Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transport, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle communication DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Berücksichtigung der Wechselwirkung von Bewehrungskorrosion und Tragverhalten zur Beurteilung der Lebensdauer von Stahlbetonbauwerken

Prise en compte de l'interaction entre la corrosion des armatures et le comportement sous charge pour l'évaluation de la durée de vie des structures en béton armé

Consideration of the interaction between reinforcement corrosion and load-bearing behavior for the assessment of the service life of reinforced concrete structures

ETH Zürich, Institut für Baustoffe
Deniz Yilmaz
Prof. Dr. Ueli Angst

ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion
Nathalie Reckinger
Dr. Severin Haefliger
Dr. Karel Thoma
Prof. Dr. Walter Kaufmann

Forschungsprojekt BGT_20_4aA_01 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brücken, Geotechnik und Tunnel (AG BGT)
Januar 2025 | 1786

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet. Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière. Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima. Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee. Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)

Berücksichtigung der Wechselwirkung von Bewehrungskorrosion und Tragverhalten zur Beurteilung der Lebensdauer von Stahlbetonbauwerken

Prise en compte de l'interaction entre la corrosion des armatures et le comportement sous charge pour l'évaluation de la durée de vie des structures en béton armé

Consideration of the interaction between reinforcement corrosion and load-bearing behavior for the assessment of the service life of reinforced concrete structures

ETH Zürich, Institut für Baustoffe
Deniz Yilmaz
Prof. Dr. Ueli Angst

ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion
Nathalie Reckinger
Dr. Severin Haefliger
Dr. Karel Thoma
Prof. Dr. Walter Kaufmann

Forschungsprojekt BGT_20_4aA_01 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brücken, Geotechnik und Tunnel (AG BGT)
Januar 2025 | 1786

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung
Prof. Dr. Ueli Angst
Prof. Dr. Walter Kaufmann (Stv.)

Mitglieder
Deniz Yilmaz
Nathalie Reckinger
Dr. Severin Haefliger
Dr. Karel Thoma

Begleitkommission

Präsident
Dr. Martin Käser

Mitglieder
Dr. Stefan Etter
Prof. Dr. Albin Kenel
Dr. Pascal Kronenberg
Dr. Kerstin Lang
Dr. Kristian Schellenberg
Dr. Heidi Ungricht

Antragsteller

Arbeitsgruppe Brücken, Geotechnik und Tunnel (AG BGT)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von
https://astra.rubmedia.ch/
heruntergeladen werden.

Januar 2025

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis 7

Tabellenverzeichnis 11

Abkürzungsverzeichnis 12

Zusammenfassung 13

Résumé 19

Summary 25

1 Einleitung 30
1.1 Ausgangslage 30
1.2 Projektziele und Abgrenzung 32
1.3 Projektgliederung 32

2 Problembeschreibung 33

3 Stand der Forschung und Forschungsbedarf 34
3.1 Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs 34
3.2 Wechselwirkung zwischen Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit 35
3.3 Untersuchung des Einflusses lokaler Bewehrungsschädigung auf das globale Tragverhalten 36

4 Durchgeführte Untersuchungen und Erkenntnisse 38
4.1 Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs 38
4.1.1 Methodik 39
4.1.1.1 Ingenieurbauwerke: Manuelle Vermessung der Korrosionsmorphologie vor Ort 39
4.1.1.2 Laborproben: CT-Bildanalyse der Korrosionsmorphologie 41
4.1.1.3 Proben einer Brücke und eines Langzeitversuchs im Feld 41
4.1.1.4 Prüfkörperanalyse 44
4.1.1.5 Näherungsweise Bestimmung des Volumens des Korrosionsangriffs 45
4.1.1.6 Datenbank 46
4.1.2 Auswertung der Daten 46
4.1.2.1 Zusammenhang zwischen Breite und Tiefe der Korrosionsangriffe 47
4.1.2.2 Zusammenhang zwischen Länge und Tiefe der Korrosionsangriffe 48
4.1.2.3 Form der Öffnung des Korrosionsangriffs 49

4.1.2.4 Geschätzte Korrosionsraten 51
4.1.3 Diskussion der Ergebnisse 52
4.1.3.1 Korrosionsmorphologie und Lochkorrosionstheorie 52
4.1.3.2 Korrosionsraten 54
4.1.3.3 Bedeutung für statische Analysen 55
4.1.4 Schlussfolgerung 57
4.1.5 Ausblick 57
4.2 Wechselwirkung zwischen Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit 58
4.2.1 Methodik 58
4.2.1.1 Materialkennwerte 60
4.2.1.2 Instrumentierung 60
4.2.1.3 Korrosionsrate 61
4.2.1.4 Prüfprogramm 63
4.2.2 Auswertung der Daten 64
4.2.3 Diskussion der Ergebnisse 75
4.2.4 Ausblick 77
4.3 Untersuchung des Einflusses lokaler Bewehrungsschädigung auf das globale Tragverhalten 78
4.3.1 Methodik 78
4.3.2 Beispielrechnung Zuggurt 80
4.3.3 Verifizierung anhand von Versuchen 81
4.3.4 Parameterstudie Platten 87
4.3.5 Stochastische Parameterverteilung der Schädigung 89
4.3.6 Anwendungsbeispiel Hohlkastenbrücke 91
4.3.7 Zusammenfassende Erkenntnisse 96
4.4 Konzeptionelles Lebensdauermodell 97
4.4.1 Implementierung der Ergebnisse aus den Kapiteln 4.1 bis 4.3 97
4.4.2 Ausblick 99

5 Schlussfolgerungen und Empfehlungen 101
5.1 Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs 101
5.2 Wechselwirkung zwischen Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit 101
5.3 Untersuchung des Einflusses lokaler Bewehrungsschädigung auf das globale Tragverhalten 102
5.4 Konzeptionelles Lebensdauermodell 103

Literaturverzeichnis 105

Projektabschluss 110

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Schematische Darstellung der gegenseitigen Beeinflussung von Korrosion, Tragverhalten und Zustand. Die Pfeile zeigen die Beeinflussungen, das Kreuz illustriert den Mangel im aktuellen Sachstand..... 30
Abbildung 2: Schematische Darstellung der Lebensdauer eines chloridbelasteten Stahlbetonbauteils. 31
Abbildung 3: Literaturüberblick aus [32] mit Studien, welche einen Einfluss des Betonrisses auf den Korrosionsfortschritt fanden (schwarze Balken) und Studien, welchen keinen Einfluss fanden (weisse Balken). Grafik aus [32] angepasst. 36
Abbildung 4: Ansätze zur Modellierung lokaler Schädigung in Finite Elemente Modellen. (a) Kleine Elementgrössen; (b) Elemente in der zur Modellierung von Stahlbetonbauteilen üblichen Grösse und lokaler Anpassung des Materialgesetzes. Abbildung übernommen aus [38]..... 38
Abbildung 5: Erläuterung der dokumentierten Parameter der Korrosionsmorphologie. Abbildung übernommen aus [44]. 39
Abbildung 6: Beispiele für freigelegte Bewehrung: a) Brückenplatte Brücke 2 teilweise freigelegte Bewehrung; b) Teilweise freigelegte Bewehrung Brückenplatte Brücke 4; c) Freigelegte Anschlussbewehrung Brückenplatte Brücke 1; d) Sondagefenster mit freigelegter Bewehrung an Untersicht der Kragplatten von Brücke 3.....40
Abbildung 7: Reliefkarte der Schweiz mit den Standorten der untersuchten Bauwerke im nördlichen Tiefland und den zentralen und südlichen Alpenregionen. Eine höhere und damit alpinere Lage ist mit einem intensiveren Einsatz von Tausalzen verbunden. Abbildung übernommen aus [44]. 41
Abbildung 8: Schematische Darstellung des Probenpräparationsverfahrens, dem jede Probe unterzogen wurde; a) Betonkern entnommen aus Bauwerk B4-S1; b) Aufbau der Proben B4-S1-1 bis B4-S1-5 nach Beginn der Korrosion und 2. Kernbohrung; c) Betonprüfkörper, betoniert im Jahr 1998 von [45]; d) Aufbau von 1550-S und 3550-S nach der Kernbohrung, die nach mehr als 18 Jahren Korrosion unter freiem Himmel erfolgte; e) Schematische Darstellung des Bildaufnahme-Verfahrens mittels CT. Abbildung übernommen aus [44]..... 43
Abbildung 9: Beispiel für die Vermessung von Korrosionsangriffen aus CT-Scans; a) Querschnitt der Stahlbetonprobe (S=Stahl; C=zementgebundene Matrix; AV=Luftblase; CP=Korrosionsprodukte; CA=Korrosionsangriff; W =Breite des Korrosionsangriffs; A-A'=Linie des vertikalen Schnitts); b) Schnitt entlang der gestrichelten Linie A-A', der die vertikale Entwicklung des Korrosionsangriffs zeigt (L=Länge; D=Tiefe); c) 3D-Darstellung des korrodierenden Stahlstabs, die zeigt, wie Tiefe D, Breite W und Länge L eines Korrosionsangriffs gemessen werden (Stahldurchmesser = 8 mm)..... 45
Abbildung 10: Das Volumen des Korrosionsangriffs V wird durch den Schnitt eines dreiaxialen Ellipsoids mit den Achsen $D/2$, $L/2$ und $W/2$ und eines Zylinders mit Durchmesser d und Länge L geschätzt. Abbildung übernommen aus [44]..... 46
Abbildung 11: Beispiele für verschiedene Korrosionsangriffe, die an den untersuchten Bauwerken gefunden wurden; (a) Akkumulation von Korrosionsangriffen auf Brücke 1; (b) Zusammenschluss von Korrosionsangriffen auf Brücke 1; (c) Korrosionsangriffe auf dem Lehnenviadukt 1; (d) Korrosionsangriffe auf dem Lehnenviadukt 2; (e)

Korrosionsangriff auf Brücke 2; (f) Lokaler Querschnittsverlust über den gesamten Umfang eines Bewehrungsstabs auf Brücke 2. Abbildungen teilweise übernommen aus [44].....47
Abbildung 12: Beziehung zwischen der normalisierten Breite und Tiefe von Korrosionsangriffen. Die Breite *W* und die Tiefe *D* sind auf den Durchmesser *d* der Bewehrungsstäbe normalisiert. Die Abbildung enthält Illustrationen der Querschnittsmorphologie der Korrosionsangriffe. Der hellgraue Bereich repräsentiert Werte, die aufgrund geometrischer Einschränkungen, wie im Begleittext erläutert, nicht erreicht werden können. Abbildung teilweise übernommen aus [44].....48
Abbildung 13: Beziehung zwischen der normalisierten Länge und Tiefe der Korrosionsangriffe. Die Länge *L* und die Tiefe *D* sind auf den Durchmesser *d* der Bewehrungsstäbe normalisiert. Die Abbildung enthält Illustrationen des Längsprofils der Korrosionsmorphologie. Abbildung teilweise übernommen aus [44].....49
Abbildung 14: (a) Illustration der Öffnung des Korrosionsangriffs. Abbildung teilweise übernommen aus [44]. (b) Anteil der Öffnungsformen "kurz", "rund" und "lang" von Korrosionsangriffen.....50
Abbildung 15: Empirische kumulative Verteilungsfunktionen der Formen der Öffnung der Korrosionsangriffe und deren prozentualer Anteil. Abbildung mit Klasseneinteilung für *L*/*W*. Die Medianwerte der maximalen Querschnittsverluste sind mit einem x markiert. Das erste (Q_1) und dritte Quartil (Q_3) sind mit Whiskern markiert. Abbildung teilweise übernommen aus [44]. 50
Abbildung 16: Durchschn. geschätzte Korrosionsraten in die Tiefe pro Korrosionsangriff in [µm/Jahr] (grüne Punkte) und zusammengefasste durchschn. Korrosionsrate in die Tiefe pro PK-Gruppe/Bauwerk (schwarze Punkte). Teilweise übernommen aus [44].....52
Abbildung 17: Skizze wie grosse Korrosionsangriffe aus einer Gruppe einzelner kleinerer Korrosionsangriffe entstehen könnten. Abbildung übernommen aus [44].53
Abbildung 18: Illustration zur Korrosionsmorphologie und dem Konzept des Massenverlusts mit drei Bewehrungsstäben von gleicher Referenzlänge mit demselben Massenverlust, aber unterschiedlichem Querschnittsverlust und mechanischem Verhalten.....55
Abbildung 19: Darstellung des Versuchsaufbaus für ein von zwei Prüfkörperpaaren mit Markierung der Kraftmessdosen und Wegnehmer, sowie Vermassung in Längsrichtung. Querschnittsmass der Balken beträgt 300 mm in der Breite und 200 mm in der Höhe. 59
Abbildung 20: Kerbe (10 mm tief) und Riss in der Mitte des Prüfkörpers 1. Die Bewehrungsüberdeckung beträgt 20 mm. 59
Abbildung 21: Querschnittsdimensionierung der Prüfkörper mit Bezeichnung PK 1 bis 4 und Bewehrungsstäben S1 bis S16. Positionierung der Referenzelektrode (RE) und Gegenelektrode (GE) im Querschnitt. RE und GE befinden sich in allen Prüfkörpern, sind der Übersichtlichkeit halber aber nur bei PK 3 illustriert. Schema der Prüfkörper in der Aufsicht zur Markierung der Position der RE und GE in Prüfkörperlängsrichtung..... 61
Abbildung 22: Versuchsaufbau mit Kennzeichnung des Bereichs der auf Prüfkörper 1 und Prüfkörper 3 mit 5%iger Natriumchloridlösung besprüht wurde 63
Abbildung 23: Verlauf des Potentials [mV vs. AgAgCl sat. KCl] in Balkenmitte von Stab 1 (S1) und Stab 2 (S2) in PK 1 (lila Kurven) und Stab 9 (S9) und Stab 10 (S10) in PK 3 (grüne Kurven). 65

Abbildung 24: Verlauf der Polarisationswiderstände [Ω] über die Zeit von PK 1 (lila Kurven) und PK 3 (grüne Kurven). 65
Abbildung 25: Zusammenhang zwischen Polarisationswiderstand R_p [Ω] und Potential [mV vs. AgAgCl sat. KCl]. 66
Abbildung 26: Zeitlicher Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] der Stäbe 1 (a), 2 (b), 9 (c) und 10 (d) im Bereich um den Riss (x = 75 cm). Die Farbgebung von Grün bis Dunkelblau entspricht dem zeitlichen Fortschritt zwischen Tag 20 und Tag 168. 67
Abbildung 27: Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] (a) und des Polarisationswiderstands [Ω] (b) in der Balkenmitte der Stäbe 1 (S1) und 2 (S2) in Prüfkörper 1 (PK 1) sowie der Stäbe 9 (S9) und 10 (S10) in Prüfkörper 3 (PK 3) unter zyklischer Chloridbeaufschlagung. Dabei ist der Riss von PK 1 dauerhaft geöffnet und der Riss von PK 3 dauerhaft geschlossen. 68
Abbildung 28: Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] (a) und des Polarisationswiderstands [Ω] (b) in der Balkenmitte der Stäbe 1 (S1) und 2 (S2) in Prüfkörper 1 (PK 1) sowie der Stäbe 9 (S9) und 10 (S10) in Prüfkörper 3 (PK 3) in der Trocknungsphase. Dabei ist der Riss von PK 1 dauerhaft geöffnet und der Riss von PK 3 dauerhaft geschlossen. 69
Abbildung 29: Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] (a) und des Polarisationswiderstands [Ω] (b) in der Balkenmitte der Stäbe 1 (S1) und 2 (S2) in Prüfkörper 1 (PK 1) sowie der Stäbe 9 (S9) und 10 (S10) in Prüfkörper 3 (PK 3) unter zyklischer Chloridbeaufschlagung. Dabei ist der Riss von PK 1 dauerhaft geschlossen und der Riss von PK 3 dauerhaft geöffnet. 70
Abbildung 30: Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] (a) und des Polarisationswiderstands [Ω] (b) in der Balkenmitte der Stäbe 1 (S1) und 2 (S2) in Prüfkörper 1 (PK 1) sowie der Stäbe 9 (S9) und 10 (S10) in Prüfkörper 3 (PK 3) in der Trocknungsphase. Dabei ist der Riss von PK 1 dauerhaft geschlossen und der Riss von PK 3 dauerhaft geöffnet. 71
Abbildung 31: Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] (a) und des Polarisationswiderstands [Ω] (b) in der Balkenmitte der Stäbe 1 (S1) und 2 (S2) in Prüfkörper 1 (PK 1) sowie der Stäbe 9 (S9) und 10 (S10) in Prüfkörper 3 (PK 3) zyklischem Öffnen und Schliessen beider Risse sowie Chloridbeaufschlagung eines Prüfkörpers (Tage 161 und 163 für PK 1; Tage 166 und 168 für PK 3). 72
Abbildung 32: (a) Beispiel Verhalten Kraft-Durchbiegung PK 1 bei Erstbelastung, an Tag 111 und an Tag 168. Die gestrichelten Regressionsgeraden zeigen die Steigungen m, welche als Mass der Steifigkeit interpretiert werden können. (b) Steigungen Kraft-Durchbiegung aller Prüfkörper bei Erstbelastung, an Tag 111 und an Tag 168. 72
Abbildung 33: (a) Beispiel Verhalten Kraft-Rissöff PK 3 an Tag 22, an Tag 111 und an Tag 168. Die gestrichelten Regressionsgeraden zeigen die Steigungen m, welche als Mass der Steifigkeit interpretiert werden können. (b) Steigungen Kraft-Rissöffnung aller Prüfkörper an Tag 22, an Tag 111 und an Tag 168. 73
Abbildung 34: (a) Berechneter Masseverlust [g] der Bewehrungsstäbe über die Zeit und Zeitpunkte der Chloridbeaufschlagung. (b) Korrosionsrate der Stäbe in die Tiefe [um/Jahr]. 74
Abbildung 35: Berechnete Korrosionsrate [g/Jahr] der Bewehrungsstäbe S1 und S2 (PK 1) über die Zeit und Zeitpunkte der Chloridbeaufschlagung. 75
Abbildung 36: Berechnete Korrosionsrate [g/Jahr] der Bewehrungsstäbe S9 und S10 (PK 3) über die Zeit und Zeitpunkte der Chloridbeaufschlagung. 75

Abbildung 37: Transportprozesse bei geöffnetem und «geschlossenem» Riss.....76
Abbildung 38: Konzept zum Einbezug einer lokalen Schädigung der Bewehrung in FE-Rechnungen mittels CTCM und geschichteten Scheibenelementen. (a) Vergleich der lokalen Spannungen und Dehnungen in intakten und geschädigten Risselementen gemäss TCM und CTCM mit Angabe der jeweiligen auf das Risselement bezogenen mittleren Dehnungen; (b) Konzept zur Verwendung des TCM oder CTCM in Elementen mit mehreren Bewehrungslagen; (c) Reduktion der mittleren Dehnungen im Risselement aufgrund lokaler Schädigung und Vergleich zur Spannungs-Dehnungsbeziehung der nackten Bewehrung; (d) Einflussvolumen und Integrationspunkte, die bei der Modellierung durch die Schädigung beeinflusst werden. Abbildung übernommen aus [38]. 79
Abbildung 39: Beispielrechnung Zuggurt. (a) Geometrie, Lagerbedingungen, Rissabstand s_{rm} = 173 mm und aufgezwungene Verformung u im Grundriss (Abmessungen in mm); (b) Untersuchte Netzgrössen; (c) Verlauf der analytisch berechneten Stahlspannungen; (d) Verlauf der analytisch berechneten Stahldehnungen; (e) Last-Verformungskurven der analytischen Berechnung (ANA) und der numerischen Berechnungen mit Netzgrösse m_x·200 mm; (f) Maximale Verformung als Funktion der Netzgrösse im Vergleich zur analytischen Lösung. (g) Maximale Normalkraft als Funktion der Netzgrösse im Vergleich zur analytischen Lösung. Abbildung übernommen aus [38]. 81
Abbildung 40: Plattenstreifenversuche (a) Seitenansicht mit Lagerbedingungen und Belastung (Abmessungen in m); (b) Bewehrungsplan im Grundriss. Abbildung übernommen aus [38].....82
Abbildung 41: Resultate der Materialversuche. Aus Zugversuchen an jeweils zehn Stäben stammende Spannungs-Dehnungsbeziehung für (a) Durchmesser 14 mm und (b) Durchmesser 16 mm, inkl. zugehöriges Materialmodell; (c) Zusammenfassung der ermittelten Materialparameter. Abbildung übernommen aus [38].....82
Abbildung 42: Ort der Schädigung und mittlerer Querschnittsverlust pro Schnitt (gemittelt über sechs Stäbe). Abbildung übernommen aus [38]. 83
Abbildung 43: In den Versuchen gemessene (schwarz) und modellierte (in Farbe) Last-Verformungskurven an den Stellen B, C, E und F. (a) bis (d) Plattenstreifen S13; (e) bis (h) Plattenstreifen S14; (i) bis (l) Plattenstreifen S15. Abbildung übernommen aus [38].....84
Abbildung 44: Modellierung eines Plattenstreifens in Ansys Mechanical: Lasteinleitung, Lagerbedingungen und FE-Netz mit Abmessung 200·142 mm. Abbildung übernommen aus [38]. 85
Abbildung 45: Stahlspannung am Riss σ_{sr} resp. falls korrodiert bezogen auf den reduzierten Querschnitt $\sigma_{sr,c}$ in den Integrationspunkten für ein FE-Netz mit Abmessungen 200·142 mm. (a) bis (c) Plattenstreifen S13; (d) bis (f) Plattenstreifen S14; (g) bis (i) Plattenstreifen S15. Abbildung übernommen aus [38]. 85
Abbildung 46: NLFE-Modell einer Platte für die Parameterstudie: Geometrie (in mm), Lagerbedingung, Lasten, Bewehrung und FE-Netz.....87
Abbildung 47: Resultate der Parameterstudie. Verformung w_{su} als Funktion des relativen Querschnittsverlusts ζ bei einer Membrankraft (a) n_x = 0 kN, (b) n_x = -1250 kN/m, (c) n_x = 250 kN/m; (d)-(e) zugehörige Last Q_{su}. 89
Abbildung 48: (a) bis (d) Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion f von Länge L_c, Tiefe t und Koordinaten x und y der Korrosionsschäden; (e) Zusammenhang zwischen

bezogener Länge β und relativem Querschnittsverlust ζ von 100 generierten Korrosionschäden; (f) generierte Verteilung der Korrosionsschäden. 90
Abbildung 49: Geometrie und Lagerung der modellierten Brücke (Abmessungen in m). 91
Abbildung 50: Strassenverkehrslasten gemäss Lastmodell 1 der SIA 261 und FE-Netz der Fahrbahnplatte (Abmessungen in m) sowie Lage der in nachfolgenden Abbildungen dargestellten Ausschnitte Z1 und Z2 91
Abbildung 51: Ausschnitt Z2 mit achtzig Korrosionsschäden mit 50 % relativem Querschnittsverlust und einer Länge von 18 mm in der vierten Bewehrungslage in der Fläche GHIJ. Farbschema gleich wie in Abbildung 50. 92
Abbildung 52: Biegemomente m_x, m_y und Drillmomente m_{xy} in der Fahrbahnplatte, ohne und mit Korrosionsschaden in grau bzw. rot. Grautöne: ohne Korrosionsangriff, Rottöne, mit Korrosionsangriff; (a), (c) und (e) Modell ohne Randbord; (b), (d) und (f) Modell mit Randbord. 93
Abbildung 53: Biegemomente m_x, m_y und Drillmomente m_{xy} im Ausschnitt Z1 der in der Fahrbahnplatte, ohne und mit Korrosionsschaden in grau bzw. rot;. (a), (c) und (e) Modell ohne Randbord; (b), (d) und (f) Modell mit Randbord. 94
Abbildung 54: Membrankräfte n_x, n_y und n_{xy} in der in der Fahrbahnplatte, ohne und mit Korrosionsschaden in grau bzw. rot;. (a), (c) und (e) Modell ohne Randbord; (b), (d) und (f) Modell mit Randbord 94
Abbildung 55: Querkräfte v_x, v_y und Hauptquerkraft v_o in der in der Fahrbahnplatte, ohne und mit Korrosionsschaden in grau bzw. rot;. (a), (c) und (e) Modell ohne Randbord; (b), (d) und (f) Modell mit Randbord. 95
Abbildung 56: Stahlspannungen am Riss in der vierten Bewehrungslage, bezogen auf den minimalen Querschnitt, dargestellt in den Integrationspunkten des Ausschnitts Z2. (a), (c) ohne bzw. (b), (d) mit Randbord; (a), (b) ohne bzw. (c), (d) mit Korrosionsschäden. 95
Abbildung 57: Flussdiagramm eines möglichen Lebensdauermodells. 99

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Übersicht der untersuchten Bauwerke. Tabelle übernommen aus [44]. 40
Tabelle 2: Zusätzlich dokumentierte Informationen zu Bauwerk, Beton und Stahl. Tabelle übernommen aus [44]. 41
Tabelle 3: Informationen, Materialeigenschaften und Expositionsbedingungen der Proben, die mittels CT analysiert wurden. Tabelle übernommen aus [44]. 44
Tabelle 4: Betonzusammensetzung. 60
Tabelle 5: Festbetoneigenschaften nach 28 Tagen (n=8). 60
Tabelle 6: Prüfprogramm 64
Tabelle 7: Geschätzte Masseverluste m_{lost} [g], Längen L [mm], Breiten W [mm], Tiefen D [mm] und maximaler Querschnittsverlust A_{max} [%] der Korrosionsangriffe auf den Bewehrungsstäben 1, 2, 9 und 10. 74

Abkürzungsverzeichnis

bspw.	beispielsweise
bzw.	beziehungsweise
CMM	gerissenes Scheibenmodell (cracked membrane model)
C-Stahl	Kohlenstoff-Stahl
CT	Computertomographie
CTCM	korrodiertes Zuggurtmodell (corroded tension chord model)
DIC	digitale Bildkorrelation (digital image correlation)
d. h.	das heisst
durchschn.	durchschnittlich
EIS	elektrochemische Impedanzspektroskopie (electrochemical impedance spectroscopy)
FE	finite Elemente
IBK	Institut für Baustatik und Konstruktion
IfB	Institut für Baustoffe
LPR	linearer Polarisationswiderstand (linear polarization resistance)
LVDT	linearer variabler Differenzialtransformator (linear variable differential transformer)
NLFE	nicht-lineares Finite-Elemente-Modell
NTZ	Nass-Trocken-Zyklen
OCP	freies Korrosionspotential (open circuit potential)
PK	Prüfkörper
resp.	respektive
RH	relative Luftfeuchtigkeit (relative humidity)
TCM	Zuggurtmodell (tension chord model)
vgl.	vergleiche
z. B.	zum Beispiel

Zusammenfassung

Derzeit stehen keine Modelle zur Verfügung, die die zeitabhängige Zustandsentwicklung von in Chloridexposition korrodierenden Stahlbetonbauteilen in Bezug auf Grenzzustände, wie beispielsweise bestimmte Rissweiten, bestimmte Durchbiegungen bzw. Verformungen oder ein bestimmter verbleibender Tragwiderstand adäquat beschreiben können. Dies fusst auf der bislang verbreiteten Trennung der Disziplinen «Statik/Tragverhalten» und «Korrosion/Werkstoffverhalten». Ziel dieses Forschungsprojekts war es, diese beiden Fachgebiete näher zusammen zu führen, um einen Beitrag zur Reduktion der heute grossen Unschärfen in der Zustandsbeurteilung von Bestandsbauwerken zu leisten und die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit bei Neubauten (Lebensdauermodellierung) auf eine bessere konzeptionelle Basis abzustützen. Dieses Forschungsprojekt befasste sich mit der zeitabhängigen Zustandsentwicklung von Stahlbetonbauteilen bei Chloridexposition. Da die zeitabhängige Zustandsentwicklung das Ergebnis der inhärent gekoppelten Prozesse Korrosion (Querschnittsverlust der Bewehrung) und Tragverhalten (z. B. Rissöffnung) ist, ist es erforderlich, diese Wechselwirkung in quantitativen Modellen zu berücksichtigen. Um die Wechselwirkungen zwischen dem Tragverhalten (z. B. Zunahme der Rissbreiten) und dem Korrosionsfortschritt zu berücksichtigen, wurden in diesem Projekt neueste Entwicklungen in der numerischen Modellierung und experimentelle Untersuchungen verwendet, namentlich für:

- das Tragverhalten bei lokaler Korrosion,
- die chloridinduzierte Korrosionsinitiierung und
- den Korrosionsfortschritt (Kinetik, Risseinfluss).

Das Projekt wurde in die folgenden vier Arbeitspakete gegliedert und von den beteiligten Instituten (Institut für Baustoffe «IfB» und Institut für Baustatik und Konstruktion «IBK») wie folgt bearbeitet:

- Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs (IfB)
- Wechselwirkung zwischen Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit (IfB)
- Untersuchung des Einflusses lokaler Bewehrungsschädigung auf das globale Tragverhalten (IBK)
- Konzeptionelles Lebensdauermodell (IfB)

Bei aktuellen ingenieurtechnischen Ansätzen zur Beurteilung des Einflusses lokaler Korrosion auf das verbleibende Trag- und Verformungsverhalten fehlt heute eine fundierte Grundlage der gewählten Lochmorphologie. Es ist jedoch bekannt, dass die Lochmorphologie direkt das Last-Verformungsverhalten eines Bewehrungsstabs beeinflusst.

Im Arbeitspaket «Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs» wurde deshalb eine systematische Methodik zur Dokumentation der Morphologie von Korrosionsangriffen auf Kohlenstoffstahl in Beton entwickelt und auf reale Bauwerke, auf Bildanalysen von Röntgen-CT-Daten und auf Laborprüfkörper angewandt. Die Analyse von mehr als

600 Korrosionsangriffen hat gezeigt, dass fast ausnahmslos ein präferiertes Wachstum der Korrosionsangriffe in Breite und Länge, im Gegensatz zum jeweiligen Wachstum in die Tiefe, stattfindet. Dementsprechend können die Angriffe als flach und länglich bezeichnet werden. Während dieser Befund Auswirkungen auf das grundlegende Verständnis der Korrosion von Stahl in Beton hat – beispielsweise die vorherrschende Lochkorrosionstheorie kritisch hinterfragt und weiteren Forschungsbedarf aufzeigt – standen in diesem Forschungsprojekt vor allem die Folgen der dokumentierten Korrosionsmorphologie für das Tragverhalten von Stahlbetonbauwerken im Vordergrund.

Für das Tragverhalten von lokal korrodierenden Stahlbetonbauwerken ist dieser Befund flacher Korrosionsangriffe grundsätzlich vorteilhaft. Die flache, längliche Morphologie der Korrosionsangriffe impliziert höhere verbleibende Trag- und Verformungskapazitäten im Vergleich zu tiefen, kurzen Angriffen mit demselben Massenverlust.

Eine umfassende Datenbank der dokumentierten Parameter steht als Open-Access-Datei zum Download für weitere Analysen zur Verfügung. Mit den in diesem Projekt gesammelten Daten kann zur Verbesserung bestehender Lebensdauermodelle beigetragen werden, indem eine Datenbasis für probabilistische Modellierungen der Eingangsparameter und/oder Randbedingungen geschaffen wurde. Es wird empfohlen eine Grundlage für die weitere Dokumentation der Morphologie von Korrosionsangriffen im Rahmen der Unterhalts- und Ersatzbaumassnahmen zu schaffen. Mit einer breit aufgestellten Datenbasis könnte die zeitliche Entwicklung der Morphologie zukünftig allenfalls probabilistisch angegangen werden.

Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten spielt die Rissöffnung eine wichtige Rolle beim Eintrag von Schadstoffen. Über den Einfluss der bei realen Bauwerken häufig vorkommenden zyklischen mechanischen Belastung auf die Korrosionsgeschwindigkeit liegt jedoch nur wenig Literatur vor.

Im Rahmen des Arbeitspakets «Wechselwirkung zwischen Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit» wurden vier bewehrte Betonbalken mit einem Querschnitt von 200 mm x 300 mm und einer Länge von 1500 mm (Stützweite 1200 mm) hergestellt, um den Einfluss der Rissöffnung auf die Korrosionsgeschwindigkeit zu untersuchen. Dabei wurden jeweils zwei Balken gegeneinander verspannt, um sie mittels Dreipunktbiegung sowohl statisch als auch zyklisch zu belasten. In der Balkenmitte wurde durch eine Kerbe, die nicht bis zur Bewehrung reichte, um die Eigenschaften eines natürlichen Risses möglichst unverändert zu lassen, ein Riss erzwungen. Pro Balkenpaar wurde jeweils ein Balken mit Chloriden beaufschlagt, während der zweite Balken als Referenz diente. Jeder Balken enthielt auf der Zug- und Druckseite jeweils zwei gerippte Betonstahlstäbe B500B mit einem Durchmesser von 8 mm. Auf der chloridexponierten Zugseite betrug die Bewehrungsüberdeckung 20 mm.

Zur Überwachung des Kraft-Verformungsverhaltens wurden Kraftmessdosen und Wegnehmer eingesetzt. Das Korrosionsverhalten wurde durch elektrochemische Messungen mit internen Sensoren überwacht, darunter Potentialmessungen (OCP), po-

tentiostatische Polarisationsmessungen (LPR) und elektrochemische Impedanzmessungen (EIS). Zusätzlich wurde das Potential der Bewehrung in der Zugzone an der Betonoberfläche mit einer externen Referenzelektrode gemessen.

Die Messdaten der statischen und dynamischen Rissöffnung deuten darauf hin, dass eine Rissöffnung von 0.1 mm keinen signifikanten Einfluss auf die Korrosionskinetik während Nassphasen in einem frühen Stadium der Korrosion hat. Sowohl bei offenem wie auch geschlossenem Riss verhielten sich die Potentiale und Polarisationswiderstände ähnlich. Ein messbarer Einfluss zeigte sich jedoch während der Trockenphasen, in denen die Korrosion bei geöffnetem Riss schneller zum Erliegen kam als bei geschlossenem Riss.

Bei dynamischen Rissöffnungen wurde ein Einfluss auf die Korrosionskinetik unabhängig von der Chloridbeaufschlagung festgestellt. Das wiederholte Öffnen und Schliessen der Risse führte sowohl bei dem mit Chloriden beaufschlagten als auch beim unbeaufschlagten Balken zu einer Zunahme der Korrosionsgeschwindigkeit. Dieses Verhalten könnte durch unterschiedliche, teils gleichzeitig stattfindende Prozesse ausgelöst worden sein, welche im Bericht detailliert diskutiert werden. Die genauen Zusammenhänge zwischen der dynamischen Rissöffnung und der Korrosionskinetik müssten jedoch weiter untersucht werden, um festzustellen, ob der hier gefundene Einfluss der dynamischen Belastung auf die Korrosionskinetik aufgrund des Risses stattfand oder aufgrund der mechanischen Bewegung an der Stahl-Beton-Grenzfläche.

Aus dem Kraft-Rissöffnungsverhalten wurde ersichtlich, dass sich die Risse nach der initialen Rissöffnung weder unter Eigenlast noch durch Belastung wieder gänzlich schlossen. Dieser Befund war im Einklang mit anderen Studien. Für Bauwerke kann dies unter Umständen bedeuten, dass vorhandene Risse auch ohne zusätzliche Lasten zu einem gewissen Grad geöffnet bleiben, so dass Transportprozesse von z. B. Wasser, Sauerstoff, Chloriden und Kohlendioxid in gerissenen Bereichen unter begünstigten Bedingungen ablaufen, verglichen mit den ungerissenen Bereichen. Unter reellen Expositionsbedingungen können jedoch zusätzliche Effekte, wie beispielsweise das «Rissheilen», zu einem abweichenden Verhalten führen. Dies muss weiter erforscht werden.

Die Kraft-Durchbiegungs- sowie Kraft-Rissöffnungskurven haben keinen erkennbaren Einfluss der frühen Korrosion auf das Kraft-Verformungsverhalten der Prüfkörper gezeigt. Dies wurde durch den aus den elektrochemischen Messungen abgeschätzten Stahlmasseverlust bestätigt, aus dem ein maximaler Querschnittsverlust von 9 % resultierte. Ebenso konnten im Rissbereich keine Korrosionsspuren visuell festgestellt werden. Um quantitative Aussagen zum Kraft-Verformungsverhalten im Verlauf fortschreitender Korrosion machen zu können, bedarf es weiterer Forschung.

Die aufgrund des grossen experimentellen Aufwands begrenzte Anzahl der Prüfkörper führte zu einer eher kleinen Stichprobe, wodurch keine statistische Auswertung der Daten möglich war. Unter Berücksichtigung weiterer Erkenntnisse der hier beschriebenen Versuche, wurden im Bericht Empfehlungen für zukünftige Forschungsprojekte abgeleitet.

Heutzutage werden viele Stahlbeton-Bauwerke instandgesetzt, sobald erste Korrosionsschäden an der Bewehrung erkannt werden, da verlässliche Ansätze zur Abschätzung ihrer Resttragfähigkeit fehlen. In der Praxis wird der korrosionsbedingte Querschnittsverlust oft als reduzierte Bewehrungsquerschnittsfläche vereinfacht. Dieser Ansatz kann die Interaktion zwischen dem lokalen Querschnittsverlust und dem Tragverhalten nicht abbilden, was sowohl zu übermässig konservativen als auch unsicheren Abschätzungen der Tragfähigkeit führen kann: Einerseits werden günstige lokale Umlagerungen mit dieser vereinfachten Betrachtung nicht berücksichtigt; andererseits kann nicht überprüft werden, ob das verbleibende Verformungsvermögen für die Anwendung üblicher Nachweismethoden trotz der lokalen Schädigung ausreichend ist.

Im Arbeitspaket «Untersuchung des Einflusses lokaler Bewehrungsschädigung auf das globale Tragverhalten» wird eine auf nicht-lineare Finite Elemente Analysen beruhende Methodik vorgestellt, die das Last-Verformungsverhalten von Bauwerken mit lokaler Korrosion der Bewehrung unter Berücksichtigung von Lastumlagerungen und dem begrenzten verbleibenden Verformungsvermögen der geschädigten Bewehrungsstäbe bestimmen kann. Da der lokale Korrosionsschaden an einem Bewehrungsstab signifikant kleiner ist als die übliche Grösse der für Stahlbetontragwerke verwendeten finiten Elemente, ergibt sich im Korrosionsbereich eine Diskontinuität. Um die auf der Kontinuumsmechanik basierende Finite Elemente Methode trotzdem verwenden zu können, sind spezifische Anpassungen notwendig. Durch Verknüpfen eines benutzerdefinierten, streng auf mechanischen Grundlagen basierenden Materialgesetzes mit dem korrodierten Zuggurtmodell wurde ein neues Materialgesetz für nicht-lineare Finite Elemente Analysen von Stahlbetonplatten und -scheiben mit lokalen Korrosionsschäden geschaffen. Um die Diskontinuität konsistent abzubilden, wurde dieses erweiterte Materialgesetz in einem Bereich um die Schädigung verwendet, der dem Referenzvolumen des korrodierten Zuggurtmodells entspricht.

Mit nicht-linearen Finite Elemente Analysen an verschiedenen Strukturen wurde gezeigt, dass die entwickelte Methodik das Tragverhalten von korrodierten Stahlbetonbauwerken präzise abbilden kann. Das so bestimmte Last-Verformungsverhalten eines Zuggurts mit lokalem Korrosionsschaden zeigte eine gute Übereinstimmung mit der analytischen Lösung bei Netzgrössen kleiner dem Referenzvolumen. Die Versuche an drei durchlaufenden Plattenstreifen mit und ohne lokale Schädigung der Bewehrung wurden mit der Methodik nachgerechnet, wobei die Resultate der Versuche und der Nachrechnung bei geeigneter Wahl der Netzgrösse gut übereinstimmten. In einer Parameterstudie an einer korrosionsgeschädigten Fahrbahnplatte wurden die wichtigsten Einflussparameter untersucht, und die Anwendbarkeit der Methodik auf Stahlbetonbauwerke mit realitätsnahen Abmessungen anhand von Analysen an einer Hohlkastenbrücke gezeigt. Letztere zeigten übereinstimmend mit den bisherigen Resultaten, dass lokale Korrosionsschäden das globale Tragverhalten dank örtlich begrenzter Lastumlagerungen weit weniger beeinflussen, als dies bisher angenommen wurde. Sollte dieses Resultat mit Versuchen an Stahlbetonplatten mit lokaler Korrosion der Bewehrung bestätigt werden können, würde dies ein deutlich zurückhaltenderes Vorgehen bei der Instandsetzung von Bauwerken mit lokalen Korrosionsschäden ermöglichen.

Die Berechnungen mit der vorgestellten Methodik erfordern eine gute Kenntnis der Korrosionsmorphologie sowie der räumlichen Verteilung der Korrosionsschäden über das Tragwerk. Da diese Parameter für ein zu analysierendes Tragwerk nur schwer und nicht zerstörungsfrei zu erheben sind, ist es empfehlenswert, diese Kennwerte zusammen mit weiteren Informationen im Zuge des Rückbaus oder der Instandsetzung von Tragwerken zu erheben und in einer Datenbank zu erfassen. Auf Basis einer ausreichenden Datengrundlage wird es in Zukunft möglich sein, verschiedene Korrosionsszenarien für den deterministischen Nachweis bestehender Bauwerke zu bestimmen oder mit einem stochastischen Ansatz zur Verteilung der Schädigungsparameter probabilistische Nachweise zu führen.

Im Arbeitspaket «Konzeptionelles Lebensdauermodell» wurde schliesslich ein konzeptionelle Lebensdauermodell vorgestellt, das auf den Ergebnissen der drei anderen Arbeitspakete basiert. Es dient zur Abschätzung der verbleibenden Lebensdauer eines Bauwerks bis zum Erreichen eines kritischen Grenzzustands. Dabei wird die (Rest-)Lebensdauer als die Summe aus der Zeit bis zur Initiierung der lokalen Korrosion (t_{ini}) und der Zeit des Korrosionsfortschritts bis zum Versagen ($t_{korr,krit}$) definiert. Dieses Konzept kann sowohl für bestehende als auch für neue Bauwerke genutzt werden. Bei bestehenden Bauwerken ist zuerst zu prüfen, ob die chloridinduzierte Korrosion bereits begonnen hat und wie weit sie fortgeschritten ist. Wenn keine Korrosion vorliegt, muss die verbleibende Zeit bis zur Korrosionsinitiierung (t_{ini}) abgeschätzt werden. Diese Berechnung basiert auf dem kritischen Chloridgehalt und Modellen zur Chloriddiffusion, die in der Literatur umfassend behandelt werden. Sobald die Korrosion beginnt, folgt die sogenannte Fortschrittsphase, in der der Schaden durch Korrosion mit der Zeit zunimmt. Das konzeptionelle Modell beschreibt den Korrosionsschaden detailliert anhand der Geometrie der Korrosionsstellen (Arbeitspaket «Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs»), was über den verbreiteten Ansatz des gleichmässigen Masseverlusts hinausgeht. Basierend auf bekannten Volumenverlusten des Stahls können diese Parameter berechnet werden. Um die zeitliche Entwicklung der Korrosionsparameter zu beschreiben, wird der Volumenverlust in Abhängigkeit vom Korrosionsstrom und der Korrosionszeit (t_{korr}) berechnet. Dies erfolgt mithilfe des Faraday'schen Gesetzes, wobei der Korrosionsstrom als zentrale Grösse dient (Arbeitspaket «Wechselwirkung zwischen Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit»). Für die statische Überprüfung der Tragfähigkeit eines Bauwerks wird schliesslich ein nicht-lineares Finite-Elemente-Modell verwendet das die lokalen Korrosionsschäden der Bewehrung berücksichtigt (Arbeitspaket «Untersuchung des Einflusses lokaler Bewehrungsschädigung auf das globale Tragverhalten»). Dieses Modell ermöglicht es, die Tragfähigkeit des Bauwerks für verschiedene Zeitpunkte des Korrosionsfortschritts zu bewerten. Dabei wird das Last-Verformungsverhalten des Bauwerks untersucht, einschliesslich Lastumlagerungen in statisch unbestimmten Systemen. Der Prozess wird so lange fortgeführt, bis das Bauteil entweder versagt oder die Gebrauchstauglichkeit aufgrund übermässiger Verformungen oder Rissöffnungen nicht mehr gegeben ist.
Das vorgeschlagene Konzept eines Lebensdauermodells ebnet somit den Weg für umfassende Prognosen der Lebensdauer und zur Bewertung der Tragfähigkeit von Bauwerken, die durch chloridinduzierte Korrosion beeinträchtigt werden. Gleichzeitig eröffnet es neue Forschungsansätze, insbesondere hinsichtlich der Verteilung der Korrosionsschäden am Bauwerk, der zeitlichen Entwicklungen der Korrosionsmorphologie und des Einflusses der Rissöffnung auf die Korrosionskinetik in einem späteren

Stadium der Korrosion. Vertieftere Untersuchungen dieser weiterführenden Fragestellungen werden das konzeptionelle Modell künftig noch weiter optimieren und seine praktische Anwendbarkeit erhöhen.

Résumé

Actuellement, aucun modèle ne permet de décrire de manière adéquate la dégradation temporelle de l'état des structures en béton armé corrodant en cas d'exposition aux chlorures, par rapport à un état limite, comme par exemple certaines ouvertures de fissures, une certaine déformation ou une certaine résistance ultime restante. Cela repose sur la séparation traditionnelle des disciplines « statique/comportement porteur » et « corrosion/comportement des matériaux ». L'objectif de ce projet de recherche était de rapprocher ces deux disciplines afin de contribuer à réduire les grandes imprécisions qui existent dans l'évaluation de l'état des ouvrages existants et de reposer les mesures pour la durabilité des nouvelles constructions (modélisation de la durée de vie) sur une meilleure base conceptuelle. Ce projet de recherche étudiait la dégradation dans le temps de l'état des structures en béton armé exposés aux chlorures. Comme l'évolution de l'état est le résultat de processus intrinsèquement couplés, à savoir la corrosion (perte de section de l'armature) et le comportement structurel (par exemple ouverture de fissures), il est nécessaire de prendre en compte cette interaction dans des modèles quantitatifs. Afin de tenir compte des interactions entre le comportement structurel (par exemple l'augmentation de l'ouverture des fissures) et la progression de la corrosion, ce projet a utilisé les derniers développements en matière de modélisation numérique et d'études expérimentales, notamment pour :

- le comportement structurel en cas de corrosion locale,
- l'initiation de la corrosion induite par le chlorure et
- la progression de la corrosion (cinétique, influence des fissures).

Le projet a été divisé en quatre lots de travail et traité par les instituts concernés (Institut für Baustoffe « IfB » et Institut für Baustatik und Konstruktion « IBK ») comme suit :

- Morphologie de l'attaque corrosive locale (IfB)
- Interaction entre l'ouverture des fissures et la vitesse de corrosion (IfB)
- Influence de dommages locaux des armatures sur le comportement structurel global (IBK)
- Modèle conceptuel de durée de vie (IfB)

Dans les approches actuelles visant à évaluer l'influence de la corrosion locale sur le comportement structurel et de déformation, il manque une base solide pour choisir la morphologie des attaques corrosives. Il est toutefois connu que la morphologie des dommages influence directement le comportement charge-déformation d'une barre d'armature.

C'est la raison pour laquelle le lot de travail « Morphologie de l'attaque corrosive locale » avait pour objectif de développer d'une méthode systématique pour documenter la morphologie des attaques corrosives sur l'acier d'armature enrobé de béton et a appliqué cette méthode à des ouvrages réels, à des images radiographiques CT et à des corps d'essai de laboratoire. L'analyse de plus de 600 attaques corrosives a montré que,

presque sans exception, la croissance de celles-ci se fait de préférence en largeur et en longueur, et moins en profondeur. En conséquence, les attaques peuvent être qualifiées de longues et peu profondes. Bien que ce résultat ait des répercussions sur la compréhension fondamentale de la corrosion de l'acier enrobé de béton - il remet en question la théorie dominante de la corrosion par piqûres et montre la nécessité de poursuivre les recherches - ce projet de recherche s'est surtout concentré sur les conséquences de la morphologie documentée sur le comportement structurel des ouvrages en béton armé. La morphologie plate et allongée des attaques de corrosion implique des capacités portantes et de déformation résiduelles plus élevées par rapport aux attaques profondes et courtes avec la même perte de masse.

Cette constatation que les attaques corrosives sont généralement peu profondes est avantageuse pour le comportement structurel des ouvrages en béton. La morphologie plate et allongée des attaques corrosives implique des résistances ultimes et capacités de déformation résiduelles plus élevées par rapport aux attaques profondes et courtes avec la même perte de masse.

Une base de données complète des paramètres documentés est disponible en téléchargement libre pour des analyses futures. Les données rassemblées dans le cadre de ce projet peuvent contribuer à l'amélioration des modèles de durée de vie existants en créant une base de données pour la modélisation probabiliste des paramètres initiaux et/ou des conditions limites. Il est recommandé de créer une base pour la documentation ultérieure de la morphologie des attaques corrosives dans le cadre des mesures d'entretien et de remplacement. Avec une large base de données, il sera possible à l'avenir d'aborder de manière probabiliste l'évolution dans le temps de la morphologie.

En ce qui concerne la durabilité des structures en béton armé, l'ouverture des fissures joue un rôle important dans la pénétration des polluants. Cependant, il n'existe que peu de littérature scientifique sur l'influence de charges mécaniques cycliques, fréquentes dans les constructions réelles, sur la vitesse de corrosion.

Dans le cadre du lot de travail « Interaction entre l'ouverture des fissures et la vitesse de corrosion », quatre poutres en béton armé d'une section de 200 mm x 300 mm et d'une longueur de 1500 mm (portée de 1200 mm) ont été fabriquées afin d'étudier l'influence de l'ouverture des fissures sur la vitesse de corrosion. Deux paires de poutres ont été serrées l'une contre l'autre afin de les soumettre à des charges statiques et cycliques de flexion en trois points. Au milieu de chaque poutre, une fissure a été provoquée par une entaille qui ne s'étendait pas jusqu'à l'armature, pour que la fissure provoquée ressemble le plus possible à une fissure naturelle. Pour chaque paire de poutres, l'une a été soumise à des chlorures, tandis que la deuxième poutre servait de référence. Chaque poutre contenait deux barres d'acier d'armature nervuré B500B d'un diamètre de 8 mm du côté tendu et comprimé. Du côté tendu, exposé aux chlorures, l'enrobage de l'armature était de 20 mm.

Des capteurs de force et des capteurs de déplacement ont été utilisés pour surveiller le comportement force-déformation. La corrosion a été surveillée par des mesures électrochimiques avec des capteurs internes, dont des mesures de potentiel (OCP), des me-

sures de polarisation potentiostatique (LPR) et des mesures d'impédance électrochimique (EIS). En outre, le potentiel de l'armature du côté tendu a été mesuré à la surface du béton à l'aide d'une électrode de référence externe.

Les données sur l'ouverture statique et dynamique des fissures indiquent qu'une ouverture de 0,1 mm n'a pas d'influence significative sur la cinétique de corrosion pendant les phases humides à un stade précoce de la corrosion. Les potentiels et les résistances de polarisation sont similaires, que la fissure soit ouverte ou fermée. Une influence mesurable a toutefois été observée pendant les phases sèches, où la corrosion s'est arrêtée plus rapidement en cas de fissure ouverte qu'en cas de fissure fermée.

L'ouverture dynamique des fissures a influencé la cinétique de corrosion y compris en l'absence de soumission aux chlorures. L'ouverture et la fermeture répétées des fissures ont entraîné une augmentation de la vitesse de corrosion, aussi bien pour la poutre soumise aux chlorures que pour la poutre non soumise aux chlorures. Ce phénomène pourrait avoir été déclenché par différents processus, en partie simultanés, qui sont discutés en détail dans le rapport. Toutefois, les relations exactes entre l'ouverture dynamique de la fissure et la cinétique de corrosion devraient faire l'objet d'une étude plus approfondie afin de déterminer si l'influence de la charge dynamique sur la cinétique de corrosion constatée ici s'est produite en raison de la fissure ou en raison du mouvement mécanique à l'interface acier-béton.

Après l'ouverture initiale des fissures, celles-ci ne se refermaient pas complètement, que ce soit sous la charge propre des poutres ou sous une charge supplémentaire. Cette observation est en accord avec d'autres études. Pour les ouvrages, cela peut signifier que les fissures existantes restent ouvertes d'une certaine mesure, même sans charges supplémentaires, de sorte que les processus de transport de l'eau, de l'oxygène, des chlorures et du dioxyde de carbone, par exemple, se déroulent dans des conditions plus favorables dans les zones fissurées que dans les zones non fissurées. Dans des conditions d'exposition réelles, des effets supplémentaires, tels que la « cicatrisation des fissures », peuvent toutefois entraîner un comportement différent. Cela doit faire l'objet de nouvelles recherches.

Les courbes charge-déformation et charge-ouverture de fissure n'ont pas montré d'influence visible de la corrosion précoce sur le comportement charge-déformation des corps d'essai. Ceci a été confirmé par la perte de masse de l'acier, estimée à partir des mesures électrochimiques à une perte maximale de 9 % de la section transversale. De même, aucune trace de corrosion n'a pu être constatée visuellement dans la zone de fissure. Des recherches supplémentaires sont nécessaires pour pouvoir faire des déclarations quantitatives sur le comportement force-déformation au cours de la progression de la corrosion.

Le nombre limité d'essais, dû à l'effort expérimental, a conduit à un échantillon plutôt petit, ce qui n'a pas permis d'analyse statistique des données. En tenant compte d'autres connaissances acquises lors des essais, des recommandations pour de futurs projets de recherche ont été formulées dans le rapport.

De nos jours, de nombreuses structures en béton armé sont réparées dès que les premiers dommages dus à la corrosion sont détectés sur les armatures, car il n'existe pas d'approche fiable permettant d'estimer leur capacité portante résiduelle. Dans la pratique, la perte de section due à la corrosion est souvent simplifiée en termes de réduction de la section d'armature. Cette approche ne permet pas de représenter l'interaction entre la perte de section locale et le comportement structurel, ce qui peut conduire à des estimations de la capacité portante excessivement conservatrices ou aussi incertaines: D'une part, cette approche simplifiée ne tient pas compte des redistributions des charges locales favorables; d'autre part, il n'est pas possible de vérifier si la capacité de déformation restante est suffisante pour l'application des méthodes de vérification usuelles malgré le dommage local.

Le lot de travail « Influence des dommages locaux des armatures sur le comportement structurel global » présente une méthodologie basée sur des analyses par éléments finis non linéaires. Celle-ci permet de déterminer le comportement charge-déformation de structures avec corrosion locale des armatures, en tenant compte des redistributions de charges et de la capacité de déformation résiduelle limitée des barres d'armature endommagées. Comme le dommage local par corrosion est significativement plus petit que les éléments finis habituellement utilisés pour les structures en béton armé, il en résulte une discontinuité à l'endroit du dommage. Pour pouvoir utiliser la méthode des éléments finis basée sur la mécanique des milieux continus, des adaptations spécifiques sont donc nécessaires. En associant une loi de matériau définie par l'utilisateur, basée strictement sur des principes mécaniques, au modèle de la membrure en traction corrodée (« Corroded Tension Chord Model »), une nouvelle loi de matériau a été créée pour les analyses par éléments finis non linéaires de dalles et de coques en béton armé avec des dommages locaux dus à la corrosion. Afin de représenter la discontinuité de manière cohérente, cette loi de matériau étendue a été utilisée dans une zone autour du dommage qui correspond au volume de référence du modèle de la membrure en traction corrodée.

Des analyses par éléments finis non linéaires sur différentes structures ont montré que la méthode développée peut reproduire avec précision le comportement structurel de structures en béton armé corrodées. Le comportement charge-déformation d'une membrure en traction avec un dommage local ainsi déterminé a montré une bonne concordance avec la solution analytique pour des tailles de maillage inférieures au volume de référence. Les essais réalisés sur trois dalles continues avec et sans dommage local de l'armature ont été recalculés à l'aide de la méthode présentée, et les résultats des essais et du calcul concordaient bien lorsque la taille du maillage est choisie de manière appropriée. Une étude paramétrique sur un tablier endommagé par la corrosion a permis d'examiner l'influence des principaux paramètres et l'applicabilité de la méthode à des ouvrages en béton armé de dimensions proches de la réalité a été démontrée à l'aide d'analyses sur un pont à poutre-caisson. Ces dernières ont montré, en accord avec des résultats obtenus auparavant, que les dommages locaux dus à la corrosion influencent beaucoup moins le comportement global de la structure que ce que l'on supposait jusqu'à présent, grâce à des redistributions de charge limitées localement. Si ce résultat devait être confirmé par des essais sur des dalles en béton armé avec corrosion locale de l'armature, cela permettrait de procéder avec beaucoup plus

de retenue lors de la remise en état d'ouvrages présentant des dommages locaux dus à la corrosion.

Les calculs effectués avec la méthode présentée nécessitent une bonne connaissance de la morphologie de la corrosion ainsi que de la répartition spatiale des dommages causés par la corrosion sur la structure porteuse. Ces paramètres étant difficiles à relever de manière non destructive pour une structure à analyser, il est recommandé de les relever avec d'autres informations au cours de la déconstruction ou de la remise en état des structures et de les enregistrer dans une base de données. Une base de données adéquate permettra à l'avenir de déterminer différents scénarios de corrosion pour la vérification déterministe des structures existantes ou de procéder à une vérification probabiliste avec une répartition stochastique des paramètres de corrosion.

Enfin, le lot de travail « Modèle conceptuel de durée de vie » a présenté un modèle conceptuel de durée de vie basé sur les résultats des trois autres lots de travail. Ce modèle sert à estimer la durée de vie restante d'un ouvrage jusqu'à ce qu'il atteigne un état-limite. La durée de vie (résiduelle) est définie comme la somme du temps jusqu'à l'initiation de la corrosion locale (t_{ini}) et du temps de la progression de la corrosion jusqu'à l'état-limite ($t_{korr,krit}$). Le concept peut être utilisé aussi bien pour les ouvrages existants que pour les nouveaux ouvrages. Pour les ouvrages existants, il faut d'abord vérifier si la corrosion induite par les chlorures a déjà commencé et à quel stade elle se situe. S'il n'y a pas de corrosion, le temps restant avant l'initiation de la corrosion (t_{ini}) doit être évalué. Ce calcul est basé sur la teneur critique en chlorure et sur les modèles de diffusion du chlorure, qui sont largement traités dans la littérature scientifique. Une fois que la corrosion a commencé, il y a une phase de progression, dans laquelle les dommages causés par la corrosion augmentent avec le temps. Le modèle conceptuel décrit les dommages causés par la corrosion de manière détaillée à l'aide de la géométrie des attaques corrosives (lot de travail « Morphologie de l'attaque corrosive locale »), ce qui va au-delà de l'approche répandue de la perte de masse uniforme. Les paramètres peuvent être calculés sur la base des pertes de volume connues de l'acier. Pour décrire l'évolution des paramètres de corrosion dans le temps, la perte de volume est calculée en fonction du courant de corrosion et du temps de corrosion (t_{korr}), à l'aide de la loi de Faraday. Le courant de corrosion sert de grandeur centrale dans ces calculs (lot de travail « Interaction entre l'ouverture de la fissure et la vitesse de corrosion »). Pour la vérification statique de la capacité portante d'un ouvrage, un modèle d'éléments finis non linéaire qui tient compte des dommages locaux dus à la corrosion de l'armature est utilisé (lot de travail « Influence de dommages locaux des armatures sur le comportement structurel global »). Ce modèle permet d'évaluer la capacité portante de l'ouvrage pour différents moments de la progression de la corrosion. Le comportement charge-déformation de l'ouvrage est ainsi étudié, y compris les redistributions de charge dans des systèmes statiquement indéterminés. Le processus se poursuit jusqu'à ce que l'état-limite ultime soit atteint ou l'état-limite de service ne soit plus assuré en raison de déformations ou d'ouvertures de fissures excessives.

Le concept proposé d'modèle de durée de vie ouvre donc la voie à des prévisions de la durée de vie et à l'évaluation de la capacité portante des structures affectées par la corrosion induite par le chlorure. En même temps, il ouvre de nouvelles pistes de re-

cherche, notamment en ce qui concerne la répartition des dommages causés par la corrosion sur la structure, l'évolution de la morphologie de la corrosion dans le temps et l'influence de l'ouverture des fissures sur la cinétique de la corrosion à un stade ultérieur de celle-ci. Des études approfondies de ces questions plus larges permettront à l'avenir d'optimiser davantage le modèle conceptuel et d'augmenter son applicabilité pratique.

Summary

There are currently no models available that can adequately describe the time-dependent development of the condition of reinforced concrete components suffering from chloride-induced corrosion in relation to limit states, such as certain crack widths, certain deflections or deformations, or a certain remaining load-bearing capacity. This is due to the previously widespread separation of the disciplines 'structural analysis/load-bearing behavior' and 'corrosion/material behavior'. This research project aimed to bring these two disciplines closer together to help reduce the current uncertainties in assessing the condition of existing structures and to provide a better conceptual basis for ensuring the durability of new buildings (service life modeling). This research project dealt with the time-dependent condition development of reinforced concrete components when exposed to chlorides. Since the time-dependent condition development results from the inherently coupled processes of corrosion (cross-sectional loss of the reinforcement) and load-bearing behavior (e.g. crack opening), it is necessary to consider this interaction in quantitative models. To consider the interaction between the load-bearing behavior (e.g. increase in crack widths) and the corrosion propagation, the latest developments in numerical modeling and experimental investigations were used in this project for:

- the load-bearing behavior in the case of localized corrosion,
- the chloride-induced corrosion initiation and
- the propagation of corrosion (kinetics, influence of cracks).

The project was divided into the following four work packages and worked on by the involved institutes (Institute for Building Materials 'IfB' and Institute of Structural Engineering 'IBK') as follows:

- Morphology of localized corrosion attacks (IfB)
- Interaction between crack opening and corrosion rate (IfB)
- Investigation of the influence of local reinforcement damage on the global load-bearing behavior (IBK)
- Conceptual service life model (IfB)

Current engineering approaches for assessing the influence of localized corrosion on the remaining load-bearing and deformation behavior lack a sound basis for the selected pit morphology. However, it is known that the pit morphology directly influences the load-deformation behavior of a reinforcing bar.

Therefore, a systematic methodology for documenting the morphology of corrosion attacks on carbon steel in concrete was developed and applied to real structures, to image analyses of X-ray CT data and to laboratory test specimens in the work package 'Morphology of localized corrosion attacks'. The analysis of more than 600 corrosion attacks has shown that, almost without exception, there is a preferential growth of corrosion attacks in width and length as opposed to their respective growth in depth. Accord-

ingly, the attacks can be described as flat and elongated. While this finding has implications for the fundamental understanding of corrosion of steel in concrete – for example, it critically questions the prevailing pitting corrosion theory and highlights the need for further research – the main focus of this research project was on the consequences of the documented corrosion morphology for the load-bearing behavior of reinforced concrete structures.

This finding of shallow corrosion attacks is generally advantageous for the load-bearing behavior of locally corroding reinforced concrete structures. The shallow, elongated morphology of the corrosion attacks implies higher remaining load-bearing and deformation capacities compared to deep, short attacks with the same mass loss.

A comprehensive database of the documented parameters is available for download as an open-access file for further analyses. The data collected in this project can contribute to the improvement of existing service life models by creating a database for probabilistic modeling of input parameters and/or boundary conditions. It is recommended to create a basis for further documentation of the morphology of corrosion attacks in the context of maintenance and replacement construction measures. With a broad database, the temporal development of the morphology could be approached probabilistically in the future.

Concerning the durability of reinforced concrete structures, the crack opening plays an important role in the ingress of pollutants. However, there is little literature available on the influence of cyclic mechanical loading, which frequently occurs in real structures, on the corrosion rate.

As part of the work package ‘Interaction between crack opening and corrosion rate’, four reinforced concrete beams with a cross-section of 200 mm x 300 mm and a length of 1500 mm (span 1200 mm) were produced to investigate the influence of the crack opening on the corrosion rate. Two beams were braced against each other to subject them to both static and cyclic loading through three-point bending. In the middle of the beam, the crack formation was forced through a notch that did not reach the reinforcement to obtain the properties of a natural crack. For each pair of beams, one beam was subjected to chlorides, while the second beam served as a reference. Each beam contained two ribbed reinforcing steel bars B500B with a diameter of 8 mm on the tension and compression side. On the chloride-exposed tension side, the reinforcement cover was 20 mm.

Load cells and displacement sensors were used to monitor the force-displacement behavior. The corrosion behavior was monitored by electrochemical measurements with internal sensors, including open circuit potential measurements (OCP), linear polarization resistance measurements (LPR) and electrochemical impedance spectroscopy measurements (EIS). In addition, the potential of the reinforcement in the tensile zone was measured with an external reference electrode at the concrete surface.

The measurement data of the static and dynamic crack opening indicate that a crack opening of 0.1 mm has no significant influence on the corrosion kinetics during wet

phases at an early stage of corrosion. The potentials and polarization resistances behaved similarly for both open and closed cracks. However, there was a measurable influence during the dry phases, in which corrosion ceased more quickly with the crack open than with the crack closed.

In the case of dynamic crack openings, an influence on the corrosion kinetics was determined independently of the chloride application. The repeated opening and closing of the cracks led to an increase in the corrosion rate in both the chloride-exposed beam and the non-exposed beam. This behavior could have been triggered by different, partly simultaneous processes, which are discussed in detail in the report. However, the precise relationship between dynamic crack opening and corrosion kinetics requires further investigation to determine whether the observed influence of dynamic loading on corrosion kinetics is attributable to the crack itself or to mechanical movement at the steel-concrete interface.

The force-crack opening behavior showed that the cracks did not close completely after the initial crack opening, neither under dead load nor under applied load. This finding was consistent with other studies. For structures, this may mean that existing cracks remain open to a certain degree even without additional loads, so that transport processes of, e.g., water, oxygen, chlorides, and carbon dioxide in cracked areas take place under favorable conditions compared to non-cracked areas. Under real exposure conditions, however, additional effects, such as ‘crack healing’, can lead to a deviating behavior. This needs to be further investigated.

The force-deflection and force-crack opening curves showed no observable influence of early corrosion on the force-deformation behavior of the test specimens. This was confirmed by the steel mass loss estimated from the electrochemical measurements, which resulted in a maximum cross-sectional loss of 9 %. Similarly, no traces of corrosion products could be visually detected in the crack area. Further research is needed to be able to make quantitative statements on the force-deformation behavior in the course of progressive corrosion.

The limited number of test specimens, due to the great experimental effort involved, resulted in a rather small sample size, making a statistical analysis of the data impossible. Taking into account further findings from the experiments described here, recommendations for future research projects were derived in the report.

Today, many reinforced concrete structures are repaired as soon as the first signs of corrosion damage to the reinforcement are detected due to the lack of reliable methods for estimating their remaining load-bearing capacity. In practice, the loss of cross-section due to corrosion is often simplified as a reduced cross-sectional area of the reinforcement. This approach cannot reflect the interaction between the local cross-section loss and the load-bearing behavior, which can lead to both overly conservative and uncertain estimates of the load-bearing capacity: On the one hand, favorable local load redistributions are not taken into account with this simplified approach; on the other hand, it is not possible to check whether the remaining deformation capacity is sufficient for the application of common verification methods despite the local damage.

In the work package 'Investigation of the influence of local reinforcement damage on the global load-bearing behavior', a methodology based on non-linear finite element analysis is presented, which can determine the load-deformation behavior of structures with localized corrosion of the reinforcement, taking into account load redistributions and the limited remaining deformation capacity of the damaged reinforcing bars. Since the local corrosion damage on a reinforcement bar is significantly smaller than the usual size of the finite elements used for reinforced concrete structures, a discontinuity occurs in the corroding area. To be able to use the finite element method based on continuum mechanics, specific adaptations are necessary. By linking a user-defined material law based strictly on mechanical principles with the corroded tension chord model, a new material law for non-linear finite element analyses of reinforced concrete slabs and plates with localized corrosion damage was created. To represent the discontinuity consistently, this extended material law was used in a region around the damage that corresponds to the reference volume of the corroded tension chord model.

Using non-linear finite element analyses on various structures, it was shown that the developed method can precisely reproduce the load-bearing behavior of corroded reinforced concrete structures. The load-deformation behavior of a tension chord with local corrosion damage determined with this method showed good agreement with the analytical solution for mesh sizes smaller than the reference volume. The tests on three continuous slab strips, both with and without local reinforcement damage, were recalculated using this method. The recalculated results showed good agreement with the test outcomes when an appropriate mesh size was selected. In a parameter study on a corrosion-damaged roadway slab, the most important influencing parameters were examined, and the applicability of this method to reinforced concrete structures with realistic dimensions was demonstrated through analyses on a box girder bridge. The latter showed, in agreement with the previous results, that local corrosion damage has far less influence on the global load-bearing behavior than previously assumed, thanks to local load redistribution. If this result can be confirmed through tests on reinforced concrete slabs with localized reinforcement corrosion, it would allow for a more measured approach to repairing structures with such damage, reducing the need for overly pre-emptive interventions.

Calculations using the presented method require a good knowledge of the corrosion morphology and the spatial distribution of corrosion damage across the structure. Since these parameters are difficult to determine for a structure being analyzed and cannot be obtained non-destructively, it is recommended to collect these parameters together with other information during the dismantling or repair of structures and record them in a database. Based on sufficient data, it will be possible in the future to determine various corrosion scenarios for the deterministic verification of existing structures or to carry out probabilistic verifications using a stochastic approach for the distribution of damage parameters.

Finally, a conceptual service life model based on the results of the other three work packages was presented in the 'Conceptual service life model' work package. It is used to estimate the remaining service life of a structure until a critical limit state is reached. The (remaining) service life is defined as the sum of the time until the initiation of

localized corrosion (t_{ini}) and the time of corrosion propagation until failure ($t_{korr,krit}$). This concept can be used for both existing and new structures. For existing structures, it must first be checked whether chloride-induced corrosion has already initiated and how far it has propagated. If there is no corrosion, the remaining time until corrosion initiation (t_{ini}) must be estimated. This calculation is based on the critical chloride content and models for chloride diffusion, which are covered extensively in the literature. As soon as corrosion begins, the so-called propagation phase follows, in which the damage caused by corrosion increases over time. The conceptual model describes the corrosion damage in detail based on the geometry of the corrosion attacks (work package 'Morphology of localized corrosion attacks'), which goes beyond the common approach of uniform mass loss. These parameters can be calculated based on known volume losses of the steel. To describe the development of the corrosion parameters over time, the volume loss is calculated as a function of the corrosion current and the time of corrosion (t_{korr}). This is done using Faraday's law, with the corrosion current serving as the central parameter (work package 'Interaction between crack opening and corrosion rate'). Finally, a non-linear finite element model is used to statically analyze the load-bearing capacity of a structure, which considers the localized corrosion damage of the reinforcement (work package 'Investigation of the influence of local reinforcement damage on the global load-bearing behavior'). This model allows for the assessment of the load-bearing capacity of the structure at various points in time regarding the progress of corrosion. This involves examining the load-deformation behavior of the structure, including load redistributions in statically indeterminate systems. The process continues until the component either fails or its serviceability is no longer guaranteed due to excessive deformations or crack openings.

The proposed concept of a service life model thus paves the way for comprehensive predictions of the service life and assessment of the load-bearing capacity of structures affected by chloride-induced corrosion. At the same time, it opens up new research approaches, particularly concerning the distribution of corrosion damage on the structure, the development of the corrosion morphology over time and the influence of the crack opening on corrosion kinetics at a later stage of corrosion. More in-depth investigations of these advanced issues will further optimize the conceptual model in the future and increase its practical applicability.

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Es ist anerkannt, dass die Korrosion der Bewehrung Stahlbetonbauteile schädigen kann. Das kritische, gerade noch akzeptable Schadensmass kann mittels Grenzzuständen beschrieben werden. Beispiele solcher Grenzzustände sind Betonrisse einer bestimmten Rissweite, bestimmte Durchbiegungen bzw. Verformungen, oder ein bestimmter verbleibender Tragwiderstand. Derzeit stehen keine Modelle zur Verfügung, die die zeitabhängige Zustandsentwicklung von chloridexponierten Stahlbetonbauteilen in Bezug auf diese Grenzzustände adäquat beschreiben können. Dieser Mangel an Modellen kann auf eine traditionelle Trennung der Disziplinen «Statik/Tragverhalten» und «Korrosion/Werkstoffverhalten» zurückgeführt werden. Einerseits wird das Tragverhalten untersucht, wobei die Korrosion ignoriert oder als idealisierter Querschnittsverlust der Bewehrung angenommen wird; andererseits befasst sich die Werkstofffachwelt mit den Mechanismen der Korrosion, ohne das Tragverhalten zu berücksichtigen. Mit diesen getrennten Ansätzen stösst man jedoch an Grenzen, da sie die komplexen, sich in der Realität gegenseitig beeinflussenden Vorgänge ungenügend abbilden können (Abbildung 1).

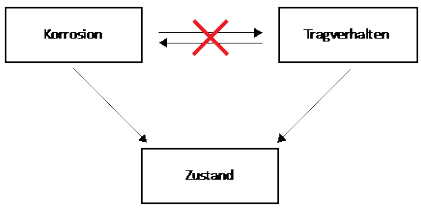


Abbildung 1: Schematische Darstellung der gegenseitigen Beeinflussung von Korrosion, Tragverhalten und Zustand. Die Pfeile zeigen die Beeinflussungen, das Kreuz illustriert den Mangel im aktuellen Sachstand.

Der Hauptfokus der gängigen Korrosionsforschung liegt auf der Prognose der Korrosionsinitiierung. Das reine Initiieren der Korrosion der Bewehrung stellt jedoch noch keinen physischen Schaden dar und ist für ein Bauwerk nie kritisch. Erst der korrosionsbedingte Verlust an Stahlquerschnitt (bei Chloriden typischerweise sehr lokal) führt zu einer tatsächlichen Schädigung, die für das Bauwerk kritisch werden kann und zum Erreichen eines Grenzzustands führt. Selbst ein bestimmter Stahlquerschnittsverlust, etwa aufgrund lokaler Korrosion, kann jedoch nicht generell als kritisch beurteilt werden, da der Einfluss der lokalen Schädigung immer auch vom aktuellen Tragsystem und den Lasteinwirkungen abhängt. Die Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs und die Kinetik des Stahlquerschnittsverlust – ebenfalls wichtige Grössen – hängen zudem massgeblich von den elektrochemischen Korrosionsprozessen ab, die wiederum von Parametern wie der Rissöffnung (z. B. aufgrund eines Verlusts an Steifigkeit) beeinflusst sind (Abbildung 1).

Aufgrund dieser Komplexität können die heute verbreiteten Modelle zur (Rest-)Lebensdauerberechnung primär den Zeitraum bis zur Korrosionsinitiierung abbilden

(Abbildung 2), wobei hierbei die Kopplung mit dem Tragverhalten (Rissbreiten) meist vernachlässigt wird. Die nachfolgende Phase, d. h. die Phase während der das Bauwerk zunehmend korrosionsgeschädigt wird bis ein definierter Grenzzustand erreicht wird, kann mit dem heutigen Sachstand ungenügend modelliert werden. Somit wird die Lebensdauer oft über die Korrosionsinitiierung definiert, was unnötig konservativ sein kann und wirtschaftliche und ressourcenschonende Lösungen verhindert. Werden andererseits Annahmen über die aktuelle Schädigung und deren Verlauf zwischen Korrosionsinitiierung und Lebensdauerende getroffen, wie dies bei der Zustandsbeurteilung von Bestandsbauwerken gelegentlich getan wird, geht man heute nicht quantifizierbare Risiken ein, da die Abschätzung dieser Phase auf einer äusserst empirischen Grundlage basiert.

Zusammengefasst stehen wir heute dem Problem gegenüber, dass wir sowohl für die Dimensionierung bei Neubauten als auch bei der Zustandsbeurteilung von Bestandsbauwerken wichtige Entscheidungen treffen müssen, ohne über zuverlässige Ingenieurmodelle und Konzepte zu verfügen, welche die zeitabhängigen Schädigungsprozesse (Chlorideintrag, Korrosionsfortschritt) mit dem Tragverhalten (Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit) verknüpfen und es damit erlauben würden, das Erreichen eines definierten Grenzzustands quantitativ zu beschreiben. Bei Neubauten begegnet man diesem Problem durch Überbemessung (grosse Überdeckungen, hohe Anforderungen an Dichtigkeit), bei Bestandsbauwerken durch die Instandsetzung potenziell korrodierender Bereiche, ohne zu überprüfen ob, und in welchem Zeitraum, die Korrosion bei einem Verzicht auf Massnahmen tatsächlich zum Erreichen eines Grenzzustands führen würde. Dieser Mangel an robusten Ingenieurkonzepten führt dazu, dass Bauherren und Entscheidungsträger für den Fall der chloridinduzierten Korrosion keine solid abgestützten Kriterien für die Zustandsbeurteilung und die Planung und Terminierung von Massnahmen bei Bestandsbauwerken haben. Das entsprechend tendenziell konservative Vorgehen führt somit zu einer verminderten Kosteneffizienz und ist nicht ökologisch bzw. nachhaltig.

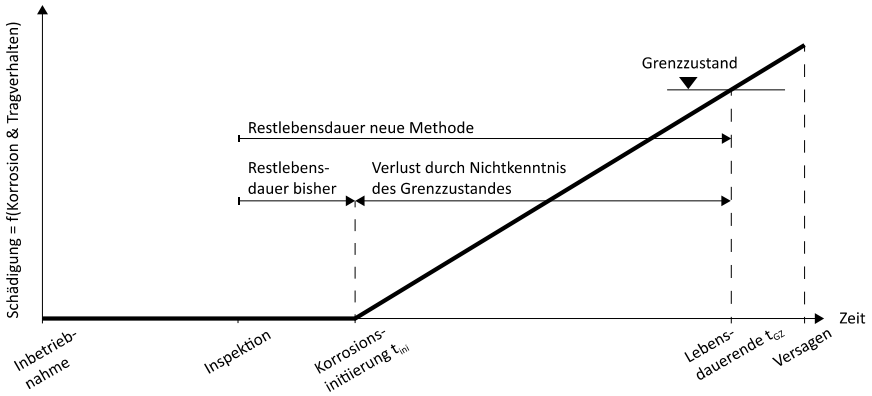


Abbildung 2: Schematische Darstellung der Lebensdauer eines chloridbelasteten Stahlbetonbauteils.

1.2 Projektziele und Abgrenzung

Ziel dieses Projekts ist es, einen Beitrag zur Reduktion der heute grossen Unschärfen in der Zustandsbeurteilung von Bestandsbauwerken zu leisten und die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit bei Neubauten (Lebensdauermodellierung) auf eine bessere konzeptionelle Basis abzustützen. Zu diesem Zweck werden die beiden traditionell getrennten Fachgebiete «Korrosion/Werkstoffverhalten» und «Statik/Tragverhalten» zusammengeführt. Damit können die Schwächen in der aktuellen Praxis, die primär auf vage Konzepte zum Grenzzustand und den Mangel an entsprechenden quantitativen Modellen zurückgeführt werden können, an der Wurzel angepackt werden.

Dieses Forschungsprojekt befasst sich mit der zeitabhängigen Zustandsentwicklung von Stahlbetonbauteilen bei Chloridexposition. Da die zeitabhängige Zustandsentwicklung das Ergebnis der inhärent gekoppelten Prozesse Korrosion (Querschnittsverlust der Bewehrung) und Tragverhalten (z. B. Rissöffnung) ist (Abbildung 1), ist es erforderlich, diese Wechselwirkung in quantitativen Modellen zu berücksichtigen. Um die Wechselwirkungen zwischen dem Tragverhalten (z. B. Zunahme der Rissbreiten) und dem Korrosionsfortschritt zu berücksichtigen sollen in diesem Projekt neueste Entwicklungen in der numerischen Modellierung und experimentelle Untersuchungen verwendet werden, namentlich für

i) das Tragwerksverhalten bei lokaler Korrosion,
ii) die chloridinduzierte Korrosionsinitiierung und
iii) den Korrosionsfortschritt (Kinetik, Risseinfluss).

Auf dieser Basis soll der Grenzzustand anhand verschiedener Kriterien festgelegt werden, wie beispielsweise dem Erfüllungsgrad, der vertikalen/horizontalen Verschiebung oder den Rissbreiten. Dieser neue Ansatz kann sowohl bei der Bemessung neuer Bauwerke als auch für die Quantifizierung der Restlebensdauer bei Bestandsbauwerken angewendet werden und zu einer kosteneffizienteren und nachhaltigeren Instandsetzungspraktik führen.

1.3 Projektgliederung

Das Projekt wurde in die folgenden vier Arbeitspakete gegliedert und von den beteiligten Instituten (Institut für Baustoffe «IfB», Institut für Baustatik und Konstruktion «IBK») wie folgt bearbeitet:

- Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs (IfB)
- Wechselwirkung zwischen Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit (IfB)
- Untersuchung des Einflusses lokaler Bewehrungsschädigung auf das globale Tragverhalten (IBK)
- Konzeptionelles Lebensdauermodell (IfB)

Diese Zuordnung dient dazu, die jeweiligen Verantwortlichkeiten klar zu kennzeichnen, die Arbeit der beteiligten Institute transparent darzustellen und sicherzustellen, dass etwaige Fragen an die korrekten Verantwortlichen gerichtet werden können.

2 Problembeschreibung

Korrosion ist einer der Hauptschädigungsmechanismen in Stahlbetonbauwerken, was entweder zu hohen Instandhaltungskosten oder einer erheblichen Reduzierung der Nutzungsdauer von Bauwerken führt [1], [2]. Während frühe Anzeichen von karbonatisierungsinduzierter Korrosion wie Risse oder Ausblühungen visuell erkennbar sind, bleibt chloridinduzierte Korrosion oft bei visuellen Inspektionen, zumindest im frühen Stadium, unbemerkt.

Die Chloride, die in der Regel von Tausalzen oder Meerwasser stammen, werden durch kapillare Wirkung und Diffusion an der Stahl-Beton-Grenzfläche angereichert. Sobald der kritische Chloridgehalt [3] an der Stahl-Beton-Grenzfläche erreicht ist, löst sich die schützende Oxidschicht des Stahls, auch als Passivschicht bezeichnet, lokal auf und der Korrosionsprozess beginnt [4]. Aufgrund ihrer lokalen Natur, d. h. die aktiv korrodierende Oberfläche der Bewehrung (Anode) ist um Grössenordnungen kleiner als die passive Oberfläche der Bewehrung (Kathode), kann chloridinduzierte Korrosion zu Korrosionsraten von bis zu 1 mm pro Jahr führen [5].

Gängige Ansätze zur Bewertung des Risikos von chloridinduzierter Korrosion sind die Messung des Chloridgehalts des Betons auf Bewehrungsniveau oder die Durchführung von Potenzialfeldmessungen auf der Betonoberfläche [6]. Beide Methoden sind in Bezug auf Zeit und finanzielle Ressourcen aufwendiger als visuelle Inspektionen und werden daher typischerweise in vergleichsweise längeren Intervallen durchgeführt. Als Ergebnis bleibt lokale Korrosion häufig für eine längere Zeit unentdeckt, was das Risiko des Versagens eines Bauteils erhöhen kann.

Jedoch stellt allein das Vorhandensein von Korrosion nicht inhärent ein unmittelbares Risiko für die strukturelle Sicherheit einer Stahlbetonstruktur dar und ein bestimmter Volumenverlust der Bewehrung bzw. eine gewisse Rissöffnung ist akzeptabel. Aufgrund von Unsicherheiten bezüglich der Korrosionskinetik und morphologischen Eigenschaften der chloridinduzierten Korrosion kann jedoch die Zeit bis zu einem bestimmten Grenzzustand nach der Korrosionsinitiierung nicht zuverlässig berechnet werden. Diese Unsicherheiten führen häufig zu Lösungen, die wirtschaftlich und ökologisch nicht nachhaltig sind, sowohl bei der Instandhaltung bestehender Bauwerke als auch beim Neubau von Objekten, wo häufig höhere Betonüberdeckungen gewählt werden.

In der Ingenieurspraxis werden teilweise Bauwerke präventiv instandgesetzt, sobald Anzeichen von Korrosionsschäden an der Bewehrung bestehen, ohne die Resttragfähigkeit des betroffenen Bauteils vorgängig zu betrachten. Dies liegt insbesondere daran, dass verlässliche Ansätze zur Berücksichtigung der Auswirkungen von Korrosionsschäden auf das Tragverhalten fehlen. In den wenigen Fällen, wo versucht wird, die verbleibende Tragfähigkeit eines korrodierenden Bauteils abzuschätzen, wird der Querschnittsverlust der Bewehrungsstäbe mangels weitergehender Information oft lediglich als Reduktion der Bewehrungsquerschnittsfläche des Bauteils berücksichtigt.

Die Interaktion zwischen Korrosionsschaden und Tragverhalten wird dabei vernachlässigt, was gleichermassen zu übermässig konservativen wie unsicheren Abschätzungen führen kann: Einerseits kann eine solche Betrachtung eine lokale Lastumlagerung und den damit verbundenen positiven Einfluss auf die Traglast nicht berücksichtigen. Andererseits basieren die meisten Nachweismethoden auf dem unteren Grenzwertsatz nach der Plastizitätstheorie, der ein ausreichendes Verformungsvermögen voraussetzt. Dieses ist jedoch infolge der lokalen Schädigung stark eingeschränkt [7], womit diese Methoden ohne zusätzliche Betrachtung des Verformungsvermögens Resultate auf der unsicheren Seite liefern können.

3 Stand der Forschung und Forschungsbedarf

3.1 Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs

Aktuelle ingenieurtechnische Ansätze zur Beurteilung des Einflusses lokaler Korrosion auf das verbleibende Trag- und Verformungsverhalten umfassen Querschnittsanalysen mit V-förmigen oder halbkreisförmigen Lochgeometrien, die Annahme eines gleichmässigen Querschnittsverlusts über eine begrenzte Länge des Bewehrungsstahls oder die Modellierung von Korrosionslöchern mit kubischen oder ellipsoiden Geometrien [8], [9], [10], [11], [12], [13]. Unabhängig der zugrundeliegenden Annahmen fehlt jedem Modell heute eine fundierte Grundlage der gewählten Lochmorphologie. Die Lochmorphologie beeinflusst direkt das Last-Verformungsverhalten eines Stabs [10], [11], [14], [15]. Neben dem Verlust der Tragfähigkeit aufgrund des Verlusts von Stahlquerschnitt gibt es eine nicht zu vernachlässigende Duktilitätsminderung aufgrund der Dehnungskonzentration am Korrosionsloch [16], [17]. Durch die Beeinträchtigung der Lastumverteilung kann dies im schlimmsten Fall zu einem spröden Versagen der Struktur führen. Berechnungen, die über die Korrosionsinitiierung hinausgehen, müssen daher konservativ bewertet werden. Ein fundierteres Verständnis der Lochmorphologie kann dazu beitragen, die Genauigkeit aktueller Modelle in der Phase fortschreitender Korrosion zu verbessern.

Während nennenswerte Forschung zur Lochmorphologie für Kohlenstoff- und Edelstahl in neutralen und sauren Flüssigkeiten durchgeführt wurde [18], [19], [20], [21], [22], [23] sowie für verschiedene andere Metalle [19], gab es bisher nur begrenzte systematische Untersuchungen an Kohlenstoffstahl in Beton [24], [25], [26]. Daher war das Ziel dieses Projekts, die Lochmorphologie an Bewehrungsstäben zu charakterisieren, um die lokale Korrosion besser zu verstehen und verbesserte Eingabeparameter für die Modellierung des Last-Verformungsverhaltens von Stahlbetonstrukturen, die Chloriden ausgesetzt sind, bereitzustellen. 602 Korrosionslöcher wurden systematisch dokumentiert und statistisch ausgewertet. Die Daten haben gezeigt, dass die überwiegende Mehrheit der Löcher eher breit und flach war und nicht, wie von der gängigen

Lochkorrosionstheorie [19], [20], [22], [27] erwartet, eng und tief. Dies wirft die Frage auf, ob die gängige Theorie direkt auf lokale Korrosion in Stahlbeton übertragbar ist und ob der Begriff «Loch» für die Korrosionsmorphologie der chloridinduzierten Korrosion verwendet werden sollte. Daher wird die in diesem Bericht in den folgenden Abschnitten verwendete Terminologie für das, was allgemein als «Korrosionsloch» bezeichnet wird, als «Korrosionsangriff» bezeichnet.

3.2 Wechselwirkung zwischen Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit

Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten spielt die Rissöffnung eine Rolle beim Eintrag von Schadstoffen, insbesondere CO_2, Wasser und im Wasser gelöste Sulfate und Chloride. Der Einfluss der Rissöffnung auf die Korrosionsinitiierung wird in der Literatur bestätigt und schlägt sich durch direkte oder indirekte Rissbreitenbegrenzungen in den Normen wieder. So können die Rissbreiten von Stahlbetonbauwerken nach SIA 262 je nach Anforderung indirekt durch die Einschränkung der Stahlspannungen begrenzt werden (Tabelle 17 und Figur 31 der SIA 262 [28]). Der Eurocode begrenzt die Rissbreiten für schlaff bewehrte Bauteile explizit, je nach Anforderung auf 0.3 bzw. 0.4 mm (Tabelle 7.2N des Eurocode 2 [29]). Zum Einfluss der Rissöffnung auf die Korrosionsgeschwindigkeit [30], [31], [32], [33] herrscht jedoch noch Forschungsbedarf. Es sind kaum verlässliche und mitunter widersprüchliche Daten vorhanden, wie sich die Korrosionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Rissöffnung ändert.

In Referenz [32] wurden Studien analysiert, welche sich mit dem Einfluss von Betonrissen auf den Korrosionsfortschritt befassten. Viele Studien haben sich dabei mit eher grossen Rissen (>0.5 mm Rissweite) auseinandergesetzt, was wir im Kontext des vorliegenden Projekts als von untergeordneter Relevanz betrachten. Studien, welche sich mit Rissweiten <0.5 mm befassten, kamen zu widersprüchlichen Erkenntnissen, vgl. Abbildung 3. So fand zwar eine geringfügige Mehrheit der Studien einen Einfluss des Risses auf den Korrosionsfortschritt, aber gleichzeitig kam eine beträchtliche Anzahl Studien zur Erkenntnis, dass kein Risseinfluss feststellbar war. Interessant war in dieser Literaturübersicht auch, dass die Dauer der Studie einen Einfluss hat. So führen Kurzzeitstudien (Versuchsdauer < 3 Jahren) mehrheitlich zur Erkenntnis, dass ein Risseinfluss auf den Korrosionsfortschritt existiert. Bei Langzeitstudien (>10 Jahre) jedoch dreht sich das Bild, und es dominiert die Anzahl Studien, die keinen Einfluss von Rissen auf den Korrosionsfortschritt feststellen. Dieser Effekt wurde unter anderem mit «Rissheilung» erklärt, d. h. dass sich gewisse feste Phasen (z. B. Kalkablagerungen, Korrosionsprodukte, etc.) in den Rissen festsetzen und somit zu einem gewissen Grad zum Verschliessen des Risses führen können. Dies wiederum hängt jedoch stark von der Zementchemie und der Chemie der Expositionsbedingungen ab (z. B. Meerwasser vs. Tausalz).

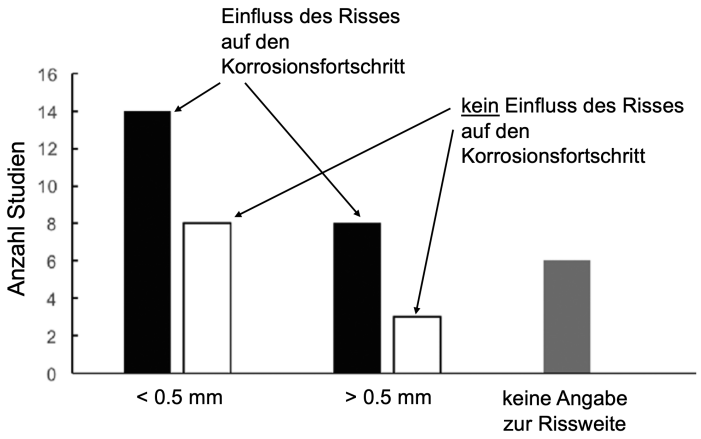


Abbildung 3: Literaturüberblick aus [32] mit Studien, welche einen Einfluss des Betonrisses auf den Korrosionsfortschritt fanden (schwarze Balken) und Studien, welchen keinen Einfluss fanden (weisse Balken). Grafik aus [32] angepasst.

In einer weiteren Arbeit von Boschmann et al. [33] wurde der Einfluss von zyklischer Nass-Trocken-Exposition auf die Korrosion im Rissbereich untersucht. Die Arbeit hat gezeigt, dass unterschiedliche Expositionsbedingungen möglicherweise auch zu den widersprüchlichen Erkenntnissen in der Literatur (Abbildung 3) beigetragen haben. Die experimentellen Ergebnisse von Boschmann et al. [33] zeigten, dass die Korrosionsrate in gerissenem Beton (Rissweiten im Bereich von 0.1-0.2 mm) von der Dauer der Nass- und Trockenphasen und der relativen Luftfeuchtigkeit (RH) während der Trockenphase abhängt. Je niedriger die relative Luftfeuchtigkeit in der Trockenphase ist, desto schneller trocknen die Risse, was die Korrosionsrate in den Zeiträumen zwischen den Befeuchtungsereignissen senkt

Über den Einfluss zyklischer, mechanischer Belastung auf die Korrosionsgeschwindigkeit liegt nur sehr wenig Literatur vor. Da dieser Fall in realen Bauwerken häufig vorkommt, ist es wichtig, den kombinierten Einfluss statischer und zyklischer Rissöffnungen sowie Nass-Trocken-Zyklen auf die Korrosionskinetik zu erforschen.

3.3 Untersuchung des Einflusses lokaler Bewehrungsschädigung auf das globale Tragverhalten

Im Forschungsprojekt AGB 2015/028 [34] wurde das Zuggurtmodell (TCM, Tension Chord Model [35], [36], [37]) um den Einfluss einer lokalen Schädigung auf das Last-Verformungsverhalten von auf Zug und einachsige Biegung beanspruchten Elementen erweitert. In einer ersten Anwendung konnte damit das Last-Verformungsverhalten von Winkelstützmauern mit lokaler Korrosion der Biegebewehrung am Wandfuss erfolgreich untersucht werden. Es zeigte sich dabei unter anderem, dass die Verteilung der Korrosionsschäden über die verschiedenen Bewehrungsstäbe eine entscheidende Rolle spielt, womit die Angabe eines «mittleren Querschnittsverlusts» über das gesamte Bauteil für eine Beurteilung nicht hinreichend ist. Weiter resultierte ein signifikanter Einfluss der Lochmorphologie (Querschnittsverlust, Länge und Tiefe des Korrosionsschadens) auf die Traglast und das Verformungsvermögen, da diese auf die

Ausbildung eines dreidimensionalen Spannungszustands an der Korrosionsstelle einwirkt.

Um das Last-Verformungsverhalten von lokal korrodierten Bauteilen unter allgemeiner Beanspruchung beschreiben zu können, bedarf es einer Übertragung der Modellvorstellungen, die dem für Korrosion erweiterten Zuggurtmodells zugrunde liegen, auf weitere, geeignete Methoden. Dafür eignet sich die Finite Elemente Methode. Das Bauwerk wird dabei in Elemente unterteilt, wobei angenommen wird, dass jedes Element ein Kontinuum repräsentiert und sein Materialverhalten nicht von seiner Grösse abhängt. Während dies heute für linear elastische Tragwerksanalysen Stand der Technik ist, ist die Anwendung auf Stahlbetonbauwerke aufgrund des komplexen Materialverhaltens anspruchsvoll. Letzteres kann jedoch grundsätzlich mit Nichtlinearen Finiten Elementen (NLFE) erfasst werden, wodurch zum Beispiel Lastumlagerungen bei statisch unbestimmten Systemen untersucht werden können. Hierzu gehört auch die Abschätzung des Verformungsvermögens, das unter Einbezug geeigneter Versagensbedingungen bestimmt wird.

Die Berücksichtigung einer lokalen Schädigung der Bewehrung in einem Finite Element Modell stellt eine Herausforderung dar, da die Abbildung einer Diskontinuität mit endlichen Abmessungen innerhalb eines Kontinuums in der zugrundeliegenden Theorie nicht vorgesehen ist. Zur Überwindung dieser Herausforderung sind zwei Ansätze denkbar. Beim ersten Ansatz werden die Elemente so klein gewählt, dass jedes davon wiederum einem Kontinuum entspricht, die Schädigungsstelle also in mehrere Elemente unterteilt wird, siehe Abbildung 4 (a). Im Falle eines korrodierenden Bewehrungsstabs sind die Elemente nur wenige Millimeter gross und jedem Element wird ein spezifisches Materialgesetz zugewiesen. Beim zweiten Ansatz werden grössere Elemente gewählt und die Auswirkungen einer Diskontinuität werden erfasst, indem die Materialgesetze aller Elemente im Wirkungsbereich der Diskontinuität angepasst werden, siehe Abbildung 4 (b). Das Materialgesetz muss dabei die Effekte der lokalen Schädigung unabhängig von der Elementgrösse berücksichtigen können und der Wirkungsbereich wiederum auf das Materialgesetz abgestimmt werden. Mit diesem Ansatz können Elemente mit einer für die Modellierung von Stahlbetontragwerken üblichen Grösse (0.5 bis 1.5 Mal die Elementdicke) verwendet werden.

Der erste Ansatz erweist sich als sehr nützlich für eingehende Analysen von kleinräumigen Effekten im Bereich der Schädigung, kann aber aufgrund der sehr grossen Elementanzahl und des damit verbundenen äusserst hohen Rechenbedarfs nicht zur Modellierung ganzer Tragwerke verwendet werden: Selbst mit Hochleistungsrechnern würden Analysen ganzer Tragwerke mit derart kleinen Elementen Jahre dauern. Der zweite Ansatz, der in der vorliegenden Arbeit verwendet wird, umgeht diesen Nachteil, die dazu verwendeten Materialmodelle sind jedoch noch relativ neu und der Ansatz daher noch weitaus weniger erforscht. Er zeigt aber vielversprechende Resultate.

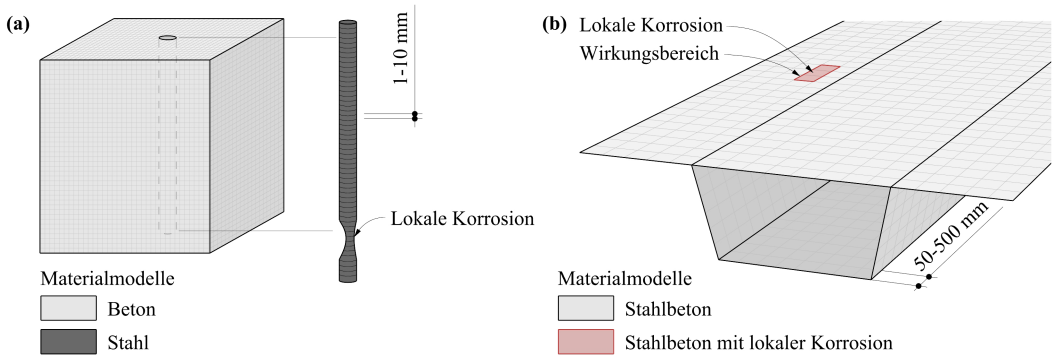


Abbildung 4: Ansätze zur Modellierung lokaler Schädigung in Finite Elemente Modellen. (a) Kleine Elementgrössen; (b) Elemente in der zur Modellierung von Stahlbetonbauteilen üblichen Grösse und lokaler Anpassung des Materialgesetzes. Abbildung übernommen aus [38].

Für Berechnungen von Stahlbetontragwerken mittels NLFE existieren verschiedene Materialgesetze. Eines davon ist das CMM-Usermat [39], ein benutzerdefiniertes Materialgesetz in Ansys Mechanical APDL, das auf anerkannte mechanische Modelle zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens von Stahlbeton wie zum Beispiel das gerissene Scheibenmodel (CMM, Cracked Membrane Model [40]) und das TCM zurückgreift. Die mechanisch stringente Formulierung dieser Teilmodelle kommt mit wenigen, im Allgemeinen bekannten Parametern für Beton und Bewehrungsstahl aus [38] und erlaubt es, weitere mechanische Teilmodelle (wie das für Korrosion erweiterte Zuggurtmodell) einfach einzubinden. Das CMM-Usermat wird zusammen mit geschichteten Schalenelementen verwendet, deren Schichten kinematisch nach Reissner-Mindlin gekoppelt sind, aber unterschiedliche Materialgesetze verwenden, je nachdem ob es sich um eine Schicht mit oder ohne Bewehrung handelt. Vergleiche mit entsprechenden Versuchsresultaten haben gezeigt, dass NLFE-Berechnungen mit dem CMM-Usermat das Last-Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten und -scheiben unter allgemeiner Beanspruchung und unter Einbezug von Lastumlagerungen zuverlässig beschreiben [41], [42], [43]. In der vorliegenden Arbeit wird das CMM-Usermat nach dem zweiten Ansatz erweitert, um das Last-Verformungsverhalten von lokal korrodierten Bauteilen unter allgemeiner Beanspruchung zu beschreiben.

4 Durchgeführte Untersuchungen und Erkenntnisse

4.1 Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs

Im Folgenden werden Methodik und Ergebnisse zur Morphologie des Korrosionsangriffs beschrieben. Der Beschrieb ist zu grossen Teilen eine in die deutsche Sprache übersetzte Version der englischen Veröffentlichung [44].

4.1.1 Methodik

Die Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs wurde auf zwei unterschiedliche Weisen erfasst, wie in den folgenden Abschnitten detaillierter beschrieben wird. Die Morphologie von 434 Korrosionsangriffen wurde vor Ort manuell an Bauwerken dokumentiert. Darüber hinaus wurden 168 Korrosionsangriffe an Laborproben mittels Bildanalyse von Computertomographiedaten (CT-Daten) analysiert. Die den Autoren vorliegenden CT-Daten wurden in früheren Studien von Polder et al. (2002) [45], Rossi et al. (2020) [46], Boschmann (2019) [47] und Angst et al. [48] über korrodierende Stahl- und Bewehrungsstäbe in Beton erfasst. Da die Daten zeigten, dass die überwiegende Mehrheit der Korrosionsangriffe eher lang und flach waren, anstatt wie nach der üblichen Lochkorrosionstheorie [19], [20], [22], [27] erwartet, kurz und tief, stellte sich die Frage, ob die allgemeine Lochkorrosionstheorie direkt auf die lokale Korrosion in bewehrtem Beton anwendbar ist und ob der Begriff «Loch» die Korrosionsmorphologie von chloridinduzierter Stahlkorrosion in Beton angemessen beschreibt. Daher wird in diesem Bericht anstelle der üblichen Bezeichnung «Korrosionsloch» der Begriff «Korrosionsangriff» verwendet.

Für die Korrosionsmorphologie eines einzelnen Korrosionsangriffs wurden die folgenden Parameter, wie in Abbildung 5 dargestellt, gemessen: die Länge L (Längsausdehnung des Korrosionsangriffs entlang des Bewehrungsstabes), die Breite W (zwischen den Rändern der Korrosionsangriffe, vgl. Abbildung 5 Fall 1) und die maximale Tiefe D des Korrosionsangriffs. Falls die Morphologie des Korrosionsangriffs nicht konkav war, sondern relativ flach entlang des Umfangs verlief, wurden die Länge L, die Tiefe D und die Ausdehnung entlang des Umfangs C in Grad erfasst (vgl. Abbildung 5 Fall 2). Wenn sich ein Korrosionsangriff über den gesamten Umfang des Bewehrungsstabes erstreckte, wurden die Länge L und der Restquerschnitt gemessen.

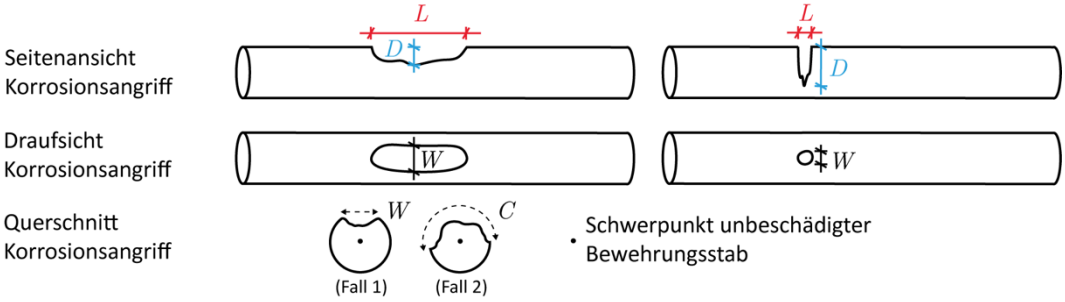
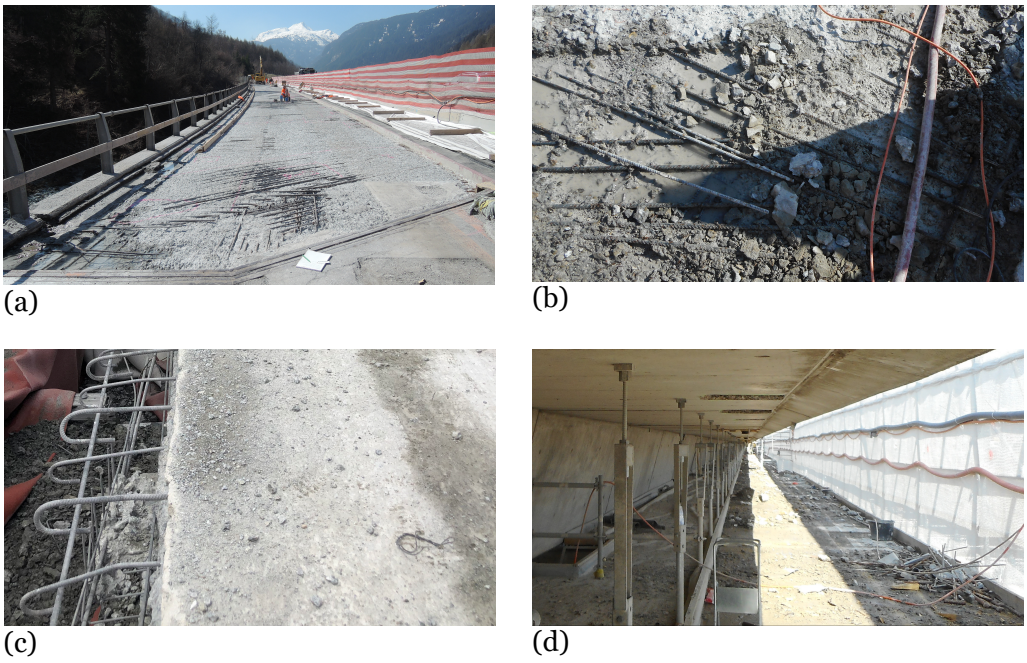


Abbildung 5: Erläuterung der dokumentierten Parameter der Korrosionsmorphologie. Abbildung übernommen aus [44].

4.1.1.1 Ingenieurbauwerke: Manuelle Vermessung der Korrosionsmorphologie vor Ort

Die Datenerhebung vor Ort fand an Bauwerken statt an denen Unterhaltsmassnahmen durchgeführt wurden (Abbildung 6). Die Betonüberdeckung wurde im Rahmen der Unterhaltsmassnahmen durch Hochdruck-Wasserstrahlen entfernt. Dadurch konnten Teile der Bewehrungsstäbe visuell untersucht werden. Die Vermessung der Korrosionsangriffe (Abbildung 5) wurde mit einem Massstab und einer Schublehre mit Auflösung 0.1 mm durchgeführt. Eine Übersicht über die untersuchten Bauwerke findet sich in Tabelle 1 und Abbildung 7.



(a) (b) (c) (d)

Abbildung 6: Beispiele für freigelegte Bewehrung: a) Brückenplatte Brücke 2 teilweise freigelegte Bewehrung; b) Teilweise freigelegte Bewehrung Brückenplatte Brücke 4; c) Freigelegte Anschlussbewehrung Brückenplatte Brücke 1; d) Sondagefenster mit freigelegter Bewehrung an Untersicht der Kragplatten von Brücke 3.

Untersuchte Bauwerke

Bauwerk	Baujahr	Höhe [m ü. M.]	Bauteil	Untersuchte Stahllänge [m]	Anzahl Korrosionsangriffe
Brücke 1	1964	1813	Platte, oben	104	39
Brücke 2	1970	954	Platte, oben	132	192
Brücke 3	1976	444	Platte, unten	40	59
Brücke 4	1981	396	Platte, oben	-	64
Lehnenviadukt 1	1956	827	Platte, unten	20	34
Lehnenviadukt 2	1956	827	Platte, unten	6	37
Rampe Autobahn-Einfahrt	1970	954	Platte, oben	47	10
Total				*349*	*434*

Tabelle 1: Übersicht der untersuchten Bauwerke. Tabelle übernommen aus [44].

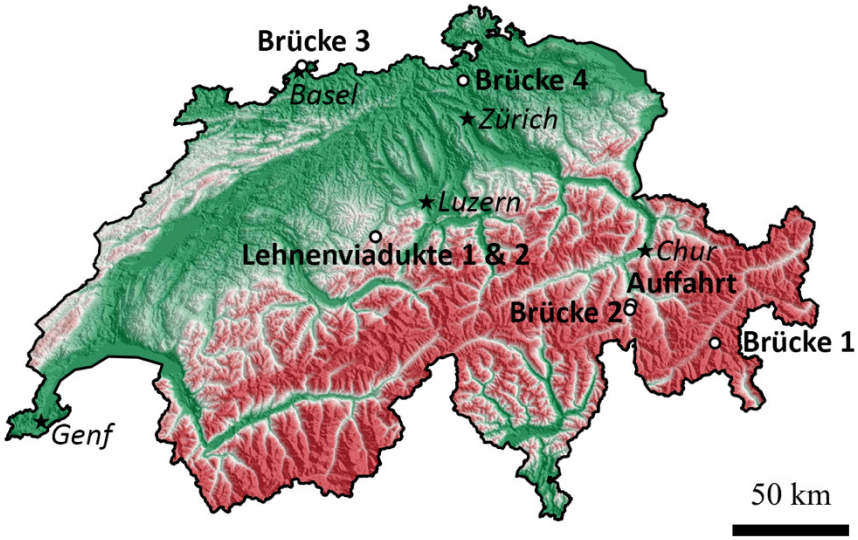


Abbildung 7: Reliefkarte der Schweiz mit den Standorten der untersuchten Bauwerke im nördlichen Tiefland und den zentralen und südlichen Alpenregionen. Eine höhere und damit alpinere Lage ist mit einem intensiveren Einsatz von Tausalzen verbunden. Abbildung übernommen aus [44].

Darüber hinaus wurden, wenn möglich oder vorhanden, zusätzliche Informationen über das Bauwerk, den Beton und den Stahl gesammelt (vgl. Tabelle 2). Bei allen untersuchten Bewehrungsstählen handelte es sich um Kohlenstoff-Stahl (C-Stahl).

Zusätzlich dokumentierte Informationen

Zusätzliche Informationen zu	Informationen
Bauwerk	Bauteil, Standort, Höhenlage, Baujahr
Beton	Zementart, Zementgehalt, Druckfestigkeit, Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau
Stahl	Stahlsorte, Stabdurchmesser, Bewehrungsüberdeckung, untersuchte Bewehrungslänge

Tabelle 2: Zusätzlich dokumentierte Informationen zu Bauwerk, Beton und Stahl. Tabelle übernommen aus [44].

4.1.1.2 Laborproben: CT-Bildanalyse der Korrosionsmorphologie

Die Rohdaten der CT-Untersuchungen von korrodierten Stahlstäben in Betonproben aus früheren Studien ([45], [46], [47], [48]) wurden hier erneut ausgewertet, um die Morphologie des Korrosionsangriffs nach der in Abbildung 5 beschriebenen Methodik zu charakterisieren. In den folgenden Unterabschnitten werden relevante Aspekte der Probenherstellung und der Expositionsbedingungen vor den CT-Aufnahmen zusammengefasst. Die CT-Daten von insgesamt sieben Stahlbetonproben wurden analysiert, um die Morphologie der Korrosionsangriffe zu charakterisieren.

4.1.1.3 Proben einer Brücke und eines Langzeitversuchs im Feld

Von diesen sieben Proben wurden fünf Bohrkerne aus dem Konsolkopf einer Stahlbetonbrücke in der Schweiz entnommen (bezeichnet als B4-S1-1 bis B4-S1-5), deren Bau

1958 abgeschlossen wurde. Die Bohrkerne waren Teil einer anderen Studie (vgl. Boschmann (2019) [47]). Die verbleibenden zwei Proben (bezeichnet 1550-S und 3550-S) wurden im Rahmen einer über 20 Jahre dauernden Versuchsreihe gewonnen (vgl. Polder (2002) [45]).

Proben B4-S1-1 bis B4-S1-5

Zum Zeitpunkt der Probenentnahme war das Bauwerk etwa 60 Jahre alt. Betonkerne mit einem Durchmesser von 150 mm wurden entnommen, wobei jeder Kern einen gerippten Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 8 mm enthielt (Abbildung 8 (a)). Der Bewehrungsstab war horizontal im Bauwerk orientiert (erste Bewehrungslage) und senkrecht zur Betoniergiessrichtung (Schwerkraft). Zum Zeitpunkt der Kernbohrung korrodierte keine der Proben, was durch Potentialmessungen am Bauwerk vor der Probenentnahme geprüft wurde. Vor dem Röntgenscan durchliefen die Proben mehrere Aufbereitungsschritte, die wie folgt zusammengefasst werden können. Die Betondeckung der Probe wurde durch wassergekühltes Diamantsägen auf 15 mm reduziert, und eine elektrische Kabelverbindung zum Bewehrungsstab wurde hergestellt. Anschliessend wurden die Stabenden vor Spaltkorrosion gemäss einem in Referenz [49] beschriebenen Protokoll geschützt. Danach wurden die Seiten sowie ein Teil der Expositionsseite des Bohrkerns mit einer Schicht Epoxidharz beschichtet, um sicherzustellen, dass nur 60 mm der Betonoberfläche entlang des Bewehrungsstabs den Chloriden im anschliessenden Korrosionstest ausgesetzt waren. Aus diesem Vorbereitungsverfahren resultierten insgesamt fünf Stahlbetonkerne mit einem Durchmesser von 150 mm, die einen Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 8 mm enthielten.

Die Proben wurden in eine 10%ige Natriumchloridlösung gegeben, um Chloride in den Beton diffundieren zu lassen und die Korrosion des eingebetteten Stahls auszulösen. Das elektrochemische Potential des eingebetteten Bewehrungsstabs wurde kontinuierlich mit Hilfe einer Referenzelektrode und eines Datenloggers (Multimeter mit einer Eingangsimpedanz von >1 MΩ) überwacht, bis ein Abfall des Potentials auf die Korrosionsinitiierung schliessen liess. Eine ausführlichere Beschreibung des Vorbereitungsprotokolls und des Korrosionstests findet sich in Referenz [49]. Nach Korrosionsinitiierung blieben die Proben etwa zwei Wochen lang in der Salzlösung. Anschliessend wurde ein Bohrkern mit einem Durchmesser von 25 mm aus der Probe gebohrt, so dass der gesamte 150 mm lange Bewehrungsstab zentral im 25 mm Kern lag (Abbildung 8 (b)). Die Kerne wurden in Plastikfolien eingewickelt gelagert, um den Feuchtigkeitszustand zu erhalten, bevor sie geröntgt wurden, wie ab Seite 44 beschrieben.

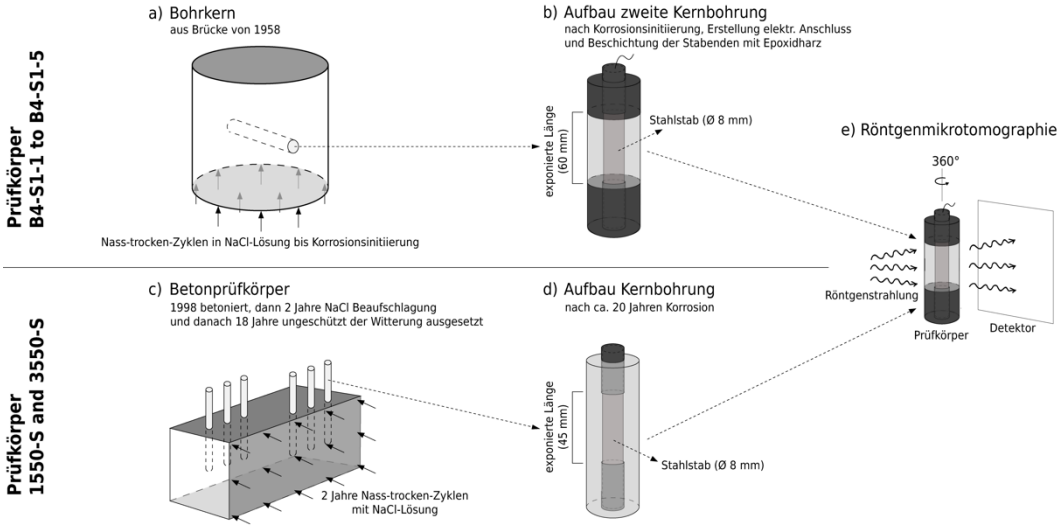


Abbildung 8: Schematische Darstellung des Probenpräparationsverfahrens, dem jede Probe unterzogen wurde; a) Betonkern entnommen aus Bauwerk B4-S1; b) Aufbau der Proben B4-S1-1 bis B4-S1-5 nach Beginn der Korrosion und 2. Kernbohrung; c) Betonprüfkörper, betoniert im Jahr 1998 von [45]; d) Aufbau von 1550-S und 3550-S nach der Kernbohrung, die nach mehr als 18 Jahren Korrosion unter freiem Himmel erfolgte; e) Schematische Darstellung des Bildaufnahme-Verfahrens mittels CT. Abbildung übernommen aus [44].

Proben 1550-S und 3550-S

Die beiden verbleibenden Proben stammen von 20 Jahre alten Proben, die von Polder et al. (2002) [45] hergestellt und von Rossi et al. (2020) [46] mittels CT geröntgt wurden. Die gescannten Proben waren Betonkerne mit einem Durchmesser von 20 mm, die mittig eingebettet einen glatten Bewehrungsstab aus Kohlenstoffstahl mit einem Durchmesser von 8 mm enthielten, und wurden aus den grösseren Proben mittels wassergekühltem Diamantsägen herausgeschnitten (Abbildung 8 (c)). Der Beton in Probe 1550-S enthält Zement CEM I und in Probe 3550-S enthält CEM III/B. Beide Proben wurden mit einer Betonmischung mit einem Wasser-Zement-Wert von 0.55 und kieselsäurehaltigen Flusskiesen mit einer maximalen Korngrösse von 8 mm hergestellt. Vor dem Betonieren wurden die Stahlstäbe leicht mit Schleifpapier poliert, in Aceton gereinigt und an ihren beiden Enden mit einer Schicht dichtem Zementmörtel und Epoxidharz beschichtet. Die Stahlstäbe wurden vertikal betoniert, wobei sich eine freie Länge jedes eingebetteten Stabs von 45 mm ergab (Abbildung 8 (d)). Im Gegensatz zu den Proben von B4-S1 war für die Proben 1550-S und 3550-S keine künstliche Korrosionsinitiierung erforderlich, da die Proben zum Zeitpunkt der Kernbohrung seit 2002 aktiv korrodierten, bedingt durch die Exposition von Nass-Trocken-Zyklen mit 3.5%iger Natriumchloridlösung während der ersten beiden Jahre nach dem Betonieren und der darauf folgenden Auslagerung in der freien Witterung [45]. Weitere Informationen zu den mittels Röntgen-CT analysierten Proben finden sich in Tabelle 3, während eine schematische Darstellung der experimentellen Vorbereitung und des angewendeten Verfahrens für die analysierten Proben in Abbildung 8 gezeigt wird.

Informationen der mittels CT analysierten Proben

Prüfkörper	**B4-S1-1 bis B4-S1-5**	**1550-S**	**3550-S**
Baujahr	1958	1998	1998
Standort	Bodensee (CH)	Delft (NL)	Delft (NL)
Höhenlage m ü. M.	400	0	0
Bauteil	Konsolkopf	Betonquader	Betonquader
Expositionsklasse	XD3	-	-
Stabdurchmesser	8 mm	8 mm	8 mm
Stahlsorte	Gerippter Bew.stahl (C-Stahl)	Glatter Bew.stahl (C-Stahl)	Glatter Bew.stahl (C-Stahl)
Staborientierung	horizontal	vertikal	vertikal
Betoneigenschaften	CEM I; w/z-Wert = 0.45-0.5	CEM I; w/z-Wert = 0.55	CEM III/B; w/z-Wert = 0.55
Anzahl Korrosionsangriffe	119	24	25

Tabelle 3: Informationen, Materialeigenschaften und Expositionsbedingungen der Proben, die mittels CT analysiert wurden. Tabelle übernommen aus [44].

4.1.1.4 Prüfkörperanalyse

Die CT-Bilder der Proben B4-S1-1 bis B4-S2-5 wurden im Rahmen des Projekts von Referenz [47] und der Proben 1550S und 3550-S im Projekt der Referenz [46] erstellt, unter Verwendung eines Phoenix Nanotom (Waygate Technologies, GE, Deutschland) Röntgen-CT-Systems. Die Voxelgrösse der rekonstruierten Bilder betrug 25 µm für die Scans der B4-S1-Proben, während die Voxelgrösse für die Scans von 1550-S und 3550-S 20 µm betrug.

Die Abmessungen der Korrosionsangriffe, die auf den Proben auftraten, wurden durch Bildanalyse gemessen. Nach der Identifizierung der Korrosionsangriffe entlang der Stablänge wurde eine Analyse der horizontalen und vertikalen Querschnitte der Röntgenstrahlen durchgeführt, um die Breite W, Länge L und Tiefe D jedes Korrosionsangriffs zu messen, wie in Abbildung 9 (a)-(c) sichtbar. Es sei darauf hingewiesen, dass nur einzelne Korrosionsangriffe berücksichtigt wurden, nämlich solche, deren Form und Morphologie verlässlich gemessen werden konnten und nicht anfällig für Fehlinterpretationen oder Fehlmessungen waren.

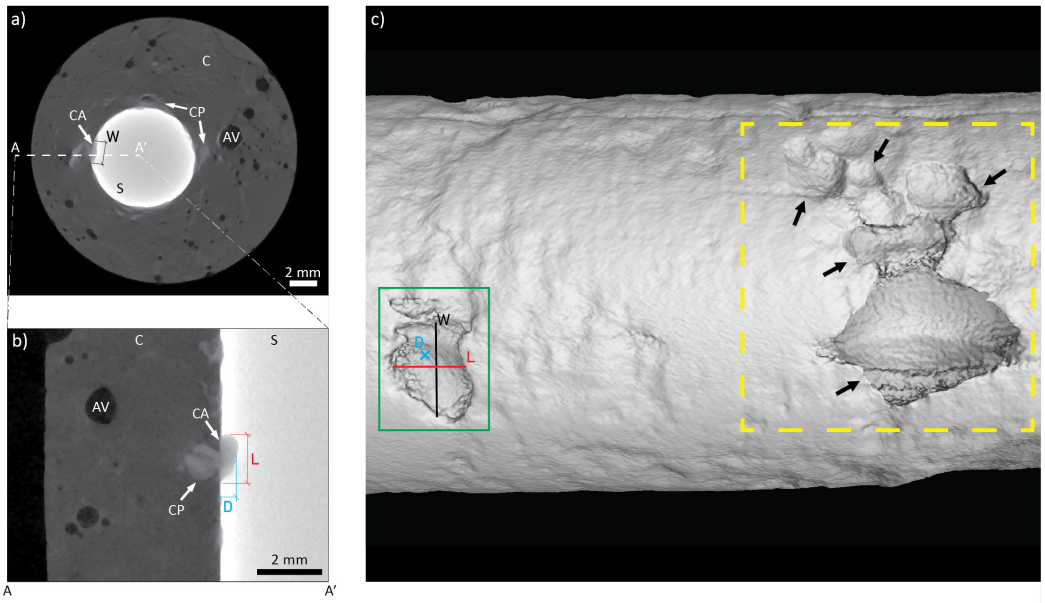


Abbildung 9: Beispiel für die Vermessung von Korrosionsangriffen aus CT-Scans; a) Querschnitt der Stahlbetonprobe (S=Stahl; C=zementgebundene Matrix; AV=Luftblase; CP=Korrosionsprodukte; CA=Korrosionsangriff; W =Breite des Korrosionsangriffs; A-A'=Linie des vertikalen Schnitts); b) Schnitt entlang der gestrichelten Linie A-A', der die vertikale Entwicklung des Korrosionsangriffs zeigt (L=Länge; D=Tiefe); c) 3D-Darstellung des korrodierenden Stahlstabs, die zeigt, wie Tiefe D, Breite W und Länge L eines Korrosionsangriffs gemessen werden (Stahldurchmesser = 8 mm).

4.1.1.5 Näherungsweise Bestimmung des Volumens des Korrosionsangriffs

Das Volumen des Korrosionsangriffs wurde mithilfe eines vereinfachten Modells berechnet. Es wurde angenommen, dass die drei gemessenen Parameter D, L und W einen dreiaxialen Ellipsoiden mit den Achsen $D/2$, $L/2$ und $W/2$ definieren. Der Ellipsoid wird dann mit einem rechtwinkligen Kreiszylinder mit Durchmesser d und Länge L geschnitten, der dem intakten Bewehrungsstab entspricht (vgl. Abbildung 10, blauer Schnittkörper). Die beiden Körper wurden so geschnitten, dass die W-Achse des Ellipsoids mit der Sehne des Querschnitts des Zylinders ausgerichtet war. Wenn der Ellipsoid teilweise oder vollständig innerhalb des rechtwinkligen Kreiszylinders lag, wurde der Ellipsoid radial erweitert (wodurch ein elliptischer Zylinder entstand), bis sein gesamter Querschnitt mit dem rechtwinkligen Kreiszylinder in Kontakt stand. Das Schnittsvolumen des Ellipsoids oder elliptischen Zylinders mit dem rechtwinkligen Kreiszylinder wurde dann als Volumen V des Korrosionsangriffs betrachtet (vgl. Abbildung 10, brauner Schnittkörper). Die numerischen Berechnungen wurden mit der Software COMSOL Multiphysics durchgeführt, wobei tetraedrische Elemente mit einer minimalen Grösse von 59.8 µm und einer maximalen Grösse von 822.0 µm verwendet wurden. Daraus konnte auch der maximale Querschnittsverlust aus der Ebene bei L/2 wie folgt ermittelt werden:

$$max.\,Querschnittsverlust = \frac{A_{max}}{A_{original}} \cdot 100\ [\%] \qquad (1)$$

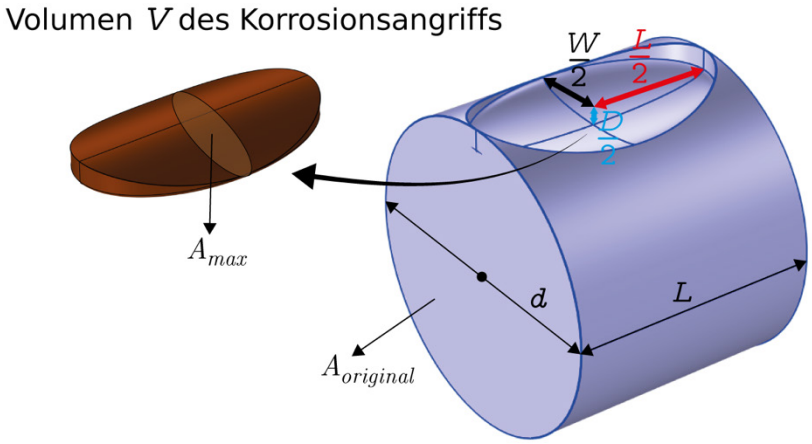


Abbildung 10: Das Volumen des Korrosionsangriffs V wird durch den Schnitt eines dreiaxialen Ellipsoids mit den Achsen $D/2$, $L/2$ und $W/2$ und eines Zylinders mit Durchmesser d und Länge L geschätzt. Abbildung übernommen aus [44].

4.1.1.6 Datenbank

Die im Rahmen dieser Studie gesammelten Daten wurden in einer CSV-Datei (kommagetrennte Werte) zusammengestellt. Dieser Datensatz steht frei zum Download zur Verfügung und darf für weitere Analysen verwendet werden. Die CSV-Datei wurde online veröffentlicht und kann über den Link https://doi.org/10.3929/ethz-b-000691573 abgerufen werden.

4.1.2 Auswertung der Daten

Insgesamt wurden 602 Korrosionsangriffe dokumentiert. 434 Korrosionsangriffe wurden manuell vor Ort vermessen und 168 Korrosionsstellen wurden durch Bildanalyse von CT-Messungen vermessen. Von den 434 vor Ort inspizierten Korrosionsangriffen erstreckten sich 23 um den gesamten Umfang der Bewehrungsstäbe. Abbildung 11 zeigt Beispiele für die Morphologie der Korrosionsangriffe, die vor Ort gefunden wurden. Ein Beispiel für einen durch CT charakterisierten Korrosionsangriff ist in Abbildung 9 zu sehen. Abbildung 11 (a) zeigt eine Ansammlung kleinerer Korrosionsangriffe im Millimeterbereich, die an Brücke 1 dokumentiert wurden. An derselben Struktur zeigt Abbildung 11 (b) einen grösseren Korrosionsangriff im Zentimeterbereich, der darauf hindeutet, dass er aus einer Ansammlung kleinerer Angriffe entstanden ist. Daneben ist eine Ansammlung kleiner Angriffe sichtbar. Darüber hinaus wurden isolierte kleine Korrosionsangriffe an Bauwerken entdeckt, wie derjenige an der Bewehrung des Lehnenviadukts 1, wie in Abbildung 11c gezeigt. Lokale Korrosion, die sich um einen erheblichen Teil oder den gesamten Umfang des Bewehrungsstabs erstreckt (Abbildung 5 Fall 2), wie in Abbildung 11 (f) dargestellt, war mit einem Anteil von ca. 5 %, aussergewöhnlich selten.

Die nachfolgenden Analysen konzentrieren sich auf jene Korrosionsangriffe, die eine morphologische Eigenschaft aufwiesen, die durch die Parameter Tiefe D, Länge L und Breite W des Korrosionsangriffs beschrieben werden konnte. Um die Korrelationen zwischen Tiefe, Länge und Breite der Korrosionsangriffe zu bewerten, wurden diese Parameter durch den Durchmesser des jeweiligen Bewehrungsstabs, an dem jeder Angriff beobachtet wurde, normalisiert. Die resultierenden Kennzahlen sind dimensions-

los. Normalisierte Tiefe und Breite der Korrosionsangriffe sind aufgrund geometrischer Randbedingungen auf Werte zwischen 0 und 1 beschränkt, während die normalisierte Länge 1 überschreiten kann.

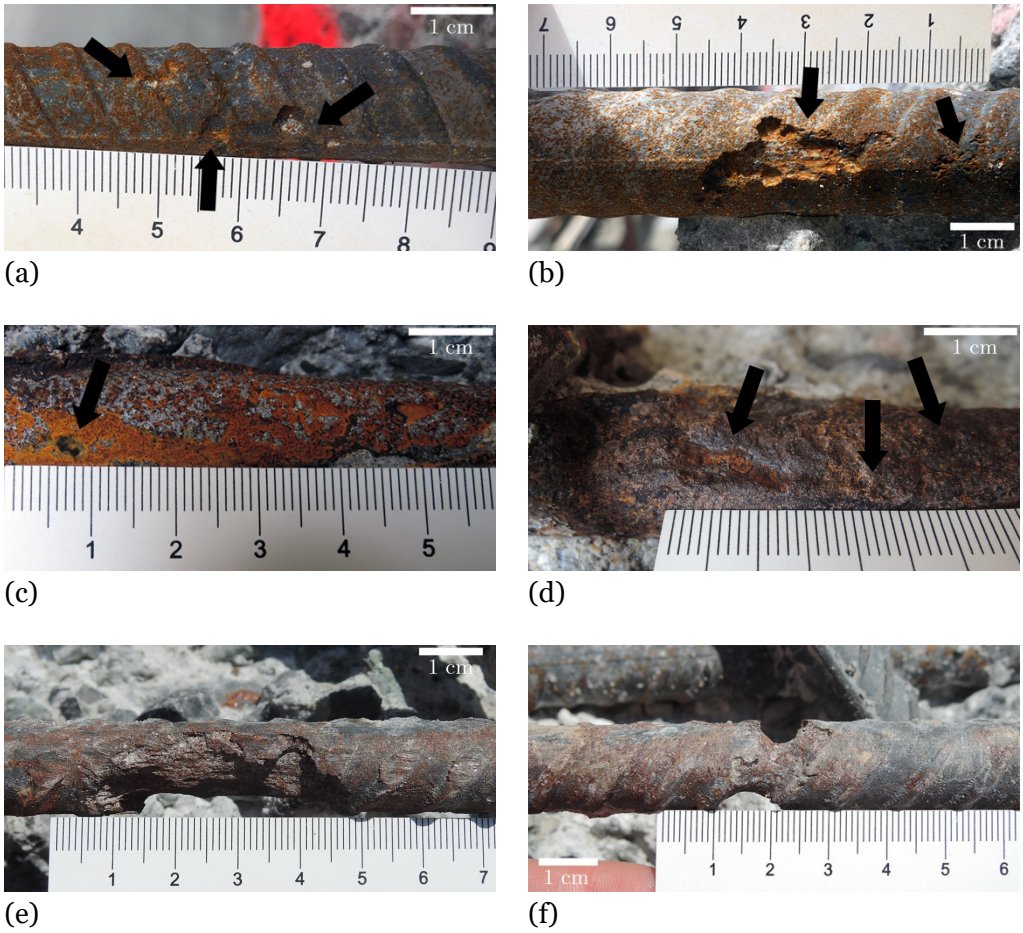


Abbildung 11: Beispiele für verschiedene Korrosionsangriffe, die an den untersuchten Bauwerken gefunden wurden; (a) Akkumulation von Korrosionsangriffen auf Brücke 1; (b) Zusammenschluss von Korrosionsangriffen auf Brücke 1; (c) Korrosionsangriffe auf dem Lehnenviadukt 1; (d) Korrosionsangriffe auf dem Lehnenviadukt 2; (e) Korrosionsangriff auf Brücke 2; (f) Lokaler Querschnittsverlust über den gesamten Umfang eines Bewehrungsstabs auf Brücke 2. Abbildungen teilweise übernommen aus [44].

4.1.2.1 Zusammenhang zwischen Breite und Tiefe der Korrosionsangriffe

Abbildung 12 zeigt die Beziehung zwischen der normalisierten Breite und Tiefe von Korrosionsangriffen. Zur Verdeutlichung sind Illustrationen der Querschnittsmorphologie der Korrosionsangriffe dargestellt. Aufgrund der angenommenen konkaven Form der Korrosionsangriffe können bestimmte Kombinationen aus normalisierter Breite und Tiefe nicht erreicht werden, was durch die hellgraue Schattierung im Diagramm angezeigt wird. Die meisten der aufgezeichneten Daten liegen oberhalb der roten Ursprungsgeraden mit Steigung 1, was darauf hinweist, dass die Korrosionsangriffe eher in die Breite als in die Tiefe gewachsen sind. Nur 6 % aller Korrosionsangriffe liegen unterhalb dieser Geraden, d. h., nur eine sehr kleine Minderheit der Korrosionsangriffe wuchs tiefer als breit. Keiner der dokumentierten Korrosionsangriffe zeigte eine Tiefe, die deutlich grösser war als ihre Breite, was durch die Datenpunkte belegt wird, die nahe an der Geraden mit Steigung 1 liegen. Bemerkenswert ist, dass von den

602 analysierten Korrosionsangriffen kein einziger Angriff mit einer engen Öffnung und signifikanten Tiefe (Bereich unten rechts in Abbildung 12) beobachtet wurde, was der Morphologie eines klassischen Korrosionslochs (pitting corrosion, Lochkorrosion) entspräche.

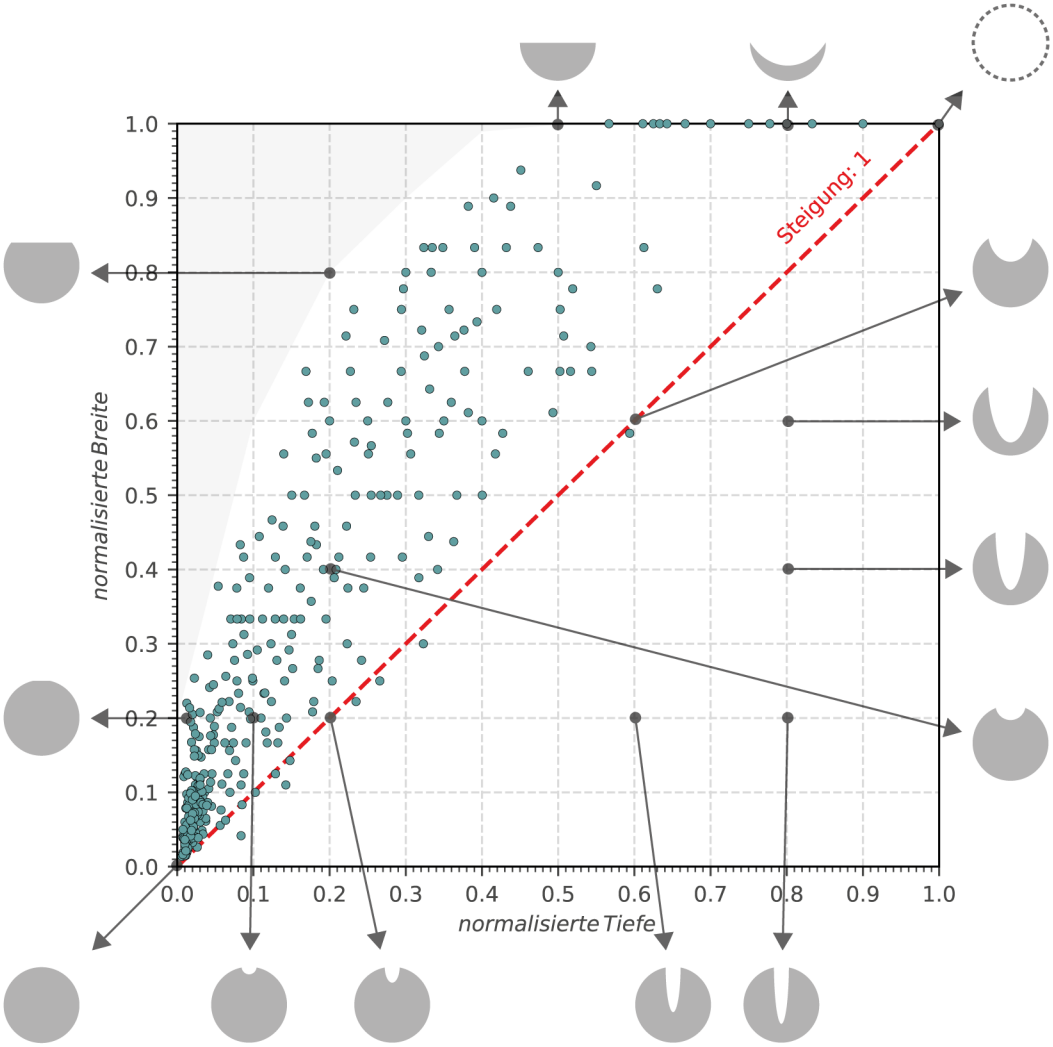


Abbildung 12: Beziehung zwischen der normalisierten Breite und Tiefe von Korrosionsangriffen. Die Breite *W* und die Tiefe *D* sind auf den Durchmesser *d* der Bewehrungsstäbe normalisiert. Die Abbildung enthält Illustrationen der Querschnittsmorphologie der Korrosionsangriffe. Der hellgraue Bereich repräsentiert Werte, die aufgrund geometrischer Einschränkungen, wie im Begleittext erläutert, nicht erreicht werden können. Abbildung teilweise übernommen aus [44].

4.1.2.2 Zusammenhang zwischen Länge und Tiefe der Korrosionsangriffe

Abbildung 13 zeigt die Beziehung zwischen der normalisierten Breite und Länge von Korrosionsangriffen. Ähnlich wie bei der normalisierten Breite wurden Illustrationen des Längsprofils der Korrosionsmorphologie eingefügt, um die Interpretation des Diagramms zu erleichtern. Das Diagramm schliesst 11 Ausreisser mit einer normalisierten Länge von mehr als 10 aus. Die meisten Datenpunkte liegen oberhalb der roten Geraden mit Steigung 1, wobei nur 7 % aller Korrosionsangriffe tiefer als lang sind. Ähnlich wie bei der Breite wuchsen die Korrosionsangriffe überwiegend in die Länge statt in die Tiefe, wobei keiner signifikant tiefer als lang war.

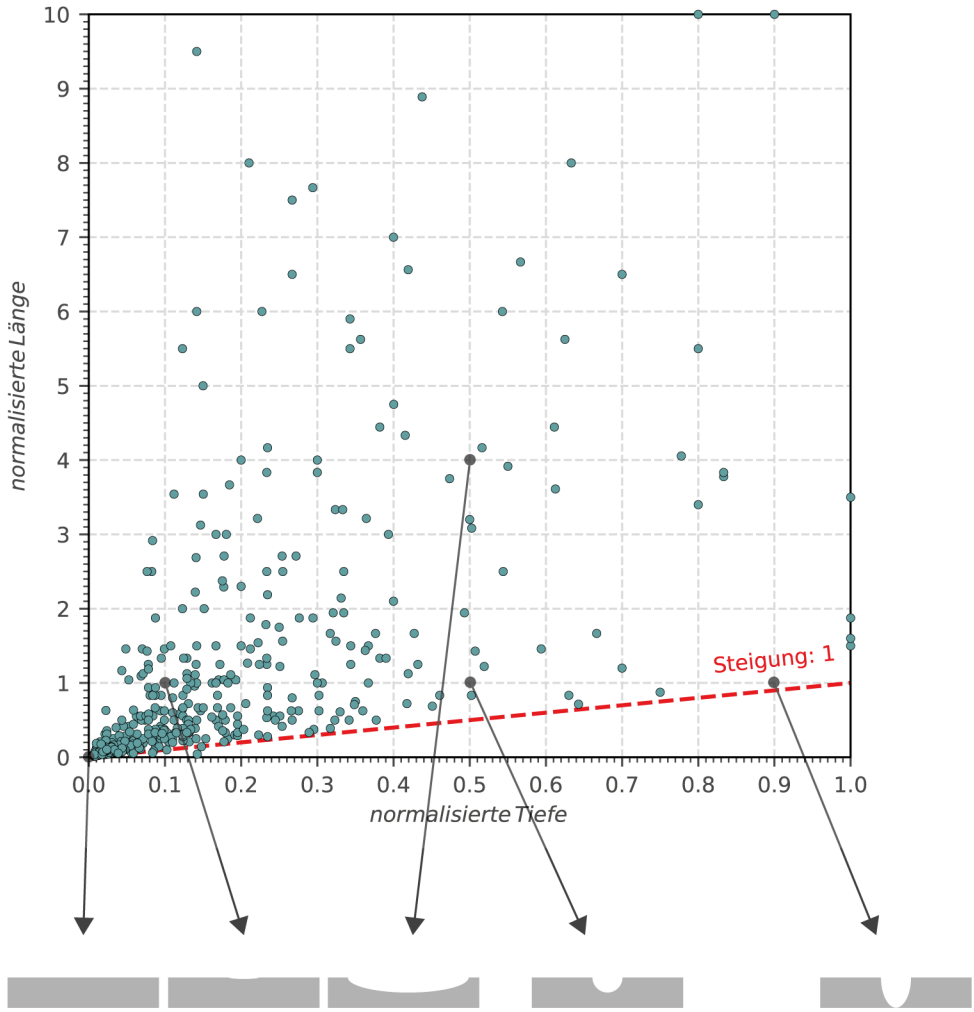


Abbildung 13: Beziehung zwischen der normalisierten Länge und Tiefe der Korrosionsangriffe. Die Länge *L* und die Tiefe *D* sind auf den Durchmesser *d* der Bewehrungsstäbe normalisiert. Die Abbildung enthält Illustrationen des Längsprofils der Korrosionsmorphologie. Abbildung teilweise übernommen aus [44].

4.1.2.3 Form der Öffnung des Korrosionsangriffs

In den vorherigen Absätzen wurden die Breite *W* und die Länge *L* jeweils mit der Tiefe *D* verglichen, was der Querschnitts- und Längsschnittansicht des Korrosionsangriffs entspricht. In diesem Absatz wird die Draufsicht des Korrosionsangriffs analysiert. Die Öffnungen der Korrosionsangriffe wurden basierend auf dem Verhältnis der Parameter Länge *L* und Breite *W* in drei Gruppen eingeteilt, wie in Abbildung 14 (a) dargestellt. Wenn das Verhältnis von *L* zu *W* höchstens 0.75 betrug, wurde die Öffnung des Korrosionsangriffs als kurz eingestuft. Wenn das Verhältnis von *L* zu *W* grösser als 0.75, aber nicht mehr als 1.25 betrug, wurde die Öffnung des Korrosionsangriffs als kreisförmig eingestuft. Öffnungen von Korrosionsangriffen mit einem Verhältnis von *L* zu *W* von mehr als 1.25 wurden als länglich eingestuft. Die Daten zeigen, dass nur 11.2 % der Korrosionsangriffe als kurz beschrieben werden konnten, d. h. sie wuchsen eher in die Breite als in die Länge (Abbildung 14 (b)). Kreisförmige und längliche Korrosionsangriffe machten jeweils 32.0 % und 56.8 % aus. Dies zeigt, dass die meisten Korrosionsangriffe mindestens genauso lang wie breit wuchsen.

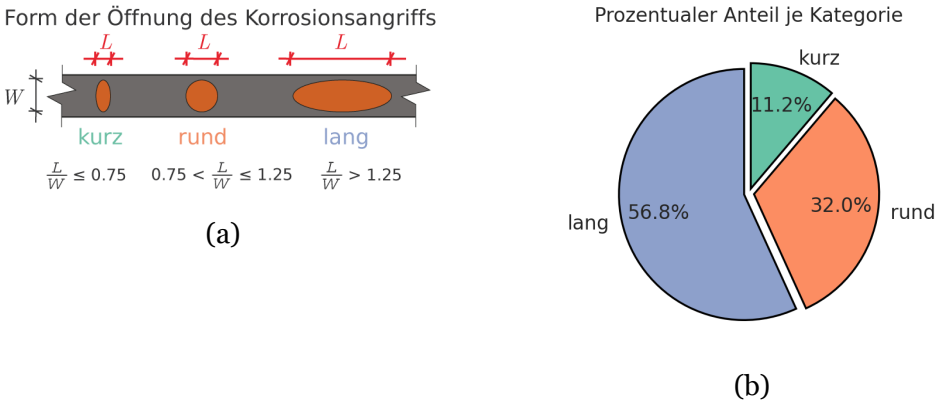


Abbildung 14: (a) Illustration der Öffnung des Korrosionsangriffs. Abbildung teilweise übernommen aus [44]. (b) Anteil der Öffnungsformen "kurz", "rund" und "lang" von Korrosionsangriffen.

Abbildung 15 zeigt die kumulativen Wahrscheinlichkeiten des maximalen Querschnittsverlusts der kategorisierten Öffnungen der Korrosionsangriffe (vgl. Abbildung 10 und Gleichung (1)). Kurze Korrosionsangriffe wurden häufig bei Querschnittsverlusten von bis zu 5 % gefunden, danach nahm ihre Häufigkeit ab. Kreisförmige Korrosionsangriffe nahmen bis zu etwa 15 % Querschnittsverlust zu, danach flachten sie ab, während längliche Angriffe weiter zunahmen, bis sie 40 % Querschnittsverlust erreichten. Ein Verlust des gesamten Querschnitts wurde nur bei länglichen Korrosionsangriffen festgestellt. Die Medianquerschnittsverluste sowie das erste (Q_1) und dritte Quartil (Q_3) für jede Kategorie von Öffnung wurden in Abbildung 15 mit einem x und Whiskern markiert. Es ist ersichtlich, dass von kurzen zu kreisförmigen zu länglichen Korrosionsangriffen die maximalen Medianquerschnittsverluste und die Streuung allmählich zunehmen. Dies bedeutet, je länglicher ein Korrosionsangriff ist, desto höher ist sein maximaler Querschnittsverlust.

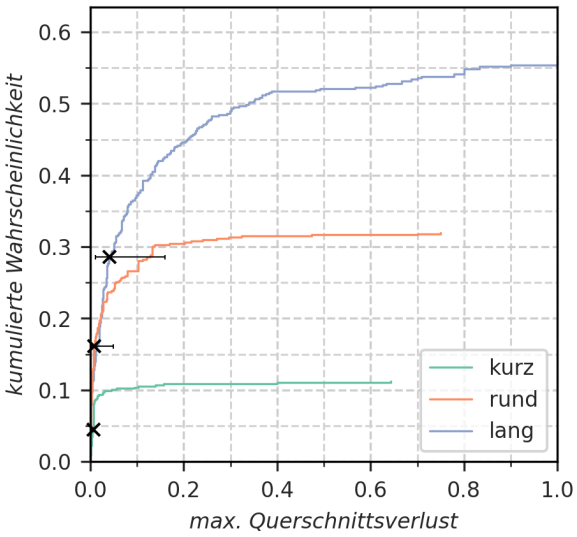


Abbildung 15: Empirische kumulative Verteilungsfunktionen der Formen der Öffnung der Korrosionsangriffe und deren prozentualer Anteil. Abbildung mit Klasseneinteilung für *L/W*. Die Medianwerte der maximalen Querschnittsverluste sind mit einem x markiert. Das erste (Q_1) und dritte Quartil (Q_3) sind mit Whiskern markiert. Abbildung teilweise übernommen aus [44].

4.1.2.4 Geschätzte Korrosionsraten

Abbildung 16 zeigt die geschätzte Korrosionsrate jeder untersuchten Korrosionsstelle. Die Korrosionsraten wurden als durchschnittliche Korrosionsraten über das Alter der Bauwerke oder Proben berechnet. Das bedeutet, dass die Tiefe *D* jedes einzelnen Korrosionsangriffs durch das Alter des jeweiligen Bauwerks oder Probe in Jahren geteilt wurde. Für die Proben B4-S1-1 bis B4-S1-5 war die Zeit der aktiven Korrosion bekannt, daher wurde *D* durch die tatsächliche Zeit der aktiven Korrosion (zwei Wochen) geteilt. Die durchschnittlichen Korrosionsraten pro Korrosionsangriff wurden zusätzlich zu einer durchschnittlichen Korrosionsrate aller Korrosionsangriffe einer bestimmten Gruppe an Prüfkörpern bzw. eines Bauwerks zusammengefasst, indem die einzelnen durchschnittlichen Korrosionsraten von Bauwerken oder Proben summiert und durch die Anzahl der Einzelwerte geteilt wurden. Auch die entsprechenden Standardabweichungen wurden berechnet. Die Proben 1550-S und 3550-S wurden aufgrund der unterschiedlichen Zementsorten separat analysiert; die Probe 3550-S war aus CEM III/B hergestellt, was allgemein zu niedrigeren Korrosionsraten führte.

Insgesamt deutet Abbildung 16 darauf hin, dass die Korrosionsrate im frühen Korrosionsstadium sehr hoch sein kann. Die Laborproben B4-S1-1 bis B4-S1-5, für die die Zeit der aktiven Korrosion bekannt ist (zwei Wochen), zeigen aussergewöhnlich hohe durchschnittliche Korrosionsraten von mehr als 1 mm pro Jahr, wobei die zusammengefasste durchschnittliche Korrosionsrate 4 mm pro Jahr übersteigt und eine maximale Korrosionsrate von 23 mm pro Jahr erreicht. Für die restlichen Proben und Bauwerke ist die tatsächliche Zeit der aktiven Korrosion unbekannt. Die durchschnittlichen geschätzten Korrosionsraten für diese Korrosionsangriffe, die in späteren Lebensphasen der Strukturen dokumentiert wurden, liegen im Bereich von 4-373 µm pro Jahr. Diese Werte können als untere Grenze der tatsächlichen Korrosionsraten interpretiert werden, aufgrund der Annahmen, die für diese Schätzungen der Korrosionsraten gemacht wurden, nämlich dass die Dauer der Korrosion dem Alter der Probe oder des Bauwerks entspricht. Während die angenommene Zeit des Korrosionsbeginns und somit die resultierende Dauer des Korrosionsfortschritts einen Einfluss auf die tatsächliche Korrosionsrate haben, schätzen wir die damit verbundene Unsicherheit auf einen Faktor von 2 bis 5. Daher könnten die in Abbildung 16 gezeigten Werte für Bauwerksdaten in Wirklichkeit um den Faktor 2 bis 5 höher gewesen sein. Dies deutet darauf hin, dass die Korrosionsraten sehr junger Korrosionsangriffe hoch sind und im Laufe der Zeit tendenziell abnehmen. Eine alternative Erklärung für die Unterschiede in der Korrosionsrate zwischen den frühen Proben B4-S1-1 bis B4-S1-5 (zwei Wochen Korrosion) und allen anderen Proben (mehrere Jahre Korrosion) in Abbildung 16 könnten die Unterschiede in den Expositionsbedingungen sein, d. h. die Chlorid-Exposition im Labor bei den Prüfkörpern B4-S1-1 bis B4-S1-5 im Gegensatz zu den natürlichen Expositionsbedingungen der übrigen Bauwerke und Prüfkörper. Damit werfen die Ergebnisse dieser Studie insbesondere die Frage auf wie sich die Korrosionsgeschwindigkeit unter reellen Bauwerks- und Expositionsbedingungen über die Zeit verhält. Weitere Forschung ist notwendig, um dies zu klären.

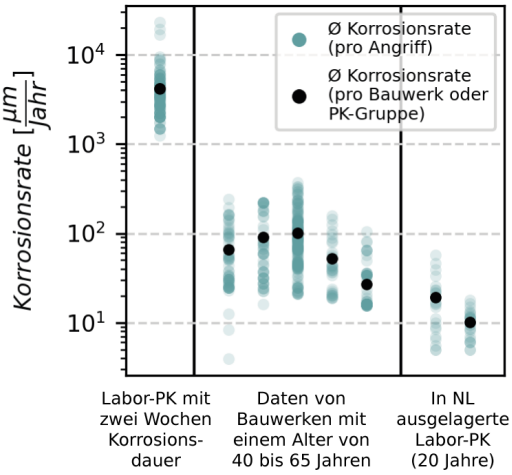


Abbildung 16: Durchschn. geschätzte Korrosionsraten in die Tiefe pro Korrosionsangriff in [µm/Jahr] (grüne Punkte) und zusammengefasste durchschn. Korrosionsrate in die Tiefe pro PK-Gruppe/Bauwerk (schwarze Punkte). Teilweise übernommen aus [44].

4.1.3 Diskussion der Ergebnisse

4.1.3.1 Korrosionsmorphologie und Lochkorrosionstheorie

Die vorherrschende Lochkorrosionstheorie, die ursprünglich für verschiedene Metalle in Lösung entwickelt wurde, schlägt einen Ansäuerungsprozess innerhalb des Korrosionslochs durch Hydrolyse von Metallionen sowie eine Sauerstoffzehrung innerhalb des Lochs vor [19], [20], [22], [27], der einen autokatalytischen Korrosionsmechanismus auslöst, wobei das innere des Lochs die Anode und die passive Metalloberfläche ausserhalb des Lochs die Kathode wäre [5], [50]. Beide Prozesse sollen durch die Ansäuerung an der Anode und die Produktion von Alkalinität an der Kathode stabilisiert werden [5]. Aufgrund des grossen Kathoden-Anoden-Verhältnisses kann dies zu sehr hohen Korrosionsraten [5] und tiefen Löchern [50] führen.

Es wurde hier jedoch festgestellt, dass die Mehrheit der dokumentierten Korrosionsangriffe auf Stahl in Beton überwiegend in Breite und Länge im Vergleich zu ihrem jeweiligen Wachstum in die Tiefe wuchs (Abbildung 12 und Abbildung 13). Keiner der dokumentierten Korrosionsangriffe hatte eine Tiefe, die die Breite oder Länge deutlich überschritt. Die Korrosionsangriffe können daher allgemein als flach beschrieben werden. Bemerkenswerterweise wurde diese Beobachtung sowohl an Bauwerken als auch an Laborproben gemacht, unabhängig von der Art des Zements, der Art des Stahls oder den Expositionsbedingungen. Auch die Zeit der Korrosion scheint nur einen geringen Einfluss auf die Morphologie zu haben, da die Korrosionsangriffe sowohl nach zwei Wochen aktiver Korrosion als auch nach Jahrzehnten der Korrosion als flach charakterisiert werden konnten. Die flache Morphologie der hier beobachteten lokalisierten Korrosionsangriffe steht im Einklang mit anderen Studien zur chloridinduzierten Korrosion von Stahl in Beton [24], [26], [51], [52]. Diese Erkenntnis wirft die Frage auf, warum die beobachteten Korrosionsangriffe bevorzugt in Breite und Länge wuchsen, anstatt sich ähnlich in die Tiefe auszudehnen. Da die konventionelle Lochkorrosionstheorie (vgl. oben) anscheinend nicht direkt auf die Morphologie der Korrosionsangriffe bei chloridinduzierter Korrosion von Betonstahl übertragbar ist, und die Korrosionsangriffe muldenförmig statt lochförmig auftreten, wurde der allgemeinere Begriff «Korrosionsangriff» anstelle von «Korrosionsloch» eingeführt.

Der zeitliche Aspekt muss ebenfalls berücksichtigt werden. Es ist nicht unbedingt der Fall, dass ein offensichtlicher Korrosionsangriff einer bestimmten Grösse aus einem einzelnen Nukleus stammt. Vielmehr könnten auch umfangreichere Korrosionsangriffe im Laufe der Zeit durch die Kombination benachbarter Korrosionsangriffe über die zuvor beschriebenen Mechanismen entstanden sein. Dies ist natürlich zum Zeitpunkt der Datenerhebung nicht immer nachzuvollziehen. Abbildung 11b zeigt eine Gruppe von Korrosionsangriffen in der Grössenordnung von Millimetern bis Zentimetern die miteinander verbunden sind. Dies wurde auch im Massstab von einigen hundert Mikrometern bis einigen Millimetern in den CT-Scans beobachtet. Wie in Abbildung 17 dargestellt, würde die Korrosionsinitiierung typischerweise mit der Nukleation eines einzelnen Korrosionsangriffs auf der Stahloberfläche beginnen. Anschliessend würden zusätzliche Angriffe sowohl in der Nähe als auch weiter entfernt vom ursprünglichen Korrosionsangriff entstehen. Schliesslich würden benachbarte Korrosionsangriffe zu grösseren einzelnen Angriffen zusammenwachsen. Auch dieser Prozess könnte zu relativ flachen Angriffen führen.

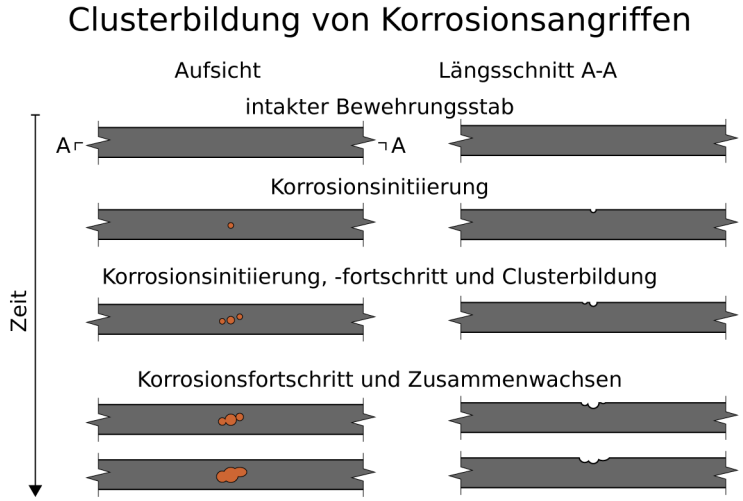


Abbildung 17: Skizze wie grosse Korrosionsangriffe aus einer Gruppe einzelner kleinerer Korrosionsangriffe entstehen könnten. Abbildung übernommen aus [44].

Abbildung 15 deutet darauf hin, dass es möglicherweise eine Korrelation zwischen dem maximalen Querschnittsverlust und der Form des Korrosionsangriffs gibt. Die empirischen kumulativen Wahrscheinlichkeitsfunktionen der verschiedenen Formen der Öffnung der Korrosionsangriffe, d. h. kurz, kreisförmig und länglich, zeigen, dass mit einem zunehmenden maximalen Querschnittsverlust die Korrosionsangriffe anscheinend in der Länge wachsen. Während kurze Korrosionsangriffe nur kleine maximale Querschnittsverluste aufweisen, steigt der maximale Verlust des Stahlquerschnitts mit dem Wachstum der Korrosionsangriffe in der Länge. Da der Verlust des Stahlvolumens durch Korrosion eine Funktion der Zeit ist, könnte der maximale Querschnittsverlust als Zeitachse interpretiert werden. Dies bedeutet, dass sich die Morphologie der Korrosionsangriffe im Laufe der Zeit ändern würde. Während die Form eines Korrosionsangriffs in der frühen Phase seines Bestehens kurz oder kreisförmig sein könnte, würde sie sich später zu einem länglichen Korrosionsangriff entwickeln. Dies könnte auch die Annahme des Zusammenwachsens benachbarter Korrosionsangriffe stützen.

4.1.3.2 Korrosionsraten

Eine Schätzung der durchschnittlichen Korrosionsraten (Abbildung 16) deutet auf eine Entwicklung der Korrosionsrate im Laufe der Zeit oder auf einen Einfluss der Expositionsbedingungen (Laborchloridexposition vs. natürliche Chloridexposition) hin. Beide Aspekte unterstreichen die Bedeutung der Berücksichtigung zeitlicher Variationen bei der Bewertung von Korrosionsschäden. Die höchsten durchschnittlichen Korrosionsraten von mehreren Millimetern pro Jahr wurden nach Korrosionsbeginn (Proben mit zwei Wochen ununterbrochener aktiver Korrosion) gefunden, bei denen die Korrosion wahrscheinlich durch die anodische Reaktion begrenzt ist [53], insbesondere durch die Mobilität der beteiligten Ionen [54].

Bei Fällen, die über mehrere Jahrzehnte korrodiert sind, war die durchschnittliche Korrosionsrate signifikant niedriger, um bis zu zwei Grössenordnungen. Es ist jedoch wichtig zu beachten, dass die genaue Dauer der aktiven Korrosion in diesen Bauwerken unbekannt bleibt. Daher sollten die berichteten Korrosionsraten als konservative Schätzungen betrachtet werden, wobei die tatsächlichen Korrosionsraten wahrscheinlich höher sind. Ein wesentlicher Aspekt ist der eindimensionale Ansatz, der in diesen Schätzungen verwendet wurde. Durch die Fokussierung auf die Zunahme in nur einer Achsenrichtung könnten Beiträge zum Verlust des Stahlvolumens durch Korrosionsangriffe in den anderen beiden Achsenrichtungen übersehen werden. Wie bereits erwähnt, zeigten die Korrosionsangriffe eine eher flache Morphologie. In der Forschung wird die Korrosionsrate oft mit dem Wachstum eines Korrosionsangriffs in die Tiefe in Verbindung gebracht, z. B. durch die Annahme einer halb-sphärischen Form. Durch die Fokussierung nur auf das Wachstum in die Tiefe könnte der tatsächliche Stahlverlust unterschätzt werden, da es auch ein erhebliches Wachstum der Korrosionsangriffe in Länge und Breite gibt.

Es ist ferner wichtig zu berücksichtigen, dass die Korrosion nicht mit der Fertigstellung der Bauwerke begann [4] und dass die Korrosionsrate im Laufe der Zeit nicht linear ist. Lokale Korrosion beginnt erst, wenn ein kritischer Chloridgehalt erreicht ist [3], was wiederum durch intrinsische Faktoren des Stahlbetons bestimmt wird, wie z. B. die Eigenschaften des Betons oder der Stahl-Beton-Grenzfläche [46], [55]. Darüber hinaus ist die Korrosionsrate auch eine Funktion extrinsischer Faktoren, wie des Wetters oder der Expositionsbedingungen [5], und unterliegt somit zeitlichen Schwankungen. Dies bedeutet, dass während Trockenperioden die Korrosionsrate aufgrund von Ohm'scher Kontrolle auf vernachlässigbar niedrige Werte sinken kann [56], [57], während sie während nasser Phasen wahrscheinlich ansteigt. Daher wird die tatsächliche Dauer der aktiven Korrosion aufgrund dieser beiden Faktoren kürzer sein als die Dauer der Fortschrittsphase.

Die niedrigsten durchschnittlichen Korrosionsraten wurden in der Laborprobe 3550-S, hergestellt mit CEM III/B, einem Zementgemisch mit Hochofenschlacke, und in der Probe 1550-S gefunden. Dies wird hauptsächlich auf zwei Einflussfaktoren zurückgeführt. Erstens wurden beide Proben unter Laborbedingungen hergestellt. Sie enthalten glatte Stahlstäbe in vertikaler Position, die vor dem Betonieren poliert und gereinigt wurden. Dieses Verfahren minimierte wahrscheinlich Defekte an der Stahl-Beton-Grenzfläche[55], die die wahrscheinlichsten Stellen für die Korrosionsinitiierung sind

[58]. Der zweite Faktor betrifft nur die Probe 3550-S, bei der die niedrigste zusammengefasste durchschnittliche Korrosionsrate gefunden wurde. Zusätzlich zur vorteilhaften Vorbereitung im Labor in Bezug auf Korrosionsbeständigkeit führte die Zugabe von Hochofenschlacke höchstwahrscheinlich zu einer Reduzierung der durchschnittlichen Korrosionsraten. Der Effekt von Hochofenschlacke auf Beton ist die Bildung zusätzlicher Calciumsilikathydrate, die eine Verfeinerung der Porenstruktur bewirken [59]. Infolgedessen werden das Eindringen und die Mobilität von Wasser und Chloriden reduziert [60], und der elektrische Widerstand des Betons wird erhöht, was zu durchschnittlich niedrigeren Korrosionsraten führt.

4.1.3.3 Bedeutung für statische Analysen

Die Ergebnisse dieser Studie sind entscheidend für die Bewertung des Einflusses von chloridinduzierter Korrosion auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken. Ein üblicher Ansatz zur Berücksichtigung von Korrosion bei der Bewertung des Last-Verformungsverhaltens besteht darin, den «Massenverlust» der Bewehrungsstäbe zu berücksichtigen [61], [62]. Der Massenverlust wird berechnet, indem das Gewicht des korrodierten Bewehrungsstabs (m_{cor}) vom ursprünglichen Gewicht ($m_{original}$) subtrahiert und diese Differenz dann durch das ursprüngliche Gewicht geteilt wird:

$$Massenverlust = \frac{(m_{original} - m_{cor})}{m_{original}} \cdot 100\ [\%] \qquad (2)$$

Dieser Ansatz berücksichtigt normalerweise mehrere Korrosionsangriffe auf einen einzelnen Stab, wobei jeder Angriff das Last-Verformungsverhalten je nach seiner Morphologie unterschiedlich beeinflusst [63], [64]. Der «Massenverlust-Ansatz» ignoriert vollständig die Form und Lage der lokalen Korrosionsangriffe, sondern mittelt diese über die betrachtete (willkürliche) Länge des Bewehrungsstabs. Abbildung 18 zeigt verschiedene Situationen mit gleichem Massenverlust, aber unterschiedlicher Auswirkung auf das mechanische Verhalten der Bewehrungsstäbe.

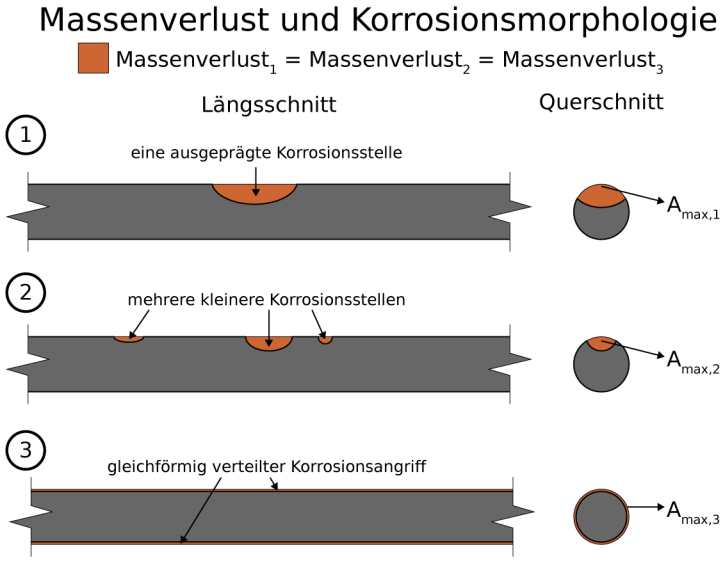


Abbildung 18: Illustration zur Korrosionsmorphologie und dem Konzept des Massenverlusts mit drei Bewehrungsstäben von gleicher Referenzlänge mit demselben Massenverlust, aber unterschiedlichem Querschnittsverlust und mechanischem Verhalten.

Diese Studie hat gezeigt, dass die Morphologie der chloridinduzierten Korrosionsangriffe im Allgemeinen flach ist und eher in Breite und Länge als in die Tiefe wächst. Dies hat erhebliche Auswirkungen auf statische Analysen. Man betrachte zwei Bewehrungsstäbe, die jeweils eine Art von Korrosionsangriff aufweisen, wie in Abbildung 9 dargestellt. Ein Stab hat einen flachen, länglichen Korrosionsangriff, während der andere einen tiefen, kurzen Angriff hat. Trotz ihrer Unterschiede in der Form haben beide Korrosionsangriffe das gleiche Volumen V, was zu einem gleichen Massenverlust bei beiden Bewehrungsstäben führt. Für das Lasttragverhalten eines Stahlbetonbauwerks ist ein höherer verbleibender Stahlquerschnitt von Vorteil. Da beide Bewehrungsstäbe den gleichen Massenverlust haben, führt der flache und längliche Korrosionsangriff zu einem höheren verbleibenden Stahlquerschnitt im Vergleich zum tiefen und kurzen Korrosionsangriff. Daher hat der Bewehrungsstab mit dem flachen Korrosionsangriff trotz des gleichen Massenverlusts die höhere Resttragfähigkeit [16], [52], [63], [65], vorausgesetzt, der Stahl-Beton-Verbund bleibt gewährleistet.

Die Korrosionsmorphologie beeinflusst auch das Verformungsverhalten von Stahlbetonbauwerken. Im vorangegangenen Beispiel ist der flache und längliche Korrosionsangriff auch in Bezug auf die verbleibende Verformungskapazität vorteilhaft. Der minimale verbleibende Querschnitt ist der Querschnitt des Bewehrungsstabs, an dem die Stahlspannungen zuerst die Streckgrenze überschreiten, was zu plastischen Verformungen des Bewehrungsstabs über die Länge des minimal verbleibenden Stahlquerschnitts führt (oft die Länge des Korrosionsangriffs). In den angrenzenden Querschnitten des Bewehrungsstabs wird kein Fliessen erreicht, daher treten dort auch keine plastischen Verformungen auf. Dies bedeutet, dass die Verformungskapazität durch lokale Korrosion drastisch reduziert werden kann. Je länger jedoch ein Korrosionsangriff ist, desto mehr Verformungskapazität bleibt aufgrund einer grösseren Länge der Verformungslokalisierung erhalten [11], [15], [16], [17], [63]. Allerdings ist der Einfluss der Länge des Korrosionsangriffs im Vergleich mit dem Erreichen des kritischen Korrosionsgrads (bei welchem der Stab im ungeschädigten Bereich beim Bruch in der Korrosionsstelle elastisch bleibt) von untergeordneter Bedeutung [66].

Dies zeigt, dass der «Massenverlust-Ansatz» nicht geeignet ist, um die verbleibende Last- und Verformungskapazität eines Stahlbetonbauwerks zu bewerten, und unterstreicht die Bedeutung der Morphologie der Korrosionsangriffe. Das Last-Verformungsverhalten eines Bewehrungsstabs wird erheblich von der Morphologie des Korrosionsangriffs beeinflusst. Kritische Faktoren sind der minimale verbleibende Stahlquerschnitt (charakterisiert durch die Breite W und Tiefe D des Korrosionsangriffs) und die Länge L des Korrosionsangriffs. Der minimale Querschnitt bestimmt die Resttragfähigkeit und die Stelle an der die Verformung auftritt. Absolut entscheidend für die Verformungskapazität ist, ob im minimalen Querschnitt der kritische Korrosionsgrad erreicht wird. Darüber hinaus beeinflusst die Länge des Korrosionsangriffs die Verformungskapazität.

Letztendlich sind die höhere Resttragfähigkeit und höhere Duktilität von flachen, länglichen Korrosionsangriffen auch für das globale Last-Verformungsverhalten eines korrodierenden Stahlbetonbauwerks von Vorteil. Für eine gewisse Zeit, bis zu einem gewissen Grad der Schädigung durch Korrosion, liegen die beschädigten Bewehrungsstäbe neben unbeschädigten Bewehrungsstäben. So können Lasten von den weicheren,

korrodierten Bewehrungsstäben auf steifere, unbeschädigte Bewehrungsstäbe umverteilt werden, solange ein kritischer Verlust des Stahlquerschnitts nicht überschritten wird [7]. Angesichts des oben genannten Beispiels von zwei korrodierten Bewehrungsstäben mit gleichem Massenverlust, aber unterschiedlichen Korrosionsmorphologien, kann ein flacher, länglicher Korrosionsangriff während der Lastumverteilung eher Lasten mittragen. Dies verbessert das globale Last-Verformungsverhalten des korrodierenden Bauwerks. Im Gegensatz dazu könnte ein Bewehrungsstab mit einem tiefen, kurzen Korrosionsangriff aufgrund des kleinen verbleibenden Stahlquerschnitts versagen und trägt somit nicht zum globalen Last-Verformungsverhalten des Bauwerks bei.

4.1.4 Schlussfolgerung

Die Analyse von mehr als 600 dokumentierten Fällen lokaler Korrosionsangriffe auf Bewehrungsstahl in chloridbelastetem Beton ergab, dass die Morphologie ausnahmslos flach ist. Alle Korrosionsangriffe waren deutlich breiter und länger als tief, unabhängig von den Herstellungsbedingungen (Laborprüfkörper und reale Bauwerke), den Materialien (verschiedene Zementtypen, glatter und gerippter Stahl), der Exposition (Labor- und tatsächliche Einsatzbedingungen) und dem Alter (Kurzzeitkorrosion (2 Wochen) bis zu mehreren Jahrzehnten). Diese bemerkenswerte Beobachtung stellt die herkömmliche Lochfrasstheorie, die von Metallen in Lösung ausgeht, in Frage. Wir schlagen vor, dass der Begriff «Korrosionsangriff» besser geeignet ist als «Lochkorrosion», um die lokale Korrosion von Stahl in Beton zu beschreiben.

Darüber hinaus schienen die Korrosionsraten im Laufe der Zeit zu variieren. Über kurze Zeiträume wurden hohe Raten (> 1 mm pro Jahr) beobachtet, während über längere Zeiträume (Jahrzehnte) die (durchschnittliche) Korrosionsrate, bzw. deren unterer Grenzwert, deutlich niedriger war (4-373 µm pro Jahr). Faktoren wie der Zeitpunkt des Korrosionsbeginns und die zeitlich variablen Expositionsbedingungen beeinflussen die durchschnittlichen Korrosionsraten erheblich. Im Labor hergestellte Proben, insbesondere solche mit Hochofenschlacke, weisen niedrigere Korrosionsraten auf, was den Einfluss der Materialzusammensetzung und der Ausführungsqualität auf die Korrosionsanfälligkeit hervorhebt.

Diese Erkenntnisse haben erhebliche Auswirkungen auf die strukturellen Analysen von Stahlbeton. Die flache, längliche Morphologie der Korrosionsangriffe impliziert höhere verbleibende Trag- und Verformungskapazitäten im Vergleich zu tiefen, kurzen Angriffen mit demselben Massenverlust. Das Verständnis dieser Korrosionsmuster ist entscheidend für eine genaue Risikobewertung und effektive Wartungsstrategien für Stahlbetonbauwerke. Indem wir unser Verständnis der Korrosionsmorphologie erweitern, die in den meisten Fällen dem Muster $L \geq W > D$ folgte, trägt diese Studie zum übergeordneten Ziel bei, die Dauerhaftigkeit von Stahlbetoninfrastrukturen zu verbessern.

4.1.5 Ausblick

Eine umfassende Datenbank der dokumentierten Parameter steht als Download zur Verfügung. Über die präsentierten Erkenntnisse hinaus können die Rohdaten der Korrosionsmorphologie dazu beitragen, bestehende Lebensdauermodelle zu verbessern,

indem sie eine Datenbasis für die probabilistische Modellierung der Eingangsparameter und/oder Randbedingungen dieser Modelle bereitstellen.

Was in Bezug auf die Korrosionsmorphologie noch fehlt, ist ein besseres Verständnis der Korrosionskinetik der chloridinduzierten Korrosion in Stahlbeton. Ein besseres Verständnis der Entwicklung der Korrosionsmorphologie im Laufe der Zeit würde die Berechnung des Last-Verformungsverhaltens von Stahlbetonkonstruktionen während der Ausbreitungsphase der Korrosion erheblich verbessern und die Wartung der Infrastruktur effizienter gestalten.

4.2 Wechselwirkung zwischen Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit

4.2.1 Methodik

Um den Einfluss der Rissöffnung auf die Korrosionsgeschwindigkeit zu untersuchen, werden in diesem Teilprojekt vier bewehrte Betonbalken mit einem Querschnitt von 200 mm x 300 mm und einer Länge von 1500 mm (Stützweite 1200 mm) hergestellt. Jeweils zwei Balken wurden gegeneinander verspannt (vgl. Abbildung 19), um sie mittels Dreipunktbiegung zu belasten. Alle Balken wurden statisch und zyklisch belastet. Der jeweils oben liegende Balken wurde mit Chloriden beaufschlagt, während die unteren Balken unbeaufschlagt blieben und so als Referenz dienten, um Kriech- und Korrosionseinflüsse voneinander zu unterscheiden. Der genaue Versuchsablauf wird im Abschnitt «Prüfprogramm» erläutert.

An allen Prüfkörpern wird zu Beginn die Rissöffnung in der Mitte des Balkens erzwungen (mittels einer in der Mitte einbetonierten Kerbe von 10 mm Tiefe und 0.5 mm Breite; Abbildung 20), um die Korrosionsinitiierung, im Vergleich zu ungerissenen Prüfkörpern, zu beschleunigen. Durch die Kerbe, welche nicht bis zur Bewehrung reicht, konnte der Ort der Rissbildung gesteuert werden, ohne die Charakteristika eines natürlichen Risses (z. B. Bildung von Sekundärrissen auf Bewehrungsniveau im Rissbereich [67]) wesentlich zu beeinflussen. In allen Versuchen wird die Korrosionsgeschwindigkeit zerstörungsfrei und über die Zeit gemessen.

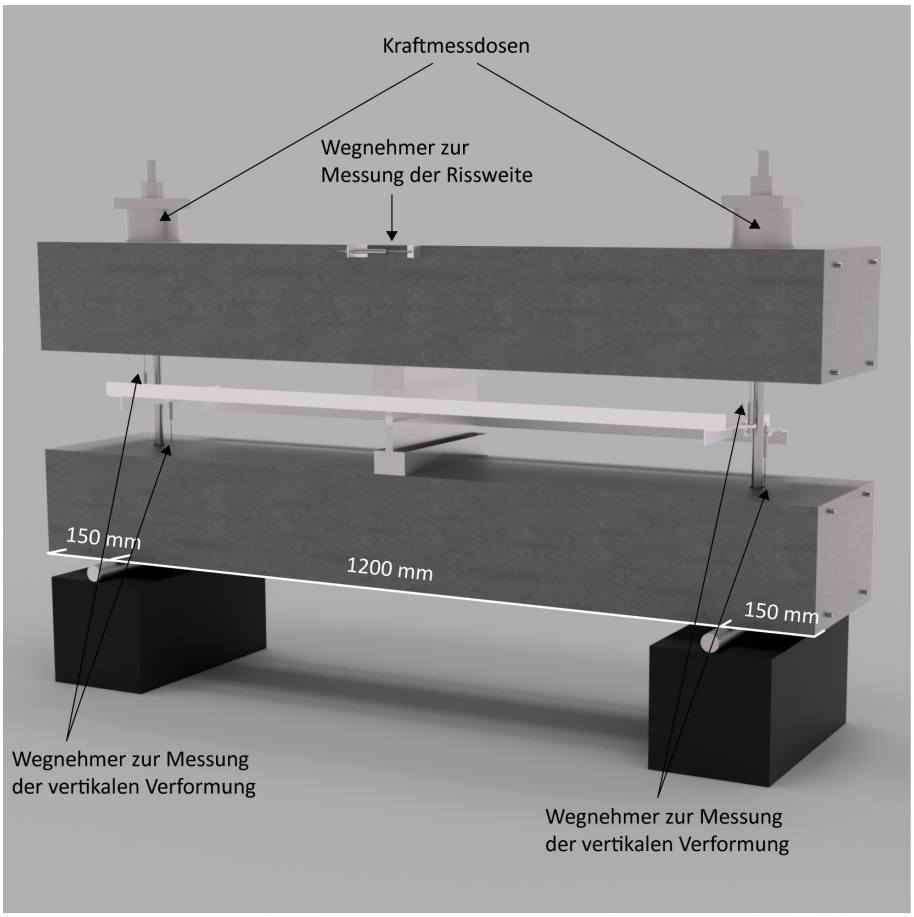


Abbildung 19: Darstellung des Versuchsaufbaus für ein von zwei Prüfkörperpaaren mit Markierung der Kraftmessdosen und Wegnehmer, sowie Vermassung in Längsrichtung. Querschnittsmass der Balken beträgt 300 mm in der Breite und 200 mm in der Höhe.

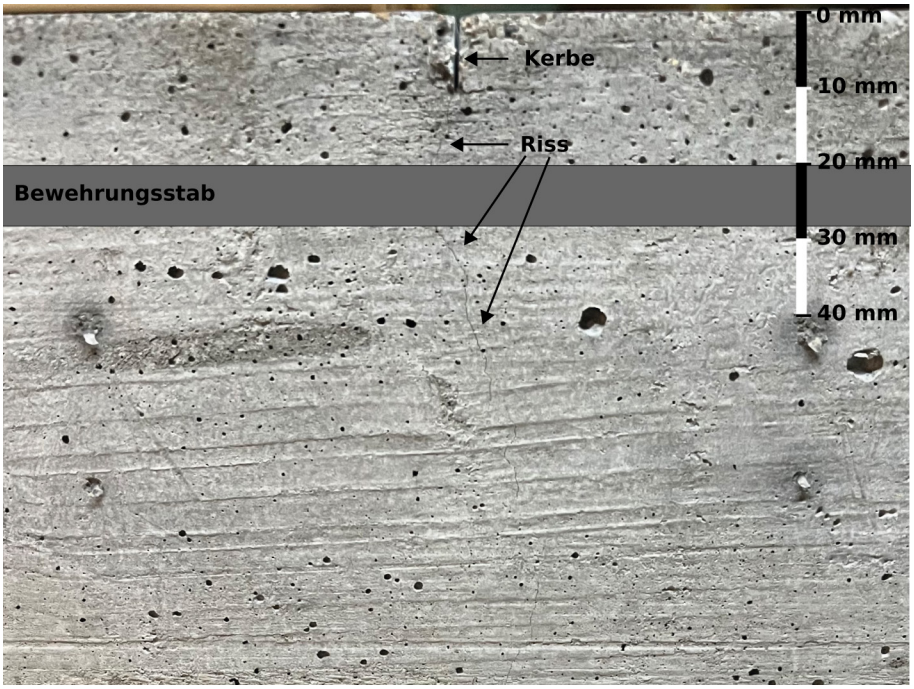


Abbildung 20: Kerbe (10 mm tief) und Riss in der Mitte des Prüfkörpers 1. Die Bewehrungsüberdeckung beträgt 20 mm.

4.2.1.1 Materialkennwerte

Der Beton wurde mit CEM I-Zement hergestellt, enthält ein Grösstkorn von 16 mm und erreichte nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 43 MPa. Tabelle 4 zeigt die Betonzusammensetzung und Tabelle 5 die Festbetoneigenschaften nach 28 Tage.

Betonzusammensetzung		
Zement	CEM I 42,5 N (Normo 4)	
w/z-Wert	0.45	
Wasser	182	(kg/m³)
Zement	405	(kg/m³)
Gesteinskörnung	1737	(kg/m³)
Fraktion 0-4 mm	869	(kg/m³)
Fraktion 4-8 mm	347	(kg/m³)
Fraktion 8-16 mm	521	(kg/m³)
Verflüssiger (MasterGlenium ACE 30)	1.45	(kg/m³)

Tabelle 4: Betonzusammensetzung.

Festbetoneigenschaften			
Kennwert	**Mittelwert**	**Standardabweichung**	
Dichte	2333.25	13.04	[kg/m³]
Zylinderdruckfestigkeit	43.01	2.60	[MPa]

Tabelle 5: Festbetoneigenschaften nach 28 Tagen (n=8).

Bei den Bewehrungsstäben handelt es sich um gerippten Betonstahl B500B (SIA 262 [28]) mit einem Durchmesser von 8 mm. Sie wurden visuell auf Defekte kontrolliert und im Anlieferungszustand eingebaut, da sie frei von Korrosionsprodukten waren.

4.2.1.2 Instrumentierung

Zur Überwachung des Kraft-Verformungsverhaltens wurden Kraftmessdosen und Wegnehmer installiert (vgl. Abbildung 19). Die Kraft wurde jeweils an den beiden äusseren Auflagern mittels Kraftmessdosen gemessen. Zusätzlich wurde eine baugleiche Kraftmessdose unbelastet gemessen, um allfällige Temperatureinflüsse auf die Messung kompensieren zu können. Zur Verformungsüberwachung wurden pro Balkenpaar vier Wegnehmer angebracht. Am mittleren Auflager wurde ein Aluminiumprofil parallel zu den Balken starr montiert und auf Höhe der äusseren Auflager jeweils ein Wegnehmer zum oberen und zum unteren Balken geführt. Somit kann die Verformung der Balken in Relation zur starren Mittelachse des Aluminiumprofils gemessen werden.

Zur Überwachung des Korrosionsverhaltens wurden folgende elektrochemischen Messungen mittels interner Sensoren durchgeführt: Potentialmessungen (OCP, open circuit potential), potentiostatische Polarisationsmessungen (LPR, linear polarization re-

sistance) und elektrochemische Impedanzmessungen (EIS, electrochemical impedance spectoscropy). Zusätzlich wurde das Potential der Bewehrung in der Zugzone (Chloridbeaufschlagung) an der Betonoberfläche mit einer externen Referenzelektrode (Ag/AgCl sat KCl) gemessen.

Als interne Sensoren wurden AgAgCl-Drähte (Referenzelektroden) und Edelstahlplättchen (Gegeneletroden) im Prüfkörper verbaut. Je Balken wurden an den beiden Bewehrungsstäben in der Zugzone (chloridexponierte Stäbe) im Abstand von 5 cm zur Balkenmitte (wo die Rissbildung erzwungen wurde) eine Referenzelektrode im Abstand von 10 mm zum Bewehrungsstab und eine Gegenelektrode (Stahloberfläche 3x5 cm²) im Abstand von ca. 5 cm fixiert. Die örtliche Nähe der Sensoren zur Bewehrungsoberfläche im Bereich der zu erwartenden Korrosionsinitiierung führt zu einer sensitiveren Überwachung des sehr lokalen Korrosionsgeschehens im Gegensatz zur Verwendung grossräumiger Gegenelektroden, wie beispielsweise parallel verlaufender Bewehrungsstäbe.

Ebenfalls wurden die Temperatur (ca. 20° C) und relative Luftfeuchte (33.2±8.5 %) im Bereich der Prüfkörper überwacht.

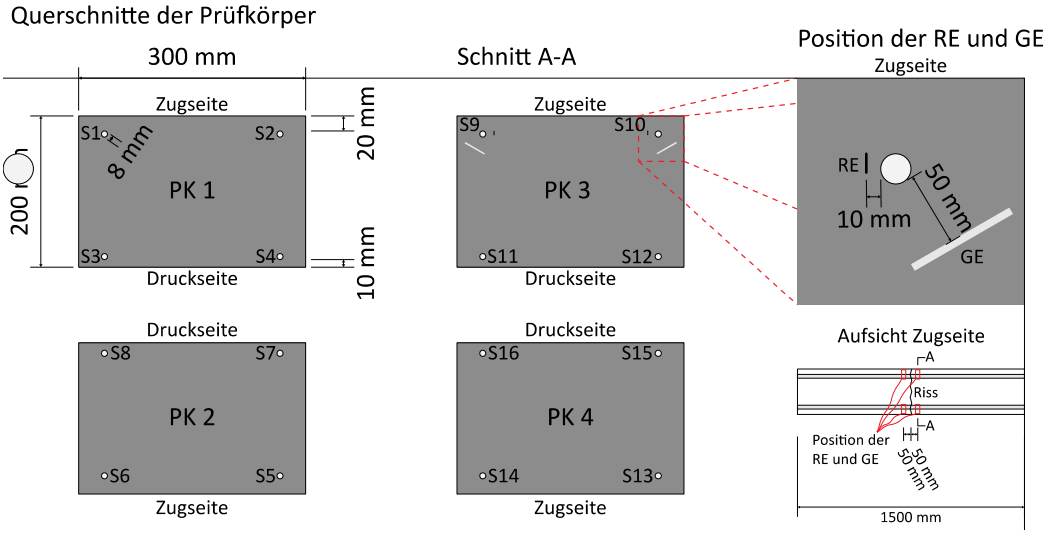


Abbildung 21: Querschnittsdimensionierung der Prüfkörper mit Bezeichnung PK 1 bis 4 und Bewehrungsstäben S1 bis S16. Positionierung der Referenzelektrode (RE) und Gegenelektrode (GE) im Querschnitt. RE und GE befinden sich in allen Prüfkörpern, sind der Übersichtlichkeit halber aber nur bei PK 3 illustriert. Schema der Prüfkörper in der Aufsicht zur Markierung der Position der RE und GE in Prüfkörperlängsrichtung.

4.2.1.3 Korrosionsrate

Die qualitative Entwicklung der Korrosionsrate über die Zeit wurde mittels potentiostatischer Polarisation (LPR, linear polarization resistance) gemessen. Hierbei werden drei Elektroden benötigt. Die Arbeitselektrode (hier der Bewehrungsstab), eine Gegenelektrode über welche der elektrochemischen Zelle Strom zugeführt wird (hier eine im Prüfkörper einbetonierte Edelstahlscheibe) und eine Referenzelektrode (hier ein im Prüfkörper einbetonierter AgAgCl-Draht der ein für die Messdauer ausreichend stabiles Potential liefert). Vom Korrosionspotential OCP (open circuit potential) ausgehend wurde der Arbeitselektrode ein Potential von ±10 mV mit einer Scanrate von 0.167 mV/s aufgeprägt und die Stromantwort aufgezeichnet. Der Scan wurde zyklisch durchgeführt, d. h. es wurde vom Korrosionspotential ausgehend zuerst anodisch OCP

+ 10 mV polarisiert und anschliessend zurück über das Korrosionspotential kathodisch bis zu OCP -10 mV polarisiert. Dies bietet einerseits eine gewisse Kontrolle, da man durch diesen Messzyklus den linearen Bereich der Potential-Stromdichte-Kurve zwei Mal scannt und allfällige Messfehler identifizieren kann. Andererseits wird das Potential des Bewehrungsstabs wieder zum Korrosionspotential zurückgeführt (Vermeidung einer kurzfristigen Polarisation des Stabes nach der Messung).

Die Steigung des linearen Bereiches der Potential-Stromdichte-Kurve entspricht dem scheinbaren Polarisationswiderstand $R_{p,app}$. Scheinbar, da er den Widerstand des Betons R_{sol} beinhaltet, welcher zur Korrektur mittels elektrochemischer Impedanzmessung (EIS, electrochemical impedance spectroscopy) bestimmt wurde. Für die EIS-Messung wird derselbe 3-Elektroden-Aufbau wie für die LPR-Messung verwendet. Bei der EIS-Messung wird der Arbeitselektrode (Bewehrungsstab) im Gegensatz zur LPR-Messung eine Wechselspannung aufgezwungen und die resultierende Stromantwort gemessen. Es wurde der Frequenzbereich von 100 kHz bis 100 Hz mit einer Amplitude von ±10 mV und 10 Messungen pro Dekade gescannt. Die Impedanz des Betons (Wechselstromwiderstand) entspricht der Messung, bei welcher der Phasenwinkel minimal ist. Somit kann der Polarisationswiderstand R_p bestimmt werden:

$$R_p = R_{p,app} - R_{sol} \tag{3}$$

wobei $R_{p,app}$ der scheinbare Polarisationswiderstand ist und R_{sol} der Widerstand des Betons.

Der Polarisationswiderstand ist nach Stern-Geary [68] wiederum invers proportional zum Korrosionsstrom I_{corr}:

$$I_{corr} = \frac{B}{R_p} \tag{4}$$

Wobei für depassivierten Stahl B = 26 mV [69] angenommen wird. Da während der Messungen keine Informationen zum Ausmass der korrodierenden Oberfläche der Bewehrungsstäbe bekannt ist, ist der Polarisationswiderstand in Ω angegeben und nicht in Ωcm². Nichtsdestotrotz ist diese Messgrösse als Indikator für die Korrosionsrate geeignet.

Mit Hilfe des 1. Faraday'schen Gesetztes kann der Massenverlust der Stahlstäbe abgeschätzt werden:

$$m = \frac{MIt}{zF} \tag{5}$$

wobei M die molare Masse von Eisen ist (M=55.845g/mol), I die Stromstärke [A], t die Zeit [s], z die Ladungszahl von Eisen (z=2) und F die Faraday-Konstante (F=96485.33212C/mol).

4.2.1.4 Prüfprogramm

Die beiden oben liegenden Prüfkörper, Prüfkörper 1 und Prüfkörper 3, wurden zu Beginn bis zur Korrosionsinitiierung mehrmals wöchentlich über die mittleren 50 cm mit 5%iger Natriumchloridlösung besprüht (Abbildung 22). Die Korrosionsinitiierung wurde mittels Potentialmessungen überwacht. Nach Initiierung von drei von vier chloridbeaufschlagten Bewehrungsstäben (S1 in PK 1 und S9 und S10 in PK 3) wurde mit dem eigentlichen Prüfprogramm begonnen. Eine Zusammenfassung des durchgeführten Prüfprogramms findet sich in Tabelle 6.

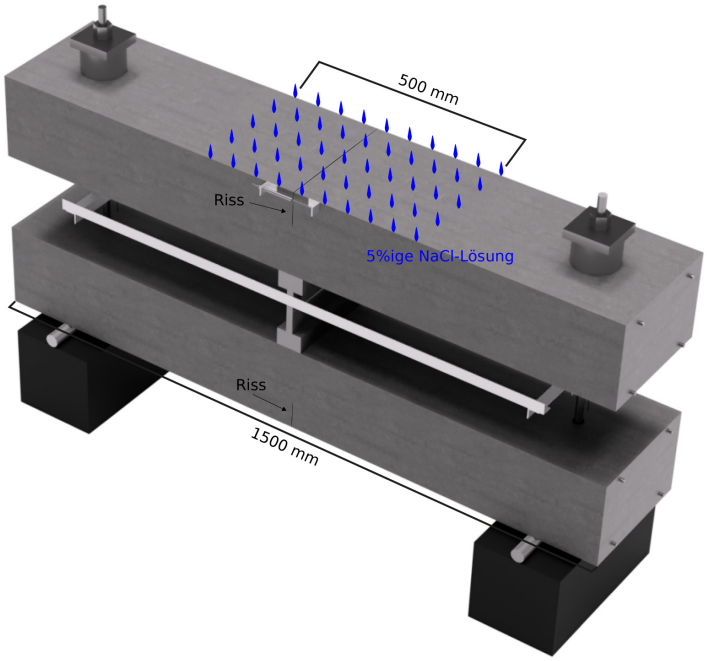


Abbildung 22: Versuchsaufbau mit Kennzeichnung des Bereichs der auf Prüfkörper 1 und Prüfkörper 3 mit 5%iger Natriumchloridlösung besprüht wurde .

Zuerst wurde der Einfluss der statischen Rissöffnung auf die Korrosionskinetik untersucht. Hierzu wurde der Riss von Prüfkörper 1 auf 0.1 mm geöffnet und der Riss bei Prüfkörper 3 geschlossen gehalten. Beide Prüfkörper wurden vier Wochen den gleichen Nass-Trocken-Zyklen (NTZ) mit 5%iger Natriumchloridlösung ausgesetzt und das Potential und der Polarisationswiderstand regelmässig gemessen (Index 1 in Tabelle 6). Anschliessend folgte eine vierwöchige Trocknungsphase (Index 2).

Zur Kontrolle, ob das Verhalten durch die unterschiedliche Rissöffnung oder durch unterschiedliche intrinsische/materialtechnologische Eigenschaften der Prüfkörper bedingt wurde, wurde der Riss von Prüfkörper 1 geschlossen und der Riss von Prüfkörper 3 auf 0.1 mm geöffnet und beide Prüfkörper erneut für vier Wochen NTZ mit 5%iger Natriumchloridlösung ausgesetzt (Index 3). Daraufhin folgte eine Trocknungsphase von zwei Wochen (Index 4).

Abschliessend wurde der Einfluss einer dynamischen Rissöffnung auf das Korrosionsverhalten untersucht. Hierzu wurden an zwei Tagen in der Woche die Risse jeweils drei Mal für fünf Minuten geöffnet und Prüfkörper 1 während der Rissöffnung mit 5%iger Natriumchloridlösung besprüht, während bei Prüfkörper 3 keine Beaufschlagung erfolgte. Danach wurden beide Risse für ca. 60-90 Minuten geschlossen und erneut für fünf Minuten geöffnet, Chloride auf Prüfkörper 1 beaufschlagt und die Risse wieder geschlossen. Nach der letzten Rissöffnung wurden beide Risse geschlossen gehalten bis zur nächsten dynamischen Beaufschlagung nach 48 Stunden (Index 5). Dasselbe wurde danach erneut durchgeführt, wobei Prüfkörper 3 mit Chloriden beaufschlagt wurde und Prüfkörper 1 nicht (Index 6).

Prüfprogramm

Index	Beschreibung
0	Beaufschlagung PK 1 und PK 3 mit NaCl-Lösung[0]
1	Riss PK 1 geöffnet[1], Riss PK 3 geschlossen[2], zyklische[3] Exposition beider PK mit NaCl-Lösung[0]
2	Riss PK 1 geöffnet[1], Riss PK 3 geschlossen[2], Trocknungsphase
3	Riss PK 1 geschlossen[2], Riss PK 3 geöffnet[1], zyklische[3] Exposition beider PK mit NaCl-Lösung[0]
4	Riss PK 1 geschlossen[2], Riss PK 3 geöffnet[1], Trocknungsphase
5	Riss PK 1 geschlossen[2], Riss PK 3 geschlossen[2], zyklische Belastung[4] PK 1 und PK 3, zyklische Exposition PK 1 mit NaCl-Lösung[0]
6	Riss PK 1 geschlossen[2], Riss PK 3 geschlossen[2], zyklische Belastung[4] PK 1 und PK 3, zyklische Exposition PK 3 mit NaCl-Lösung[0]

[0]: 23 ml 5%ige NaCl-Lösung
[1]: Rissöffnung 0.1 mm
[2]: Rissöffnung < 0.04 mm
[3]: zwei Mal pro Woche
[4]: Risse werden zwei Mal pro Woche im Abstand von 60-90 Minuten für jeweils 5 Minuten drei Mal geöffnet, und auf den PK NaCl-Lösung aufgebracht

Tabelle 6: Prüfprogramm.

4.2.2 Auswertung der Daten

Abbildung 23 zeigt den Verlauf des Potentials und Abbildung 24 des Polarisationswiderstands in der Balkenmitte von Stab 1, 2, 9 und 10 über den gesamten Versuchszeitraum. Eine detaillierte Darstellung entsprechend dem durchgeführten Prüfprogramm folgt im Verlauf dieses Kapitels. Vier Wochen nach Start des Experiments wurde ein Fehler in der Messtechnik für die Messung des Potentials und des Polarisationswiderstands identifiziert und korrigiert. Daraus resultierte, dass für das Potential, Daten ab Tag 20 verfügbar sind, und für den Polarisationswiderstand ab Tag 28.

Der Potentialverlauf zeigt, dass die Stäbe 1, 9 und 10 nach Tag 20 initiiert haben, während Stab 2 zwischen Tag 58 und Tag 63 initiiert ist. Damit korrodierten nach spätes-

tens rund zwei Monaten Chloridexposition alle vier exponierten Stäbe (auf der gerissenen Balkenseite). Darüber hinaus lässt sich aus Abbildung 23 die Abhängigkeit des Potentials von der Betonfeuchte erkennen. Während regelmässiger Beaufschlagung fällt das Potential aller Stäbe, während in Trockenperioden das Potential steigt. Dasselbe gilt für den Polarisationswiderstand in Abbildung 24. Während Nassphasen sinkt der Polarisationswiderstand und während Trockenphasen steigt der Polarisationswiderstand.

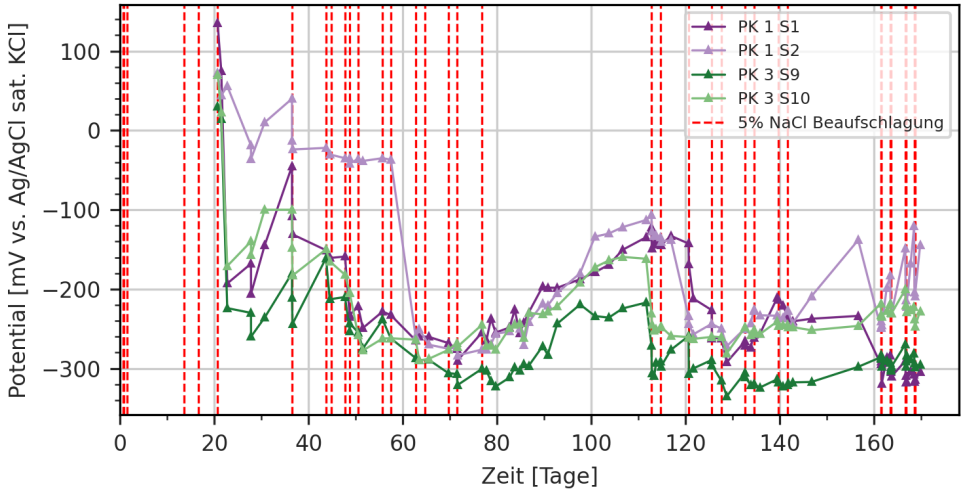


Abbildung 23: Verlauf des Potentials [mV vs. AgAgCl sat. KCl] in Balkenmitte von Stab 1 (S1) und Stab 2 (S2) in PK 1 (lila Kurven) und Stab 9 (S9) und Stab 10 (S10) in PK 3 (grüne Kurven).

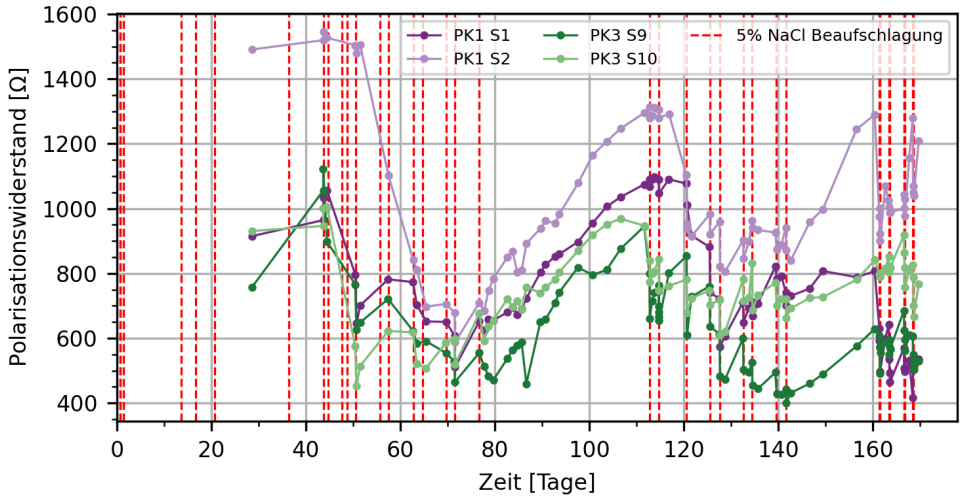


Abbildung 24: Verlauf der Polarisationswiderstände [Ω] über die Zeit von PK 1 (lila Kurven) und PK 3 (grüne Kurven).

Abbildung 25 zeigt den Zusammenhang zwischen Polarisationswiderstand und Potential. Erwartungsgemäss [6], [70] geht ein Abfall des Potentials mit einem Abfall des Polarisationswiderstandes einher.

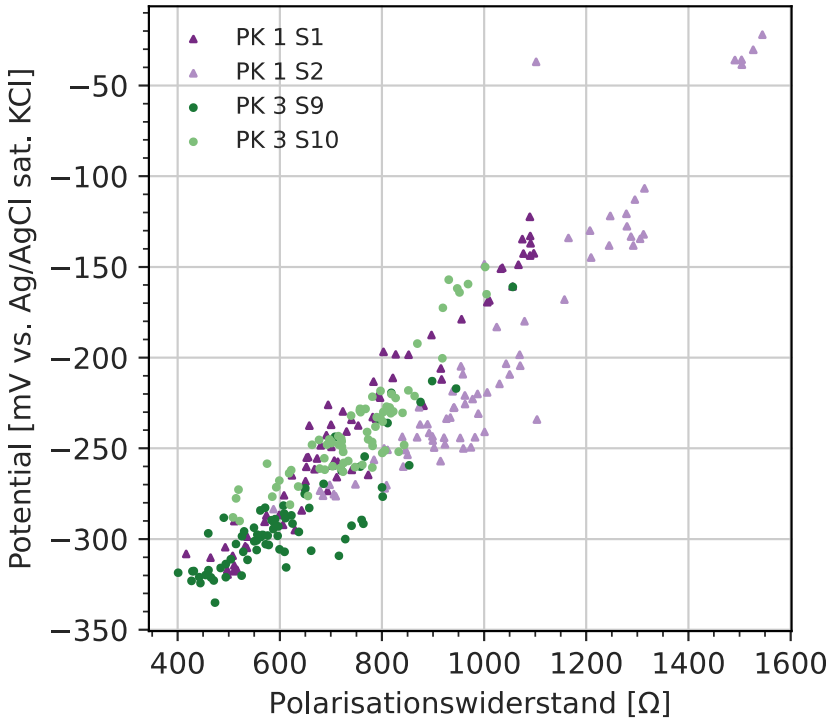


Abbildung 25: Zusammenhang zwischen Polarisationswiderstand R_p [Ω] und Potential [mV vs. AgAgCl sat. KCl].

In Abbildung 26 ist der Potentialverlauf der chloridexponierten Stahlstäbe 1, 2, 9 und 10 im Bereich ±25 cm um den Riss, d. h. in Stablängsrichtung, über die Zeit dargestellt. Die Farbintensität entspricht dem zeitlichen Verlauf. Das Stahlpotential wurde auf der Betonoberfläche mittels einer externen Ag/AgCl-Referenzelektrode gemessen. Die Grafik dient der Veranschaulichung der Korrosionsinitiierung im Rissbereich. Bei sinkenden Potentialen ist im Rissbereich ein deutlicher Potentialabfall aller Stäbe erkennbar. Darüber hinaus sind die jeweils angrenzenden Messwerte (x = 62.5 cm und x = 77.5 cm) bei tiefen Potentialen symmetrisch um den Wert am Riss angeordnet. Diese beiden Beobachtungen deuten auf eine Korrosionsinitiierung unmittelbar im Rissbereich hin.

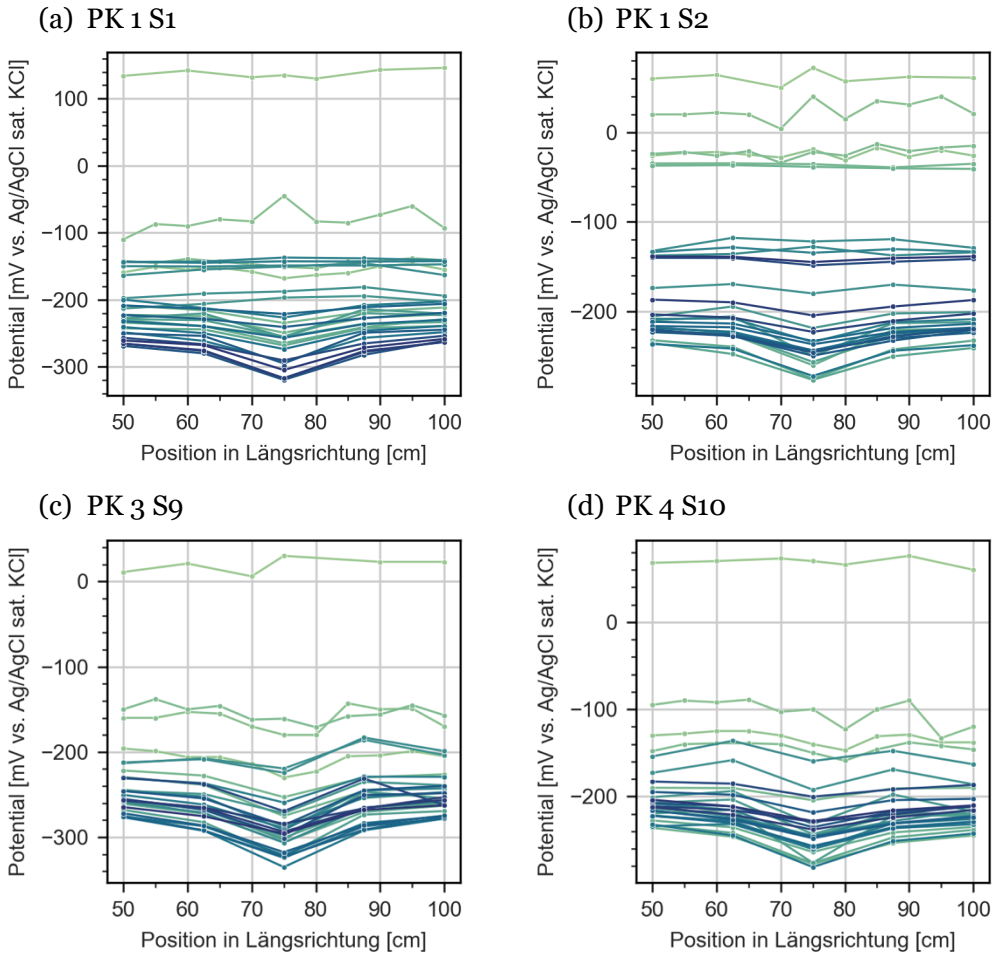


Abbildung 26: Zeitlicher Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] der Stäbe 1 (a), 2 (b), 9 (c) und 10 (d) im Bereich um den Riss (x = 75 cm). Die Farbgebung von Grün bis Dunkelblau entspricht dem zeitlichen Fortschritt zwischen Tag 20 und Tag 168.

In Abbildung 27 bis Abbildung 31 wird detaillierter auf die Ergebnisse der elektrochemischen Messungen während der verschiedenen Expositionen und Risskonfigurationen des Prüfprogramms (Tabelle 6) eingegangen. Alle Potentialangaben beziehen sich als Referenz auf die Silber-Silberchlorid-Elektrode in gesättigter Kaliumchlorid-Lösung (Ag/AgCl sat. KCl). Da während der Messungen keine Informationen zum Ausmass der korrodierenden Oberfläche der Stäbe bekannt ist, ist der Polarisationswiderstand in Ω angegeben und nicht in Ωcm². Nichtsdestotrotz kann diese Messgrösse als Indikator für die Korrosionsrate dienen.

Abbildung 27 zeigt den Verlauf des Potentials (a) und des Polarisationswiderstands (b) der Stäbe 1, 2, 9 und 10 in der Balkenmitte der Prüfkörper unter Chloridbeaufschlagung. Der Riss von PK 1 war konstant auf ca. 0.1 mm geöffnet, während der Riss von PK 3 geschlossen war (Index 1). Nach der Korrosionsinitiierung von S2 bewegen sich alle Potentiale im Bereich von -340 mV bis -220 mV. Kurzfristig lässt sich ein Potentialabfall im Bereich von einigen Zehnerpotenzen direkt nach der Beaufschlagung mit Chloridlösung feststellen. Hierbei zeigt sich kein signifikanter Unterschied zwischen dem geöffneten und dem geschlossenen Riss. Das Verhalten des Polarisationswiderstands entspricht dem des Potentials. Direkt nach Beaufschlagung mit Chloriden ist

sowohl bei geöffnetem als auch ungeöffnetem Riss ein Abfall des Polarisationswiderstands zu erkennen. Das heisst die Korrosionsrate steigt kurzfristig innerhalb der ersten Stunde nach Chloridbeaufschlagung, bewegt sich dann während der Tage ohne Beaufschlagung wieder in Richtung ihres Ursprungsniveaus. Die Polarisationswiderstände bewegen sich nach Korrosionsinitiierung von S2 im Bereich von 400 bis 800 Ω, d. h. in etwa eine Halbierung zum ursprünglichen Niveau, das bei etwa 1600 Ω lag.

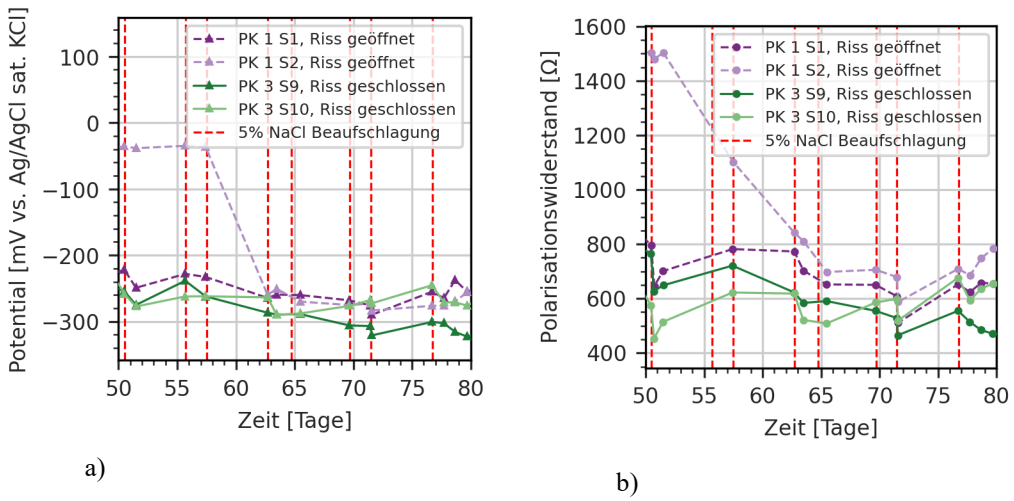


Abbildung 27: Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] (a) und des Polarisationswiderstands [Ω] (b) in der Balkenmitte der Stäbe 1 (S1) und 2 (S2) in Prüfkörper 1 (PK 1) sowie der Stäbe 9 (S9) und 10 (S10) in Prüfkörper 3 (PK 3) unter zyklischer Chloridbeaufschlagung. Dabei ist der Riss von PK 1 dauerhaft geöffnet und der Riss von PK 3 dauerhaft geschlossen.

Abbildung 28 zeigt den Verlauf des Potentials (a) und des Polarisationswiderstands (b) während der Trocknungsphase. Der Riss von PK 1 ist weiterhin geöffnet, während der Riss von PK 3 weiterhin geschlossen ist (Index 2). Sowohl das Potential als auch der Polarisationswiderstand steigen. Während das Potential bei geschlossenem Riss im Durchschnitt um 104 mV steigt, steigt es im gleichen Zeitraum bei offenem Riss um 139 mV (+33 %). Auch der Polarisationswiderstand steigt bei geöffnetem Riss stärker als bei geschlossenem Riss, um 467 Ω (+22 %) im Vergleich zu 383 Ω.

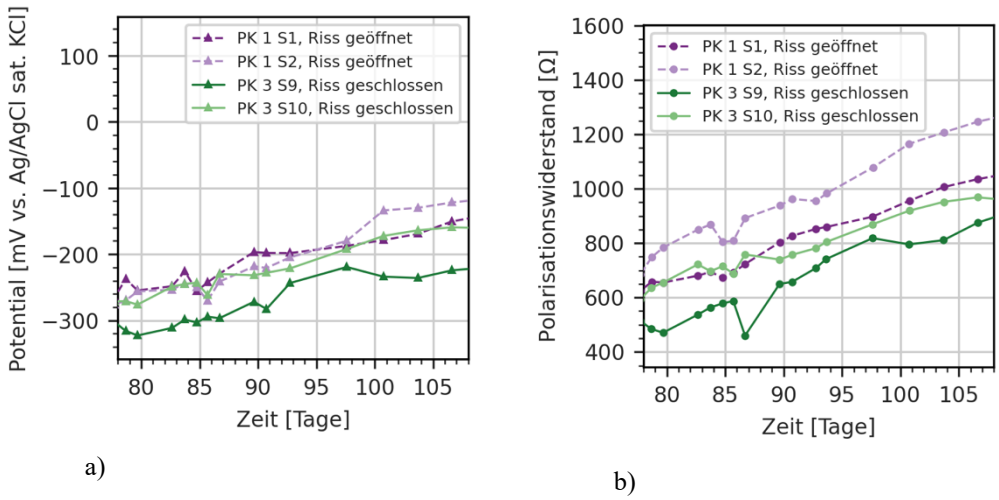


Abbildung 28: Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] (a) und des Polarisationswiderstands [Ω] (b) in der Balkenmitte der Stäbe 1 (S1) und 2 (S2) in Prüfkörper 1 (PK 1) sowie der Stäbe 9 (S9) und 10 (S10) in Prüfkörper 3 (PK 3) in der Trocknungsphase. Dabei ist der Riss von PK 1 dauerhaft geöffnet und der Riss von PK 3 dauerhaft geschlossen.

Abbildung 29 zeigt den Verlauf des Potentials (a) und des Polarisationswiderstands (b) der Stäbe 1, 2, 9 und 10 in der Balkenmitte der Prüfkörper während einer Phase mit Chloridbeaufschlagung. Der Riss von PK 1 war geschlossen, während der Riss von PK 3 konstant auf ca. 0.1 mm geöffnet war (Index 3). Es handelt sich um die Verifikation der Ergebnisse aus dem Prüfprogramm das in Abbildung 27 dargestellt ist. Hierzu wurde der Riss des jeweils anderen Prüfkörpers geöffnet bzw. geschlossen und dieselbe Chloridbeaufschlagung wie zuvor vorgenommen. Hierdurch konnte verifiziert werden, ob die Ergebnisse durch intrinsische (Prüfkörpereigenschaften) oder extrinsische Faktoren (Chloridbeaufschlagung, Rissöffnung) hervorgerufen wurden. Übereinstimmend mit den zuvor gewonnenen Erkenntnissen zeigt sich eine primäre Abhängigkeit des Verhaltens von Potential und Polarisationswiderstand mit der Chloridbeaufschlagung. Sowohl das Stahlpotential als auch der Polarisationswiderstand sinken im Anschluss der Beaufschlagung und steigen meist bis zur nächsten Beaufschlagung wieder leicht. Nach zweimaliger Chloridbeaufschlagung bewegen sich alle Potentiale in einem ähnlichen Bereich wie bei der vorherigen Nassphase von -340 mV bis -220 mV. Mit Ausnahme von S2 befinden sich auch die Polarisationswiderstände nach zweimaliger Chloridbeaufschlagung im gleichen Bereich wie zuvor, nämlich zwischen 400 bis 800 Ω. Das Verhalten der Prüfkörper während einer Nassphase scheint dementsprechend nicht entscheidend durch die Rissöffnung beeinflusst zu sein.

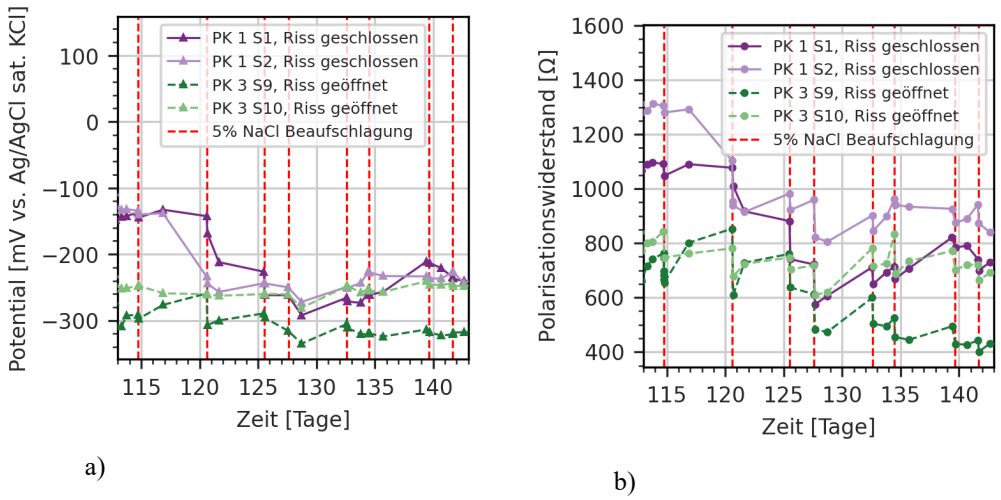


Abbildung 29: Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] (a) und des Polarisationswiderstands [Ω] (b) in der Balkenmitte der Stäbe 1 (S1) und 2 (S2) in Prüfkörper 1 (PK 1) sowie der Stäbe 9 (S9) und 10 (S10) in Prüfkörper 3 (PK 3) unter zyklischer Chloridbeaufschlagung. Dabei ist der Riss von PK 1 dauerhaft geschlossen und der Riss von PK 3 dauerhaft geöffnet.

Abbildung 30 zeigt den Verlauf des Potentials (a) und des Polarisationswiderstands (b) während der Trocknungsphase. Der Riss von PK 1 ist weiterhin geschlossen, während der Riss von PK 3 weiterhin geöffnet ist (Index 4). Die Potentiale sind zu Beginn der Trocknungsphase nahezu konstant, einzige Ausnahme ist hier S2, aus dessen bisherigem Verhalten jedoch geschlossen werden kann, dass er korrosionsresistenter scheint als die übrigen Bewehrungsstäbe. Für mögliche Gründe der höheren Korrosionsresistenz sei auf Angst et al. (2017) [55] verwiesen. Auffällig ist, dass nach Tag 157 (zwei Wochen nach Ende der Nassphase) die Stahlpotentiale von PK 1 (geschlossener Riss) signifikant fallen, während die Stahlpotentiale von PK 3 (geöffneter Riss) positiver werden. Dies könnte darauf hindeuten, dass geöffnete Risse schneller trocknen und dementsprechend geschlossene Risse bei vorherigem Nässeeintrag das Korrosionsverhalten negativ beeinflussen. Dies zeigt sich auch beim Verlauf der Polarisationswiderstände. Zu Beginn der Trockenphase steigen alle Polarisationswiderstände. Eine Woche nach Beendigung der Beaufschlagung (Tag 149) stagniert der Polarisationswiderstand von S1 und nach 18 Tagen (Tag 160) fällt ebenfalls der Polarisationswiderstand von S2. Die Polarisationswiderstände von S9 und S10 (geöffneter Riss) hingegen steigen konstant.

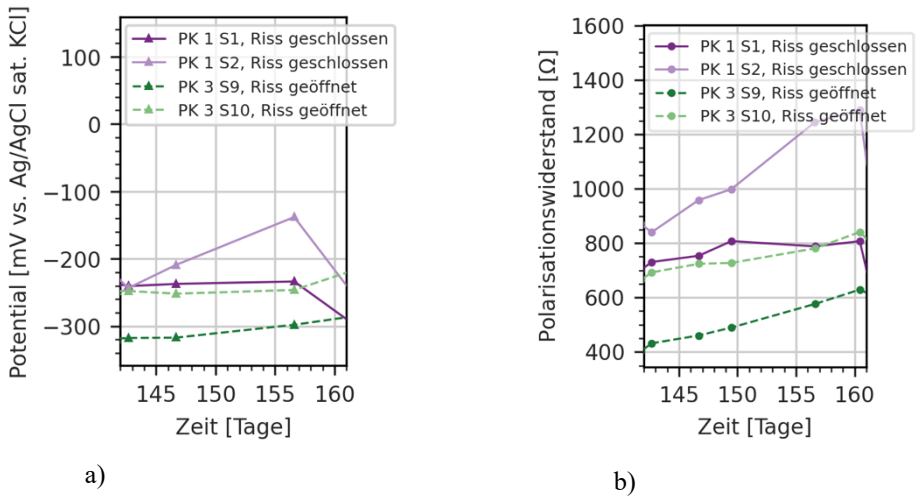
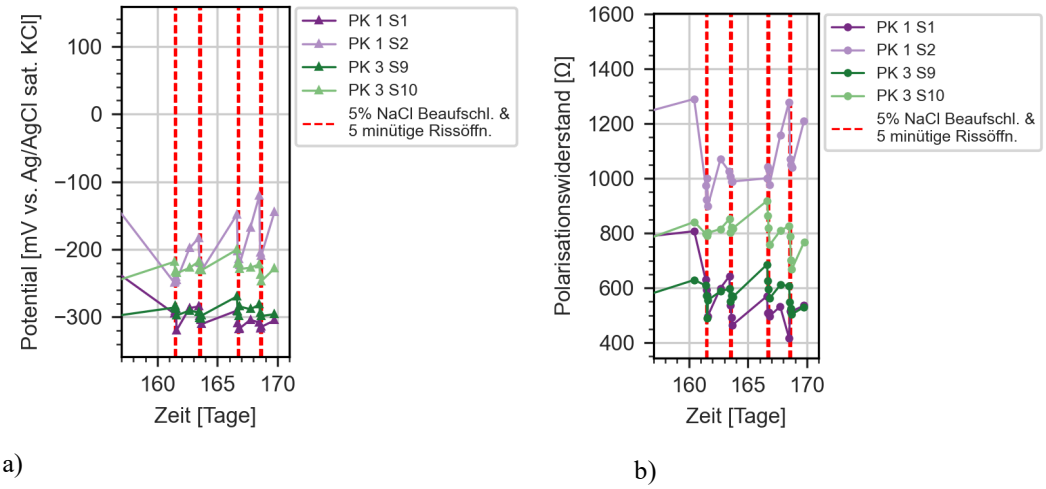


Abbildung 30: Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] (a) und des Polarisationswiderstands [Ω] (b) in der Balkenmitte der Stäbe 1 (S1) und 2 (S2) in Prüfkörper 1 (PK 1) sowie der Stäbe 9 (S9) und 10 (S10) in Prüfkörper 3 (PK 3) in der Trocknungsphase. Dabei ist der Riss von PK 1 dauerhaft geschlossen und der Riss von PK 3 dauerhaft geöffnet.

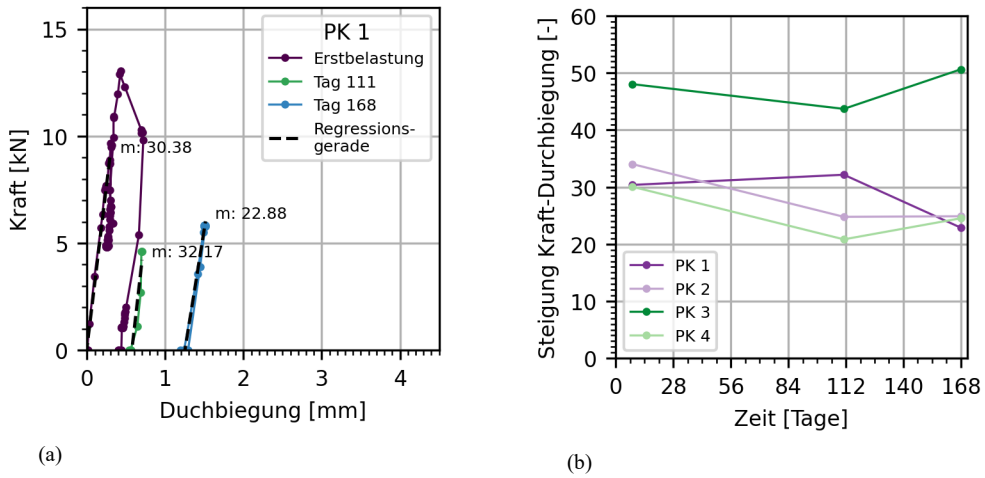
Abbildung 31 zeigt den Verlauf des Potentials (a) und des Polarisationswiderstands (b) während zwei Phasen mit dynamischen Rissöffnungen. Generell sind die Risse beider Prüfkörper geschlossen. An Tag 161, 163, 166 und 168 werden die Risse drei Mal im Abstand von ca. 90 Minuten für fünf Minuten geöffnet. Zu Beginn der Rissöffnung wird an Tag 161 und 163 Prüfkörper 1 mit Chloriden beaufschlagt (Index 5) und an Tag 166 und 168 Prüfkörper 3 (Index 6). Dies soll vereinfacht die Rissöffnung z. B. eines Kragarms einer Brücke unter Verkehrslast simulieren. Die Menge NaCl-Lösung pro Tag wurde gleich zu den vorherigen Nassphasen gehalten. Für Stäbe 1, 9 und 10 bewegt sich das Potential insgesamt auf einem stabilen Niveau. Die Rissöffnung führt bei diesen Prüfkörpern ungeachtet der Beaufschlagung zu einem Potentialabfall mit anschliessender Erholung bis zum nächsten Zyklus. Die Potentiale bewegen sich in einem Bereich von -320 bis -200 mV. Stab 2 zeigt ebenfalls einen Potentialabfall bei Rissöffnung, jedoch strebt der Stab generell in Richtung eines positiveren Potentials. Dies deutet auf eine instabile Anode hin. Beim Polarisationswiderstand zeigt sich das gleiche Verhalten wie beim Potential. Rissöffnung und Beaufschlagung führen zu einem Abfall des Polarisationswiderstands. Jedoch deuten die Ergebnisse hier darauf hin, dass die Beaufschlagung einen grösseren Einfluss auf den Polarisationswiderstand hat als das blosse Öffnen und Schliessen des Risses. Bei allen Stäben lässt sich erkennen, dass der Abfall des Polarisationswiderstands mit Chloridbeaufschlagung höher ist als beim Öffnen des Risses ohne gleichzeitige Beaufschlagung mit Chloriden.



a) b)

Abbildung 31: Verlauf des Potentials [mV vs. Ag/AgCl sat. KCl] (a) und des Polarisationswiderstands [Ω] (b) in der Balkenmitte der Stäbe 1 (S1) und 2 (S2) in Prüfkörper 1 (PK 1) sowie der Stäbe 9 (S9) und 10 (S10) in Prüfkörper 3 (PK 3) zyklischem Öffnen und Schliessen beider Risse sowie Chloridbeaufschlagung eines Prüfkörpers (Tage 161 und 163 für PK 1; Tage 166 und 168 für PK 3).

Abbildung 32 (a) zeigt beispielhaft das Kraft-Verformungsverhalten von Prüfkörper 1 bei der Erstbelastung, an Tag 111 und Tag 168. Die Regressionsgeraden dienen der Bestimmung der Steigung der Kraft-Durchbiegungs-Kurven und können als Mass der Steifigkeit des Prüfkörpers interpretiert werden. Nach Auswertung des Kraft-Durchbiegungs-Verhaltens aller Prüfkörper über die Dauer des Versuchs, zeigt sich in Abbildung 32 (b), dass die Steigung nahezu konstant bleibt über die Zeit, d.h. sich die Steifigkeiten von Prüfkörper 1 und 3 durch die Korrosion nicht massgeblich im Laufe des Experiments geändert haben.



(a) (b)

Abbildung 32: (a) Beispiel Verhalten Kraft-Durchbiegung PK 1 bei Erstbelastung, an Tag 111 und an Tag 168. Die gestrichelten Regressionsgeraden zeigen die Steigungen m, welche als Mass der Steifigkeit interpretiert werden können. (b) Steigungen Kraft-Durchbiegung aller Prüfkörper bei Erstbelastung, an Tag 111 und an Tag 168.

Abbildung 33 zeigt analog zur vorherigen Abbildung das Verhalten der Beziehung zwischen Kraft und Rissöffnung. Wie die Durchbiegung, zeigt auch die Rissöffnung noch keinen Einfluss durch Korrosion. In diesem frühen Stadium der Korrosion lässt sich keine Beeinflussung auf das Verformungsverhalten feststellen.

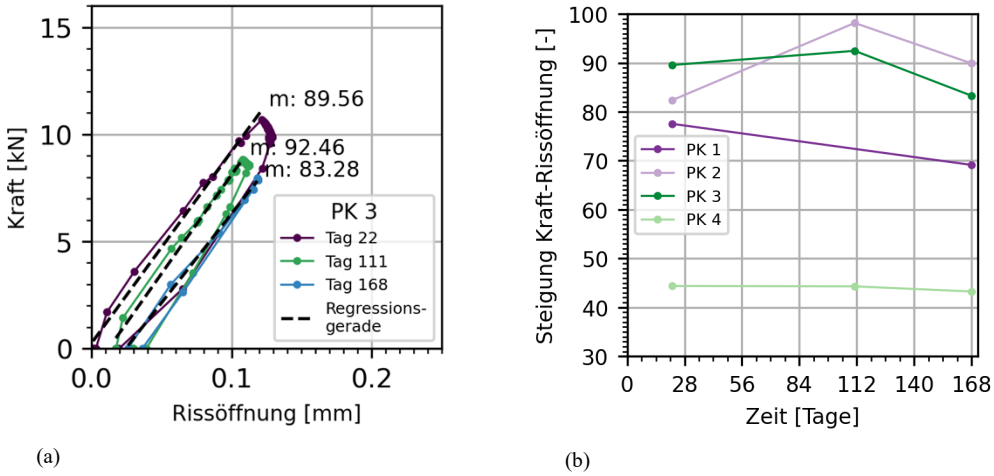


Abbildung 33: (a) Beispiel Verhalten Kraft-Rissöff PK 3 an Tag 22, an Tag 111 und an Tag 168. Die gestrichelten Regressionsgeraden zeigen die Steigungen m, welche als Mass der Steifigkeit interpretiert werden können. (b) Steigungen Kraft-Rissöffnung aller Prüfkörper an Tag 22, an Tag 111 und an Tag 168.

Dies scheint plausibel, wenn man den theoretischen Masseverlust der Bewehrungsstäbe berücksichtigt. Dieser kann unter Zuhilfenahme der Gleichungen (3)-(5) abgeschätzt werden. Abbildung 34 (a) zeigt den berechneten Masseverlust der Stäbe über die Zeit, sowie die Zeitpunkte zu denen die Beaufschlagung mit 5%iger NaCl-Lösung stattgefunden hat. Die Stäbe 1, 9 und 10 haben einen ähnlichen Masseverlust, während der Masseverlust des Stabs 2 deutlich tiefer liegt, da dieser Stab mehr als einen Monat später als die restlichen Stäbe initiiert hat. Die Masseverluste betragen im Schnitt 0.12 g pro Bewehrungsstab. Ebenfalls erkennbar ist der Einfluss der Chloridbeaufschlagung. Der Masseverlust nimmt während der Nässeperioden zu und flacht im Anschluss wieder ab. Der maximale Masseverlust kann Tabelle 7 entnommen werden.

Zur Veranschaulichung soll eine kurze Berechnung illustrieren, wie weit die Korrosion im Rahmen dieses Projekts fortgeschritten ist. Unter der Annahme, dass es jeweils nur einen Korrosionsangriff pro Stab gibt, der Korrosionsangriff eine Morphologie ähnlich zu Abbildung 10 dargestellt aufweist (hier vereinfacht das Volumen eines Rotationsellipsoids), und sich die Abmessungen wie in Kapitel 4.1 dargestellt verhalten (hier die Annahme der Mediane aller Daten: W = 0.72L, D = 0.23L), ergeben sich die in Tabelle 7 dargestellten Werte der Lochmorphologie und der sich daraus jeweils ergebende maximale Querschnittsverlust. Die Korrosionsangriffe sind maximal 5.92 mm lang, 4.27 mm breit und erreichen eine maximale Tiefe von 1.35 mm. Dies führt zu maximalen Querschnittsverlusten von bis zu 9 % des Originalstahlquerschnitts. Dies verdeutlicht, dass der erreichte Masseverlust noch nicht ausreicht, um einen messbaren Einfluss auf die Steifigkeit, und damit die Verformungen der Prüfkörper und Rissöffnungen zu nehmen. Ebenso ist die Annahme, dass sich der Masseverlust nur auf eine Initiierungsstelle pro Stab verteilt, eher konservativ. Bei mehreren Korrosionsherden pro Stab würden die Dimensionen der Korrosionsangriffe entsprechend sinken. Unter der gewählten Annahme der Morphologie zeigt sich die Korrosionsrate in die Tiefe wie in Abbildung 34 (b) dargestellt. Im Vergleich mit den Ergebnissen in Abbildung 16 in Kapitel 4.1 zeigt sich eine gute Übereinstimmung. Bei Laborprüfkörpern die 14 Tage aktiv korrodiert waren, ergaben sich durchschnittliche Korrosionsraten von ca. 4 mm pro Jahr, welche sich mit den für die Stäbe 1-4 berechneten Korrosionsraten von etwa

3 mm pro Jahr decken. Aus Abbildung 34 (b) ist ebenfalls ersichtlich, dass das Tiefenwachstum mit der Zeit, bedingt durch geometrische wie auch korrosionskinetische Faktoren abnimmt.

Aus der Ableitung des Masseverlusts nach der Zeit erhält man die Korrosionsrate, wie in Abbildung 35 für die Bewehrungsstäbe S1 und S2 des Prüfkörpers 1 und in Abbildung 36 für die Bewehrungsstäbe S9 und S10 des Prüfkörpers 3 dargestellt. Ersichtlich ist das äusserst dynamische Verhalten der Korrosionsrate in Abhängigkeit der Zeit. In der Regel führt eine Chloridbeaufschlagung zu einem sprunghaften Anstieg der Korrosionsrate von ca. 10-25 %. In den Trockenphasen zeigt sich, dass die Korrosionsrate nicht monoton fällt, sondern kurzfristig auch kleinere Anstiege der Korrosionsraten möglich sind.

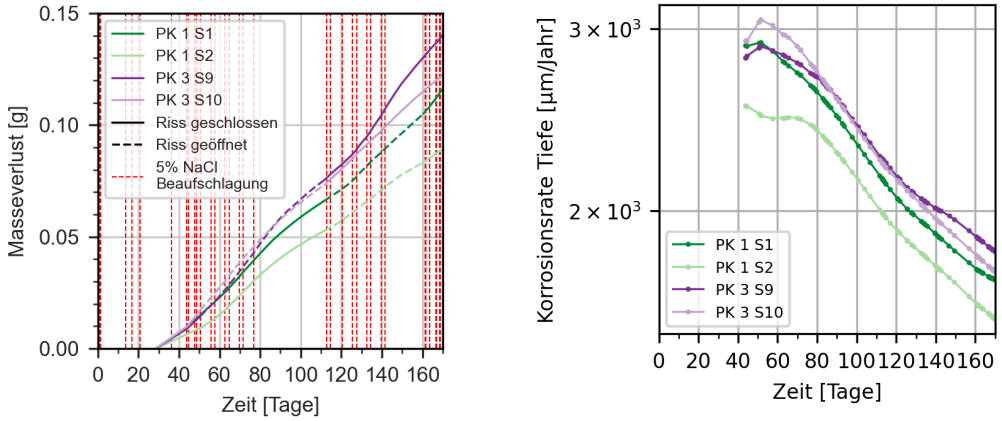


Abbildung 34: (a) Berechneter Masseverlust [g] der Bewehrungsstäbe über die Zeit und Zeitpunkte der Chloridbeaufschlagung. (b) Korrosionsrate der Stäbe in die Tiefe [um/Jahr].

Geschätzte Lochparameter

Stab	m_{lost} [g]	L [mm]	W [mm]	D [mm]	A_{max} [%]
S1	0.1160	5.55	4.01	1.27	7.9
S2	0.0890	5.09	3.67	1.16	6.7
S9	0.1402	5.92	4.27	1.35	9.0
S10	0.1224	5.65	4.08	1.29	8.2

Tabelle 7: Geschätzte Masseverluste m_{lost} [g], Längen L [mm], Breiten W [mm], Tiefen D [mm] und maximaler Querschnittsverlust A_{max} [%] der Korrosionsangriffe auf den Bewehrungsstäben 1, 2, 9 und 10.

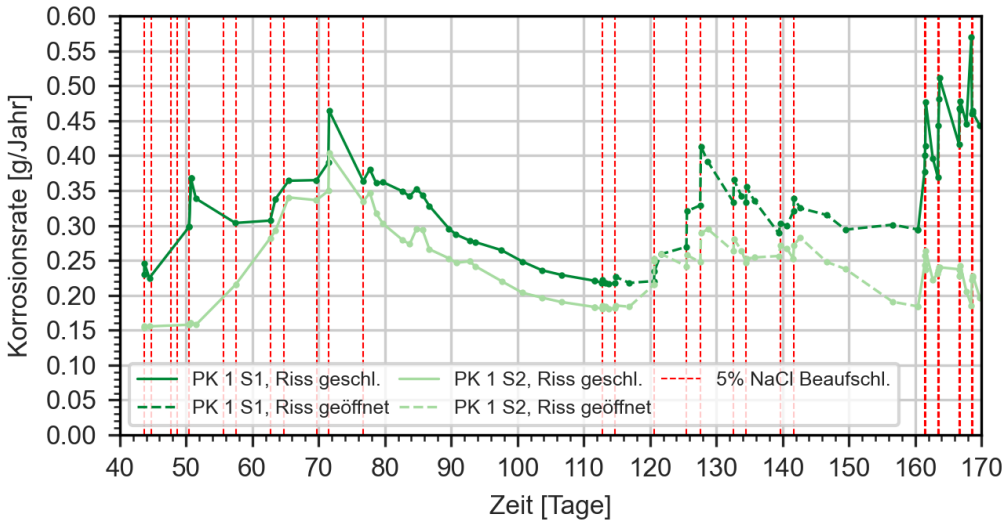


Abbildung 35: Berechnete Korrosionsrate [g/Jahr] der Bewehrungsstäbe S1 und S2 (PK 1) über die Zeit und Zeitpunkte der Chloridbeaufschlagung.

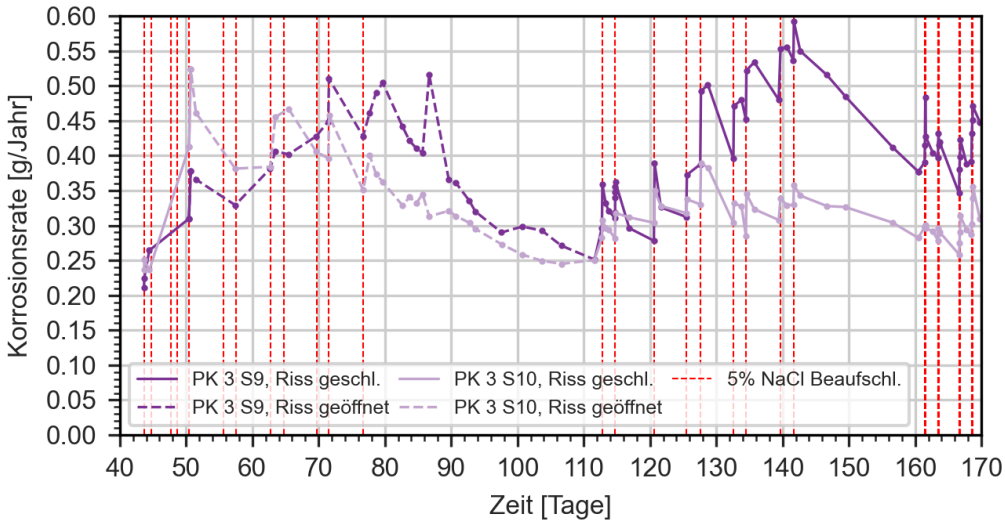


Abbildung 36: Berechnete Korrosionsrate [g/Jahr] der Bewehrungsstäbe S9 und S10 (PK 3) über die Zeit und Zeitpunkte der Chloridbeaufschlagung.

4.2.3 Diskussion der Ergebnisse

Die Daten der statischen und dynamischen Rissöffnung deuten darauf hin, dass die Rissöffnung von 0.1 mm keinen signifikanten Einfluss auf die Korrosionskinetik während Nassphasen in einem frühen Stadium der Korrosion hat. Bei offenem wie auch geschlossenem Riss verhielten sich die Potentiale und Polarisationswiderstände vergleichbar. Die Rissöffnung zeigte einen messbaren Einfluss in den Trockenphasen, wo die Potentiale und Polarisationswiderstände (invers proportional zur Korrosionsrate) schneller stiegen als bei geschlossenem Riss. Bei dynamischer Rissöffnung zeigte sich ein Einfluss auf die Korrosionskinetik unabhängig von der Chloridbeaufschlagung. Das wiederholte Öffnen und Schliessen der Risse führte im beaufschlagten wie auch unbeaufschlagten Fall zu einem Absinken des Stahlpotentials und des Polarisationswider-

stands. Ein Anstieg der Korrosionsraten (invers proportional zum Polarisationswiderstand) im Anschluss an die Öffnung von Rissen, an Stahlbetonbalken die Nass-Trocken-Zyklen mit 5%iger NaCl-Lösung ausgesetzt waren, wurde ebenfalls in [71] beobachtet. Der Abfall des Polarisationswiderstands nach der dynamischen Rissöffnung und -schliessung könnte von unterschiedlichen, teils gleichzeitig stattfindenden Prozessen herstammen. Zum einen könnte die Chloridbeaufschlagung dazu führen, dass Sauerstoff in der Nähe der passiven Stahloberfläche durch die Chloridlösung verdrängt wird und sich die Kinetik der in der Korrosion involvierten elektrochemischen Reaktionen durch eine Reduktion der Sauerstoffverfügbarkeit ändert. Dadurch wäre ein Abfallen des Potentials und des Polarisationswiderstands zu erklären. Zum anderen könnte im beaufschlagten wie auch unbeaufschlagten Fall die dynamische Rissöffnung und -schliessung zu einer Homogenisierung der an der Anode vorhandenen Lösung führen. D.h. die Porenflüssigkeit im Rissbereich enthielt vor der Rissöffnung und -schliessung direkt an der anodischen Stahloberfläche eine höhere Konzentration an Eisenionen als weiter von der Stahloberfläche entfernt. Die mechanische Bewegung der Rissöffnung und -schliessung würde zu einer Durchmischung der Porenflüssigkeit, und dadurch zu einer Homogenisierung der Eisenionenkonzentration, führen. Durch die nun niedrigere Konzentration von Eisenionen an der anodischen Stahloberfläche würde sich die Kinetik der anodischen Teilreaktion ändern, was zu einem Abfall des Potentials und des Polarisationswiderstands führen würde. Drittens könnte die mechanische Bewegung am Riss zu einer Schädigung der Stahl-Beton-Grenzfläche führen, was die Korrosion kurzzeitig aktiviert.

Darüber hinaus hat das Kraft-Rissöffnungsverhalten gezeigt, dass sich die Risse nach initialer Rissöffnung nicht mehr gänzlich schliessen lassen, wie beispielsweise ebenfalls in [67] beobachtet. Sowohl unter Eigengewicht als auch durch Überdrücken der Zugseiten der Prüfkörper 1 und 3 verblieben stets Rissöffnungen im Bereich von 20-50 µm. Für Bauwerke bedeutet dies, dass vorhandene Risse in den meisten Fällen auch ohne zusätzliche Lasten zu einem gewissen Grad geöffnet sein werden (Abbildung 37). Dadurch laufen Transportprozesse von bspw. Wasser, Sauerstoff, Chloriden oder Kohlendioxid in gerissenen Bereichen unter begünstigten Bedingungen ab, verglichen mit ungerissenen Bereichen. Dies wurde ebenfalls durch die kurze Dauer bis zur Korrosionsinitiierung der chloridbeaufschlagten Bewehrungsstäbe bestätigt (vgl. Abbildung 23), wo drei von vier Stäben innerhalb eines Monats nach Beginn der Chloridbeaufschlagaung initiiert sind (gerissen, aber unbelastet) und der vierte Stab nach zwei Monaten.

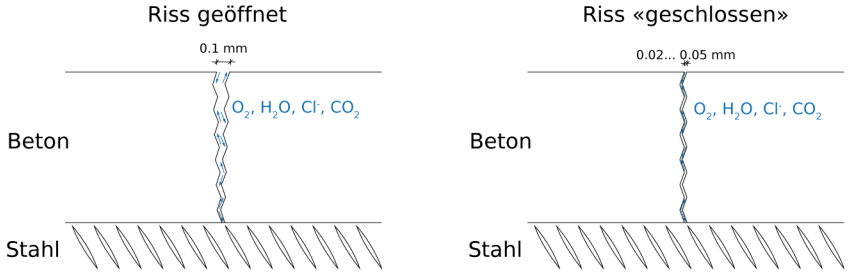


Abbildung 37: Transportprozesse bei geöffnetem und «geschlossenem» Riss.

Das Abschätzen des Masseverlusts der Stäbe anhand der gemessenen Polarisationswiderstände und deren Umrechnung in eine flache Korrosionsmorphologie (Tabelle 7) entsprechend der Ergebnisse aus dem Kapitel «4.1 Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs» hat zu konsistenten Ergebnissen des Tiefenwachstums (Abbildung 34 (b)) im Vergleich mit den Daten aus Kapitel 4.1 (Abbildung 16) geführt und somit die Berechnung des Masseverlusts als plausibel verifiziert.

Ebenso konnte die Berechnung des Masseverlusts helfen, das Kraft-Verformungsverhalten der Prüfkörper zu erklären. Die Steigungen der Kraft-Durchbiegungs- sowie Kraft-Rissöffnungskurven (Abbildung 32 resp. Abbildung 33) haben keinen erkennbaren Einfluss der frühen Korrosion auf das Kraft-Verformungsverhalten der Prüfkörper gezeigt. Angesichts der aus dem Masseverlust abgeschätzten, geringen Dimensionen der Korrosionsangriffe, mit maximalen Querschnittsverlusten bis 9 % des Ursprungsquerschnitts, erscheint dies als plausibel. Auch wurden während der Durchführung des Versuchs keine Korrosionsspuren in den Rissbereichen festgestellt, was ebenfalls auf ein frühes Stadium der Korrosion hindeutet.

4.2.4 Ausblick

Für die zukünftige Forschung zur Wechselwirkung von Rissöffnung und Korrosionskinetik lassen sich aus den bisherigen, durchgeführten Versuchen folgende Erkenntnisse ableiten:

Die aufgrund des grossen experimentellen Aufwands begrenzte Anzahl der Prüfkörper führte zu einer eher kleinen Stichprobe, wodurch keine statistische Auswertung der Daten möglich war. Unterschiede im Verhalten der Bewehrungsstäbe innerhalb eines Prüfkörpers konnten nicht immer eindeutig erklärt werden. Daher wird empfohlen, künftig eine größere Anzahl kleinerer Prüfkörper herzustellen, um statistische Auswertungen zu ermöglichen. Auch der Vergleich von statischen und dynamischen Rissöffnungen war aufgrund der begrenzten Prüfkörperzahl nur eingeschränkt möglich. Während der zu vergleichenden Risskonfigurationen schritt der Chlorideintrag fort, wodurch eine getrennte Betrachtung von Risskonfiguration und Korrosionskinetik nicht scharf getrennt werden konnte. Eine grössere Anzahl kleinerer Prüfkörper würde es erlauben, den Einfluss der Risskonfigurationen unter vergleichbaren Beaufschlagungsbedingungen getrennt zu untersuchen.

Zudem führte die Prüfkörpergrösse dazu, dass in der Zugzone zwei Bewehrungsstäbe eingelegt wurden. Unterschiedliches Verhalten der Stäbe im Laufe der Zeit, etwa bei unterschiedlichem Korrosionsbeginn und -fortschritt, beeinträchtigte die Aussagekraft der Kraft-Verformungs-Daten.

Die komplexe 3-Punkt-Biegung und die vertikale Verspannung von zwei Prüfkörpern gegeneinander waren aufwändig und könnten durch ein einfacheres System, wie etwa einen Kragbalken, ersetzt werden. Dies würde auch die Belastung der unteren Prüfkörper durch ihr Eigengewicht und der zusätzlichen Last aus den oben liegenden Prüfkörpern vermeiden. Alternativ wäre auch ein Verspannen der einzelnen Prüfkörper auf 3-Punkt-Biegung gegen Stahlträger denkbar.

Ein möglicher zukünftiger Versuchsaufbau könnte beispielsweise 20 kleine Prüfkörper mit jeweils einem Bewehrungsstab umfassen. Zehn Prüfkörper würden zyklisch belastet, die anderen zehn statisch. Dabei würden jeweils fünf Prüfkörper regelmäßig mit Chloriden beaufschlagt, die anderen fünf als unkorrodierte Referenz dienen. Dieser Ansatz gewährleistet eine einheitliche Lagerung und Chloridbeaufschlagung sowie ausreichend Prüfkörper für statistische Auswertungen.

4.3 Untersuchung des Einflusses lokaler Bewehrungsschädigung auf das globale Tragverhalten

4.3.1 Methodik

Wie in Kapitel 3 erwähnt, stellt der Einbezug einer lokalen Bewehrungsschädigung (Diskontinuität) in Finite-Elemente-Rechnungen mit für Stahlbetontragwerken üblichen Elementgrössen eine Herausforderung dar: Der lokal – über eine Länge, die kleiner ist als die Elementgrösse – reduzierte Querschnitt des Bewehrungsstabs widerspricht ohne weitere Anpassungen den der NLFE-Analyse zugrundeliegenden Annahmen der Kontinuumsmechanik. Dieses Problem kann gelöst werden, indem in einem *ersten Schritt* das Materialgesetz des FE-Modells im Bereich um die Korrosionsstelle angepasst wird, und in einem *zweiten Schritt* je Schädigung ein zum Referenzvolumen identisches Einflussvolumen definiert wird.

Dazu wird im *ersten Schritt* das korrodierte Zuggurtmodell (CTCM [7]) mit dem CMM-Usermat [39] verknüpft. Das CTCM bildet einen Zusammenhang zwischen der Spannung am Riss eines in Beton eingebetteten Bewehrungsstabs mit im Rissquerschnitt lokal reduziertem Stabquerschnitt und dessen Verformung über die Länge eines Risselements. Es berücksichtigt dabei neben der zugversteifenden Wirkung des Betons die lokal erhöhten Dehnungen im Bereich des reduzierten Stabquerschnitts, siehe Abbildung 38 (a). Ein Risselement ist dabei durch den in Bewehrungsrichtung gemessenen Abstand s_{rm} zwischen zwei Rissen, den Stababstand s_b in Querrichtung und die angenommene mitwirkende Dicke h_{eff} definiert, siehe Abbildung 38 (b). Wird die so ermittelte Verformung auf die Risselementlänge bezogen, resultiert ein Zusammenhang zwischen der Spannung im reduzierten Querschnitt am Riss und der mittleren Dehnung über das Risselement, siehe Abbildung 38 (a) und (c). Für das CTCM entspricht das Risselement somit dem Referenzvolumen, auf das sich die durch die lokale Schädigung beeinflusste Verformung bezieht.

Der Wirkungsbereich der lokalen Schädigung wird in der Finite Elemente Analyse mechanisch konsistent berücksichtigt, indem im *zweiten Schritt* je Schädigung ein zum Referenzvolumen identisches Einflussvolumen definiert wird, siehe Abbildung 38 (d). Allen innerhalb dieses Einflussvolumens liegenden Integrationspunkten der betroffenen Bewehrungsschicht wird das CTCM als Materialgesetz zugewiesen. Das Einflussvolumen lässt sich im Fall geschichteter Elemente also auf eine Einflussfläche $s_{rm} \cdot s_b$ mit Flächenschwerpunkt auf Höhe der Bewehrungsschicht reduzieren. Da das CMM auf dem TCM basiert, wird die lokale Korrosion auch bei Scheibentragwirkung in den betroffenen Integrationspunkten berücksichtigt.

Mit dem obigen Vorgehen bleiben alle Vorteile des bestehenden CMM-Usermat erhalten, u.a. die wenigen benötigten und im Allgemeinen bekannten Eingangsparameter, die aufgrund der mechanisch konsistenten Formulierung einfache Erweiterbarkeit sowie der moderate Rechenaufwand bei der Analyse ganzer Stahlbetonbauwerke. Als zusätzliche Parameter werden die Orte der Korrosionsschäden in den jeweiligen Bewehrungslagen, der relative Querschnittsverlust ζ und die Länge des Korrosionsschadens L_c benötigt. In der aktuellen Version wird der Stabquerschnittsverlust gemäss der ursprünglichen Formulierung des CTCMs als konzentrischer Querschnittsverlust modelliert. Weitere Effekte wie der Einfluss des an der Schädigungsstelle auftretenden dreidimensionalen Spannungszustands [66] der lokaler Biegespannungen [64], [72] werden vernachlässigt. Eine Implementierung dieser Effekte ist jedoch in einem weiteren Schritt denkbar.

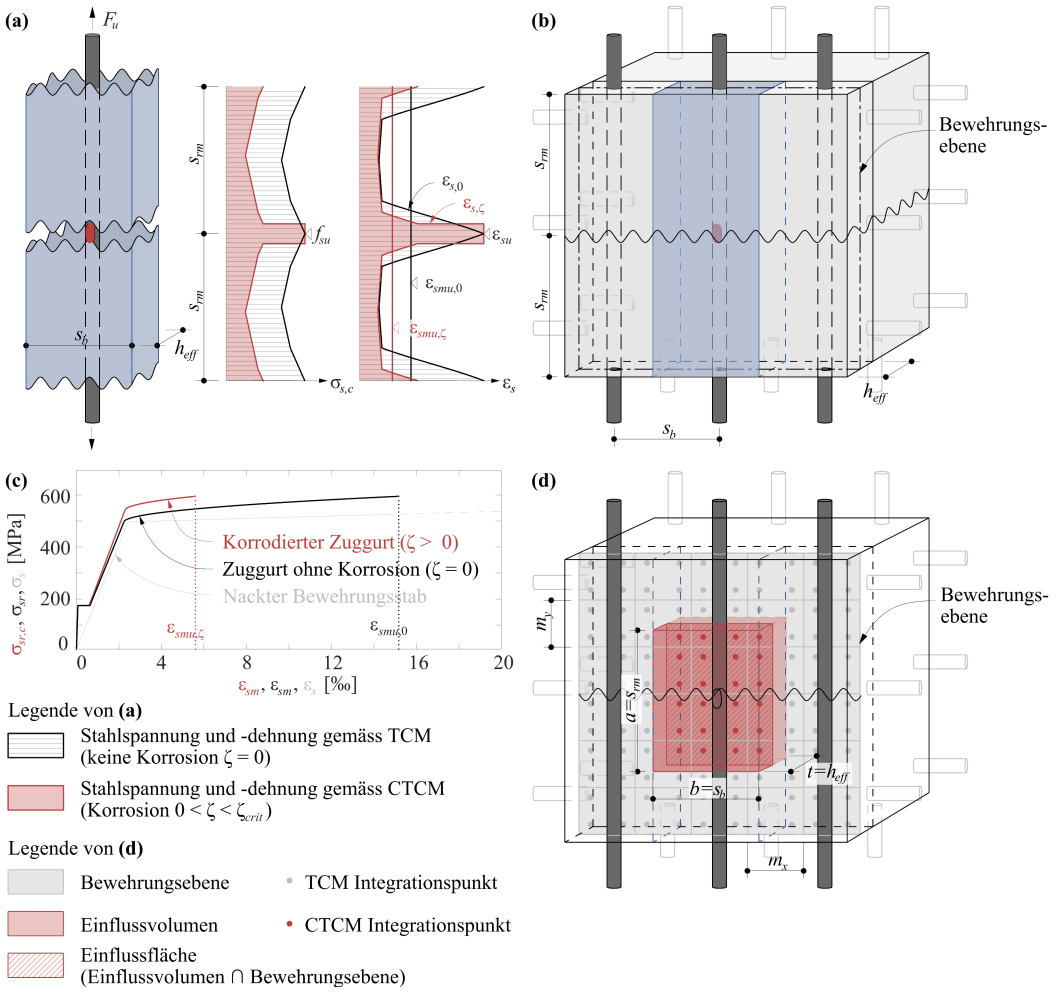


Abbildung 38: Konzept zum Einbezug einer lokalen Schädigung der Bewehrung in FE-Rechnungen mittels CTCM und geschichteten Scheibenelementen. (a) Vergleich der lokalen Spannungen und Dehnungen in intakten und geschädigten Risselementen gemäss TCM und CTCM mit Angabe der jeweiligen auf das Risselement bezogenen mittleren Dehnungen; (b) Konzept zur Verwendung des TCM oder CTCM in Elementen mit mehreren Bewehrungslagen; (c) Reduktion der mittleren Dehnungen im Risselement aufgrund lokaler Schädigung und Vergleich zur Spannungs-Dehnungsbeziehung der nackten Bewehrung; (d) Einflussvolumen und Integrationspunkte, die bei der Modellierung durch die Schädigung beeinflusst werden. Abbildung übernommen aus [38].

4.3.2 Beispielrechnung Zuggurt

Die in Abschnitt 4.3.1 beschriebene Methodik wird anhand einer einfachen Beispielrechnung veranschaulicht. Dazu wird das Last-Verformungsverhalten des in Abbildung 39 (a) dargestellten fiktiven Zuggurts analytisch und numerisch ermittelt. Zusätzlich soll die Annahme, dass die Resultate für Elementgrössen kleiner als die Einflussfläche konstant und damit netzgrössenunabhängig sind, überprüft werden (untersuchte Netzgrössen, siehe Abbildung 39 (b)).

Der fiktive Zuggurt besitzt eine Länge von 80 cm, eine Breite von 20 cm und eine Dicke von 24 cm und ist mit zwei Stäben Ø14 bewehrt. Er ist am linken Rand unverschieblich und am rechten Rand horizontal verschieblich gelagert, siehe Abbildung 39 (a). Die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Stahls wird mit einer bilinearen Kurve approximiert und es werden eine Fliessgrenzen f_{sy} = 500 MPa, eine Festigkeit f_{sy} = 560 MPa bei einer Dehnung ε_{su} = 75‰ und ein Elastizitätsmodul E_s = 205 GPa angenommen. Die angenommene Zugfestigkeit des Betons beträgt f_{ct} = 2.3 MPa. Ein Korrosionsangriff pro Bewehrungsstab (in Abbildung 39 (a) mit × markiert) mit einem relativen Querschnittsverlust $\zeta = 0.10 < \zeta_{crit}$ und einer Länge L_c = 20 mm wird am fiktiven Riss in der Mitte des Zuggurtes angenommen.

Die analytische Berechnung wird direkt mit dem CTCM [72] durchgeführt. Der theoretische mittlere Rissabstand ergibt sich mit dem TCM zu s_{rm} = 173 mm (λ = 0.67). Die Spannung am Riss wird schrittweise gesteigert. Mit der abgestuften Verbundspannungs-Schlupf Beziehung ($\tau_b = \tau_{b0} = 2f_{ct}$ für $\sigma_s \leq f_{sy}$, $\tau_b = \tau_{b1} = f_{ct}$ für $\sigma_s > f_{sy}$) folgen die Stahlspannungen entlang des Zuggurts aus Gleichgewicht, siehe Abbildung 39 (c), und mithilfe der bilinearen Spannungs-Dehnungsbeziehung resultieren die Stahldehnungen entlang des Zuggurts, siehe Abbildung 39 (d). Durch Integration der Stahlspannungen über den reduzierten Stabquerschnitt sowie der Stahldehnungen entlang des Zuggurts ergibt sich die in Abbildung 39 (e) dargestellte Last-Verformungsbeziehung (schwarze Kurve).

Bei der numerischen Berechnung mit dem CMM-Usermat werden verschiedene Netzgrössen $m_x \cdot m_y$ untersucht, wobei m_y immer gleich der Breite des Zuggurts s_b = 200 mm ist und m_x zwischen 50 und 400 mm variiert wird. In Abbildung 39 (b) sind die jeweiligen FE-Netze und Integrationspunkte grafisch dargestellt. Für die Spannungs-Dehnungsbeziehung von Integrationspunkten innerhalb der Einflussfläche $a \cdot b = s_{rm} \cdot s_b = 173 \cdot 200$ mm wird im CMM-Usermat das CTCM verwendet, für die übrigen Integrationspunkte das TCM. Die Verformung u am rechten Rand wird in Schritten von 0.01 mm bei Normalkräften unterhalb der Rissnormalkraft und danach mit 0.1 mm aufgebracht. Die zugehörige Normalkraft N wird an denselben Knoten ermittelt. Die Last-Verformungskurven sind in Abbildung 39 (e) in Farbe dargestellt. Um den Einfluss der Netzgrösse zu diskutieren, werden in Abbildung 39 (f) die maximale Verformung und in Abbildung 39 (g) die Maximallast als Funktion der Netzlänge m_x dargestellt.

Die analytische und numerische Last-Verformungskurven zeigen nach abgeschlossener Rissbildung (N = 108 kN) eine gute Übereinstimmung. Die maximale Verformung der numerischen Berechnung approximiert die analytische Lösung bis zu einer Netz-

länge $m_x \leq s_r \approx 200$ mm sehr gut. Bei Netzlängen $m_x > s_r$ wird die maximale Verformung überschätzt. Dieses Resultat entspricht der Erwartung, da die aus dem CTCM stammenden, aufgrund der Querschnittsreduktion grösseren mittleren Dehnungen über eine zu grosse Länge integriert werden. Die maximale Last wird in vorliegendem Beispiel ohne Möglichkeit zur Lastumlagerung für alle Netzgrössen erwartungsgemäss gut abgebildet.

Die Beispielrechnung zeigt eine sehr zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen der analytisch und numerisch ermittelten Lösung. Damit konnte die entwickelte Strategie, wie eine lokale Schädigung der Bewehrung in FE-Rechnungen einbezogen werden kann, in einem ersten Schritt verifiziert werden. In einem nächsten Schritt sollen die Modellresultate mit Versuchsresultaten verglichen werden.

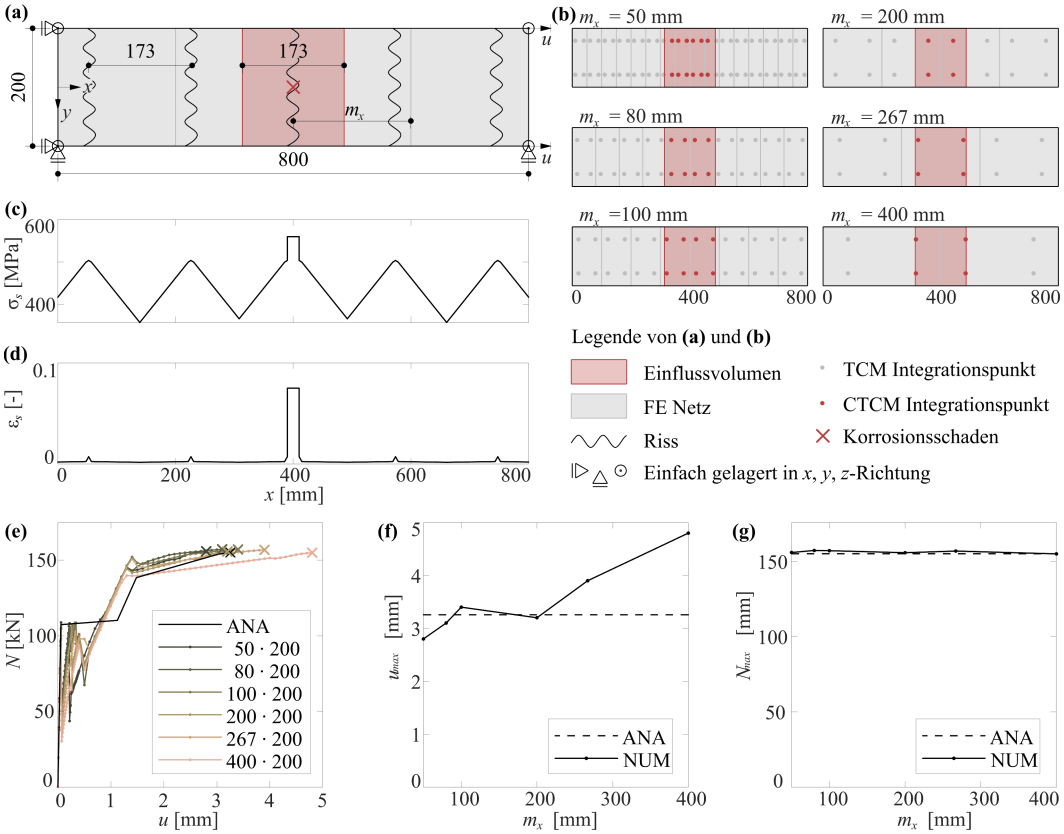


Abbildung 39: Beispielrechnung Zuggurt. (a) Geometrie, Lagerbedingungen, Rissabstand s_{rm} = 173 mm und aufgezwungene Verformung u im Grundriss (Abmessungen in mm); (b) Untersuchte Netzgrössen; (c) Verlauf der analytisch berechneten Stahlspannungen; (d) Verlauf der analytisch berechneten Stahldehnungen; (e) Last-Verformungskurven der analytischen Berechnung (ANA) und der numerischen Berechnungen mit Netzgrösse m_x·200 mm; (f) Maximale Verformung als Funktion der Netzgrösse im Vergleich zur analytischen Lösung. (g) Maximale Normalkraft als Funktion der Netzgrösse im Vergleich zur analytischen Lösung. Abbildung übernommen aus [38].

4.3.3 Verifizierung anhand von Versuchen

Die in Abschnitt 4.3.1 beschriebene Methodik soll anhand von drei Versuchen an zweifeldrigen Plattenstreifen [38] verifiziert werden. Die Versuche wurden im Rahmen eines anderen Forschungsprojekts in Zusammenarbeit mit der Hochschule Luzern durchgeführt. Um eine Schädigung der Bewehrung infolge lokaler Korrosion zu simulieren, wurde in zwei Plattenstreifen der Querschnitt einzelner Bewehrungsstäbe vor dem Einbau mit einem Kugelkopffräser mit Durchmesser 20 mm reduziert. Dieses

Vorgehen ist identisch zu demjenigen in [34], [73] und vermag die statischen Auswirkungen lokaler Korrosion gut zu repräsentieren [34]. Der dritte Plattenstreifen dient als Referenzversuch und weist keine Schädigung der Bewehrung auf.

Die Plattenstreifen besassen einen Rechtecksquerschnitt $B \cdot h$ = 1.0·0.24 m und wurden als Zweifeldträger mit einer Spannweite L = 6.00 m getestet, siehe Abbildung 40 (a). Die Belastung bestand aus vier identischen Einzellasten Q, die in den Schnitten B (x = 4.80 m), C (x = 2.40 m), E (x = -2.40 m) und F (x = -4.80 m) über Joche eingeleitet wurden.

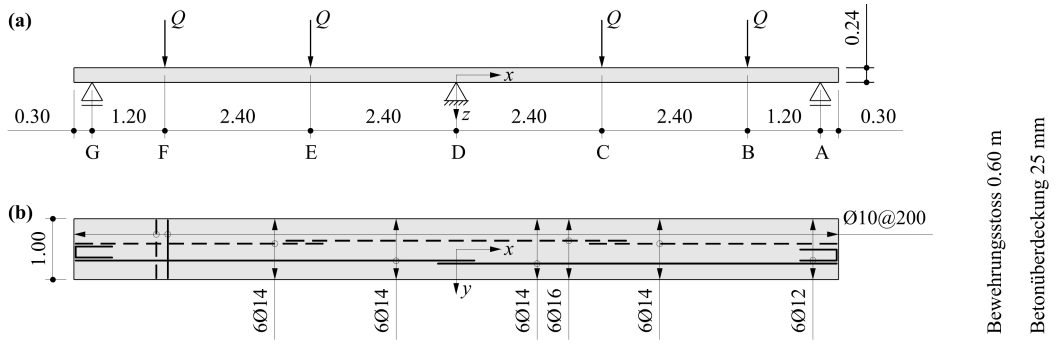
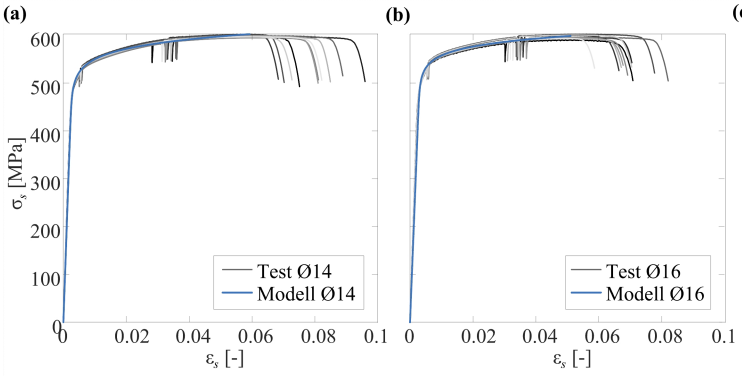


Abbildung 40: Plattenstreifenversuche (a) Seitenansicht mit Lagerbedingungen und Belastung (Abmessungen in m); (b) Bewehrungsplan im Grundriss. Abbildung übernommen aus [38].

Die Hauptbiegebewehrung bestand aus 6x Ø14 in erster Lage im Feld und 6x Ø16 in vierter Lage über dem Zwischenauflager, siehe Abbildung 40 (b). Die Bewehrungsstäbe stammten je Durchmesser aus der gleichen Herstellungscharge. Ihre Spannungs-Dehnungsbeziehungen wurden mittels Zugversuchen an zehn Stäben je Durchmesser ermittelt und sind in Abbildung 41 (a) und (b) dargestellt. Die ermittelten Materialparameter (mit Variationskoeffizient cv) sind in Abbildung 41 (c) zusammengefasst. Die Druckfestigkeit des Betons wurde anhand von Druckversuchen an drei Zylindern je Versuchskörper mit Höhe 30 cm und Durchmesser 15 cm kurz nach den Versuchen geprüft. Die mittlere Druckfestigkeit ist ebenfalls in Abbildung 41 (c) angegeben.



(c)

Stahl	Ø14	Ø16
$f_{sy,dyn}$ [MPa]	516 cv = 0.5%	530 cv = 0.5%
$f_{su,dyn}$ [MPa]	598 cv = 0.4%	601 cv = 0.6%
ε_{su} [-]	0.060 cv = 6.8 %	0.053 cv = 4.0%

Beton	S13	S14	S15
f_c [MPa]	62.8 cv = 1.5%	63.6 0.8%	64.2 0.5%

Abbildung 41: Resultate der Materialversuche. Aus Zugversuchen an jeweils zehn Stäben stammende Spannungs-Dehnungsbeziehung für (a) Durchmesser 14 mm und (b) Durchmesser 16 mm, inkl. zugehöriges Materialmodell; (c) Zusammenfassung der ermittelten Materialparameter. Abbildung übernommen aus [38].

Die Bewehrungsstäbe der Plattenstreifen S14 und S15 wurden an den in Abbildung 42 gezeigten Orten geschädigt. Bei Plattenstreifen S15 wurden lediglich die Stäbe der vier-

ten Bewehrungslage in der Nähe des Zwischenauflagers geschädigt, während bei Plattenstreifen S14 zusätzlich Stäbe der ersten Lage der Feldbewehrung geschädigt wurden. Die Schädigung wurde so ausgelegt, dass sie dem in Abbildung 42 bezeichneten mittleren Querschnittsverlust ζ_m pro Schnitt, also über sechs Stäbe gemittelt, entspricht. Der Querschnittsverlust pro Stab war teilweise signifikant höher (bis 45 %).

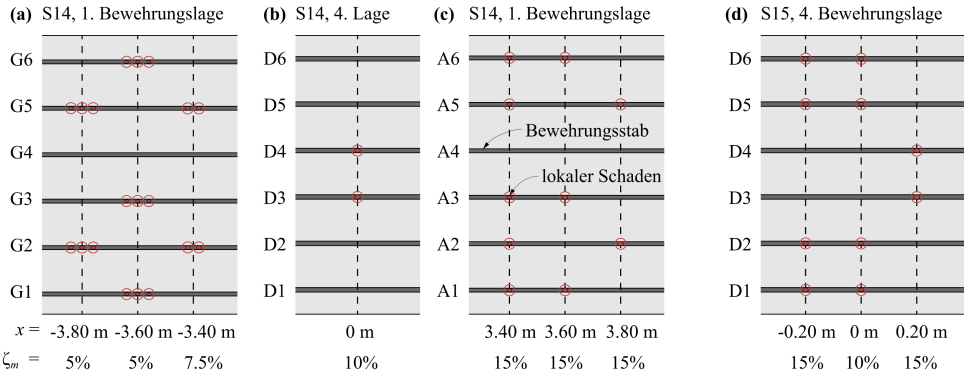


Abbildung 42: Ort der Schädigung und mittlerer Querschnittsverlust pro Schnitt (gemittelt über sechs Stäbe). Abbildung übernommen aus [38].

Die Versuchskörper wurden zur Bestimmung der Belastung und des Kraftflusses mit Kraftmessdosen an den Zylindern und unterhalb der Auflager sowie zur Bestimmung der Verformung mit Wegaufnehmern (Linear Variable Differential Transformer, LVDT) unterhalb der Lasteinleitstellen instrumentiert. Zur Erfassung des Rissbildes und der Rissweiten kam ein zweidimensionales digitales Bildkorrelationssystem (2D Digital Image Correlation, 2D-DIC) zum Einsatz. Die Last-Verformungskurven sind in Abbildung 43 dargestellt. Die Abszisse entspricht dabei die im jeweiligen Schnitt B, C, E und F gemessenen Verformung w, die Last Q dem Mittelwert an den Zylindern gemessenen Kräfte. Details zur Versuchsdurchführung sind in der entsprechenden Publikation zu finden [74].

Die Versagensabfolge der Stäbe konnte mithilfe der DIC-Daten und durch das Freilegen der Bewehrung nach dem Versuch rekonstruiert werden. Der Plattenstreifen S13 (Referenzversuch) versagte durch Bruch der Bewehrung über dem Zwischenauflager nach vorangegangener grosser Rotation in diesen Bereich. Bei Plattenstreifen S14 rissen zuerst die geschädigten Stäbe D3 und D4 (siehe Abbildung 42) über dem Zwischenauflager und anschliessend ohne weitere Laststeigerung die Stäbe A1, A2, A3 und A5 im Feld bei x = 3.60 m, respektive bei x = 3.80 m. Plattenstreifen S15 versagte nach dem Reissen der Stäbe D1, D3, D4 und D6 bei x = 0 m, respektive x = 0.20 m spröde.

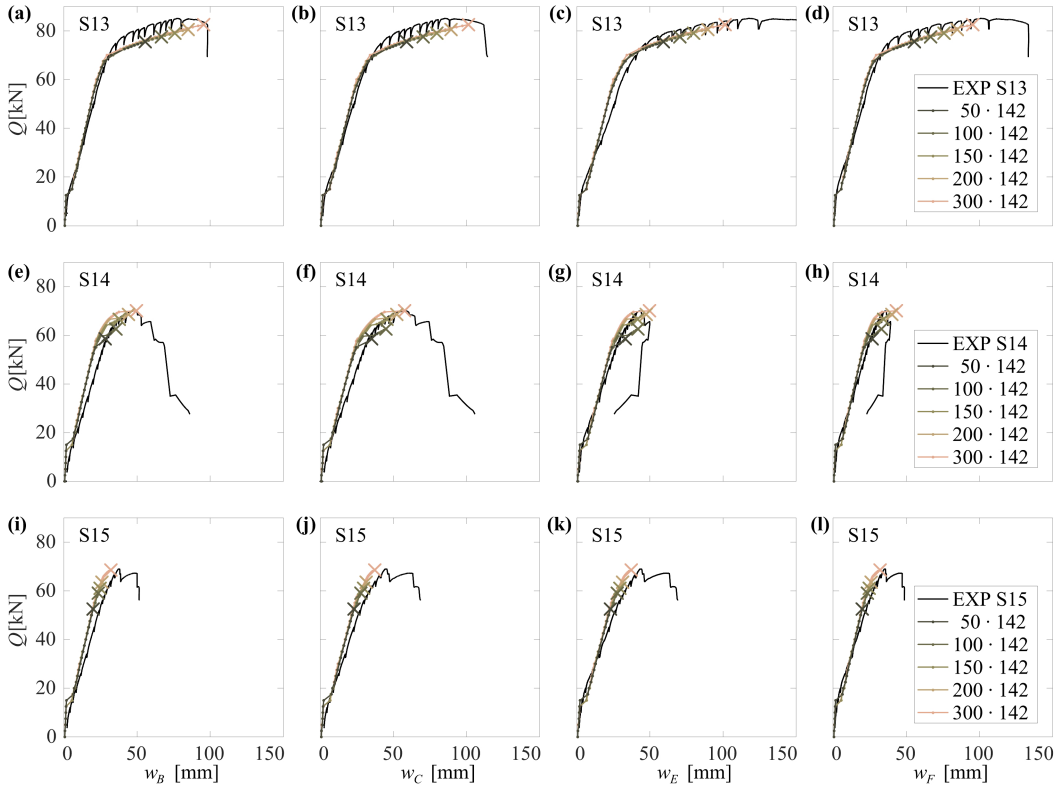


Abbildung 43: In den Versuchen gemessene (schwarz) und modellierte (in Farbe) Last-Verformungskurven an den Stellen B, C, E und F. (a) bis (d) Plattenstreifen S13; (e) bis (h) Plattenstreifen S14; (i) bis (l) Plattenstreifen S15. Abbildung übernommen aus [38].

Die drei Versuche wurden mit dem in Abschnitt 4.3.1 beschriebenen erweiterten CMM-Usermat in Ansys Mechanical APDL modelliert. Die Geometrie, Lagerung und Lasteinleitung der Struktur sind in Abbildung 44 dargestellt. Die verwendeten Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Bewehrung sind in Abbildung 41 (a) und (b) in blau dargestellt. Nach Erreichen der Zugfestigkeit f_{su} wird die Bewehrung als gerissen betrachtet und die Spannung im betreffenden Integrationspunkt zu Null gesetzt. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betons wurde für Zugspannungen linear elastisch mit einer Zugfestigkeit $f_{ct} = 0.3 f_c^{2/3}$ und einem Elastizitätsmodul $E_c = 10000 f_c^{1/3}$ und für Druckspannungen gemäss dem Materialmodell von Sargin [75] mit einer Druckfestigkeit f_c, wie in Abbildung 41 (c) angegeben, modelliert. Der Verbund zwischen Stahl und Beton wurde nach dem TCM mit einer konstanten, abgetreppten Stahlspannungs-Schlupf Beziehung mit nomineller Verbundspannung $\tau_b = \tau_{bo} = 1.2 f_{ct}$ für $\sigma_s \leq f_{sy}$ und $\tau_b = \tau_{b1} = 0.6 f_{ct}$ für $\sigma_s > f_{sy}$ berücksichtigt. Der Querschnittsverlust wurde unter Annahme einer sphärischen Schädigung aus der am jeweiligen Versuchskörper gemessenen Schädigungstiefe rückgerechnet. Die Länge der Schädigung wurde vereinfachend bei allen Bewehrungsstäben zu $L_c = 20$ mm angenommen (gleich dem Durchmesser des Kugelkopffräsers), da die nur wenige Millimeter betragende Variation einen untergeordneten Einfluss auf das globale Tragverhalten hat. Die theoretischen, gemäss TCM berechneten mittleren Rissabstände ($\lambda = 0.67$) sind $s_{rm} = 192$ mm (Ø14) bzw. $s_{rm} = 172$ mm (Ø16).

Die Berechnungen wurden mit verschiedenen Netzlängen m_x durchgeführt. Die resultierenden Last-Verformungskurven bei Netzabmessung $m_x \cdot m_y$ können in Abbildung

43 mit den experimentell ermittelten Last-Verformungskurven verglichen werden. In Abbildung 45 sind die Stahlspannungen im Riss $\sigma_{sr,c}$ in den Integrationspunkten dargestellt. Die Spannung bezieht sich auf die jeweils an dieser Stelle vorhandene Querschnittsfläche, d.h. $A_{s,c} = (1\text{-}\zeta)\, A_s$ mit $\zeta > 0$, falls eine Schädigung vorhanden ist. Die rot markierten Bereiche bezeichnen die Einflussfläche jeder lokalen Schädigung.

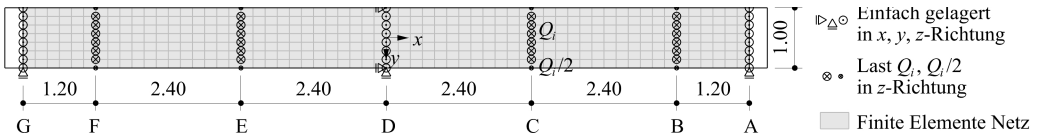


Abbildung 44: Modellierung eines Plattenstreifens in Ansys Mechanical: Lasteinleitung, Lagerbedingungen und FE-Netz mit Abmessung 200·142 mm. Abbildung übernommen aus [38].

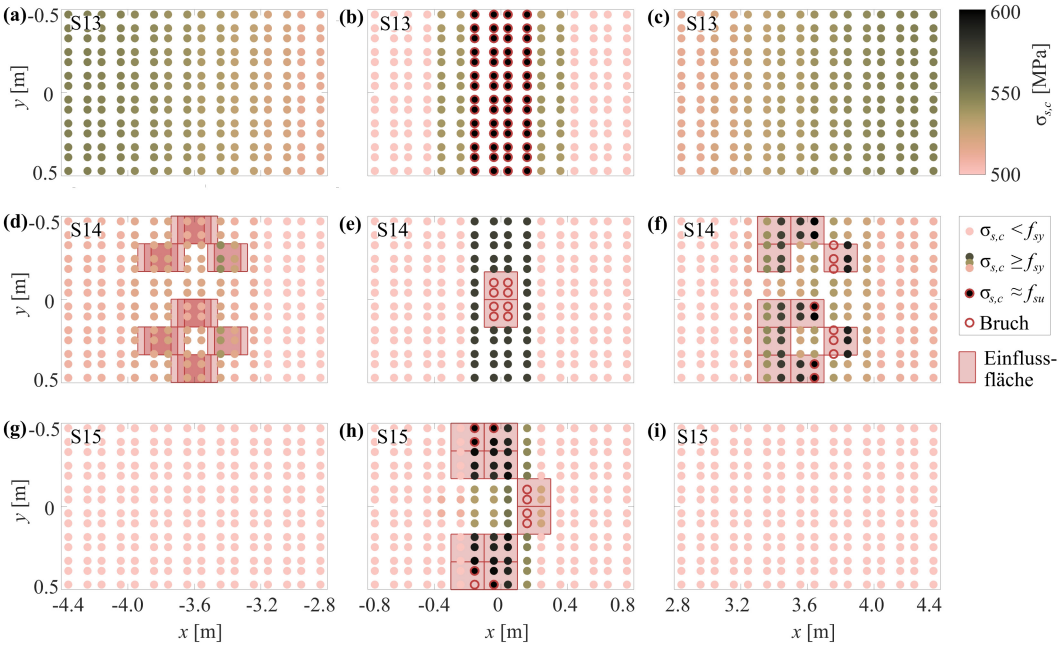


Abbildung 45: Stahlspannung am Riss σ_{sr} resp. falls korrodiert bezogen auf den reduzierten Querschnitt $\sigma_{sr,c}$ in den Integrationspunkten für ein FE-Netz mit Abmessungen 200·142 mm. (a) bis (c) Plattenstreifen S13; (d) bis (f) Plattenstreifen S14; (g) bis (i) Plattenstreifen S15. Abbildung übernommen aus [38].

Im Gegensatz zur Beispielrechnung in Abschnitt 4.3.2 ist in den Resultaten der FE-Rechnung an den Plattenstreifen eine Netzabhängigkeit erkennbar, auch bei Elementgrössen kleiner als die Einflussfläche der Schädigungen (Abbildung 43). Da die Abhängigkeit der Resultate von der Netzgrösse jedoch auch beim Plattenstreifen ohne Korrosion in derselben Intensität auftritt, ist die Netzabhängigkeit nicht (allein) durch den Einbezug der lokalen Schädigung in das FE-Modell, sondern vielmehr durch die Modellierung selbst verursacht: Infolge der Modellierung des Zwischenauflagers bei $x = 0$ m, bei dem die jeweiligen Knoten in vertikaler Richtung fixiert werden, ergibt sich an dieser Stelle eine Momentenspitze, die sich in Realität aufgrund des Spannungsfelds (Versatzmass) und damit einer Vergrösserung der plastischen Gelenklänge nicht einstellt. Die Reduktion der Elementgrösse im Modell führt zu einer «genaueren» Approximation der fiktiven Momentenspitze und damit zu einer höheren Span-

nung in der Bewehrung. Mit abnehmender Elementgrösse sinkt daher auch die Belastung, für welche der meistbeanspruchte Integrationspunkt die Zugfestigkeit erreicht. Unter Einbezug der Ergebnisse aus Abschnitt 4.3.2, für welche keine Netzabhängigkeit infolge der lokalen Schädigung beobachtet werden konnte, ist es somit plausibel, dass die vorliegende Netzabhängigkeit auf die Modellierung des statischen Systems zurückgeführt werden kann, mithin also die Lagerungsbedingungen resp. die Netzgrösse bei den Auflagern bei der FE-Modellierung auch bei ungeschädigten Systemen mit Bedacht zu wählen ist. Die weitere Diskussion wird anhand der Resultate für die Netzgrösse 200·142 mm geführt.

Das Last-Verformungsverhalten von Plattenstreifen S13 wird bei der gewählten Netzgrösse gut abgebildet. Die experimentell ermittelte Maximallast wird nur wenig unterschätzt (-5 %) und die maximale Verformung wird zutreffend bestimmt. Angesichts der Variation der experimentell gemessenen Verformungen der beiden Felder (Schnitte B und C, resp. E und F), die nach Plan identisch sind, bilden die FE-Analysen die Realität gut ab. Die Stahlspannungen erreichen am Zwischenauflager die Zugfestigkeit und im Feld einen maximalen Wert von 550 MPa > f_{sy} (x = ±4.8 m), was gut mit den Versuchsresultaten übereinstimmt.

Im Versuch von Plattenstreifen S14 trat das Versagen durch Bruch der beiden geschädigten Bewehrungsstäbe am Zwischenauflager bei einer Last von etwa 70.0 kN ein. In der Nachrechnung wird die Last zum Zeitpunkt des Reissens der geschädigten Bewehrungsstäbe über dem Zwischenauflager leicht unterschätzt (66.5 kN, -5 %). Im Versuch konnte die Last daraufhin nicht gesteigert werden und die Stäbe im Feld rissen bei bereits wieder abnehmender Last (post-peak), wohingegen in der Nachrechnung eine leichte Laststeigerung von 1.5 kN möglich ist, bevor Versagen der Bewehrung in den Schnitten x = 3.6 m und x = 3.8 m (analog zum Versuch) eintritt. Die Verformung bei Höchstlast wird zutreffend abgebildet.

Plattenstreifen S15 versagte bei einer Last von 68.9 kN durch Reissen der Bewehrungsstäbe in den geschädigten Schnitten bei x = 0 m und x = 0.2 m spröd. Die Nachrechnung zeigt gleichermassen ein plötzliches Versagen durch Reissen der geschädigten Bewehrung über dem Zwischenauflager, jedoch sagt sie den gleichzeitigen Bruch der Bewehrung in den geschädigten Schnitten x = -0.2 m, x = -0 m und x = 0.2 m bei einer tieferen Last von 64.6 kN (-8 %) voraus. Da das Versagen eintrat, bevor sich eine plastische Umlagerung der Biegemomentenbeanspruchung einstellen konnte, ist der Unterschied der maximalen Verformung zwischen Versuch und Nachrechnung auf die Überschätzung der Steifigkeit im gerissen-elastischen Bereich zurückzuführen.

Trotz der groben Modellierung (Punktlager in Schnitt D) und den getroffenen Vereinfachungen bei der Berücksichtigung der Korrosionsschäden (konzentrischer Querschnittsverlust am Riss, Vernachlässigung des dreidimensionalen Spannungszustands im Bewehrungsstab nahe der Schädigung [76]) vermag das angepasste CMM-Usermat das Last-Verformungsverhalten und die Versagensmechanismen gut zu repräsentieren, unter der Voraussetzung, dass die Netzgrösse ähnlich der Abmessung der Einflussfläche gewählt wird. Obwohl die Vermutung naheliegt, dass die Netzabhängigkeit im vorliegenden Fall auf die Modellierung des Systems und nicht die Methodik zur Berücksichtigung der lokalen Schädigung der Bewehrung zurückzuführen ist, sollte diese

weiter untersucht werden. Es wird erwartet, dass die Netzabhängigkeit der Resultate beispielweise bei zweiachsig tragenden Platten weniger ausgeprägt sein wird. Dies muss mit weiteren, spezifisch dafür ausgelegten Versuchen überprüft werden.

4.3.4 Parameterstudie Platten

Anhand einer Parameterstudie sollen wichtige Einflussparameter bei der Abbildung des Tragverhaltens von lokal korrodierten Stahlbetonplatten erkannt und deren Einfluss untersucht werden. Die in Abbildung 46 dargestellte Platte repräsentiert die Fahrbahnplatte (Bereich zwischen den Stegen) einer Hohlkastenbrücke. Sie hat eine Länge von 10 m, eine Breite von 4.4 m sowie eine Stärke von 0.25 m und ist entlang ihrer Ränder bei y = 2.2 m bzw. y = -2.2 m in z-Richtung unverschieblich und in y-Richtung linear elastisch (Federsteifigkeit k_y) gelagert. Weiter ist die Rotation um die x-Achse entlang dieser Ränder mit Federn (Steifigkeit c_x) eingeschränkt. Die Lagerung simuliert vereinfachend die Stege und die Kragplatte des Hohlkastenträgers, die Federsteifigkeiten werden im Rahmen der Parameterstudie variiert. Die Platte ist am Rand bei x = 0 gehalten und bei x = 10 m durch die Membrankraft n_x belastet. Durch das Aufbringen einer Zug- resp. Druckkraft an dieser Stelle kann in der Platte der Spannungszustand aus globaler Beanspruchung nahe eines Zwischenauflagers respektive in Feldmitte nachgebildet werden, wo die Platte als Zug- resp. Druckgurt des Hohlkastens wirkt. Die Membrankraft ist ebenfalls eine variierte Grösse der Parameterstudie.

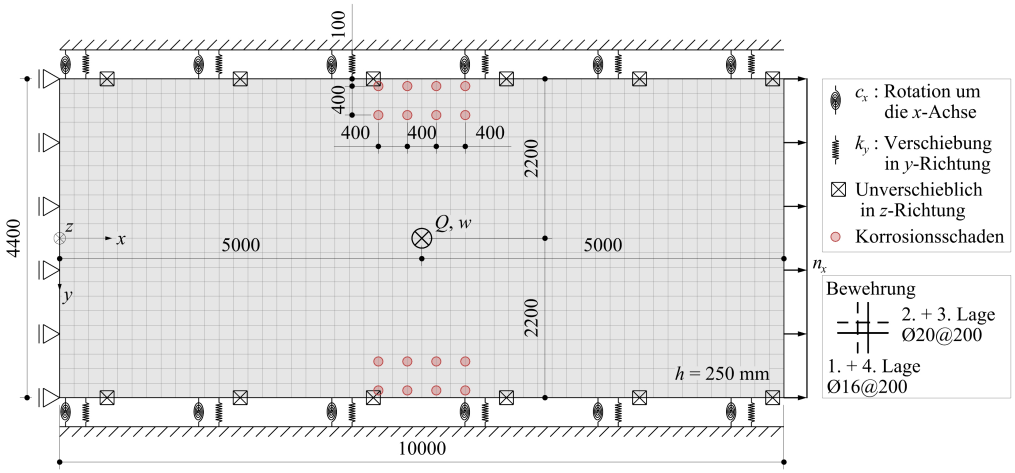


Abbildung 46: NLFE-Modell einer Platte für die Parameterstudie: Geometrie (in mm), Lagerbedingung, Lasten, Bewehrung und FE-Netz.

Die Stahlspannungs-Dehnungsbeziehung wird vereinfachend bilinear mit einem Elastizitätsmodul E_s = 205 GPa, einer Fliessgrenze f_{sy} = 500 MPa und einer Zugfestigkeit f_{su} = 600 MPa bei ε_{su} = 80‰ angenommen. Für den Beton wird für Druckspannungen das Materialgesetz nach Sargin [75] mit einer Druckfestigkeit von f_c = 49 MPa und für Zugspannungen ein linear elastisches Materialverhalten mit Zugfestigkeit $f_{ct} = 0.3 f_c^{2/3}$ = 4.0 MPa und Elastizitätsmodul $E_c = 10000 f_c^{1/3}$ = 36.5 GPa angenommen. Die Platte ist in Längsrichtung (x-Richtung) mit Bewehrungsstäben Ø20@200 in zweiter und dritter Lage sowie in Querrichtung mit Stäben Ø16@200 in erster und vierter Lage bewehrt. Um die Auswirkungen lokaler Korrosion untersuchen zu können,

weist die Bewehrung in der vierten Bewehrungslage an 16 Stellen nahe der Stege einen variablen relativen Querschnittsverlust ζ über die Länge L_c auf (siehe Abbildung 46). Die Einflussfläche der Korrosionsschäden beträgt (mittlerer Rissabstand) · (Stababstand) = $s_{rm} \cdot s_b$ = 237 mm · 200 mm und bestimmt damit die optimalen Abmessungen des FE-Netzes zu 200 mm in beide Richtungen. In der NLFE-Berechnung der Platte mit dem in Abschnitt 4.3.1 beschriebenen erweiterten CMM-Usermat wird zuerst das Eigengewicht und danach die Membrankraft n_x aufgebracht. Anschliessend wird die Verformung w in Plattenmitte in Schritten von 1 mm erhöht und die dazu notwendige Einzellast Q an derselben Stelle bestimmt. Die Verformung wird solange gesteigert, bis die Zugfestigkeit der Bewehrung an irgendeiner Stelle in der Platte erreicht ist, d.h. die Bewehrung dort reisst, oder die Last Q trotz zunehmender Verformung abnimmt.

In Abbildung 47 (a)-(c) ist die Verformung w_{su} in Plattenmitte und in Abbildung 47 (d)-(f) die zugehörige Last Q_{su} bei Erreichen der Zugfestigkeit f_{su} der Bewehrung in einem Integrationspunkt als Funktion des relativen Querschnittsverlusts ζ dargestellt. Die in Plattenlängsrichtung aufgebrachte Membrankraft beträgt dabei (a) n_x = 0 kN, (b) n_x = -1250 kN/m (nominelle Druckspannung von -5 MPa bei einer Plattendicke von 0.25 m) und (c) n_x = 250 kN/m (nominelle Zugspannung von 1 MPa). Weiter wurde die Steifigkeit der Rotationsfedern zwischen c_x = 15 MNm/m und c_x = 30 MNm/m variiert, die Steifigkeit der horizontalen Feder beträgt k_y = 100 000 kN/m². Das Verhältnis von Länge zu Tiefe des Korrosionsschadens beträgt L_c/t = 2 bzw. 5 und entspricht der in Kapitel 4.1 «Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs» ermittelten Grössenordnung.

Die in Abbildung 47 gezeigten Lasten und Verformungen repräsentieren den Zustand der Platte beim Versagen des ersten Bewehrungsstabs (an einer Korrosionsstelle) und sind nicht mit der Traglast und der zugehörigen Verformung beim Versagen der Platte zu verwechseln. Diese liegen mutmasslich etwas höher, sofern nach dem Reissen des ersten Bewehrungsstabs die Last und die zugehörige Verformung gesteigert werden können. Um dies zu untersuchen, müsste ein verfeinertes Abbruchkriterium definiert resp. die Berechnungen nach dem Reissen einzelner Bewehrungsstäbe mit entsprechend angepasster Modellierung fortgesetzt werden. Eine solche weitergehende Untersuchung war im Rahmen dieses Projektes nicht vorgesehen, ist jedoch Gegenstand aktueller Forschung.

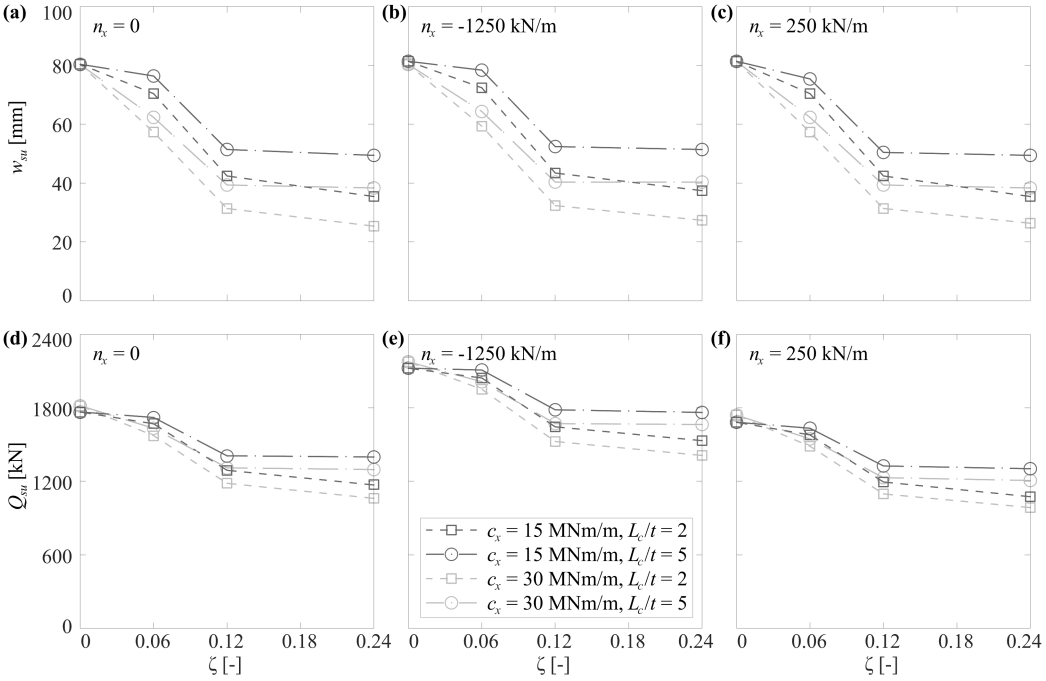


Abbildung 47: Resultate der Parameterstudie. Verformung w_{su} als Funktion des relativen Querschnittsverlusts ζ bei einer Membrankraft (a) n_x = 0 kN, (b) n_x = -1250 kN/m, (c) n_x = 250 kN/m; (d)-(e) zugehörige Last Q_{su}.

Generell zeigt sich in Abbildung 47, dass die Lasten und Verformungen in den Berechnungen ohne Korrosionsschaden ζ=0 für c_x = 15 MNm/m und c_x = 30 MNm/m praktisch identisch sind, mit minimal höherer Last Q_{su} für den höheren Einspanngrad. Bei Korrosionsschäden ζ > 0 wird die Zugfestigkeit in einem Integrationspunkt allgemein bei einer kleineren Verformung bzw. Last erreicht, wobei eine höhere Rotationssteifigkeit zu tieferen Lasten und Verformungen führt. Dies ist durch die betragsmässig grösseren negativen Biegemomente entlang der Ränder bei y = 2.2 m bzw. y = -2.2 m infolge des höheren Einspanngrads zu erklären.

Ein grösseres Verhältnis von Länge zu Tiefe des Korrosionsschadens führt erwartungsgemäss zu einer grösseren Verformung w_{su} und einer grösseren Last Q_{su}. Im Vergleich zum in Plattenlängsrichtung spannungsfreien Zustand ist die Last Q_{su} bei Druckmembrankräften grösser und bei Zugmembrankräften kleiner, während die Verformung w_{su} von der Membrankraft praktisch nicht beeinflusst wird. Die grösste Reduktion der Last Q_{su} und Verformung w_{su} zeigt sich für eine Erhöhung des relativen Querschnittsverlusts von ζ = 0.06 auf ζ = 0.12. Dies entspricht der Feststellung in [72], dass das Verformungsvermögen bereits bei geringen relativen Querschnittsverlusten stark reduziert werden kann.

4.3.5 Stochastische Parameterverteilung der Schädigung

Für weitergehende Untersuchungen (im Rahmen dieses Projekts, aber auch darüber hinaus) zum Einfluss lokaler Korrosionsschäden auf das Tragverhalten betroffener Stahlbetonstrukturen sind insbesondere der Ort der Korrosionsstelle (inkl. betroffene Bewehrungslage) sowie der Querschnittsverlust und die Länge des Korrosionsschadens von Bedeutung. Nach heutigem Kenntnisstand werden solche, hinreichend genaue Angaben zum Korrosionszustand für bestehende Bauwerke mittelfristig auch mit verfeinerten Inspektionsmethoden nicht zur Verfügung stehen. Durch die Aufnahme

der Korrosionsschäden während der Instandsetzung oder nach dem Abbruch von Bauwerken kann jedoch die statistische Verteilung dieser und anderer Parameter ermittelt werden, analog wie im Kapitel 4.1 in Abbildung 12 und Abbildung 13 oder in [77] gezeigt. Daraus können Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen bestimmt werden, die die Parameter optimal beschreiben. Mit stochastischen Ansätzen wie der Copula-Theorie können Zusammenhänge zwischen den Parametern abgebildet werden, die einzeln als Randverteilungen der neuen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion zu verstehen sind.

Abbildung 48 (a) und (b) zeigt ein mögliches Beispiel von Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen für die Länge und Tiefe des Korrosionsschadens. Mithilfe der Clayton Copula Funktion kann eine Korrelation zwischen der Länge und Tiefe modelliert werden, um die Erkenntnisse aus Kapitel 4.1 zu berücksichtigen (eher längliche, weniger tiefe Korrosionsschäden). Unter Annahme eines kreisförmigen Querschnittsabtrags im Schnitt mit maximaler Tiefe können die für die NLFE-Berechnungen benötigten Parameter relativer Querschnittsverlust $\zeta = A_{lost}/A_s$ und bezogene Länge des Korrosionsschadens $\beta = L_c/s_{rm}$ (s_{rm} = Rissabstand) bestimmt werden. Der gekoppelte Zusammenhang zwischen diesen beiden Parametern ist in Abbildung 48 (e) dargestellt.

Im Beispiel wird weiter angenommen, dass innerhalb eines Feldes von 2.0·2.0 m² total 100 Korrosionsschäden auftreten. Da keine weiteren Informationen zur räumlichen Verteilung vorliegen, werden für die (x, y)-Koordinaten uniforme, voneinander unabhängige Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen verwendet, siehe Abbildung 48 (c) und (d). Unter Einbezug der bezogenen Länge des Korrosionsschadens und des relativen Querschnittverlusts resultiert damit eine räumliche Verteilung der Korrosionsschäden wie in Abbildung 48 (f) dargestellt.

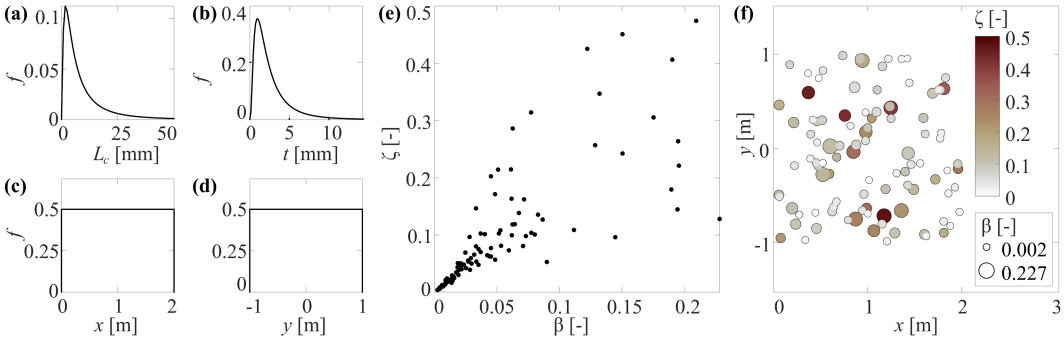


Abbildung 48: (a) bis (d) Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion f von Länge L_c, Tiefe t und Koordinaten x und y der Korrosionsschäden; (e) Zusammenhang zwischen bezogener Länge β und relativem Querschnittsverlust ζ von 100 generierten Korrosionschäden; (f) generierte Verteilung der Korrosionsschäden.

Um diese Methode der stochastischen Parameterverteilung der Schädigung für die praktische Anwendung nutzbar zu machen, wird eine umfangreiche Datenbank an aufgenommenen Korrosionsschäden mit Angabe über die Art des Bauwerks, die Exposition, die korrodieren Bereiche und der typischen Morphologie benötigt (siehe auch [77]). Es könnte so grundsätzlich gelingen, durch eine Vielzahl von untersuchten Korrosionsszenarien (Monte-Carlo-Simulation) eine Verteilungsfunktion der Traglast eines vergleichbaren Bauwerks zu gewinnen, womit eine Aussage zu dessen Tragsicherheit gemacht werden könnte. Aktuell sind leider jedoch nur wenige bis keine Daten

bestehender Tragwerke verfügbar, und aufgrund des Rechenaufwands für jeden einzelnen Korrosionszustand sind umfassende Monte-Carlo-Simulationen äusserst aufwändig und somit kaum realistisch machbar. Hingegen ist eine Beurteilung anhand von mit Ingenieurverstand – den jeweiligen Verhältnissen entsprechend – ausgewählten resp. erzeugten Korrosionszuständen möglich.

4.3.6 Anwendungsbeispiel Hohlkastenbrücke

Nachfolgend wird ein Beispiel einer 25 m langen Hohlkastenbrücke mit Korrosionsschäden an der Kragplatte betrachtet, um die Anwendbarkeit der vorgestellten Methoden (NLFE-Berechnung, stochastische Schädigungsparameter) für Stahlbetonbauwerke mit realitätsnahen Abmessungen zu illustrieren. Abbildung 49 zeigt die Geometrie und die Lagerbedingungen der Brücke. Sie ist in den Punkten E1, F1, E2 und F2 vertikal unverschieblich gelagert, sowie in den Punkten E1 und E2 in y-Richtung und den Punkten E2 und F2 in x-Richtung gehalten. Es werden zwei NLFE-Modelle der Brücke erstellt, eines mit und eines ohne Berücksichtigung des seitlich an die Kragplatte anschliessenden Randbords (Konsolkopf).

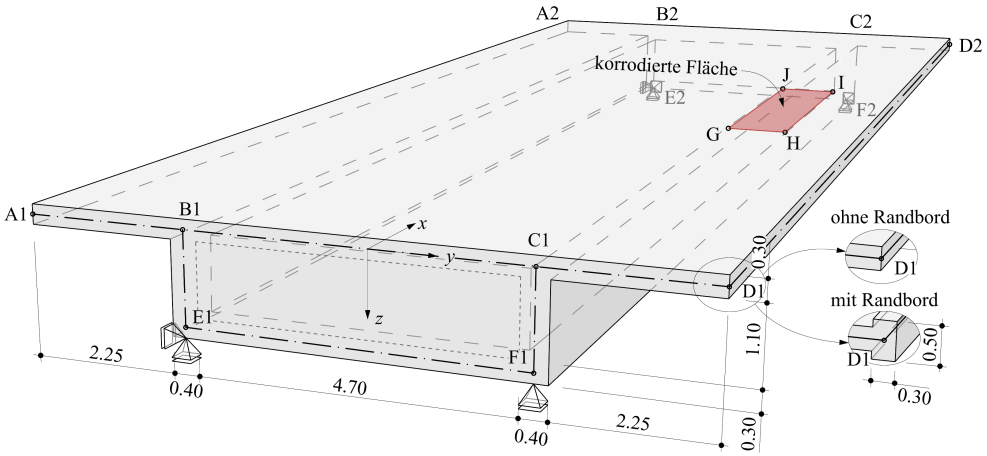


Abbildung 49: Geometrie und Lagerung der modellierten Brücke (Abmessungen in m).

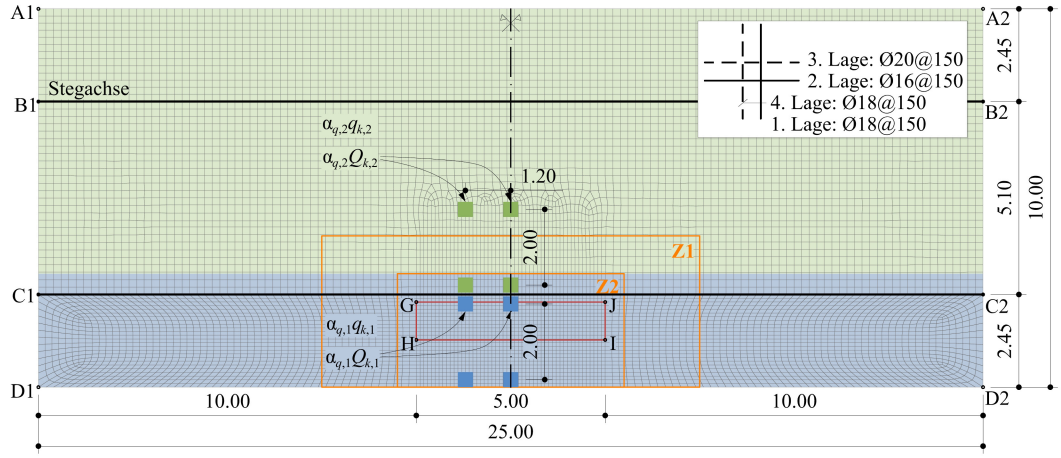


Abbildung 50: Strassenverkehrslasten gemäss Lastmodell 1 der SIA 261 und FE-Netz der Fahrbahnplatte (Abmessungen in m) sowie Lage der in nachfolgenden Abbildungen dargestellten Ausschnitte Z1 und Z2 .

Die Fahrbahnplatte und die Kragplatte sind in Längsrichtung (x-Richtung) mit Bewehrungsstäben Ø16@150 in der zweiten Lage und Stäben Ø20@150 in der dritten Lage bewehrt. In Querrichtung besteht die Bewehrung aus Ø18@150 in der ersten und vierten Lage, siehe Abbildung 50. Für das Materialgesetz des Bewehrungsstahls wird vereinfachend eine bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung mit einem Elastizitätsmodul $E_s = 205$ GPa, einer Fliessgrenze $f_{syd} = 435$ MPa und einer Zugfestigkeit $f_{sud} = 470$ MPa bei $\varepsilon_{sud} = 75‰$ angenommen (alle Werte auf Bemessungsniveau). Für den Beton wird für Druckspannungen das Materialgesetz nach Sargin [75] mit einer Druckfestigkeit von $f_{cd} = 28$ MPa und für Zugspannungen ein linear elastisches Materialverhalten mit Zugfestigkeit $f_{ctd} = 0.3 f_{cd}^{2/3} = 2.7$ MPa und Elastizitätsmodul $E_c = 10000 f_{cd}^{1/3} = 30$ GPa angenommen (Werte auf Bemessungsniveau). Die Belastung (Bemessungswerte) umfasst das Eigengewicht, eine Auflast von 1 kN/m² und als Nutzlast die Strassenverkehrslast gemäss Lastmodell 1 der SIA 261, siehe Abbildung 50. Die Netzweite des FE-Netzes ist 200 mm, ausser in der Nähe der korrodierten Fläche auf der Fahrbahnplatte, wo sie auf 100 mm reduziert wird, siehe Abbildung 50. Die Netzweite ist im Bereich mit lokaler Korrosion demnach wie gefordert kleiner als die Einflussfläche der Korrosionsschäden $s_{rm} \cdot s_b = 167$ mm $\cdot$ 150 mm.

Innerhalb der Fläche GHIJ (siehe Abbildung 51) weist die Bewehrung der vierten Lage (y-Richtung) an insgesamt 80 Stellen Korrosionsschäden auf, wobei alle Schäden einen relativen Querschnittsverlust von $\zeta = 50$ % und eine Länge des Korrosionsangriffs von $L_c = 18$ mm besitzen. Innerhalb des Projekts wurden die Parameter der Korrosionsschäden zwar variiert, es konnte jedoch kein signifikanter Einfluss auf die Traglast festgestellt werden. Die Position der Querschnittsverluste wird mithilfe des stochastischen Ansatzes aus Abschnitt 4.3.5 unter Annahme einer uniformen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion und unabhängiger Koordinaten bestimmt, siehe Abbildung 51.

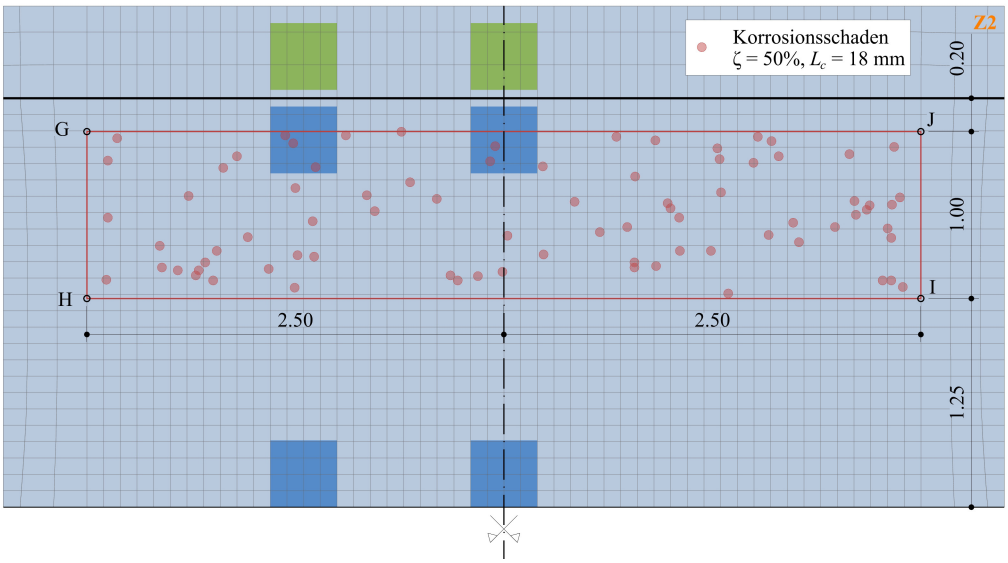


Abbildung 51: Ausschnitt Z2 mit achtzig Korrosionsschäden mit 50 % relativem Querschnittsverlust und einer Länge von 18 mm in der vierten Bewehrungslage in der Fläche GHIJ. Farbschema gleich wie in Abbildung 50.

Abbildung 52 (a), (c) und (e) zeigen die Biege- und Drillmomente in der Fahrbahnplatte der Hohlkastenbrücke ohne Randbord als Isolinien. Die grauen Isolinien entsprechen einer Berechnung ohne Korrosionsangriffe, die roten Isolinien einer Berechnung mit Korrosionsangriff gemäss Abbildung 51. Da die Isolinien mit und ohne Korrosion praktisch übereinstimmen, sind die roten Isolinien kaum sichtbar. Abbildung 52 (b), (d) und (f) zeigen dieselben Schnittkräfte für die Fahrbahnplatte mit Randbord, wobei zu beachten ist, dass die Biege- und Drillmomente im Randbord selbst nicht dargestellt sind. Abbildung 53 stellt die Biege- und Drillmomente aus Abbildung 52 im Ausschnitt Z1 (siehe Abbildung 50) vergrössert dar. Abbildung 54 zeigt die Membrankräfte und Abbildung 55 die Querkräfte (in x- und y-Richtung sowie die Hauptquerkraft v_0). In Abbildung 56 sind die Stahlspannungen der vierten Bewehrungslage im Ausschnitt Z2 (siehe Abbildung 50) dargestellt. Die Spannungen verstehen sich als Stahlspannungen am Riss und beziehen sich auf den jeweils vorhandenen minimalen Querschnitt (d.h. bei Vorhandensein eines Korrosionsschadens auf den reduzierten Querschnitt).

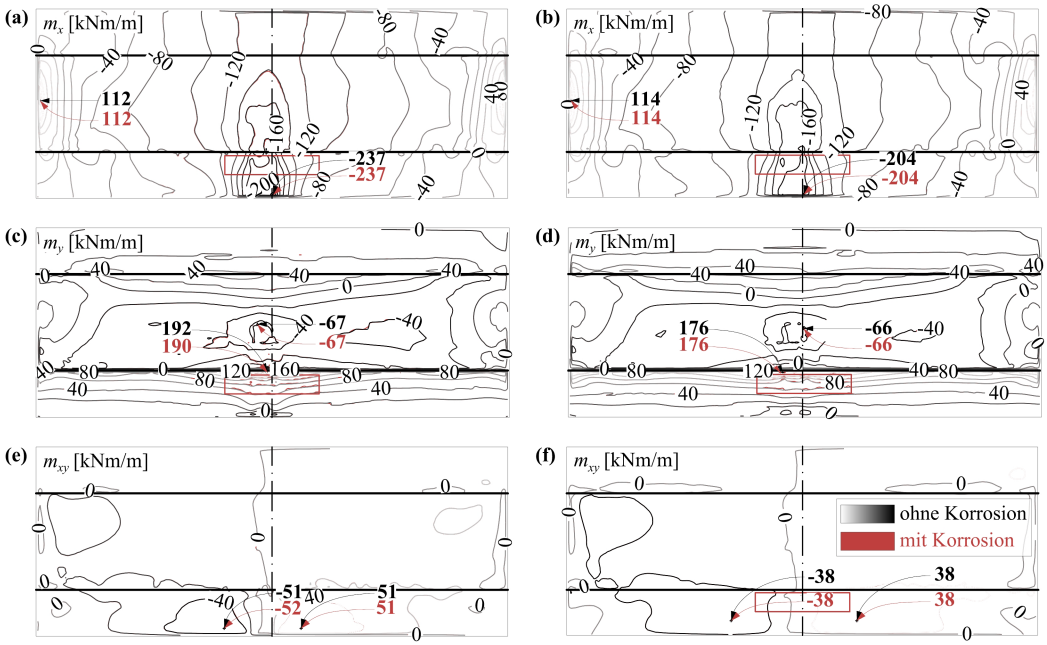


Abbildung 52: Biegemomente m_x, m_y und Drillmomente m_{xy} in der Fahrbahnplatte, ohne und mit Korrosionsschaden in grau bzw. rot. Grautöne: ohne Korrosionsangriff, Rottöne, mit Korrosionsangriff; (a), (c) und (e) Modell ohne Randbord; (b), (d) und (f) Modell mit Randbord.

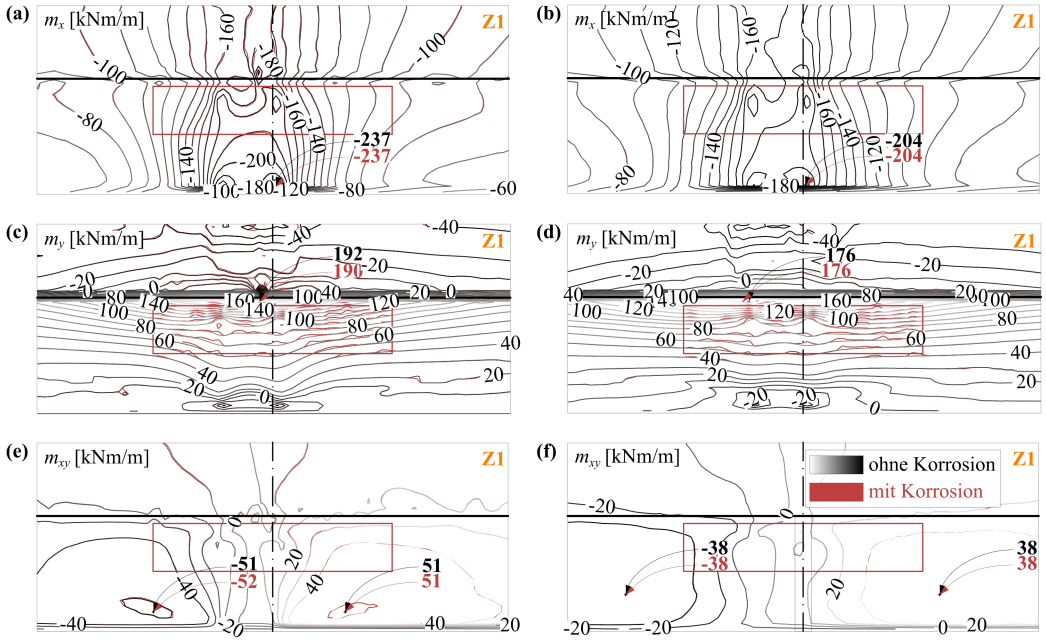


Abbildung 53: Biegemomente m_x, m_y und Drillmomente m_{xy} im Ausschnitt Z1 der in der Fahrbahnplatte, ohne und mit Korrosionsschaden in grau bzw. rot;. (a), (c) und (e) Modell ohne Randbord; (b), (d) und (f) Modell mit Randbord.

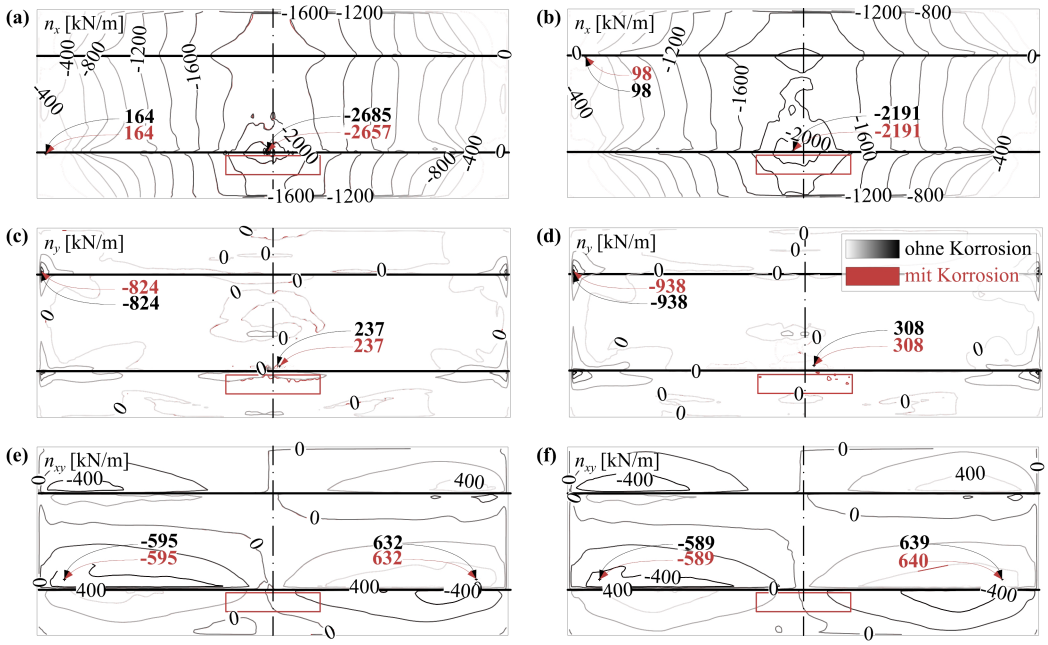


Abbildung 54: Membrankräfte n_x, n_y und n_{xy} in der in der Fahrbahnplatte, ohne und mit Korrosionsschaden in grau bzw. rot;. (a), (c) und (e) Modell ohne Randbord; (b), (d) und (f) Modell mit Randbord

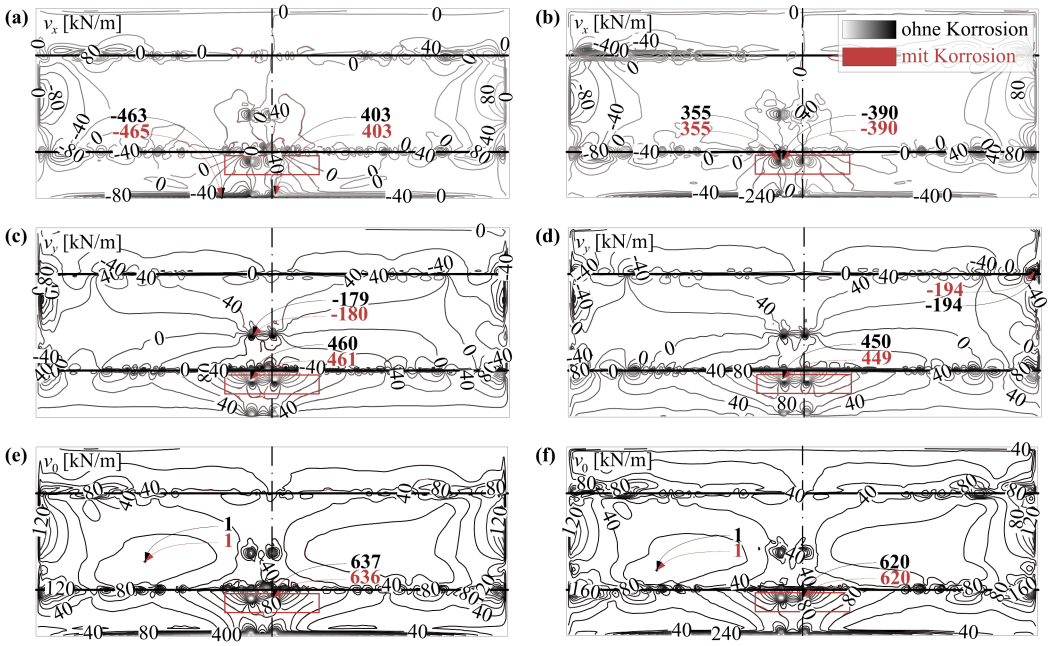


Abbildung 55: Querkräfte v_x, v_y und Hauptquerkraft v_0 in der in der Fahrbahnplatte, ohne und mit Korrosionsschaden in grau bzw. rot;. (a), (c) und (e) Modell ohne Randbord; (b), (d) und (f) Modell mit Randbord.

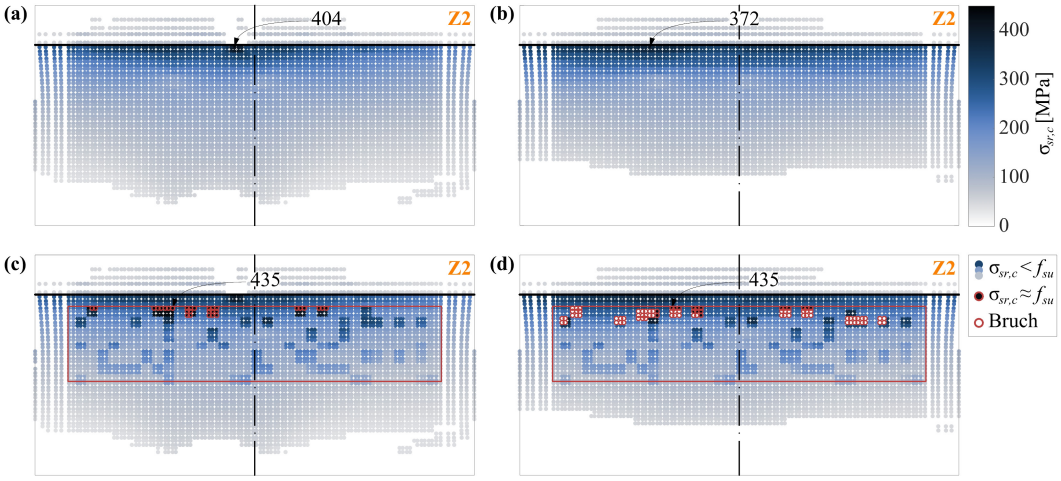


Abbildung 56: Stahlspannungen am Riss in der vierten Bewehrungslage, bezogen auf den minimalen Querschnitt, dargestellt in den Integrationspunkten des Ausschnitts Z2. (a), (c) ohne bzw. (b), (d) mit Randbord; (a), (b) ohne bzw. (c), (d) mit Korrosionsschäden.

Wie aus den Abbildung 52 bis Abbildung 55 hervorgeht, hat die Schädigung der Bewehrung auf Bemessungsniveau praktisch keinen Einfluss auf die Schnittgrössen, trotz beträchtlichem relativem Querschnittsverlust von 50 %: Die Werte und Orte der Schnittgrössenmaxima mit und ohne Korrosion sind nahezu identisch. Dies könnte teilweise auf den aus der globalen Beanspruchung entstehenden günstig wirkenden Druckmembranspannungszustand in Brückenlängsrichtung zurückzuführen sein. Im Modell mit Randbord sind die Schnittgrössen allgemein etwas geringer, da ein Teil der Last zum Randbord hin abgetragen und von diesem zu den Auflagern geführt wird.

Wie in Abbildung 56 ersichtlich sind die Stahlspannungen in der Nähe der Querschnittsverluste signifikant grösser, und in einigen Integrationspunkten wurde die Zugfestigkeit der Bewehrung erreicht. Im Gegensatz zum Modell in Abschnitt 4.3.4 wurden die Berechnungen bei Erreichen der Zugfestigkeit in einem Stab nicht abgebrochen. Die NLFE-Berechnung kann so die geänderte Lastverteilung zwischen den korrodierten und intakten Elementen aufzeigen. Diese Umlagerung zeigt sich in lokal sehr begrenzten Schnittgrössenänderungen, was sich in den leichten Abweichungen der Isolinen des Biegemoments m_y in Abbildung 52 (c) und (d) äussert. Ob und über welche räumliche Ausdehnung solche lokalen Umlagerungen in Platten mit lokaler Korrosion tatsächlich auftreten, ist in Versuchen zu überprüfen.

4.3.7 Zusammenfassende Erkenntnisse

Ziel dieses Arbeitspaketes war es aufzuzeigen, wie das Tragverhalten von Stahlbetonbauwerken mit lokal korrodierter Bewehrung unter allgemeiner Beanspruchung untersucht werden kann. Die bei statisch unbestimmten Systemen möglichen Lastumlagerungen müssen dabei aufgrund des infolge der lokalen Korrosion eingeschränkten Verformungsvermögens kritisch betrachtet werden. Dazu wurde eine auf NLFE basierende Methodik mit einem angepassten Materialgesetz entwickelt, welche die entscheidenden Einflüsse der Korrosion auf das Tragverhalten abbilden kann. Der «Proof of Concept» konnte für diese Methodik erbracht werden.

Am einfachen Beispiel eines Zuggurtes konnte gezeigt werden, dass bei Netzgrössen, die kleiner sind als die in der Methodik definierte Einflussfläche eines Korrosionsschadens, keine Netzabhängigkeit der Resultate besteht. Es ist somit gelungen, die Diskontinuität infolge der lokalen Querschnittsreduktion im NLFE-Modell zu berücksichtigen, ohne die Netzgrösse auf für Tragwerke unpraktische Werte verkleinern oder die Anwendbarkeit einschränken zu müssen. Die Unabhängigkeit der Resultate von der Netzgrösse scheint für die Methodik allgemein zuzutreffen, muss für statisch unbestimmte Bauteile aber noch weiter untersucht werden.

Die Methodik konnte anhand der Resultate aus Versuchen an statisch unbestimmten Plattenstreifen mit geschädigter Bewehrung erstmals validiert werden. Sowohl die Traglast als auch die Versagensmechanismen der Plattenstreifen konnten bei geeigneter Wahl der Netzgrösse zutreffend bestimmt werden.

Zusätzlich wurde für weitergehende Untersuchungen von korrodierenden Tragwerken ein Ansatz für die stochastische Verteilung der Schädigungsparameter entwickelt, mit dem Korrosionsschäden mit bestimmten Eigenschaften räumlich im Modell verteilt werden können. Die Parameter können dabei unabhängig voneinander aus Bauwerksuntersuchungen ermittelt und, falls sinnvoll, später miteinander korreliert werden. Steht eine ausreichende Datengrundlage zur Verfügung, erlaubt der Ansatz es in Zukunft die Verteilungsfunktion der Traglast eines Bauwerks mithilfe von Monte-Carlo-Simulationen oder der Untersuchung ausgewählter Korrosionsszenarien zu bestimmten und so Aussagen über seine Versagenswahrscheinlichkeit zu treffen.

Die im Anwendungsbeispiel der Hohlkastenbrücke erhaltenen Resultate sind plausibel und bestätigen die Hypothese, dass eine lokale Korrosion der Bewehrung in mehrachsig tragenden, statisch unbestimmten Platten weitaus weniger Auswirkungen auf das

Tragverhalten hat, als dies bei einachsig tragenden Bauwerken (bspw. Winkelstützmauern) beobachtet werden konnte. Die hier gemachten Voraussagen sollten unbedingt experimentell an Plattenversuchen verifiziert werden. Es käme einem Meilenstein in der Tragwerksforschung und dem Tragwerkserhalt gleich, wenn so gezeigt werden kann, dass sich lokale Bewehrungskorrosion je nach statischem System weitaus weniger negativ auswirkt als dies heutzutage angenommen wird.

4.4 Konzeptionelles Lebensdauermodell

4.4.1 Implementierung der Ergebnisse aus den Kapiteln 4.1 bis 4.3

Durch Zusammenführen der Ergebnisse aus den Kapiteln 4.1 bis 4.3 kann ein Konzept zur (Rest-)Lebensdauermodellierung, insbesondere zur wissensbasierten Bestimmung des Grenzzustands, vorgeschlagen werden. Unter (Rest-)Lebensdauer wird hier die verbleibende Zeit bis zum Erreichen eines definierten Grenzzustands verstanden. Diese Dauer setzt sich aus einer (verbleibenden) Zeit bis zur Initiierung der lokalen Korrosion (t_{ini}), sowie im Anschluss einer Phase, in welcher die Korrosion abläuft und mit zunehmender Zeit (t_{korr}) das Schadensmass ansteigt bis ein kritischer Grenzzustand erreicht ist ($t_{korr,krit}$). Für die (Rest-)Lebensdauer gilt somit:

$$(Rest-)Lebensdauer = t_{ini} + t_{korr,krit} \tag{6}$$

Abbildung 57 zeigt ein schematisches Flussdiagramm der einzelnen Schritte des hier vorgeschlagenen, konzeptionellen Vorgehens, welches zur Bestimmung der (Rest-)Lebensdauer angewandt werden kann. Im folgenden Abschnitt werden die einzelnen Schritte diskutiert.

Das Vorgehen ist grundsätzlich anwendbar auf bestehende Bauwerke, z. B. im Rahmen der Zustandsüberprüfung, sowie auch neue Bauwerke in der Planungsphase. Bei bestehenden Bauwerken stellt sich vorab die Frage, ob die chloridinduzierte Korrosion bereits eingesetzt hat, und falls ja, wie lange dies bereits der Fall ist und wie weit die Schädigung entsprechend bereits fortgeschritten ist. Für den Fall, dass die Korrosion noch nicht eingesetzt hat, ist eine Abschätzung der bis zur Initiierung der lokalen Korrosion verbleibenden Zeit (t_{ini}) erforderlich. Letzteres war nicht Gegenstand dieses Forschungsprojekts, und wurde bereits in zahlreichen anderen Forschungsprojekten behandelt. Der Leser bzw. die Leserin sei an die umfassende Literatur verwiesen, beispielsweise den fib model code for service life design [78], den ASTRA Forschungsbericht [79], oder eine kürzliche Veröffentlichung einer internationalen RILEM Arbeitsgruppe [80]. Im Wesentlichen stützen sich diese Ansätze auf das Konzept des kritischen Chloridgehalts [3], [81] ab, d.h. mittels eines mathematischen Modells wird der Chlorideintrag in das Bauwerk modelliert und somit die Zeit ermittelt, die verbleibt, bis der kritische Chloridgehalt erreicht ist. Diese Berechnung kann für gerissene Elemente um Modelle erweitert werden, die den Einfluss des Risses beispielsweise über eine Anpassung des Diffusionskoeffizienten [82], [83] berücksichtigen. Dennoch stellen sich hier bauwerksspezifische Fragen, wie beispielsweise die Berücksichtigung der Chloridexposition (Chloridkonzentration, welche auf das Bauwerk einwirkt, sowie die räumliche Variabilität der Chlorideinwirkung), das mögliche Vorhandensein von

Oberflächenschutzsystemen auf dem Beton, oder die geometrische Situation der Entwässerung am Bauwerk (Gefälle, Fugen, etc.). Diese lokalen Gegebenheiten haben einen signifikanten Einfluss auf den Ort, an welchem die Korrosion mit hoher Wahrscheinlichkeit zuerst einsetzt. Solche Fragen müssen fallspezifisch beurteilt und in den weiteren Schritten der Modellierung, sowohl der Prognose der vordergründig von Korrosion betroffenen Bereichen als auch der statischen Modellierung, berücksichtigt werden.

Sobald die Korrosion initiiert ist, beginnt die Fortschrittsphase. Dies bedeutet, dass mit zunehmender Zeit ein Schadensmass akkumuliert wird. Anfänglich führt die Korrosion primär zu einem Masseverlust (Volumenverlust) am Bewehrungsstahl. Wir betrachten es als ein zentrales Element des hier vorgeschlagenen Vorgehens, dass dieser Massverlust in Form einer (oder mehreren) lokalen Korrosionsangriffsstelle beschrieben werden kann, und zwar hinsichtlich der geometrischen Parameter (Länge L, Breite W, und Tiefe D) des Korrosionsangriffs. Dieser Ansatz geht deutlich über die verbreiteten Ansätze eines über den Bewehrungsstab gleichförmig verteilten Masse- bzw. Volumenverlusts an Stahl hinaus.

Aus Kapitel 4.1 sind die Parameter, welche die Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs beschreiben, umfassend dokumentiert. So ist es möglich, anhand eines bekannten Stahl-Volumenverlusts, V, die Parameter L, W, D zu bestimmen, und aus diesen schliesslich auch den relativen Stahlquerschnittsverlust (ζ) zu errechnen. Angenommen, V, sei bekannt, so können L, W und D abgeschätzt werden indem angenommen wird, dass der Volumenverlust einem Ellipsoid entspricht:

$$L = \sqrt[3]{\frac{6V}{\pi \cdot f_W \cdot f_D}} \tag{7}$$

$$W = f_W \cdot L \tag{8}$$

$$D = f_D \cdot L \tag{9}$$

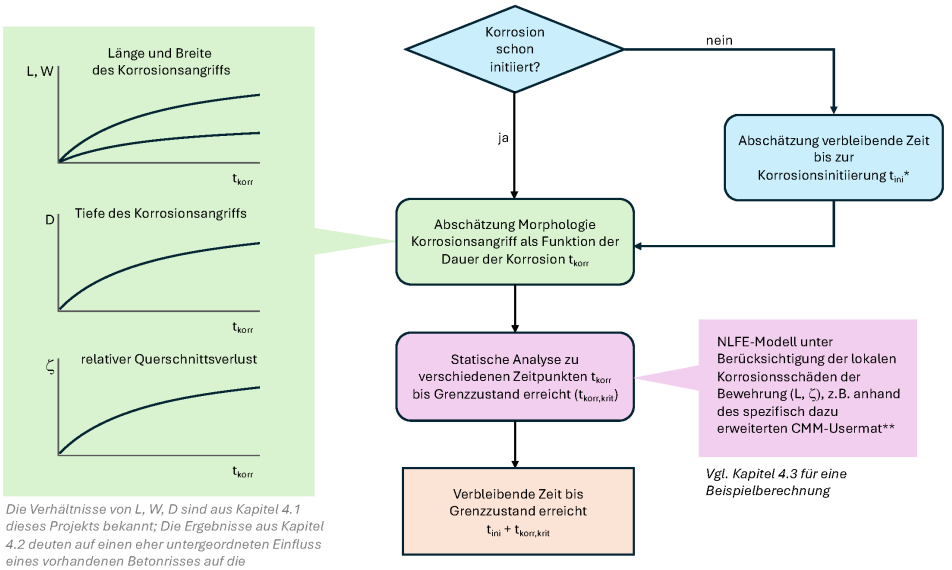
wobei L, W und D den Parametern der Lochmorphologie entsprechen, V der Volumenverlust des Stahls ist und f_W und f_D die Verhältnisse von W bzw. D zu L sind.

Um die zeitliche Entwicklung dieser Parameter (L, W, D, ζ), d.h. als Funktion des Korrosionsfortschritts quantitativ zu beschreiben muss jedoch der Volumenverlust an Stahl als Funktion der Korrosionszeit t_{korr} bekannt sein. Ein erster Ansatz wäre es, die über die Zeit gemittelte Korrosionsgeschwindigkeit – in Form eines Korrosionsstroms, I, wie er etwa durch elektrochemische Verfahren ermittelt werden kann (Kapitel 4.2) – einfliessen zu lassen. So kann anhand des ersten Faraday'schen Gesetzes dieser Korrosionsstrom stringent in den Volumenverlust, V, umgerechnet werden:

$$V = k \cdot I \cdot t_{korr} \tag{10}$$

Für Eisen und C-Stahl ist der Faktor k näherungsweise 3.67 x 10^{-5} cm^3/C. Zweifelsohne ist jedoch noch weiterführende Forschung notwendig, um den Korrosionsstrom der lokalen, chloridinduzierten Bewehrungskorrosion für verschiedene Bedingungen besser einzugrenzen und zu quantifizieren.

Sofern die Verteilung der Korrosionsstellen am Bauteil (oder Bauwerk) und deren Parameter (L, ζ) für einen gewissen Zeitpunkt bekannt sind, ist eine statische Überprüfung möglich. Hierzu werden die für die Tragfähigkeitsberechnung relevanten Parameter bestimmt, namentlich die Bauwerksgeometrie, Materialgesetze und Materialeigenschaften sowie die Belastung (vgl. Kapitel 4.3). Anhand eines NLFE-Modells und unter Berücksichtigung der lokalen Korrosionsschäden der Bewehrung, z. B. anhand des spezifisch dazu erweiterten CMM-Usermat, kann diese statische Überprüfung für verschiedene Zeitschritte (t_{corr}) vorgenommen werden. Mit zunehmendem Korrosionsfortschritt, damit zunehmendem Wachstum der lokalen Korrosionsangriffe, kann entsprechend das Last-Verformungsverhalten, und zwar unter Berücksichtigung der bei statisch unbestimmten Systemen relevanten Lastumlagerungen, mitverfolgt werden. Entsprechende Beispiele sind in Kapitel 4.3 dargelegt. Diese Betrachtung bei zunehmend grösseren Zeitschritten t_{korr} kann bis zu dem Zustand erfolgen, bei welchem das Bauteil versagt oder die Verformungen bzw. Rissöffnungen den Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit nicht mehr genügen ($t_{corr,krit}$).



Die Verhältnisse von L, W, D sind aus Kapitel 4.1 dieses Projekts bekannt; Die Ergebnisse aus Kapitel 4.2 deuten auf einen eher untergeordneten Einfluss eines vorhandenen Betonrisses auf die Korrosionsgeschwindigkeit hin, zumindest im frühen Stadium.
Für eine quantitative Beschreibung von L,W,D über die zeitliche Entwicklung ist noch Forschungsbedarf.

**, ** Abschätzung von t_{ini} und der örtlichen Verteilung verschiedener Korrosionsstellen hängt von der Bauteilgeometrie und der Exposition ab (Gefälle, Beschichtungen, Chloridbelastung, etc.)*

Abbildung 57: Flussdiagramm eines möglichen Lebensdauermodells.

4.4.2 Ausblick

Im Rahmen des hier beschriebenen Forschungsprojekts konnte somit ein konzeptionelles Vorgehen vorgeschlagen werden, welches die Zustandsbeurteilung von Stahlbetonbauwerken mit lokaler (chloridinduzierter) Korrosion auf eine neue Grundlage stellen kann. Eine detaillierte und spezifische Ausarbeitung dieses Konzepts zur Bestimmung der (Rest-)Lebensdauer jedoch würde den Rahmen des vorliegenden Forschungsprojekts sprengen. Dazu ist weitere Forschung und Entwicklung erforderlich,

wobei die nachstehende (nicht abschliessende) Auflistung an Fragen im Fokus stehen sollte:

- Konzept zur Integration einer fallbezogenen Bewertung von Faktoren wie der Chloridexposition, Oberflächenschutzsystemen und den geometrischen Gegebenheiten eines Bauwerks, um einerseits den Ist-Zustand eines bestehenden Bauwerks besser abschätzen zu können, und um andererseits die Orte der Korrosionsinitiierung realitätsnah bestimmen zu können.

- Quantitative Beschreibung des Korrosionsfortschritts anhand der Korrosionsdauer und möglicherweise anhand der Expositionsbedingungen. Konkret geht es darum, den Masseverlust bzw. Volumenverlust einer Korrosionsstelle über die Zeit beschreiben zu können. Die Kenntnis dieser Grössen würde es erlauben, anhand der in diesem Projekt erlangten Erkenntnisse zur «Lochmorphologie» den zu einer bestimmten Zeit t_{korr} aufkumulierten Volumenverlust in die Parameter L, W, D und den relativen Querschnittsverlust ζ umzurechnen, welche für die statische Berechnung als Eingangsparameter erforderlich sind. Die Autoren sehen insbesondere Chancen in Monitoringtechnologien, welche es erlauben würden, den Korrosionsfortschritt unter Bauwerksbedigungen mitzuverfolgen und zu quantifizieren. Eine umfassende Dokumentation solcher Daten fehlt in der internationalen Literatur.

- Effekt der Rissöffnung auf die Korrosionsgeschwindigkeit. Das vorliegende Projekt hat im Einklang mit bestehender Literatur gezeigt, dass die Korrosionsgeschwindigkeit bei geöffneten Rissen während den Trockenphasen rascher zum Erliegen kommt, als dies bei geschlossenen Rissen der Fall ist. Ausserdem deuten die Ergebnisse eines dynamischen Risses, also eines Risses, der sich öffnet und schliesst, darauf hin, dass diese mechanischen Rissbewegungen den Korrosionsstrom temporär anheben. Sowohl ein umfassendes Verständnis für die dafür fundamental verantwortlichen Prozesse, als auch Daten, die eine quantitative Beschreibung dieses Phänomens erlauben, fehlen. Solche Kenntnisse und Daten sind jedoch erforderlich, um den Effekt von dynamischen Rissen auf die Korrosionsaktivität eines Bauwerks zu berücksichtigen.

5 Schlussfolgerungen und Empfehlungen

5.1 Morphologie des lokalen Korrosionsangriffs

Die Morphologie chloridinduzierter Korrosion wurde an Bauwerken und Laborprüfkörpern untersucht, wobei über 600 Korrosionsstellen dokumentiert wurden. Es stellte sich heraus, dass die Morphologie fast ausnahmslos flach ist und in den meisten Fällen dem Muster $L \geq W > D$ folgt. Dies weist darauf hin, dass die etablierte Lochkorrosionstheorie nicht direkt auf chloridinduzierte Korrosion von Bewehrungsstahl in Beton angewendet werden kann und hier noch Forschungsbedarf zu den zugrundeliegenden Mechanismen besteht. Für das Tragverhalten von lokal korrodierenden Stahlbetonbauwerken ist dieser Befund jedoch vorteilhaft. Die flache, längliche Morphologie der Korrosionsangriffe impliziert höhere verbleibende Trag- und Verformungskapazitäten im Vergleich zu tiefen, kurzen Angriffen mit demselben Massenverlust.

Aus den gesammelten Daten wurde die Korrosionsrate der untersuchten Bauwerke und Laborprüfkörper berechnet. Die höchsten Korrosionsraten wurden kurz nach Korrosionsbeginn beobachtet (> 1 mm pro Jahr), während über längere Zeiträume (Jahrzehnte) die (durchschnittliche) Korrosionsrate deutlich niedriger war (4-373 µm pro Jahr).

Eine umfassende Datenbank der dokumentierten Parameter steht als open access Datei zum Download für weitere Analysen zur Verfügung. Mit den in diesem Projekt gesammelten Daten kann zur Verbesserung bestehender Lebensdauermodelle beigetragen werden, indem eine Datenbasis für probabilistische Modellierungen der Eingangsparameter und/oder Randbedingungen geschaffen wurde. Es wird empfohlen eine Grundlage für die weitere Dokumentation der Morphologie von Korrosionsangriffen im Rahmen der Unterhalts- und Ersatzbaumassnahmen zu schaffen. Mit einer breit aufgestellten Datenbasis könnte die zeitliche Entwicklung der Morphologie zukünftig allenfalls probabilistisch angegangen werden.

5.2 Wechselwirkung zwischen Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit

Der Zusammenhang zwischen Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit wurde anhand von experimentellen Versuchen unter kontrollierten Laborbedingungen untersucht. Im frühen Stadium der Korrosion zeigten statisch offen oder geschlossene Risse (Rissbreiten ≤ 0.1 mm) während Nassphasen keinen Einfluss auf den Korrosionsfortschritt. In Trockenphasen hingegen führte ein offener Riss (0.1 mm) zu einem messbar schnelleren Abfallen der Korrosionsraten im Vergleich zu einem geschlossenen Riss

(Rissbreiten ≤ 0.05 mm). Dies kann durch ein rascheres Trocknen des Risses erklärt werden. Wiederholtes Öffnen und Schliessen von Rissen zeigte sowohl bei Chloridbeaufschlagung als auch während der Trockenphase einen kurzfristigen Anstieg der Korrosionsraten. Mögliche Prozesse, die zum Anstieg der Korrosionsraten führen könnten, sind das Verdrängen von Sauerstoff nahe der passiven Stahloberfläche durch Chloridlösung während Nassphasen oder eine Homogenisierung der Lösung nahe der Anode durch die mechanische Bewegung und dadurch eine Änderung der kathodischen respektive anodische Teilreaktion. Die mechanische Bewegung könnte auch eine Schädigung der Stahl-Beton-Grenzfläche bewirken, wodurch die Korrosion kurzfristig aktiviert würde. Die Rissöffnung an der Betonoberfläche verblieb auch bei Überdrücken der Zugseite bei mindestens 20 µm und zeigte, dass Risse an zug- und biegebeanspruchten Bauteilen auch ohne zusätzliche Einwirkungen in der Regel nie gänzlich geschlossen sind. Der während des Projekts erreichte Korrosionsfortschritt (lokaler Querschnittsverlust ≤ 9 %) zeigte noch keine Auswirkung auf das Last-Verformungsverhalten der Prüfkörper.

Zusammenfassend bedeutet dies, dass es einen Zusammenhang zwischen der Rissöffnung und der Korrosionskinetik gibt. Eine dynamische Rissöffnung, wie sie beispielsweise unter Strassenverkehrslasten oder Temperaturausdehnung stattfindet, kann die Korrosionskinetik kurzfristig beschleunigen.

Weiterführend müssten die genauen Zusammenhänge zwischen der dynamischen Rissöffnung und der Korrosionskinetik untersucht werden, beispielsweise durch den Vergleich gerissener und ungerissener Prüfkörper, die unterhalb der Risskraft auf Zug beansprucht werden, um festzustellen, ob der hier gefundene Einfluss der dynamischen Belastung auf die Korrosionskinetik aufgrund des Risses stattfand oder aufgrund der mechanischen Bewegung an der Stahl-Beton-Grenzfläche. Ebenfalls bleibt zu untersuchen wie sich das Last-Verformungsverhalten über einen längeren Korrosionsfortschritt entwickelt.

5.3 Untersuchung des Einflusses lokaler Bewehrungsschädigung auf das globale Tragverhalten

Um das Tragverhalten und die verbleibende Traglast bestehender Stahlbetonbauwerke mit lokaler Korrosion der Bewehrung untersuchen zu können, wurde eine Methodik zur Berücksichtigung von lokalen Schäden in NLFE-Modellen entwickelt. Sie basiert auf der Erweiterung eines bereits existierenden, mechanisch konsistenten Materialmodells für Stahlbeton (CMM-Usermat) in Kombination mit der Definition eines von der Schädigung ausgehenden Einflussvolumens. Dies ermöglicht es, das nichtlineare Tragverhalten von statisch unbestimmten Tragwerken inklusive möglicher, jedoch durch die lokale Korrosion eingeschränkten Lastumlagerungen zutreffend abzubilden. Die Anwendung der Methodik wurde mit einer Beispielrechnung an einem einfachen Zuggurt aufgezeigt und ihre Vorhersagegenauigkeit anhand der Resultate dreier grossmassstäblicher Versuche validiert. Mit einer Parameterstudie an der Fahrbahnplatte einer Hohlkastenbrücke konnten wichtige Einflussparameter identifiziert werden.

Die wichtigsten Eingangsparameter für die Modellierung lokaler Korrosionsschäden sind die Position der Schädigung entlang der Bewehrung, der relative Querschnittsverlust und die Länge des Korrosionsschadens. Da diese Parameter im Allgemeinen bei der Überprüfung von bestehenden Stahlbetonbauwerken nicht bekannt sind, wurde ein stochastischer Ansatz entwickelt, der es ermöglicht, aus Daten früherer Untersuchungen an ähnlichen Bauwerken eine Vielzahl möglicher Korrosionsszenarien zu generieren und so beispielsweise die verbleibende Traglast statistisch beschreiben zu können. Die dazu notwendige Datengrundlage zu den Eigenschaften der Korrosionsschäden fehlt bei der Zustandsüberprüfung von Bauwerken allerdings, und die Rechenzeiten der einzelnen Analysen machen umfassende Monte-Carlo-Simulationen äusserst aufwändig. Es wird daher empfohlen, ein Konzept zu entwickeln, wie (i) die erforderlichen Parameter bei Instandsetzungen oder Abbrüchen von Bauwerken erhoben werden können und (ii) die Anzahl der zu untersuchenden Korrosionsszenarien reduziert werden kann.

Zur Überprüfung der Anwendbarkeit der entwickelten Methodik bei der Modellierung ganzer Tragwerke wurden NLFE-Berechnungen an einer fiktiven, aber realitätsnah modellierten Hohlkastenbrücke durchgeführt. Die Bewehrung der Kragplatte wurde nahe des Hohlkastenstegs in einem Bereich von 5.0·1.0 m² an 80 Stellen geschädigt, wobei der relative Querschnittsverlust 50 % betrug. Für eine Kombination aus Eigengewicht, Auflast und Strassenverkehrslast wurden bei den Korrosionsstellen zwar erhöhte Stahlspannungen (bezogen auf die reduzierte Querschnittsfläche) festgestellt, jedoch zeigte sich kein relevanter Einfluss der lokalen Korrosionsschäden auf die globalen Schnittgrössen. Daraus lässt sich ableiten, dass zwar lokal begrenzte Lastumlagerungen in der Nähe der Korrosionsstellen stattfinden, das globale Tragverhalten des Bauwerks jedoch weitaus weniger beeinflusst wird als derzeit angenommen. Um diese Resultate zu verifizieren und das Tragverhalten besser zu verstehen, sind Versuche an Stahlbetonplatten mit lokaler Korrosion der Bewehrung unerlässlich. Sollten die Ergebnisse experimentell bestätigt werden können, käme dies einem Meilenstein für den Tragwerkserhalt gleich, da gewisse von lokaler Korrosion betroffene Bauteile zurückhaltender instandgesetzt werden könnten.

Die Anwendungsmöglichkeiten der erarbeiteten Methodik sind wesentlich umfassender, als in Kapitel 4.3 untersucht. So ist beispielsweise eine Übertragung auf vorwiegend auf Querkraft beanspruchte Bauteile wie Brückenstege ohne weiteres möglich. Falls zukünftig eine umfassende Datengrundlage zu an bestehenden Bauwerken aufgenommenen Korrosionsschäden zur Verfügung steht, ist mit der Kombination aus NLFE-Berechnung und dem stochastischem Ansatz zur Parameterverteilung ein probabilistischer Nachweis bestehender, von Korrosion betroffener Tragwerke und die Bestimmung ihrer Restlebensdauer denkbar. Hierzu bedarf es jedoch noch weiterer Forschung sowohl hinsichtlich Lochmorphologie als auch zum Tragverhalten betroffener Bauteile.

5.4 Konzeptionelles Lebensdauermodell

In Kapitel 4.4 wurde ein konzeptionelles Vorgehen zur (Rest-)Lebensdauermodellierung von Stahlbetonbauwerken entwickelt, das die lokale, chloridinduzierte Korrosion

der Bewehrung berücksichtigt. Dieses Konzept bietet eine neue Grundlage für die Bestimmung der Restlebensdauer solcher Bauwerke. Durch die Kombination der in den Kapiteln 4.1 bis 4.3 erarbeiteten Erkenntnisse wurde ein neuer Ansatz zur Abschätzung der verbleibenden Lebensdauer von Bauwerken vorgeschlagen, der sowohl für bestehende als auch für neue Bauwerke anwendbar ist. Allerdings ist eine detaillierte Ausarbeitung dieses Modells über den Rahmen des Projekts hinaus notwendig, was zusätzliche Forschung erfordert. Im Mittelpunkt zukünftiger Arbeiten sollten die zuverlässige Abschätzung des aktuellen Bauwerkszustands, die quantitative Beschreibung des Korrosionsfortschritts und der Einfluss von Rissöffnungen auf die Korrosionsgeschwindigkeit stehen. Diese Daten sind entscheidend für die Berechnung der für die Statik relevanten Parameter und könnten z. B. durch den Einsatz von Monitoringtechnologien unter realen Bedingungen besser erfasst und dokumentiert werden.

Literaturverzeichnis

[1] U. Angst, „Challenges and opportunities in corrosion of steel in concrete“, *Mater. Struct.*, Bd. 51, Nr. 4, 2018, doi: 10.1617/s11527-017-1131-6.

[2] D. Yilmaz und U. Angst, „Korrosionsbedingte Kosten an Ingenieurbauwerken im Schweizer Straßennetz“, *Beton- Stahlbetonbau*, Bd. 115, Nr. 6, S. 448–458, Juni 2020, doi: 10.1002/best.202000004.

[3] U. Angst, B. Elsener, C. K. Larsen, und Ø. Vennesland, „Critical chloride content in reinforced concrete - A review“, *Cem. Concr. Res.*, Bd. 39, Nr. 12, S. 1122–1138, Dez. 2009, doi: 10.1016/j.cemconres.2009.08.006.

[4] K. Tuutti, „Corrosion of steel in concrete“, Cement- och betonginst., 82:4, 1982.

[5] L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedeferri, E. Redaelli, und R. B. Polder, *Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair*. Weinheim, Germany: Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, 2013. doi: 10.1002/9783527651696.

[6] B. Elsener, D. Flückiger, H. Wojtas, und H. Böhni, „Methoden zur Erfassung der Korrosion von Stahl in Beton“, ETH Zurich, 1996. doi: 10.3929/ETHZ-A-001696382.

[7] S. Häfliger und W. Kaufmann, „Corroded Tension Chord Model: Load-deformation behavior of structures with locally corroded reinforcement“, *Struct. Concr.*, Bd. 23, Nr. 1, S. 104–120, 2022.

[8] D. V. Val und R. E. Melchers, „Reliability of Deteriorating RC Slab Bridges“, *J. Struct. Eng.*, Bd. 123, Nr. 12, S. 1638–1644, Dez. 1997, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:12(1638).

[9] C. Andrade und C. Alonso, „On-site measurements of corrosion rate of reinforcements“, *Constr. Build. Mater.*, Bd. 15, S. 141–145, 2001, doi: 10.1016/S0950-0618(00)00063-5.

[10] J. Cairns, G. A. Plizzari, Y. Du, D. W. Law, und C. Franzoni, „Mechanical Properties of Corrosion-Damaged Reinforcement“, *ACI Mater. J.*, Bd. 102, Nr. 4, 2005, doi: 10.14359/14619.

[11] R. Hingorani, F. Pérez, J. Sánchez, J. Fullea, C. Andrade, und P. Tanner, „Loss of ductility and strength of reinforcing steel due to pitting corrosion“, in *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, Toledo, Spain, 2013, S. 2009–2018.

[12] C. Cao, „3D simulation of localized steel corrosion in chloride contaminated reinforced concrete“, *Constr. Build. Mater.*, Bd. 72, S. 434–443, Dez. 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.09.030.

[13] R. B. Polder, U. Angst, J. Pacheco, und W. H. A. Peelen, „Propagation of pitting corrosion of steel in concrete: Conceptual models for local cross section loss“, in *Concrete Solutions*, Thessaloniki, Greece: CRC Press, Juni 2016, S. 417–421.

[14] R. Palsson und S. M. Mirza, „Mechanical Response of Corroded Steel Reinforcement of Abandoned Concrete Bridge“, *ACI Struct. J.*, Bd. 99, Nr. 2, 2002, doi: 10.14359/11538.

[15] W. Zhu, R. François, C. S. Poon, und J.-G. Dai, „Influences of corrosion degree and corrosion morphology on the ductility of steel reinforcement“, *Constr. Build. Mater.*, Bd. 148, S. 297–306, Sep. 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.05.079.

[16] E. Chen, C. G. Berrocal, I. Fernandez, I. Löfgren, und K. Lundgren, „Assessment of the mechanical behaviour of reinforcement bars with localised pitting corrosion by Digital Image Correlation“, *Eng. Struct.*, Bd. 219, S. 110936, Sep. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110936.

[17] S. Häfliger, *Load-deformation behaviour of reinforced concrete structures affected by local corrosion (Diss. ETH No. 29029)*. Zurich: ETH Zurich, 2023. doi: 10.3929/ETHZ-B-000602335.

[18] R. P. Frankenthal und H. W. Pickering, „On the Mechanism of Localized Corrosion of Iron and Stainless Steel“, *J. Electrochem. Soc.*, Bd. 119, Nr. 10, S. 1304–1310, 1972, doi: 10.1149/1.2403983.
[19] M. Pourbaix, „Applications of electrochemistry in corrosion science and in practice“, *Corros. Sci.*, Bd. 14, Nr. 1, S. 25–82, Jan. 1974, doi: 10.1016/S0010-938X(74)80006-5.
[20] C. J. Semino und J. R. Galvele, „Passivity breakdown of high purity iron and AISI 4340 steel in 0.5M NaCl solution“, *Corros. Sci.*, Bd. 16, S. 297–306, 1976, doi: 10.1016/0010-938X(76)90115-3.
[21] P. Ernst und R. C. Newman, „Pit growth studies in stainless steel foils. I. Introduction and pit growth kinetics“, *Corros. Sci.*, Bd. 44, Nr. 5, S. 927–941, Mai 2002, doi: 10.1016/S0010-938X(01)00133-0.
[22] M. G. Alvarez und J. R. Galvele, „The mechanism of pitting of high purity iron in NaCl solutions“, *Corros. Sci.*, Bd. 24, Nr. 1, S. 27–48, Jan. 1984, doi: 10.1016/0010-938X(84)90133-1.
[23] ASTM Standard G46-94, „Guide for Examination and Evaluation of Pitting Corrosion“, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018. doi: 10.1520/G0046-94R18.
[24] R. François, S. Laurens, und F. Deby, *Corrosion and its Consequences for Reinforced Concrete Structures*. London, UK; Oxford, UK: ISTE Press Ltd; Elsevier Ltd, 2018. doi: 10.1016/C2016-0-01228-7.
[25] E. Chen, C. G. Berrocal, I. Löfgren, und K. Lundgren, „Correlation between concrete cracks and corrosion characteristics of steel reinforcement in pre-cracked plain and fibre-reinforced concrete beams“, *Mater. Struct.*, Bd. 53, Nr. 2, S. 33, Apr. 2020, doi: 10.1617/s11527-020-01466-z.
[26] Y. Zhao, X. Xu, Y. Wang, und J. Dong, „Characteristics of pitting corrosion in an existing reinforced concrete beam exposed to marine environment“, *Constr. Build. Mater.*, Bd. 234, S. 117392, Feb. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117392.
[27] M. Jakubowski, „Influence of pitting corrosion on fatigue and corrosion fatigue of ship structures Part I Pitting corrosion of ship structures“, *Pol. Marit. Res.*, Bd. 21, Nr. 1, S. 62–69, Jan. 2013, doi: 10.2478/pomr-2014-0009.
[28] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, „SIA 262 – Betonbau“, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
[29] „DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“.
[30] B. Šavija und E. Schlangen, „Chloride ingress in cracked concrete - a literature review“, in *Advances in Modeling Concrete Service Life*, C. Andrade und J. Gulikers, Hrsg., Dordrecht: Springer Netherlands, 2012, S. 133–142. doi: 10.1007/978-94-007-2703-8_14.
[31] A. C. Boschmann Käthler, U. M. Angst, M. Wagner, C. K. Larsen, und B. Elsener, „Effect of cracks on chlorideinduced corrosion of steel in concrete - a review : Etatsprogrammet Varige konstruksjoner 2012-2015“, Statens vegvesen, Report, Sep. 2017. [Online]. Verfügbar unter: https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/handle/11250/2625428
[32] C. Boschmann Käthler, U. M. Angst, K. Hornbostel, und B. Elsener, „Critical Analysis of Experiments on Reinforcing Bar Corrosion in Cracked Concrete“, *ACI Mater. J.*, 2020, doi: 10.14359/51722408.
[33] C. Boschmann Käthler, U. M. Angst, G. Ebell, und B. Elsener, „Chloride-induced reinforcement corrosion in cracked concrete: the influence of time of wetness on corrosion propagation“, *Corros. Eng. Sci. Technol.*, S. 1–10, Juli 2020, doi: 10.1080/1478422X.2020.1789371.
[34] S. Haefliger und W. Kaufmann, „Tragwiderstand und Verformungsvermögen von Winkelstützmauern bei lokaler Korrosion der Bewehrung (ASTRA AGB 2015/28)“, ETH Zurich, Jan. 2023. doi: 10.3929/ETHZ-B-000613277.

[35] P. Marti, M. Alvarez, W. Kaufmann, und V. Sigrist, „Tension Chord Model for Structural Concrete“, *Struct. Eng. Int.*, Bd. 8, Nr. 4, S. 287–298, Nov. 1998, doi: 10.2749/101686698780488875.
[36] M. Alvarez, „Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton“, ETH Zürich, Zürich, Report, 1998. doi: 10.3929/ethz-a-002000033.
[37] V. Sigrist, „Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern“, ETH Zürich, Zürich, 1995. doi: 10.3929/ETHZ-A-001492371.
[38] N. Reckinger, S. Haefliger, K. Thoma, und W. Kaufmann, „Influence Volume Approach for Modelling Locally Corroded Reinforced Concrete Structures in Non-linear Finite Element Analyses' (In preparation)“, *Struct. Concr.*.
[39] K. Thoma, P. Roos, und M. Weber, „Finite-Elemente-Analyse von Stahlbetonbauteilen im ebenen Spannungszustand: Scheiben- und Plattenberechnungen auf der Grundlage des gerissenen Scheibenmodells“, *Beton- Stahlbetonbau*, Bd. 109, Nr. 4, S. 275–283, Apr. 2014, doi: 10.1002/best.201300087.
[40] W. Kaufmann und P. Marti, „Structural Concrete: Cracked Membrane Model“, *J. Struct. Eng.*, Bd. 124, Nr. 12, S. 1467–1475, Dez. 1998, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:12(1467).
[41] K. Thoma, P. Roos, und G. Borkowski, „Finite Elemente Analyse von Stahlbetonplatten: Versuchsnachrechnungen von Platten mithilfe des gerissenen Scheibenmodells“, *Beton- Stahlbetonbau*, Bd. 109, Nr. 12, S. 895–904, Dez. 2014, doi: 10.1002/best.201400047.
[42] K. Thoma, „Finite element analysis of experimentally tested RC and PC beams using the cracked membrane model“, *Eng. Struct.*, Bd. 167, S. 592–607, Juli 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.04.010.
[43] K. Thoma und F. Malisia, „Compressive membrane action in RC one-way slabs“, *Eng. Struct.*, Bd. 171, S. 395–404, Sep. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.05.051.
[44] D. Yilmaz, E. Rossi, und U. Angst, „Assessment of corrosion attack morphology on reinforced concrete structures exposed to chlorides“, *Struct. Concr.*, Dez. 2024, doi: 10.1002/suco.202401161.
[45] R. B. Polder und W. H. A. Peelen, „Characterisation of chloride transport and reinforcement corrosion in concrete under cyclic wetting and drying by electrical resistivity“, *Cem. Concr. Compos.*, Bd. 24, Nr. 5, S. 427–435, Okt. 2002, doi: 10.1016/S0958-9465(01)00074-9.
[46] E. Rossi, R. Polder, O. Copuroglu, T. Nijland, und B. Šavija, „The influence of defects at the steel/concrete interface for chloride-induced pitting corrosion of naturally-deteriorated 20-years-old specimens studied through X-ray Computed Tomography“, *Constr. Build. Mater.*, Bd. 235, S. 117474, Feb. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117474.
[47] A. C. Boschmann Käthler, *Chloride-Induced Reinforcement Corrosion in Concrete: The Role of the Steel-Concrete Interface and Implications for Engineering (Diss. ETH No. 26213)*. Zurich: ETH Zurich, 2019, S. 238 p. doi: 10.3929/ETHZ-B-000403511.
[48] U. M. Angst *u. a.*, „Chloride-induced corrosion of steel in concrete—insights from bimodal neutron and X-ray microtomography combined with ex-situ microscopy“, *Mater. Struct.*, Bd. 57, Nr. 4, S. 56, Mai 2024, doi: 10.1617/s11527-024-02337-7.
[49] U. M. Angst, C. Boschmann, M. Wagner, und B. Elsener, „Experimental Protocol to Determine the Chloride Threshold Value for Corrosion in Samples Taken from Reinforced Concrete Structures“, *J. Vis. Exp.*, Bd. 126, S. 56229, Aug. 2017, doi: 10.3791/56229.
[50] M. C. Gonçalves und F. Margarido, Hrsg., *Materials for construction and civil engineering: science, processing, and design*. Cham Heidelberg New York Dordrecht London: Springer, 2015.

[51] B. Reddy, G. K. Glass, P. J. Lim, und N. R. Buenfeld, „On the corrosion risk presented by chloride bound in concrete“, *Cem. Concr. Compos.*, Bd. 24, Nr. 1, S. 1–5, Feb. 2002, doi: 10.1016/S0958-9465(01)00021-X.
[52] B. Leporace-Guimil, N. Russo, F. Lollini, und A. Conforti, „Morphological and mechanical characterization of reinforcement in cracked elements exposed to chloride-induced corrosion“, *Constr. Build. Mater.*, Bd. 364, S. 129822, Jan. 2023, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129822.
[53] U. Angst, B. Elsener, C. K. Larsen, und Ø. Vennesland, „Chloride induced reinforcement corrosion: Rate limiting step of early pitting corrosion“, *Electrochimica Acta*, Bd. 56, Nr. 17, S. 5877–5889, Juli 2011, doi: 10.1016/j.electacta.2011.04.124.
[54] M. Stefanoni, U. M. Angst, und B. Elsener, „Kinetics of electrochemical dissolution of metals in porous media“, *Nat. Mater.*, Bd. 18, Nr. 9, S. 942–947, Sep. 2019, doi: 10.1038/s41563-019-0439-8.
[55] U. Angst *u. a.*, „The steel–concrete interface“, *Mater. Struct.*, Bd. 50, Nr. 2, S. 143, Apr. 2017, doi: 10.1617/s11527-017-1010-1.
[56] M. Raupach, *Zur chloridinduzierten Makroelementkorrosion von Stahl in Beton (Dissertation)*, Bd. 433. in Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, vol. 433. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1992.
[57] M. Raupach, „Investigations on the influence of oxygen on corrosion of steel in concrete—Part I“, *Mater. Struct.*, Bd. 29, Nr. 3, S. 174–184, Apr. 1996, doi: 10.1007/BF02486163.
[58] U. Angst, A. Rønnquist, B. Elsener, C. K. Larsen, und Ø. Vennesland, „Probabilistic considerations on the effect of specimen size on the critical chloride content in reinforced concrete“, *Corros. Sci.*, Bd. 53, Nr. 1, S. 177–187, Jan. 2011, doi: 10.1016/j.corsci.2010.09.017.
[59] R. Lewis, L. Sear, P. Wainwright, und R. Ryle, „Cementitious additions“, in *Advanced Concrete Technology*, Elsevier, 2003, S. 3–66. doi: 10.1016/B978-075065686-3/50279-2.
[60] M. C. Chi, J. H. Chi, und C. H. Wu, „Effect of GGBFS on Compressive Strength and Durability of Concrete“, *Adv. Mater. Res.*, Bd. 1145, S. 22–26, März 2018, doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.1145.22.
[61] C. A. Apostolopoulos und V. G. Papadakis, „Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar“, *Constr. Build. Mater.*, Bd. 22, Nr. 12, S. 2316–2324, Dez. 2008, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2007.10.006.
[62] A. Baumgartner, A. Fraundorfer, C. Dauberschmidt, und A. Kustermann, „Veränderung der mechanischen Kenngrößen von Betonstabstählen durch chloridinduzierte Korrosion“, *Beton- Stahlbetonbau*, Bd. 114, Nr. 6, S. 409–418, Juni 2019, doi: 10.1002/best.201900009.
[63] I. Finozzi, A. Saetta, und H. Budelmann, „Structural response of reinforcing bars affected by pitting corrosion: experimental evaluation“, *Constr. Build. Mater.*, Bd. 192, S. 478–488, Dez. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.10.088.
[64] K. Andisheh, A. Scott, und A. Palermo, „Modeling the influence of pitting corrosion on the mechanical properties of steel reinforcement“, *Mater. Corros.*, Bd. 67, Nr. 11, S. 1220–1234, Nov. 2016, doi: 10.1002/maco.201508795.
[65] S. Haefliger und W. Kaufmann, „Influence of cross section loss on the stress-strain characteristics of corroded quenched and self-tempered reinforcing bars“, *Constr. Build. Mater.*, Bd. 282, S. 122598, Mai 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.122598.
[66] S. Haefliger, K. Thoma, und W. Kaufmann, „Influence of a triaxial stress state on the load-deformation behaviour of axisymmetrically corroded reinforcing bars“, *Constr. Build. Mater.*, Bd. 407, S. 132737, Dez. 2023, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2023.132737.
[67] B. J. Pease, M. R. Geiker, H. Stang, und J. Weiss, Hrsg., „Photogrammetric Assessment of Flexure Induced Cracking of Reinforced Concrete Beams under Service Loads“, in *Proceedings of the Second International RILEM Symposium :*

Advances in Concrete through Science and Engineering, in RILEM publications / Proceedings. Quebec City, Quebec, Canada: RILEM Publications, 2006.
[68] M. Stern und A. L. Geaby, „Electrochemical Polarization“, *J. Electrochem. Soc.*, Bd. 104, Nr. 1, S. 56, 1957, doi: 10.1149/1.2428496.
[69] C. Andrade und J. A. González, „Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements“, *Mater. Corros.*, Bd. 29, Nr. 8, S. 515–519, Aug. 1978, doi: 10.1002/maco.19780290804.
[70] R. Huang, J.-J. Chang, und J.-K. Wu, „Correlation between corrosion potential and polarization resistance of rebar in concrete“, *Mater. Lett.*, Bd. 28, Nr. 4–6, S. 445–450, Okt. 1996, doi: 10.1016/0167-577X(96)00099-7.
[71] M. B. Otieno, M. G. Alexander, und H.-D. Beushausen, „Corrosion in cracked and uncracked concrete – influence of crack width, concrete quality and crack reopening“, *Mag. Concr. Res.*, Bd. 62, Nr. 6, S. 393–404, Juni 2010, doi: 10.1680/macr.2010.62.6.393.
[72] S. Haefliger und W. Kaufmann, „Corroded Tension Chord Model: Load-deformation behavior of structures with locally corroded reinforcement“, *Struct. Concr.*, Bd. 23, Nr. 1, S. 104–120, 2022, doi: 10.1002/suco.202100165.
[73] S. Haefliger und W. Kaufmann, „Load-deformation behavior of locally corroded reinforced concrete retaining wall segments: Experimental results“, *Struct. Concr.*, Bd. 24, Nr. 1, S. 288–317, Feb. 2023, doi: 10.1002/suco.202200405.
[74] N. Reckinger, K. Thoma, und A. Kenel, „Open Research Data - Load-Bearing Behaviour of Continuous Reinforced Concrete Slab Strips with Local Corrosion (In preparation)“. 2024.
[75] M. Sargin, *Stress-strain relationships for concrete and the analysis of structural concrete sections*. in SM study 4. Waterloo - Ontario: University of Waterloo, 1971.
[76] S. Haefliger, K. Thoma, und W. Kaufmann, „Influence of the pit geometry on the load-deformation behaviour of locally corroded reinforcing bars“, gehalten auf der 4th CACRCS Workshop Capacity Assessment of Corroded Reinforced Concrete Structures, Parma, Sep. 2023.
[77] E. Casprini, C. Passoni, A. Marini, und G. Bartoli, „DEMSA Protocol: Deterioration Effect Modelling for Structural Assessment of RC Buildings“, *Buildings*, Bd. 12, Nr. 5, S. 574, Apr. 2022, doi: 10.3390/buildings12050574.
[78] Fédération Internationale du Béton (fib), Hrsg., *Model code for service life design*. in fib Bulletin, no. 34. Lausanne: Fédération Internationale du Béton (fib), 2006.
[79] Y. Schiegg, F. Hunkeler, D. Keller, und H. Ungricht, *Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit - Fortsetzung des Feldversuchs Naxbergtunnel*. Bern: Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen, 2017.
[80] E. Koenders, K. Imamoto, und A. Soive, Hrsg., *Benchmarking Chloride Ingress Models on Real-life Case Studies—Marine Submerged and Road Sprayed Concrete Structures: State-of-the-Art Report of the RILEM TC 270-CIM*, Bd. 37. in RILEM State-of-the-Art Reports, vol. 37. Cham: Springer International Publishing, 2022. doi: 10.1007/978-3-030-96422-1.
[81] U. M. Angst, O. B. Isgor, C. M. Hansson, A. Sagüés, und M. R. Geiker, „Beyond the chloride threshold concept for predicting corrosion of steel in concrete“, *Appl. Phys. Rev.*, Bd. 9, Nr. 1, S. 011321, März 2022, doi: 10.1063/5.0076320.
[82] M. K. Rahman, W. A. Al-Kutti, M. A. Shazali, und M. H. Baluch, „Simulation of Chloride Migration in Compression-Induced Damage in Concrete“, *J. Mater. Civ. Eng.*, Bd. 24, Nr. 7, S. 789–796, Juli 2012, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000458.
[83] S. Y. Jang, B. S. Kim, und B. H. Oh, „Effect of crack width on chloride diffusion coefficients of concrete by steady-state migration tests“, *Cem. Concr. Res.*, Bd. 41, Nr. 1, S. 9–19, Jan. 2011, doi: 10.1016/j.cemconres.2010.08.018.

Projektabschluss

Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Version vom 09.10.2013

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 3.10.2024

Grunddaten

Projekt-Nr.:	BGT_20_4aA_01
Projekttitel:	Berücksichtigung der Wechselwirkung von Bewehrungskorrosion und Tragverhalten zur Beurteilung der Lebensdauer von Stahlbetonbauwerken
Enddatum:	31.10.2024

Texte

Zusammenfassung der Projektresultate:

Durch die Dokumentation von über 600 Korrosionsstellen an Bauwerken und Laborprüfkörpern konnte festgestellt werden, dass die Morphologie fast ausnahmslos flach ist und in den meisten Fällen dem Muster Länge ≥ Breite > Tiefe folgt. Dies ist für das Tragverhalten vorteilhaft. Zudem wurde hierdurch zum einen eine Methodik zur Dokumentation von lokalen Korrosionsangriffen an Bewehrungsstahl in Beton geschaffen die zur Erweiterung der bisherigen Datengrundlage genutzt werden kann. Zum anderen wurde eine frei zugängliche Datenbank für die weitere Forschung geschaffen. Beides trägt zur Verbesserung der probabilistischen Modellierung der Eingangsparameter und Randbedingungen bestehender Lebensdauermodelle bei. Durch die Versuche zur Wechselwirkung von Rissöffnung und Korrosionsgeschwindigkeit konnte gezeigt werden, dass eine dynamische Rissöffnung, wie sie beispielsweise unter Strassenverkehrslasten oder Temperaturausdehnung stattfindet, die Korrosionskinetik kurzfristig beschleunigen kann. Zu prüfen bleibt, ob dieser Einfluss aufgrund des Risses oder aufgrund der mechanischen Bewegung an der Stahl-Beton-Grenzfläche stattfand und wie sich das Last-Verformungsverhalten über einen längeren Korrosionsfortschritt entwickelt. Darüber hinaus wurde eine Methodik entwickelt, um das Last-Verformungsverhalten und die verbleibende Traglast bestehender Stahlbetonbauwerke mit lokaler Bewehrungskorrosion mittels nicht-linearer Finite Elemente Modelle zu untersuchen. Hierfür wurde ein bereits existierendes, mechanisch konsistentes Materialmodell für Stahlbeton (CMM-Usermat) um das korrodierte Zuggurtmodell erweitert. Die Methodik wurde mittels Beispielrechnungen und anhand der Resultate von grossmassstäblichen Versuchen validiert. Analysen an einer Hohlkastenbrücke zeigten, dass lokale Korrosionsschäden das globale Tragverhalten dank örtlich begrenzter Lastumlagerungen weit weniger beeinflussen als bisher angenommen. Abschliessend wurde ein konzeptionelles Lebensdauermodell vorgestellt, das unter Berücksichtigung der vorangegangenen Ergebnisse die Zeit bis zum Erreichen eines kritischen Zustands für chloridexponierte Bauwerke beschreibt. Dieses konzeptionelle Modell kann sowohl bei der Beurteilung bestehender als auch neuer Bauwerke eingesetzt werden. Vertieftere Untersuchungen weiterführender Fragestellungen werden das konzeptionelle Modell künftig noch weiter optimieren und seine praktische Anwendbarkeit erhöhen.

Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

Zielerreichung:

Ziel war es, die Wechselwirkung von Bewehrungskorrosion und Tragverhalten zur Beurteilung der Lebensdauer von chloridexponierten Stahlbetonbauwerken in der (Rest-)Lebensdauerberechnung berücksichtigen zu können. Hierzu wurde einerseits ein konzeptionelles Lebensdauermodell entwickelt, das eben diese Wechselwirkung unter Berücksichtigung von Grenzzuständen berücksichtigen kann. Andererseits wurde der für die Lebensdauermodellierung generell wichtige Eingabeparameter der Korrosionsmorphologie erstmals systematisch dokumentiert und analysiert. Weiter wurde eine Methodik zur Untersuchung des Tragverhaltens und der verbleibenden Traglast von Stahlbetonbauwerken mit lokaler Bewehrungskorrosion mittels nichtlinearer Finite Elemente Modelle entwickelt und validiert. Darüber hinaus konnte der Einfluss der Rissöffnung unter zyklischer Beanspruchung auf den Korrosionsfortschritt in einem frühen Stadium der Korrosion bestimmt werden. Somit wurden die Projektziele erreicht.

Folgerungen und Empfehlungen:

Für die Praxis wird empfohlen, eine Grundlage für die weitere Dokumentation der Korrosionsmorphologie im Rahmen von Unterhalts- und Ersatzbaumassnahmen zu schaffen. Mit einer breit aufgestellten Datenbasis könnte die zeitliche Entwicklung der Morphologie zukünftig allenfalls probabilistisch angegangen werden. Zudem setzt die Berechnung mittels nicht-linearer Finite Elemente Modelle neben einer guten Kenntnis der Korrosionsmorphologie ebenfalls die Kenntnis der räumlichen Verteilung der Korrosionsschäden voraus, die zusammen mit der Morphologie dokumentiert werden könnte.
Weitere Forschung: Der Einfluss von Rissen auf die Korrosionskinetik könnte mit kleinmassstäblicheren Versuchskörpern durchgeführt werden. Hierdurch könnte bei gleichem Aufwand die Stichprobengrösse erhöht und die Ergebnisse statistisch ausgewertet werden.
Die vorgestellte nicht-lineare finite Elemente Methodik sollte um neueste Forschungserkenntnisse erweitert und anhand von Versuchen an korrodierten Platten überprüft werden.

Publikationen:

Reckinger, Haefliger, Thoma, Kaufmann. 2023. Non-linear finite element analyses to study the effects of local corrosion on reinforced concrete slabs and shells. Capacity Assessment of Corroded Reinforced Concrete Structures, Proceedings of the fib CACRCS 2023. 63.

Reckinger, Haefliger, Thoma, Kaufmann. Influence Volume Approach for Modelling Locally Corroded Reinforced Concrete Structures in Non-linear Finite Element Analyses. Structural Concrete. (in preparation)

Yilmaz, Angst. 2021. Localised rebar corrosion morphology – Data collection on structures. Capacity Assessment of Corroded Reinforced Concrete Structures, Proceedings of the fib CACRCS DAYS 2021. 57. 65-68.

Yilmaz, Rossi, Angst. 2024. A data collection of corrosion attack morphologies on reinforced concrete structures exposed to chlorides. ETH Research Collection.

Yilmaz, Rossi, Angst. 2024. Assessment of Corrosion Attack Morphology on Reinforced Concrete Structures Exposed to Chlorides. Structural Concrete. (submitted)

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Angst Vorname: Ueli

Amt, Firma, Institut: ETH Zürich, Institut für Baustoffe, Laura-Hezner-Weg 7, 8093 Zürich

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK
Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Die ambitionierten Zielsetzungen dieses Forschungsprojekts wurden grossteils erreicht. Die aus der Praxis bekannte, aber bisher nicht genauer untersuchte Morphologie lokaler Bewehrungskorrosion konnte verifiziert und detailliert quantifiziert werden. Die Datengrundlage ermöglicht eine genauere Beschreibung der Korrosion in Modellen. Die Erkenntnisse zum Einfluss der Rissöffnung auf den Korrosionsfortschritt, v.a. unter zyklischer mechanischer Belastung, sind relevant für die Praxis, da sie zeigen, dass in gerissenen Bereichen Korrosion begünstigt abläuft. Es wurde gezeigt, dass das Tragverhalten von Platten mit lokaler Korrosion wesentlich günstiger ist als bisher vermutet. Das konzeptionelle Modell bietet eine umfassende Methode zur Prognose der Lebensdauer und zur Bewertung der Tragfähigkeit von chloridbeaufschlagten Bauwerken und kann künftig weiter optimiert werden, um die Anwendbarkeit für die Praxis zu erhöhen.

Umsetzung:

Trotz grossem Umfang konnte das Forschungsprojekt zielführend bearbeitet werden, sodass neue Erkenntnisse betreffend der Berechnung des Last-Verformungsverhaltens von chloridexponierten Stahlbetonbauwerken gewonnen werden konnten. Allerdings fehlen weiterhin einige Informationen (Verteilung der Korrosion über das Bauwerk, Korrosionsfortschritt über die Zeit), um das vorgestellte Konzept in der Praxis umzusetzen. Erfreulich sind die Erkenntnisse, dass die chloridinduzierte Korrosion zu einer flachen Morphologie und nicht zu tiefen Löchern führt und das Tragverhalten von Platten mit lokaler Korrosion günstiger ist als bisher vermutet. Die Resultate lassen die Vermutung zu, dass die in der Praxis gängige Methode (Reduktion des Stahlquerschnitts im Widerstand, Auswirkungen mit Hilfe der linearen FEM berechnet) auf der sicheren Seite liegt.

weitergehender Forschungsbedarf:

- Dokumentation der Korrosionsmorphologie und räumlichen Verteilung am Bauwerk im Rahmen von Unterhalts-/Abbruchmassnahmen
- besseres Verständnis der Korrosionskinetik (Entwicklung der Korrosionsmorphologie im Laufe der Zeit)
- besseres Verständnis des Einflusses der Rissöffnung auf die Korrosionskinetik, v.a. im späteren Stadium
- Erweiterung der vorgestellten nicht-linearen finite Elemente Methodik mit neusten Forschungserkenntnissen und Überprüfung anhand von Versuchen an korrodierten Platten

Einfluss auf Normenwerk:

-

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Käser Vorname: Martin

Amt, Firma, Institut: Bundesamt für Strassen ASTRA

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

