöht bzw. beschleunigt angenommen. Die gewählten Abtragsraten von 5 mm alle 12 Jahre, 5 mm alle 9 Jahre sowie 5 mm alle 6 Jahre nach Korrosionsmuldengeometrie der Variante a resultieren zum einen aus der in Kapitel 5.2.2 *Korrosion der Spannstahlbewehrung* gewählten Geometrie des Spannglieds im Korrosionsbereich aus ineinander liegenden Schalen, welche bei fortschreitender Korrosion nacheinander entfernt werden können, zum anderen aus der ermüdungskonzeptbedingten Aktualisierung der Materialeigenschaften im Zyklus der Hauptprüfung alle 6 Jahre bzw. der einfachen Prüfung alle 3 Jahre.

Tabelle 5.23 gibt die Lebensdauern in Jahren für die untersuchte Gesamtbeanspruchung und die festgelegten Parameter der Ermüdungs- und Korrosionsschädigungen sowie die prozentuale Reduktion der Lebensdauern infolge von Korrosionsermüdung gegenüber den Lebensdauern infolge reiner Ermüdung an.

Tab. 5.23: Lebensdauern in Abhängigkeit der einwirkenden Korrosions- und Ermüdungsschädigungen sowie Verhältnisse der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung und reiner Ermüdung

Einflussfaktor Korrosion \ Einflussfaktor Ermüdung	1,2-1,8 [xVerkehr]			
	12 Mio. LW		6 Mio. LW	
5 mm alle 12 Jahre	61,59	$\frac{61,59}{93,18} = 66,10$	60,09	$\frac{60,09}{75,07} = 80,04$
5 mm alle 9 Jahre	51,64	$\frac{51,64}{93,18} = 55,42$	51,06	$\frac{51,06}{75,07} = 68,02$
5 mm alle 6 Jahre	36,23	$\frac{36,23}{93,18} = 38,88$	36,22	$\frac{26,22}{75,07} = 48,25$

Die Verhältniswerte der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung und reiner Ermüdung zeigen, dass eine zusätzlich einwirkende Schädigung generell auf eine Verkürzung der Lebensdauer führt.

Die Kapitel 5.3.1 *Systemverhalten unter ermüdungsbedingten Materialschädigungen* und 5.4.2 *Systemverhalten unter korrosionsermüdungsbedingten Materialschädigungen* haben gezeigt, dass sowohl die Reduktion der Spannstahlsteifigkeit bei Ermüdungseinwirkung als auch die Reduktion des Spannstahlquerschnitts bei Korrosionseinwirkung zu einem früheren Übergang des Systems in den gerissenen Zustand sowie einer damit verbundenen verstärkten Spannungsentwicklung führen und somit infolge der Reduktion der Systemsteifigkeit eine Zunahme der Spannungsschwingbreiten im Spannstahl hervorrufen. Dabei entwickeln sich die Spannungsschwingbreiten unter fortschreitender Schädigung sowohl gemäß der nichtlinearen Reduktion der Spannstahlsteifigkeit nach *Peerlings* bei Ermüdungseinwirkung als auch

der räumlichen Zunahme des Abtrags bei Korrosionseinwirkung überproportional, sodass eine Überlagerung beider Schädigungen auf eine deutlich verkürzte Lebensdauer im Vergleich zu den Einzelschädigungen führt.

Bedingung des Erreichens der Lebensdauer unter reiner Korrosion ist ein Bruch des Spannglieds bei Überschreitung der mittleren Zugfestigkeit des Spannstahls im verbleibenden Restquerschnitt analog dem Ausfall des Spannglieds bei Erreichen der kritischen Schädigungssumme im Ermüdungskonzept. Diese ist für die zur Untersuchung von Korrosionsermüdung angesetzte maximale Beanspruchung von 1,8xVerkehr bei einem Korrosionsabtrag von ca. 45 mm erreicht und führt auf eine Lebensdauer von ca. 108 Jahren bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5 mm alle 12 Jahre, eine Lebensdauer von ca. 81 Jahren bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5 mm alle 9 Jahre sowie auf eine Lebensdauer von ca. 54 Jahren bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5mm alle 6 Jahre.

Bei der Bestimmung der Lebensdauer unter Korrosionsermüdung wird die nichtlineare Entwicklung der Spannstahlsteifigkeit nach *Peerlings* vollständig durchlaufen, da die Lebensdauer definitionsgemäß bei Erreichen der kritischen Schädigungssumme erreicht ist. Bis zum Erreichen des Versagenskriteriums infolge einer Ermüdungseinwirkung schreitet die Korrosionsschädigung gemäß den gewählten Korrosionsgeschwindigkeiten voran und reduziert dabei die Dauer bis zum Erreichen des Ermüdungsversagenskriteriums. Diese korrosionsbedingte Reduktion der Ermüdungslebensdauer bedingt dabei jedoch, dass der maximal mögliche Abtrag zum Erreichen des Versagenskriteriums infolge einer Korrosionseinwirkung nicht erreicht werden kann.

Das in Abhängigkeit der Beanspruchung zeitlich unterschiedliche Voranschreiten der jeweiligen Schädigungen führt aufgrund deren nichtlinearen Entwicklung somit zu einem zunehmend unterschiedlich starkem Einfluss der Schädigungen auf die Entwicklung der Systemsteifigkeit sowie letztlich der erreichbaren Lebensdauer. Im Folgenden wird daher der Einfluss der ermüdungs- und korrosionsrelevanten Parameter auf die Lebensdauer quantifiziert. Da die relevanten Parameter im Fall von Korrosion umwelt- und konstruktiv bedingt, im Fall von Ermüdung konzeptbedingt sind, ist die Kenntnis deren Einflusses auf die Lebensdauer sowohl für die Planung von Neubauten als auch die Nachrechnung von Bestandsbauwerken relevant.

Die Tabellen 5.24, 5.25 und 5.26 geben die Lebensdauern in Jahren unter Korrosionsermüdung sowie die Verhältniswerte der Lebensdauern für eine Korrosionsgeschwindigkeit von 5 mm alle 12 Jahre, 5 mm alle 9 Jahre und 5 mm alle 6 Jahre bei einer variablen Anzahl an Überfahrten von Schwerverkehr mit 12 bzw. 6 Millionen Lastwechseln pro Intervall an.

Tab. 5.24: Verhältnis der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5mm alle 12 Jahre und variabler Ermüdungseinwirkung

<i>Korrosion</i>	<i>Ermüdung</i>	<i>Lebensdauer</i>	<i>Einfluss</i>
5 mm alle 12 Jahre	12 Mio. Lastwechsel	61,59	doppelt so oft → 2,44 % kürzer
	6 Mio. Lastwechsel	60,09	

Tab. 5.25: Verhältnis der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5mm alle 9 Jahre und variabler Ermüdungseinwirkung

<i>Korrosion</i>	<i>Ermüdung</i>	<i>Lebensdauer</i>	<i>Einfluss</i>
5 mm alle 9 Jahre	12 Mio. Lastwechsel	51,64	doppelt so oft → 1,12 % kürzer
	6 Mio. Lastwechsel	51,06	

Tab. 5.26: Verhältnis der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5mm alle 6 Jahre und variabler Ermüdungseinwirkung

<i>Korrosion</i>	<i>Ermüdung</i>	<i>Lebensdauer</i>	<i>Einfluss</i>
5 mm alle 6 Jahre	12 Mio. Lastwechsel	36,23	doppelt so oft → < 0,01 % kürzer
	6 Mio. Lastwechsel	36,22	

Für alle Korrosionsgeschwindigkeiten zeigt sich, dass eine Verdoppelung der Häufigkeit der Aktualisierung der Materialeigenschaften und eine damit einhergehende realitätsnähere Berücksichtigung der aus Schwerverkehr entstandenen Ermüdungsschädigungen einen nur geringfügigen Einfluss auf die abgeschätzte Lebensdauer hat und dieser bei zunehmender Korrosionsgeschwindigkeit weiter abnimmt. Ohne Korrosionseinfluss beträgt die Abnahme der Ermüdungslebensdauer für 12 und 6 Millionen Lastwechsel pro Intervall 19,44% und stellt für die gewählte Ermüdungsbeanspruchung und die gewählten Lastwechselzahlen pro Intervall den oberen Grenzwert des Einflusses der Häufigkeit der Aktualisierung der Materialeigenschaften dar.

Die Tabellen 5.27 und 5.28 geben erneut die Lebensdauern in Jahren unter Korrosionsermüdung sowie die Verhältniswerte der Lebensdauern für 12 und 6 Millionen Lastwechsel pro Intervall bei einer variablen Korrosionsgeschwindigkeit von 5 mm alle 12 Jahre, 5 mm alle 9 Jahre und 5 mm alle 6 Jahre an.

Tab. 5.27: Verhältnis der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung bei 12 Millionen Lastwechsel pro Intervall und variabler Korrosionsgeschwindigkeit

<i>Ermüdung</i>	<i>Korrosion</i>	<i>Lebensdauer</i>	<i>Einfluss</i>
12 Mio. Lastwechsel	5 mm alle 12 Jahre	61,59	33 % schneller → 16,16 % kürzer
	5 mm alle 9 Jahre	51,64	50 % schneller → 29,84 % kürzer
	5 mm alle 6 Jahre	36,23	100 % schneller → 41,18 % kürzer

Tab. 5.28: Verhältnis der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung bei 6 Millionen Lastwechsel pro Intervall und variabler Korrosionsgeschwindigkeit

<i>Ermüdung</i>	<i>Korrosion</i>	<i>Lebensdauer</i>	<i>Einfluss</i>
6 Mio. Lastwechsel	5 mm alle 12 Jahre	60,09	33 % schneller → 15,03 % kürzer
	5 mm alle 9 Jahre	51,06	50 % schneller → 29,06 % kürzer
	5 mm alle 6 Jahre	36,22	100 % schneller → 39,72 % kürzer

Sowohl für 12 als auch 6 Millionen Lastwechsel pro Intervall zeigt sich, dass eine Erhöhung der Korrosionsgeschwindigkeit einen deutlichen Einfluss auf die abgeschätzte Lebensdauer hat, trotz des Umstandes, dass sich bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5 mm alle 12 Jahre nur 20 mm Abtrag, bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5 mm alle 9 Jahre nur 25 mm Abtrag und bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5 mm alle 6 Jahre nur 30 mm Abtrag bezogen auf einen maximal möglichen Abtrag von 45 mm einstellen können.

Die Verhältniswerte der Lebensdauern bei variabler Ermüdungseinwirkung gemäß den Tabellen 5.24, 5.25 und 5.26 sowie variabler Korrosionseinwirkung gemäß den Tabellen 5.27 und 5.28 führen auf den Schluss, dass sich eine Korrosionsschädigung bei zunehmender Korrosionsgeschwindigkeit zum dominierenden Faktor hinsichtlich der erreichbaren Lebensdauer unter simultaner Schädigungsbeanspruchung entwickelt. Infolge der hohen Spannungsschwingbreiten für zunehmende Abträge resultieren hohe Schädigungsbeiträge aus den Intervallen, sodass bis zum Erreichen der Grenzschädigung zunehmend weniger Intervalle durchlaufen werden und somit der Einfluss der Ermüdungsschädigung durch seltenere Aktualisierung der Materialeigenschaften immer stärker abgemindert wird.

5.4.4 Alternative Bestimmung der Lebensdauer unter Korrosionsermüdung

Eine numerische Bestimmung der Systemantwort unter Schädigungseinwirkung ist sowohl aufwändig und anspruchsvoll als auch für jedes Bauwerk individuell durchzuführen. Die Berücksichtigung der Auswirkungen korrosionsbedingter Materialschädigungen auf das Trag-

verhalten auf Seiten des Widerstands in Form abnehmender ertragbarer Bruchlastspielzahlen bei zunehmenden Korrosionsschädigungen sowie deren Gegenüberstellung mit der Systemantwort des nicht korrosionsgeschädigten Systems, deren Berechnung ohnehin erfolgt, stellt eine einfache Herangehensweise für die Bemessung neuer sowie die Nachrechnung bestehender Bauwerke dar.

Kapitel 5.4.1 *Mechanismen der Korrosionsermüdung* hat jedoch gezeigt, dass in der Vergangenheit nur eine geringe Anzahl an Ermüdungsversuchen an korrodierten Stählen erfolgte und damit keine auf einer statistisch sauberen Grundlage ermittelten Wöhlerlinien für korrodierten Spannstahl analog den Wöhlerlinien unter reiner Ermüdung vorliegen. Die Ermittlung der Ermüdungslebensdauer von Materialien ist aufgrund der hohen Anzahl an Versuchen zur Erzeugung einer Wöhlerlinie sowie der dabei notwendigen hohen Anzahl aufzubringender Lastwechsel und durchzuführender Wiederholungen generell sehr zeit- und kostenintensiv. Die Ermittlung der Korrosionsermüdungslebensdauer bedingt darüber hinaus, dass alle Versuche zur Erzeugung einer Wöhlerlinie für unterschiedliche Korrosionsgrade durchgeführt werden. Auf diese Weise würde aus zusätzlicher Beanspruchung durch Korrosion eine Schar an Wöhlerlinien resultieren, welche für vorhandene oder zukünftig zu erwartende Korrosionsabträge die Lebensdauer in Form ertragbarer Bruchlastspielzahlen in Abhängigkeit der einwirkenden ermüdungsverursachenden Spannungsschwingweite wiedergeben würde.

Die Kapitel zur numerischen Implementierung von Schädigungen haben gezeigt, dass die kontinuierliche Abnahme der Tragwirkung unter sowohl Korrosions- als auch Ermüdungsschädigung eine kontinuierliche Zunahme der Systemantwort zur Folge hat. Im zur Abschätzung der erreichbaren Lebensdauer unter Korrosionsermüdung angewandten Konzept werden nach jedem durchlaufenen Schädigungsintervall unter der momentan vorhandenen Tragwirkung des Systems die aus der Überfahrt von Schwerverkehr resultierenden Spannungsschwingbreiten den Ermüdungswiderständen des Spannstahls gegenübergestellt. Die Auswirkungen korrosionsbedingter Materialschädigungen auf das Tragverhalten werden somit auf Seiten der Einwirkung in Form zunehmender Spannungsschwingbreiten berücksichtigt und konstanten Widerständen unter reiner Ermüdung gegenübergestellt.

Die Auswirkungen zusätzlicher Korrosion werden damit in der numerischen Simulation berücksichtigt und quantifiziert, sodass die Abschätzung der Lebensdauer ohne Wöhlerlinien für korrodierten Spannstahl erfolgen kann.

Zur Umgehung der Notwendigkeit einer numerischen Bestimmung der Systemantwort unter Schädigungseinwirkung wird eine alternative Methode zur Bestimmung der Lebensdauer unter Korrosionsermüdung erarbeitet. Dafür wird die Entwicklung der Schädigung aus Kapitel 5.4.3 *Bestimmung der Lebensdauer unter Berücksichtigung korrosionsermüdungsbedingter Materialschädigungen* für eine Gesamtbeanspruchung von 1,2-1,8xVerkehr und eine Aktualisierung der Materialeigenschaften in der numerischen Simulation an die aus Verkehr entstandene Schädigung im Zyklus der Hauptprüfung alle 6 Jahre bzw. 12 Mio. Lastwechsel grafisch über die Zeit dargestellt. Die Schädigungsentwicklung unter reiner Ermüdungsbean-

spruchung ohne (dunkelgrün) sowie mit (hellgrün) Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigung dienen als Referenz zur Schädigungsentwicklung unter Berücksichtigung sowohl ermüdungsbedingter Materialschädigung als auch korrosionsbedingtem Materialabtrag von 5 mm alle 12 Jahre (orange), 5 mm alle 9 Jahre (rot) und 5 mm alle 6 Jahre (dunkelrot).

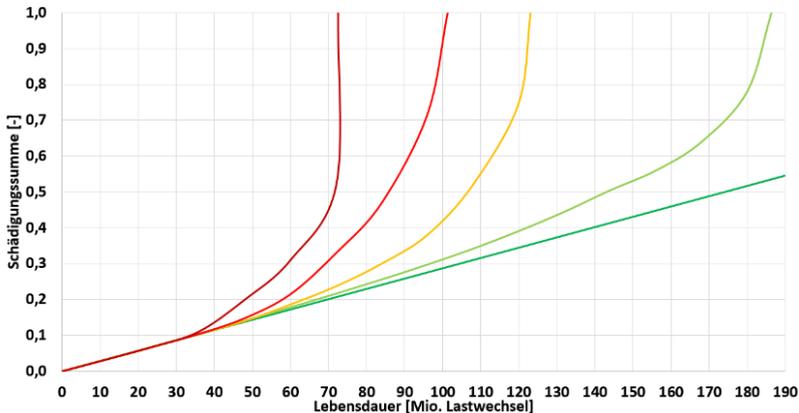


Abb. 5.38: Entwicklung der Schädigung über die Zeit in Abhängigkeit der Ermüdungs- und Korrosionseinwirkung

Die Entwicklung der Schädigung unter reiner Ermüdungsbeanspruchung ohne Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen verläuft infolge der Summation von über die Lebensdauer gleichbleibender Schädigungsbeiträge linear und führt aufgrund von Spannungsschwingbreiten im Dauerfestigkeitsbereich theoretisch erst lange nach der Nutzungsdauer von Brückenbauwerken von 100 Jahren zu einem Ermüdungsversagen. Unter Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen und der damit einhergehenden kontinuierlichen Zunahme der Spannungsschwingbreiten reduziert sich die Lebensdauer überproportional, sodass die Nutzungsdauer gerade erreicht wird. Unter zusätzlicher Berücksichtigung korrosionsbedingter Materialabträge nimmt die abgeschätzte Lebensdauer weiter ab, sodass die planmäßige Nutzungsdauer ohne entgegenwirkende Maßnahmen nicht erreicht werden kann.

Knickstellen in den Verläufen der Lebensdauer sind auffällige Charakteristika, welche Änderungen im System andeuten. Erst nach Erreichen einer gewissen Ermüdungs- bzw. Korrosionsschädigung wird die Spannungsentwicklung derart beeinflusst, dass es zu einer merklichen Zunahme der Spannungsschwingbreiten und damit der resultierenden Schädigung im Spannstahl kommt. Schreitet die Ermüdungs- bzw. Korrosionsschädigung weiter voran, werden die Spannungsschwingbreiten derart groß, dass die Schädigungssumme mit den folgenden Schädigungsintervallen überschritten und die Lebensdauer erreicht wird. Die Annäherung der Schädigung an eine vertikale Asymptote kündigt den definitionsgemäß erfolgenden Sprödbruch des Spannstahls bei Überschreitung der Grenzschädigung an. Unter zunehmender Kor-

rosionsgeschwindigkeit tritt diese asymptotische Annäherung zunehmend früher ein, sodass ein wesentlicher Anteil der Lebensdauer innerhalb weniger Schädigungsintervalle aufgebraucht wird und der Ermüdungsvorgang gegen Ende der Lebensdauer infolge der Höhe der aus Schädigung resultierenden Einwirkung immer stärker vom Bereich des high-cycle-fatigue in den für Brückenbauwerke untypischen Bereich des low-cycle-fatigue übergeht.

Erfolgt die Abschätzung der Entwicklung der Lebensdauer über die Zeit gemäß Kapitel 5.4.3 *Bestimmung der Lebensdauer unter Berücksichtigung korrosionsermüdungsbedingter Materialschädigungen* und deren grafische Darstellung gemäß Abbildung 5.38 für eine umfangreichere Anzahl an Kombinationen aus Ermüdungs- und Korrosionseinwirkungen, kann ein Bemessungsdiagramm erstellt werden, mittels welchem die Lebensdauer von Bauwerken unter Korrosionsermüdung auf Grundlage einer analytischen Ermüdungslebensdauerberechnung sowie der über die Nutzungsdauer prognostizierten Korrosionseinwirkung abgeschätzt werden kann.

Abbildung 5.39 gibt exemplarisch ein Bemessungsdiagramm für die Kombination von drei Ermüdungseinwirkungen, welche auf eine Ermüdungslebensdauer von 100, 200 und 300 Jahren führen, mit jeweils zwei Korrosionseinwirkungen, wobei Korrosionsgeschwindigkeit \dot{x}_2 höher als Korrosionsgeschwindigkeit \dot{x}_1 ist, an.

Für Bauwerke mit von den im Bemessungsdiagramm angegebenen Verläufen abweichenden Ermüdungslebensdauern und Korrosionsgeschwindigkeiten ist eine Abschätzung der Entwicklung der Schädigung über die Zeit anhand der für geringere und höhere Ermüdungs- und Korrosionseinwirkungen vorliegenden Verläufe möglich.

Abbildung 5.40 zeigt die theoretische Anwendung des Bemessungsdiagramms für ein Bauwerk, dessen Ermüdungslebensdauer zu 125 Jahren ermittelt und die über die Nutzungsdauer vorliegende Korrosionsgeschwindigkeit mit $\dot{x}_{vorh.}$ prognostiziert wird.

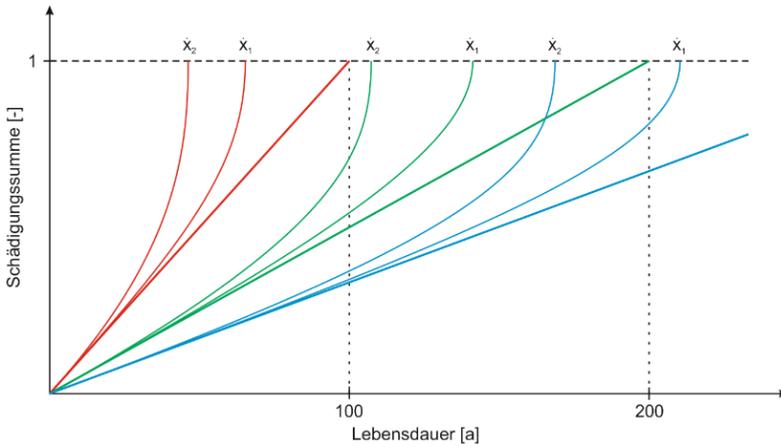


Abb. 5.39: Exemplarisches Bemessungsdiagramm zur Abschätzung der Lebensdauer unter Korrosionsermüdung

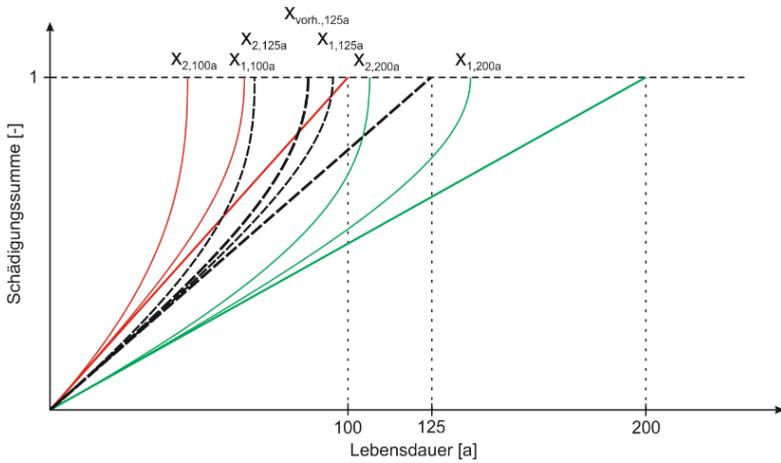


Abb. 5.40: Anwendung des Bemessungsdiagramms für Bauwerke mit von den angegebenen Verläufen abweichenden Ermüdungs- und Korrosionseinwirkungen

Mit Ermittlung der Ermüdungslebensdauer des Bauwerks von 125 Jahren kann die zur Abschätzung der Schädigungsentwicklung unter Korrosionsermüdung benötigte Gerade im Diagramm erzeugt werden. Anschließend werden die Verläufe zur Entwicklung der Lebensdauer für die Korrosionsgeschwindigkeiten $\dot{x}_{1,125a}$ sowie $\dot{x}_{2,125a}$ aus den Korrosionsgeschwindigkeiten $\dot{x}_{1,100a}$ und $\dot{x}_{1,200a}$ sowie $\dot{x}_{2,100a}$ und $\dot{x}_{2,200a}$ abgeschätzt, um das Diagramm um die Verläufe für die nicht aufgeführte Ermüdungslebensdauer zu ergänzen. Zuletzt wird der Verlauf zur Entwicklung der Lebensdauer für die über die Nutzungsdauer prognostizierte Korrosionsgeschwindigkeit $\dot{x}_{\text{vorh.},125a}$ aus den Korrosionsgeschwindigkeiten $\dot{x}_{1,125a}$ und $\dot{x}_{2,125a}$ abgeschätzt.

Bei der Abschätzung der Verläufe ist zu beachten, dass die überproportionale Zunahme der Spannungsschwingbreiten bei fortschreitender Korrosion die Lebensdauer ebenfalls überproportional reduziert und sich die abzuschätzenden Verläufe in etwa gemäß einer logarithmischen Verteilung zwischen bekannten Verläufen einstellen. Die Abweichung zwischen abgeschätzten und aus numerischen Simulationen abgeleiteten Verläufen wird für Bemessungsdiagramme mit zunehmend feineren Schädigungsgraden der Kombinationen aus Ermüdungs- und Korrosionseinwirkung immer geringer.

Eine genauere Möglichkeit zur Ermittlung der Lebensdauer unter Korrosionsermüdung besteht in einer mathematischen Beschreibung der Entwicklung der Schädigung. Anhand einer Vielzahl an Funktionen zur Beschreibung numerisch ermittelter Schädigungsentwicklungen für unterschiedliche Ermüdungs- und Korrosionsbeanspruchungen könnten innerhalb bestimmter Schädigungsgrade allgemeingültige Funktionen abgeleitet und zur Prognose der Schädigungsentwicklung für auf Bauwerke einwirkende, nicht numerisch simulierte Ermüdungs- und Korrosionsbeanspruchungen herangezogen werden.

Die Methode könnte durch Anwendung numerisch ermittelter Schädigungskorrekturfunktionen eine schnelle und genaue Abschätzung der Lebensdauern von Bauwerken für prognostizierte Korrosionseinwirkungen anhand analytischer Ermüdungslebensdauerberechnungen im ungeschädigten Systemzustand erlauben und somit den Aufwand zur Ermittlung von Wöhlerlinien für korrodierten Spannstahl sowie numerischer Simulationen für betroffene Bauwerke umgehen. Da jedoch keine Überprüfung auf ausreichend gleichwertige Auswirkungen korrosionsbedingter Materialschädigungen auf die Ermüdungslebensdauer bei Berücksichtigung auf entweder der Einwirkungs- oder der Widerstandsseite stattfinden kann, sind Schädigungskorrekturfunktionen als Alternative zu Wöhlerlinien für korrodierten Spannstahl somit nur konzeptionell richtig, wissenschaftlich jedoch nicht belegt, denn nicht quantifizierbare oder generell unbekannte Interaktionseffekte der Schädigungen auf das Materialverhalten würden ausschließlich versuchstechnisch ermittelte Lebensdauern beeinflussen, nicht jedoch numerisch abgeschätzte Lebensdauern, wenn vorhandene Wechselwirkungen in den definierten Materialeigenschaften nicht berücksichtigt sind.

Zur Abschätzung der Lebensdauer unter Korrosionsermüdung wird die Vielzahl an Versuchen zur Ermittlung von Wöhlerlinien für korrodierten Spannstahl durch eine Vielzahl an numerischen Simulationen zur Ermittlung von Schädigungskorrekturfunktionen ersetzt, sodass der zeitliche und konzeptionelle Aufwand zur Berücksichtigung von Korrosionsschädigungen in der Ermüdungslebensdaueranalyse für beide Herangehensweisen ähnlich hoch ist, dafür jedoch die hohen Kosten für versuchstechnische Untersuchungen entfallen. Da die Methode spannungsbezogen und damit systemunabhängig ist, könnten die numerisch ermittelten Schädigungskorrekturfunktionen für jedes Bauwerk herangezogen werden.

Bezüglich einer Anwendung auf Bauwerke ist zu beachten, dass sowohl Ermüdungs- als auch Korrosionsbeanspruchungen einer ständigen Veränderung deren Intensität unterliegen. Eine unter konstanten Beanspruchungen direkte Abschätzung der Lebensdauer geht bei Anpassung an zunehmende Verkehrs- und Chlorideinwirkungen in ein intervallbasiertes Verfahren über. Darüber hinaus hat gemäß Kapitel 5.2.2 *Korrosion der Spannstahlbewehrung* die Korrosionsausbildung, welche sich im Laufe der Zeit verändern kann, starken Einfluss auf die sich einstellenden Spannungen im verbleibenden Restquerschnitt und damit die sich unter zusätzlicher Ermüdungsbeanspruchung einstellende korrosionsermüdungsbedingte Schädigung.

5.5 Simulation von Spanngliedbrüchen

Schädigungen wie Korrosion oder Ermüdung führen bei hohen Abträgen oder Lastwechseln unter gleichzeitig vorliegenden hohen Verkehrsbelastungen aufgrund reduzierter geometrischer oder materieller Widerstände auf Beanspruchungszustände im Spannstahl, welche einen Spanngliedausfall durch Sprödbruch zur Folge haben können.

Zur Untersuchung von Spanngliedausfällen wird das bisher verwendete Modell hinsichtlich der Spanngliedanzahl modifiziert. Das Spannglied wird durch drei kleinere Spannglieder ersetzt, deren Gesamtquerschnittsfläche der des Einzelspannglieds entspricht. Die Systemgeometrie und -belastung bleiben unverändert, sodass der Beanspruchungszustand des modifizierten Modells im ungeschädigten Zustand identisch zum ursprünglichen Modell ist und das Systemverhalten mit anderen Schädigungen verglichen werden kann. Die Spannglieder werden zweiteilig erstellt und die beiden Abschnitte an der Sollbruchstelle in Trägermitte mit der Bedingung identischer Knotenverschiebungen modelliert. Sind Vorspannung und Verkehrslast am Ende eines *load steps* aufgebracht, werden beim Übergang in den folgenden *load step* die Spanngliedverbindungen in Trägermitte deaktiviert und eine Trennung der Spanngliedhälften ist in Abhängigkeit der vorliegenden Verbundbedingung möglich. Der dem Spanngliedbruch nachfolgende *load step* enthält keine weiteren Lasten, sondern dient lediglich dem Auffinden eines neuen Systemgleichgewichts, welcher der entstandenen Schädigung einen korrespondierenden Spannungszustand zuordnet. Mittels der modifizierten Spanngliedanzahl werden unterschiedliche Ausfallszenarien untersucht. Zur Vermeidung von Torsionseinwirkung werden lediglich symmetrische Spanngliedbrüche modelliert, indem durch Ausfall des mittleren Spannglieds bzw. der beiden äußeren Spannglieder $1/3$ bzw. $2/3$ der Spannbewehrung durch Bruch versagen.

In Abhängigkeit der Ursache eines Spanngliedausfalls können aufgrund schädigungsbegleitender Effekte unterschiedliche Verbundeigenschaften vorliegen, welche das Wiederverankern der Spannglieder und damit die Teilnahme am Lastabtrag beeinflussen und somit zu einer unterschiedlichen Resttragfähigkeit des Systems führen.

Eine chloridinduzierte Korrosion führt zu einer chemischen Reaktion von Chloriden mit Zementmörtel und einer damit verbundenen Veränderung dessen Eigenschaften, sodass von einer lokalen Beeinträchtigung des Verbundes im Bereich der Korrosionsstelle ausgegangen werden muss.

Nicht ruhende Einwirkungen führen durch wechselnde Beanspruchungszustände in inhomogenen und spröden Materialien wie Beton und Zementmörtel zu lokalen Spannungskonzentrationen, welche eine Ausbildung von Rissen nach sich ziehen. Deren Ausbreitung und Zusammenschluss entlang des Spannglieds führt zu einer Abnahme der Materialsteifigkeit und damit zu einer globalen Reduktion der Verbundwirkung.

Die Auswirkungen von Spanngliedausfällen auf die Systemantwort werden für einen Vergleich mit lokal und global reduziertem Verbund zunächst unter idealem Verbund untersucht. Idealer Verbund liegt bspw. bei einer Spannungsrisskorrosion vor, da diese Form der Degradation mit keinerlei schädigungsbegleitenden Effekten einhergeht.

Die Spannstahlspannungsverläufe aus Vorspannung (dunkelgrün) und 1,0-facher Verkehrslast (hellgrün) dienen als Referenz zu den paarweisen vorliegenden Verläufen aus Spanngliedbruch und resultierender Spannungsumlagerung infolge eines Bruchs des mittleren Spannglieds (blau) bzw. der äußeren Spannglieder (rot) und sind Abbildung 5.41 zu entnehmen.

Der Bruch eines Spannglieds hat einen vollständigen Abbau der Spannstahlspannung an dessen Bruchstelle zur Folge. Ein Nachrutschen des Spannglieds zu den Verankerungen ist aufgrund des vorliegenden Verbundes jedoch nur bedingt möglich, sodass das Spannglied außerhalb des Einflussbereichs der Schädigungsstelle am Lastabtrag beteiligt bleibt und lediglich lokal einen Verlust an Tragfähigkeit durch die reduzierte Vorspannwirkung verursacht. Die Umlagerung der freiwerdenden Kräfte führt folglich zu einer Erhöhung der Spannungen im Beton, der Betonstahlbewehrung sowie der intakten Spannglieder.

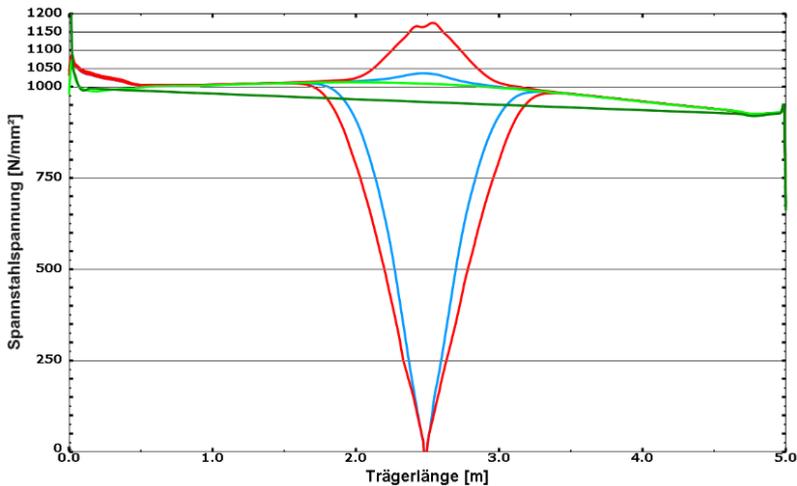


Abb. 5.41: Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge von Spanngliedausfällen und 1,0-facher Verkehrslast

Je nach Ausfallgrad der Spannbewehrung werden unterschiedlich hohe Kräfte frei, welche sich auf eine unterschiedliche Anzahl intakter Spannglieder verteilen. Ein Ausfall des mittleren Spannglieds hat eine nur geringe Spannungserhöhung in den intakten äußeren Spanngliedern zur Folge, da lediglich ein Drittel der lokal freiwerdenden Vorspannkraft auf zwei intakte Spannglieder umgelagert wird. Ein Ausfall der äußeren Spannglieder hat hingegen eine starke Spannungserhöhung im intakten mittleren Spannglied zur Folge, da zwei Drittel der lokal freiwerdenden Vorspannkraft auf ein einziges intaktes Spannglied umgelagert wird. Über welche Distanz sich ein gebrochenes Spannglied wieder vollständig am Lastabtrag beteiligt, hängt vom Verbund und der freiwerdenden Spannkraft ab. Da ein Bruch mehrerer Spannglieder eine geringere Systemtragfähigkeit und somit eine höhere Beanspruchung der intakten Spannglieder sowie deren Verbundes zur Folge hat, vergrößert sich der Einflussbereich eines Ausfalls mit der Anzahl gebrochener Spannglieder.

Die Differenz der Spannkraft über die Trägerlänge resultierend aus den Verläufen der Spannstahlspannungen der intakten und der gebrochenen Spannglieder quantifiziert analog zu Kapitel 5.2.2 *Korrosion der Spannstahlbewehrung* den Verlust an Vorspannung des Systems sowie die daraus resultierenden Umlagerungen in die restlichen Baustoffe. Die aus 1,0-facher Verkehrslast auf der Trägeroberseite vorliegenden Druckspannungen werden erhöht sowie die auf der Trägerunterseite vorhandene Druckspannungsreserve vollständig abgebaut, bis sich nach Überschreiten der zugversteifenden Wirkung des Betons ein abgeschlossenes Rissbild einstellt.

Die Spannungen aus 1,0-facher Verkehrslast dienen als Referenz zum System mit Spanngliedbrüchen. Für einen Bruch des mittleren Spannglieds bzw. der beiden äußeren Spannglieder ergeben sich die Beton- und Betonstahlspannungen gemäß Tabelle 5.29.

Tab. 5.29: Beton- und Betonstahlspannungen infolge von Spanngliedausfällen und 1,0-facher Verkehrslast

Spanngliedbruch unter 1,0-facher Verkehrslast				
Bauteilspannungen <i>Lastfall bzw. Schädigung</i>	Beton		Betonstahl	
	<i>oben</i>	<i>unten</i>	<i>oben</i>	<i>unten</i>
Verkehr	- 11,53	- 1,59	- 59,31	- 13,50
Bruch mittleres Spannglied	- 12,72	+ 3,20	- 67,36	+ 24,52
Bruch äußere Spannglieder	- 18,46	+ 0,32	- 101,42	+ 327,12

Ein überproportionaler Tragfähigkeitsverlust beim Bruch der äußeren Spannglieder kann anhand der Beton- und Betonstahlspannungen festgestellt werden. Für den Bruch des mittleren Spannglieds liegen geringere Spannungserhöhungen vor, da auf der Trägerunterseite gerade die Zugfestigkeit erreicht wird und der Beton elastisches Materialverhalten aufweist. Die Betonstahlbewehrung wird zum Lastabtrag kaum aktiviert und weist lediglich die um den Verhältniswert der E-Moduli der verwendeten Baustoffe erhöhte Betonspannung auf. Beim Bruch eines weiteren Spannglieds bewirkt die zusätzliche Spannungserhöhung jedoch ein sofortiges Aufreißen der Trägerunterseite und damit eine Reduktion der Steifigkeit des Querschnitts. Die Betonzugspannungen werden zunehmend in die Betonstahlbewehrung geleitet, bis nach Überschreitung der Restzugtragfähigkeit keine weitere Zugkraft über den Beton abgetragen werden kann und alleinig die Betonstahlbewehrung am weiteren Lastabtrag beteiligt ist. Eine entsprechend überproportionale Zunahme der Betondruckspannungen ist auf der Trägeroberseite zu verzeichnen.

Stellt man die Betonspannungen entlang der Trägerunterseite dar, ist unter elastischem Systemverhalten beim Bruch des mittleren Spannglieds (blau) ein nahezu identischer Einflussbereich der Spanngliedschädigung auf die Spannstahlspannungs- und Betonzugspannungsverteilung zu erkennen, sodass von einer am Bauwerk gemessenen Betonspannungsverteilung an der Trägeraußenseite auf den Schädigungsort, den von der Schädigung betroffenen Bereich und ggf. den Schädigungsgrad rückgeschlossen werden kann. Unter nichtlinearem Systemverhalten beim Bruch der äußeren Spannglieder (rot) wird dieser Rückschluss zunehmend schwierig, falls die Außenseite bereits vor einem Spanngliedbruch Risse aufweist und die an der Schädigungsstelle entstandenen Risse womöglich nicht mit einem Spanngliedbruch assoziiert werden. Dahingegen ist die Form des Verlaufs mit einer über eine kurze Distanz stark wechselnden Spannung charakteristisch für einen Ausfall von Spanngliedern und damit separierbar zu einer Betonspannungs- bzw. Rissverteilung bei anderen Schädigungen. Weist ein

Bauteil bereits vor einem eingetretenen Spanngliedbruch Risse auf, vergrößert ein Bruch lediglich die bereits vorhandenen Risse und führt nicht auf einen lokalen Einzelriss gemäß Abbildung 5.42, welcher eindeutig einem Spanngliedausfall zuzuordnen ist.

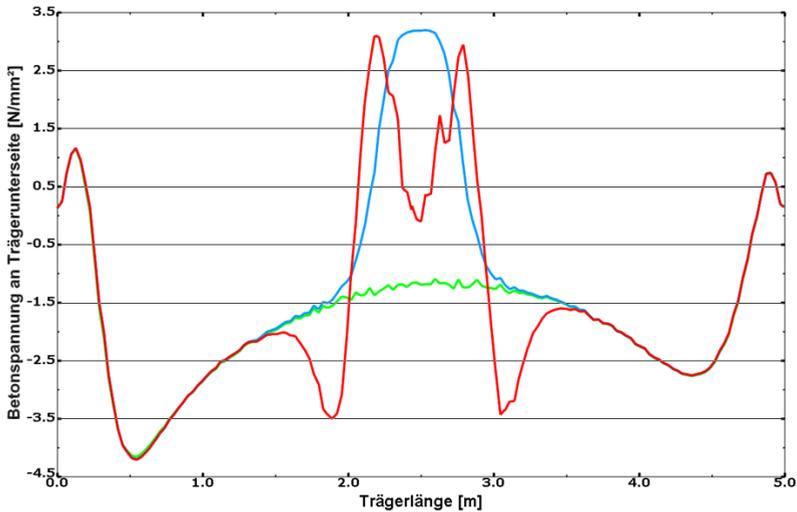


Abb. 5.42: Betonspannungen über die Trägerunterkante infolge von Spanngliedausfällen und 1,0-facher Verkehrslast

Analog zur Detektion von Spanngliedschäden infolge von Korrosion kann eine Überprüfung auf Spaltzugspannungen als zusätzliches Kriterium bei der Beurteilung eingetretener Schädigungen unter sowohl linearem als auch nichtlinearem Systemverhalten dienen.

Die Abbildungen 5.43 und 5.44 zeigen die sich einstellenden Spaltzugspannungen an der Trägerunterseite (links) sowie an der Trägersaußenseite (rechts) für einen Bruch des mittleren Spannglieds bzw. der äußeren Spannglieder unter 1,0-facher Verkehrslast. Jede dargestellte Spannungslinie entspricht einer Änderung der Spaltzugspannung von ca. $0,5 \text{ N/mm}^2$ gemäß den Simulationsergebnissen.

Infolge der höheren zu verankernden Kraft beim Bruch von Spanngliedern im Vergleich zur Korrosionsschädigung sind die auftretenden Spaltzugspannungen höher und großflächiger verteilt. Die Ausbildung der Spaltzugspannungen wird sowohl von der Anzahl gebrochener als auch der Lage intakter Spannglieder beeinflusst, da sich die Spaltzugspannungen bis zur Ausbreitung an die Außenseiten überlagern und durch intakte Spannglieder gestört werden.

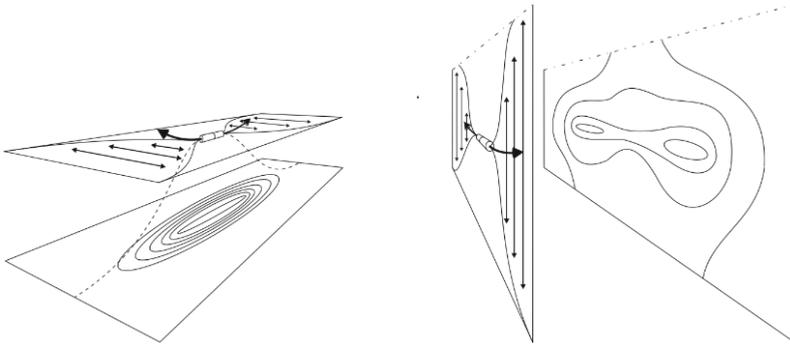


Abb. 5.43: Spaltzugspannungsverteilung an den Trägersaußenseiten im Bereich des Bruchs des mittleren Spann­ glieds unter 1,0-facher Verkehrs­last

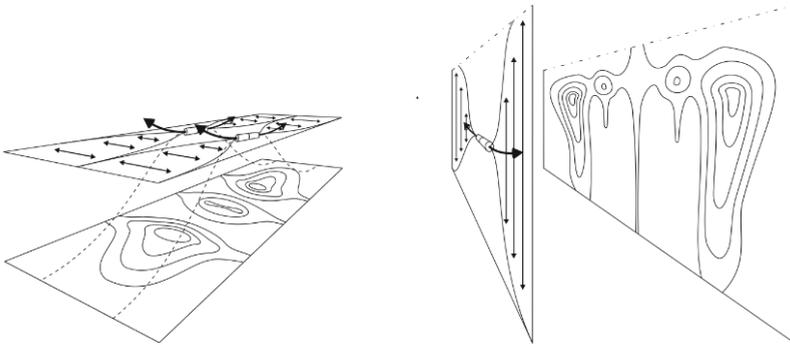


Abb. 5.44: Spaltzugspannungsverteilung an den Trägersaußenseiten im Bereich des Bruchs der äußeren Spann­ glieder unter 1,0-facher Verkehrs­last

Zur Berücksichtigung einer lokalen Degradation des Verbunds infolge von Korrosion wird die in der Schubspannungs-Schlupf-Beziehung definierte Spannung beim Einsetzen von Relativbewegungen zwischen Spannstahl und Beton von $3,5 \text{ N/mm}^2$ auf die Hälfte reduziert bzw. zur Berücksichtigung einer globalen Degradation des Verbundes infolge von Ermüdung die Verbundsteifigkeit zu 30% der Steifigkeit eines idealen Verbunds angenommen.

Die Spannstahlspannungsverläufe infolge eines Bruchs des mittleren Spann­ glieds (blau) bzw. der äußeren Spann­ glieder (rot) sowie der daraus resultierenden Spannungsumlagerungen bei einer lokalen bzw. einer globalen Reduktion der Verbundeigenschaften (durchgezogen) werden mit den Spannungsverläufen unter idealen Verbundeigenschaften (gestrichelt) verglichen und sind den Abbildungen 5.45 und 5.45 zu entnehmen. Die 1,0-fache Verkehrs­last (hellgrün) dient erneut als Referenz.

Eine lokale Reduktion des Verbundes beeinflusst die Spannungsentwicklung und -umlagerung nur in geringem Maße, da die vollständige Einleitung der freiwerdenden Kräfte unter

idealer Verbundsteifigkeit generell über eine relativ kurze Länge erfolgt und die Länge, innerhalb welcher die vorhandene Schubspannung den definierten, reduzierten Wert übersteigt, dabei wiederum lediglich einen gewissen Anteil beträgt.

Tritt hingegen eine globale Reduktion des Verbundes ein, wird dem Nachrutschen gebrochener Spannglieder über die gesamte Länge ein geringerer Widerstand entgegengesetzt mit der Folge eines erhöhten Spannungsabbaus.

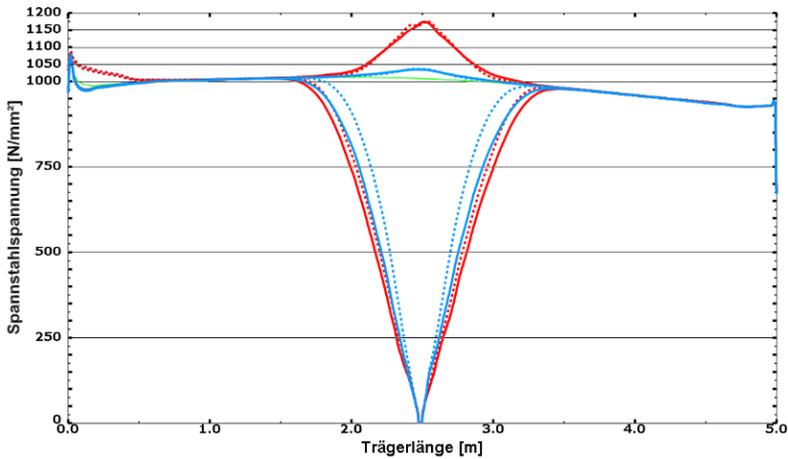


Abb. 5.45: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge von Spanngliedausfällen und 1,0-facher Verkehrslast unter idealem Verbund (gestrichelt) und lokal reduziertem Verbund (durchgezogen)

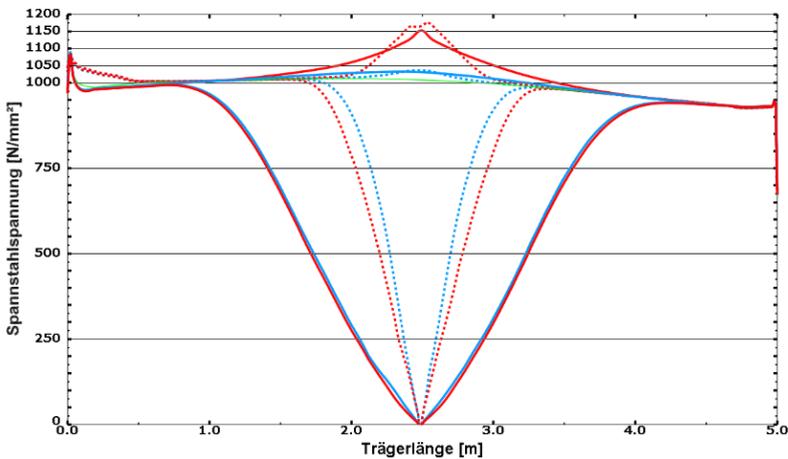


Abb. 5.46: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge von Spanngliedausfällen und 1,0-facher Verkehrslast unter idealem Verbund (gestrichelt) und global reduziertem Verbund (durchgezogen)

Zur Beurteilung des Tragverhaltens bei Spanngliedbrüchen unter gestiegenen Verkehrsbeanspruchungen wird ein Bruch des mittleren Spannglieds bzw. der äußeren Spannglieder ebenfalls unter 2,0-facher Verkehrslast untersucht.

Da sich der Träger für das gewählte erhöhte Verkehrsaufkommen bereits ohne Schädigung im gerissenen Zustand befindet, ist das System für die untersuchten Ausfallgrade von $1/3$ bzw. $2/3$ der Gesamtvorspannung aufgrund einer Beanspruchung aller Baustoffe bis an deren natürliche Festigkeit nicht mehr tragfähig. Bereits beim Bruch des mittleren Spannglieds treten Spannstahtspannungen in den äußeren Spanngliedern bis nahe der Fließgrenze auf und das gebrochene mittlere Spannglied trägt erst in großem Abstand zur Bruchstelle wieder vollständig zum Lastabtrag bei. Die resultierenden Umlagerungen beim Bruch von Spanngliedern unter erhöhten Verkehrslasten führen auf der Trägerunterseite zu großen Rissen und Fließen der Betonstahzugbewehrung sowie Überschreiten der Betondruckfestigkeit und hoher elastischer Ausnutzung der Betonstahldruckbewehrung auf der Trägeroberseite. Beim Bruch der äußeren Spannglieder unter erhöhten Verkehrsbelastungen kann in der numerischen Simulation kein Gleichgewicht zwischen äußerer Belastung und innerer Beanspruchung gefunden und muss mit Systemversagen assoziiert werden.

Bei der Beurteilung der Auswirkungen von Spanngliedbrüchen gilt, dass Tragwerke eine nur mäßige Empfindlichkeit gegenüber Spanngliedbrüchen aufweisen, wenn trotz Schädigung oder gestiegenem Verkehrsaufkommen der Querschnitt im ungerissen Zustand verbleibt. Ob und in welchem Ausmaß ein Tragwerk unter Spanngliedbrüchen in den gerissenen Zustand übergeht, ist von der Höhe des Ausfallgrads an Spanngliedern sowie den Verbundeigenschaften abhängig. Da ein Spanngliedbruch sowohl infolge von Korrosion bei Überschreitung der Stahlzugfestigkeit im Restquerschnitt als auch infolge von Ermüdung oder Spannungsrisskorrosion bei Erreichen der kritischen Schädigungssumme oder der kritischen Wasserstoffkonzentration schlagartig eintreten kann, wird ggf. der gesamte verfügbare Systemwiderstand bis zum Erreichen verschiedener Grenzzustände ebenfalls schlagartig abgebaut und damit Grenzzustände ggf. plötzlich überschritten.

5.6 Pfadabhängigkeit in der Simulation von Schädigungen

Auf ein System einwirkende Lasten und Schädigungen können lediglich einen einzigen Gleichgewichtszustand zur Folge haben. Dieser ist jedoch von der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung abhängig, da je nach Reihenfolge der Aufbringung die Entwicklung und Umlagerung von Spannungen durch eine unterschiedliche Systemsteifigkeit bestimmt wird. Aufgrund dieses Umstandes stellt sich bei der numerischen Simulation des Systemverhaltens die Frage nach den aus dieser Abhängigkeit resultierenden Abweichungen und damit der Notwendigkeit der Unterscheidung der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung bei der Schadensanalyse.

Die numerische Simulation erlaubt sowohl das anfängliche Vorhandensein einer Schädigung in Form eines Abtrags des Materials infolge von Korrosion oder einer Reduktion der Materialeigenschaften infolge von Ermüdung und die anschließende Aufbringung einer Verkehrslast, sodass die Verkehrslast eine entsprechend des geschwächten Spannstahlquerschnitts oder der reduzierten Materialeigenschaften resultierende Spannungsverteilung im System generiert, als auch das anfängliche Vorhandensein einer Verkehrslast und das anschließende Einbringen einer Schädigung, sodass für die aus äußerer Beanspruchung im System generierte Spannung entsprechend der eingebrachten Schädigung ein neuer Gleichgewichtszustand gefunden werden muss.

In Realität können beide genannten Reihenfolgen vorliegen, wenn bspw. ein geschädigtes Brückenbauwerk nach einer Sperrung wieder für Schwerverkehr freigegeben wird oder ein beanspruchtes Bauwerk im Laufe der Zeit zunehmend korrodiert oder ermüdet.

Da die Untersuchung unterschiedlicher Reihenfolgen Berechnungen mit entsprechend unterschiedlichen Anfangszuständen und damit unterschiedlichen Konvergenzraten bedeutet, kann aufgrund der in ABAQUS implementierten inkrementell iterativen Vorgehensweise zur numerischen Berechnung der Gleichungssysteme die Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung jedoch neben den reihenfolgenabhängigen Abweichungen auf zusätzlich abweichende Gleichgewichtszustände führen.

Zur Überprüfung des Einflusses einer Pfadabhängigkeit auf die Systemantwort werden beide möglichen Reihenfolgen der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung bei der Simulation von Korrosion, Ermüdung, Korrosionsermüdung und Spanngliedausfällen untersucht.

5.6.1 Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosion

Eine Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosion wird für Abträge von 10 mm, 20 mm, 30 mm und 40 mm der Muldengeometrie nach Variante a unter 1,0- und 2,0-facher Verkehrslast überprüft.

Unter 1,0-facher Verkehrslast verbleibt das System auch unter fortschreitender Korrosionsschädigung im ungerissenen Zustand, sodass ein lineares Systemverhalten vorliegt und das Superpositions-gesetz Gültigkeit besitzt. Eine Pfadabhängigkeit kann somit nicht vorliegen, selbst wenn unter linearem Verhalten mitunter große Zeit- bzw. Lastinkremente aufgebracht werden können. Die Untersuchung der möglichen Reihenfolgen aus Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung bei linearem Systemverhalten unter 1,0-facher Verkehrslast führt daher auf nahezu identische Systemzustände.

Unter 2,0-facher Verkehrslast befindet sich das System bereits ohne Korrosionsschädigung im gerissenen Zustand, sodass ein nichtlineares Systemverhalten vorliegt und in Abhängigkeit der Reihenfolge von Last und Schädigung sowohl die Änderung der globalen Systemsteifigkeit als auch die Größe der aufbringbaren Zeit- bzw. Lastinkremente unterschiedliche Gleichgewichtszustände in der numerischen Simulation bewirken können.

Abbildung 5.47 vergleicht für die unterschiedlichen Reihenfolgen aus Aufbringung von 2,0-facher Verkehrslast und einem Abtrag von 40 mm die resultierenden Spannstahlspannungen über die Trägerlänge. Der Spannungsverlauf des ungeschädigten Systems (grün) dient als Referenz.

Im Spannstahlspannungsverlauf über die Trägerlänge ist erkennbar, dass ein anfängliches Vorhandensein einer Korrosionsschädigung und die anschließende Aufbringung einer Verkehrslast (rot) zu einem größeren Abfall der Spannstahlspannungen außerhalb der Korrosionsstelle im Vergleich zur Einbringung einer Korrosionsschädigung unter bereits vorhandener Verkehrslast (blau) führt. Die Ursache ist im Spannstahlspannungsverlauf resultierend aus einer Korrosionsschädigung vor Aufbringung der Verkehrslast (schwarz, gestrichelt) zu erkennen. Eine Korrosionsschädigung verursacht bereits infolge der Vorspannung des Spannglieds einen starken Spannungsanstieg im verbleibenden Restquerschnitt sowie einen Abbau der Vorspannung außerhalb der Schädigungsstelle als Folge des Nachrutschens des Spannglieds in Richtung der Verankerungen. Diese durch die Reihenfolge der Aufbringung bedingte Vorschädigung des Verbunds führt zu einer geringeren Mitwirkung des Spannglieds außerhalb der Korrosionsstelle unter anschließender Aufbringung der Verkehrslast.

Die Höhe der Spannstahlspannung im verbleibenden Restquerschnitt wird durch die Reihenfolge der Lastaufbringung hingegen nicht beeinflusst, da diese ausschließlich durch die Korrosionsschädigung bestimmt wird.

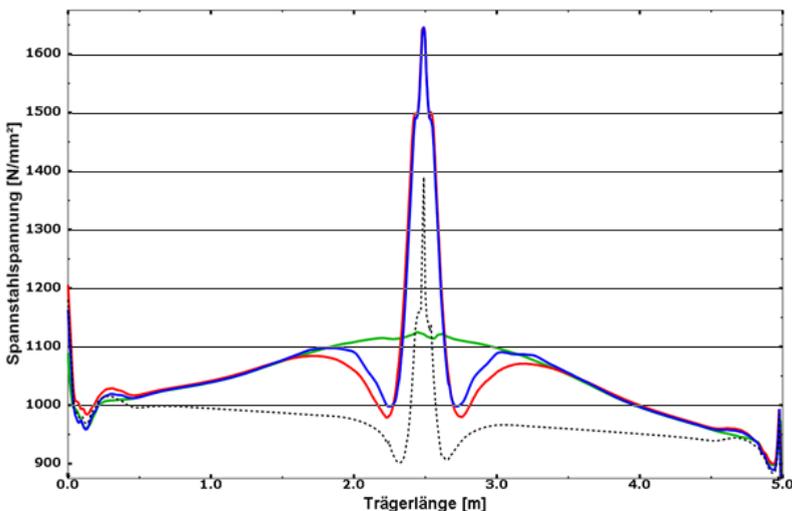


Abb. 5.47: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für 40 mm Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a: rot (Korrosion vorhanden, Verkehr wird aufgebracht) - blau (Verkehr vorhanden, Korrosion wird eingebracht)

Die Untersuchung der möglichen Reihenfolgen aus Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung bei nichtlinearem Systemverhalten führt nach Abbildung 5.47 auf nur sehr gering voneinander abweichende Systemzustände, obwohl mit 2,0-facher Verkehrslast und 40 mm Abtrag die größte untersuchte Einwirkungskombination dargestellt ist.

Abbildung 5.48 vergleicht für die unterschiedlichen Reihenfolgen aus Aufbringung von 2,0-facher Verkehrslast und einem Abtrag von 40 mm die resultierenden Betonspannungen entlang der Trägerunterseite. Der Spannungsverlauf des ungeschädigten Systems (grün) dient wieder als Referenz.

Der Spannstahlspannungsverlauf über die Trägerlänge lässt vermuten, dass infolge des erhöhten Vorspannkraftabfalls bei anfänglichem Vorhandensein einer Korrosionsschädigung und anschließender Aufbringung einer Verkehrslast ein stärker ausgeprägtes Rissbild im Vergleich zur Einbringung einer Korrosionsschädigung unter bereits vorhandener Verkehrslast vorliegt. Nach Abbildung 5.48 liegt jedoch ein gegenteiliger Zusammenhang vor, welcher verdeutlicht, dass das bei nichtlinearem Systemverhalten resultierende Rissbild maßgeblich von der Reihenfolge der Aufbringung aus Verkehrslast und Schädigung beeinflusst wird.

Weist das Spannglied bereits vor Aufbringung der Verkehrslast eine Korrosionsschädigung auf (rot), wird die an der Trägerunterseite vorhandene Druckspannungsreserve lokal stark abgebaut, sodass unter Aufbringung der Verkehrslast an dieser Stelle die Zugfestigkeit im Vergleich zu benachbarten Bereichen deutlich früher überschritten wird und somit lokal starke Rissbildung einsetzt. Darüber hinaus wird der Verbund infolge des Nachrutschens des Spannglieds in Richtung der Verankerungen außerhalb der Schädigungsstelle lokal reduziert, sodass es infolge der gestörten Kraftübertragung zwischen Spannglied und Beton kaum zu weiterer Rissbildung kommt.

Tritt eine Korrosionsschädigung hingegen nach Aufbringung der Verkehrslast ein (blau), ist das Rissbild mit über einen größeren Bereich verteilten Biegerissen durch die Verkehrseinwirkung vorbestimmt. Eine folgende Systemschwächung durch Korrosion führt zu einer Vergrößerung vorhandener Risse sowie zur Ausbildung neuer Risse in Bereichen, in welchen unter ausschließlicher Verkehrslast die Zugfestigkeit noch nicht überschritten war und beeinflusst den resultierenden Systemzustand somit global.

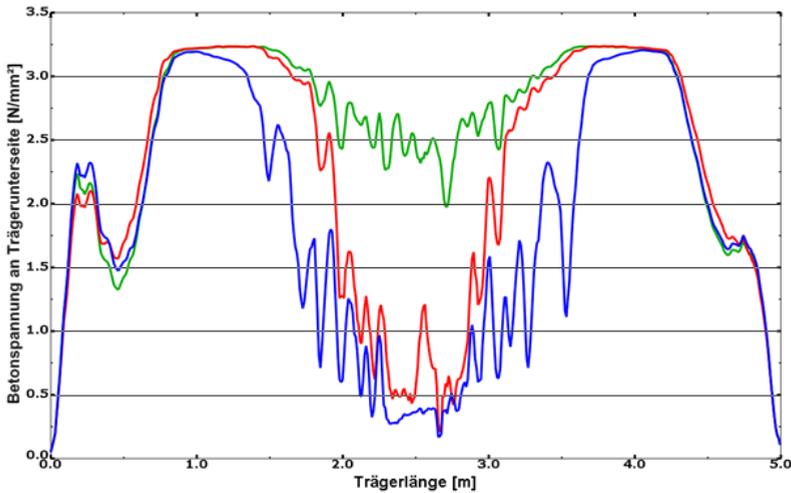


Abb. 5.48: Vergleich der Betonspannungen entlang der Trägerunterseite für 40 mm Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a: rot (Korrosion vorhanden, Verkehr wird aufgebracht) - blau (Verkehr vorhanden, Korrosion wird eingebracht)

Infolge der Festlegung von Schädigungskriterien für Spannstahl und Verbund sowie *tension stiffening* in der Betonarbeitslinie sind die Inkrementgrößen in den numerischen Berechnungen sehr gering, sodass die Abweichungen zwischen tatsächlichen und als konvergent betrachteten Ergebnissen ebenfalls gering sind. Die Abweichung der Systemantworten für die unterschiedlichen Reihenfolgen der Aufbringung können somit eindeutig einer Pfadabhängigkeit zugeordnet werden.

Außer der Reihenfolge der Aufbringung von Last und Schädigung kann der Materialabtrag als Gesamtschädigung oder sukzessiv fortschreitende Schädigung gemäß den gewählten, als zeitunabhängig betrachteten Intervallen berücksichtigt werden. Der Einfluss einer sukzessiv fortschreitenden Schädigungsmodellierung ist jedoch sowohl für lineares als auch nichtlineares Systemverhalten sehr gering und kann in numerischen Berechnungen zur Reduktion des Berechnungsaufwands vernachlässigt und als Gesamtabtrag berücksichtigt werden.

5.6.2 Pfadabhängigkeit in der Simulation von Ermüdung

Eine Pfadabhängigkeit in der Simulation von Ermüdung wird für eine Einwirkungsschwingbreite von 1,20-1,85xVerkehr bei einer Aktualisierung der Materialeigenschaften alle 6 Mio. Lastwechsel überprüft.

In Kapitel 5.3.1 *Systemverhalten unter ermüdungsbedingten Materialschädigungen* wurde auf die Gesetzmäßigkeiten der Spannungsentwicklung in den Baustoffen unter zunehmender

Last eingegangen. Die Abbildungen 5.24 bis 5.26 zeigen, dass sich die Spannungen für die untersuchte Beanspruchungsschwingbreite bereits ohne ermüdungsbedingte Materialschädigung nichtlinear entwickeln, sodass in Abhängigkeit der Reihenfolgen von Verkehrslast und Schädigung erneut sowohl die Änderung der globalen Systemsteifigkeit als auch die Größe der aufbringbaren Zeit- bzw. Lastinkremente unterschiedliche Gleichgewichtszustände in der numerischen Simulation bewirken können.

Analog zu Kapitel 5.6.1 *Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosion* kann außer der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung darüber hinaus die Degradation der Materialeigenschaften als Gesamtschädigung oder als sukzessiv fortschreitende Schädigung gemäß den gewählten, als zeitunabhängig betrachteten Intervallen berücksichtigt werden.

Tabelle 5.30 gibt die Ermüdungslebensdauern in Jahren unter Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen für die untersuchte Beanspruchungsschwingbreite in Abhängigkeit der möglichen Reihenfolgen der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung an.

Es ist zu erkennen, dass sich einerseits durch eine geänderte Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Gesamtschädigung die Lebensdauer nur geringfügig reduziert, andererseits trotz gleicher Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung eine sukzessive Einbringung der Schädigung auf eine deutlichere Reduktion der Lebensdauer führt. Eine anfängliche Berücksichtigung von Materialschädigungen führt zu einer Steifigkeitsabnahme des Systems, wodurch während des Aufbringens einer Verkehrslast eine zunehmende Umlagerung der Beanspruchungen in weniger stark ausgelastete Bereiche ermöglicht wird. Die Beanspruchung des Spannstahls reduziert sich, sodass die kritische Schädigungssumme später überschritten und eine erhöhte Lebensdauer erreicht wird.

Ist das System bereits durch eine Verkehrslast vorbeansprucht, führt eine Spannstahlschädigung zu geringeren Spannungsumlagerungen im System, sodass es zu einer entsprechend geringen Reduktion der Beanspruchungen kommt. Infolge der höheren Auslastung wird die kritische Schädigungssumme früher überschritten und eine entsprechend reduzierte Lebensdauer erreicht.

Tab. 5.30: Ermüdungslebensdauer in Abhängigkeit der Reihenfolge aus Last und Schädigung

<i>Reihenfolge der Aufbringung</i> \ <i>Beanspruchungsschwingbreite</i>	<i>1,20-1,85 [xVerkehr]</i>
<i>Schädigung, dann Last</i>	<i>24,84</i>
<i>Last, dann Schädigung gesamt</i>	<i>24,09</i>
<i>Last, dann Schädigung sukzessiv</i>	<i>21,02</i>

Da Schädigungseinflüsse durch Auffinden von Gleichgewichtszuständen zwischen von außen aufgebracht und im Bauteil generierter Beanspruchungen Berücksichtigung auf das Systemtragverhalten finden, muss die Größe der Inkremente an die im System stattfindenden Veränderungen angepasst werden.

Das Aufbringen einer Verkehrslast bei bereits geschädigtem System benötigt infolge der Veränderungen, welche die Verkehrslast im geschwächten System verursacht, eine hohe Anzahl an Inkrementen. Schädigungseinflüsse werden durch die häufige Anpassung der Steifigkeitsmatrix des Systems vom geschädigten Bereich ausgehend global verteilt und entsprechend lokal gedämpft.

Ist die Verkehrslast bereits aufgebracht, muss lediglich für die ins System eingebrachte Schädigung ein neuer Gleichgewichtszustand gefunden werden. Die Anzahl an erforderlichen Inkrementen nimmt ab. Wird die Schädigung dabei als sukzessiv fortschreitende Schädigung berücksichtigt, bei welcher der Gleichgewichtszustand lediglich an die neu entstandene Schädigung angepasst werden muss, sind entsprechend noch weniger Inkremente zum Auffinden des korrespondierenden Gleichgewichtszustandes erforderlich als bei Berücksichtigung der Gesamtschädigung. Schädigungen wirken sich daher zunehmend im Bereich ihres Auftretens aus.

Tabelle 5.31 gibt die Anzahl an Inkrementen pro Schädigungsintervall für die Reihenfolgen der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung wieder.

Tab. 5.31: Vergleich der Anzahl an Inkrementen pro Intervall resultierend aus der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung

Intervall	Schädigung, dann Last		Last, dann Schädigung gesamt		Last, dann Schädigung sukzessiv	
	Teil-schädigung	Inkremente	Teil-schädigung	Inkremente	Teil-schädigung	Inkremente
1	6,94	47	6,94	47	6,94	47
2	7,22	47	7,67	27	7,67	27
3	7,58	47	8,01	27	8,40	32
4	8,07	47	8,47	30	9,26	22
5	8,73	51	9,12	33	10,74	24
6	9,74	44	10,13	37	14,93	32
7	11,47	53	12,02	37	35,90	42
8	15,74	58	17,84	49	Rest	
9	Rest		Rest			
Summe	100		100		100	

Abbildung 5.49 vergleicht die resultierenden Systemantworten vor Erreichen der Lebensdauer für die Reihenfolge *Last, dann Schädigung*, welche sich aus einer gesamten (oben) bzw. einer sukzessiv fortschreitenden (unten) Einbringung der Schädigung ergeben.

Die lokalere Wirkung der Spannstahlschädigung bei sukzessiver Einbringung führt trotz gleicher Verkehrslast und Schädigung auf eine verstärkte Rissbildung. Die damit einhergehende

frühere nichtlineare Entwicklung der Spannstahlspannungen führt auf eine Erhöhung der Spannungsschwingbreiten unter zyklischen Lasten und letztlich auf eine Verkürzung der Ermüdungslebensdauer des Spannglieds.

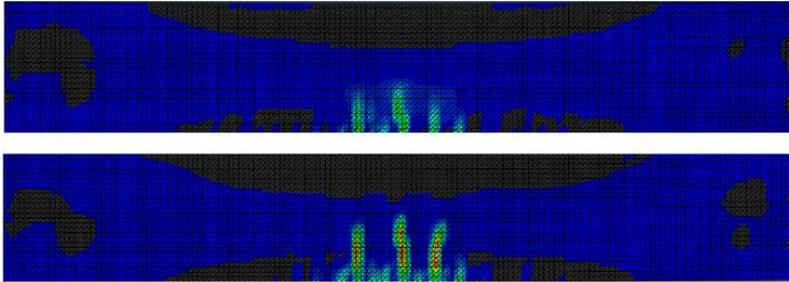


Abb. 5.49: Vergleich der inelastischen Betondehnung unter Ermüdung vor Erreichen der Lebensdauer für die Reihenfolge Last, dann Schädigung gesamt (oben) sowie Last, dann Schädigung sukzessiv (unten)

Die Beurteilung der unterschiedlichen Reihenfolgen der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung führt auf den Schluss, dass lediglich eine geringe Pfadabhängigkeit in der Ermüdungsmodellierung besteht. Da Korrosion auf einen lokalen Abfall der Vorspannkraft sowie einen damit einhergehenden lokalen Verbundverlust führt, hat die Reihenfolge der Aufbringung infolge einer ggf. vorhandenen lokalen Schwachstelle, welche Startpunkt für eine Ausweitung der Schädigung ist, maßgeblichen Einfluss auf die weitere Entwicklung des Systemzustands. Bei Ermüdung treten Schädigungen hingegen über große Spanngliedbereiche ein, sodass der Schädigungseinfluss globale Auswirkungen auf das System hat und die Reihenfolge der Aufbringung somit zu geringen Abweichungen im Tragverhalten führt. Eine Pfadabhängigkeit in der Schadensanalyse besteht demnach umso mehr, je lokaler Schädigungen und deren Folgen wirken.

Die Berücksichtigung einer sukzessiv fortschreitenden Schädigung führt in der Ermüdungssimulation für über größere Spanngliedlängen vorliegende Schädigungen auf eine verstärkte Abnahme der Lebensdauer, wohingegen es in der Korrosionssimulation für zwar große, jedoch an einer einzigen Stelle vorliegende Schädigungen zu keiner Beeinflussung des Systemverhaltens kommt. Die Notwendigkeit der Modellierung einer sukzessiv fortschreitenden Schädigung hinsichtlich einer möglichst genauen Abschätzung der Lebensdauer wird demnach umso größer, je globaler Schädigungen und deren Folgen wirken.

5.6.3 Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosionsermüdung

Eine Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosionsermüdung wird für eine Korrosionsgeschwindigkeit von 5 mm alle 12 Jahre sowie eine Einwirkungsschwingbreite von 1,2-1,8x Verkehr bei einer Aktualisierung der Materialeigenschaften alle 12 Mio. Lastwechsel überprüft.

Analog zu Kapitel 5.6.1 *Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosion* und Kapitel 5.6.2 *Pfadabhängigkeit in der Simulation von Ermüdung* wird außer der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung ebenfalls die Einbringung der Schädigungen als Gesamtschädigungen sowie sukzessiv fortschreitende Schädigungen untersucht.

Die in diesen Kapiteln gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich der Auswirkungen der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung sowie einer gesamten oder sukzessiven Einbringung der Schädigung finden sich in der Untersuchung der Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosionsermüdung wieder. Tritt eine Schädigung wie im Falle einer Korrosionsmulde lokal auf, spielt die Beachtung der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung eine maßgebende Rolle, während die Beachtung eines sukzessiven Voranschreitens der Schädigung minderbedeutsam ist. Tritt eine Schädigung wie im Falle von Ermüdung hingegen global auf, gewinnt die Beachtung des sukzessiven Voranschreitens der Schädigung an Bedeutung, während die Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung an Bedeutung verliert.

Tabelle 5.32 gibt die Korrosionsermüdungslebensdauern in Jahren für die untersuchte Korrosionsgeschwindigkeit und Beanspruchungsschwingbreite in Abhängigkeit der möglichen Reihenfolgen der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigungen an.

Hinsichtlich der geänderten Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Gesamtschädigungen verändert sich die Lebensdauer nur geringfügig, allerdings weist das System unter der Reihenfolge „Schädigung, dann Last“ eine geringere Lebensdauer gegenüber der Reihenfolge „Last, dann Schädigung gesamt“ auf, welche unter ausschließlicher Ermüdungsschädigung auf eine längere Lebensdauer führt. Bei gleicher Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigungen führt eine sukzessive Einbringung der Schädigungen jedoch ebenfalls auf eine deutliche Reduktion der Lebensdauer gegenüber einer Einbringung als Gesamtschädigung.

Tab. 5.32: Korrosionsermüdungslebensdauer in Abhängigkeit der Reihenfolge aus Last und Schädigung

Reihenfolge der Aufbringung \ Beanspruchungsschwingbreite	1,2-1,8 [\timesVerkehr]
Schädigung, dann Last	61,59
Last, dann Schädigung gesamt	63,64
Last, dann Schädigung sukzessiv	51,12

Abbildung 5.50 sowie Abbildung 5.51 vergleichen für die unterschiedlichen Reihenfolgen der Aufbringung von Verkehrslast und Gesamtschädigungen die resultierenden Spannstahlspannungen über die Trägerlänge sowie die Betonspannungen entlang der Trägerunterseite. Die Spannungsverläufe des ungeschädigten Systems (grün) dienen erneut als Referenz.

Analog zu Kapitel 5.6.1 *Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosion* führt der im lastfreien Zustand infolge von Korrosion geringfügig verstärkte lokale Spannkraftabfall und die damit einhergehende frühere lokale Zerstörung des Verbundes auf eine starke lokale Rissbildung unter anschließender Lastaufbringung (rot), sodass sich unter ermüdungswirksamer Beanspruchung höhere Schädigungsbeiträge im Vergleich zur Einbringung einer Korrosionsschädigung unter ermüdungsverursachender Last bei über einen größeren Bereich verteilten Biegerissen (blau) ergeben und sich die Lebensdauer stärker reduziert. Da die Reihenfolge der Aufbringung von Last und Schädigung bei Ermüdung weniger von Bedeutung für die Systemantwort ist, ist die Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosion maßgebend für die Pfadabhängigkeit in der Simulation von Korrosionsermüdung.

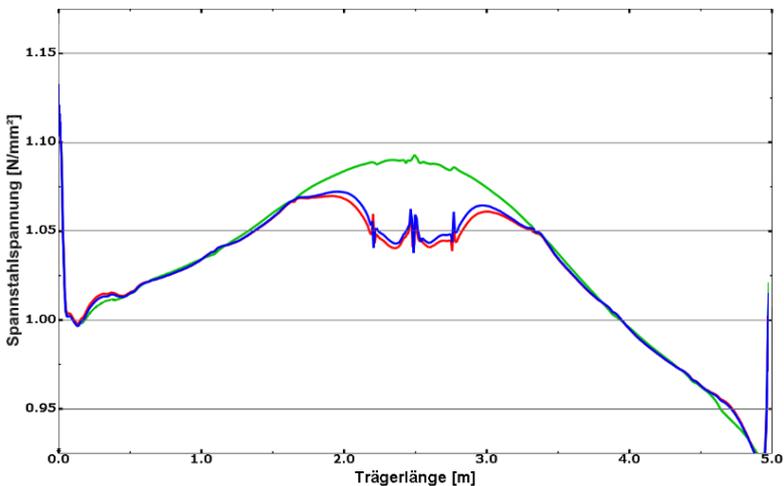


Abb. 5.50: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge vor Erreichen der Lebensdauer für die untersuchte Beanspruchung durch Korrosionsermüdung

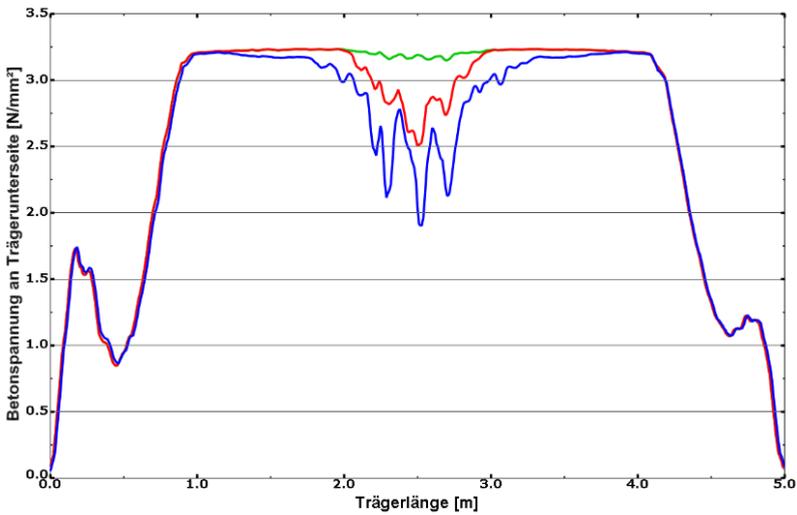


Abb. 5.51: Vergleich der Betonspannungen entlang der Trägerunterseite vor Erreichen der Lebensdauer für die untersuchte Beanspruchung durch Korrosionsermüdung

Abbildung 5.52 vergleicht die resultierenden Systemantworten vor Erreichen der Lebensdauer für die Reihenfolge *Last, dann Schädigung*, welche sich aus einer gesamten (oben) bzw. einer sukzessiv fortschreitenden (unten) Einbringung der Schädigungen ergeben. Analog zu Kapitel 5.6.2 *Pfadabhängigkeit in der Simulation von Ermüdung* bewirkt eine sukzessiv fortschreitende Ermüdungsschädigung im Vergleich zur Einbringung als Gesamtschädigung eine verstärkt lokale Rissbildung sowie eine damit einhergehende Erhöhung der Spannungsschwingbreiten unter zyklischen Lasten und führt letztlich auf eine Verkürzung der Lebensdauer. Da die Einbringung einer sukzessiv fortschreitenden Korrosionsschädigung kaum Einfluss auf die abgeschätzte Lebensdauer besitzt, ist die Einbringung der Ermüdungsschädigung maßgebend in der Simulation von Korrosionsermüdung.

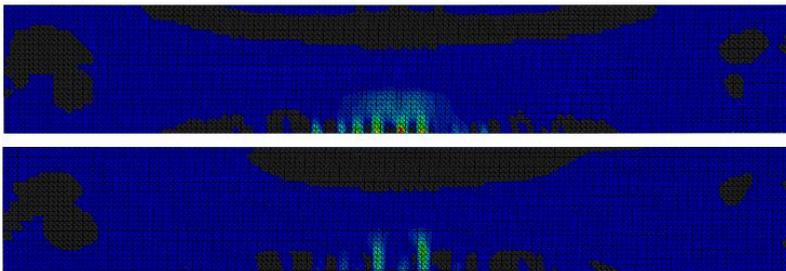


Abb. 5.52: Vergleich der inelastischen Betondehnung unter Korrosionsermüdung vor Erreichen der Lebensdauer für die Reihenfolge *Last, dann Schädigung gesamt* (oben) sowie *Last, dann Schädigung sukzessiv* (unten)

5.6.4 Pfadabhängigkeit in der Simulation von Spanngliedbrüchen

Korrosions- oder ermüdungsbedingte Spanngliedbrüche stellen sich in der Regel unter erhöhter Systembeanspruchung ein, aus welcher hohe Spannungskonzentrationen an Korrosionsnarben oder ermüdungswirksame Schädigungsbeiträge resultieren und das Material bis an dessen natürliche Festigkeit beanspruchen oder zur Überschreitung der Grenzschädigung führen. Ein spannungsrissskorrosionsbedingter Spanngliedbruch kann infolge der Herabsetzung der Bindungskräfte im Atomgitter des Stahls jedoch auch unter weit geringeren Beanspruchungen eintreten, sodass bei ausreichend hoher Wasserstoffanreicherung bereits die Vorspannung der Spannglieder ohne jegliche Beanspruchung aus Verkehr zum Bruch führen kann.

Weist ein verkehrsfreies System unter einer bestimmten Anzahl an ausgefallenen Spanngliedern eine Beanspruchung im noch linearen Bereich auf, ist der eingetretene Spanngliedausfall weder durch Rissbildung noch übermäßige Verformungen erkennbar. Wird das System nach eingetretenen Spanngliedbrüchen durch Schwerverkehr beansprucht, kann die veränderte Systemsteifigkeit zu einer veränderten Systembeanspruchung im Vergleich zum Bruch von Spanngliedern unter bereits vorhandener Verkehrslast führen.

Abbildung 5.53 stellt die paarweise vorliegenden Spannstahtspannungsverläufe aus Spanngliedbruch und resultierender Spannungsumlagerung infolge eines Bruchs des mittleren Spannglieds (blau) bzw. der äußeren Spannglieder (rot) dar und vergleicht die unterschiedlichen Reihenfolgen aus Spanngliedbruch unter Verkehrseinwirkung (gestrichelt) und Spanngliedbruch vor Verkehrseinwirkung (durchgezogen) miteinander. Der Spannstahtspannungsverlauf aus 1,0-facher Verkehrslast (hellgrün) dient als Referenz.

Unabhängig vom Zeitpunkt des Spanngliedbruchs und damit der momentanen Beanspruchung kommt es zu einem vollständigen Abbau der Spannstahtspannungen an der Bruchstelle der ausgefallenen Spannglieder. Ein Spanngliedbruch vor Einwirken von Verkehrslasten führt jedoch zu einer geringeren Mitwirkung der Spannglieder am Lastabtrag außerhalb der Bruchstelle im Vergleich zu einem Spanngliedbruch unter Verkehrslasten mit der Folge einer über eine größere Spanngliedlänge erhöhten Auslastung der intakten Spannglieder.

Der Bruch eines Spannglieds führt generell zu einer lokalen Zerstörung des Verbundes durch Nachrutschen des Spannglieds in Richtung der Verankerungen. Tritt ein Spanngliedbruch unter ausschließlicher Vorspannung ein, findet die Aufbringung einer Verkehrslast unter Vorschädigung des Verbunds statt. Diese durch die Reihenfolge der Aufbringung bedingte lokale Reduktion der Verbundwirkung und der Bauteilsteifigkeit führt zu einer lokal höheren Auslastung des Systems trotz gleicher Beanspruchung und Spanngliedausfälle.

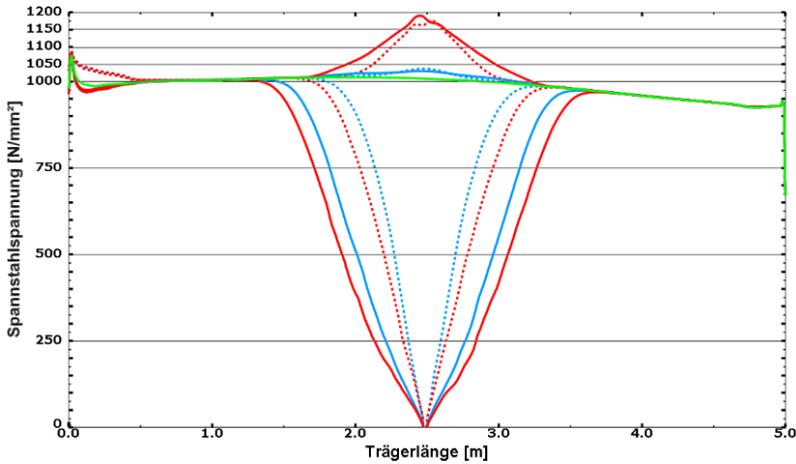


Abb. 5.53: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge unter 1,0-facher Verkehrslast resultierend aus der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung: gestrichelt (Bruch unter Verkehrseinwirkung) - durchgezogen (Bruch vor Verkehrseinwirkung)

Dasselbe Verhalten wurde auch bei der Untersuchung der Pfadabhängigkeit in der Korrosionsmodellierung festgestellt, allerdings in geringerem Ausmaß, da die Verformung des Spannstahls im Bereich der Korrosionsmulde ein deutlich geringeres Nachrutschen des Spannglieds und eine deutlich geringere Reduktion der Systemsteifigkeit zur Folge haben als ein Bruch von Spanngliedern.

5.7 Zusammenfassung

Die Gegenüberstellung zeitlich veränderlicher Systemantworten mit Grenzzuständen erlaubt eine Bemessung, mit welcher Schadensanalysen durch alternative oder ergänzende Berücksichtigung von Schädigungseinflüssen erweitert und somit genauere Aussagen über die Nutzungsdauern von Bauwerken erreicht werden können.

Zur Durchführung von Lebensdauerbemessungen wurde ein numerisches Modell entwickelt, mittels welchem Einwirkungen und Widerstände über die Zeit veränderlich behandelt sowie Schädigungen und damit verbundene Auswirkungen modelliert werden können. Eine Aneinanderreihung voneinander unabhängiger Berechnungen erlaubt die Definition veränderter Systemeigenschaften als neue Zustände zu Beginn einer Berechnung sowie die Festlegung der Systemantwort aus der bisherigen Nutzungsdauer als Startzustand und approximiert somit das tatsächliche zeitabhängige Verhalten über konstante, zeitunabhängige Verhaltensintervalle.

Die Bestimmung der Auswirkungen von Korrosion auf ein System erfolgt durch Simulation der Potential- und Stromdichteverteilung hinsichtlich der Entstehung und Ausweitung unter materialtechnologischen Aspekten oder durch Simulation des Querschnittsverlusts hinsichtlich der Systemtragfähigkeit unter bemessungstechnischen Aspekten. Dabei wird der korrosionsbedingte Materialverlust jedoch ausschließlich durch prozentuale und damit gleichmäßige Reduktion des Querschnitts berücksichtigt. Diese Vereinfachung erscheint aufgrund des meist parabelförmigen Spanngliedverlaufs sowie des lokal einwirkenden Lochfraßes jedoch als unzureichend, zumal lokale Auswirkungen auf das Systemverhalten hinsichtlich der starken Beteiligung am Lastabtrag außer Acht bleiben. In Anbetracht dessen erfolgte die Modellierung einer Lochfraßkorrosion als lokaler, muldenförmiger Abtrag mittels passgenauer, ineinander liegender Schalen aus Spannstahl, die zur Simulation einer fortschreitenden Korrosionsschädigung einzeln entfernt werden können und berücksichtigt korrosionsbegleitende Effekte wie die Überschreitung der Spannstahlzugfestigkeit infolge von Spannungskonzentrationen in der Korrosionsnarbe sowie die Überschreitung der Verbundfestigkeit infolge von Spannstahlverformungen im Schädigungsbereich.

Eine fortschreitende Korrosionsschädigung bewirkt einen Anstieg der Spannstahlspannungen im betroffenen Bereich sowie einen durch das Verformungsverhalten bedingten Abfall außerhalb der Schädigungsstelle. Die Spannstahlspannung an der Schädigungsstelle gibt jedoch lediglich Auskunft über die Ausnutzung des Spannstahls. Da der Grad der Korrosion jedoch nicht direkt detektierbar ist, muss über die globale Systemantwort auf den Korrosionsfortschritt am Spannglied rückgeschlossen werden. Die korrosionsbedingte reduzierte Unterstützung der Spannbewehrung am Lastabtrag im Schädigungsbereich bewirkt dabei eine Beeinflussung der Beanspruchungen der restlichen Baustoffe. Diese an Bauwerksaußenseiten detektierbaren charakteristischen Änderungen in der Beanspruchung erlauben einen Rückschluss auf lokale Korrosionsschädigungen im Inneren der Struktur. Da unter linearem Systemverhalten ein nahezu identischer Einflussbereich auf die Spannstahl- und Betonspannungen vorliegt, ist eine Detektion des Ortes, des Grades und des Voranschreitens einer Schädigung anhand der Betonspannungsverteilung möglich. Da ein solcher Rückschluss mit einsetzender Rissbildung jedoch zunehmend schwieriger wird, kann die Ausbildung von Spaltzugspannungen infolge der schädigungsbedingten lokalen Verankerung des Spannglieds außerhalb der Korrosionsstelle als alternatives Indiz dazu genutzt werden, um Schädigungsvorgänge auch im Zustand II erkennen zu können.

Die numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Simulation einer lokalen Korrosionsschädigung lokale Auswirkungen auf die Beanspruchung des Systems hat, diese infolge der lokalen Beschränkung stark ausgeprägt sind und der Ort, der Einflussbereich und der Schweregrad an Bauwerksaußenseiten detektiert werden können. Darüber hinaus könnten in umfangreicheren Untersuchungen Spannungskonzentrationsfaktoren in Abhängigkeit der Korrosionstiefe, des Spannglieddurchmessers und der Verkehrsmenge entwickelt werden, welche zur Abschätzung der Beanspruchungen im Spannstahl bei Neubauwerken für prognostizierte Korrosionseinwirkungen angewendet werden und somit eine Dimensionierung der Bauwerke auf eine ausreichende Nutzungsdauer ermöglichen könnten.

Bei der Bestimmung der Ermüdungssicherheit von Bauwerken werden die aus äußeren Einwirkungen im System resultierenden Spannungsschwingbreiten den aus Einstufenversuchen gewonnenen Materialwiderständen gegenübergestellt. Dabei berücksichtigen die in Normen enthaltenen Verfahren eine Vielzahl an Möglichkeiten, ermüdungswirksame Einflüsse möglichst genau abzubilden. Eine Veränderung der Materialeigenschaften wird dabei jedoch nicht berücksichtigt, denn die aus der Überfahrt eines Fahrzeugs ermittelte Spannungsschwingbreite ist über die Nutzungsdauer des Bauwerks konstant. Eine Berücksichtigung von Vorschädigungen beeinflusst jedoch resultierende Spannungsschwingbreiten und ermöglicht ebenfalls eine Beachtung von Reihenfolgeeffekten bei der Abschätzung der Nutzungsdauer.

Ermüdungsbedingte Vorschädigungen beeinflussen die Systemtragfähigkeit negativ und führen infolge einer früheren Rissbildung im System trotz gleichbleibender Betriebslasten auf zunehmende Spannungsschwingbreiten in den Baustoffen. Die unter zyklischer Beanspruchung für jedes Material spezifische Ausbildung und Ausbreitung von Rissen im Materialgefüge bewirkt eine Steifigkeitsabnahme in den Baustoffen und kann mittels der aus Versuchen abgeleiteten Entwicklung der Schädigung bei der Abschätzung der Nutzungsdauer berücksichtigt werden. Dabei wählt *Peerlings* zur Abbildung der Schädigungsevolution von Spannstählen einen nichtlinearen Ansatz zur Ableitung einer skalaren Schädigungsvariablen in Abhängigkeit der bezogenen Lastwechselzahl. Mittels dieser wurden bei den numerischen Untersuchungen am Ende eines Belastungsintervalls die Materialeigenschaften für das folgende Belastungsintervall an die entstandene Ermüdungsschädigung angepasst.

Durch Berücksichtigung von Materialschädigungen bei der Bestimmung der Systemantwort kommt es somit einerseits generell zu einer sukzessiven Verkürzung der Lebensdauer, andererseits hat die Reihenfolge von Einwirkungen Einfluss auf die abgeschätzte Lebensdauer der Bewehrung. Die Erweiterung des Konzepts zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit um eine von der Höhe und dem zeitlichen Auftreten der Beanspruchung abhängigen Schädigungsentwicklung hat jedoch zur Folge, dass das Konzept in ein iteratives Verfahren übergeht.

Die Frage, ob eine Berücksichtigung von Vorschädigungen auf Seiten der Einwirkung in Form erhöhter Spannungsschwingbreiten auf dieselbe Lebensdauer wie die ursprüngliche Spannungsschwingbreite in Verbindung mit reduzierten Widerständen aus Lebensdauer kennlinien für mehrstufige Beanspruchungskollektive führt, kann aufgrund der unter gleichbleibender Ermüdungsbeanspruchung ermittelten Materialwiderstände jedoch nicht überprüft werden.

Da Korrosion und Ermüdung in der Regel ständig vorhandene Einwirkungen auf Brückenbauwerke darstellen, liegt dementsprechend eine Interaktion beider Schädigungen vor, deren Überlagerung und gegenseitige Beeinflussung auf eine zusätzliche Reduktion der Tragfähigkeit führt und somit eine gegenüber einer reinen Korrosions- oder Ermüdungsschädigung darüber hinausgehende Verkürzung der Nutzungsdauer zur Folge hat.

Problematisch hinsichtlich einer Abschätzung der erreichbaren Nutzungsdauer sind einerseits die fehlenden Materialwiderstände gegen diese Art der Beanspruchung und andererseits das zeitlich unterschiedliche Vorschreiten sowie die stark nichtlineare Entwicklung der je-

weiligen Schädigungen. In Anbetracht dessen wurde eine alternative Methode erarbeitet, welche die Notwendigkeit einer numerischen Bestimmung der Systemantwort unter Schädigungseinwirkung umgehen und mittels numerisch ermittelter Schädigungskorrekturfunktionen eine Abschätzung der Nutzungsdauer ermöglichen soll. Die Methode beruht auf einer grafischen Darstellung der numerisch bestimmten Entwicklung der Korrosionsermüdungsschädigung über die Zeit für verschiedene Korrosions- und Ermüdungseinwirkungen und könnte bei einer umfangreichen Anzahl an numerisch untersuchten Schädigungskombinationen die Bereitstellung von Bemessungsdiagrammen oder mathematischen Funktionen erlauben, mittels welcher die Nutzungsdauer anhand einer analytischen Ermüdungsberechnung mit herkömmlichen Ermüdungswiderständen sowie prognostizierten Korrosionseinwirkungen abgeschätzt werden könnte.

Die Frage, ob eine Berücksichtigung von Korrosionsschädigungen auf Seiten der Einwirkung in Form erhöhter Spannungsschwingbreiten auf dieselbe Lebensdauer wie die ursprüngliche Spannungsschwingbreite in Verbindung mit reduzierten Widerständen aus Wöhlerlinienscharen für korrodierten Spannstahl führt, kann aufgrund der fehlenden Materialwiderstände jedoch nicht überprüft werden.

Als Folge aller untersuchter Schädigungseinwirkungen kann es zum Bruch von Spanngliedern kommen. Dabei ist das Systemverhalten stark von der Ursache des Spanngliedbruchs abhängig, da die vorausgegangene Schädigung die vorliegenden Verbundeigenschaften maßgeblich beeinflusst und zu einem entsprechend unterschiedlich ausgeprägten Mitwirken der Spannbewehrung am Lastabtrag führt.

Die Möglichkeiten zur Detektion von Spanngliedbrüchen über charakteristische Änderungen im Beanspruchungsverlauf an Bauwerksaußenseiten sind dabei analog zu Korrosionsschädigungen, aufgrund der höheren freierwirdenden Spannkkräfte sind die Beanspruchungsänderungen jedoch deutlich stärker ausgeprägt.

Die Entwicklung und Umlagerung von Beanspruchungen wird durch die vorliegende Systemsteifigkeit bestimmt und kann in Abhängigkeit der Reihenfolge der Aufbringung von Lasten und Schädigungen auf entsprechend unterschiedliche Gleichgewichtszustände führen. Die Untersuchung der Auswirkungen der Reihenfolge der Aufbringung von Lasten und Schädigungen zeigte dabei auf, dass zum einen eine Pfadabhängigkeit umso mehr besteht, je lokaler Schädigungen und deren Folgen wirken und zum anderen eine sukzessive Schädigungsmodellierung umso bedeutsamer wird, je globaler Schädigungen und deren Folgen wirken.

Kapitel 6

Verfahren zur Bestimmung der Spangliedschädigung

6.1 Konzeption

Anhand der untersuchten Schädigungseinflüsse auf Spannglieder und der daraus gewonnenen Erkenntnisse zum Systemtragverhalten wird ein Verfahren entwickelt, welches eine indirekte Bestimmung der Spanngliedschädigung anhand direkt messbarer Kenngrößen aus Bauwerksmonitoring ermöglichen soll.

Das Verfahren basiert auf der Erhaltung des Systemgleichgewichts unter fortschreitender Spanngliedschädigung und quantifiziert in Abhängigkeit der detektierten Zunahme der Beanspruchung im Beton und Betonstahl die entsprechende Abnahme der Beanspruchung im Spannstahl infolge von Schädigung. Mittels dieser kann die resultierende Beanspruchung im Spannstahl im Bereich der Schädigung rekonstruiert und der dazu erforderliche Schädigungsfortschritt abgeschätzt werden.

Zur Überprüfung, ob die infolge von Spanngliedschädigung resultierende Abnahme der Beanspruchung im Spannstahl im Schädigungsbereich der Zunahme der Beanspruchung in den ungeschädigten Baustoffen entspricht und somit der Schädigungsfortschritt ausreichend genau abgeschätzt werden kann, werden im Folgenden die Zu- und Abnahmen an Beanspruchung für den Ausfall der beiden äußeren von insgesamt drei Spanngliedern gemäß Kapitel 5.5. *Simulation von Spanngliedbrüchen* untersucht.

Zunächst werden für alle Bauteile sowohl im ungeschädigten als auch im geschädigten Zustand die Beanspruchungen über die Trägerlänge von ABAQUS in EXCEL übertragen und die Beanspruchungsverläufe mittels Polynomen höheren Grades approximiert.

Die Abbildungen 6.1, 6.2 und 6.3 geben die Beanspruchungen über die Trägerlänge für Spannstahl, Betonstahl und Beton an. Zunahmen der Beanspruchung sind rot, Abnahmen der Beanspruchung sind blau und Beanspruchungen im ungeschädigten Zustand sind grün hinterlegt. Die Polynome zur Approximation der Beanspruchungsverläufe sind schwarz gepunktet dargestellt.

Sowohl für Betonstahl als auch für Beton sind die Beanspruchungsverläufe doppelt vorhanden. Für Betonstahl ergibt sich dies aus der Bewehrungsanordnung im Zug- und Druckbereich, für Beton aus dem über die Trägerhöhe linear veränderlichen Spannungszustand und der damit verbundenen Erfordernis zur Auswertung der Beanspruchung an der Trägerober- und -unterseite.

Anschließend wird durch Integration der Polynome die Fläche unterhalb der approximierten Beanspruchungsverläufe ermittelt und zur Quantifizierung der Zu- und Abnahmen die Differenzen der Flächen zwischen geschädigtem und ungeschädigtem System bestimmt.

Die Abbildungen 6.4, 6.5 und 6.6 geben die Zu- und Abnahmen für Spannstahl, Betonstahl und Beton an. Zunahmen der Beanspruchung sind erneut rot und Abnahmen der Beanspruchung sind erneut blau hinterlegt.

Zuletzt wird die Zunahme an Beanspruchung in ungeschädigten Baustoffen der Abnahme an Beanspruchung infolge von Schädigung gegenübergestellt.

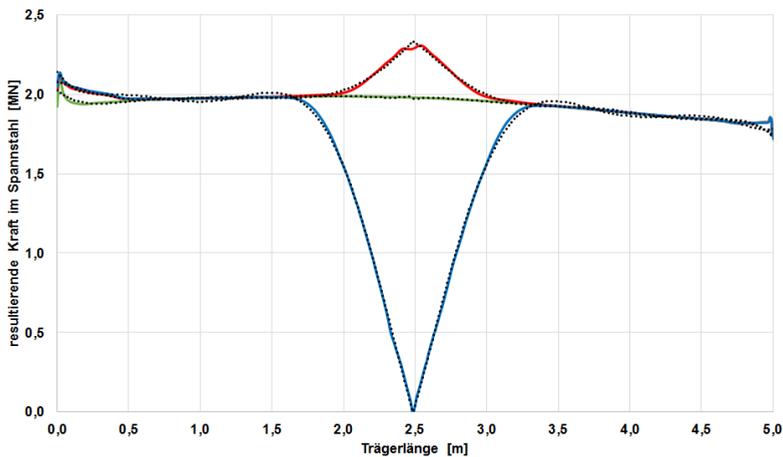


Abb. 6.1: Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge sowie Approximation mittels Polynomen höheren Grades

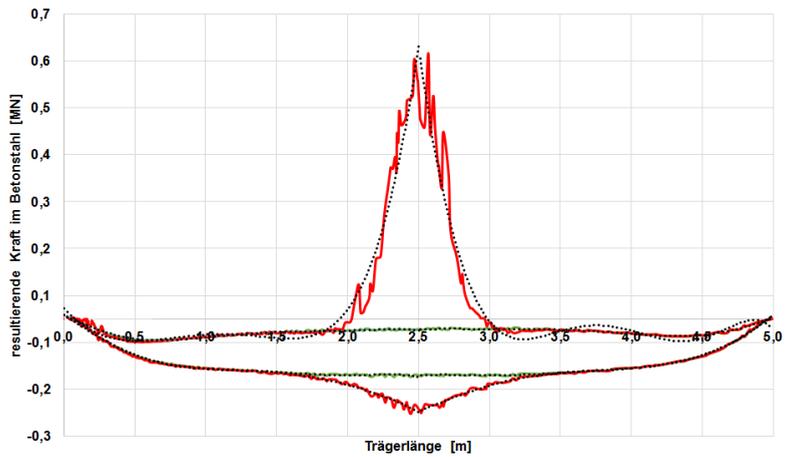


Abb. 6.2: Beanspruchung des Betonstahls über die Trägerlänge sowie Approximation mittels Polynomen höheren Grades

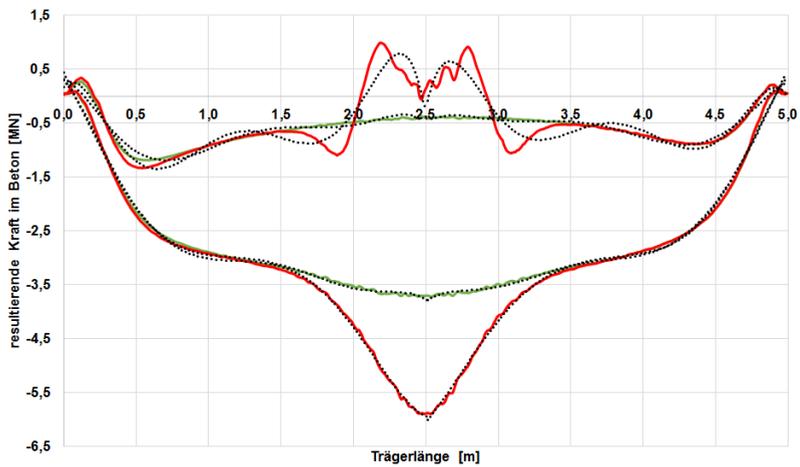


Abb. 6.3: Beanspruchung des Betons über die Trägerlänge sowie Approximation mittels Polynomen höheren Grades

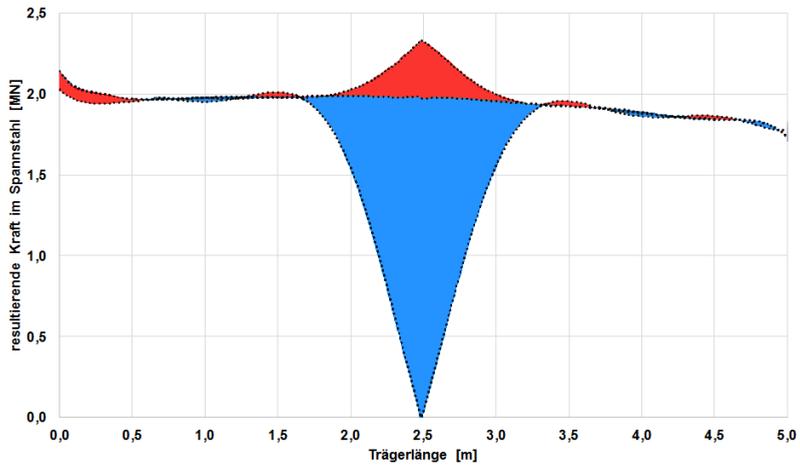


Abb. 6.4: Verluste und Umlagerungen der Beanspruchung im Spannstahl infolge von Spanngliedschädigung

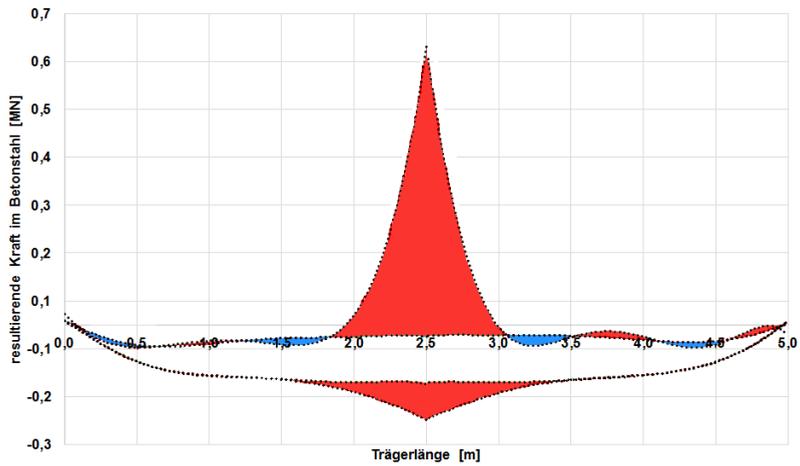


Abb. 6.5: Verluste und Umlagerungen der Beanspruchung im Betonstahl infolge von Spanngliedschädigung

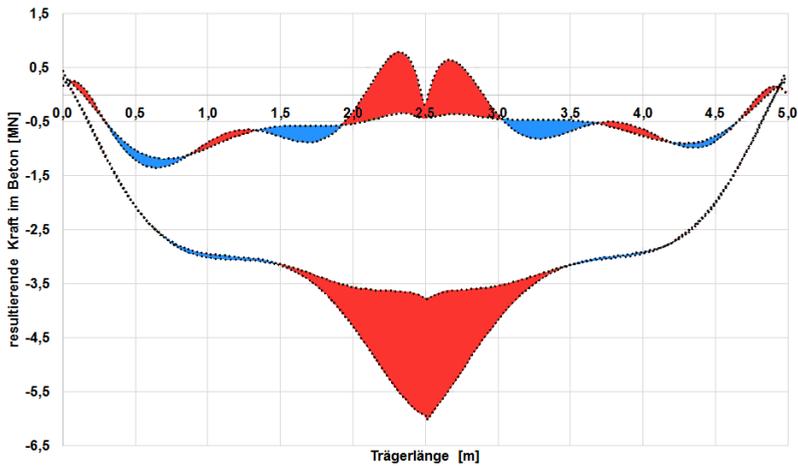


Abb. 6.6: Verluste und Umlagerungen der Beanspruchung im Beton infolge von Spanngliedschädigung

Tabelle 6.1 gibt die resultierenden Zu- und Abnahmen an Beanspruchung an. Die prozentuale Abweichung zwischen der mittels ABAQUS ermittelten Beanspruchungsverläufe und der mittels EXCEL erzeugten Polynome höheren Grades beträgt 8,11% bezogen auf die Abnahme im Spannstahl bzw. 7,50% bezogen auf die Zunahme im Betonstahl und Beton.

Tab. 6.1: Resultierende Verluste und Umlagerungen der Beanspruchung infolge von Spanngliedschädigung

[MNm]	Spannstahl	Betonstahl	Beton
Änderung der Beanspruchung	- 0,801462	+ 0,172390	+ 0,694046
Abweichung	+ 0,064974		

Die Überführung des Verfahrens von mittels ABAQUS berechneten und vielfältig auswertbaren Beanspruchungsdaten auf mittels Monitoring überwachte Bauwerke erfordert aufgrund der zumeist nur an den Bauwerksaußenseiten messbaren Daten entsprechende Anpassungen.

Zunächst erfolgt die Übertragung an der Brückenober- und -unterseite mittels faseroptischer Sensoren gemessener Beanspruchungsdaten des Betons über die Bauteillänge, die Bestimmung der Approximationsfunktionen sowie die Quantifizierung der Zunahme an Beanspruchung infolge von Schädigung gegenüber den Beanspruchungsverläufen des ungeschädigten Systems bzw. des geschädigten Systems zum letzten Auswertungszeitpunkt.

Die nicht über Monitoring messbaren Beanspruchungen der Betonstahlbewehrung an der Brückenober- und -unterseite werden für ungerissene Bereiche durch Multiplikation der Beanspruchungen im Beton in Höhe der Bewehrungslagen mit dem Verhältniswert der E-Moduli des Betonstahls und des Betons berechnet sowie für gerissene Bereiche mithilfe des allgemeinen Rechenverfahrens nach *Dutulescu* [63] anhand der Rissbreiten und Rissabstände abgeschätzt, welche mittels faseroptischer Sensoren an den Betonoberflächen ermittelt werden. Anschließend erfolgt analog zum Vorgehen für den Beton die Bestimmung der Approximationsfunktionen sowie die Quantifizierung der Zunahme an Beanspruchung infolge der Schädigung gegenüber den Beanspruchungsverläufen des ungeschädigten Systems.

Abschließend erfolgt die Ermittlung der unbekanntenen Abnahme an Beanspruchung im Spannstahl infolge des Schädigungseinflusses über die Bedingung, dass die Abnahme an Beanspruchung im geschädigten Bauteil der Zunahme an Beanspruchung in ungeschädigten Bauteilen entspricht.

Zur Bestimmung der Beanspruchung des geschädigten Bauteils über die Trägerlänge muss eine Funktion gefunden werden, deren Fläche unterhalb deren Verlaufs über die Trägerlänge der Fläche im ungeschädigten Systemzustand abzüglich der Flächendifferenz resultierend aus der Zunahme an Beanspruchung der ungeschädigten Bauteile entspricht. Damit die aufzufindende Funktion der Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge für die verbleibende Fläche nicht beliebig ist, muss diese den Gesetzmäßigkeiten für die auf das Spannglied einwirkende Schädigung entsprechen.

- Gleiche Beanspruchung zwischen geschädigtem und ungeschädigtem System an den Stellen, an welchen der Verbund zwischen Spannglied und Beton intakt ist. Diese Stellen sind für alle Schädigungseinflüsse bis auf den Bruch von Spanngliedern aus dem Beanspruchungsverlauf des Betons über die Trägerlänge bekannt. Für den Bruch von Spanngliedern sind diese Stellen nicht eindeutig bestimmbar, da diese für ausgefallene und intakte Spannglieder in Abhängigkeit der Änderung deren Beanspruchung unterschiedlich sind und sich im Beanspruchungsverlauf des Betons über die Trägerlänge lediglich eine resultierende Beanspruchung und damit lediglich eine Stelle beidseitig des Bruchs einstellt, an welcher die Beanspruchung zwischen geschädigtem und ungeschädigtem System voneinander abweicht.
- Hochpunkt im Beanspruchungsverlauf an der Schädigungsstelle infolge von Korrosion sowie Korrosionsermüdung. Diese Stelle ist aus dem Beanspruchungsverlauf des Betons über die Trägerlänge bekannt.
- Tiefpunkte im Beanspruchungsverlauf außerhalb der Schädigungsstelle infolge von Korrosion sowie Korrosionsermüdung. Diese Stellen sind nicht eindeutig bestimmbar, liegen allerdings zwischen den Stellen mit intaktem Verbund und der Stelle des Hochpunktes infolge lokaler Schädigung.

- Tiefpunkt im Beanspruchungsverlauf an der Stelle der größten Spannungsschwingbreite infolge von Ermüdung. Diese Stelle ist aus dem Beanspruchungsverlauf des Betons über die Trägerlänge bekannt.
- Hochpunkt im Beanspruchungsverlauf intakter Spannglieder an der Schädigungsstelle infolge von Spanngliedbruch. Diese Stelle ist aus dem Beanspruchungsverlauf des Betons über die Trägerlänge bekannt.
- Keine Beanspruchung an beiden Spanngliedenden ausgefallener Spannglieder an der Schädigungsstelle infolge von Spanngliedbruch. Diese Stelle ist aus dem Beanspruchungsverlauf des Betons über die Trägerlänge bekannt.
- Für alle Schädigungseinflüsse entspricht die Abnahme an Beanspruchung im Spannstahl der Zunahme an Beanspruchung in ungeschädigten Bauteilen.

Die Randbedingungen zum Auffinden einer Approximationsfunktion der Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge sind in Abbildung 6.7, 6.8, 6.9 und 6.10 rot markiert.

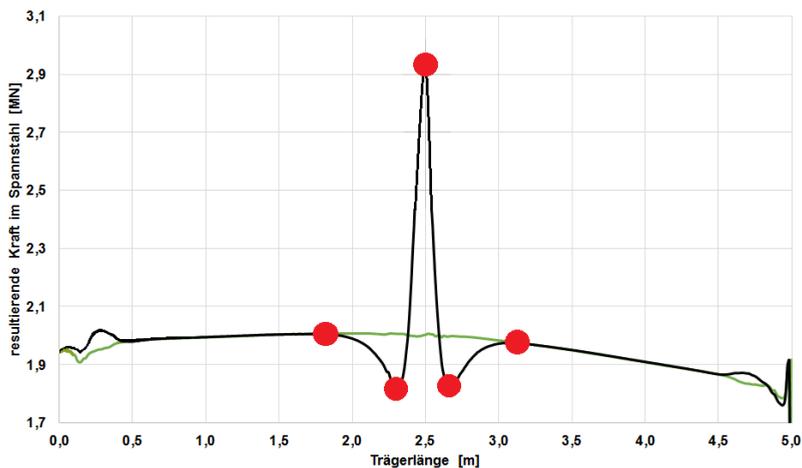


Abb. 6.7: Randbedingungen zur Approximation der Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge infolge von Korrosion

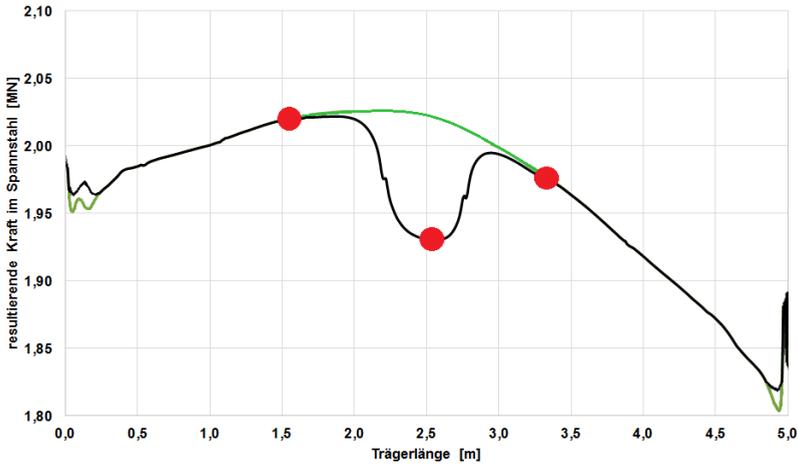


Abb. 6.8: Randbedingungen zur Approximation der Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge infolge von Ermüdung

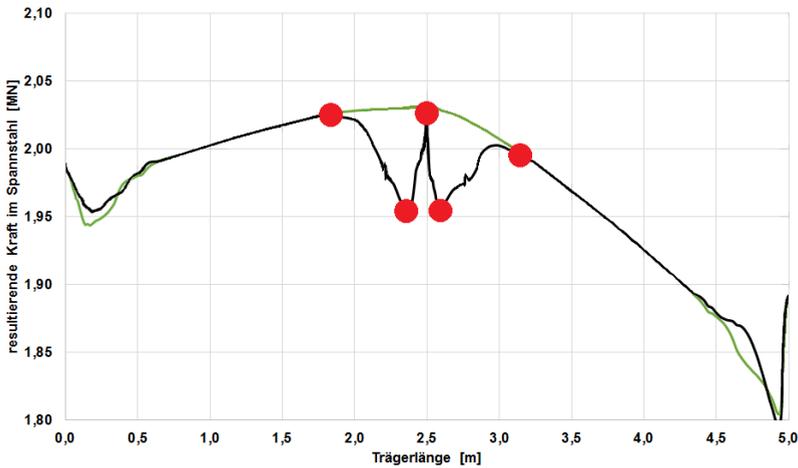


Abb. 6.9: Randbedingungen zur Approximation der Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge infolge von Korrosionsermüdung

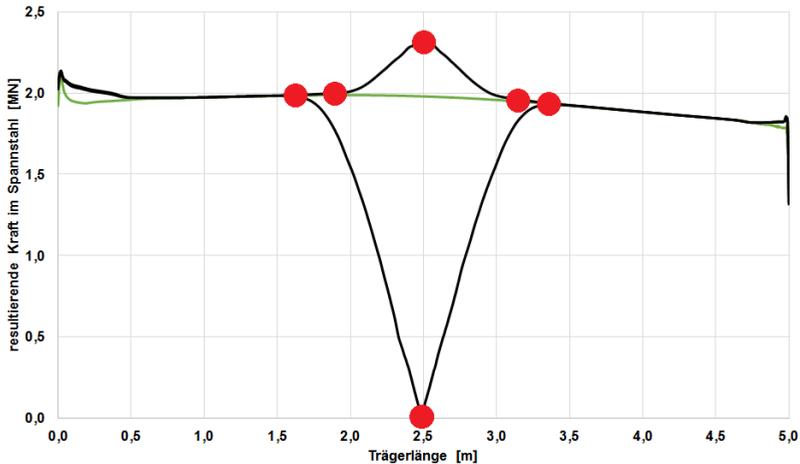


Abb. 6.10: Randbedingungen zur Approximation der Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge infolge von Spanngliedbruch

Wie in Kapitel 5 *Simulation von Schädigungen in ABAQUS* bereit erläutert, ist ein Rückschluss auf den genauen Ort und Einflussbereich einer Schädigung am Spannglied über die Betonspannungsverteilung an den Bauwerksaußenseiten in Längsrichtung nur im ungerissenen Zustand möglich. Durch Applikation faseroptischer Sensoren in Querrichtung und einer Detektion von Spaltzugspannungen können die zur Anwendung des Verfahrens notwendigen Informationen jedoch ergänzt werden.

Zur Verbesserung der Genauigkeit des indirekt bestimmten Schädigungsfortschritts im Spannstahl ist es ratsam, die aus Bauwerksmonitoring gewonnenen Beanspruchungsdaten über die Bauwerkslänge zu unterteilen und die daraus resultierenden abschnittswisen Verläufe mit jeweils einzelnen Polynomen zu approximieren. Auf diese Weise kann sowohl die Abweichung der Differenz zwischen Verlusten und Umlagerungen reduziert als auch der aufzufindende Beanspruchungsverlauf des Spannstahls über die Trägerlänge abschnittsweise feiner approximiert werden. Die Unterteilung kann dabei sowohl gleichmäßig über die Gesamtlänge als auch lediglich lokal in Bereichen komplexer Beanspruchungszustände erfolgen.

Eine Verbesserung der Genauigkeit der Approximationsfunktionen kann ebenfalls durch die Wahl des Grades der Polynome erreicht werden, welcher allerdings durch die Anzahl an vorhandenen Randbedingungen beschränkt wird.

Abbildung 6.11 gibt die Beanspruchung des Betons an der Unterseite für die linke Trägerhälfte sowie die Verbesserung der Genauigkeit bei der Annäherung mittels Polynomen höheren Grades infolge einer Unterteilung in verschiedene Abschnitte wieder. Der hellgrau hinterlegte Verlauf resultiert aus der Approximation des Beanspruchungsverlaufs über lediglich ein

einziges Polynom für die gesamte Trägerhälfte, der dunkelgrau hinterlegte und deutlich genauere Verlauf wird über zwei Polynome sowie der schwarz hinterlegte und nahezu übereinstimmende Verlauf wird über drei Polynome approximiert.

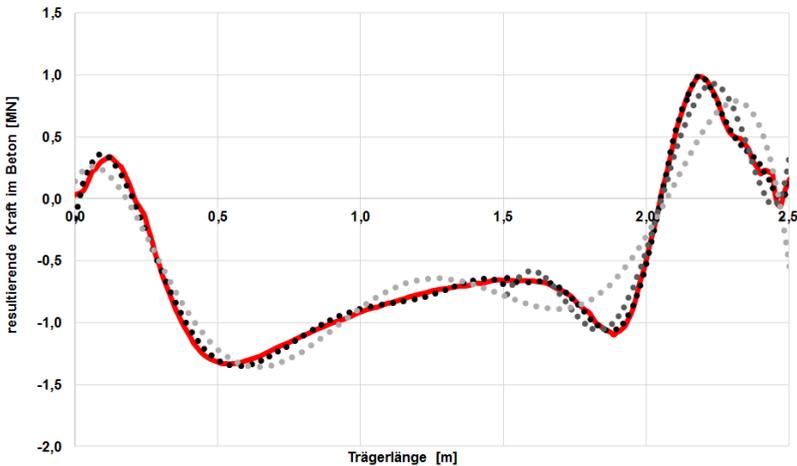


Abb. 6.11: Verbesserung der Approximation infolge abschnittsweiser Unterteilung der Beanspruchungsverläufe über die Trägerlänge

Der mittels des Verfahrens abgeschätzte Beanspruchungsverlauf des Spannstahls erlaubt durch Gegenüberstellung der Beanspruchung mit normativ festgelegten Grenzzuständen auch unter Schädigung die Einhaltung eines definierten Zuverlässigkeitsniveaus sowie einen Rückschluss auf die Geschwindigkeit des Voranschreitens der Schädigung durch einen Vergleich der Beanspruchung mit vorausgegangenen Auswertungen und ermöglicht somit Aussagen, welche Verkürzung der Nutzungsdauer eine fortschreitende Schädigung zur Folge haben kann.

6.2 Zusammenfassung

Anhand der gewonnenen Erkenntnisse über das Systemverhalten unter Schädigungseinwirkungen wurde ein Verfahren zur indirekten Bestimmung der Spanngliedschädigung anhand direkt messbarer Kenngrößen aus Bauwerksmonitoring entwickelt. Das Verfahren basiert auf der Erhaltung des Systemgleichgewichts unter fortschreitender Spanngliedschädigung und quantifiziert in Abhängigkeit der detektierten bzw. der daraus abgeleiteten Änderung der Beanspruchung im Beton bzw. im Betonstahl die entsprechende Änderung der Beanspruchung im Spannstahl. Dazu werden die Beanspruchungsverläufe mittels Polynomen höheren Grades approximiert und der zu bestimmende Beanspruchungsverlauf des Spannglieds anhand

der für die jeweils vorliegende Schädigung bestimmten Randbedingungen durch Lösung eines Gleichungssystems ermittelt. Eine Steigerung der Genauigkeit des Verfahrens ist durch Festlegung abschnittsweiser Approximationsfunktionen sowie den Grad der Polynome möglich, wobei letzterer jedoch durch die Anzahl vorhandener Randbedingungen begrenzt ist. Der bestimmte Beanspruchungsverlauf des Spannstahls im Schädigungsbereich kann Grenzzuständen gegenübergestellt werden und ermöglicht bei einer periodischen Erfassung und Auswertung von Beanspruchungsdaten einen Rückschluss auf die Geschwindigkeit des Vorranschreitens der Schädigungen sowie die Ableitung der verbleibenden Nutzungsdauer.

Kapitel 7

Experimentelle Untersuchung von Korrosionsschädigungen

Zur Validierung der in Kapitel 5.2 *Implementierung von Korrosionsschädigungen* generierten Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zum Tragverhalten vorgespannter Bauwerke unter Korrosionseinwirkung sowie der daraus abgeleiteten Möglichkeiten einer frühzeitigen Detektion von Korrosionsschäden an Bauwerken werden Bauteilversuche durchgeführt.

7.1 Bauteilversuche

Bei der numerischen Untersuchung des Tragverhaltens vorgespannter Tragwerke unter Korrosionseinwirkung wurden die Auswirkungen von Spanngliedschädigungen in allen verwendeten Baustoffen analysiert. Ziel war die Bestimmung der verbleibenden Tragfähigkeit des Bauteils für zunehmende Korrosionsschädigungen des Spannglieds sowie die Ableitung korrosionsspezifischer Besonderheiten in den stattfindenden Spannungsumlagerungen für eine frühzeitige Erkennung von Schäden an der Spannbewehrung. Mittels der Bauteilversuche sollen die aus den numerischen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse bestätigt werden, sodass bei mit Monitoring überwachten Bauwerken ein Rückschluss auf den inneren Schädigungszustand der Spannbewehrung anhand an Außenseiten des Bauwerks detektierter Dehnungsverteilungen sowie -änderungen über die Zeit ermöglicht wird und entsprechende Maßnahmen ergriffen werden können.

Bestehende Bauwerke erlauben lediglich eine nachträgliche Ausstattung mit Monitoring-Systemen, sodass ausschließlich Dehnungen an den Betonoberflächen überwacht werden können. Für neu zu errichtende Bauwerke bietet sich jedoch die Möglichkeit, Messsysteme in der Konstruktion, bspw. in tieferen Betonlagen oder der Betonstahlbewehrung, vorzusehen. Lediglich die Ausstattung der Spannbewehrung ist aufgrund von Spanngliedreibung beim Vorspannen, hoher Umlenkpressungen sowie großer Dehnungen des Spannstahls nicht möglich, um Schäden am Spannglied direkt erkennen zu können.

Zur Validierung des numerischen Modells für die Anwendung zukünftiger Untersuchungen sowie zur Überprüfung der Anwendbarkeit von Monitoring-Systemen bei der Überwachung

von Bauwerken hinsichtlich einer frühzeitigen und eindeutigen Erkennung korrosionsbedingter Spanngliedschädigungen werden mittels Sensorik sowohl an der Betonoberfläche als auch der Betonstahlbewehrung die Dehnungen für zunehmende lokale Korrosionsschädigungen aufgezeichnet.

Das Versuchsbauteil entspricht dem in Kapitel 5.1 *Modellbildung* erstellten Modell, welches für alle numerischen Untersuchungen verwendet wurde. Daher werden lediglich geringfügige Anpassungen, welche sich aus der Idealisierung eines tatsächlichen Bauteils in numerischen Programmen oder infolge des Versuchsaufbaus und der Versuchsdurchführung ergeben, vorgenommen.

Das im numerischen Modell über *boundary conditions* vorgespannt gehaltene Spannglied wird im Versuchsbauteil über entsprechende Konstruktionen verankert. Das Versuchsbauteil verlängert sich entsprechend beidseitig um die benötigte Länge zur Verankerung des Spannglieds von 5,00 m auf gemittelt 6,16 m und weist zur Ermöglichung eines parabelförmigen Spanngliedverlaufs geneigte Stirnflächen auf (Abbildung 7.1).

Die Vorspannkraft und Exzentrizität des Spannglieds wurde in den numerischen Untersuchungen so gewählt, dass die größtmögliche Druckspannungsreserve ohne Aufreißen des Trägers auf der gegenüberliegenden Seite erreicht werden konnte. Damit es beim Vorspannen der Versuchsbauteile zu keiner Rissbildung auf der späteren druckbeanspruchten Seite unter Last kommt, wird die Exzentrizität des Spannglieds von 0,25 m auf 0,20 m reduziert. Eine Reduktion der aufzubringenden Vorspannkraft ist hinsichtlich der Durchführung der Versuche unter realitätsnahen Spannstahlspannungen unter Gebrauchslastniveau nicht sinnvoll, zumal der bei Verankerung der Spannglieder einsetzende Keilschlupf die Spannstahlspannung ohnehin reduziert (Abbildung 7.1).

Zur Ausstattung des Versuchsbauteils mit Sensorik im Inneren der Konstruktion werden zusätzliche Bewehrungsstäbe angeordnet (Abbildung 7.2).

Zur Schädigung des Spannglieds während der Versuchsdurchführung wird eine Aussparung von einem Durchmesser von 6 cm im Beton vorgesehen (Abbildung 7.3).

Das im Modell als Kompaktquerschnitt idealisierte Spannglied besteht aus 14 7-drähtigen Spannlitzen (Abbildung 7.3).

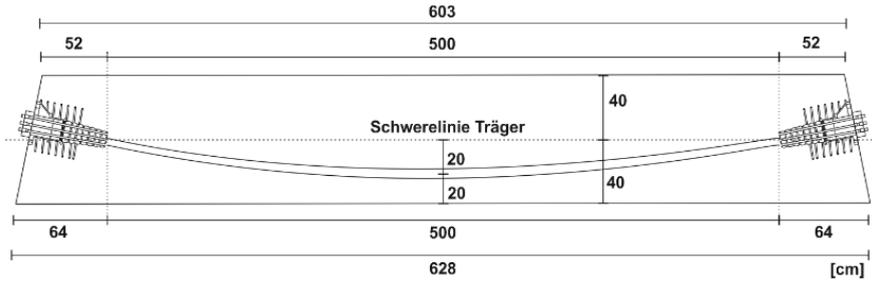


Abb. 7.1: Versuchsbauteil in Anlehnung an das numerische Modell

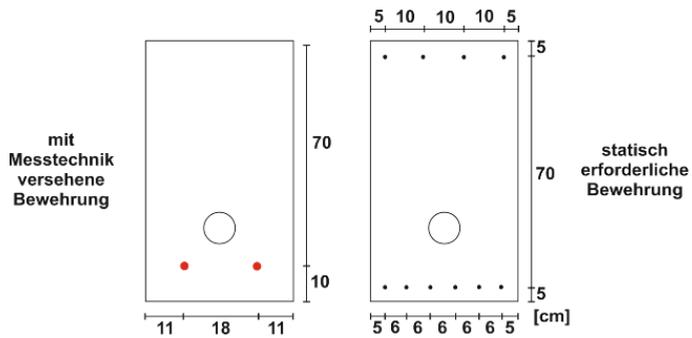


Abb. 7.2: Zusätzliche Betonstahlbewehrung zur Ausstattung mit Sensorik

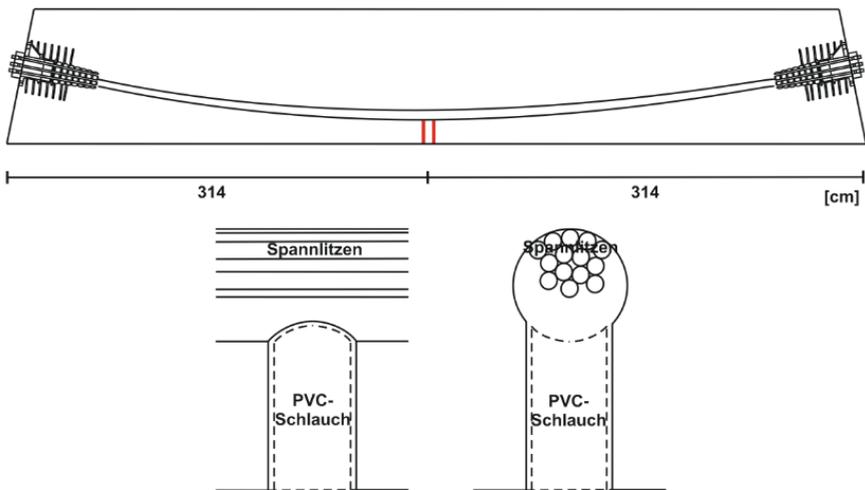


Abb. 7.3: Aussparung im Beton zur Schädigung des Spannglieds

Die in Kapitel 5.2 Implementierung von Korrosionsschädigungen aus den numerischen Untersuchungen zum Tragverhalten vorgespannter Bauwerke unter Korrosionseinwirkung gewonnenen Erkenntnisse zeigen, dass sich infolge einer lokalen Spanngliedschädigung innerhalb eines gewissen Bereichs über die Bauteillänge eine lokale Spannungserhöhung einstellt, welche einen Rückschluss auf den Ort, den Einflussbereich und ggf. den Schweregrad der Schädigung erlaubt. Um diese Erkenntnisse bei der Überwachung von Bauwerken mittels Monitoring-Systemen gewinnen zu können, empfiehlt sich eine kontinuierliche Messung von Dehnungen über die Bauwerkslänge. Der Einsatz von Dehnungsmessstreifen erlaubt lediglich punktuelle Dehnungsmessungen und kann bei zu großen Messabständen eine Fehleinschätzung des vorliegenden Schädigungsgrades zur Folge haben. Die Versuchsbauteile werden daher mit faseroptischen Sensoren ausgestattet, welche eine quasi-kontinuierliche Dehnungsmessung erlauben und für das Monitoring auch großer Bauwerke geeignet sind [33].

Faseroptische Sensoren dienen bei optischen Messverfahren gleichzeitig als Lichtwellenleiter und optischer Messaufnehmer. Der lichtführende Kern mit einem Durchmesser von wenigen Mikrometern ist zu dessen Schutz vor mechanischem oder chemischem Angriff von einer Ummantelung umgeben. Das physikalische Funktionsprinzip faseroptischer Sensoren basiert auf der Analyse der Rayleigh-Rückstreuung von in die Glasfaser eingekoppeltem und rückgestreutem Laserlicht, welche mithilfe der kohärenten Frequenzbereichsreflektometrie über eine Laufzeitmessung bestimmt wird. Da die Intensität des Rückstreuungsspektrums ein charakteristisches Muster entlang der Glasfaser liefert, wird ein Referenzsignal für den unbeanspruchten Zustand erstellt, mittels welchem das Messsignal bei Beanspruchung in Dehnungen umgerechnet wird. Da in der gesamten Glasfaser Wellenlängenverschiebungen zwischen Referenz- und Messzustand registriert werden können, stellt die gesamte Faser mit einem Abstand der Messstellen von 0,65 mm einen quasi-kontinuierlich messenden Sensor dar [53].

Die Messung von Dehnungen mittels faseroptischen Sensoren sowohl an der Betonoberfläche als auch der Betonstahlbewehrung macht aufgrund des unterschiedlichen Materialverhaltens unterschiedliche Materialien für die Ummantelung der Glasfaser erforderlich. Entscheidend für die Messgenauigkeit und die Robustheit des Sensors ist das Verbundverhalten zwischen Glasfaser und Ummantelung. Für Dehnungsmessungen von Betonstahl eignen sich mit Polyimid bedampfte Glasfasern, deren nahezu unverschieblicher Verbund eine hohe Empfindlichkeit bei der Erfassung von Dehnungen erlaubt. Bei der Dehnungsmessung spröder Baustoffe erleiden Fasern mit starrem Verbund im Bereich von Rissen jedoch hohe lokale Dehnungen, welche zur Überschreitung maximal messbarer Dehnungen oder der Bruchdehnung der Faser führen können. Weichere Ummantelungen wie Nylon oder Acrylat ermöglichen durch eine gewisse Verschieblichkeit von Glasfaser und Ummantelung die Überbrückung von Rissen auf der Betonoberfläche, welche die lokale Auflösung der Dehnungsmessungen jedoch verfälschen und zur Rückrechnung auf die tatsächlich vorliegenden Dehnungen die Berücksichtigung einer Kalibrierungsfunktion ermittelt aus der Faser mit weicher Umhüllung bezogen auf die Faser mit Polyimid-Umhüllung erfordern.

Die Aufzeichnung der bei Spanngliedschädigung stattfindenden Umlagerungen in den Beton sowie den Betonstahl ist aufgrund der Aussparung im Beton für den späteren Schädigungsvorgang nicht direkt in der Spanngliedachse möglich. Darüber hinaus besteht die Gefahr, dass die oberflächlich angebrachten Sensoren bei der Spanngliedschädigung während der Versuchsdurchführung beschädigt werden. Die faseroptischen Sensoren mit Acrylat-Umhüllung auf der Betonoberfläche werden daher mit einem gewissen Sicherheitsabstand versetzt zur Spanngliedachse appliziert. Da die Gefahr sowohl einer Beschädigung der Sensorik während der Spanngliedschädigung als auch eines Versagens bei Rissbildung groß ist, werden aus Gründen der Redundanz zwei faseroptische Sensoren vorgesehen (Abbildung 7.4).

Die Sensorik der Betonstahlbewehrung dient neben der Überprüfung messbarer Umlagerungen bei Spanngliedschädigung ebenfalls als Redundanz der Sensorik auf der Betonoberfläche. Neben der Gefahr eines vorzeitigen Versagens der Sensoren besteht die Möglichkeit, dass die Sensoren auf der Betonoberfläche nicht die mittleren Betondehnungen, sondern ggf. die Dehnungen von nahe der Oberfläche befindlichem Zuschlag messen und so den Erkenntnisgewinn aus den gemessenen Daten reduzieren. Die Anordnung der mit faseroptischen Sensoren mit Polyimid-Umhüllung versehenen Betonstahlbewehrung im Querschnitt entspricht daher demselben Randabstand wie der Sensoren auf der Betonoberfläche. Die Ausstattung der Betonstahlbewehrung mit faseroptischen Sensoren erfolgt in einer $1 \times 1 \text{ mm}^2$ großen Nut längs der Bewehrungsstäbe. Da die Enden der Sensoren zum Anschluss an die Ausleseeinheit (Interrogator) aus dem Bauteil herausgeführt werden müssen, weisen die Bewehrungsstäbe einen einseitigen Überstand aus dem Bauteil heraus auf (Abbildung 7.5).

Der Einflussbereich einer Spanngliedschädigung auf die restlichen Baustoffe ist auf einen gewissen Bereich der Schädigungsstelle begrenzt. Die Ausstattung mit Sensoren ist daher nur über diejenige Länge erforderlich, die den möglichen Einflussbereich einer Spanngliedschädigung vollständig abdeckt. Dazu werden die Sensoren beidseitig der Schädigungsstelle in Trägermitte mit einer ausreichenden Länge von 3,5 m angeordnet (Abbildungen 7.4 und 7.5 sowie Abbildungen E.1 und E.2 in Anhang E).

Beide Sensortypen werden mittels eines Zwei-Komponenten-Klebstoffs auf Epoxidharzbasis appliziert.

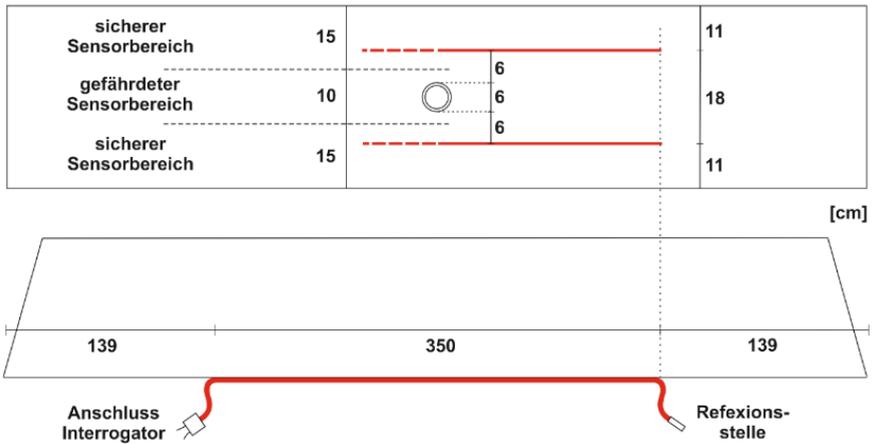


Abb. 7.4: Anordnung der faseroptischen Sensoren auf der Betonoberfläche

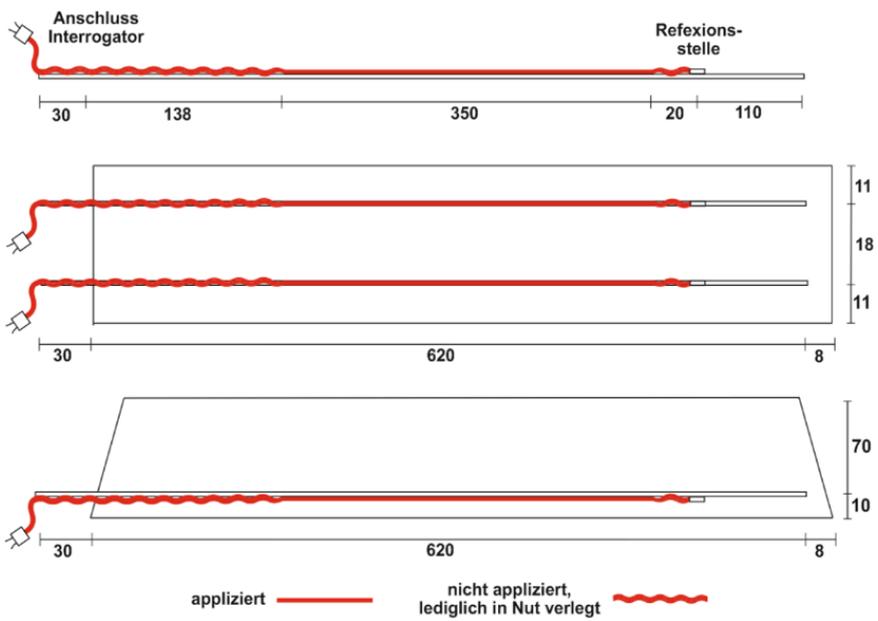


Abb. 7.5: Anordnung der faseroptischen Sensoren in der Betonstahlbewehrung

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen aus Kapitel 5.2 *Implementierung von Korrosionsschädigungen* zeigen weiterhin auf, dass ein Rückschluss auf eine Korrosionsschädigung an der Spannbewehrung bei Bauwerken, die sich bereits im gerissenen Zustand befinden, nicht mittels einer Dehnungsmessung entlang der Bauwerkslängsachse möglich ist. Alternatives Charakteristikum zur Detektion von Schäden an der Spannbewehrung ist das Auftreten von Spaltzugspannungen resultierend aus der lokalen Verankerung des Spannglieds außerhalb der Schädigungsstelle. Da sich die Spaltzugspannungen orthogonal zur Spannkrafteinleitung und damit nahezu orthogonal zur Längsachse des Bauwerks einstellen, ist eine Detektion mittels faseroptischer Sensoren um den Querschnitt eines Bauwerks ebenfalls möglich. Da bei den Versuchen alle verfügbaren Kanäle des Interrogators durch die Sensoren auf der Betonoberfläche sowie der Betonstahlbewehrung ausgenutzt sind, werden auftretende Spaltzugdehnungen mittels eines optischen Kamerasystems [50] photogrammetrisch gemessen, indem anhand einer Abfolge von Bildern die Veränderung der räumlichen Lage einzelner Punkte eines Objekts bestimmt wird. Zur Vorbereitung der Bauteile für das optische Messverfahren wird ein Bereich von $b \times l = 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m}$ ausgehend von der Schädigungsstelle in Trägermitte weiß grundiert und mit einem Sprühmuster aus schwarzen Punkten versehen (Abbildung E.3 in Anhang E).

Der Versuchsaufbau wird sowohl durch die Größe der Versuchsbauteile und die in der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe zur Verfügung stehenden Prüfmaschinen als auch durch Erforderlichkeiten bei der späteren Versuchsdurchführung bestimmt. Hinsichtlich einer erleichterten Versuchsdurchführung wird das Versuchsbauteil um 180° gedreht eingebaut, sodass die dem Spannglied zugewandte Betonoberfläche von oben zugänglich ist. Dies ermöglicht einen ausreichenden Arbeitsbereich zur Schädigung des Spannglieds, keine Gefährdung des ausführenden Personals durch herabfallende Schmelze bei der Schädigung mittels Trennelektroden sowie die Positionierung des optischen Kamerasystems. Das zur Prüfung großer Bauteile vorgesehene Spannbett weist ein Muster von in den Boden eingelassenen Aussparungen im Abstand von $0,8 \text{ m} \times 0,8 \text{ m}$ zur Anordnung von Prüfmaschinen sowie zur Lagerung von Bauteilen auf. Da die Bauteillänge ohne Spanngliedverankerungen $5,0 \text{ m}$ aufweist, resultiert ein Abstand zwischen den Lagerungs- und Krafteinleitungsstellen von jeweils $1,6 \text{ m}$. Die Konzipierung des Bauteilversuchs als Vier-Punkt-Biegeversuch ist neben dieser Gegebenheit hinsichtlich der sich gegenüber einem Drei-Punkt-Biegeversuch einstellenden Biegebeanspruchung wünschenswert, welche eher der durch das parabelförmig angeordnete Spannglied hervorgerufenen Biegebeanspruchung aus Vorspannung entspricht. Die Lagerung in den Drittelpunkten sowie die Lasteinleitung nahe der Stirnflächen berücksichtigen den zum seitenverkehrten Einbau des Bauteils passenden maschinellen Versuchsaufbau. Zur zwängungsfreien Verformung unter Last ist das Bauteil gelenkig auf Biegeauflagern gelagert. Die Lasteinleitung erfolgt beidseitig mittels zwei hydraulischen Zylindern im Abstand von $0,8 \text{ m}$, welche über im Boden verankerte Gewindestangen sowie eine Traverse eine Einleitung einer Druckkraft in das Bauteil ermöglichen (Abbildung 7.6 sowie Abbildung E.4 in Anhang E).

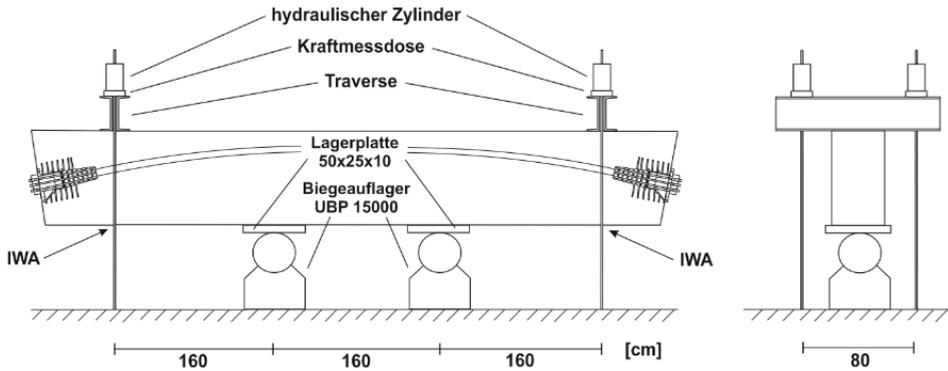


Abb. 7.6: Versuchsaufbau

Bei den numerischen Simulationen wurden zwei unterschiedliche Verkehrslastniveaus untersucht, welche zum einen auf einen normativ zulässigen und zum anderen auf einen infolge starker Rissbildung und hoher Auslastung der Baustoffe normativ unzulässigen Beanspruchungszustand führten. Analog zu den numerischen Untersuchungen erfolgt die Versuchsdurchführung für zwei unterschiedliche Lastniveaus, welche derartige Zustände hervorrufen. Da die Schädigung erst unter Last eingebracht wird, können die unterschiedlichen Lastniveaus nicht nacheinander aufgebracht werden und erfordern eine zweifache Durchführung der Versuche an identischen Versuchsbauteilen.

Zunächst erfolgt die Belastung des ungeschädigten Bauteils bis zum Erreichen des gewünschten Beanspruchungszustandes. Anschließend werden zur Erzeugung eines einer Lochfraßkorrosion ähnlichen Schädigungsbildes die Spannlitzen über die Aussparung im Beton mittels Schweiß-Trennelektroden derart geschädigt, dass wiederholt mehrere Drähte des Spannglieds muldenförmig durchtrennt werden. Infolge der eingeschränkten Zugänglichkeit kann der erzeugte Abtrag jedoch lediglich durch visuelle Begutachtung abgeschätzt werden. Da es unter zunehmender Schädigung zu einer zunehmenden Verformung des Bauteils kommt, welche die ursprünglich aufgebrachte Belastung reduziert, wird die Belastung nach jedem Schädigungsintervall nachgeregelt. Die aufgrund der Abschätzung der eingebrachten Schädigung und der Nachregelung der Pressenkraft temporären Unterbrechungen bewirken darüber hinaus eine Reduktion der Verfälschung der Versuchsergebnisse infolge der wärmeinduzierten Tragfähigkeitsminderung des Spannglieds durch Abkühlungsphasen sowie eine Erhöhung der Arbeitssicherheit unter hohem Lastniveau und großer Schädigung infolge eines frühzeitigen Erkennens der erreichten Tragfähigkeit des Versuchsbauteils durch übermäßige Rissbildung (Abbildung 7.7 sowie Abbildung E.5 in Anhang E).

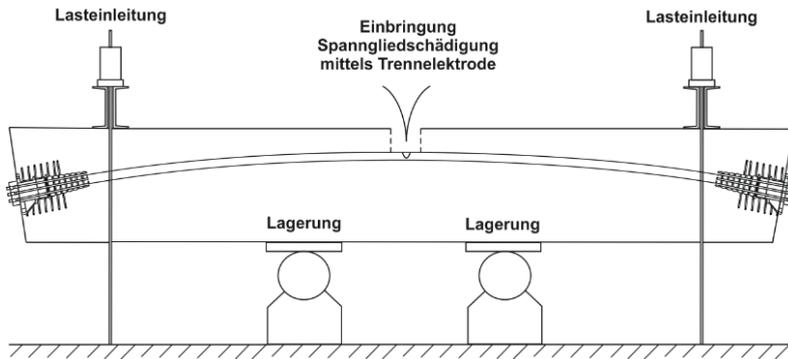


Abb. 7.7: Versuchsdurchführung

7.2 Modellvalidierung und Möglichkeiten der Schadensdetektion

Durch Vergleich der bei den Bauteilversuchen aufgezeichneten Daten mit den aus den numerischen Untersuchungen generierten Daten soll die Genauigkeit des numerischen Modells bei der Ableitung von Lebensdauervorhersagen unter Schädigungseinwirkung überprüft werden. Darüber hinaus sollen die bei den Bauteilversuchen aufgezeichneten Daten aufzeigen, ob die aus den numerischen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich einer frühzeitigen Erkennung von Veränderungen im Beanspruchungszustand von Bauteilen sowie die Zuordnung dieser Veränderungen zu einer Korrosionsschädigung an der Spannbewehrung mittels eines Monitoring-Systems aus faseroptischen Sensoren auf Bauwerke übertragbar und zielführend anwendbar sind.

Für einen möglichst genauen Vergleich der bei den Bauteilversuchen mittels faseroptischer Sensoren und des Kamera-Systems gemessenen Beanspruchungen der Versuchsbauteile mit numerisch ermittelten Beanspruchungen wird das in Kapitel 5.1 *Modellbildung* erstellte numerische Modell an die in Kapitel 7.1 *Bauteilversuche* genannten Modifikationen hinsichtlich Spanngliedexzentrizität, Zusatzbewehrung, Lasteinleitung und Lagerung angepasst und Beanspruchungen an denselben Stellen wie bei den Versuchsbauteilen ausgewertet.

Aufgrund des für Bauteile mit nachträglichem Verbund bei Chloridexposition normativ geforderten Dekompressionszustandes weist das Versuchsbauteil unter Gebrauchslastniveau einen vollständig überdrückten Querschnitt auf. Unter zunehmendem Verlust an Tragfähigkeit infolge der reduzierten Unterstützung am Lastabtrag durch Vorspannung bei Schädigung des Spannstahls wird die Druckspannungsreserve der dem Spannglied zugewandten Trägerseite lokal abgebaut. Überschreitet die Beanspruchung die Betonzugfestigkeit, weist das Versuchsbauteil infolge von Rissbildung ein zunehmend nichtlineares Verhalten sowie eine überproportionale Dehnungszunahme auf.

Unter Überbeanspruchung liegt bereits ohne Schädigung der Spannbewehrung ein vollständig abgeschlossenes Rissbild im Versuchsbauteil vor, sodass es unter zunehmender Schädigung des Spannstahls zu einer ausschließlichen Vergrößerung vorhandener Risse sowie einer weiteren Dehnungszunahme kommt.

Die Abbildungen 7.8 sowie 7.9 zeigen die numerisch und experimentell ermittelten Dehnungen des Betonstahls und des Betons über die Vergleichs- bzw. Messstrecke unter normativ zulässigem sowie infolge Überbeanspruchung normativ unzulässigem Beanspruchungszustand.

Die Auswertung der numerisch und experimentell ermittelten Daten zeigt, dass die experimentell ermittelten Dehnungen gegenüber den numerisch ermittelten Dehnungen höhere Werte aufweisen.

Im ungeschädigten Systemzustand sind die bei der experimentellen Überprüfung gemessenen Dehnungen lediglich geringfügig höher, was auf eine entsprechend geringfügig höhere Vorspannung der Versuchsbauteile hindeutet, als in der numerischen Untersuchung angesetzt wurde. Im geschädigten Systemzustand weisen die bei der experimentellen Überprüfung gemessenen Dehnungen hingegen mitunter beachtlich höhere Werte auf, was wiederum auf deutlich stärker ausgeprägte Auswirkungen einer Spanngliedschädigung auf die Tragfähigkeit hindeutet, als in der numerischen Untersuchung festgestellt wurde.

Infolge der erhöhten Vorspannung sowie der verstärkten Auswirkungen einer lokalen Korrosion kommt es bei der experimentellen Überprüfung unter fortschreitender Schädigung zu einer stärkeren Beanspruchung der Baustoffe sowie einer damit einhergehenden früheren Rissbildung im System, sodass deutlich höhere und über einen größeren Bereich vorliegende Dehnungen auftreten, als in der numerischen Untersuchung ermittelt wurde.

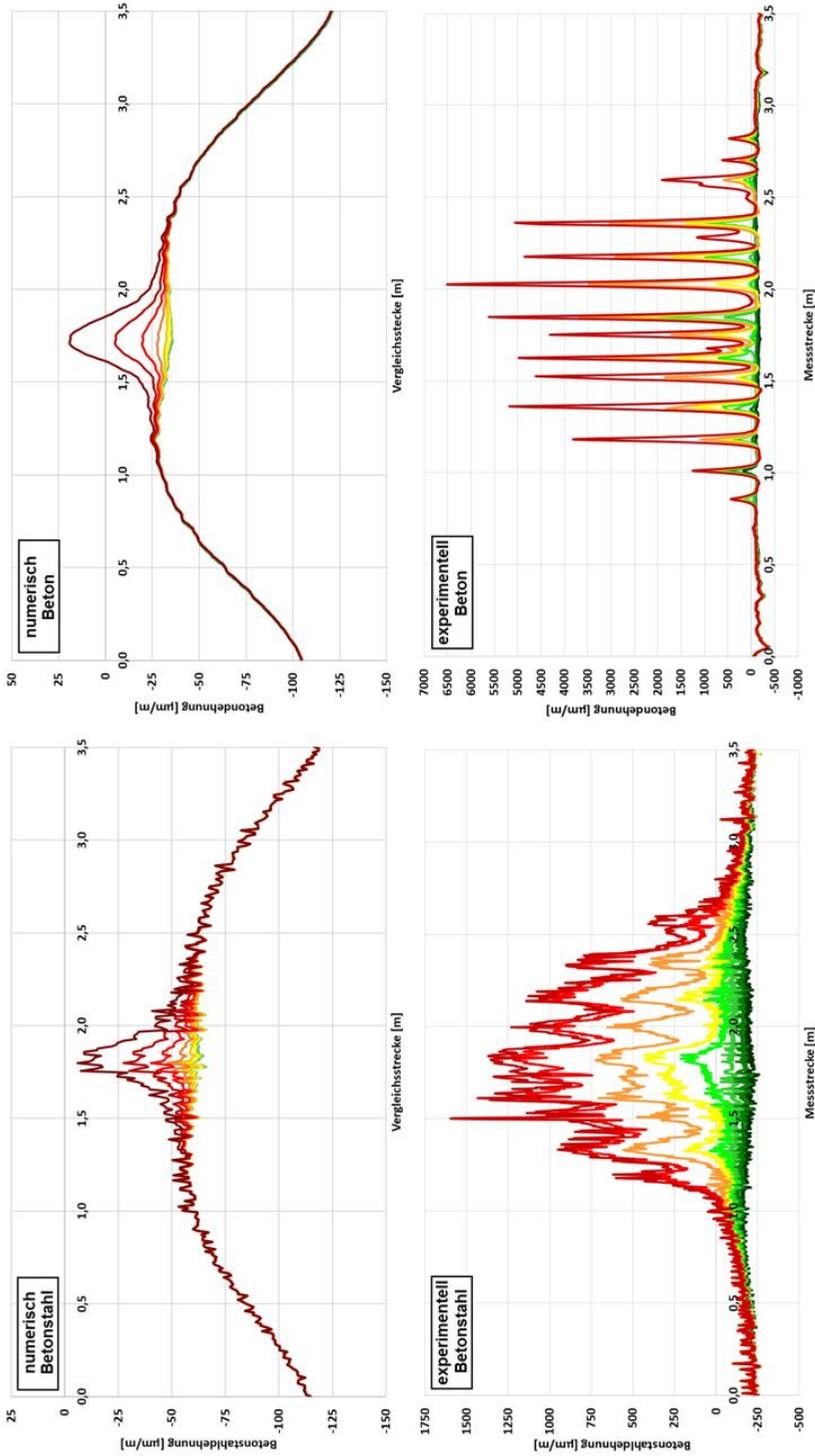


Abb. 7.8: Vergleich der numerisch und experimentell ermittelten Dehnungen für zunehmende Spannungsschädigung unter normativ zulässiger Beanspruchung

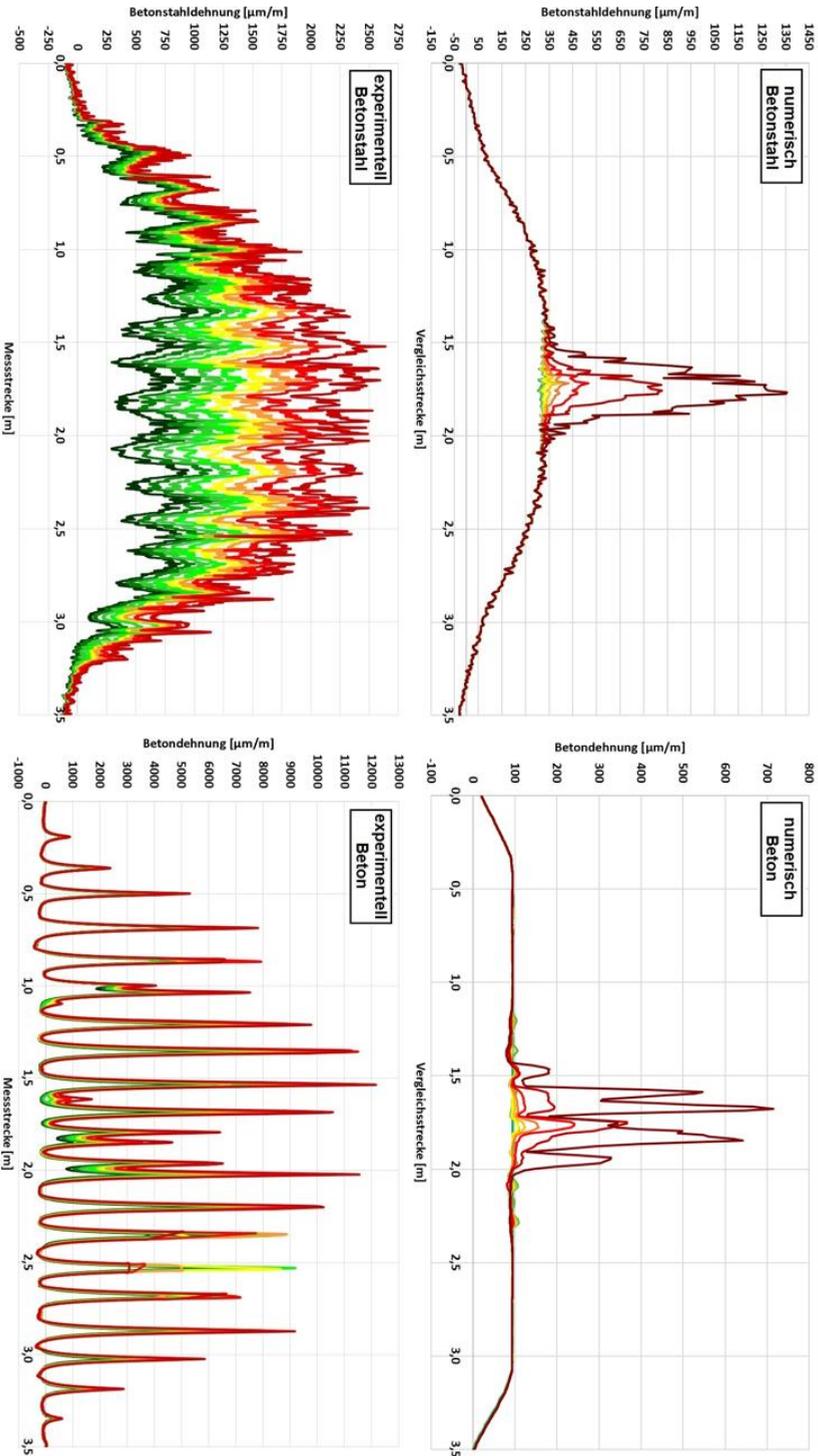


Abb. 7.9: Vergleich der numerisch und experimentell ermittelten Dehnungen für zunehmende Spanngliedschädigung unter Überbeanspruchung

Verantwortlich für die Abweichung zwischen den numerisch und experimentell ermittelten Dehnungen sind die in der numerischen Simulation zur Abbildung der Realität vorgenommenen Idealisierungen und getroffenen Annahmen.

Der größte Einfluss auf den Beanspruchungszustand resultiert aus dem Bruchverhalten des aus einzelnen Drähten bestehenden Spannglieds im Vergleich zum als Kompaktquerschnitt idealisierten Spannglied. Die bei der experimentellen Überprüfung durchtrennten Litzendrähte rutschen bis zu deren Wiederverankerung einige Millimeter in Richtung der Verankerungen nach, während das als Kompaktquerschnitt idealisierte Spannglied bei der numerischen Untersuchung lediglich in Abhängigkeit der sich im Restquerschnitt einstellenden Dehnungszunahme in Richtung der Verankerungen nachrutscht.

Darüber hinaus ist eine muldenförmige Schädigung des Spannglieds bei der experimentellen Überprüfung infolge der Zugänglichkeit und Sichtbedingungen schwierig. Daher konnten nur ganze Litzen und nicht eine entsprechende Anzahl an Drähten mehrerer Litzen in den Schädigungsintervallen durchtrennt werden. Durch diese eher litzenweise anstatt muldenförmige Schädigung des Spannglieds kommt es zu einem geringeren Verbleib der durchtrennten Drähte im Gefüge aus noch intakten Drähten und umgebenden Zementmörtel und somit zu einem zusätzlich verstärkten Nachrutschen der Litzendrähte in Richtung der Verankerungen.

Des Weiteren bewirkt der bei der Schädigung der Litzen mittels Trennelektroden verursachte Wärmeeintrag eine lokale Abnahme der Spannstahlsteifigkeit und somit eine zusätzliche Abnahme der Tragfähigkeit.

Infolge der Vorspannung der Versuchsbauteile auf eine Spannstahlspannung unter Gebrauchslastniveau anstelle die maximal zulässige Spannstahlspannung ist der sich in der experimentellen Überprüfung einstellende Keilschlupf ggf. geringer als in der numerischen Untersuchung anhand der Zulassungswerte angenommen. Darüber hinaus weist die zur Vorspannung der Litzen verwendete hydraulische Presse eine Abweichung in der Messgenauigkeit von $\pm 1\%$ auf (ca. 20 kN), sodass die Versuchsbauteile somit ggf. geringfügig stärker vorgespannt sind, als in der numerischen Untersuchung angenommen. Eine erhöhte Vorspannung führt zwar auf eine erhöhte Tragfähigkeit, allerdings kommt es bei Ausfall von Litzendrähten ebenfalls zu einer verstärkten Abnahme an Tragfähigkeit und folglich einer verstärkten Zunahme der Beanspruchungen.

Bei Vorliegen unverpresster Bereiche zwischen Litzen oder eines nicht optimalen Mischungsverhältnisses von Zementmörtel und Wasser sind die Verbundeigenschaften der Spannglieder der Versuchsbauteile ggf. geringer als in der numerischen Untersuchung angenommen und somit die Auswirkungen durchtrennter Drähte auf die Tragfähigkeit infolge einer späteren Wiederverankerung schwerwiegender.

Nicht zuletzt resultieren die erhöhten Beanspruchungszustände der Versuchsbauteile im Vergleich zu deren numerischen Modell aus dem in der Numerik hinterlegten Materialverhalten des Betons. Zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons am Lastabtrag sowie zur Gewährleistung einer akzeptablen Konvergenzrate der numerischen Berechnungen bei Rissbildung ist eine mit zunehmender Beanspruchung abnehmende Resttragfähigkeit des Betons

implementiert, welche die Ausbildung und Entwicklung von Rissen dämpft. Anstelle eines schlagartigen Abfalls der Betonspannungen bei Erreichen der Betonzugfestigkeit stellt sich zunächst ein gewisses Spannungsplateau gemäß dem hinterlegten Nachbruchverhalten ein, bevor es zur Ausbildung von Rissen kommt (vgl. Abbildung 5.42 in Kapitel 5.5 *Simulation von Spanngliedbrüchen*). Darüber hinaus kann es infolge von Inhomogenitäten im Beton der Versuchsbauteile zu einer geringfügig früheren Rissbildung im Vergleich zum homogenen Materialverhalten in der numerischen Simulation unter sonst gleichem Beanspruchungsniveau kommen.

In welchem Maße eine Berücksichtigung der genannten Umstände der Verbesserung der Genauigkeit der Simulation von Schädigungen und damit der Vorhersage von Nutzungsdauern dient, wird im Rahmen dieser Arbeit nicht überprüft. Es gilt jedoch zu beachten, dass keine genaue Vergleichbarkeit zwischen numerischem Modell, Versuchsbauteil und Bauwerk besteht. Eine geometrie- und interaktionsgetreue Modellierung des Spannglieds in der numerischen Simulation ist komplex, die Geometrie der Korrosionsschädigung variiert infolge Idealisierung, künstlicher Erzeugung und natürlicher Entstehung, die korrosionsbedingte Spannstahlschädigung ist ein Prozess ohne Wärmeeintrag, die tatsächlichen Vorspannkkräfte und Verbundbedingungen sind nicht bekannt und eine Berücksichtigung des Betons als Kompositwerkstoff in der numerischen Simulation ist für makroskopische Maßstäbe unsinnig.

Ein Vergleich der numerisch und experimentell ermittelten Daten hinsichtlich der Erkennung einer schädigungsbedingten Änderung der Beanspruchungen wird durch die Geringfügigkeit dieser Änderung sowie der sich bei Rissbildung einstellenden hohen Dehnungen erschwert. Unter normativ zulässiger Beanspruchung stellt sich in der numerischen Untersuchung infolge der durch Vorspannung erzeugten Druckspannungsreserve keine Rissbildung im System ein. Die Änderung der Beanspruchungen im Betonstahl und Beton infolge von Schädigung ist daher gut erkennbar. Die verstärkten Auswirkungen einer Spanngliedschädigung auf das Tragverhalten führen bei der experimentellen Überprüfung jedoch bereits nach etwa der Hälfte der eingebrachten Schädigungsintervalle zur Rissbildung im System. Die Erkennung und Beurteilung der Änderung der Beanspruchungen des Betonstahls und vor allem des Betons durch Überlagerung des zu identifizierenden, charakteristischen Beanspruchungsverlaufs mit rissbedingten Dehnungskonzentrationen wird daher zunehmend erschwert. Darüber hinaus stellt sich bei abgeschlossenem Rissbild keine weitere Änderung dieser charakteristischen Verläufe mehr ein, da die schädigungsbedingte Abnahme der Tragfähigkeit lediglich eine Vergrößerung der Rissöffnung und damit eine verstärkte Zunahme der mittels der faseroptischen Sensoren gemessenen Dehnungen zur Folge hat.

Unter Überbeanspruchung liegt sowohl bei der numerischen Untersuchung als auch bei der experimentellen Überprüfung bereits vor Spannstahlschädigung ein vollständig abgeschlossenes Rissbild vor, sodass es unter Spannstahlschädigung lediglich zu einer weiteren Dehnungskonzentration in Rissen, jedoch generell keiner Ausbildung schädigungscharakteristischer Änderungen im Beton kommt. Infolge der gegenüber Beton erhöhten Materialeigen-

schaften der Bewehrung können im Betonstahl bis zum Erreichen der Fließdehnung jedoch auch unter nichtlinearem Systemverhalten charakteristische Beanspruchungsverläufe erkannt werden.

Zur besseren Erkennung einer schädigungsbedingten Änderung der Beanspruchungsverläufe werden die numerisch und experimentell ermittelten Daten des Betonstahls und des Betons lediglich in dem von einer Änderung betroffenen Bereich dargestellt und mit qualitativ abgeschätzten Trendlinien versehen, welche ein Feststellen der schädigungsbedingten Änderung der Beanspruchung trotz Überlagerung mit rissbedingten Dehnungskonzentrationen ermöglichen sollen. Darüber hinaus werden Intervalle, in welchen infolge geringer Schädigungsauswirkungen kaum eine Zunahme zu vorherigen Intervallen eintritt bzw. welche infolge starker Schädigungsauswirkungen eine ausschließlich rissbedingte Zunahme der Betondehnungen verursachen, der Übersichtlichkeit wegen in der Darstellung vernachlässigt bzw. durch eine zunehmende Ausblendung in den Hintergrund gestellt.

Die Abbildungen 7.10 sowie 7.11 zeigen die für die numerisch und experimentell ermittelten Dehnungen des Betonstahls und des Betons abgeleitete charakteristische Änderung in den Beanspruchungsverläufen unter normativ zulässigem sowie infolge Überbeanspruchung normativ unzulässigem Beanspruchungszustand.

Die unter normativ zulässigem Beanspruchungszustand numerisch und experimentell ermittelten Daten des Betonstahls und des Betons zeigen, dass die aus der Vorspannung, der Lagerung und der Beanspruchung auf das Ziellastniveau resultierenden Dehnungen im ungeschädigten Systemzustand (durchgezogen Trendlinien) sowie die überproportionale Zunahme der Dehnungen an der Korrosionsstelle unter fortschreitender Schädigung (gestrichelte Trendlinien) in deren Verlauf übereinstimmen. Gleiches gilt für die unter Überbeanspruchung numerisch und experimentell ermittelten Daten des Betonstahls. Lediglich für die unter Überbeanspruchung numerisch und experimentell ermittelten Daten des Betons ist infolge des bereits vor Schädigung abgeschlossenen Rissbildes keinerlei Änderung im Beanspruchungsverlauf erkennbar (gepunktete Trendlinien).

Die bei der numerischen Untersuchung ermittelte Änderung in den Beanspruchungen der Baustoffe unter korrosionsbedingter Schädigung kann ebenfalls bei der experimentellen Überprüfung festgestellt werden. Durch Vergleich von mittels Monitoring zu verschiedenen Zeitpunkten gemessenen Dehnungen könnte somit eine schädigungsbedingte Änderung in der Systemantwort frühzeitig erkannt werden.

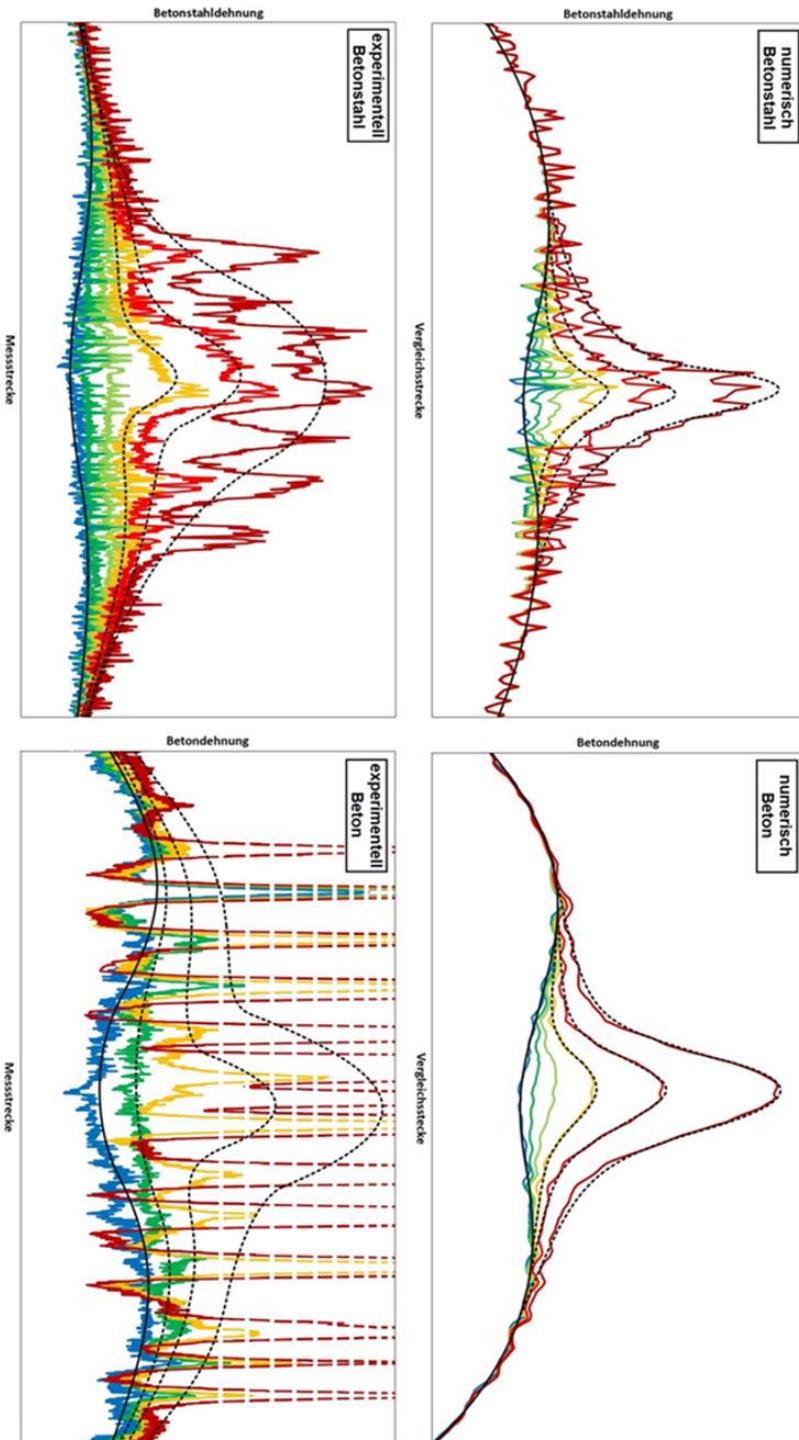


Abb. 7.10: Vergleich der numerisch und experimentell ermittelten schädigungsbedingten Änderung der Dehnungen für zunehmende Spannungsschädigung unter normativ zulässiger Beanspruchung

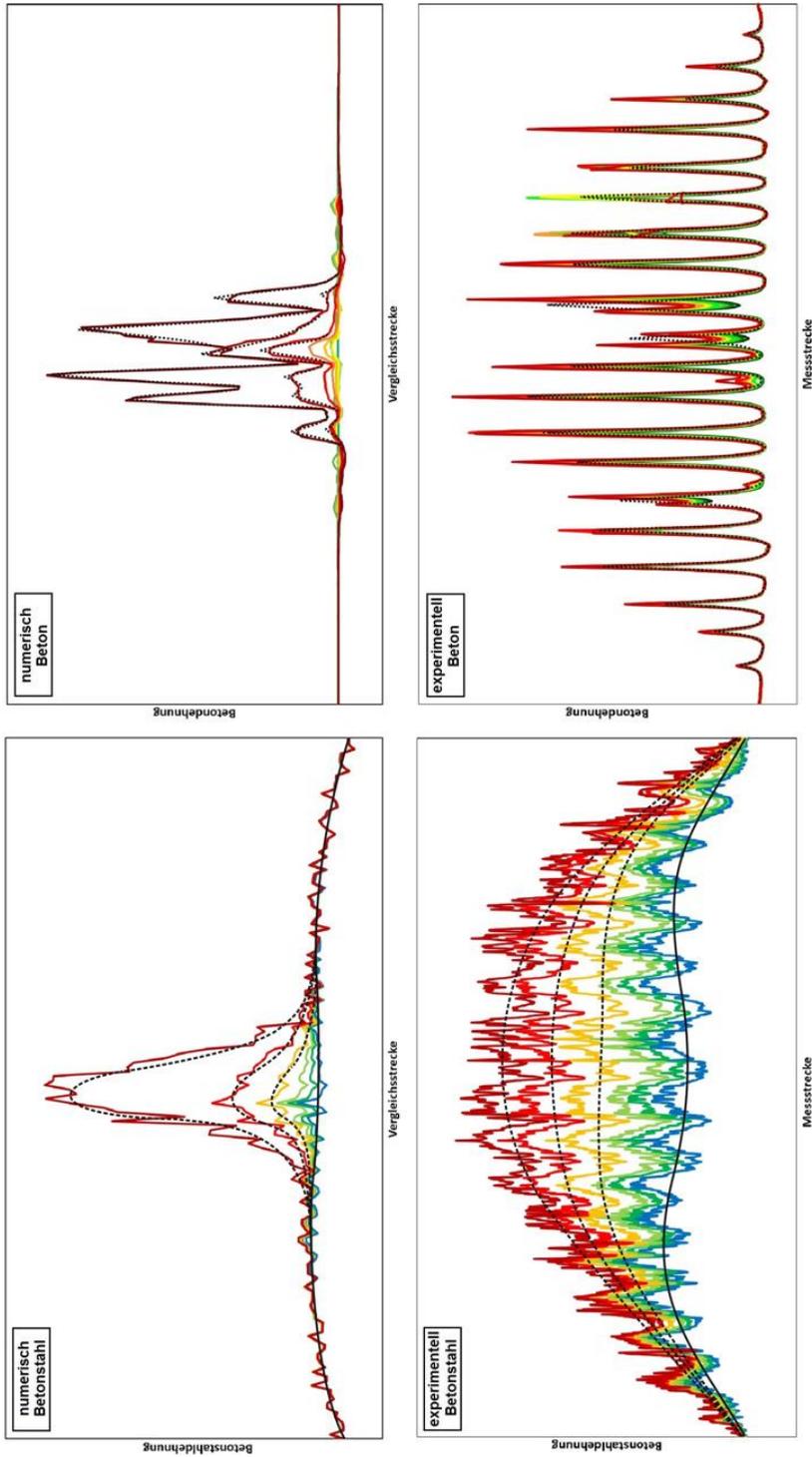


Abb. 7.11: Vergleich der numerisch und experimentell ermittelten schädigungsbedingten Änderung der Dehnungen für zunehmende Spannungsschädigung unter Überbeanspruchung

Die Abbildungen 7.12 sowie 7.13 zeigen die experimentell ermittelten Dehnungen des mit Polyimid-Sensoren versehenen Betonstahls und des mit Acrylat-Sensoren versehenen Betons unter normativ zulässigem sowie infolge Überbeanspruchung normativ unzulässigem Beanspruchungszustand sowie die dabei vorliegenden Rissbilder.

Ein Vergleich der experimentell ermittelten Dehnungen beider Sensortypen zeigt den Nutzen quasi-kontinuierlich messender Sensorik bei der Erkennung und Beurteilung von Systemveränderungen auf. Es ist zu erkennen, dass für beide untersuchte Beanspruchungsniveaus Dehnungskonzentrationen sowohl von den Polyimid- als auch den Acrylat-Sensoren registriert wurden, die Stellen der Dehnungskonzentrationen mit den Rissbildern übereinstimmen und die über das Integral der Dehnungen der Acrylat-Sensoren berechneten Rissbreiten den während der Versuchsdurchführung gemessenen Rissbreiten entsprechen. Darüber hinaus weisen die Acrylat-Sensoren in weniger stark durch Last und Schädigung beanspruchten Bereichen in einigem Abstand zur Korrosionsstelle zusätzliche Dehnungskonzentrationen auf, welche von den Polyimid-Sensoren nicht registriert wurden. Dabei handelt es sich um sehr feine Risse, welche mit bloßem Auge nicht erkannt werden konnten und deren Risstiefen nicht bis zur mit Sensorik ausgestatteten Bewehrung reichen.

Geringe örtliche Abweichungen zwischen den mit den beiden Sensortypen gemessenen Dehnungskonzentrationen sowie der Dehnungskonzentrationen und der aufgetretenen Risse resultieren aus der teilweise leicht schrägen Ausbildung von Rissen im Querschnitt der Versuchsbauteile.

Mittels faseroptischer Sensoren könnten somit für den Erhalt von Brückenbauwerken relevante Informationen wie die Lokalisierung von Rissen, die Überprüfung vorhandener Rissbreiten und die Bestimmung von Bereichen mit reduzierten Steifigkeiten ermittelt werden. Ein periodischer Vergleich gemessener Dehnungen könnte damit die Detektion von Schädigungen um Informationen zur Schädigungsentwicklung ergänzen.

Aufgrund der Höhe der von den Acrylat-Sensoren gemessenen Dehnungen in Rissen kann gefolgert werden, dass der für die Applikation von Polyimid-Sensoren entwickelte Klebstoff zu steif für die Applikation von Acrylat-Sensoren ist. Ein weicherer Klebstoff führt bei der Überbrückung von Rissen zur Aktivierung eines größeren Sensorbereichs und verschmiert auftretende Dehnungen. Für einen Rückschluss auf tatsächlich im Beton vorliegende Dehnungen ist daher die Bestimmung einer Korrekturfunktion aus Kalibrierungsversuchen notwendig. Dahingegen ist eine Dehnungsmessung auch bei großen Rissbreiten ohne Versagen der Sensoren möglich. Während die mittels Polyimid-Sensoren gemessenen Betonstahldehnungen mit den vorliegenden Lastniveaus korrespondieren, sind die mit Acrylat-Sensoren gemessenen Betondehnungen in Verbindung mit dem verwendeten Klebstoff etwa um den Faktor 10 höher als im Vergleich zu bei anderen Forschungsvorhaben unter Verwendung von Sensoren mit Acrylat-Ummantelung und Erzeugung eines ausgeprägten Risszustandes gemessenen Betondehnungen [33]. Dabei gilt es jedoch zu beachten, dass die Höhe der während der

Versuchsdurchführung gemessenen Dehnungen im Betonstahl und Beton auch maßgeblich durch die unterschiedliche Höhenlage der Sensoren bestimmt wird.

Das ergänzend zu den faseroptischen Sensoren verwendete optische Kamerasystem zur Detektion von Spaltzugdehnungen ließ keinen Rückschluss auf eingetretene Schädigungen zu. Es wird vermutet, dass es entweder infolge des unterschiedlichen Bruchverhaltens des als Kompaktquerschnitt idealisierten und des aus Litzen bestehenden Spannglieds zu einer geringeren Ausbildung von Spaltzugdehnungen kam als numerisch ermittelt wurde oder das bei dem Verfahren unter den vorliegenden Bedingungen (Abstand der Kamera zum Messvolumen, Beleuchtung, Kalibrierung) aufgetretene Messrauschen die sich einstellenden Spaltzugdehnungen überlagert hat.

Während sich faseroptische Messverfahren gut für die Zustandsüberwachung von Bauwerken eignen, erscheint die Anwendung optischer Messverfahren aufgrund lediglich kleinflächiger Messvolumen sowie stark eingeschränkter Positionierungsmöglichkeiten hingegen wenig praktikabel.

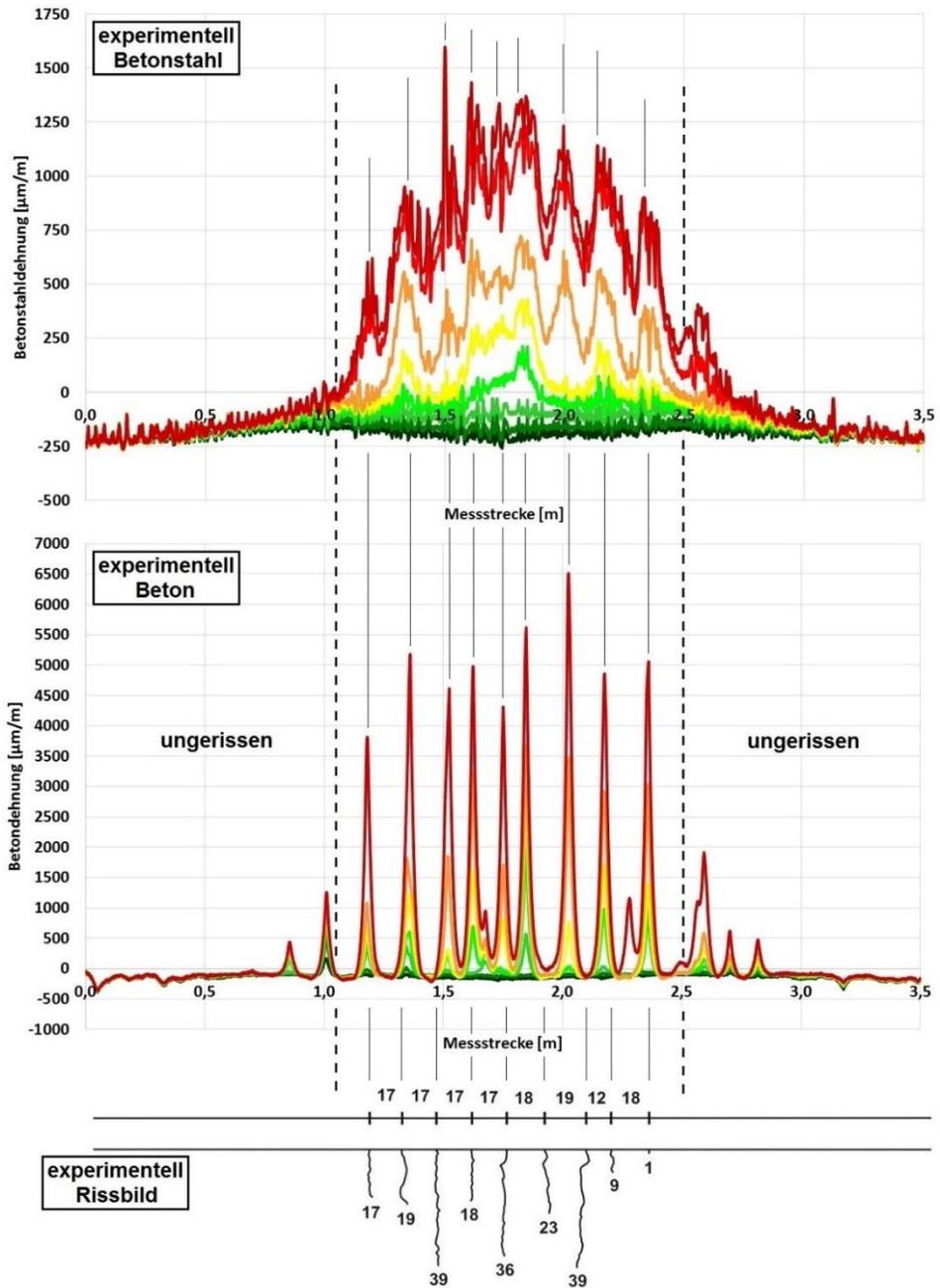


Abb. 7.12: Vergleich der experimentell ermittelten Betonstahldehnungen, Betondehnungen und Rissbilder für zunehmende Spanngliedschädigung unter normativ zulässiger Beanspruchung

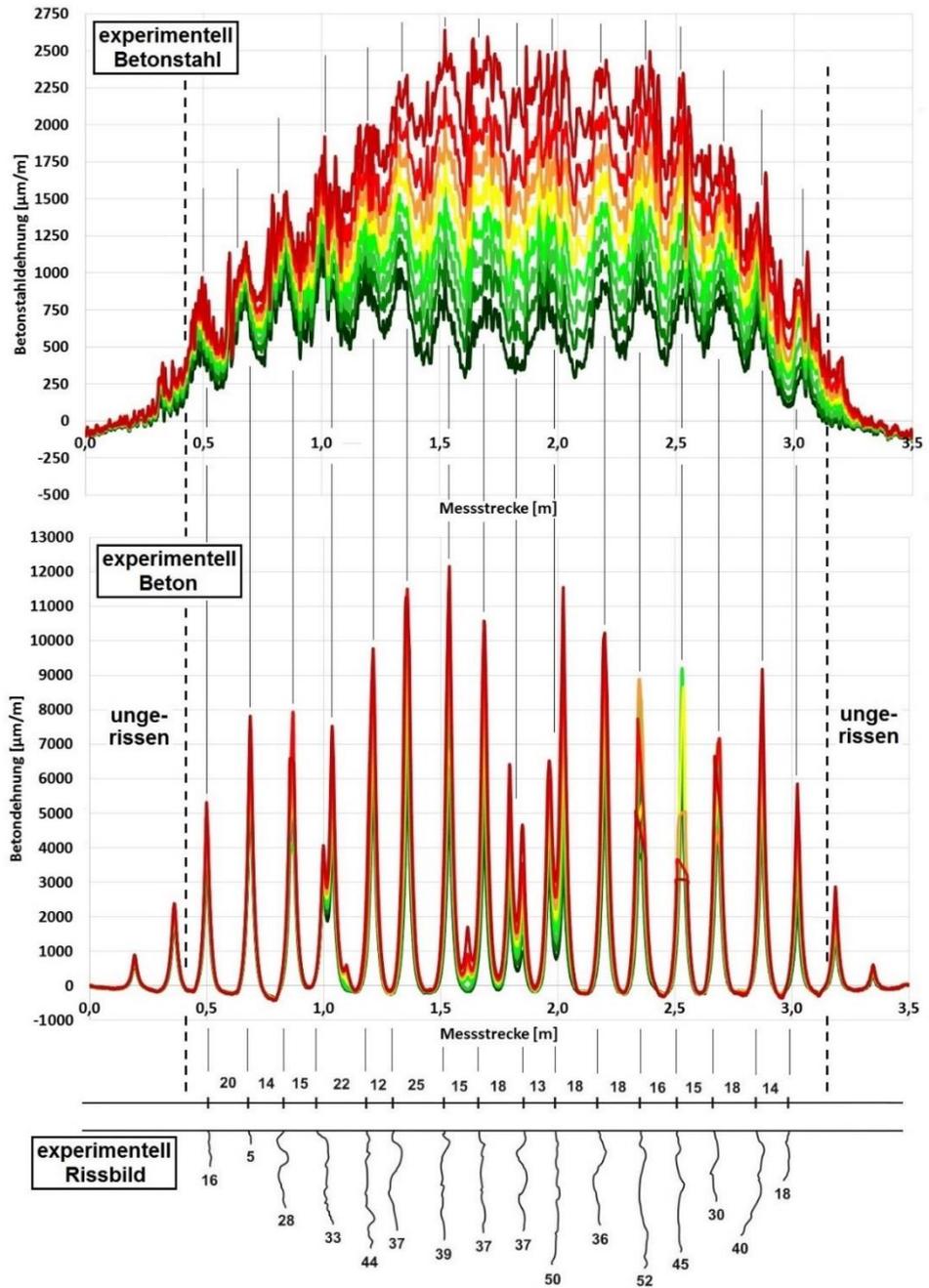


Abb. 7.13: Vergleich der experimentell ermittelten Betonstahldehnungen, Betondehnungen und Rissbilder für zunehmende Spanngliedschädigung unter Überbeanspruchung

Sowohl die numerische Untersuchung als auch die experimentelle Überprüfung des Systemverhaltens unter Korrosionsschädigung der Spannbewehrung führt auf eine charakteristische Änderung in den Beanspruchungen der Baustoffe. Die Kenntnis über eintretende Systemveränderungen unter lokaler Korrosionsschädigung könnte somit zur frühzeitigen Detektion von Schäden an Bauwerken mittels Monitoring genutzt werden. Aufgezeichnete Daten könnten einen Rückschluss auf den Ort, den Einflussbereich und den Schweregrad einer Schädigung ermöglichen und durch Nachrechnung die Auswirkungen auf das Tragverhalten beurteilt und entsprechende Maßnahmen zur Instandhaltung eingeleitet oder Nutzungsdauern durch Gegenüberstellung berechneter Systemantworten mit normativ festgelegten Grenzzuständen prognostiziert werden.

Darüber hinaus zeigt sowohl die numerische Untersuchung als auch die experimentelle Überprüfung die fehlende Übertragbarkeit eines charakteristischen Beanspruchungsverlaufs bei im Zustand II befindlichen Bauwerken auf, welche die Erkennung einer Änderung in der Beanspruchung an der Betonoberfläche mit einsetzender Rissbildung zunehmend erschwert. Die Erkennung einer Änderung in der Beanspruchung der Betonstahlbewehrung ist jedoch auch im Zustand II zuverlässig, sodass eine entsprechende messtechnische Ausstattung von Neubauwerken ratsam wäre. Bei Bestandsbauwerken mit ausgeprägter Rissbildung ohne sensorversehene Bewehrung sind Rückschlüsse auf Korrosionsschädigungen hingegen lediglich mittels Sensorik auf der Betonoberfläche in Querrichtung zur Detektion von Spaltzugdehnungen möglich.

7.3 Zusammenfassung

Zur Validierung der numerischen Untersuchungen zum Tragverhalten unter fortschreitender Korrosionseinwirkung sowie der daraus abgeleiteten Möglichkeiten einer frühzeitigen Detektion von schädigungsbedingten Systemveränderungen wurden Bauteilversuche durchgeführt.

Die aus den numerischen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse haben gezeigt, dass an Bauwerksaußenseiten detektierbare charakteristische Änderungen in der Beanspruchung einen Rückschluss auf den inneren Schädigungszustand der Spannbewehrung erlauben. Um diese Erkenntnisse bei der Überwachung von Bauwerken mittels Monitoring-Systemen gewinnen zu können, empfiehlt sich eine kontinuierliche Messung von Dehnungen. Die Versuchsbauteile wurden daher mit faseroptischen Sensoren ausgestattet, welche eine quasi-kontinuierliche Dehnungsmessung erlauben und für die Überwachung auch großer Bauwerke geeignet sind. Dabei wurden Dehnungsänderungen sowohl an der Betonoberfläche mit Acrylatummantelten Sensoren als auch an der Betonstahlbewehrung mit Polyimid-bedampften Sensoren aufgezeichnet.

Zunächst erfolgte die Belastung des ungeschädigten Bauteils bis zum Erreichen des vorgesehenen Beanspruchungszustandes. Anschließend wurden zur Erzeugung eines Lochfraßkorrosion ähnlichen Schadensbildes die Spannlitzen über eine Aussparung im Beton mittels

Schweiß-Trennelektroden derart geschädigt, dass wiederholt mehrere Drähte des Spannglieds durchtrennt werden.

Bei der experimentellen Überprüfung kam es nach etwa der Hälfte der eingebrachten Schädigungsintervalle zur Rissbildung im System. Die Erkennung und Beurteilung der Änderung der Dehnungen des Betonstahls und vor allem des Betons wurde zum einen durch die Geringfügigkeit dieser Änderung und zum anderen durch die Überlagerung der zu identifizierenden, charakteristischen Dehnungsverläufe mit rissbedingten Dehnungskonzentrationen zunehmend erschwert. Darüber hinaus stellte sich bei abgeschlossenem Rissbild keine weitere Änderung dieser charakteristischen Verläufe mehr ein, da die schädigungsbedingte Abnahme der Tragfähigkeit lediglich eine starke Zunahme der in Rissen gemessenen Dehnung zur Folge hatte.

Die ermittelten Dehnungen des Betonstahls und des Betons zeigen, dass die aus der Vorspannung, der Lagerung und der Belastung auf das Ziellastniveau resultierenden Dehnungen im ungeschädigten Systemzustand sowie die überproportionale Zunahme der Dehnungen im Bereich der Korrosionsstelle unter fortschreitender Schädigung in deren Verläufen mit den numerisch abgeschätzten Dehnungsverläufen ausreichend genau übereinstimmen und somit eine schädigungsbedingte Änderung der Systemantwort frühzeitig detektiert werden könnte. Darüber hinaus könnten faseroptische Monitoring-Systeme zur Lokalisierung von Rissen, zur Überprüfung vorhandener Rissbreiten und zur Bestimmung von Bereichen mit reduzierten Steifigkeiten dienen und somit weitere, für eine Beurteilung der Tragfähigkeit relevante Informationen bereitstellen.

Bei den Bauteilversuchen gegenüber den numerischen Untersuchungen festgestellte verstärkte Auswirkungen einer Spanngliedschädigung auf das Tragverhalten resultieren maßgeblich aus dem unterschiedlichen Bruchverhalten eines aus einzelnen Drähten bestehenden Spannglieds im Vergleich zu einem als Kompaktquerschnitt idealisierten Spannglieds und lassen erkennen, dass eine erweiterte Modellierung von Korrosion als lokaler Abtrag in zukünftigen Untersuchungen auch eine erweiterte Modellierung der Bewehrung erfordert, um Auswirkungen auf das Tragverhalten noch genauer abschätzen zu können.

Kapitel 8

Zusammenfassung und Ausblick

Für die Bereitstellung einer zuverlässigen und sicheren Infrastruktur ist der Erhalt des bestehenden Straßennetzes von ebensolcher Bedeutung wie dessen stetiger Ausbau. Bedingt durch die wirtschaftliche Entwicklung Deutschlands nach dem zweiten Weltkrieg wurde das Straßennetz stark erweitert und infolge dessen zahlreiche Brücken neu errichtet. Die Altersstruktur des Bestandes weist daher einen hohen Anteil an Bauwerken auf, welche mehr als die Hälfte der planmäßigen Nutzungsdauer erreicht haben. Alterungsbedingte Schädigung sowie stetig zunehmender Straßengüterverkehr machen eine regelmäßige Prüfung der Bauwerke notwendig, welche zunehmend bis an die Grenzen derer Leistungsfähigkeit beansprucht werden. Dem progressiven Verfall des Bestandes muss dabei verstärkt mit Maßnahmen zur Instandhaltung und Verstärkung entgegengewirkt werden, um auch zukünftig eine uneingeschränkte Nutzung der Infrastruktur gewährleisten zu können.

Für eine optimale Erhaltung des Bestandes wurde ein umfassendes Bauwerks-Management-System eingeführt, welches die Bauwerke über deren gesamten Lebenszyklus erfasst und einer technisch richtigen sowie ökonomischen Umsetzung von Maßnahmen dient. Das Bauwerks-Management-System liefert Informationen zu den Bauwerken und deren Zuständen, deren Gesamtheit als Grundlage haushalts-, bau- und verkehrstechnischer Entscheidungen dient. Ziel der Erhaltungsplanung ist es, anhand gewonnener Erkenntnisse aus Prüfung und Nachrechnung der Bauwerke die sinnvollste Strategie zur Aufrechterhaltung der Bauwerksfunktion zu ermitteln. Prognosen zur Entwicklung von Schäden, der Systemtragfähigkeit sowie der verbleibenden Nutzungsdauer sind dabei fundamentale Bestandteile für sowohl die bauliche als auch die planerische Erhaltung des Brückenbestandes.

Schäden an Brücken resultieren maßgeblich aus Beanspruchungen aus Verkehr und Betrieb, aber auch aus unzureichender technischer Planung des Systems sowie mangelnder Bauausführung. Schadensursachen lassen sich daher in die Bereiche Planung, Herstellung und Nutzung einteilen, wobei Ursachen häufig nicht einem Bereich eindeutig zuordenbar sind, sondern eine Kombination mehrerer Ursachen zu einem Schaden führt. Anfängliche Mängel oder intensive Beanspruchung ziehen in der Regel Schäden an Verschleißbauteilen nach sich und reduzieren zunächst die Dauerhaftigkeit des Bauwerks. Die Anreicherung des Betons mit Chloriden infolge von Durchfeuchtungen sowie die Überbeanspruchung des Tragwerks

infolge zunehmender Mengen und Lasten im Schwerverkehr führen bei nicht rechtzeitiger Erkennung oder Behebung letztlich jedoch zu Folgeschäden wie Korrosion und Ermüdung an der Tragkonstruktion selbst und reduzieren somit die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit des Bauwerks.

In Anbetracht des stetigen Abfalls des Zustandes der Brückenbauwerke ist die Kenntnis über Schädigungen und deren Entwicklung elementar hinsichtlich der Bestimmung deren Einflusses auf die Verkürzung der Nutzungsdauer. Schädigungsprozesse sind jedoch oft derart komplex, dass zu deren mathematischen Beschreibung eine vereinfachte Abbildung relevanter Vorgänge vorgenommen werden muss. Die Modelle zur Beschreibung von Korrosions- bzw. Ermüdungsprozessen sind infolge der Berücksichtigung einer Vielzahl an Einflussparametern sowie deren Abhängigkeiten und Streuungen in Anbetracht erforderlicher Allgemeingültigkeit und Anwendungsfreundlichkeit ausreichend genau und somit prinzipiell zuverlässig. Problematisch ist die Berücksichtigung der zeitlichen Beanspruchung mit Chloriden oder Schwerverkehr in den Schädigungsmodellen, welche für jedes Bauwerk in Abhängigkeit dessen Lage, statischen Systems und Verkehrsaufkommens verschieden ist und somit zu einer individuellen Schädigungsentwicklung mit unterschiedlich starken Auswirkungen führt. Zur Bestimmung der Schädigungsentwicklung wäre daher die Kenntnis über die Chloridbelastung aus Bohrkernentnahmen oder die Lastreihenfolge aus Verkehrszählungen erforderlich. Abweichungen zwischen prognostizierter und tatsächlicher Schädigungsentwicklung sind daher nur teilweise modell-, sondern auch maßgeblich konzeptbedingt.

Mittels aus Schädigungsmodellen abgeleiteter korrosionsbedingter Abtragsraten und ermüdungsbedingter Materialdegradationen sowie Verbesserung von Schadensanalysen durch alternative oder ergänzende Berücksichtigung für die Systemantwort entscheidender Einflüsse können mittels computergestützter Nachrechnungen die Auswirkungen von Korrosion und Ermüdung auf Tragwerke besser abgebildet und Nutzungsdauern durch Gegenüberstellung simulierter Systemantworten mit normativ festgelegten Grenzzuständen genauer prognostiziert werden. In Anbetracht dessen wurde ein Finite-Elemente-Modell eines vorgespannten Trägers entwickelt, welches in Realität vorliegende Belastungszustände abbilden sowie beliebige Vorgänge durch Approximation des tatsächlichen zeitabhängigen Verhaltens über zeitunabhängige konstante Verhaltensintervalle je nach Modellierungsaufwand zunehmend genau annähern kann und somit zur Untersuchung der Veränderung der Systemantwort infolge von Schädigungen geeignet ist.

Hinsichtlich einer möglichst genauen Bestimmung der Auswirkungen chloridinduzierter Lochfraßkorrosion auf die Systemantwort wurde die Schädigung als lokaler, muldenförmiger Abtrag simuliert und korrosionsbegleitende, lokale Effekte wie Verbundverlust zwischen Bewehrung und Beton sowie Festigkeitsverlust des korrodierten Metalls in der Simulation berücksichtigt.

Da Korrosion an der Spannbewehrung nicht direkt detektierbar ist, kann lediglich über die globale Systemantwort auf eine Korrosionsschädigung rückgeschlossen werden. Dabei zeigte die bei den numerischen Untersuchungen festgestellte Entwicklung der Systemantwort unter fortschreitender Schädigung auf, dass an Bauwerksaußenseiten detektierbare charakteristische Änderungen in der Beanspruchung einen Rückschluss auf lokale Schädigungen im Inneren der Struktur erlauben. Somit könnte anhand der messbaren Beanspruchung des Betons sowohl der Schädigungsort detektiert als auch der Schädigungsgrad der Spannbewehrung abgeschätzt werden. Eine periodische Auswertung mittels Monitoring aufgezeichneter Beanspruchungsdaten könnte darüber hinaus die Feststellung eines Voranschreitens des Korrosionsprozesses ermöglichen.

Die numerischen Untersuchungen zeigten weiterhin auf, dass ein Rückschluss auf eine vorliegende Schädigung der Spannbewehrung über die Beanspruchung des Betons lediglich unter linearem Systemverhalten möglich ist und mit einsetzender Rissbildung zunehmend schwieriger wird, sodass ein weiteres, an den Bauteilaußenseiten detektierbares Charakteristikum erforderlich ist, welches eindeutig auf eine Schädigung im Inneren der Struktur schließen lässt. Dabei stellte sich die Ausbildung von Spaltzugkräften infolge der Einleitung einer schädigungsabhängigen Vorspannkraftdifferenz als alternatives Indiz heraus, welches auch unter nichtlinearem Systemverhalten eine Detektion von Schädigungsvorgängen und ggf. eine Ableitung des Schädigungsgrades erlauben könnte.

Bei der Beurteilung der Ermüdungssicherheit werden die aus Verkehrseinwirkung resultierenden Spannungsschwingbreiten den aus Einstufenversuchen gewonnenen Materialwiderständen gegenübergestellt. Die dabei abgeleitete Schädigung kann jedoch nicht der tatsächlichen Schädigung entsprechen, da diese Widerstände nicht die aus vorausgegangener Beanspruchung entstandene Vorschädigung und die daraus bedingte Abnahme der Materialeigenschaften enthalten.

Zur Berücksichtigung der Schädigungsevolution des Spannstahls bei der Quantifizierung der Ermüdungsschädigung wurde daher eine skalare Schädigungsvariable, welche der Ausbildung und Ausbreitung von Rissen im Materialgefüge unter zyklischer Beanspruchung in Abhängigkeit der vorausgegangenen Lastwechselzahl folgt, in das bestehende Konzept implementiert. Die numerischen Untersuchungen zeigten auf, dass eine Berücksichtigung infolge Vorschädigung reduzierter Materialeigenschaften zunehmende Spannungsschwingbreiten nach sich zieht und letztlich zu einer Verkürzung der Nutzungsdauer führt. Die Untersuchung einer Vielzahl konzeptioneller Parameter quantifizierte den Einfluss der Berücksichtigung von Vorschädigungen bei der Bestimmung der Ermüdungslebensdauer.

Die Frage, ob eine Berücksichtigung von Vorschädigungen bei der Ableitung der entstandenen Ermüdungsschädigung auf Seiten der Einwirkung in Form erhöhter Spannungsschwingbreiten auf dieselbe Schädigung wie die ursprüngliche Spannungsschwingbreite in Verbindung mit entsprechenden Lebensdauer kennlinien für mehrstufige Beanspruchungskollektive führt, konnte jedoch nicht überprüft werden und bleibt daher offen.

Fortschreitende Korrosions- und Ermüdungsschädigungen führten auf eine kontinuierliche Abnahme der Systemtragfähigkeit, sodass die Überlagerung beider Schädigungen in den numerischen Untersuchungen entsprechend eine überproportionale Zunahme der Beanspruchung zur Folge hatte. Das in Abhängigkeit der Beanspruchung zeitlich unterschiedliche Vorschreiten der jeweiligen Schädigungen führte dabei aufgrund deren nichtlinearen Entwicklung zu einem zunehmend unterschiedlich starken Einfluss auf die erreichbare Nutzungsdauer.

Analog zum Vorgehen unter reiner Ermüdung wurde die aus simultaner Korrosion und Ermüdung resultierende Systemantwort den aus Einstufenversuchen gewonnenen Widerständen nicht korrodierten Spannstahls gegenübergestellt und die Auswirkungen der Schädigungen auf Seiten der Einwirkungen in Form erhöhter Spannungsschwingbreiten infolge der korrosionsbedingten Zunahme der Spannungen im verbleibenden Querschnitt sowie der ermüdungsbedingten Abnahme der Materialeigenschaften infolge Vorschädigung berücksichtigt.

Zur Umgehung des Umstandes nicht quantifizierter Materialwiderstände gegen diese Art der Beanspruchung wurde eine alternative Methode erarbeitet, welche mittels numerisch ermittelter Schädigungskorrekturfunktionen eine Abschätzung der Nutzungsdauer anhand einer analytischen Ermüdungslebensdauerberechnung sowie der über die Nutzungsdauer prognostizierten Korrosionseinwirkung erlauben könnte.

Wie auch beim Vorgehen unter reiner Ermüdung stellt sich die Frage, ob eine Berücksichtigung einer Korrosionsnarbe bei der Ableitung der entstandenen Ermüdungsschädigung auf Seiten der Einwirkung in Form erhöhter Spannungsschwingbreiten auf dieselbe Schädigung wie die ursprüngliche Spannungsschwingbreite in Verbindung mit Wöhlerlinien für korrodierten Spannstahl führen würde.

Infolge einer Überschreitung der Zugfestigkeit des Spannstahls im verbleibenden Restquerschnitt oder eines Sprödbruchs bei Erreichen der Grenzschädigung kann es als Folge aller untersuchter Schädigungen zum Bruch von Spanngliedern kommen. Da gebrochene Spannglieder aufgrund des Verbundes am Lastabtrag beteiligt bleiben, stellt sich jedoch lediglich ein bereichsweiser Ausfall der Spannbewehrung ein.

Analog zu den numerischen Untersuchungen unter Korrosionseinwirkung stellt sich bei lokaler Schädigung ein nahezu identischer Einflussbereich auf die Beanspruchungen des Spannstahls und des Betons ein, sodass mittels Monitoring an Bauwerksaußenseiten ebenfalls auf den Schädigungsort sowie den Schädigungsgrad rückgeschlossen werden könnte. Darüber hinaus ist die Form des Verlaufs mit einer über eine kurze Distanz stark wechselnden Beanspruchung charakteristisch für einen Bruch von Spanngliedern und damit separierbar zur Beanspruchung des Betons infolge anderer Schädigungen. Unter nichtlinearem Systemverhalten, bei welchem dieser Rückschluss zunehmend schwierig wird, stellt die Detektion von Spaltzug jedoch weiterhin ein zusätzliches Indiz für innere Veränderungen dar.

In Abhängigkeit der Ursache eines Spanngliedbruchs können infolge schädigungsbegleitender Effekte unterschiedliche Verbundeigenschaften vorliegen, welche die Wiederveranke-

rung der Spannglieder und damit die Teilnahme am Lastabtrag beeinflussen und somit zu einer unterschiedlichen Resttragfähigkeit des Systems führen. In Anbetracht dessen wurden die bei der Simulation von Spanngliedbrüchen angesetzten Verbundeigenschaften je nach vorausgegangener Schädigung variiert.

Auf ein System vorliegende Einwirkungen und Schädigungen können lediglich einen einzigen Gleichgewichtszustand zur Folge haben, dieser wird jedoch von der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung beeinflusst, da in Abhängigkeit dieser die Entwicklung und Umlagerung von Beanspruchungen durch eine unterschiedliche Systemsteifigkeit bestimmt wird. Aufgrund dieses Umstandes wurden die aus dieser Abhängigkeit resultierenden Abweichungen und damit die Notwendigkeit der Unterscheidung der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung bei der Schadensanalyse untersucht.

Die numerischen Untersuchungen führten auf den Schluss, dass die Beachtung der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung bei einer sich lokal auswirkenden Schädigung wie im Falle von Korrosion eine maßgebende Rolle spielt, während diese bei einer sich global auswirkenden Schädigung wie im Falle von Ermüdung hingegen an Bedeutung verliert.

Anhand der untersuchten Schädigungseinflüsse auf Spannglieder und der daraus gewonnenen Erkenntnisse über das Systemverhalten wurde ein Verfahren entwickelt, welches eine indirekte Bestimmung der Spanngliedschädigung anhand direkt messbarer Kenngrößen aus Bauwerksmonitoring ermöglichen könnte.

Das Verfahren basiert auf der Erhaltung des Systemgleichgewichts unter fortschreitender Spanngliedschädigung und quantifiziert in Abhängigkeit der detektierten Änderung der Beanspruchung im Beton und Betonstahl die entsprechende Änderung der Beanspruchung im Spannstahl infolge von Schädigung. Mittels dieser könnte die resultierende Beanspruchung im Spannstahl im Bereich der Schädigung rekonstruiert und der dazu erforderliche Schädigungsfortschritt abgeschätzt werden.

Anhand einer periodischen Erfassung von Beanspruchungsdaten mittels Monitoring sowie einer schematischen Aufbereitung dieser Daten könnte programmseitig ein schädigungsabhängiges Gleichungssystem zur Bestimmung der Beanspruchung im Spannstahl gelöst werden.

Zur Validierung der numerischen Untersuchungen hinsichtlich der Entwicklung des Systemverhaltens unter fortschreitender Korrosionsschädigung wurden Bauteilversuche durchgeführt und quasi-kontinuierlich messende faseroptische Sensoren hinsichtlich einer frühzeitigen Registrierung von Änderungen im System verwendet.

Die Auswertung der Daten wurde durch die Geringfügigkeit dieser Änderung sowie die Überlagerung des zu identifizierenden, charakteristischen Beanspruchungsverlaufs mit rissbedingten Dehnungskonzentrationen erschwert. Nichtsdestotrotz konnte eine Übereinstimmung der numerisch und experimentell ermittelten Verläufe der aus der Belastungsvorgeschichte resultierenden Dehnungen im ungeschädigten Systemzustand sowie der aus fortschreitender Schä-

digung resultierenden überproportionalen Zunahme der Dehnungen an der Korrosionsstelle festgestellt werden. Die aufgezeichneten Daten zeigen damit auf, dass sich die in den numerischen Untersuchungen festgestellte Änderung der Beanspruchung einstellt und lokale Korrosionsschädigungen somit frühzeitig erkannt und hinsichtlich der Auswirkungen auf das Tragverhalten beurteilt werden könnten.

Der Vergleich der Daten zeigte jedoch auch, dass die experimentell ermittelten Dehnungen im geschädigten Systemzustand gegenüber den numerisch ermittelten Dehnungen höhere Werte aufweisen, was auf deutlich stärker ausgeprägte Auswirkungen einer Spanngliedschädigung auf die Tragfähigkeit hindeutet, als in der numerischen Untersuchung festgestellt wurde. Maßgeblichen Anteil daran hat das Bruchverhalten des aus einzelnen Drähten bestehenden Spannglieds im Vergleich zum als Kompaktquerschnitt idealisierten Spannglied. Infolge der verstärkten Auswirkungen einer lokalen Korrosion kam es bei der experimentellen Überprüfung unter fortschreitender Schädigung zu einer stärkeren Beanspruchung der Baustoffe sowie einer damit einhergehenden früheren Rissbildung im System, sodass deutlich höhere und über einen größeren Bereich vorliegende Dehnungen auftraten, als in der numerischen Untersuchung ermittelt wurde.

Darüber hinaus wurde durch den Vergleich der experimentell ermittelten Daten die Eignung faseroptischer Sensoren hinsichtlich eines kontinuierlichen Bauwerk-Monitorings zur Feststellung von Dehnungszunahmen, der Ausbildung von Rissen und der Bestimmung von Rissbreiten aufgezeigt. Aufgrund der Höhe der von den Acrylat-Sensoren in Rissen gemessenen Dehnungen konnte jedoch gefolgert werden, dass der für die Applikation der Acrylat-Sensoren verwendete Klebstoff zu steif war, da die mit diesen Sensoren gemessenen Betondehnungen etwa um den Faktor 10 höher lagen als im Vergleich zu bei anderen Forschungsvorhaben unter Verwendung von Acrylat-Sensoren und Erzeugung eines ausgeprägten Risszustandes gemessenen Betondehnungen. Zur Vermeidung von Sensorausfällen durch Überschreitung maximal messbarer Dehnungen bzw. der Bruchdehnung der Fasern muss entsprechend die Kompatibilität aller Komponenten des Messsystems gewährleistet sein.

Hinsichtlich einer über eine diskrete Modellierung der Korrosionsschädigung hinausgehend detaillierteren Simulation der Auswirkungen von Korrosion auf das Systemverhalten könnte in weiteren Untersuchungen eine ebenfalls diskrete Modellierung des aus einzelnen Drähten und Litzen bestehenden Spannglieds erfolgen.

Wie bei den Bauteilversuchen zur Detektion von Korrosionsschädigungen festgestellt wurde, sind die Auswirkungen einer Schädigung deutlich stärker ausgeprägt als dies in den numerischen Untersuchungen für das als Kompaktquerschnitt idealisierte Spannglied ermittelt wurde. Dieser Umstand ist jedoch nicht verwunderlich, da es unter fortschreitender Schädigung zu einer stetig zunehmenden Anzahl gebrochener Drähte kommt, welche in Abhängigkeit der vorliegenden Verbundbedingungen und der Stabilisierung im Gefüge noch intakter Drähte bereichsweise eine geringere Beteiligung am Lastabtrag aufweisen als ein Kompaktquerschnitt gleicher Fläche.

Zur Bestimmung des Nutzens einer solch detaillierten Modellierung hinsichtlich einer Verbesserung der Vorhersage der Systemantwort unter fortschreitender Schädigung könnte ein Vergleich der generierten Ergebnisse mit den in dieser Arbeit generierten Ergebnissen erfolgen und in einer Art Konvergenzstudie zur Überprüfung der Erhöhung der Genauigkeit bezogen auf die Erhöhung des dazu benötigten Aufwandes der tatsächlich erforderliche Genauigkeitsgrad bei der Abbildung von Korrosion an der Spannbewehrung abgeleitet werden. Die bei den Bauteilversuchen gemessene Systemantwort könnte dabei als Referenz dienen.

Diese Überlegung würde dabei für alle lokal einwirkenden Schädigungen gelten. Eine detailliertere Modellierung von Spanngliedern sowie deren Korrosionsschädigung würde ebenfalls die gewonnenen Erkenntnisse des Systemverhaltens unter Korrosionsermüdung, aber auch beim Bruch von Spanngliedern infolge von Korrosion bzw. Korrosionsermüdung verbessern, da noch intakte Drähte im verbleibenden Querschnitt bei Erreichen einer kritischen, zum Versagen führenden Schädigung, zu einer abweichenden Resttragfähigkeit führen als beim Bruch des gesamten, als Kompaktquerschnitt idealisierten Spannglieds.

Hinsichtlich einer realitätsnahen Abbildung von Ermüdungsvorgängen bei der Abschätzung der erreichbaren Nutzungsdauer sind die fehlenden Möglichkeiten zur Berücksichtigung der vorliegenden Lastreihenfolge infolge regelloser Verkehrseinwirkung sowie der dadurch verursachten Vorschädigungen infolge nicht quantifizierter Materialwiderstände problematisch. Stehen keine Materialwiderstände in Form von Lebensdauer kennlinien zur Verfügung, könnte eine normative Vorgabe der über die Nutzungsdauer anzusetzenden Belastungsintervalle analog der anzusetzenden, schädigungsäquivalenten Anzahl an Überfahrten pro Jahr eine Berücksichtigung ermüdungsbedingter Vorschädigungen mittels der Schädigungsevolution der verwendeten Baustoffe ermöglichen. Als Preis für die über das etablierte Konzept hinausgehende Berücksichtigung der entstandenen Materialschädigung würde dieses Konzept allerdings in ein iteratives Verfahren übergehen.

Ob eine Berücksichtigung von Vorschädigungen auf Seiten der Einwirkung in Form erhöhter Spannungsschwingbreiten auf dieselbe Schädigung wie die ursprünglichen Spannungsschwingbreiten in Verbindung mit Lebensdauer kennlinien führt, müsste durch Vergleich nu-

merisch und experimentell ermittelter Lebensdauern für mehrstufige Beanspruchungskollektive überprüft werden. Analog dazu müsste eine zusätzliche Berücksichtigung von Korrosion auf Seiten der Einwirkung durch Vergleich numerisch und experimentell ermittelter Lebensdauern für zyklisch beanspruchte Bauteile unter fortschreitender Korrosionsschädigung überprüft werden. Abweichungen in den ermittelten Lebensdauern würden dabei auf entweder eine nach wie vor zu vereinfachte numerische Abbildung relevanter Vorgänge oder unbekannte Schädigungseinflüsse in den Materialien unter einer hohen Anzahl und einem häufigen Wechsel von Beanspruchungskollektiven unter ggf. simultan einwirkender Korrosion hindeuten.

Diese Überlegung würde dabei für alle global einwirkenden Schädigungen gelten. Eine zusätzliche Berücksichtigung der ermüdungsbedingten Abnahme der Materialeigenschaften würde ebenfalls die gewonnenen Erkenntnisse des Systemverhaltens unter Korrosionsermüdung verbessern.

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1:	Altersstruktur der Brücken an Bundesfernstraßen bezogen auf die prozentuale Brückenfläche des Bundesfernstraßennetzes	2
Abb. 2.1:	Bauwerk-Management-System auf Objekt- und Netzebene	10
Abb. 2.2:	Zustandsnoten der Brücken an Bundesfernstraßen (Stand 03.2012).....	12
Abb. 2.3:	Gestuftes Verfahren im Rahmen der Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke.....	14
Abb. 3.1:	Korrosionsmechanismus von Stahl in Beton.....	28
Abb. 3.2:	Spannungs-Einwirkungs-Linien zur Ermittlung der Spannungsschwingbreite im Spannstahl resultierend aus Biegebeanspruchungen des Tragwerks	31
Abb. 4.1:	Schädigungsverlauf von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken infolge chlorid- und karbonatisierungsinduzierter Korrosion	34
Abb. 4.2:	Schematische Darstellung der Wöhlerlinie metallischer Werkstoffe	50
Abb. 4.3:	Schematische Darstellung der nach <i>Haibach</i> korrigierten Wöhlerlinie metallischer Werkstoffe	50
Abb. 4.4:	Vorgehensweise zur Bestimmung der Häufigkeitsverteilung und Summenhäufigkeit der Spannungsschwingbreiten mittels der Reservoir-Methode	54
Abb. 4.5:	Qualitativer Tagesverlauf des Temperaturgradienten (links) sowie qualitativer Tagesverlauf der Gesamtbeanspruchung (rechts)	56
Abb. 4.6:	Qualitativer Tagesverlauf der Spannungsschwingbreiten im Spannstahl in Abhängigkeit des Tagesverlaufs der Beanspruchungen	57
Abb. 4.7:	Verknüpfung von Spannungskollektiven mit Ermüdungswiderständen zur Ermittlung der Schädigung.....	58
Abb. 5.1:	Finite-Elemente-Modell des vorgespannten Einfeldträgers	67
Abb. 5.2:	Modellierung „quasi“-zeitabhängiger Systemantworten mittels Aneinanderreihung von Berechnungen mit vordefinierten Anfangszuständen.....	68
Abb. 5.3:	Spannstahlspannung über die Trägerlänge für unterschiedliche Belastungssituationen: Vorspannung (rot), Vorspannung und Verkehr (blau), Vorspannung, Verkehr und Verluste (grün).....	70
Abb. 5.4:	Spannstahlspannung über die Trägerlänge für unterschiedliche Belastungssituationen bei nichtlinear-elastischem Materialverhalten.....	71

Abb. 5.5:	Betonspannung über die Trägerhöhe für unterschiedliche Verkehrslasten bei nichtlinear-elastischem Materialverhalten	72
Abb. 5.6:	„Rissbild“ bei 2,5-facher Verkehrsbelastung über Darstellung gerissener (rot) und ungerissener (blau) Elemente	73
Abb. 5.7:	Aufteilung des Spannglieds in Abschnitte zur Untersuchung unterschiedlicher Schädigungseinflüsse	78
Abb. 5.8:	Modellierung verschiedener Korrosionsmuldenausbildungen; Variante a (links) - Variante b (rechts)	79
Abb. 5.9:	Modellierung eines lochfraßartigen korrosionsbedingten Stahlabtrags durch Entfernen einzelner Schichten von Spannstahl in ABAQUS; Variante a (links) - Variante b (rechts)	80
Abb. 5.10:	Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a: grünblau (10 mm) - hellblau (20 mm) - blau (30 mm) - dunkelblau (40 mm)	82
Abb. 5.11:	Zugspannungsverteilung im verbleibenden Restquerschnitt (rot -hoch, blau - gering); Variante a (links) - Variante b (rechts)	83
Abb. 5.12:	Betonspannungen über die Trägerunterkante für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a: grünblau (10 mm) - hellblau (20 mm) - blau (30 mm) - dunkelblau (40 mm)	85
Abb. 5.13:	Betonspannungen über die Trägerunterseite für einen Korrosionsabtrag von 40 mm unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a	86
Abb. 5.14:	Betonspannungsdifferenzen über die Trägerunterkante für einen Korrosionsabtrag vom 40 mm unter verschiedenen Verkehrslasten für eine Muldengeometrie nach Variante a	87
Abb. 5.15:	Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a: grünblau (10 mm) - hellblau (20 mm) - blau (30 mm) - dunkelblau (40 mm)	88
Abb. 5.16:	Betonspannungen über die Trägerunterkante für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a: dunkelblau (40 mm) bzw. nach Variante b: hellorange (10 mm) - dunkelorange (20 mm) - rot (30 mm) - rotbraun (40 mm)	90
Abb. 5.17:	Spaltzugspannungsverteilung an den Trägeraußenseiten im Bereich der Korrosionsschädigung unter 2,0-facher Verkehrslast und 40 mm Abtrag für eine Muldengeometrie nach Variante a	91

Abb. 5.18: Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für zunehmenden Korrosionsabtrag der Spannbewehrung unter 2,0-facher Verkehrslast und Korrosion der Biegebewehrung: grünblau (10 mm) - hellblau (20 mm) - blau (30 mm) - dunkelblau (40 mm)	94
Abb. 5.19: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge korrosionsbedingter Reduktion des E-Moduls der Bewehrungen	96
Abb. 5.20: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge korrosionsbedingter Reduktion des Verbunds der Spannbewehrung	97
Abb. 5.21: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge korrosionsbedingter Reduktion des E-Moduls der Bewehrungen sowie des Verbunds der Spannbewehrung	98
Abb. 5.22: Ausschnitt des FE-Modells mit verstärkter Ausbreitung von Korrosionsschädigungen im Spannglied.....	99
Abb. 5.23: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge vermehrter Korrosionsmuldenausbildung	99
Abb. 5.24: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Spannstahl-E-Moduls	103
Abb. 5.25: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Betonstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Spannstahl-E-Moduls	104
Abb. 5.26: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Beton unter zunehmender Last und Reduktion des Spannstahl-E-Moduls	104
Abb. 5.27: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und Reduktion der Verbundsteifigkeit	105
Abb. 5.28: Entwicklung der Schädigungsvariable sowie der relativen Steifigkeit von Beton- und Spannstahl in Abhängigkeit der bezogenen Lastwechselzahl	108
Abb. 5.29: Entwicklung der relativen Steifigkeit von Beton für unterschiedlich hohe Oberspannungsniveaus in Abhängigkeit der bezogenen Lastwechselzahl	109
Abb. 5.30: Ablaufschema der iterativen Berücksichtigung ermüdungsbedingter Materialschädigungen bei der Bestimmung der Lebensdauer.....	110
Abb. 5.31: Entwicklung der Spannungsschwingbreite über die Lebensdauer in Abhängigkeit der Grundbeanspruchung des Systems	113
Abb. 5.32: Entwicklung der Ermüdungsschädigung über die Lebensdauer in Abhängigkeit der Beanspruchungsschwingbreite auf das System	116

Abb. 5.33: Genauere Approximation der ermüdungsbedingten Reduktion der Spannstahleigenschaften durch Beschränkung der Teilschädigungen	118
Abb. 5.34: Feinere Partitionierung des Spannglieds über die Trägerlänge in Abhängigkeit der Höhe der Spannungsschwingbreiten	121
Abb. 5.35: Modifikation der Wöhlerlinie im Dauerfestigkeitsbereich nach <i>Hai- bach</i>	125
Abb. 5.36: Berücksichtigung korrosiver Einflüsse auf den Ermüdungswiderstand metallischer Werkstoffe nach <i>Nürnberg</i> (links und mittig) sowie Wöhlerlinien für korrodierten Spannstahl nach <i>Neubert</i> und <i>Nürnberg</i> (rechts)	131
Abb. 5.37: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und fortschreitender Korrosion	132
Abb. 5.38: Entwicklung der Schädigung über die Zeit in Abhängigkeit der Ermüdungs- und Korrosionseinwirkung.....	139
Abb. 5.39: Exemplarisches Bemessungsdiagramm zur Abschätzung der Lebensdauer unter Korrosionsermüdung	141
Abb. 5.40: Anwendung des Bemessungsdiagramms für Bauwerke mit von den angegebenen Verläufen abweichenden Ermüdungs- und Korrosionseinwirkungen	141
Abb. 5.41: Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge von Spanngliedausfällen und 1,0-facher Verkehrslast.....	145
Abb. 5.42: Betonspannungen über die Trägerunterkante infolge von Spanngliedausfällen und 1,0-facher Verkehrslast.....	147
Abb. 5.43: Spaltzugspannungsverteilung an den Trägeraußenseiten im Bereich des Bruchs des mittleren Spannglieds unter 1,0-facher Verkehrslast	148
Abb. 5.44: Spaltzugspannungsverteilung an den Trägeraußenseiten im Bereich des Bruchs der äußeren Spannglieder unter 1,0-facher Verkehrslast.....	148
Abb. 5.45: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge von Spanngliedausfällen und 1,0-facher Verkehrslast unter idealem Verbund (gestrichelt) und lokal reduziertem Verbund (durchgezogen)	149
Abb. 5.46: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge infolge von Spanngliedausfällen und 1,0-facher Verkehrslast unter idealem Verbund (gestrichelt) und global reduziertem Verbund (durchgezogen).....	149
Abb. 5.47: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für 40 mm Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante b: rot (Korrosion vorhanden, Verkehr wird aufgebracht) - blau: (Verkehr vorhanden, Korrosion wird eingebracht).....	152

Abb. 5.48: Vergleich der Betonspannungen entlang der Trägerunterseite für 40 mm Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Mulden-geometrie nach Variante b: rot (Korrosion vorhanden, Verkehr wird aufgebracht) - blau (Verkehr vorhanden, Korrosion wird eingebracht)	154
Abb. 5.49: Vergleich der inelastischen Betondehnung unter Ermüdung vor Erreichen der Lebensdauer für die Reihenfolge Last, dann Schädigung gesamt (oben) sowie Last, dann Schädigung sukzessiv (unten).....	157
Abb. 5.50: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge vor Erreichen der Lebensdauer für die untersuchte Beanspruchung durch Korrosionsermüdung	159
Abb. 5.51: Vergleich der Betonspannungen über die Trägerlänge vor Erreichen der Lebensdauer für die untersuchte Beanspruchung durch Korrosionsermüdung	160
Abb. 5.52: Vergleich der inelastischen Betondehnung unter Korrosionsermüdung vor Erreichen der Lebensdauer für die Reihenfolge Last, dann Schädigung gesamt (oben) sowie Last, dann Schädigung sukzessiv (unten)	160
Abb. 5.53: Vergleich der Spannstahlspannungen über die Trägerlänge unter 1,0-facher Verkehrslast resultierend aus der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung: gestrichelt (Bruch unter Verkehrseinwirkung) - durchgezogen (Bruch vor Verkehrseinwirkung).....	162
Abb. 6.1: Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge sowie Approximation mittels Polynomen höheren Grades.....	168
Abb. 6.2: Beanspruchung des Betonstahls über die Trägerlänge sowie Approximation mittels Polynomen höheren Grades.....	169
Abb. 6.3: Beanspruchung des Betons über die Trägerlänge sowie Approximation mittels Polynomen höheren Grades.....	169
Abb. 6.4: Verluste und Umlagerungen der Beanspruchung im Spannstahl infolge von Spanngliedschädigung	170
Abb. 6.5: Verluste und Umlagerungen der Beanspruchung im Betonstahl infolge von Spanngliedschädigung	170
Abb. 6.6: Verluste und Umlagerungen der Beanspruchung im Beton infolge von Spanngliedschädigung	171
Abb. 6.7: Randbedingungen zur Approximation der Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge infolge von Korrosion	173
Abb. 6.8: Randbedingungen zur Approximation der Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge infolge von Ermüdung	174

Abb. 6.9:	Randbedingungen zur Approximation der Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge infolge von Korrosionsermüdung	174
Abb. 6.10:	Randbedingungen zur Approximation der Beanspruchung des Spannstahls über die Trägerlänge infolge von Spanngliedbruch	175
Abb. 6.11:	Verbesserung der Approximation infolge abschnittsweiser Unterteilung der Beanspruchungsverläufe über die Trägerlänge	176
Abb. 7.1:	Versuchsbauteil in Anlehnung an das numerische Modell	181
Abb. 7.2:	Zusätzliche Betonstahlbewehrung zur Ausstattung mit Sensorik	181
Abb. 7.3:	Aussparung im Beton zur Schädigung des Spannglieds	181
Abb. 7.4:	Anordnung der faseroptischen Sensoren auf der Betonoberfläche	184
Abb. 7.5:	Anordnung der faseroptischen Sensoren in der Betonstahlbewehrung	184
Abb. 7.6:	Versuchsaufbau	186
Abb. 7.7:	Versuchsdurchführung	187
Abb. 7.8:	Vergleich der numerisch und experimentell ermittelten Dehnungen für zunehmende Spanngliedschädigung unter normativ zulässiger Beanspruchung	189
Abb. 7.9:	Vergleich der numerisch und experimentell ermittelten Dehnungen für zunehmende Spanngliedschädigung unter Überbeanspruchung	190
Abb. 7.10:	Vergleich der numerisch und experimentell ermittelten schädigungsbedingten Änderung der Dehnungen für zunehmende Spanngliedschädigung unter normativ zulässiger Beanspruchung	194
Abb. 7.11:	Vergleich der numerisch und experimentell ermittelten schädigungsbedingten Änderung der Dehnungen für zunehmende Spanngliedschädigung unter Überbeanspruchung	195
Abb. 7.12:	Vergleich der experimentell ermittelten Betonstahldehnungen, Betondehnungen und Rissbilder für zunehmende Spanngliedschädigung unter nach Norm zulässiger Beanspruchung	198
Abb. 7.13:	Vergleich der experimentell ermittelten Betonstahldehnungen, Betondehnungen und Rissbilder für zunehmende Spanngliedschädigung unter Überbeanspruchung	199
Abb. A-1:	Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante b: hellorange (10 mm) - dunkelorange (20 mm) - rot (30 mm) - rotbraun (40 mm)	230
Abb. A-2:	Betonspannungen über die Trägerunterkante für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante b: hellorange (10 mm) - dunkelorange (20 mm) - rot (30 mm) - rotbraun (40 mm)	230

Abb. A-3: Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante b: hellorange (10 mm) - dunkelorange (20 mm) - rot (30 mm) - rotbraun (40 mm)	231
Abb. B-1: Spaltzugspannungsverteilung an den Trägeraußenseiten im Bereich der Korrosionsschädigung unter 1,0-facher Verkehrslast und 40 mm Abtrag für eine Muldengeometrie nach Variante a	232
Abb. C-1: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Betonstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Beton-stahl-E-Moduls	233
Abb. C-2: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Beton-stahl-E-Moduls	234
Abb. C-3: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Beton unter zunehmender Last und Reduktion des Betonstahl-E-Moduls	234
Abb. C-4: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Beton unter zunehmender Last und Reduktion des Beton-E-Moduls	235
Abb. C-5: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Betonstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Beton-E-Moduls	236
Abb. C-6: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Beton-E-Moduls	236
Abb. D-1: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Betonstahl unter zunehmender Last und Reduktion der Verbundsteifigkeit	237
Abb. D-2: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Beton unter zunehmender Last und Reduktion der Verbundsteifigkeit	237
Abb. E-1: Applizierte Acrylat-Sensoren auf der Betonoberfläche	238
Abb. E-2: Applizierte Polyimid-Sensoren in der Betonstahlbewehrung	238
Abb. E-3: Für das optische Kamerasystem vorbereitete Betonoberfläche im Bereich der Aussparung	239
Abb. E-4: Versuchsaufbau - Lagerung und Krafteinleitung	239
Abb. E-5: Versuchsdurchführung - Schädigung der Litzendrähte mit Schweiß-Trennelektroden (oben) sowie Schadensbild (unten)	240

Tabellenverzeichnis

Tab. 5.1:	Betonspannungen an der Trägerober- und -unterseite für unterschiedliche Belastungssituationen bei nichtlinear-elastischem Materialverhalten.....	72
Tab. 5.2:	Betonstahlspannungen der oberen und unteren Biegebewehrung für unterschiedliche Belastungssituationen bei nichtlinear-elastischem Materialverhalten.....	73
Tab. 5.3:	Materialkennwerte und numerische Parameter zur Modellierung eines realitätsnahen Systemverhaltens des Einfeldträgers	74
Tab. 5.4:	Beton-, Betonstahl- und Spannstahlspannungen für unterschiedlich hohe Querschnittsreduktionen der Biegebewehrung infolge von Korrosion bei 1,0-facher Verkehrslast.....	76
Tab. 5.5:	Beton-, Betonstahl- und Spannstahlspannungen für unterschiedlich hohe Querschnittsreduktionen der Biegebewehrung infolge von Korrosion bei 2,0-facher Verkehrslast.....	77
Tab. 5.6:	Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a	84
Tab. 5.7:	Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante a	89
Tab. 5.8:	Verwendete Materialkennwerte zur Modellierung von Spannstahl- und Verbundschädigung	92
Tab. 5.9:	Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag der Spannbewehrung unter 1,0-facher Verkehrslast und Korrosion der Biegebewehrung	93
Tab. 5.10:	Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag der Spannbewehrung unter 2,0-facher Verkehrslast und Korrosion der Biegebewehrung	95
Tab. 5.11:	Beton- und Betonstahlspannungen infolge korrosionsbedingter Reduktion des E-Moduls der Bewehrungen sowie des Verbunds der Spannbewehrung	98
Tab. 5.12:	Beton- und Betonstahlspannungen infolge vermehrter Korrosionsmuldenausbildung im Spannglied	100
Tab. 5.13:	Einfluss der Grundbeanspruchung auf die Ermüdungslebensdauer	114

Tab. 5.14: Einfluss der Beanspruchungsschwingbreite auf die Ermüdungslebensdauer 115

Tab. 5.15: Einfluss der Lastwechselzahl pro Intervall auf die Ermüdungslebensdauer 117

Tab. 5.16: Vergleich der Anzahl an Intervallen resultierend aus variablen Teilschädigungen bei konstanten Lastwechselzahlen mit konstanten Teilschädigungen bei variablen Lastwechselzahlen 119

Tab. 5.17: Einfluss schädigungsabhängiger Lastwechselzahlen auf die Ermüdungslebensdauer 120

Tab. 5.18: Einfluss einer feineren Spanngliedpartitionierung auf die Ermüdungslebensdauer 122

Tab. 5.19: Einfluss der Verbundeigenschaften auf die Ermüdungslebensdauer 123

Tab. 5.20: Einfluss einer Streuung der Spannungsexponenten auf die Ermüdungslebensdauer 125

Tab. 5.21: Einfluss zusätzlicher ermüdungsbedingter Materialschädigungen auf die Ermüdungslebensdauer 127

Tab. 5.22: Ermüdungslebensdauern in Abhängigkeit der Lastwechselzahl pro Intervall 133

Tab. 5.23: Lebensdauern in Abhängigkeit der einwirkenden Korrosions- und Ermüdungsschädigungen sowie Verhältnisse der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung und reiner Ermüdung..... 134

Tab. 5.24: Verhältnis der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5 mm alle 12 Jahre und variabler Ermüdungseinwirkung 136

Tab. 5.25: Verhältnis der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5 mm alle 9 Jahre und variabler Ermüdungseinwirkung 136

Tab. 5.26: Verhältnis der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung bei einer Korrosionsgeschwindigkeit von 5 mm alle 6 Jahre und variabler Ermüdungseinwirkung 136

Tab. 5.27: Verhältnis der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung bei 12 Millionen Lastwechsel pro Intervall und variabler Korrosionsgeschwindigkeit..... 137

Tab. 5.28: Verhältnis der Lebensdauern unter Korrosionsermüdung bei 6 Millionen Lastwechsel pro Intervall und variabler Korrosionsgeschwindigkeit 137

Tab. 5.29: Beton- und Betonstahlspannungen infolge von Spanngliedausfällen und 1,0-facher Verkehrslast 146

Tab. 5.30: Ermüdungslebensdauer in Abhängigkeit der Reihenfolge aus Last und Schädigung..... 155

Tab. 5.31: Vergleich der Anzahl an Inkrementen pro Intervall resultierend aus der Reihenfolge der Aufbringung von Verkehrslast und Schädigung	156
Tab. 5.32: Korrosionsermüdungslebensdauer in Abhängigkeit der Reihenfolge aus Last und Schädigung	159
Tab. 6.1: Resultierende Verluste und Umlagerungen der Beanspruchung infolge von Spanngliedschädigung	171
Tab. A-1: Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante b	231
Tab. A-2: Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante b	232

Literaturverzeichnis

- [1] Ahrens, M. A.: Ein stochastisches Simulationskonzept zur Lebensdauerermittlung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken und seine Umsetzung an einer Referenzbrücke. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2010
- [2] Beton-Kalender 2004: Brücken - Parkhäuser. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaft GmbH & Co. KG, 2004
- [3] Beton-Kalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung - Brandschutz. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaft GmbH & Co. KG, 2013
- [4] Beton-Kalender 2015: Bauen im Bestand - Brücken. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaft GmbH & Co. KG, 2015
- [5] Bösch, N.-C.: Numerische Simulation von Korrosionsprozessen für die industrielle Anwendung. Dissertation, Technische Universität Hamburg-Harburg, 2017
- [6] Bohner, A: Rissbildung in Beton infolge Bewehrungskorrosion. Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie, 2013
- [7] Brem, M.: Numerische Modellierung der Korrosion in Stahlbetonbauten – Anwendung der Boundary Element Methode. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2004
- [8] Buba, R.: Zur stochastischen Zuverlässigkeit bestehender Spannbetonbrücken gegen Ermüdung. München: TU München, 2005
- [9] Bundesanstalt für Straßenwesen BAST: Straßenbrücken - Nachrechnung und Ertüchtigung; https://www.bast.de/BAST_2017/DE/Ingenieurbau/Fachthemen/b1-nachrechnung.html. Download: 31.05.2019
- [10] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau: Anweisung Straßeninformationsbank: Segment Bauwerksdaten. Oktober 2013
- [11] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Bauwerksprüfung nach DIN 1076: Bedeutung, Organisation, Kosten - Dokumentation 2013
- [12] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Bericht „Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen“. Mai 2013
- [13] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Bericht über die Qualität, Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spannbetonbrücken. Januar 2006
- [14] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse - OSA. Dezember 2007

- [15] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Mai 2011
- [16] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 - RI-EBW-PRÜF. März 2013
- [17] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken - RI-WI-BRÜ. Dezember 2007
- [18] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie für die Erhaltung des Korrosionsschutzes von Stahlbauten - RI-ERH-KOR. Mai 2006
- [19] Bundesministerium für Verkehr: Kombinationsregeln für Ermüdung: Untersuchung der Grundlagen für Betriebsfestigkeitsnachweise bei Spannbetonbrücken. In: Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 824, 2001
- [20] Bundesministerium für Verkehr: Sicherheit von Spannbetonbrücken. In: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 590, 1990
- [21] Cervenka, J.; Hajkova, K.: Durability assessment of reinforced concrete structures assisted by numerical simulation. RILEM Proc. 71st RILEM Annual Week & International Conference on Advances in Construction Materials and Systems, Chennai, 2017
- [22] Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information No 188, CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft, Chapters 4-10. Lausanne, 1991
- [23] Cordes, H.: Das Grenzflächenverhalten von Spanngliedern und seine Auswirkungen für den Verbundbaustoff vorgespannter Stahlbeton - Reibung, Verbund und Ermüdung von Spanngliedern. Habilitationsschrift, TU Aachen, 1987
- [24] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen auf Bewehrungskorrosion: Teil 1: Systemparameter der Bewehrungskorrosion. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2012
- [25] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen auf Bewehrungskorrosion: Teil 2: Dauerhaftigkeitsbemessung. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2012
- [26] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken: Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2000
- [27] DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung. November 1999

- [28] Dutulescu, E.: Zur Ermittlung der Beton- und Stahlspannungen. In: Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004) Heft 5, S. 388-400
- [29] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Dezember 2010
- [30] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Nationaler Anhang, August 2012
- [31] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Nationaler Anhang, April 2013
- [32] Fäcke, A.: Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten. Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie, 2006
- [33] Fischer, O.; Thoma, S.: Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. In: Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 3, S. 150-159
- [34] Gonzáles, J.A.; Andrade, C.: Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement. In: Cement and Concrete Research 25, Nr. 2, 1995
- [35] Grünberg, J.: Stahlbeton- und Spannbetontragwerke nach DIN 1045. Berlin: Springer-Verlag, 2002
- [36] Gulikers, J.: Critical Review of Corrosion Deterioration Models For Reinforced Concrete. Proc. of 9th International Conference on Durability of Building Materials and Components, Brisbane, 2002
- [37] Haardt, P.: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz - Stufe 1 und 2: Schlussbericht zum AP-Projekt 99 245. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, August 2002
- [38] Holmen, J. O.: Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. NTH-Trondheim, Division of Concrete Structures, 1979
- [39] International Federation for Structural Concrete: Model Code for Service Life Design, Bulletin No 34. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2006
- [40] König, G.; Maurer, R.: Spannbeton: Bewährung im Brückenbau - Analyse von Bauwerksdaten, Schäden und Erhaltungskosten. Berlin: Springer-Verlag, 1986
- [41] Kracke, E.; Lodde, K.: Leitfaden Straßenbrücken: Entwurf, Baudurchführung, Erhaltung. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaft GmbH & Co. KG, 2011

- [42] Krieger, J.; Isecke, B.: 1. Brückenkolloquium Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken: Tagungshandbuch 2014. Esslingen: Technische Akademie Esslingen e.V., 2014
- [43] Macheleidt, W.: Bauwerks-Management-System: Präsentation der vier Module; <http://brueckenertuechtigung.netzformat.com/bauwerkspruefung/vortraege/top6-macheleidt.pdf>. Download: 13.07.2015
- [44] Mehlhorn, G.: Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten. Berlin: Springer-Verlag, 2010
- [45] Meiswinkel, R.; Neubauer, R.: Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen - Berechnung nach EC 2. In: Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995) Heft 10, S. 261-265
- [46] Müller, H. S.: Konstruktionsbaustoffe: Skriptum zur Vorlesung. Karlsruhe: Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB)
- [47] Neubert, B.; Nürnberger, U.: Beurteilung des dynamischen Tragverhaltens von Spannstählen in Abhängigkeit vom Rostgrad. FMPA Baden-Württemberg, Bericht Nr.2. 6-13675, Stuttgart, 1983
- [48] Nürnberger, U.: Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Band 1. Wiesbaden: Bauverlag, 1995
- [49] Peerlings, R.; Brekelmans, M.: Gradient-enhanced damage modelling of fatigue failure. European Conference on Computational Mechanics, München, 1999
- [50] POLYTEC GMBH; LAVISION: *Non-contact Full Field Strain Measurement System*. URL: https://www.polytec.com/fileadmin/d/Photonik/Optische_Systeme/kameras-und-kamerasysteme/StrainMaster-Full-Field-Strain-Measurement.pdf. Download: (09.2019)
- [51] Raupach, M.; Warkus, J.: Zum rückseitigen kathodischen Korrosionsschutz einseitig korrodierter Stahlbetonbauteile - Modellversuche und numerische Berechnungen. In: Materials and Corrosion 54, S. 394-403, 2003
- [52] Rodriguez, J.; Ortega, L.M.: Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures. In: Durability of Building Materials and Components 7 (Vol. 1). London: E & FN Spon, 1996
- [53] Speck, K.; Vogdt, F.: Faseroptische Sensoren zur kontinuierlichen Dehnungsmessung im Beton - 10. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen. In: Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden, Heft 48, S. 71-82
- [54] Tuutti, K.: Corrosion of steel in concrete. In: CBI Report Nr. 4, 1982

- [55] Wischenbart, T.: Nichtlineare Finite Elemente Methoden zur Analyse bestehender Brückentragwerke. Wien: Universität für Bodenkultur - Department für Bautechnik und Naturgefahren, 2012
- [56] Yang, X.; Li, Z.: Numerical Simulation of Load Bearing Capacity of Corroded Reinforced Concrete Beam after Cyclic Loading. In: Journal of Highway and Transportation Research and Development, Vol. 9, Issue 4, 2015
- [57] Zilch, K.; Weiher, H.: Untersuchung des Zustandes der deutschen Spannbetonbrücken. In: Tagungsband zum 10. Münchner Massivbau-Seminar, München, 2006

Anhang

Anhang A

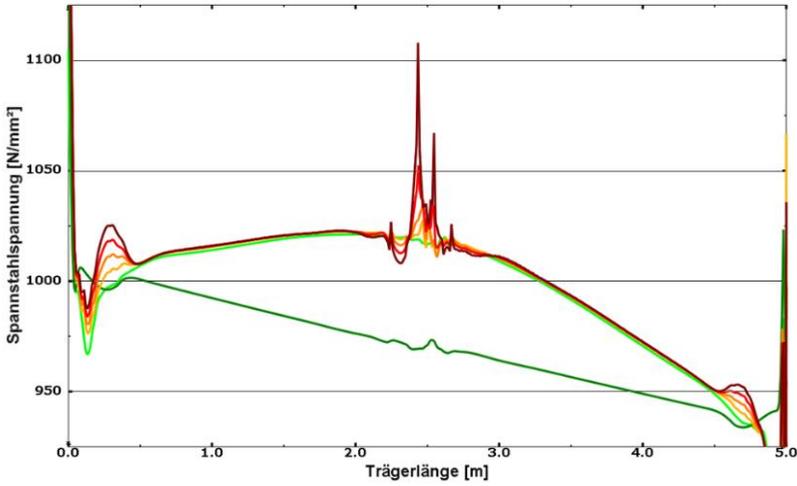


Abb. A-1: Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante b: hellorange (10 mm) - dunkelorange (20 mm) - rot (30 mm) - rotbraun (40 mm)

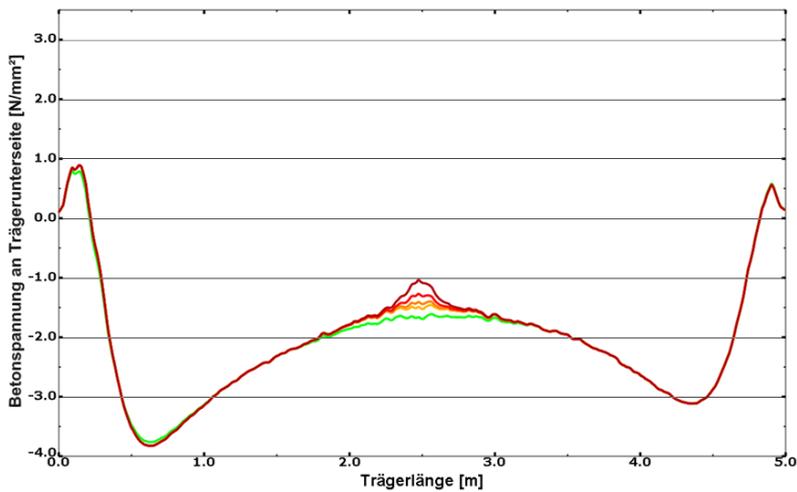


Abb. A-2: Betonspannungen über die Trägerunterkante für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante b: hellorange (10 mm) - dunkelorange (20 mm) - rot (30 mm) - rotbraun (40 mm)

Tab. A-1: Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 1,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante b

Korrosion unter 1,0-facher Verkehrslast				
Bauteil- spannungen <i>Lastfall bzw. Schädigung</i>	Beton		Betonstahl	
	<i>oben</i>	<i>unten</i>	<i>oben</i>	<i>unten</i>
Verkehr	- 11,53	- 1,59	- 59,31	- 13,50
10 mm Abtrag unter Verkehr	- 11,55	- 1,51	- 61,75	- 13,00
20 mm Abtrag unter Verkehr	- 11,55	- 1,43	- 61,89	- 12,50
30 mm Abtrag unter Verkehr	- 11,56	- 1,30	- 62,10	- 12,00
40 mm Abtrag unter Verkehr	- 11,59	- 1,03	- 62,42	- 10,50

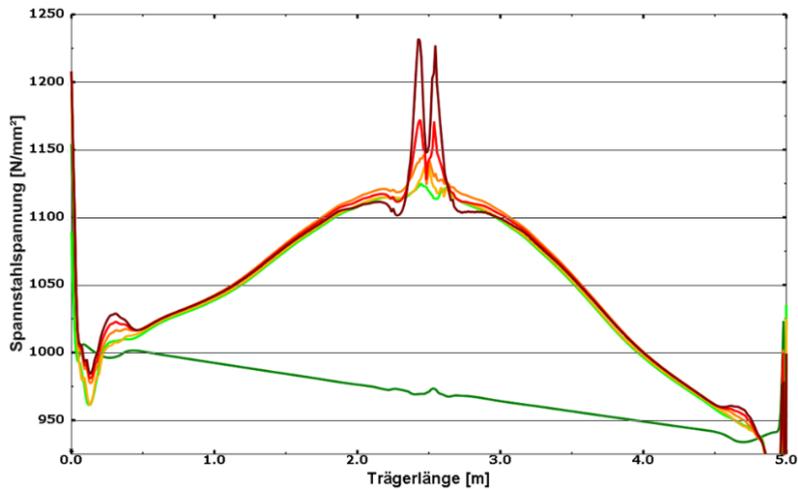


Abb. A-3: Spannstahlspannungen über die Trägerlänge für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante b: hellorange (10 mm) - dunkelorange (20 mm) - rot (30 mm) - rotbraun (40 mm)

Tab. A-2: Beton- und Betonstahlspannungen für zunehmenden Korrosionsabtrag unter 2,0-facher Verkehrslast für eine Muldengeometrie nach Variante b

Korrosion unter 2,0-facher Verkehrslast				
Bauteil- spannungen <i>Lastfall bzw. Schädigung</i>	Beton		Betonstahl	
	<i>oben</i>	<i>unten</i>	<i>oben</i>	<i>unten</i>
Verkehr	- 26,03	+ 2,44	- 194,74	+ 197,42
10 mm Abtrag unter Verkehr	- 26,04	+ 2,15	- 195,12	+ 205,02
20 mm Abtrag unter Verkehr	- 26,46	+ 1,84	- 200,72	+ 241,62
30 mm Abtrag unter Verkehr	- 26,61	+ 1,58	- 202,29	+ 265,39
40 mm Abtrag unter Verkehr	- 26,99	+ 1,21	- 206,32	+ 309,90

Anhang B

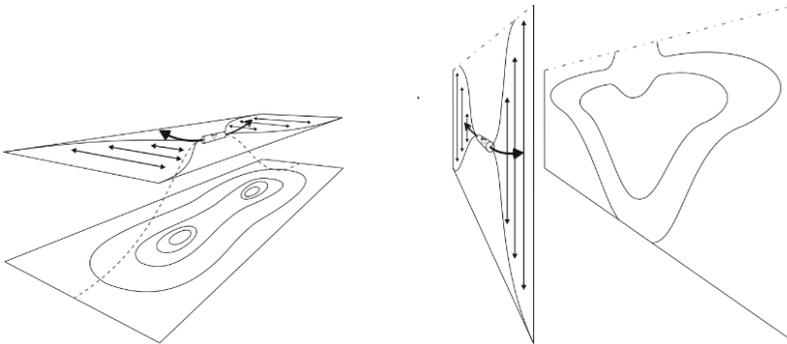


Abb. B-1: Spaltzugspannungsverteilung an den Trägersaußenseiten im Bereich der Korrosionsschädigung unter 1,0-facher Verkehrslast und 40 mm Abtrag für eine Muldengeometrie nach Variante a

Anhang C

Eine Reduktion des E-Moduls des Betonstahls bewirkt eine geringere Spannungsentwicklung im Betonstahl unter einer bestimmten Belastung des Systems, da sich der Werkstoff infolge dessen abnehmender Steifigkeit dem Lastabtrag durch erhöhte Verformung entzieht. Analog zum Materialverhalten des Spannstahls unter Reduktion dessen E-Moduls sinken die Spannungen im Betonstahl proportional zur Reduktion dessen E-Moduls. Da die Betonstahlbewehrung infolge der vorhandenen Druckspannungsreserve unter keiner bzw. nur geringer Verkehrslast unter Druckspannungen und unter hoher Verkehrslast unter Zugspannungen steht, verlaufen die Spannungs-Einwirkungs-Linien unter Reduktion des E-Moduls nicht pa-

parallel, sondern weisen eine Art Rotationspunkt beim Wechsel von Druck- zu Zugbeanspruchung in den Spannungs-Einwirkungs-Linien auf.

Die Spannungsentwicklung im Betonstahl unter zunehmender Last und Reduktion dessen E-Moduls ist Abbildung C.1 zu entnehmen.

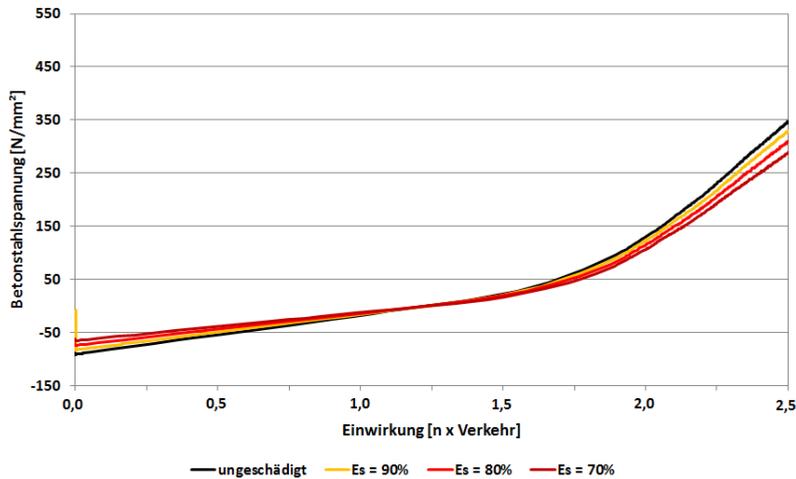


Abb. C-1: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Betonstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Betonstahl-E-Moduls

Infolge der reduzierten Tragwirkung des Betonstahls findet eine entsprechende Umlagerung der Beanspruchung in die restlichen Werkstoffe statt. Die Spannungs-Einwirkungs-Linien des Spannstahls und des Betons liegen bei linearem Systemverhalten unter zunehmender Reduktion des E-Moduls des Betonstahls über den Spannungs-Einwirkungs-Linien für das ungeschädigte System, erfahren jedoch erst beim Übergang des Systems in den gerissenen Zustand eine erkennbare Zunahme der Spannstahlzug- bzw. Betondruckspannungen.

Die Spannungsentwicklung im Spannstahl und Beton unter zunehmender Last und Reduktion des E-Moduls des Betonstahls ist Abbildung C.2 und Abbildung C.3 zu entnehmen.

Da sowohl die Menge als auch die Beanspruchung des Betonstahls geringer ist im Vergleich zum Spannstahl, sind die Spannungsänderungen im Betonstahl sowie die Spannungsumlagerungen in den Spannstahl und den Beton entsprechend geringer.

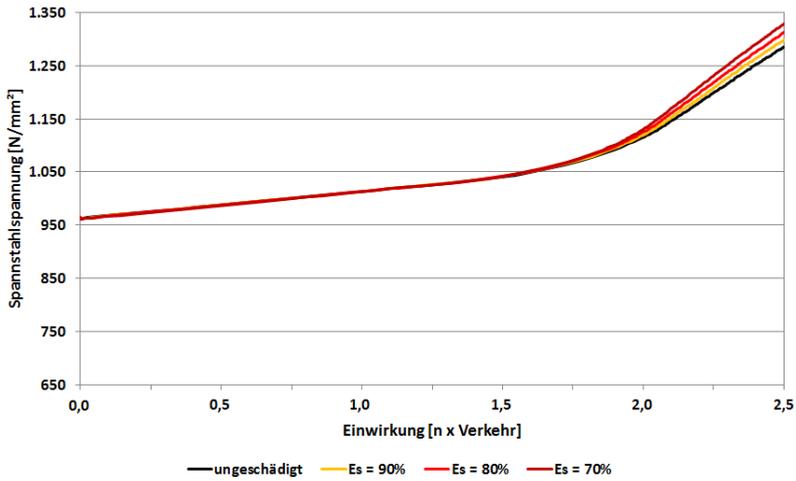


Abb. C-2: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Betonstahl-E-Moduls

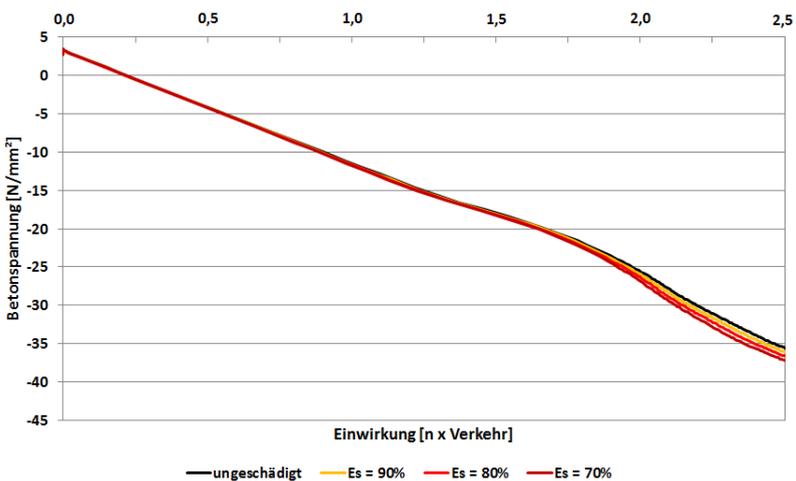


Abb. C-3: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Beton unter zunehmender Last und Reduktion des Betonstahl-E-Moduls

Für Beton resultiert infolge der Abnahme dessen Steifigkeit ebenfalls eine Reduktion der im Baustoff generierten Spannung.

Die Spannungsentwicklung im Beton unter zunehmender Last und Reduktion des E-Moduls des Betons ist Abbildung C.4 zu entnehmen.

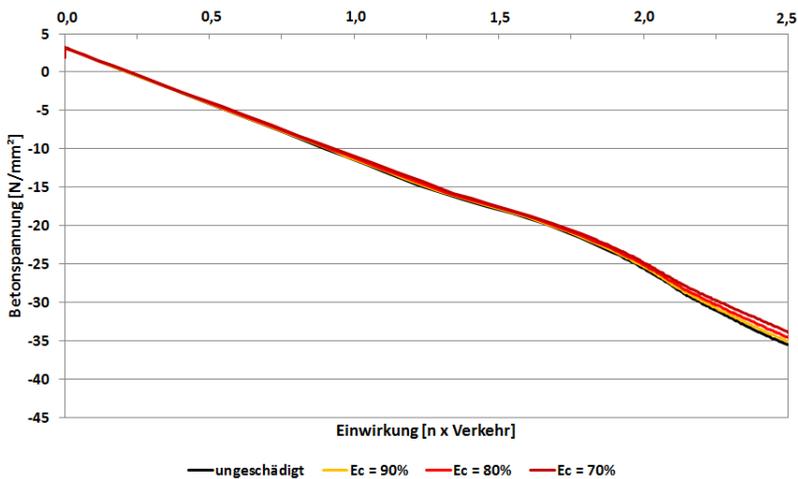


Abb. C-4: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Beton unter zunehmender Last und Reduktion des Beton-E-Moduls

Eine Abnahme der Steifigkeit des Betons bewirkt eine stärkere Verkrümmung des Bauteils durch die vorhandene Vorspannung und somit zunächst eine stärkere Stauchung der Betonstahlbewehrung, solange keine oder eine nur geringe Verkehrslast auf den Träger einwirkt. Die untere Biegebewehrung weist daher zunächst eine Erhöhung der Druckspannungen aus der Schaffung einer Druckspannungsreserve an der Trägerunterseite auf. Wechselt unter zunehmender Verkehrsbelastung die Druckspannung in eine Zugspannung, nehmen die Betonstahlspannungen infolge der geringeren Systemsteifigkeit zu.

Infolge der reduzierten Steifigkeit des Betons und der erhöhten Verkrümmung des Trägers unter keiner oder nur geringer Verkehrslast reduziert sich die Dehnung des Spannglieds zwischen den Verankerungspunkten mit der Folge eines geringfügigen Spannungsabbaus. Unter zunehmender Verkehrslast erhöht sich infolge der geringeren Betonsteifigkeit die Spannung in der Spannstahlbewehrung.

Die Spannungsentwicklung im Betonstahl und Spannstahl unter zunehmender Last und Reduktion des E-Moduls des Betons ist Abbildung C.5 und Abbildung C.6 zu entnehmen.

Da die Steifigkeit des Betons erheblich geringer ist im Vergleich zum Spannstahl, sind die Spannungsänderungen im Beton sowie die Spannungsumlagerungen in den Spannstahl und den Betonstahl entsprechend geringer.

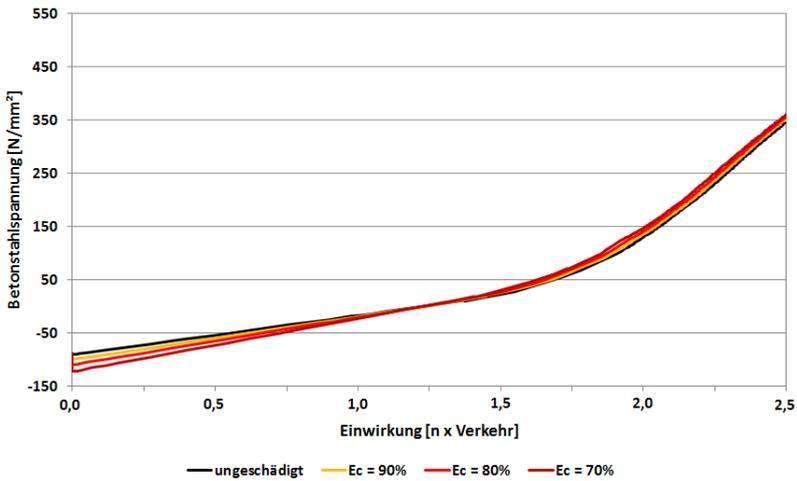


Abb. C-5: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Betonstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Beton-E-Moduls

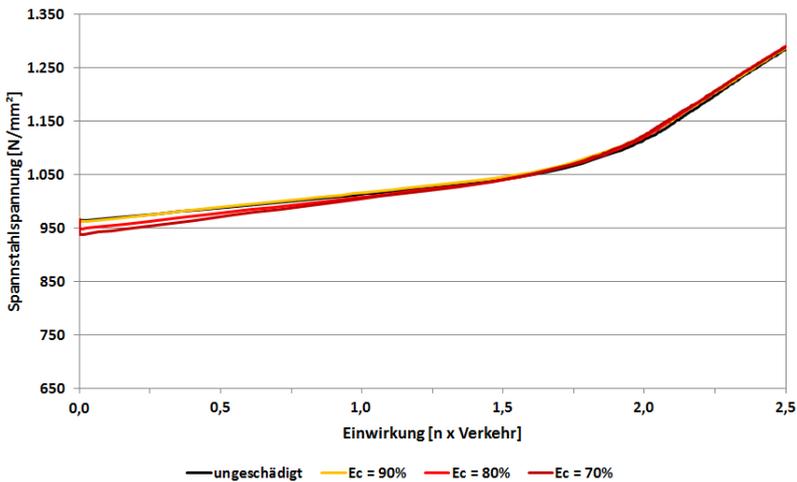


Abb. C-6: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Spannstahl unter zunehmender Last und Reduktion des Beton-E-Moduls

Anhang D

Als Folge der reduzierten Beteiligung des Spannstahls am Lastabtrag werden die verbleibenden Baustoffe stärker ausgelastet, sodass deren Spannungs-Einwirkungs-Linien unter Verkehrslast entsprechend steiler verlaufen. Diese Entwicklung ist in den Spannungs-Einwirkungs-Linien jedoch erst beim Übergang des Systems in den gerissenen Zustand erkennbar.

Die Spannungsentwicklung im Betonstahl und Beton unter zunehmender Last und Reduktion der Verbundwirkung ist Abbildung D.1 und Abbildung D.2 zu entnehmen.

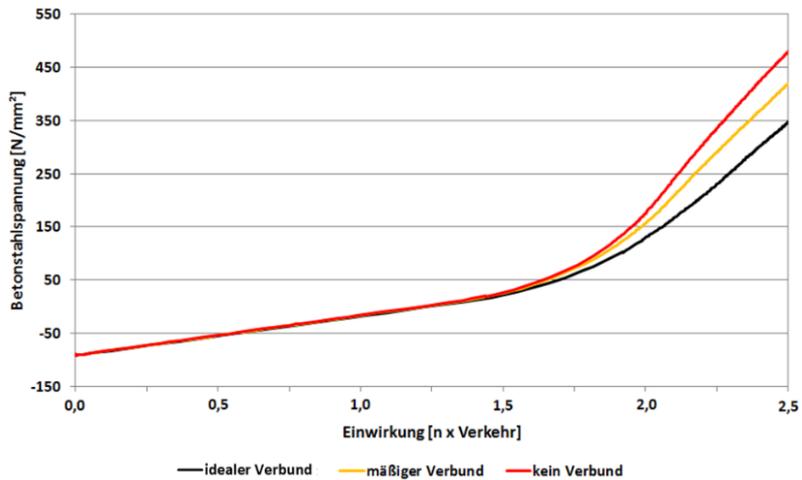


Abb. D-1: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Betonstahl unter zunehmender Last und Reduktion der Verbundsteifigkeit

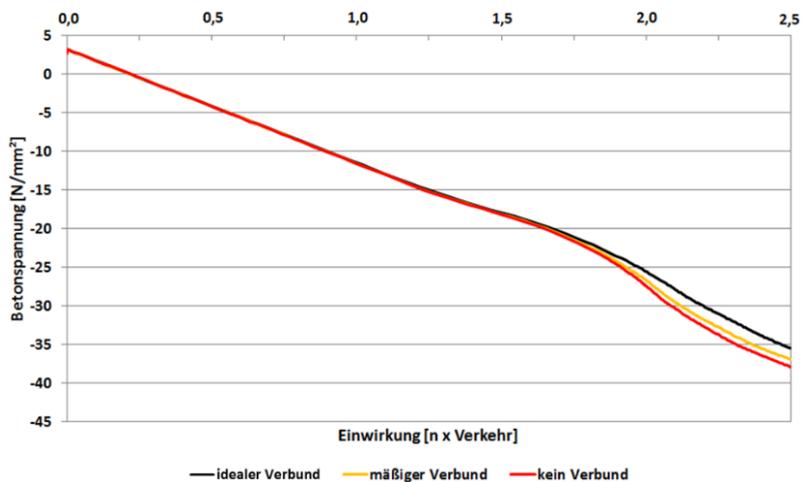


Abb. D-2: Spannungs-Einwirkungs-Diagramm für die Spannungsentwicklung im Beton unter zunehmender Last und Reduktion der Verbundsteifigkeit

Anhang E

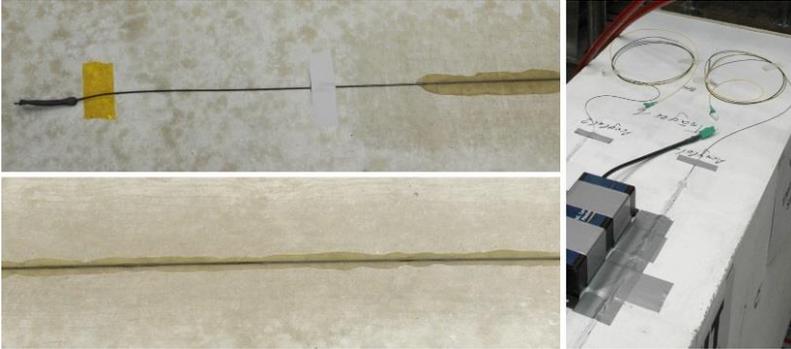


Abb. E-1: Applizierte Acrylat-Sensoren auf der Betonoberfläche

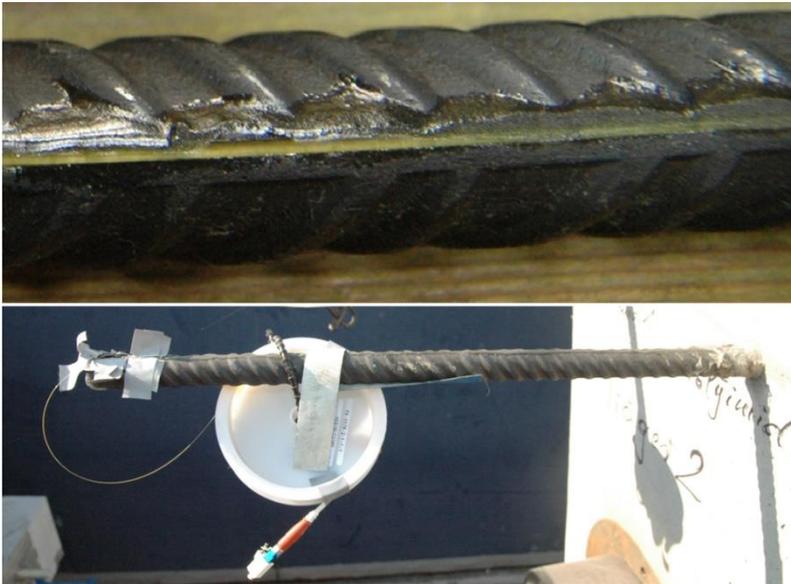


Abb. E-2: Applizierte Polyimid-Sensoren in der Betonstahlbewehrung

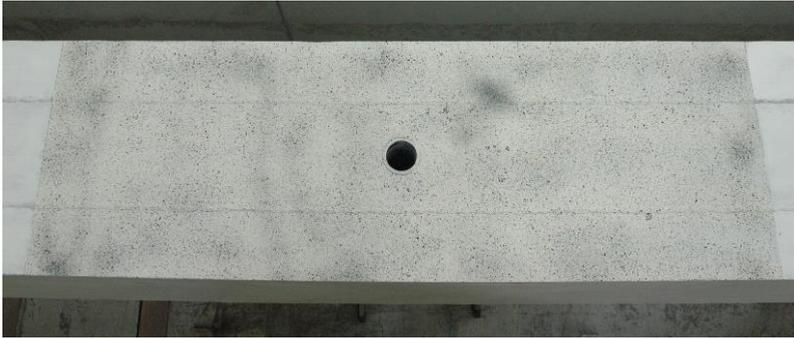


Abb. E-3: Für das optische Kamerasystem vorbereitete Betonoberfläche im Bereich der Aussparung

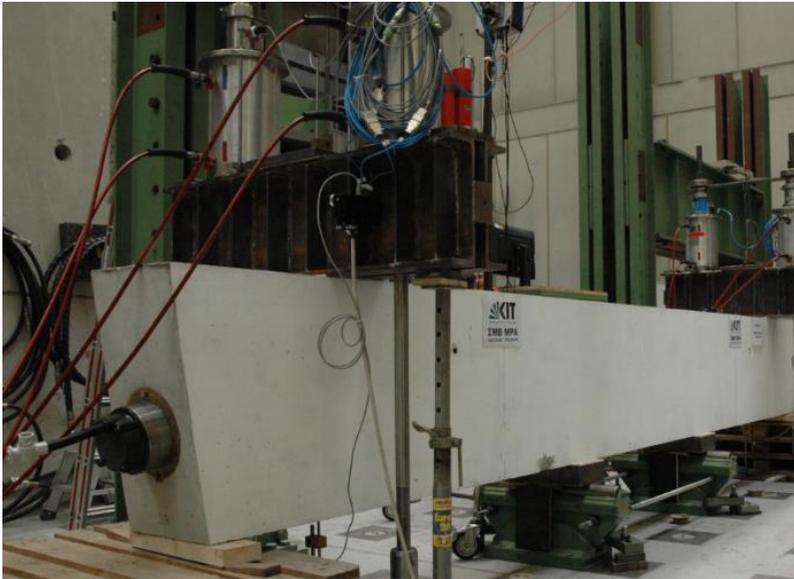


Abb. E-4: Versuchsaufbau - Lagerung und Krafteinleitung



Abb. E-5: Versuchsdurchführung - Schädigung der Litzendrähte mit Schweiß-Trennelektroden (oben) sowie Schadensbild (unten)

Schriftenreihe des

Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie (ISSN 0933-0461)

- Heft 1 **Manfred Curbach**
Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten.
- Heft 2 **Franz-Hermann Schlüter**
Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung – Flugzeugabsturz.
- Heft 3 **Marlies Schieferstein**
Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton.
- Heft 4 **Thomas Bier**
Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton.
- Heft 5 **Wolfgang Brameshuber**
Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton.
- Heft 6 **Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt**
Durability of Non-Metallic Inanorganic Building Materials.
- Heft 7 **Manfred Feyerabend**
Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton.
- Heft 8 **Klaus F. Schönlin**
Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton.
- Heft 9 **Lothar Stempniewski**
Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung.
- Heft 10 **Jörg Weidner**
Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter zur Silodruckermittlung.
- Heft 11 **Pingli Yi**
Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten.
- Heft 12 **Rainer Kunterding**
Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter.
- Heft 13 **Peter Haardt**
Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton.

- Heft 14 **Günter Rombach**
Schüttguteinwirkungen auf Silozellen – Exzentrische Entleerung.
- Heft 15 **Harald Garrecht**
Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk.
- Heft 16 **Violandi Vratsanou**
Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung – Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren.
- Heft 17 **Carlos Rebelo**
Stochastische Modellierung menschen erzeugter Schwingungen.
- Heft 18 **Seminar 29./30. März 1993**
Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung des Eurocode 8.
- Heft 19 **Hubert Bachmann**
Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung.
- Heft 20 **DBV/AiF-Forschungsbericht H. Emrich**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft- und Längszugbeanspruchung.
- Heft 21 **Robert Stolze**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung – Bruchlinien-Rotationskapazität.
- Heft 22 **Jie Huang**
Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion.
- Heft 23 **Rolf Wörner**
Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton.
- Heft 24 **Ioannis Retzepis**
Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand.
- Heft 25 **Frank Dahlhaus**
Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen.
- Heft 26 **Cornelius Ruckenbrod**
Statische und dynamische Phänomene bei der Entleerung von Silozellen.

- Heft 27 **Shishan Zheng**
Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik.
- Heft 28 **Yong-zhi Lin**
Tragverhalten von Stahlfaserbeton.
- Heft 29 **DFG**
Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen.
- Heft 30 **Jürgen Ockert**
Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton.
- Heft 31 **Andreas Braun**
Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbebeneinwirkung.
- Heft 32 **Martin Günter**
Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes zwischen Polymerbeschichtungen und Beton.
- Heft 33 **Gerhard Lohrmann**
Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit.
- Heft 34 **Klaus Idda**
Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querzug.
- Heft 35 **Stephan Kranz**
Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen.
- Heft 36 **Gunther Herold**
Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineral-sauren Wässern.
- Heft 37 **Mostafa Mehrafza**
Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos – Einflüsse der Geometrie und Randbedingungen.
- Heft 38 **Tarek Nasr**
Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen. 2000
- Heft 39 **Jan Akkermann**
Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken.
- Heft 40 **Viktor Mechtcherine**
Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rißausbreitung in Beton.
- Heft 41 **Ulrich Häußler-Combe**
Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten zur Berechnung von Stahlbetontragwerken.

- Heft 42 **Björn Schmidt-Hurtienne**
Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung.
- Heft 43 **Nazir Abdou**
Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton mit finiten Elementen.
- Heft 44 **Andreas Plokitz**
Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen beim Abbruch durch Sprengen.
- Heft 45 **Timon Rabczuk**
Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von Beton mit Hilfe der SPH-Methode.
- Heft 46 **Norbert J. Krutzik**
Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen.
- Heft 47 **Thorsten Timm**
Beschuß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern.
- Heft 48 **Slobodan Kasic**
Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund.
- Heft 49 **Christoph Kessler-Kramer**
Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung.
- Heft 50 **Nico Herrmann**
Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik.
- Heft 51 **Michael Baur**
Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte bei Erdbebeneinwirkung.
- Heft 52 **Seminar 02. Juli 2004**
DIN 1045-1; Aus der Praxis für die Praxis.
- Heft 53 **Abdelkhalek Saber Omar Mohamed**
Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected to Cyclic Loading.
- Heft 54 **Werner Hörenbaum**
Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauerwerk.
- Heft 55 **Seminar Februar 2006**
DIN 4149 – Aus der Praxis für die Praxis.

- Heft 56 **Sam Foos**
Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen.
- Heft 57 **Ramzi Maliha**
Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton.
- Heft 58 **Andreas Fäcke**
Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten.
- Heft 59 **Juliane Möller**
Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken.
- Heft 60 **Martin Larcher**
Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens.
- Heft 61 **Christoph Niklasch**
Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten von gerissenen Stahlbetonwänden.
- Heft 62 **Halim Khbeis**
Experimentelle und numerische Untersuchungen von Topflagern.
- Heft 63 **Sascha Schnepf**
Vereinfachte numerische Simulation des Tragverhaltens ebener mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung.
- Heft 64 **Christian Wallner**
Erdbebengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen.
- Heft 65 **Niklas Puttendörfer**
Ein Beitrag zum Gleitverhalten und zur Sattelausbildung externer Spannglieder.



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

Fortführung als

**Karlsruher Reihe Massivbau - Baustofftechnologie -
Materialprüfung (ISSN 1869-912X)
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe**

KIT Scientific Publishing

- Heft 66 **Michael Haist**
Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen
bei Zementsuspensionen.
ISBN 978-3-86644-475-1
- Heft 67 **Stephan Steiner**
Beton unter Kontaktdetonation – neue experimentelle Methoden.
(noch erschienen in der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau
und Baustofftechnologie, ISSN 0933-0461)
- Heft 68 **Christian Münich**
Hybride Multidirektionaltexilien zur Erdbebenverstärkung
von Mauerwerk – Experimente und numerische Untersuchungen
mittels eines erweiterten Makromodells.
ISBN 978-3-86644-734-9
- Heft 69 **Viktória Malárics**
Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch
an zylindrischen Betonproben.
ISBN 978-3-86644-735-6
- Heft 70 **Daniela Ruch**
Bestimmung der Last-Zeit-Funktion beim Aufprall
flüssigkeitsgefüllter Stoßkörper.
ISBN 978-3-86644-736-3
- Heft 71 **Marc Beitzel**
Frischbetondruck unter Berücksichtigung der
rheologischen Eigenschaften.
ISBN 978-3-86644-783-7
- Heft 72 **Michael Stegemann**
Großversuche zum Leckageverhalten von gerissenen
Stahlbetonwänden.
ISBN 978-3-86644-860-5

- Heft 73 **Isabel Anders**
Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens junger normal- und hochfester Betone.
ISBN 978-3-7315-0043-8
- Heft 74 **Jennifer C. Scheydt**
Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton.
ISBN 978-3-7315-0113-8
- Heft 75 **Michael Auer**
Ein Verbundmodell für Stahlbeton unter Berücksichtigung der Betonschädigung.
ISBN 978-3-7315-0316-3
- Heft 76 **Christian Moritz Urban**
Experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze für faserverstärktes Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen.
ISBN 978-3-7315-0372-9
- Heft 77 **Tobias Bacht**
Horizontaltragfähigkeit von Wänden aus Leichtbeton-Schalungssteinen – Experimente und numerische Modellierung.
ISBN 978-3-7315-0413-9
- Heft 78 **Björn Haag**
Schadensidentifikation mit modalen Parametern:
Anwendung auf extern vorgespannte Hohlkastenbrücken.
ISBN 978-3-7315-0458-0
- Heft 79 **Engin Kotan**
Ein Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein.
ISBN 978-3-7315-0520-4
- Heft 80 **Vladislav Kvitsel**
Zur Vorhersage des Schwindens und Kriechens von normal- und hochfestem Konstruktionsleichtbeton mit Blähtongesteinskörnung.
ISBN 978-3-7315-0521-1
- Heft 81 **Michael Vogel**
Schädigungsmodell für die Hydroabrasionsbeanspruchung zur probabilistischen Lebensdauerprognose von Betonoberflächen im Wasserbau.
ISBN 978-3-7315-0522-8
- Heft 82 **Georgios Maltidis**
Seismic soil structure interaction of navigation locks.
ISBN 978-3-7315-0718-5

- Heft 83 **Steffen Siegel**
Zustandsbestimmung von externen Spanngliedern
und Schrägseilen mit Frequenzanalysen.
ISBN 978-3-7315-0772-7
- Heft 84 **Fernando Acosta Urrea**
Influence of elevated temperatures up to 100 °C on the
mechanical properties of concrete.
ISBN 978-3-7315-0795-6
- Heft 85 **Stephan Müller**
Ein Beitrag zum Energiedissipationsvermögen von Betonschrauben.
ISBN 978-3-7315-0943-1
- Heft 86 **Bernhard Walendy**
Ertüchtigung von nicht tragendem Mauerwerk gegen seismische
Einwirkungen mittels aufgeklebter Textilien.
ISBN 978-3-7315-0975-2
- Heft 87 **Roman Sedlmair**
Theoretische und praktische Entwicklung einer aufgeklebten
CFK Stahlbetonverstärkung unter Berücksichtigung der vollständigen
Kompatibilität zum Betonstahl.
ISBN 978-3-7315-1048-2
- Heft 88 **Eric Kirpal**
Verfahren zur Beurteilung der Schadensumfangs- und
Zustandsentwicklung vorgespannter Brückenbauwerke.
ISBN 978-3-7315-1103-8

Die Bereitstellung einer sicheren und zuverlässigen Infrastruktur beruht auf dem bestmöglichen Erhalt der bestehenden Verkehrswege und derer Bauwerke. Um dem stetig fortschreitenden Abfall der Bausubstanz entgegenwirken zu können, ist die Kenntnis über stattfindende Schädigungsprozesse und deren Einfluss auf die Entwicklung des Systemverhaltens von maßgebender Bedeutung. Modelle zur Beschreibung von Schädigungsvorgängen ermöglichen dabei, die Degradation der Spannbewehrung infolge korrosiver und ermüdungswirksamer Beanspruchung zu bestimmen. Mit Hilfe computergestützter Nachrechnungen können somit die Auswirkungen auf Tragwerke abgeschätzt und Restnutzungsdauern durch Gegenüberstellung simulierter Systemantworten mit normativ festgelegten Grenzzuständen prognostiziert werden.

Die numerische Simulation chloridinduzierter Korrosion erfolgt durch diskrete Modellierung eines lochfraßähnlichen Abtrags unter Berücksichtigung schädigungsbegleitender Effekte. Gewonnene Kenntnisse über das Systemverhalten unter lokaler Korrosionseinwirkung erlauben folglich einen Rückschluss auf den inneren Schädigungszustand infolge detektierbarer Veränderungen in der Beanspruchung von Tragwerken. Anhand von Bauteilversuchen werden die numerischen Korrosionsuntersuchungen validiert und Möglichkeiten einer frühzeitigen Detektion von Schäden mittels Bauwerks-Monitoring überprüft. Die Implementierung der ermüdungsbedingten Schädigungsevolution von Spannstahl in das Konzept zur Ableitung der Ermüdungssicherheit erlaubt durch Berücksichtigung ermüdungsbedingter Vorschädigungen aus Lastreihenfolgen darüber hinaus eine genauere Abschätzung der Ermüdungslebensdauer sowie die Untersuchung der Interaktion von Korrosions- und Ermüdungsschädigungen.

ISSN 1869-912X

ISBN 978-3-7315-1103-8

