

Rissbildung in Beton infolge Bewehrungskorrosion

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

der Fakultät für

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

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Edgar Andreas Bohner, MSc
aus Friedrichshafen, Deutschland

Tag der mündlichen Prüfung: 8. Juli 2013

Hauptreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Peter Schießl

Karlsruhe 2013

Kurzfassung

Rissbildungen und Abplatzungen über korrodierender Bewehrung kennzeichnen wichtige Grenzzustände der Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit von Stahlbetonbauwerken. Die Mechanismen dieser Bruchprozesse und die ihnen zugrunde liegenden Sprengdrücke konnten bislang nur grob und unvollständig modelliert werden. Damit war eine wirklichkeitsnahe und quantitative Beschreibung bzw. Prognose der sich über einen längeren Zeitraum abspielenden Schädigungsprozesse nicht möglich. Hieraus leitete sich die Zielsetzung der hier vorgestellten Arbeit ab. Diese bestand in der systematischen Untersuchung des zeitlichen Verlaufs der Schädigungsprozesse und in der Entwicklung eines analytischen Prognosemodells zur Beschreibung des Schädigungsverlaufs der korrosionsinduzierten Rissbildung im Beton.

Mithilfe neuartiger experimenteller Untersuchungen konnten sowohl die Entwicklung der aus der Stabstahlkorrosion resultierenden Betondehnungen als auch die sich zeitgleich ergebenden Sprengdrücke vom Beginn der Korrosion an bis zur einsetzenden Rissbildung ermittelt werden. Hierzu wurden spezielle Betonzyylinder hergestellt, in die entweder jeweils ein korrodierender Stabstahl (sog. Korrosionszylinder) oder ein dünnwandiges Kupferrohr (sog. Hohlzylinder) zentrisch eingebettet waren. Mithilfe einer speziellen Messmimik konnten die infolge Korrosion des Stabstahls an den Korrosionszylindern auftretenden Betondehnungen mit hoher Genauigkeit erfasst werden. Darüber hinaus lies sich der Innendruck in Analogie zum korrosionsinduzierten Sprengdruck an den Hohlzylindern so steuern, dass sich annähernd dieselben Betondehnungen einstellten, wie sie an den Korrosionszylindern zeitgleich gemessen wurden. Anhand dieser Vorgehensweise war eine Quantifizierung aller korrosionsinduzierten Dehnungen bei gleichzeitiger Eliminierung der zeitabhängigen Betonverformungen infolge Schwinden und Kriechen möglich.

Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen lieferten zudem wichtige Erkenntnisse hinsichtlich des Einflusses des Betonporensystems auf die Korrosionsmorphologie. So konnte erstmals quantifiziert werden, wie sich die Anteile der Korrosionsprodukte, die in Betonporen und in durch das Betonschwinden bereits vorhandene oder durch die Korrosion hervorgerufene Risse abwandern, auf die zeitliche Entwicklung der Rissbildung auswirken.

In einem weiteren Arbeitsschritt wurde ein numerisches Modell entwickelt, das in der Lage ist, die bei den Versuchen aufgetretenen Spannungen und Verformungen sehr genau zu bestimmen. Es ermöglicht ferner die Analyse der Prozesse der

Rissbildung und Rissausbreitung, welche meist die Ablösung großflächiger Oberflächenbereiche oder keilartige Abplatzungen der Betondeckung zur Folge haben.

Die Rissentwicklung ist neben den elektrochemischen Vorgängen bei der Korrosion wesentlich von den Eigenschaften des Betons in der Deckungsschicht und den geometrischen Verhältnissen des Bauteilquerschnitts abhängig. Da die Sprengdrücke ausgehend vom Rost auf die Bewehrung und den Beton übertragen werden, ist die Kenntnis des E-Moduls von Rost eine unerlässliche Voraussetzung für die Beschreibung des zeitlichen Verlaufs der Schädigung. Aus diesem Grund lag ein Schwerpunkt der hier vorgestellten Forschungsarbeit auf der Herleitung des bislang unbekanntes Stoffgesetzes für die unter verschiedenen Bedingungen entstehenden Korrosionsprodukte. Diese wurde anhand einer Gegenüberstellung von numerisch berechneten und bei den Versuchen gemessenen Betondehnungen in Verbindung mit einer inversen Analyse erreicht.

Mithilfe der erzielten Ergebnisse waren die Voraussetzungen geschaffen, um basierend auf der Finite-Elemente-Methode Parameterstudien für unterschiedliche geometrische Randbedingungen und Materialeigenschaften durchzuführen. Hierbei standen die oberflächennahen Bereiche bewehrter Stahlbetonbauteile mit unterschiedlichen Abmessungen im Vordergrund.

Auf der Grundlage der Ergebnisse aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen, mit denen die Schädigungsprozesse zunächst analysiert und anschließend rechnerisch nachvollzogen wurden, war die Entwicklung eines analytischen Prognosemodells als Schädigungs-Zeit-Gesetz möglich. Dieses erlaubt die Beschreibung des zeitlichen Verlaufs der durch die Bewehrungskorrosion unter realen Bedingungen ausgelösten Schädigung und bildet somit einen wesentlichen Baustein der angestrebten Entwicklung eines Konzepts zur vollprobabilistischen Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauwerken.

Abstract

The corrosion of the steel reinforcement usually results in cracking and spalling of the concrete cover. Both types of damage define important limit states of durability and structural stability of concrete structures. The mechanism of fracture and the magnitude of stresses causing cracking and spalling of the concrete are not well understood and efforts to model these mechanisms remain the subject of research. Thus, a realistic and quantitative description as well as a reliable prediction of the evolution of the damage process due to reinforcement corrosion was a primary goal for this research. The presented work focuses on the systematic investigation of the corrosion induced damage process and the development of a comprehensive analytic prediction model, which describes the time dependent process of concrete cover cracking under realistic conditions.

By means of novel experimental investigations, the concrete strain caused by corrosion of the reinforcement bar as well as the simultaneously occurring corrosion pressure could be determined from the onset of corrosion until crack initiation. Special concrete cylinders were produced in which either a corroding reinforcement bar (corrosion cylinder) or a thin-walled copper tube (hollow cylinder) was embedded centrally. Circumferential concrete strains were measured with a high accuracy during long-term experiments. By applying hydraulic pressure in the hollow cylinders, it was possible to determine the internal pressures necessary to match the concrete strains observed simultaneously in the associated corrosion cylinders. Assuming that the hydraulic pressure and the internal pressure due to corrosion cause the same load on the concrete, the time-dependent effects from concrete shrinkage and creep could be accounted for. Thus, the chronology as well as the level of the concrete strains and stresses caused by corrosion could be determined.

The experimental investigations provide new insight about the influence of concrete porosity on the corrosion morphology. This study, for the first time, made it possible to quantify how corrosion products, which migrate into pores, voids or corrosion induced cracks inside the concrete, influence the time development of cover cracking.

Subsequently, a numerical model for the simulation of the cracking and damage process was developed on the basis of fracture mechanical concepts and the results from the experimental investigations. This modelling approach, involving sophisticated material laws, allowed for the detailed analysis of the stresses,

strains and the crack formation within the concrete cover as well as for a realistic prediction of the time development of cover cracking caused by the corrosion of the reinforcement.

The crack development depends both on the electro-chemical processes of corrosion as well as on the concrete properties of the cover and its geometrical parameters. Since the corrosion pressure emanates from the rust and is transferred to the reinforcement bar and to the concrete, the knowledge of the mechanical behaviour of rust is essential for a reliable simulation of the time dependent damage process. Thus, a main objective of the work was to determine a constitutive law for the built up corrosion products. By means of an inverse analysis, based on a comparison between numerically calculated and measured concrete strains, the modulus of elasticity of the rust developed under real life and non-accelerated conditions could be derived.

Further parametric studies were completed using the finite element method, which gave information on the influence of certain geometrical parameters and material properties on the damage development in the concrete cover of different commonly used concrete members.

Finally, based on the results from the experimental and numerical investigations for different corrosive conditions, an analytical prediction model for concrete cover cracking was derived. This model enables the prediction of the time dependent damage process under realistic conditions, and serves as an important part of a projected full probabilistic design approach for durability of reinforced concrete structures.

Vorwort

„Da kiekst Du wie ein Schwein ins Uhrwerk“

niederdeutsches Sprichwort;
Kommentar des verantwortlichen Versuchsleiters zu meinem
Anliegen, Versuche im Hamburger Synchrotronstrahlungslabor
des Beschleunigerzentrums DESY durchzuführen

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie des Karlsruher Instituts für Technologie (ehemals Universität Karlsruhe). Das Thema zu dieser Arbeit ergab sich aus der Bearbeitung des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Teilprojekts B1 der Forschergruppe 537 „Modellierung des Schadensfortschritts bei Korrosion von Stahl im Beton und Bemessung von Stahlbetonbauteilen auf Dauerhaftigkeit“.

Mein herzlicher Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller für die fachliche Betreuung der vorliegenden Dissertation. Durch sein stetes Interesse, seine wertvollen Ratschläge und kritischen Anmerkungen hat er wesentlich zum Gelingen der Arbeit beigetragen. Herzlich bedanken möchte ich mich bei ihm auch dafür, dass er früh mein Interesse an den Baustoffen geweckt und mir eine breite Ausbildung am Institut und in seinem Ingenieurbüro ermöglicht hat. Dabei habe ich nicht nur seine großzügige Förderung, sondern auch seine menschliche Unterstützung erfahren.

Besonderen Dank möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Peter Schießl für die Übernahme des Korreferats und die damit verbundenen Mühen aussprechen. Er hat meine Arbeit über die gesamte Zeitdauer sehr aufmerksam und wohlwollend verfolgt und mit seinen fachlichen Anregungen und Hinweisen wertvolle Hilfe geleistet.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. Franz Nestmann danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission. Dank sagen möchte ich ihm auch für die Möglichkeit, im Rahmen meiner Mitarbeit im Verbundprojekt Integriertes Wasserressourcen-Management in Indonesien vielfältigste Erfahrungen auch auf anderen Fachgebieten zu sammeln.

Weiterhin gilt mein Dank und meine Anerkennung allen Mitarbeitern des Instituts und der MPA Karlsruhe in den wissenschaftlichen und verwaltungstechnischen Bereichen sowie in den Werkstätten, der Messtechnik und den Labors für ihre jeweilige wertvolle Unterstützung, die gute Zusammenarbeit und die ange-

nehme Arbeitsatmosphäre. Insbesondere möchte ich mich bei meinen Kolleginnen Dipl.-Ing. Zorana Djuric und Dipl.-Geol. Dipl.-Min. Astrid Hirsch und meinen Kollegen Dr.-Ing. Michael Haist, Dr.-Ing. Michael Vogel und Dr.-Ing. Vladislav Kvitsel für ihre Unterstützung und ihren Beistand bedanken. Mein Dank gilt auch Frau Ulrike Eggmann, die zahlreiche Illustrationen in dieser Arbeit mit äußerster Sorgfalt angefertigt hat.

Ebenso unerlässlich für den Erfolg meiner Arbeit war die Unterstützung durch meine Diplomandinnen, Frau Nina Soddemann und Frau Sarah Bröhl sowie meine wissenschaftlichen Hilfskräfte, auf deren zuverlässige Zuarbeit ich mich stets verlassen konnte. Auch ihnen gebührt mein Dank.

Mein herzlicher Dank gilt nicht zuletzt auch Herr Dr.-Ing. Martin Günter. Er war während meiner Tätigkeit im Ingenieurbüro der bestmögliche Lehrer und Förderer und ist mir bis heute wertvoller Ratgeber. Dank sagen möchte ich ihm nicht nur für das Vermitteln des nötigen fachlichen Rüstzeugs, sondern auch für seinen positiven Zuspruch und menschlichen Beistand.

Mein ganz persönlicher Dank gilt meinen Eltern Gabriele und Josef Bohner und meiner Schwester Katja Maucher mit Familie für ihren Rückhalt und ihre liebevolle Unterstützung. Bei meiner Frau Taina und unseren Kindern Matilda und Niilo bedanke ich mich innigst für ihre immerwährende Aufmunterung, grenzenlose Nachsicht und Geduld sowie ihre tatkräftige Unterstützung.

Karlsruhe, im Juli 2013

Edgar Bohner

Inhalt

Kurzfassung	iii
Abstract	v
Vorwort	vii
Inhalt	ix
Bezeichnungen	xv
Kapitel 1	
Einführung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise	2
1.3 Gliederung der Arbeit	4
Kapitel 2	
Stand der Kenntnisse	7
2.1 Grundlagen der Korrosion von Stahl in Beton	7
2.1.1 Korrosionsreaktionen	7
2.1.2 Korrosionsvorgänge und Erscheinungsformen	9
2.1.2.1 Passivität und Depassivierung des Stahls	9
2.1.2.2 Karbonatisierungsinduzierte Korrosion	10
2.1.2.3 Chloridinduzierte Korrosion	11
2.1.2.4 Korrosion in karbonatisiertem und chloridbelastetem Beton	13
2.1.3 Art und Zusammensetzung der Korrosionsprodukte	13
2.2 Schädigung von Stahlbeton	16
2.2.1 Rostverfärbungen	17
2.2.2 Querschnittsreduktion der Bewehrung	17
2.2.3 Rissbildung in Beton	19
2.2.4 Abplatzungen der Betondeckung	26

2.3	Einflussfaktoren der korrosionsinduzierten Rissbildung	26
2.3.1	Korrosionsgeschwindigkeit	27
2.3.2	Art und Eigenschaften der Korrosionsprodukte	29
2.3.2.1	Zusammensetzung	29
2.3.2.2	Einflüsse einer anodischen Polarisation	30
2.3.2.3	Mechanische Eigenschaften	30
2.3.3	Betonporen und Risse im Beton als Expansionsraum für Rost	33
2.3.4	Mechanische und zeitabhängige Eigenschaften des Betons	34
2.3.4.1	Festigkeit, E-Modul und Bruchenergie	34
2.3.4.2	Schwinden und Kriechen	35
2.3.5	Bruchmechanisches Verhalten und Rissfortschritt	35
2.3.6	Vorschädigungen des Betons	36
2.3.7	Korrosionsart	36
2.3.8	Geometrische Randbedingungen	37
2.3.8.1	Betondeckung	37
2.3.8.2	Stabstahldurchmesser	38
2.3.8.3	Verhältnis der Betondeckung zum Stabstahldurchmesser	38
2.3.8.4	Anodisch wirkende Stablänge	39
2.3.8.5	Stababstand	40
2.3.8.6	Lage der Bewehrung im Bauteil	41
2.3.9	Zusätzliche Beanspruchungen aus externen Lastspannungen	41
2.4	Modelle zur Schadensprognose	41
2.4.1	Empirische Modelle	42
2.4.2	Analytisch-mechanische Modelle	44
2.4.3	Bruchmechanische Modelle	47
2.4.4	Numerische Modelle	47
2.4.5	Probabilistische Modelle	48
2.5	Abschließende Bewertung und Folgerungen	50

Kapitel 3

Experimentelle Untersuchungen **53**

3.1	Vorbemerkung	53
3.2	Überblick über das Versuchsprogramm	53
3.3	Material- und Untersuchungsparameter	56
3.3.1	Zusammensetzung der Betone	56
3.3.2	Stabstahl- und Kupfereigenschaften	58

3.3.3	Herstellung und Lagerung der Probekörper	58
3.4	Verformungsmessungen an Korrosionszylindern	61
3.4.1	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	61
3.4.2	Ergebnisse	63
3.5	Verformungsmessungen an Hohlzylindern	70
3.5.1	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	70
3.5.2	Ergebnisse	74
3.6	Untersuchungen zur Korrosionsmorphologie	75
3.6.1	Computertomographische Untersuchungen	75
3.6.2	Mikroskopische Untersuchungen	78
3.6.3	Topometrische Untersuchungen	80
3.7	Bestimmung der Eigenschaften der Korrosionsprodukte	83
3.7.1	Röntgendiffraktometrie und Raman-Spektroskopie	83
3.7.2	Hochdruck-Röntgenbeugung	83
3.8	Untersuchungen der Betoneigenschaften	86
3.8.1	Festigkeits- und Verformungseigenschaften	86
3.8.2	Bruchmechanische Eigenschaften	87
3.8.3	Schwind- und Kriechverhalten	88
3.9	Schlussbemerkung und Folgerungen	90
 Kapitel 4		
Entwicklung des numerischen Modells		93
4.1	Vorbemerkung	93
4.2	Modellansatz	93
4.2.1	Geometrie und Diskretisierung	94
4.2.2	Stoffgesetze und Materialkennwerte	96
4.3	Beanspruchungsfunktion	99
4.3.1	Gleichförmige Korrosion	100
4.3.2	Lochkorrosion	103
4.4	Ergebnisse numerischer Vorstudien	105
4.5	Verifizierung des numerischen Modells	108

Kapitel 5	
Ermittlung des E-Moduls von Rost	111
5.1 Vorbemerkung	111
5.2 Vorgehensweise und Ergebnisse	111
5.3 Schlussbemerkung	115
Kapitel 6	
Numerische Untersuchungen	117
6.1 Vorbemerkung	117
6.2 Exemplarische Ergebnisse	117
6.2.1 Auswirkungen der Lochkorrosion	117
6.2.2 Einfluss des Verhältnisses aus Betondeckung zu Stabdurchmesser c/d_s	119
6.2.3 Korrosion eines Eckstabes	121
6.2.4 Korrosion benachbarter Bewehrungsstäbe	122
Kapitel 7	
Analytische Untersuchungen und Herleitung eines Schädigungsmodells	127
7.1 Vorbemerkung	127
7.2 Modellentwicklung	129
7.2.1 Einwirkung	129
7.2.2 Widerstand	132
7.3 Verifizierung und Validierung des Schädigungsmodells	140
7.3.1 Verifizierung	140
7.3.2 Validierung	144
7.4 Beispiel einer probabilistischen Dauerhaftigkeitsprognose	146
7.5 Vereinfachtes Ingenieurmodell	151
7.5.1 Einwirkung	151
7.5.2 Widerstand	153
7.5.3 Schlussbemerkung	154

Kapitel 8	
Zusammenfassung und Ausblick	155
Literatur	159
Normen	171
Anhang A	
Anlagen zu den experimentellen Untersuchungen	
Anhang B	
Anlagen zu den numerischen Untersuchungen	
Lebenslauf	

Bezeichnungen

Hinweis:

Die einzelnen Kennwerte werden nach Möglichkeit durch das für sie international gebräuchliche Kurzzeichen angegeben. Dabei wurde vorzugsweise die englischsprachige Bezeichnung gewählt. Die genaue Bedeutung der jeweiligen Bezeichnungen sowie ggf. auftretende doppelte Bedeutungen werden an den entsprechenden Stellen im Text erläutert.

Lateinische Großbuchstaben

A	Konstante [-]
A_a	Anodenfläche [m^2]
A_p	Querschnittsfläche des Lochs (Pits) [mm^2]
A_{corr}	Fläche des Rosts [mm^2]
A_s	Stabstahlquerschnitt [mm^2]
$A_{s, reduced}$	Restquerschnitt des korrodierenden Stabstahls [mm^2]
A_v	Fläche des Verbundwerkstoffs [mm^2]
B	Konstante
C	Widerstand der Kathode [Ωm]
D	Beiwert zur Beschreibung der Schädigung durch Rissbildung [-], es gilt $D < 1,0$
ΔE	Treibspannung des Makrokorrosionselements [V]
E	Elastizitätsmodul [N/mm^2], [kN/mm^2]
E_c	Elastizitätsmodul des Betons [N/mm^2], [kN/mm^2]
$E_{c, eff, D}$	wirksamer E-Modul des Betons (Einfluss Kriechen, Relaxation und Schädigung) [N/mm^2]
E_{cm}	Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons [N/mm^2], [kN/mm^2]
E_{c0m}	Elastizitätsmodul des Betons als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungslinie nach 28 Tagen [N/mm^2], [kN/mm^2]

Bezeichnungen

E_{copper}	Elastizitätsmodul des Kupfers [kN/mm^2]
E_{corr}	Elastizitätsmodul des Rosts [kN/mm^2]
E_s	Elastizitätsmodul des Stabstahls [N/mm^2]
E_v	Elastizitätsmodul des Verbundwerkstoffs [N/mm^2]
F	FARADAY'sche Konstante 96485,34 C/mol
G	Geometriefaktor des Makrokorrosionselements [m^{-1}]
G_F	spezifische Bruchenergie des Betons [N/m]
K	Kompressionsmodul [N/mm^2]
K_{corr}	Kompressionsmodul des Rostes [N/mm^2]
L	Länge [mm], [m]
L_a	anodisch wirkende Stablänge [mm], [m]
L_{crack}	Risslänge [mm]
M	Masse [g]
M_{mol}	molare Masse bzw. Atommasse [g/mol]
N	Anzahl der Eisenatome in einem Molekül [-]
R	Widerstand
R_c	Korrosionsrisswiderstandsfaktor [N/mm^2]
$R_{\text{m,copper}}$	Zugfestigkeit des Kupfers [N/mm^2]
S	Einwirkung
V	Volumen [cm^3]
V_{corr}	Volumen des Rostes [mm^3]
$V_{\text{corr,p}}$	zur Porenfüllung erforderliches Rostvolumen [mm^3]
V_{crack}	Rissvolumen [mm^3]
V_{mol}	molares Volumen [cm^3/mol]
V_p	für Rost zugängliches Porenvolumen [mm^3]
$V_{\text{s, reduced}}$	Restvolumen des korrodierenden Stabstahls [mm^3]
V_{tot}	Gesamtvolumen aus Stabstahl und angelagertem Rost [mm^3]

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Abstand zwischen benachbarten Bewehrungsstäben [cm]; Innenradius des Hohlzylinders [mm]; Konstante [-]
b	Außenradius des Hohlzylinders [mm]; Dicke des betrachteten Querschnitts [mm]; Exponent [-]; Konstante [-];
c	Betondeckung [mm]
c_{Cl}	Chloridgehalt [M.-% v. Z.]
$c_{Cl,crit}$	kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt [M.-% v. Z.]
c_{corr}	Konzentration von Korrosionsprodukten [g/cm^3]
c/d_s	Verhältnis von Betondeckung zu Stabstahldurchmesser [-]
$d_{p,max}$	maximale Lochtiefe (Tiefe des Pits) [mm]
d_{por}	Funktion zur Berücksichtigung des Ausweichens von Rost in Betonporen [mm]
d_s	Stabstahldurchmesser [mm]
$d_{s,crack}$	Durchmesser des korrodierenden Stabstahls zum Zeitpunkt der Rissbildung [mm]
Δd_s	Zunahme des Stabstahldurchmessers infolge Korrosion [mm]
d_{tz}	Dicke der für Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone bzw. Dicke des Porenbandes [μm], [mm]
e	elektrochemisches Äquivalent [g/C], [g/As]
f_b	Verbundfestigkeit [N/mm^2]
f_c	einaxiale Druckfestigkeit [N/mm^2]
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen [N/mm^2]
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm^2]
$f_{cm,cube}$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons [N/mm^2]
f_{ct}	einaxiale (zentrische) Zugfestigkeit des Betons [N/mm^2]
f_{ctm}	mittlere einaxiale Zugfestigkeit des Betons [N/mm^2]
$f_{ctm,fl}$	mittlere Biegezugfestigkeit des Betons [N/mm^2]
f_{self}	Faktor zur Berücksichtigung der Eigenkorrosion [-]
f_t	Zugfestigkeit [N/mm^2]

h	Höhe [mm]
i_{corr}	Korrosionsstromdichte bzw. Korrosionsrate [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$], [A/m^2]
k_i	Korrekturfaktor für den Einfluss i [-]
k_{local}	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung einer Lokalisierung der Korrosion [-]
k_{nonlin}	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Plastizität und der Rissbildung des Betons [-]
k_{μ}	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Bewehrungsgehalts und der Bauteilgeometrie [-]
m_{corr}	Metallabtrag [mg/cm^2], [g/m^2]
$m_{\text{corr,crack}}$	Metallabtrag bei Rissbildung [mg/mm^2], [mg/cm^2], [g/m^2]
\dot{m}_{corr}	Metallabtragsrate [$\text{mg}/(\text{a}\cdot\text{cm}^2)$], [$\text{g}/(\text{a}\cdot\text{m}^2)$]
n	Anzahl bzw. chemische Wertigkeit eines Metalls bzw. Oxidationszahl [-]
p	Porosität des Betons bzw. Porosität der für Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone [-]
p_i	Innendruck bzw. Sprengdruck [N/mm^2]
p_f	Versagenswahrscheinlichkeit [-], [%]
r	Stabstahlradius [mm]
Δr_{corr}	Radiuszunahme des Stabstahls [mm]
$\Delta r_{\text{corr,crack}}$	zur Rissfüllung erforderliche Radiuszunahme des Stabstahls [mm]
$\Delta r_{\text{corr,eff}}$	effektive Radiuszunahme des Stabstahls [mm]
$\Delta r_{\text{corr,p}}$	zur Porenfüllung erforderliche Radiuszunahme des Stabstahls [mm]
Δr_{crack}	Radiuszunahme zum Zeitpunkt der Rissbildung [mm]
t	Zeit [a], [d]; Betonalter [a], [d]
t_{corr}	Korrosionsdauer [a], [d]
$t_{\text{corr,norm}}$	normierte Korrosionsdauer [a], [d]
t_{crack}	Zeit bis zur Rissbildung [a], [d]
$t_{\text{crack,SLS}}$	Zeit bis zur Rissbildung, wobei die Rissbreite das Kriterium für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt [a], [d], [h]

t_s	Trocknungsbeginn [d]
u	Radialverschiebung [mm]
w_{cr}	kritische Rissbreite [mm]
w_{crack}	Rissbreite [mm]
$w_{crack,SLS}$	Rissbreite, die das Kriterium für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt [mm]
w/z	Wasserzementwert [-]
x_{carb}	Karbonatisierungstiefe [mm]
x_{corr}	Korrosionsabtrag bzw. Abtragstiefe [μm], [mm], [m]
$x_{corr,crack}$	Korrosionsabtrag bei Rissbildung [μm], [mm], [m]
$x_{corr,mean}$	mittlerer Korrosionsabtrag [μm], [mm], [m]
$x_{corr,max}$	maximaler Korrosionsabtrag [μm], [mm], [m]
$x_{corr,crack}$	zur Rissfüllung erforderlicher Korrosionsabtrag [mm]
$x_{corr,p}$	zur Porenfüllung erforderlicher Korrosionsabtrag [mm]
\dot{x}_{corr}	Korrosionsrate bzw. Abtragsrate [$\mu\text{m/a}$], [mm/a], [m/a]
$\dot{x}_{corr,l}$	konstanter Bezugswert der Korrosionsrate 10 $\mu\text{m/a}$
$\dot{x}_{corr,i}$	Korrosionsrate der Probe i [$\mu\text{m/a}$]
z	Zementgehalt [kg/m^3]

Griechische Buchstaben und Symbole

α	Lochfraßfaktor (engl. pitting factor) [-]
α_i	Sensitivitätsfaktoren [-]
$\alpha_{T,S}$	thermischer Ausdehnungskoeffizient von Stahl [1/K]
ε	Dehnung [-], [$\mu\text{m/m}$]
ε_1	erste Hauptdehnung [-]
ε_{cal}	berechnete Dehnung [-]
ε_c	Betondehnung [-]
ε_{corr}	Rostdehnung [-]
ε_{cr}	kritische Dehnung [-]
ε_{cs}	Schwindmaß [$\mu\text{m/m}$]

$\varepsilon_{\text{meas}}$	gemessene Dehnung [-]
ε_t	Tangentialdehnung
φ	Kriechzahl [-]
γ	auf das Ausgangsvolumen bezogener Volumenabtrag [-]
λ	Volumenrate [-]
ν	Querdehnzahl [-]
ν_{corr}	Querdehnzahl des Rostes [-]
ρ	Dichte [g/cm^3]
ρ_{corr}	Dichte von Rost [mg/mm^3], [g/cm^3]
ρ_{Fe}	Dichte von Eisen [mg/mm^3], [g/cm^3]
ρ_e	spezifischer Elektrolytwiderstand von Beton [Ωm]
σ	Spannung [N/mm^2]
σ_{corr}	Druckspannung im Rost [N/mm^2]
σ_r	radiale Druckspannung [N/mm^2]
σ_t	tangentiale Zugspannung [N/mm^2]
σ_ϕ	Tangentialspannung
ω	Wasserzementwert [-]

Zementchemische Abkürzungen

C_2S	Dicalciumsilikat ($2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$)
C_3S	Tricalciumsilikat ($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$)

Indizes

a	anodisch
c	Beton (engl. concrete)
cal	gerechnete Größe (engl. calculated)
corr	Korrosion(-produkt)
cr	kritisch (engl. critical)
crit	kritisch (engl. critical)
crack	Riss (engl. crack)

D	Schädigung (engl. damage)
eff	effektiv
Fe	Eisen (lat. ferrum)
i	ursprünglich (engl. initial) bzw. laufende Nummer
local	lokal
m	Mittelwert (engl. mean)
meas	gemessene Größe (engl. measured)
mol	molar
nonlin	nichtlinear (engl. nonlinear)
por	Porenraum (engl. pore)
r	radiale Richtung
s	Stahl (engl. steel) bzw. Schwinden (engl. shrinkage)
t	Zug (engl. tension)
tz	Verbundzone (engl. transition zone)
ϕ	tangentiale Richtung
μ	Bezug zum Bewehrungsgehalt

Kapitel 1

Einführung

1.1 Problemstellung

Die ingenieurmäßige Bemessung einer Stahlbetonkonstruktion auf ihre Dauerhaftigkeit wird voraussichtlich bereits mit der nächsten Normengeneration in die Bemessungspraxis Einzug halten. Dieses neue Nachweisformat bedient sich probabilistischer Verfahren, da sowohl die zeitlich veränderlichen Einwirkungen (Umweltbedingungen) und die diesen gegenüberstehende Widerstände (Materialeigenschaften) mit Streuungen behaftete Größen sind [98]. Bestimmte materialtechnische und konstruktive Eigenschaften des zu bemessenden Bauteils müssen dabei so gewählt werden, dass am Ende der geplanten Nutzungsdauer ein zuvor definierter Grenzzustand (Ausmaß der Schädigung) gerade erreicht wird. Diese Art der Bemessung erfordert folglich Materialmodelle, die in der Lage sind, sowohl die Mechanismen der Schädigung als auch die zeitliche Entwicklung des gesamten Schädigungsprozesses zuverlässig zu beschreiben.

Für den Fall der Bewehrungskorrosion stützen sich die heute vorhandenen Bemessungsansätze auf die bislang am weitesten entwickelten Modelle, welche die einleitenden Prozesse der Karbonatisierung und der Chlorideindringung in ungerissenen Beton abbilden [37, 44, 132]. Hierbei wird allerdings die Depassivierung des Bewehrungsstabs – das Ende der sog. Einleitungsphase (siehe Abbildung 1-1) – als Grenzzustand herangezogen und nicht die eigentliche Schädigung, nämlich die Korrosion des Bewehrungsstabs und ihre Folgen, z. B. in Form von einem Querschnittsverlust des Stabes sowie von Rissbildungen und Abplatzungen des Betons. Die Gründe für diese Festlegung des Grenzzustands waren bislang fehlende Möglichkeiten zur Quantifizierung bestimmter wichtiger Kennwerte für die Beschreibung des Schädigungsprozesses (u. a. die Korrosionsgeschwindigkeit, der Anteil der in das Porensystem des Betons abwandernden Korrosionsprodukte, die mechanischen Eigenschaften der Korrosionsprodukte etc.). Hinzu kam die Unkenntnis der Zeitspanne bis zur tatsächlichen Rissbildung (Dauer der sog. Schädigungsphase, siehe Abbildung 1-1), die sich im Beton als Folge des erhöhten Volumenbedarfs der bei der Korrosion entstehenden Korrosionsprodukte einstellt.

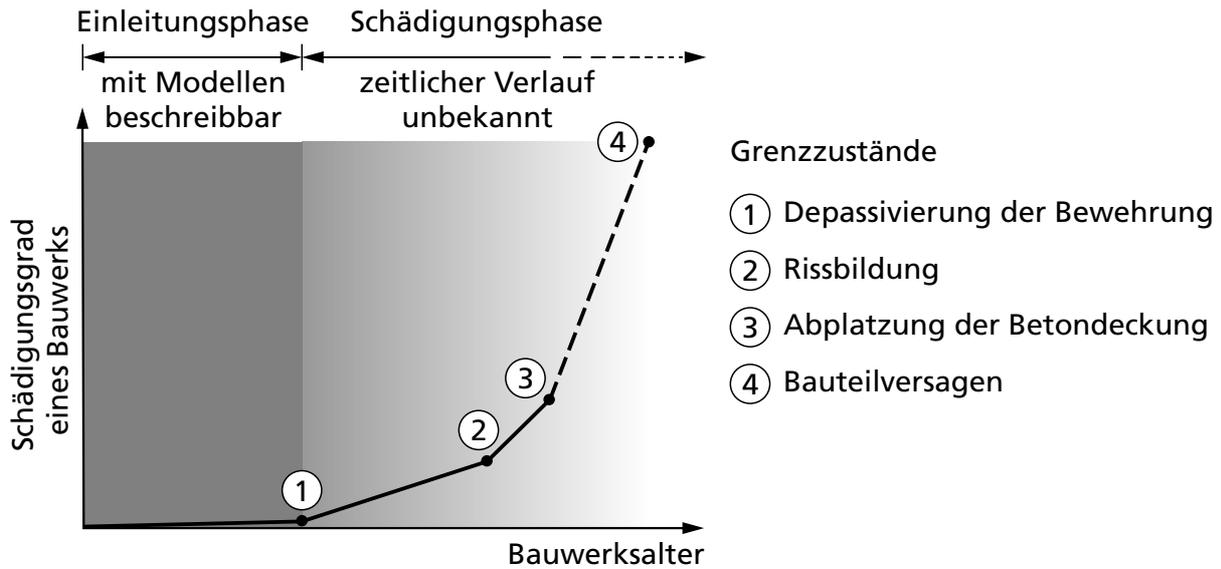


Abb. 1-1 Schädigungsgrade durch Bewehrungskorrosion in Anlehnung an TUUTTI [37, 141]

Bei der Bewehrungskorrosion können vom Zeitpunkt der Depassivierung bis zur Rissbildung und Abplatzung Monate, aber auch Jahrzehnte vergehen. Im letzteren Fall sind Ertüchtigungsmaßnahmen, die z. B. am Ende der Einleitungsphase ergriffen werden, überflüssig, wenn der Schaden erst nach dem Erreichen der planmäßigen Lebensdauer eintritt. Die Kenntnis der Zeitspanne bis zum Auftreten einer Schädigung, d. h. einer Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit, ist somit von großer wirtschaftlicher Bedeutung.

1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Das Ziel der vorliegenden Arbeit bestand in der systematischen Untersuchung des zeitlichen Verlaufs der Betonschädigung infolge Bewehrungskorrosion sowie in der Entwicklung eines analytischen Prognosemodells für die korrosionsinduzierte Rissbildung im Beton. Die im Zuge der Forschungsarbeit durchgeführten Untersuchungen lassen sich in fünf Arbeitsschritte unterteilen, die in Abbildung 1-2 dargestellt sind.

Im ersten Arbeitsschritt wurde ein Versuchskonzept entwickelt, das auf der Grundlage neuartiger Parallelversuche die Messung korrosionsinduzierter Betonverformungen an sog. „Korrosionszylindern“ und „Hohlzylindern“ zeitgleich während des gesamten Schädigungsprozesses erlaubt. Anhand dieser Messungen und weiterer umfangreicher experimenteller Untersuchungen konnten wichtige Erkenntnisse hinsichtlich des Einflusses der Mikrostruktur des Betons auf die Morphologie der Korrosion und der dabei entstandenen Korrosionsprodukte gewonnen werden. Der hier verwendete Begriff der Korrosionsmorphologie beschreibt nicht nur die Gestalt und Form der Korrosion und ihrer Reaktionsprodukte, sondern wird um den Aufenthaltsort des Rosts und seiner Verbreitung in

der Betonmatrix erweitert. So konnte mithilfe der Untersuchungen quantifiziert werden, wie sich die Anteile der Korrosionsprodukte, die in Betonporen und in durch das Betonschwinden bereits vorhandene oder durch die Korrosion hervorgerufene Risse abwandern, auf die zeitliche Entwicklung der Rissbildungen auswirken.

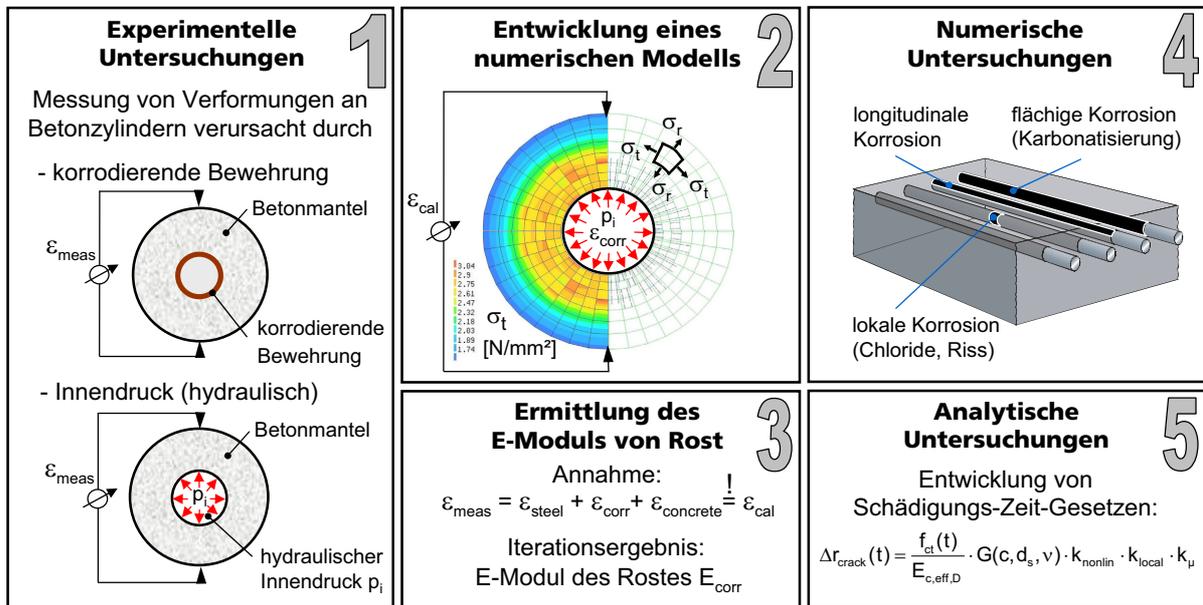


Abb. 1-2 Überblick über die wesentlichen Arbeitsschritte der im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen

Das vorrangige Ziel des zweiten Arbeitsschritts (siehe Abbildung 1-2) war die Entwicklung eines numerischen Modells, mit dem für unterschiedliche Einwirkungen und betontechnische Randbedingungen die Zeitspanne zwischen der Depassivierung (Korrosionsbeginn) und dem Schadenseintritt (Rissbildung) berechnet werden kann. Ein wichtiges Werkzeug stellte hierbei die Finite-Elemente-Methode dar, mit der die mechanischen Schädigungsprozesse zunächst rechnerisch nachvollzogen und analysiert werden konnten. Ein Schwerpunkt bei der Entwicklung des Rechenmodells bildete die Implementierung aller zeitabhängigen Materialeigenschaften und die realistische Abbildung des bruchmechanischen Betonverhaltens. Das Spektrum der Beanspruchungen umfasste sowohl die entlang des Bewehrungsstabumfangs gleichförmig auftretende Korrosion als auch die lokale Korrosion, den sog. Lochfraß.

Durch Gegenüberstellung der numerisch berechneten und anhand der Parallelversuche an Korrosions- und Hohlzylindern gemessenen Betondehnungen konnte mithilfe einer inversen Analyse auf den E-Modul der Korrosionsprodukte geschlossen werden (siehe Arbeitsschritt 3 in Abbildung 1-2). Dieser ist für die Genauigkeit der zu bestimmenden Zeitdauer bis zur Rissbildung von großer Bedeutung, da mit der allmählichen Korrosion des Bewehrungsstabs das Verbundsystem Stahl-Beton in ein Verbundsystem Stahl-Rost-Beton übergeht. Eine

Quantifizierung der Rissbildung beruht auf der Berechnung der entstehenden Druck- und Zugspannungen im Beton, welche wiederum zwingend die Kenntnis des E-Moduls von Rost erfordert.

Mithilfe der in den vorangegangenen Arbeitsschritten erzielten Erkenntnisse waren die Voraussetzungen geschaffen, um basierend auf der Finite-Elemente-Methode weitergehende numerische Untersuchungen durchzuführen (siehe Arbeitsschritt 4 in Abbildung 1-2). Hierbei wurden Bauteilrandzonen bewehrter Stahlbetonbauteile mit unterschiedlichen Abmessungen und Materialeigenschaften untersucht.

Die im fünften Arbeitsschritt (siehe Abbildung 1-2) durchgeführten analytischen Untersuchungen dienten der Entwicklung eines einfachen Schädigungs-Zeit-Gesetzes für den Grenzzustand der Erstrissbildung. Dieses soll so aufgebaut sein, dass es eine Anwendung im Rahmen einer vollprobabilistischen Lebensdauerbemessung erlaubt. Mit Blick auf eine möglichst einfache Handhabung und Akzeptanz in der Baupraxis wurde das Schädigungs-Zeit-Gesetz anschließend weiter zu einem Ingenieurmodell vereinfacht.

Das Ziel und die gewählte Vorgehensweise der Arbeit entsprechen im Wesentlichen jenen des Teilprojekts B1 der DFG-Forschergruppe 537 „Modellierung von Bewehrungskorrosion“ [33], welches vom Verfasser bearbeitet wurde. Der enge fachliche Austausch mit den Mitgliedern der Forschergruppe über die Zeitspanne von mehr als sechs Jahren hinweg hat die vorliegende Arbeit kontinuierlich befruchtet.

1.3 Gliederung der Arbeit

Die vorliegende Arbeit ist in acht Kapitel gegliedert. Im Anschluss an die Einführung wird im Rahmen einer Literatursichtung der Kenntnisstand zu den Schädigungsmechanismen der Bewehrungskorrosion wiedergegeben (Kapitel 2). Hierbei wird neben einer kurzen Erläuterung der Grundlagen der Stahlkorrosion im Beton auch auf die Einflussfaktoren der korrosionsinduzierten Rissbildung eingegangen. Ferner werden einzelne bekannte Modelle vorgestellt.

Kapitel 3 widmet sich dem experimentellen Versuchsprogramm. Hierbei werden die durchgeführten Versuche im Detail erläutert und die dabei erzielten Ergebnisse aufgezeigt. Das entwickelte numerische Modell wird in Kapitel 4 ausführlich beschrieben. Hierbei wird insbesondere auf den gewählten Modellansatz und die diesem zugrunde liegenden Materialgesetze und -kennwerte eingegangen. Ein besonderes Augenmerk liegt auf der Entwicklung der Beanspruchungsfunktion zur wirklichkeitsnahen Abbildung der aus der Korrosion resultierenden Belastungen auf das System Stahl-Rost-Beton.

Die Ermittlung des E-Moduls von Rost anhand einer inversen Analyse wird in Kapitel 5 wiedergegeben. Kapitel 6 umfasst die numerischen Studien zum Zweck der Analyse von Spannungen, Dehnungen und Rissbildungen für verschiedene Parameterkombinationen.

In Kapitel 7 werden auf der Grundlage der Ergebnisse aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen das Schädigungs-Zeit-Gesetz und ein vereinfachtes Ingenieurmodell für den Zeitpunkt der Erstrissbildung entwickelt. Nach einer Verifizierung und Validierung des Modells schließt die Arbeit in Kapitel 8 mit einer Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse sowie einem Ausblick auf noch offene Fragen und weitere Entwicklungsmöglichkeiten des Modells.

Kapitel 2

Stand der Kenntnisse

2.1 Grundlagen der Korrosion von Stahl in Beton

2.1.1 Korrosionsreaktionen

Bei der Herstellung von Bewehrungsstahl wird Roheisen verwendet, das wiederum bei der Verhüttung von Eisenerz gewonnen wird. Das entstandene Eisen befindet sich durch die Reduktion der oxidischen Eisenerze in einem thermodynamisch instabilen Zustand und hat das Bestreben, unter Energieabgabe in den stabileren, oxidischen Zustand zurückzukehren [102]. Dieser in ionenleitenden Medien (Elektrolyte) ablaufende Vorgang wird als Korrosion bezeichnet und ist ein elektrochemischer Prozess, der den Austausch von Ladungen innerhalb eines lokal ausgebildeten galvanischen Elements erfordert.

Die Korrosion von Stahl besteht aus zwei Teilprozessen, der anodischen Oxidations- und der kathodischen Reduktionsreaktion. Beide Teilreaktionen müssen aufgrund der Elektroneutralität gleichzeitig, können aber auch örtlich getrennt ablaufen [102]. Die im Beton vorhandene Feuchte (Porenlösung) steht der elektrochemischen Reaktion als Elektrolyt zur Verfügung und ermöglicht einen Stofftransport in Form von Ionen. Im Stahl selbst erfolgt ein Ladungstransport durch die Bewegung von Elektronen.

Bei der anodischen Teilreaktion (siehe Gleichung 2-1), die als Phasengrenzreaktion zwischen dem Stahl und der Porenlösung im Beton abläuft, wird der Stahl durch die Abgabe von Elektronen oxidiert. Dies ist der materialzerstörende Vorgang, der durch die Auflösung des Eisens in Ionen charakterisiert ist:



Die abgegebenen Elektronen werden an der Phasengrenze der kathodischen Bereiche durch im Elektrolyt vorhandene oxidierende Stoffe verbraucht (kathodische Teilreaktion, siehe Gleichung 2-2). Die in der Baupraxis vorkommenden Korrosionsfälle finden i. d. R. in schwach sauren oder alkalischen Medien statt [102]. Hierzu zählt auch die Korrosion von Stahl in Beton. Hierbei wirkt der in der Porenlösung vorhandene Sauerstoff als Oxidationsmittel, das entsprechend Gleichung 2-2 reduziert wird:

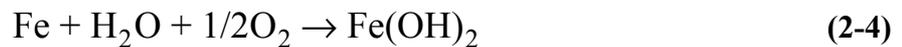


Die an der Anode freigesetzten Metallionen Fe^{2+} und die durch die Reduktionsreaktion an der Kathode entstandenen Hydroxylionen OH^- wandern im Elektrolyten aufgrund ihrer positiven und negativen Ladungen aufeinander zu. Zunächst fällt hierbei das feste Korrosionsprodukt Eisen(II)-Hydroxid aus:



Je nach Verfügbarkeit von Sauerstoff [59] und pH-Wert der umgebenden Porenlösung wird Eisen(II)-Hydroxid zu schwer löslichen Eisenoxid- bzw. Eisenhydroxidverbindungen, dem sog. Rost, aufoxidiert [24].

Die Gesamtreaktion der nach dem sog. Sauerstofftyp ablaufenden Korrosion setzt sich aus den Teilreaktionen (Gleichungen 2-1 bis 2-3) zusammen und lässt sich somit folgendermaßen formulieren:



Die einzelnen Teilprozesse bei der Korrosion von Stahl in Beton sind in Abbildung 2-1 schematisch dargestellt.

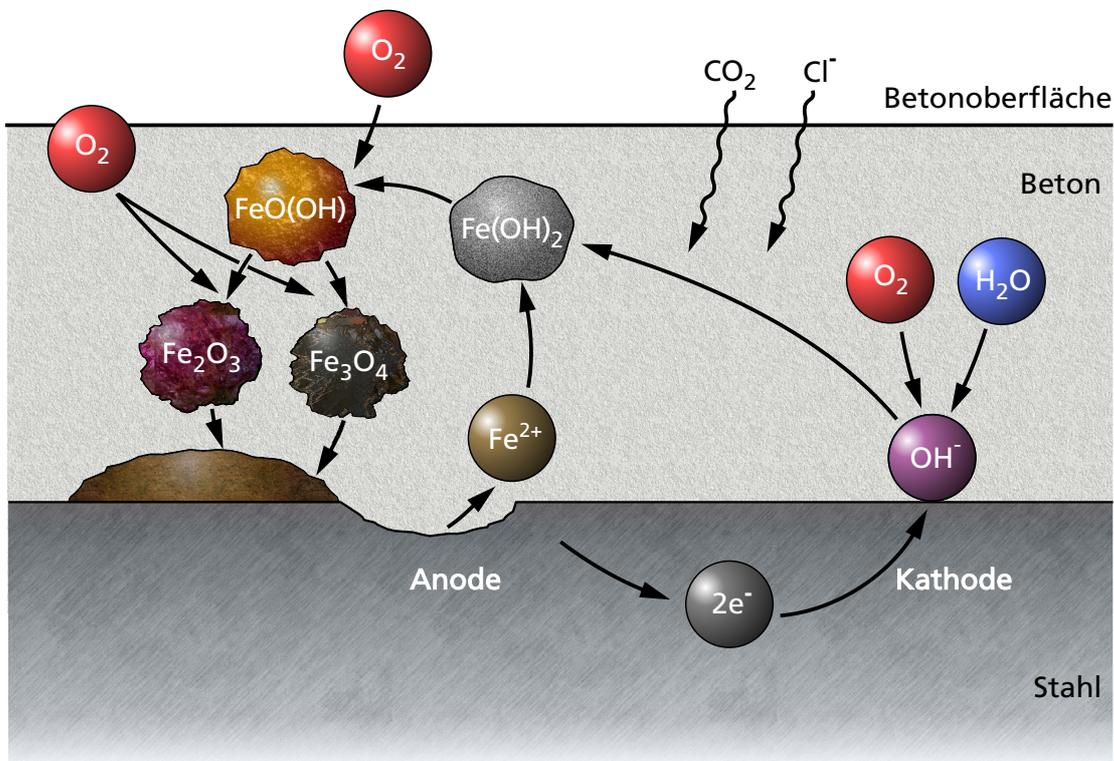


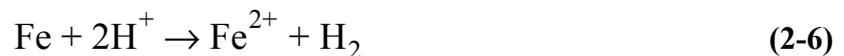
Abb. 2-1 Schematische Darstellung der Korrosion von Stahl in Beton nach dem sog. Sauerstofftyp

Im Gegensatz dazu tritt in stark saurer Umgebung ($\text{pH} \leq 5$) eine Korrosion vom sog. Wasserstofftyp auf. Hierbei findet an der Kathode die Wasserstoffentladung statt [102]:



Infolge der Reduktion der Wasserstoffionen der sauren Lösung (Gleichung 2-5) kann der atomare Wasserstoff adsorbiert werden, wobei er in der Lage ist, in ein Metallgitter einzudringen. Hierbei besteht die Gefahr der sog. Wasserstoffversprödung des Stahls. An der Kathode kann sich aber auch gasförmiger Wasserstoff bilden, der aus der Porenlösung entweicht.

Die Gesamtreaktion der Korrosion gemäß dem Wasserstofftyp gibt Gleichung 2-6 an:



Unabhängig vom Korrosionstyp erfordert der Korrosionsvorgang das Vorhandensein eines Elektrolyten, der Ladungsverschiebungen ermöglicht, was zuweilen auch als elektrolytischer Teilprozess bezeichnet wird. So hat die Betonfeuchtigkeit einen erheblichen Einfluss auf die Korrosion, denn im feuchten Beton besteht eine größere Beweglichkeit der Ionen als dies im trockenen Beton der Fall ist [58]. Als Maß für die Ionenbeweglichkeit kann die elektrolytische Leitfähigkeit der Porenlösung herangezogen werden. Diese ist besonders hoch und damit begünstigend für den Korrosionsvorgang, wenn zusätzliche Ionen in der Porenlösung vorhanden sind, die sich am Ladungstransport beteiligen (z. B. Chloridionen) [127].

2.1.2 Korrosionsvorgänge und Erscheinungsformen

2.1.2.1 Passivität und Depassivierung des Stahls

Stahl, der im Beton eingebettet ist, ist zunächst weitgehend vor einer Korrosion geschützt. Dies ist auf die hohe Alkalität des Betons mit pH-Werten $\geq 12,5$ zurückzuführen [50]. Die Alkalität ist von der Art und Menge des verwendeten Zements abhängig und wird anfänglich durch die Freisetzung von Calciumhydroxid bei der Hydratation der im Portlandzement vorhandenen Zementklinkerphasen C_3S und C_2S verursacht [55]. Der Schutz des Stahls im alkalischen Milieu beruht auf einer passivierenden Oxidschicht (Passivschicht) von nur wenigen Nanometern Dicke [63, 109, 111], die infolge der hohen Dichte der sich auf der Stahloberfläche gebildeten Eisenoxide den sukzessiven Auflösungsprozess des Stahls verhindert [15, 72, 128].

Kommt es aufgrund von äußeren Einflüssen zur Zerstörung der Passivschicht, setzen lokal auftretende Potentialunterschiede auf der Stahloberfläche die Korrosionsreaktion in Gang [111, 127]. Die Potentialdifferenzen treten als Folge von

örtlichen Unterschieden in der Elektrolytzusammensetzung oder in der Beschaffenheit der Metalloberfläche auf und sind Voraussetzung für die Ausbildung eines galvanischen Elements, in dem bestimmte Oberflächenbereiche des Stahls als Anode und Kathode wirken und somit den Korrosionsvorgang ermöglichen.

Die Zerstörung der Passivschicht (Depassivierung) wiederum kann

- die Folge eines Absinkens der Alkalinität der Porenlösung unter einen Schwellenwert von ca. pH 9 sein oder
- durch die lokale Einwirkung von Chloridionen hervorgerufen werden.

2.1.2.2 Karbonatisierungsinduzierte Korrosion

Die Depassivierung des Stahls infolge einer Neutralisierung der alkalischen Phasen des Zementsteins ist auf die Einwirkung von Kohlendioxid zurückzuführen, welches als Bestandteil der Luft von der Bauteilaußenseite durch den Beton zum Stahl vordringt. Hierbei kommt es zur Karbonatisierung des Zementsteins, bei der das Calciumhydroxid mit dem Kohlendioxid der Luft unter Bildung von Calciumkarbonat reagiert. Die Karbonatisierung führt zu einer signifikanten Änderung der chemischen und physikalischen Eigenschaften des Zementsteins. Neben der erwähnten Absenkung des pH-Werts, in deren Folge sich die Passivschicht bei Unterschreitung eines pH-Werts von ca. 11,5 großflächig auflöst [116], geht die Umwandlung der Zementsteinphasen mit einer Volumenänderung der Reaktionsprodukte einher. Dies führt im Fall von Portlandzement zu einer Reduktion der Porosität des Zementsteins und somit auch zu einer Änderung der mechanischen Eigenschaften des karbonatisierten Betons in der Bauteilrandzone [19, 67, 139, 140].

Die Karbonatisierung der Betonrandzone ist ein langsamer Prozess, der von der Oberfläche ausgeht und sich ins Innere des Betonbauteils fortsetzt. Der Zeitpunkt der Stahldepassivierung ist dann erreicht, wenn die Betondeckung bis zum Bewehrungsstab karbonatisiert ist (Grenzzustand der Depassivierung, siehe Abbildung 2-2, links). Er ist somit nicht nur von der Dicke der Betondeckung, sondern auch von der Porosität des Betons abhängig. Obwohl von einer gewissen Heterogenität des Betons in der Randzone ausgegangen werden muss, schreitet im Fall einer konstanten Betondeckung die Karbonatisierungsfront zumeist mit einer räumlich relativ gleich verteilten Geschwindigkeit voran. Die Querschnittszone, in der die Alkalität von pH 13 auf pH 9 umschlägt, ist nur wenige Millimeter dick [39]. Dies bedeutet, dass es innerhalb vergleichbarer Zeiträume zur Depassivierung des Bewehrungsstabs kommt. Hierdurch ist eine Voraussetzung zur Ausbildung kleinflächiger Korrosionselemente erfüllt, bei denen die anodischen und kathodischen Teilreaktionen (siehe Gleichungen 2-1 und 2-2) unmittelbar nebeneinander ablaufen. Diese sog. Mikroelemente bzw. Mikrozellen führen zu einem mehr oder weniger gleichmäßigen Abtrag des Stahls und somit zu

einem ebenförmigen Abrosten der Bewehrungsstaboberfläche [102, 124]. Gemäß DIN 50900-2:2002-06 liegt bei dieser Form der Korrosion eine homogene Mischelektrode vor.

2.1.2.3 Chloridinduzierte Korrosion

Eine lokale Korrosion des Bewehrungsstahls im Beton wird unter den in der Baupraxis vorherrschenden Bedingungen durch Chloride verursacht, die u. a. als Verunreinigungen bereits bei der Herstellung in den Beton eingebracht werden oder die in Form von Taumitteln oder Salzen aus dem Grund- und Meerwasser mit den Betonbauteilen in Berührung kommen. Hierbei sind insbesondere Bauwerke im Spritzwasser- und Sprühnebelbereich von Straßen, wie z. B. Brücken, Tunnel aber auch Parkhäuser betroffen. Bauwerke im maritimen Bereich, wie z. B. Kaimauern oder Hafenanlagen sind mit Chloriden aus dem Meerwasser beaufschlagt. Die Chloride werden hierbei über Wasser, das permeativ oder kapillar vom Beton aufgenommen wird, eingetragen (Huckepacktransport) und/oder dringen über Diffusion in den Beton ein [69, 122, 123].

Sobald eine kritische, die Korrosion auslösende Chloridkonzentration $c_{Cl,crit}$ am Bewehrungsstab erreicht bzw. überschritten ist, wird dessen Passivschicht lokal zerstört (Grenzzustand der Depassivierung, siehe Abbildung 2-2, rechts).

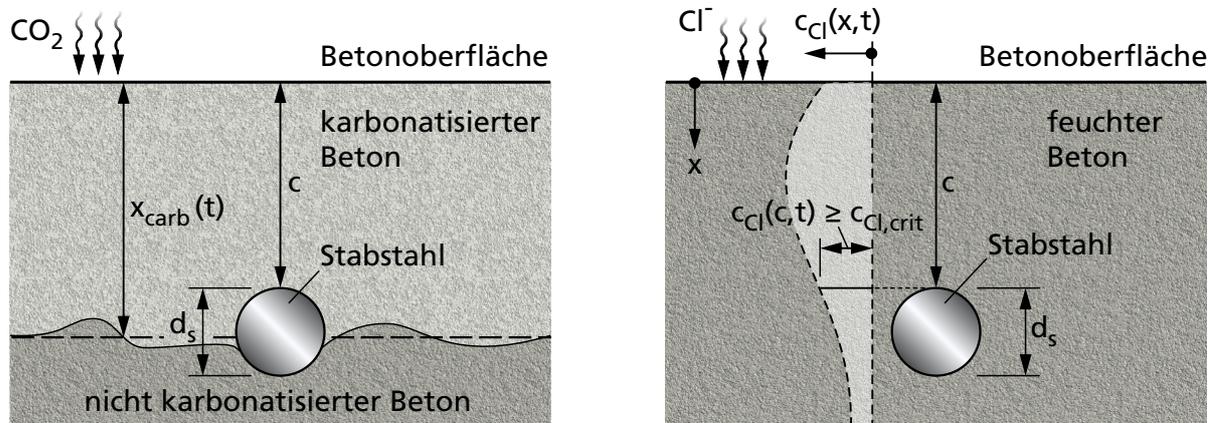


Abb. 2-2 Grenzzustand der Depassivierung infolge Karbonatisierung (links) und Chlorideintrag (rechts) [40]

Die Höhe der kritischen Chloridkonzentration ist bis heute Gegenstand kontroverser Betrachtungen und Diskussionen [7, 17, 116, 127, 143]. Sie wird dabei von zahlreichen Faktoren beeinflusst. So spielen u. a. die Zementart, das Verhältnis freier zu gebundener Chloride, das Verhältnis der Chlorid- zu den Hydroxylionen, der w/z-Wert sowie die Temperatur- und Feuchteverhältnisse eine Rolle [11, 116]. Die festgelegten höchstzulässigen Gehalte an freiem Chlorid betragen in der DIN 1045-2:2008-08 für Stahlbeton 0,4 M.-% bezogen auf das Zementgewicht sowie für Spannbeton 0,2 M.-%. Die in der DIN EN 206-1:2001-07 verankerten Grenzwerte liegen für Stahl- und Spannbeton innerhalb derselben Grenzen.

Die durch die lokale Zerstörung der Passivschicht ausgelöste Korrosion wird als Lochkorrosion bzw. Lochfraß bezeichnet. Nach der Initiierung der Lochkorrosion folgt die Phase des sog. Lochwachstums. Im Loch kommt es zur Hydrolyse der Fe^{2+} -Ionen, bei der wiederum H_3O^+ freigesetzt wird, wodurch es zu einer Ansäuerung kommt [99]. Zur Wahrung der Elektroneutralität wandern weitere Chloridionen in das Loch ein, was wiederum deren Konzentration erhöht. Zudem kommt es aufgrund einer zu langsamen Nachdiffusion von Sauerstoff zur O_2 -Verarmung im Loch. Auf den Oberflächen um das Loch herum findet die kathodische Teilreaktion unter Bildung von OH^- statt. Der Passivfilm wird dort verstärkt. Die Folge dieser Vorgänge ist eine zunehmende räumliche Lokalisierung der Korrosion und damit Stabilisierung des Lochs in seiner Funktion als Anode [36].

Die chloridinduzierte Lochkorrosion ist im Unterschied zur karbonatisierungsinduzierten Korrosion durch das Auftreten kleiner lokalisierter Korrosionsstellen in Kombination mit relativ großen Bereichen mit intakter Passivschicht charakterisiert [127]. Die DIN 50900-2:2002-06 verwendet hier den Begriff der heterogenen Mischelektrode.

Aufgrund der örtlichen Trennung von anodischen und kathodischen Bereichen kommt es zur Ausbildung von sog. Makroelementen bzw. Makrozellen. Da auch hier die Elektroneutralität der Korrosionsreaktion gewährleistet sein muss, sind i. d. R. aufgrund des großen Flächenverhältnisses von Kathode zu Anode hohe Korrosionsgeschwindigkeiten die Folge. Diese führen zu einer schnellen Metallauflösung im Bereich der kleinen Anode, was somit große Querschnittsverluste am Stahl hervorruft.

Auf den anodischen Flächen im Loch können wiederum kathodische Teilreaktionen ablaufen und zu einer weiteren Materialauflösung führen. Bei dem als Eigenkorrosion bezeichneten Korrosionsphänomen liegen die anodischen und kathodischen Teilbereiche statistisch verteilt dicht nebeneinander im Loch und lassen sich räumlich nicht voneinander trennen [15].

Die Morphologie der Lochkorrosion hängt dabei deutlich von der Intensität der Korrosion ab. Bei geringen Chloridgehalten bilden sich einzelne Löcher auf der Stahloberfläche. Mit steigenden Chloridkonzentrationen dehnen sich die korrodierenden Bereiche aus und die Korrosionsgeschwindigkeit nimmt zu. Es kommt zur Vereinigung von Löchern zu sog. Mulden [15, 124]. Sehr hohe Chloridkonzentrationen führen sogar zu einem nahezu homogenen, gleichförmigen Querschnittsabtrag [7], wie er üblicherweise an der Bewehrung in karbonatisiertem Beton auftritt.

Ein Maß für die Morphologie der Lochkorrosion ist der sog. Lochfraß- oder Pittingfaktor α . Er beschreibt das Verhältnis von maximaler Lochtiefe zum mittleren Korrosionsabtrag:

$$\alpha = \frac{x_{\text{corr,max}}}{x_{\text{corr,mean}}} \quad (2-7)$$

mit α = Pittingfaktor [-], $x_{\text{corr,max}}$ = maximaler Korrosionsabtrag [μm], $x_{\text{corr,mean}}$ = mittlerer Korrosionsabtrag [μm].

TUUTTI [141] fand anhand seiner Untersuchungen heraus, dass der Pittingfaktor in der Größenordnung von $\alpha = 4-10$ liegt. GONZÁLES et al. [49] konnten feststellen, dass die maximale Abtragstiefe etwa vier bis acht mal größer ist, als der mittlere korrosionsinduzierte Abtrag. Ein weiteres Ergebnis ihrer Untersuchungen war, dass bei Korrosion, die durch anodische Polarisation beschleunigt wurde, auch der Pittingfaktor zunahm. Auch anhand jüngster Untersuchungen, die von HARNISCH et al. [54] auf Basis modernster topometrischer Analyseverfahren durchgeführt wurden, konnte die genannte Größenordnung für den Pittingfaktor bestätigt werden.

2.1.2.4 Korrosion in karbonatisiertem und chloridbelastetem Beton

Die Kombination von Karbonatisierung und Chloridbeaufschlagung spielt eine wichtige Rolle bei der Betrachtung von Korrosionsvorgängen. In Bauteilen, bei denen die kritische, korrosionsauslösende Chloridkonzentration nicht erreicht ist, kann es durch nachträgliche Karbonatisierung des Betons zu einer Korrosion kommen. Große Teile der Chloride können durch Adsorption an den Porenwänden des Zementsteins und durch chemische Bindung unter Bildung von FRIEDEL'schem Salz gebunden werden. Durch die Karbonatisierung wird es wieder zersetzt und die Chloride werden frei [143].

Im Gegenzug kann auch die Korrosion in karbonatisiertem Beton durch die vorhandenen Chloride verstärkt werden. Dies ist auf eine Erhöhung der elektrolytischen Leitfähigkeit durch die in der Porenlösung gelösten Chloridionen zurückzuführen. Folglich kann die Korrosion auch bei deutlich niedrigeren Feuchtegehalten im Beton ablaufen, als dies bei einer rein karbonatisierungsinduzierten Korrosion der Fall wäre [127]. Chloride sind also in der Lage, die Flächenkorrosion zu beschleunigen und zusätzlich Lochkorrosion in karbonatisiertem Beton hervorzurufen.

2.1.3 Art und Zusammensetzung der Korrosionsprodukte

Der infolge einer Korrosion von Stahl in Beton entstehende Rost besteht vor allem aus einer Mischung von Eisenoxiden, Eisenoxidhydroxiden und Eisenoxidhydraten. Je nach vorherrschender Umgebungsbedingung können sich jedoch unterschiedlichste Korrosionsprodukte bilden. Die Art der gebildeten Korrosionsprodukte ist hierbei im Wesentlichen vom Sauerstoffangebot, dem vorherrschenden pH-Wert, der Temperatur sowie der Zusammensetzung der

Porenlösung im Beton und ihrer elektrischen Leitfähigkeit abhängig [147]. Je nach Vorhandensein weiterer Schadstoffe können sich zudem nitrat-, karbonat- oder chloridhaltige Korrosionsprodukte bilden [150]. Vor dem Hintergrund neuer chemischer und physikalischer Analysemöglichkeiten sind in jüngster Vergangenheit zahlreiche Veröffentlichungen erschienen, bei denen speziell die durch Korrosion von Stahl gebildeten Korrosionsprodukte im Fokus der experimentellen Untersuchungen standen [27, 61, 65, 72, 99, 115, 128, 150]. Die Untersuchungen belegen, dass es sich bei der Bildung von Rost um äußerst komplexe Vorgänge handelt, die nur schwer reproduzierbar und bis heute nur im Ansatz verstanden sind. Hier besteht noch ein erheblicher Forschungsbedarf.

In der Regel wächst der Rost in mehreren Schichten auf der Oberfläche des Stahls auf. Die Rostschichten bestehen wiederum aus mehreren Lagen verschiedener Oxidationsstufen. Aufgrund der bedingten Durchlässigkeit des Rosts für Wasser und die in diesem gelösten Substanzen (z. B. Sauerstoff) rostet der Stahl weiter, auch wenn bereits dicke Rostschichten vorhanden sind [150]. Jedoch wird die Korrosionsgeschwindigkeit aufgrund der gebildeten Deckschicht oftmals herabgesetzt [15, 102, 152]. Auch die Korrosionsprodukte selbst können sich durch Oxidation weiter umwandeln [150].

Das infolge der primären Korrosionsreaktion entstandene Eisen(II)-Hydroxid ($\text{Fe}(\text{OH})_2$ in Gleichung 2-3) reagiert weiter mit Sauerstoff zu $\text{Fe}(\text{OH})_3$ oder Eisenoxidhydroxid-Verbindungen. Fe(II) wird dabei zu Fe(III) oxidiert [101]:



Zunächst wird bei dieser Reaktion Lepidokrokit ($\gamma\text{-FeOOH}$) gebildet. Es kann sich jedoch leicht in Goethit ($\alpha\text{-FeOOH}$) umwandeln, was thermodynamisch stabiler ist. Akaganeit ($\beta\text{-FeOOH}$) bildet sich nur in Anwesenheit von Chloridionen [128]. Hierbei ist die Löslichkeit von Eisen(III)-Oxidhydroxiden gegenüber der von Eisen(II)-Hydroxiden um ein Vielfaches geringer.

Von einer Rostbildung spricht man letztendlich, wenn Eisenoxidhydroxid zum rötlich braunen Hämatit-Hydrat weiterreagiert [150]:



Steht für die vollständige Oxidation von $\text{Fe}(\text{OH})_2$ jedoch zu wenig Sauerstoff zur Verfügung, so bilden sich die folgenden Zwischenstufen [101]:



Das Produkt dieser Reaktion ist als grünes Magnetit-Hydrat bekannt.



Hieraus entsteht der sog. schwarze Magnetit.

Oftmals ist bei einem mehrschichtigen Aufbau des Rosts festzustellen, dass sich direkt am Stahl schwarzer Magnetit bildet und die Korrosionsprodukte, die weiter vom Stahl entfernt zu finden sind, aus grünen und rotbraunen Eisenoxidhydroxid-Verbindungen bestehen [72, 99, 128, 150]. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass zu Beginn der Korrosion noch ausreichend Sauerstoff am Stahl zur Verfügung steht, wodurch sich z. B. Goethit bilden kann. Durch die dann sukzessiv aufwachsende Rostschicht wird die Nachlieferung des Sauerstoffs durch Diffusion zunehmend gehemmt. Es bildet sich vermehrt Magnetit infolge einer unvollständigen Oxidation.

Die sich infolge der Korrosion gebildeten Korrosionsprodukte weisen gegenüber dem reinen Eisen erheblich geringere Dichten und folglich auch ein größeres Volumen auf. In Tabelle 2-1 sind die molare Massen, die Dichten und die sog. Volumenraten für die wichtigsten Korrosionsprodukte zusammengestellt.

Die Volumenrate λ berechnet sich dabei aus dem Verhältnis des molaren Volumens des jeweiligen Eisenoxids bzw. -hydrats $V_{\text{mol,corr}}$ zu dem des elementaren Eisens $V_{\text{mol,Fe}}$:

$$\lambda = \frac{V_{\text{mol,corr}}}{V_{\text{mol,Fe}}} \quad (2-12)$$

Das molare Volumen V_{mol} wird dabei nach der folgenden Beziehung ermittelt:

$$V_{\text{mol}} = \frac{M_{\text{mol}}}{(N \cdot \rho)} \quad (2-13)$$

mit V_{mol} = molares Volumen des Moleküls [cm^3/mol], M_{mol} = molare Masse des Moleküls [g/mol], N = Anzahl der Eisenatome im Molekül [-], ρ = Dichte [g/cm^3].

Bei Vorliegen hoher Feuchtegehalte und einem niedrigen pH-Wert der Porenlösung kann es vorkommen, dass bei Einwirkung von Chloriden lösliche Eisenkomplexe gebildet werden (z. B. FeCl_2 , $\text{Fe}(\text{OH})_2$). Diese sind in der Lage, in die Porenräume des Betons einzudiffundieren [39, 58, 127]. Somit ist es auch möglich, dass teilweise keine fest anhaftenden Rostschichten auf dem Stahl gebildet werden und der Aufbau eines Sprengdrucks (siehe Abschnitt 2.2.3) in der Betondeckung infolge der Konzentration von unlöslichen Korrosionsprodukten auf der Stahloberfläche ausbleibt [124].

Tab. 2-1 Kennwerte der wichtigsten Korrosionsprodukte des Eisens [10, 91, 150]

Chemische Formel (Name)	Molare Masse M_{mol} [g/mol]	Anzahl der Eisenatome je Molekül [-]	Dichte ρ [g/cm ³]	Molares Volumen V_{mol} [cm ³ /mol]	Volumenrate λ [-]
Fe (Eisen)	55,85	1	7,86	7,11	1,00
FeO (Wüstit)	71,85	1	5,70	12,61	1,77
Fe ₂ O ₃ (Hämatit)	159,70	2	5,24	15,24	2,14
Fe ₂ O ₃ ·H ₂ O (Hämatit-Hydrat)	177,70	2	4,00	22,21	3,12
Fe ₂ O ₃ ·3H ₂ O (Hämatit-Hydrat)	213,74	2	2,31	46,22	6,50
Fe ₃ O ₄ (Magnetit)	231,55	3	5,18	14,90	2,10
Fe(OH) ₂	89,75	1	3,40	26,40	3,71
Fe(OH) ₃	106,87	1	3,12	34,25	4,82
α -FeO(OH) (Goethit)	88,86	1	4,28	20,76	2,92
γ -FeO(OH) (Lepidokrokit)	88,86	1	4,09	21,73	3,06
β -FeO(OH,Cl) (Akaganeit)	99,33	1	3,52	28,22	3,97

Die löslichen Eisenkomplexe wandern aufgrund ihrer guten „Beweglichkeit“ weit in die Betonmatrix ein [15, 58, 99]. Bei einer ausgeprägten Makroelementbildung wird der Migrationsprozess der Ionen in der Betonmatrix zusätzlich durch die Wirkung des elektrischen Feldes unterstützt, in dem sie sich weiträumig bewegen können. Bei der Mikrozellenbildung infolge Karbonatisierung ist die elektrische Feldwirkung quasi vernachlässigbar. Aus diesem Grund lassen sich vor allem bei Makroelementkorrosion Verfärbungen infolge der ausgefallenen Korrosionsprodukte noch weit entfernt vom korrodierenden Stahl finden. Mitunter dringen diese bis zur Bauteiloberfläche vor und führen dort zu Verfärbungen.

2.2 Schädigung von Stahlbeton

Der Schädigungsprozess, der sich infolge einer Korrosion der Stahlbewehrung im Beton einstellt, ist ein sehr komplexer Vorgang, der zahlreichen Einflüssen unterliegt und unterschiedliche Ausprägungen aufweisen kann. Vom rein mechanischen Standpunkt aus betrachtet findet bei der Bewehrungskorrosion eine Reduktion des Stabdurchmessers statt. Man spricht hierbei vom sog. Korrosionsabtrag, der üblicherweise auf den Radius des Stabes bezogen wird. Der Anteil, um den der Stab in seinem Radius verringert wird, wandelt sich in Rost um. Dieser kann wiederum unterschiedliche Formen und Eigenschaften annehmen, beansprucht aber nach seiner Ausfällung aus der Porenlösung grundsätzlich ein größeres Volumen als das elementare Eisen, aus dem er entstanden ist.

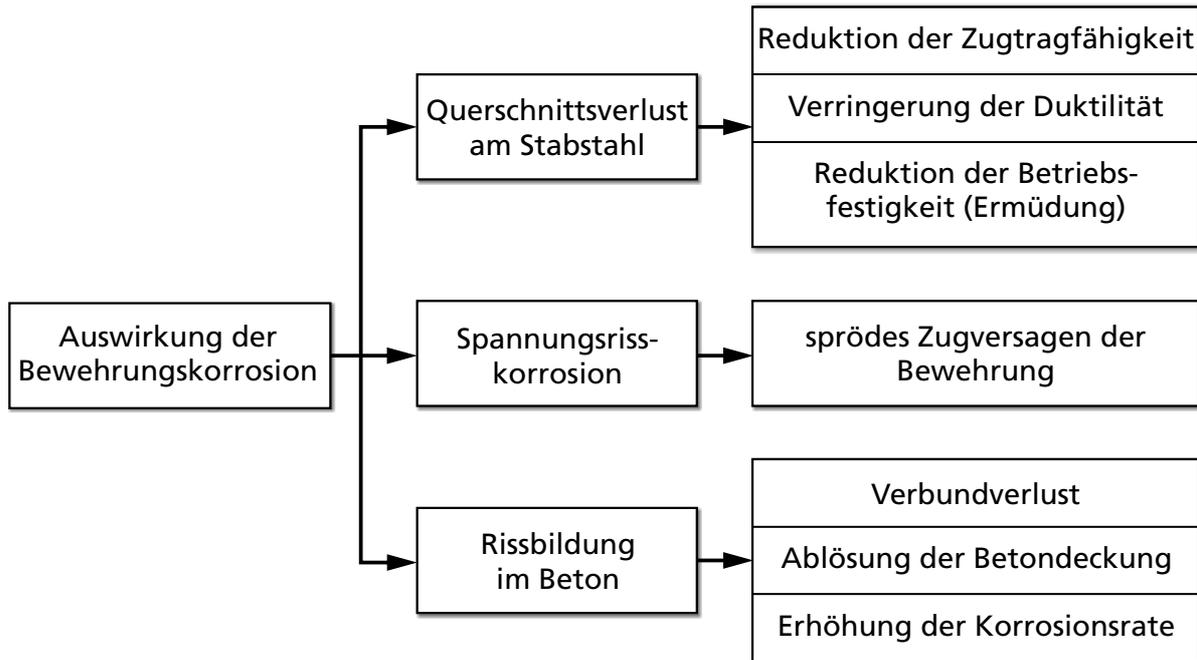


Abb. 2-3 Übersicht über die Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf Stahlbetonbauteile [28]

In Abbildung 2-3 sind die möglichen Folgen der Bewehrungskorrosion für Stahlbetonbauteile in einer Übersicht aufgezeigt [28]. Dabei wird deutlich, dass Korrosion sich nicht nur auf die äußerliche Erscheinung und Gebrauchstauglichkeit des Bauteils, sondern insbesondere auch auf seine Tragfähigkeit auswirken kann. Sie hat somit Auswirkungen auf die Sicherheit von ganzen Bauteilen und Bauwerken [17].

2.2.1 Rostverfärbungen

Die ersten Anzeichen einer Schädigung infolge Bewehrungskorrosion zeigen sich oftmals in Rostverfärbungen an der Bauteiloberfläche [17]. Diese werden von Korrosionsprodukten hervorgerufen, die in gelöster Form in der Porenlösung und in wassergesättigten Mikrorissen bis zur Betonoberfläche wandern. Dort werden sie bei Verdunstung der Feuchtigkeit ausgefällt und sorgen so für eine rötlich braune Verfärbung der Oberfläche.

Sobald korrosionsinduzierte Risse auftreten, können die Verfärbungen zunehmen. In den Rissen werden die gelösten Eisenkomplexe bei Verdunstung per Konvektion direkt vom Bewehrungsstab zur Oberfläche transportiert.

2.2.2 Querschnittsreduktion der Bewehrung

Da die Korrosion der Bewehrung mit einer Auflösung des Stahls an der Anode einhergeht, kommt es grundsätzlich zu einer Reduktion des Stabstahlquerschnitts. Bei einer gleichförmigen Korrosion, d. h. bei einem ebenmäßigen

Abrosten der Oberfläche erfährt der Stahlquerschnitt eine sukzessive Verringerung seines Durchmessers, was bei einer gegebenen äußeren Last und fortschreitender Korrosion zu zunehmenden Stahldehnungen bis zum Bruch des Stabstahls führen kann. Da eine gleichmäßige Korrosion jedoch meist die Folge der Karbonatisierung des Betons ist, dominieren hier die Beanspruchungen auf die Betondeckung infolge des Volumenbedarfs der entstandenen Korrosionsprodukte. Folglich muss erst mit Rissbildungen und Abplatzungen der Betondeckung gerechnet werden, bevor es zum Zugversagen der Bewehrung kommt [52].

Wird die Korrosion durch Chloride ausgelöst, so ist i. d. R. lokaler Lochfraß die Folge. Eine Querschnittsreduktion findet dadurch örtlich begrenzt und mitunter sehr schnell statt [63]. Laufen die anodischen Teilprozesse zudem unter Sauerstoffarmut ab, so ist nicht mit einer Rissbildung und Abplatzung der Betondeckung zu rechnen, da die Korrosionsprodukte keine ausgeprägte und örtlich konzentrierte Volumenzunahme erfahren [17, 124, 127]. Dadurch ist die chloridinduzierte Korrosion häufig schwer zu lokalisieren bzw. zu entdecken.

Untersuchungen zum Schädigungsverlauf und seinen Auswirkungen auf das Bauteilverhalten bei einer korrosionsinduzierten Querschnittsreduktion sind in der Literatur nur sehr wenige vorhanden. Einfache Zusammenhänge zwischen dem Massenverlust infolge Korrosion und der daraus resultierenden Reduktion des Stabstahldurchmessers werden in [58] aufgezeigt. RODRIGUEZ et al. [118] vergleicht den Einfluss von gleichförmiger und lokaler Korrosion auf den zeitabhängigen Querschnittsverlust der Bewehrung (siehe Abbildung 2-4). Es zeigt sich, dass bereits nach einer Korrosionsdauer von weniger als 25 Jahren der Querschnittsverlust eines Stabstahls mit einem Durchmesser von 20 mm infolge Lochkorrosion 20 % betragen kann. Bei gleichförmiger Korrosion hingegen ist der Querschnittsverlust des gleichen Bewehrungsstabes erheblich geringer.

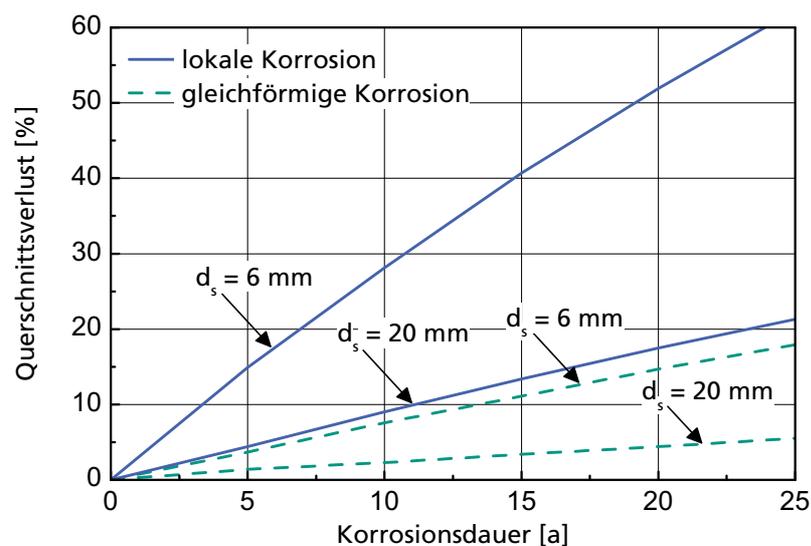


Abb. 2-4 Querschnittsverlust der Bewehrung infolge gleichförmiger Korrosion und Lochkorrosion bei einer Korrosionsstromdichte von $i_{\text{corr}} = 1,0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (zur Definition von i_{corr} siehe Abschnitt 2.3.1) [118]

ROBERTS et al. haben ein empirisches Korrosionsmodell auf der Grundlage von Messwerten an Brücken entwickelt, das es erlaubt, den Querschnittsverlust der Bewehrung vorherzusagen [117]. Im Vergleich mit theoretischen Modellen liefert das Modell eine eher konservative Abschätzung der Querschnittsverringernung.

Die mechanischen Eigenschaften des Bewehrungsstabs werden durch die Korrosion ebenfalls beeinträchtigt. So wird die Duktilität des Stahls merklich reduziert. Bei mit Fremdstrom beschleunigten Korrosionsprozessen an Proben führten Querschnittsverluste von 15 und 28 % zu einer Verringerung der Bruchdehnung von jeweils 30 % und 50 % [7].

Bei der Lochkorrosion ist in Abhängigkeit der Ausprägung und Lage des Loches im Stahlquerschnitt mit einer Kerbwirkung des unter einer Zugspannung stehenden Bewehrungsstabes zu rechnen. Hierdurch kann es durch die Kerbwirkung des Lochs zu einem vorzeitigen Versagen der Bewehrung kommen, was insbesondere bei Spannstahl sehr ausgeprägt ist (Spannungsrissskorrosion) [93].

Läuft der Korrosionsprozess im sauren Milieu unter Bildung von Wasserstoff ab (siehe Gleichungen 2-5 und 2-6), kann es zur sog. wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion kommen. Hierbei dringt der an der Kathode gebildete atomare Wasserstoff in das Metallgitter ein (siehe Abschnitt 2.1.1) und ruft dort im Zusammenwirken mit Zugspannungen wachstumsfähige Risse hervor. Besonders gefährdet sind hierbei Spannstähle [102]. Besondere Aufmerksamkeit ist gefordert, wenn das Bauteil dabei einer Ermüdungsbeanspruchung ausgesetzt ist.

2.2.3 Rissbildung in Beton

Mit der Korrosion der Bewehrung entstehen Korrosionsprodukte, die ein größeres Volumen beanspruchen als der Stahl, aus dem sie gebildet wurden. Die Ausbreitung der Korrosionsprodukte wird dabei durch den die Bewehrung umgebenden Beton behindert. Der während des aktiven Korrosionsprozesses gebildete Rost führt mit der Zeit zu einem Druckaufbau in der Grenzschicht zwischen Stahl und Beton. Die Höhe dieser sog. Sprengdrücke nimmt sukzessive zu. Erreichen die Sprengdrücke bzw. die hieraus resultierenden Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, kommt es zur Rissbildung.

Die Rissbildung geht hierbei von der Oberfläche des Bewehrungsstabs aus. Sehr häufig schreitet der Riss vom Stahl aus direkt bis zur freien Oberfläche der Betonrandzone fort (siehe Abbildung 2-5, links). Es können sich aber auch Risspaare bilden, die bei fortschreitender Korrosion einen Betonkeil zwischen Bewehrungsstab und Betonoberfläche heraustrennen (siehe Abbildung 2-5, rechts). Bei völliger Loslösung dieses Keils vom Untergrund spricht man von einer Abplatzung.

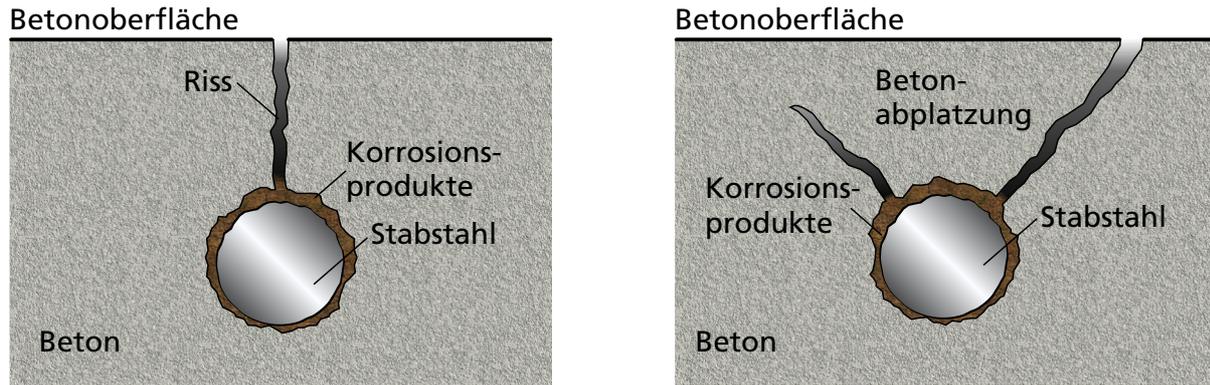


Abb. 2-5 Prinzipskizzen der Bildung eines Einzelrisses (links) und einer Abplatzung der Betonrandzone (rechts, in Anlehnung an [102]) infolge der Korrosion eines Bewehrungsstabes im Beton

Viele Forschungsarbeiten haben sich seit den 1960er Jahren mit der Auswirkung von Rissen auf den Korrosionsprozess beschäftigt, z. B. [93, 113]. Eine systematische Beschäftigung mit den Auswirkungen der Korrosion auf den Prozess der Rissbildung findet erst seit wenigen Jahren statt, siehe u. a. [5, 71, 89, 107, 120, 153].

Auf der Grundlage zahlreicher Untersuchungen kann übereinstimmend festgestellt werden, dass sich infolge der Korrosion in radialer Richtung um den Stabstahl Druckspannungen σ_r aufbauen, die bis zum Erreichen der freien Betonoberfläche bis auf null abnehmen (siehe Abbildung 2-6). Tangential um den Stabstahl stellen sich Zugspannungen σ_t ein. Diese erreichen das Maximum ihrer Spannungshöhe am Stahl bzw. an einer korrosionsinduzierten Risswurzel (siehe Abbildung 2-6). Der genaue Spannungsverlauf richtet sich jedoch nach der Art der Korrosion (gleichförmige oder lokale Korrosion) und kann mitunter deutlich von dem in Abbildung 2-6 dargestellten Verlauf abweichen.

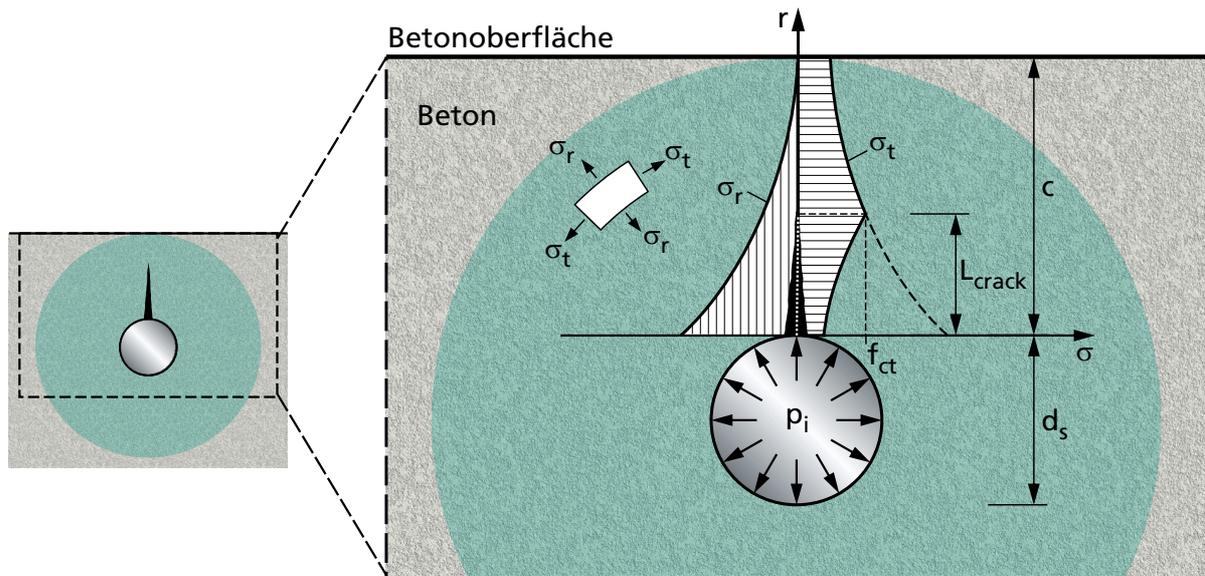


Abb. 2-6 Schematische Darstellung der Spannungsverteilung von $\sigma_r(r)$ und $\sigma_t(r)$ in der Betondeckung nach Initiierung eines Risses infolge eines Sprengdrucks p_i , der von einem korrodierenden Bewehrungsstab ausgeht (in Anlehnung an [97]); der aufgezeigte Spannungsverlauf zwischen Stabstahl und Betondeckungsoberfläche entspricht jenem, der in einem teilweise gerissenen dickwandigen Hohlzylinder auftritt, dessen Geometrie grau hinterlegt ist (nähere Angaben zum Hohlzylinderansatz siehe Kapitel 7)

Bis zum Erreichen einer bestimmten Rissbreite können über die Risse noch Zugspannungen übertragen werden [35]. Mit zunehmender Spannung werden die Risse breiter und pflanzen sich in Richtung der freien Betondeckungsoberfläche fort. Ab einer bestimmten Risslänge nimmt die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Risse stark zu, bis sie zur Oberfläche hin durchbrechen.

Im Zuge der Rissbildung kommt es zu einer örtlichen Entspannung des Betons, was in Folge zu ständigen Spannungsumlagerungen in der Betondeckung führt. Darüber hinaus sind die auftretenden Spannungen von den zeitabhängigen Betoneigenschaften, insbesondere dem Schwinden und dem Kriechen abhängig. Das Schwinden erhöht die Zugspannungen in der Betonrandzone und am Stabstahl. Durch das Kriechen des Betons werden die Spannungen teilweise abgebaut [13].

Mit fortschreitender Korrosion steigt auch die Rissbreite sukzessiv an. Dies kann sich dann wie folgt auf die weitere Schädigung des Bauteils auswirken:

- (i) Die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung wird durch die über den Riss eindringenden Stoffe (z. B. Sauerstoff, Feuchtigkeit, Chloride) verändert.
- (ii) Die Rissbreite ist von der Korrosionsgeschwindigkeit abhängig und steigt mit zunehmender Korrosionsdauer an.

- (iii) Die Risse haben Auswirkungen auf das Tragverhalten des Bauteils, da sie Spannungsumlagerungen und eine Verringerung der Verbundwirkung zwischen Bewehrung und dem Beton bewirken.

Zu der in (i) beschriebenen Problematik gibt es bereits seit Mitte des 20. Jahrhunderts zahlreiche Untersuchungen, die sich aber zunächst auf die Einleitungsphase, d. h. die Zeiträume vor der aktiven Korrosion konzentrierten. So kamen REHM und MOLL [113] bei ihren Untersuchungen zu dem Schluss, dass die Gefahr der Korrosion mit steigender Rissbreite größer wird und daher eine Begrenzung der Rissbreite notwendig ist. SCHIEßL widmete sich dann in [121] der Frage der zulässigen Rissbreite und konnte im Zuge seiner Untersuchungen feststellen, dass die Karbonatisierung im Riss zu einer rascheren Depassivierung der Bewehrung führt. Ähnlich verhält es sich mit Chloriden, die durch Risse schneller zur Bewehrung vordringen, als durch die rissfreien Oberflächen.

Aber auch bei bereits vorliegender Korrosion der Bewehrung im Riss spielt die Rissbreite eine Rolle, wobei laut SCHIEßL [121] bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion die Rissbreite im Bereich bis ca. 0,4 mm keinen nachweisbaren Einfluss auf die Korrosionsintensität besitzt. Bildet sich ein Makroelement aus, das die Anode im Bereich des Risses und die Kathode außerhalb des Risses aufweist, so wird die Geschwindigkeit des Korrosionsprozesses i. d. R. maßgeblich vom Sauerstoffangebot an der Kathode bestimmt. Dieses kann bei üblichen Betonen als ausreichend angenommen werden. Folglich hat die Rissbreite auf die Korrosionsgeschwindigkeit im Riss nur einen untergeordneten Einfluss [47, 111, 124], sofern keine signifikanten Beeinträchtigungen des anodischen Teilprozesses der Korrosion vorliegen (z. B. erhöhte anodische Polarisationswiderstände durch Ausbildung einer Deckschicht).

Bei chloridinduzierter Korrosion können bereits in Rissen mit sehr kleinen Breiten sehr große Korrosionsgeschwindigkeiten entstehen. Folglich muss auch hier nicht zwischen unterschiedlich großen Rissbreiten unterschieden werden [124].

Zu der gleichen Schlussfolgerung wie SCHIEßL gelangen auch FRANÇOIS und ARLIGUIE [43]. Sie geben lediglich einen etwas größeren Rissbreitenbereich von 0,05 mm bis 0,50 mm an, in dem die Korrosionsintensität von der Rissbreite unabhängig ist.

Wie in (ii) aufgeführt, ist die Rissbreite von der Korrosionsintensität abhängig. Diesen Zusammenhang konnte ANDRADE et al. [8] in umfangreichen Versuchen aufzeigen. Bei diesen wurde die Korrosion durch anodische Polarisation des Bewehrungsstabs hervorgerufen und die Betondehnung mithilfe von Dehnmessstreifen auf der Oberfläche von prismatischen Betonproben gemessen. Dabei zeigte sich, dass ein Korrosionsabtrag von nur 20 µm am Stahl erforderlich ist, um einen Riss mit einer Breite von 0,1 mm hervorzurufen.

ALONSO et al. [5] haben in ähnlicher Weise beschleunigte Korrosionsversuche durchgeführt. Hierbei wurde insbesondere der Einfluss veränderlicher Parameter, wie z. B. Variationen des Stabdurchmessers, der Betondeckung und des w/z -Werts auf die Rissbreite untersucht. Es zeigte sich, dass Korrosionsabträge von $15\ \mu\text{m}$ bis $20\ \mu\text{m}$ notwendig sind, um Rissbreiten von $0,05\ \text{mm}$ bis $0,1\ \text{mm}$ hervorzurufen. Rissbreiten von $0,2\ \text{mm}$ bis $0,3\ \text{mm}$ erfordern sehr viel höhere Abträge von $50\ \mu\text{m}$ bis $200\ \mu\text{m}$ in Abhängigkeit des jeweiligen Quotienten aus Betondeckung und Stabdurchmesser, welcher üblicherweise als c/d_s -Verhältnis bezeichnet wird.

Die Abhängigkeit des für eine Rissbildung bzw. Abplatzung notwendigen Korrosionsabtrags vom c/d_s -Verhältnis wurde auch von HUNKELER und BÄURLE [57] als Ergebnis einer umfangreichen Auswertung von Labor- und Feldversuchen bestätigt (siehe Abbildung 2-7).

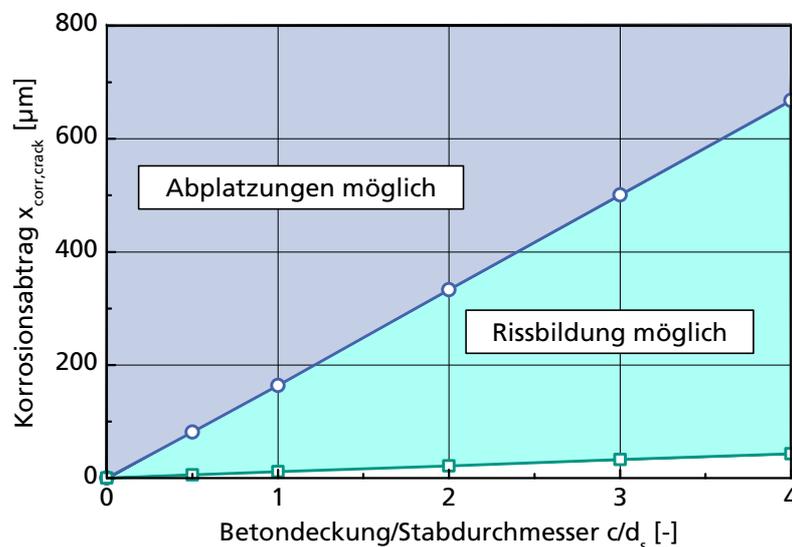


Abb. 2-7 Erforderlicher Korrosionsabtrag $x_{\text{corr,crack}}$ für Rissbildungen und Betonabplatzungen in Abhängigkeit vom Verhältnis der Betondeckung c zum Stabdurchmesser d_s [57]

Anhand einer dreidimensionalen, numerischen Parameterstudie untersuchten THOFT-CHRISTENSEN et al. [133] den Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite. Eine einfache Beziehung zwischen den Parametern konnte nicht gefunden werden, obwohl die von Andrade et al. [8] publizierten experimentellen Ergebnisse und zweidimensionale numerische Analysen von THOFT-CHRISTENSEN einen linearen Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite nahe legen.

Eine Auswahl publizierter Modelle, mit denen sich die Zeit bis zur Rissbildung und der Rissbreitenzuwachs abschätzen lassen, werden im Abschnitt 2.4 im Detail vorgestellt.

Die korrosionsinduzierten Risse haben ab einer gewissen Breite nicht nur Folgen für die Dauerhaftigkeit des Bauteils, sondern beeinflussen auch dessen Tragverhalten, siehe (iii). ANDRADE et al. [8] schlugen auf der Grundlage ihrer experimentellen Untersuchungen vor, dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) eine Rissbreite von 0,3 mm zuzuweisen. Auch in DuraCrete [132] und im *fib Structural Concrete Textbook* [39] wurde eine Rissbreite von 0,3 mm als Grenzzustand festgelegt. Legt man jedoch eine größere Rissbreite von 1,0 mm zugrunde, so zeigt sich, dass die entsprechenden Korrosionszeiten bis zum Erreichen des Grenzzustands erheblichen Schwankungen unterworfen sind. So erhalten MALUMBELA et al. [85] in ihren Untersuchungen Querschnittsverluste zwischen 8 % und 50 % bei Erreichen einer Rissbreite von 1,0 mm. Folglich spielen weitere Effekte und Einflüsse eine wichtige Rolle bei der Beurteilung des Tragverhaltens, die nicht mehr allein mit der Rissbreite zusammenhängen.

Vor diesem Hintergrund wurden in jüngster Zeit zahlreiche Forschungsprojekte an Bauteilen mit korrodierender Bewehrung initiiert und durchgeführt. Diese reichen von zyklischen Zugversuchen an vorgeschädigten Zuggliedern aus Stahlbeton zur Bestimmung der Resttragfähigkeit [48] über Biegeversuche an Balken mit lokaler Korrosion [51, 76] bis zu numerischen Studien über den Verlust an Festigkeit und Steifigkeit von Stahlbetonbauteilen [30, 52]. Aus den Ergebnissen der Forschungsprojekte lässt sich übereinstimmend ableiten, dass die Rissorientierung und -verteilung eine größere Rolle spielen als die Rissbreite. Ferner wirken sich der Verlust an Duktilität und bei höheren Schädigungsgraden auch der Verbundverlust zwischen Bewehrung und Beton deutlich auf das Tragverhalten der betrachteten Bauteile aus.

Insbesondere die Auswirkung der Korrosion auf den Verbund steht seit vielen Jahren im Fokus der Forschung im Stahlbetonbau. AL-SULAIMANI et al. [6] prüften die Verbundwirkung zwischen unterschiedlich stark korrodiertem Stahl und Beton durch Ausziehversuche. Sie konnten einen anfänglichen Zuwachs gefolgt von einem deutlichen und stetigen Abfall der Verbundfestigkeit feststellen (siehe Abbildung 2-8). Der Festigkeitszuwachs wurde durch den Anstieg der Reibung aufgrund des Radialdrucks der Korrosionsprodukte und durch die Veränderung der Beschaffenheit der Stahloberfläche erklärt. Der Wechsel zwischen Anstieg und Abfall der Verbundfestigkeit wurde von den Autoren auf die Bildung korrosionsinduzierter Längsrisse, die über der Bewehrung auftraten, zurückgeführt.

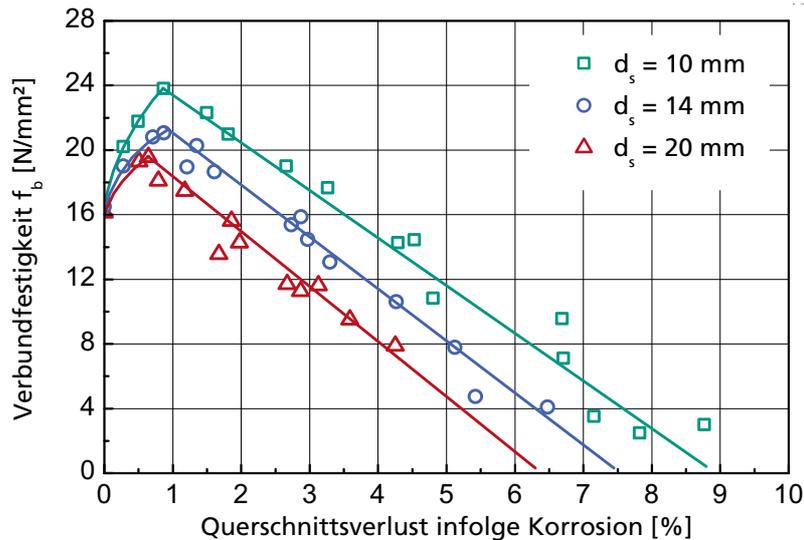


Abb. 2-8 Einfluss der Bewehrungskorrosion auf die Verbundfestigkeit; Ergebnisse von Ausziehversuchen an zentrisch in Betonwürfel (Kantenlänge 150 mm, Betonfestigkeit $f_{cm} = 30 \text{ N/mm}^2$) eingebetteten Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser von $d_s = 10$ mm, 14 mm und 20 mm [6]

BERRA et al. [16] stießen bei ihren Untersuchungen auf das Phänomen, dass Probekörper mit korrodierter Bewehrung höhere Verbundwirkungen zeigten als die unkorrodierten Probekörper. Mithilfe von numerischen Untersuchungen konnten die Autoren den Einfluss der Umschließungswirkung der Bügel aufzeigen, die einen Anstieg der Reibung zwischen Stahl und Beton bewirkte.

Die umfangreichsten numerischen Untersuchungen zur Problematik des Verbundes korrodierter Bewehrung wurden von LUNDGREN durchgeführt [80, 82, 83]. Sie entwickelte hierfür eigens ein numerisches Modell, mit dem sie sowohl die Rissbildung infolge Korrosion als auch die Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton modellieren kann. LUNDGREN konnte anhand ihrer Untersuchungen feststellen, dass die mechanischen Eigenschaften der Korrosionsprodukte eine Schlüsselrolle bei der Modellierung der Schädigung einnehmen. Das Modell ist in der Lage, die Abnahme der Verbundfestigkeit aufgrund der durch das Zusammenspiel von korrosionsinduziertem Sprengdruck und Verbundspannungen auftretenden Spaltkräfte in der Betondeckung zu modellieren.

Im Rahmen eines Teilprojekts [42] der DFG-Forschergruppe 537 [33] wurden experimentelle und numerische Untersuchungen zum Einfluss der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton an sog. Balkenend-Probekörpern durchgeführt. FISCHER et al. [41] konnten dabei nachweisen, dass die Verbundfestigkeit von Probekörpern ohne Bügelbewehrung mit zunehmender Korrosion exponentiell abnimmt. Die Verluste der Verbundfestigkeit lagen bei 40 % bis 60 %. Bei Probekörpern mit Bügelbewehrung traten bis zu

Rissbreiten von $w_{\text{crack}} = 0,6$ mm und korrespondierenden Korrosionsabträgen von maximal 500 μm kaum Verbundfestigkeitseinbußen auf. Bis zu Rissbreiten von $w = 0,3$ mm bis 0,5 mm stiegen die Verbundfestigkeiten sogar an.

2.2.4 Abplatzungen der Betondeckung

Bei fortschreitender Korrosion eines einzelnen Bewehrungsstabes kann es zur Bildung mehrerer Risse in der Betondeckung kommen, die einen Ausbruchkegel zwischen der korrodierenden Bewehrung und der freien Betonoberfläche bilden. Liegen mehrere Bewehrungsstäbe in derselben Lage in geringem Abstand zueinander, können sich oberflächenparallele Risse bilden, die dann in der Folge zu Hohllagen oder großflächigen, schollenartigen Ablösungen der Betondeckung führen [13]. Systematische experimentelle oder numerische Untersuchungen von korrosionsinduzierten Abplatzungen sind bislang nicht bekannt. Lediglich HUNKELER et al. [57, 58] zeigten Zusammenhänge zwischen dem für Abplatzungen notwendigen Korrosionsabtrag und dem c/d_s -Verhältnis auf (siehe Abbildung 2-7). Die dafür erforderliche Datenbasis beruht auf Zustandserfassungen bestehender Bauwerke.

Durch die Abplatzungen wird die korrodierende Bewehrung vollständig freigelegt. Die weitere Korrosion der Bewehrung unterliegt dann atmosphärischen Bedingungen und kann sich in ihrer Geschwindigkeit deutlich von der im ungerissenen oder gerissenen Beton unterscheiden.

Die aus den Abplatzungen und Ablösungen resultierenden Querschnittsminderungen können zudem bei auf Druck beanspruchten Bauteilen zur einer erheblich Beeinträchtigung der Drucktragfähigkeit und im schlimmsten Fall zu einem vollständigen Verlust der Tragfähigkeit führen.

2.3 Einflussfaktoren der korrosionsinduzierten Rissbildung

Wie bereits erläutert, ist die Rissbildung als Folge der Korrosion der Bewehrung ein äußerst komplexer Vorgang. Dies liegt zum einen daran, dass der Schädigungsprozess zwar direkt von einer elektrochemischen Reaktion hervorgerufen wird, in seinem zeitlichen Ablauf jedoch den strukturellen Gegebenheiten im Beton unterliegt. Zum anderen sind am Prozess drei Werkstoffe, nämlich Stahl, Rost und Beton beteiligt, die in ihren Eigenschaften sehr unterschiedlich und in ihrem Verhalten äußerst vielschichtig sind. Der Rost als „Werkstoff“ und seine mechanischen Eigenschaften erlangen hierbei eine besondere Bedeutung. Folglich wird der Schädigungsvorgang von einer Vielzahl von Faktoren bestimmt. Diese werden im Folgenden kurz erläutert.

2.3.1 Korrosionsgeschwindigkeit

Bei der Korrosion von Stahl findet ein Stoffumsatz in Form eines Metallabtrags ΔM statt, bei dem Eisenionen in Lösung gehen. Die Geschwindigkeit des Metallabtrags $\Delta M/\Delta t$ wird als Korrosionsgeschwindigkeit oder Abtragsrate bezeichnet. Der mit ihr verbundene Transport von Ladungen ist einem elektrischen Strom I_{corr} äquivalent [102], der wiederum über das FARADAY'sche Gesetz mit der Korrosionsgeschwindigkeit korreliert:

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = e \cdot I_{\text{corr}} \quad (2-14)$$

mit ΔM = Metallabtrag [g], Δt = Zeit [s], I_{corr} = Korrosionsstrom [A] und e = elektrochemisches Äquivalent [g/C]:

$$e = \frac{M_{\text{mol}}}{n \cdot F} \quad (2-15)$$

mit M_{mol} = Atommasse [g/mol], n = Wertigkeit von Eisen [-], F = FARADAY'sche Konstante [C/mol].

Der jährlich auf die Anodenfläche A_a bezogene Metallabtrag ergibt sich somit zu

$$\dot{m}_{\text{corr}} = \frac{\Delta M}{(\Delta t \cdot A_a)} = \frac{e \cdot I_{\text{corr}}}{A_a} = 9126,71 \cdot \frac{I_{\text{corr}}}{A_a} = 9126,71 \cdot i_{\text{corr}} \quad (2-16)$$

mit \dot{m}_{corr} = Metallabtragsrate [g/(a·m²)], A_a = Anodenfläche [m²] und i_{corr} = Korrosionsstromdichte [A/m²].

Die Metallabtragsrate \dot{m}_{corr} lässt sich durch Division mit der Dichte von Eisen $\rho_{\text{Fe}} = 7,85 \cdot 10^6$ g/m³ auch als die an der Anode vorhandene zeitabhängige Abtragstiefe darstellen. Diese wird im Folgenden auch als Abtragsrate oder Korrosionsrate \dot{x}_{corr} bezeichnet:

$$\dot{x}_{\text{corr}} = \frac{\dot{m}_{\text{corr}}}{\rho_{\text{Fe}}} = 11,63 \cdot 10^{-4} \cdot i_{\text{corr}} \quad (2-17)$$

mit \dot{x}_{corr} = Korrosionsrate [m/a], ρ_{Fe} = Dichte von Eisen [g/m³].

Bei einem runden Bewehrungsstab, der einer gleichförmigen Korrosion unterliegt, d. h. einer Korrosion mit ebenmäßigem Abtrag um den gesamten Stabumfang, bezieht sich die Korrosionsrate \dot{x}_{corr} grundsätzlich auf den Stabradius.

Die Abtragstiefe bzw. der Korrosionsabtrag an der Anode x_{corr} ergibt sich durch Integration der Korrosionsrate über die Zeit:

$$x_{\text{corr}} = \int_0^{t_{\text{corr}}} \dot{x}_{\text{corr}} \cdot dt_{\text{corr}} = \int_0^{t_{\text{corr}}} (11,63 \cdot 10^{-4} \cdot i_{\text{corr}}) \cdot dt_{\text{corr}} \quad (2-18)$$

mit x_{corr} = Abtragstiefe [m], t_{corr} = Korrosionsdauer [a].

Eine mittlere Korrosionsstromdichte $i_{\text{corr}} = 1,0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, die gemäß BROOMFIELD [24] einer moderaten bis hohen Korrosionsintensität entspricht, bewirkt bei gleichförmiger Korrosion folglich einen auf den Radius bezogenen jährlichen Abtrag von ca. 11,6 μm .

Die Korrosionsrate ist von einer Vielzahl von Einflussfaktoren abhängig. So spielen u. a. der Elektrolytwiderstand, die Sauerstoffkonzentration an der Kathode und die Bildung von Korrosionsprodukten an der Anode eine entscheidende Rolle [33, 132]. Selbst unterliegen diese Faktoren wiederum weiteren Einflüssen. So korreliert z. B. der Elektrolytwiderstand direkt mit dem Feuchtegehalt des Betons [58, 127]. Als Folge wird bei niedrigen Feuchtegehalten durch eine Zunahme des spezifischen Elektrolytwiderstands die Korrosion deutlich verlangsamt. Darüber hinaus spielt auch der Chloridgehalt eine wichtige Rolle, da mit steigendem Ionengehalt in der Porenlösung der elektrische Widerstand des Betons verringert wird [127]. Im durchfeuchteten Beton wird die Sauerstoffdiffusion behindert und somit der kathodische Diffusions-Grenzstrom geschwindigkeitsbestimmend [59, 125]. Die anodische Teilreaktion kann dabei durch die Bildung von Deckschichten erheblich beeinträchtigt werden [15, 18].

Vor dem Hintergrund der Deckschichtbildung gehen LIU und WEYERS [78] davon aus, dass die Korrosionsrate nicht zeitlich konstant ist, sondern mit fortschreitender Korrosion abnimmt. YUAN et al. [152] stellen bei ihren Untersuchungen für chloridinduzierte Korrosion fest, dass die Korrosionsrate in ihrem zeitlichen Verlauf während der Korrosion drei Phasen durchschreitet. Mit beginnender Korrosion nimmt die Korrosionsrate sukzessive ab, da die entstehenden Korrosionsprodukte die anodische Teilreaktion zunehmend hemmen. Anschließend stellt sich ein Gleichgewicht zwischen Verbrauch und Versorgung mit Sauerstoff ein, was in einer konstanten Korrosionsrate resultiert. Mit einsetzender Rissbildung erhöht sich die Verfügbarkeit von Sauerstoff, wodurch die Korrosionsrate wieder zunimmt.

Aufgrund der Vielzahl von Einflussfaktoren und deren Wechselwirkung untereinander waren bislang keine zufriedenstellenden Modelle zur Abschätzung der Korrosionsrate verfügbar. Die von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) eingerichtete Forschergruppe 537 hatte sich vor diesem Hintergrund zum Ziel gesetzt, u. a. ein anwendungsfreundliches Ingenieurmodell auf der Grundlage eines vorhandenen komplexen Schädigungsmodells für Bewehrungskorrosion zu entwickeln [125]. Dieses wurde kürzlich von OSTERMINSKI und SCHIEßL [104] vorgestellt und steht nun zur Abschätzung der Korrosionsrate bei Makroelementkorrosion zur Verfügung:

$$\dot{x}_{\text{corr}} = \frac{11,63 \cdot 10^{-4}}{A_a} \cdot \left[\frac{\Delta E}{1,25 \cdot (C + \rho_e) \cdot G} \right] \cdot f_{\text{self}} \quad (2-19)$$

mit \dot{x}_{corr} = Korrosionsrate [m/a], ΔE = Treibspannung des Makrokorrosionselements [V], C = Widerstand der Kathode [Ωm], ρ_e = spezifischer Elektrolytwiderstand von Beton [Ωm], G = Geometriefaktor des Makrokorrosionselements [m^{-1}], f_{self} = Faktor zur Berücksichtigung der Eigenkorrosion [-].

Der Geometriefaktor, auch Zellfaktor genannt, beschreibt die geometrische Ausbreitung des durch die Korrosion entstehenden elektrischen Feldes und ist u. a. von der Bauteilgeometrie, der Lage und Anordnung der Bewehrung sowie vom Feuchtegehalt des Betons abhängig [54]. Weiter Informationen zum genannten Ingenieurmodell und den benötigten Kennwerten können [104] entnommen werden.

2.3.2 Art und Eigenschaften der Korrosionsprodukte

2.3.2.1 Zusammensetzung

Wie bereits in Abschnitt 2.1.3, Tabelle 2-1 aufgezeigt, wird der Volumenbedarf des Rosts durch dessen Zusammensetzung vorgegeben. Folglich spielt die Art der durch die Korrosion entstehenden Eisenoxide, -hydroxide und -oxidhydrate eine wichtige Rolle für den weiteren Schädigungsverlauf.

Seit wenigen Jahren gibt es vermehrt Bestrebungen, die bei der Korrosion von Stahl in Beton entstehenden Korrosionsprodukte zu identifizieren und deren Eigenschaften zu quantifizieren. So konnten WEIZHONG et al. [150] an Bewehrungsstäben, die infolge karbonatisierungsinduzierter Korrosion geschädigt waren, dreilagige Rostschichten mit einer gemittelten Volumenrate von $\lambda = 3,3$ feststellen. Die Außenseite der Rostschicht bestand hierbei aus Hämatit und die Innenseite aufgrund von Sauerstoffmangel aus Magnetit. Die Autoren gehen davon aus, dass je nach Umgebungsbedingung bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion mit Volumenraten λ zwischen 2,1 und ca. 4,0 zu rechnen ist. L'HOSTIS et al. [72] konnten ebenfalls den infolge langjähriger Korrosion der Bewehrung von Monumenten aus Stahlbeton entstandenen Rost identifizieren. Es handelte sich hierbei vorwiegend um Goethit ($\alpha\text{-FeOOH}$) mit Einlagerungen von Magnetit (Fe_3O_4) und Wüstit (FeO). Das Vorliegen von Wüstit muss jedoch kritisch hinterfragt werden, da diese Verbindung normalerweise nur bei sehr hohen Temperaturen als stabile Phase vorliegt. Bei den Untersuchungen von L'HOSTIS et al. bleibt ferner ungeklärt, ob die Rostschicht in der vorgefundenen Form die festgestellten Risse erzeugt hat oder ob ihre Zusammensetzung die Folge eines veränderten Sauerstoffangebots durch die im Beton befindlichen Risse ist.

Bei chloridinduzierter Korrosion der Bewehrung in Lösung wurden von WEIZHONG et al. [150] Volumenraten zwischen 2,7 und 7,5 gemessen. Bei Bildung von Makrokorrosionselementen ist es ferner möglich, dass sich die Korrosions-

produkte in Richtung Kathode bewegen und somit die Rostbildung nicht an der Anode, sondern an anderer Stelle in der Betonmatrix stattfindet. Bei Untersuchungen zur Lochkorrosion identifizierten NEFF et al. [99] die im Loch gebildeten dominanten Rostphasen als Magnetit (Fe_3O_4) und Goethit ($\alpha\text{-FeOOH}$). Mit Hilfe von röntgendiffraktometrischen Untersuchungen stellten MILLARD et al. [90] fest, dass sich der durch beschleunigte chloridinduzierte Korrosion in Betonproben entstandene Rost aus den Hauptphasen Hämatit (Fe_2O_3) und Magnetit (Fe_3O_4) zusammensetzte.

2.3.2.2 Einflüsse einer anodischen Polarisation

Durch eine anodische Polarisation der Bewehrung, d. h. durch Anschließen einer Fremdstromquelle, lassen sich Korrosionsvorgänge erzwingen bzw. erheblich beschleunigen. Inwiefern die durch Fremdstrom erzeugten Korrosionsprodukte mit jenen unter natürlichen Bedingungen entstandenen in ihrer Zusammensetzung und ihrem Verhalten vergleichbar sind, ist nach wie vor Gegenstand der wissenschaftlichen Auseinandersetzung.

VU et al. [148] mahnen zur Vorsicht bei der Interpretation der Ergebnisse von beschleunigten Korrosionsversuchen und schlagen einen Grenzwert für die Korrosionsstromdichte von $i_{\text{corr}} = 200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ vor, der nicht überschritten werden sollte. Sie stellten für ihre Versuche fest, dass die Einflüsse aus der Korrosionsbeschleunigung jene übertrafen, die aus einer Änderung der Betonqualität resultierten und somit deutlich in Erscheinung traten.

Anhand eigener Versuche konnten POURSAAE und HANSSON [109] feststellen, dass sich die Zusammensetzung von Rost, der durch anodische Polarisation entstanden ist, von der bei natürlicher Korrosion deutlich unterscheidet. Eine Lokalisierung der Korrosion scheint unter natürlichen Bedingungen ausgeprägter. Zudem stellen sich bei einer Beschleunigung eher saure Umgebungsbedingungen im Elektrolyten ein. Aufgrund dieser Feststellungen raten POURSAAE und HANSSON von einer Korrosionsbeschleunigung durch anodische Polarisation grundsätzlich ab.

2.3.2.3 Mechanische Eigenschaften

Neben der Volumenrate spielt auch die Kompressibilität des Rosts eine entscheidende Rolle für das Verständnis und die Quantifizierung der korrosionsinduzierten Schädigung. Mit der allmählichen Korrosion des Stahls und der damit verbundenen Bildung von Korrosionsprodukten geht das Verbundsystem Stahl-Beton in ein System Stahl-Rost-Beton über. Hierbei wird mit zunehmendem Sprengdruck auch der entstandene Rost selbst verformt. Dies bedeutet wiederum, dass die Berechnung der entstehenden Drücke bzw. Spannungen im Beton die Kenntnis des Materialgesetzes von Rost erfordert.

MOLINA et al. [92] bemängelten als erste Wissenschaftler das Fehlen entsprechender Kennwerte. Für ihre eigenen Berechnungen gingen sie davon aus, dass sich der Rost wie ein inkompressibles Fluid verhält, und nahmen für den Rost eine Querdehnzahl $\nu_{\text{corr}} = 0,4999$ und einen Kompressionsmodul von $K_{\text{corr}} = 2,0 \text{ kN/mm}^2$ an ($K = E/(3(1-2\nu))$).

LUNDGREN wertete in ihrer viel beachteten Forschungsarbeit zum Verbundverhalten von korrodierendem Bewehrungsstahl in Beton [79] eine Reihe von Versuchsdaten anderer Forscher aus, um das Verformungsverhalten von Rost abzuschätzen (siehe Abbildung 2-9). Sie beschrieb den Rost als granulares Material und wies ihm ein Verformungsverhalten zu, das nicht linear-elastisch ist, sondern mit steigender Spannungshöhe eine zunehmende Steifigkeit aufweist. Das Materialverhalten gab LUNDGREN wie folgt an:

$$\sigma_{\text{corr}} = K_{\text{corr}} \cdot \varepsilon_{\text{corr}}^b \quad (2-20)$$

mit σ_{corr} = Druckspannung im Rost [N/mm^2], K_{corr} = Kompressionsmodul des Rosts [N/mm^2], $\varepsilon_{\text{corr}}$ = Rostdehnung [-], b = Exponent [-].

Für den Kompressionsmodul von Rost ermittelte sie auf diese Weise einen Wert von $7,0 \text{ kN/mm}^2$. Als Exponent in Gleichung 2-20 nahm sie $b = 7,0$ an. In einer späteren Veröffentlichung [81] korrigierte sie bei gleicher Wahl des Exponenten b den Kompressionsmodul auf $K_{\text{corr}} = 14,0 \text{ kN/mm}^2$. LUNDGREN ging bei ihren Analysen nicht davon aus, dass Anteile des Rosts in das Porensystem des Betons einwandern können und somit nicht zum Spannungsaufbau beitragen (siehe Abschnitt 2.3.3).

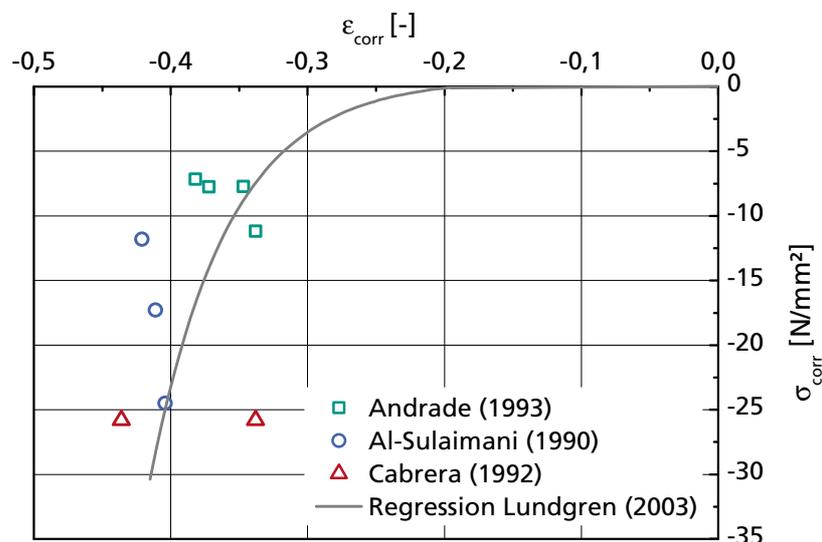


Abb. 2-9 Spannungs-Dehnungsverhalten von Rost unter einer Druckbeanspruchung. Ergebnis einer numerischer Rückrechnung experimenteller Daten und Regression [81]

Aus jüngster Vergangenheit liegen verschiedene Arbeiten vor, in denen auf experimentellem Weg versucht wurde, die Steifigkeit der Korrosionsprodukte zu ermitteln. ZHAO et al. [155] führten zu diesem Zweck zyklische Druckversuche an kleinen Proben aus Blattrost durch. Die Proben wurden an korrodierenden Bewehrungsstäben entnommen, die unterschiedlichen Umweltbedingungen ausgesetzt waren. Die Blattrostproben waren aus unterschiedlichen Korrosionsprodukten zusammengesetzt. Bei diesen handelte es sich vorwiegend um Hämatit (Fe_2O_3), Magnetit (Fe_3O_4), Goethit ($\alpha\text{-FeOOH}$), Lepidokrokit ($\gamma\text{-FeOOH}$) und Akaganeit ($\beta\text{-FeOOH}$). Die aus den zyklischen Druckversuchen ermittelten E-Moduln lagen zwischen ca. $0,09 \text{ kN/mm}^2$ und $0,40 \text{ kN/mm}^2$.

In einem weiteren Verfahren versuchten ZHAO et al. [156] den E-Modul von natürlich entstandenem und von mittels Fremdstrom beschleunigt erzeugtem Rost zu ermitteln. Hierzu führten sie Ödometerversuche an zu Pulver zermahlene Rostproben durch. Der E-Modul der Proben wurde anschließend unter Verwendung der HERTZ'schen Kontakttheorie berechnet. Es zeigte sich, dass der E-Modul der Rostproben mit zunehmendem Belastungsgrad anstieg (siehe auch Annahme von LUNDGREN [79] und Gleichung 2-20) und mit steigender Probengröße abnahm. Er lag je nach Belastungsgrad zwischen ca. $0,5 \text{ kN/mm}^2$ und $17,0 \text{ kN/mm}^2$ und damit um Größenordnungen höher als bei den zuvor beschriebenen Versuchen derselben Autoren [155]. Darüber hinaus zeigten sich Unterschiede im mechanischen Verhalten von natürlich entstandenen und über Fremdstrom erzeugten Korrosionsprodukten.

CARÉ et al. [27] bedienten sich zur Ermittlung des E-Moduls von Rost einer Kombination aus Rasterelektronenmikroskopie und energiedispersiver Spektroskopie. Der Rost wurde durch anodische Polarisation des Stabstahls erzeugt. Die Analyse des Rosts erfolgte direkt an der Stirnseite einer zylindrischen Probe. An dieser war das Rostwachstum zwar in radialer Richtung durch den umgebenden Beton behindert, eine Verformung in Längsrichtung des Stabes, quasi aus der freien Oberfläche der Stirnseite heraus, war jedoch möglich. CARÉ et al. ermittelten auf diese Weise einen E-Modul für Rost E_{corr} zwischen $0,13 \text{ kN/mm}^2$ und $0,14 \text{ kN/mm}^2$, je nach Annahme einer Querdehnzahl des Rosts $\nu_{\text{corr}} = 0,30$ bzw. $0,20$.

Auf der Grundlage einer numerischen Nachrechnung von Korrosionsversuchen mit Fremdstrom an prismatischen Probekörpern, die einen korrodierenden Stabstahl enthielten, versuchten KIM et al. [64] auf den E-Modul von Rost zu schließen. Sie ermittelten Kompressionsmoduln von Rost K_{corr} zwischen $0,09 \text{ kN/mm}^2$ und $0,30 \text{ kN/mm}^2$. Bei genauer Betrachtung der Berechnungen zeigt sich, dass mit zunehmender Dichte der Korrosionsprodukte, deren Kompressionsmodul abnimmt, was sicherlich kritisch hinterfragt werden muss. Bei der Berechnung blieben zudem die zeitabhängigen Betonverformungen, d. h. Schwinden und Kriechen, unberücksichtigt.

Zusammenfassend wurden in den o. g. Untersuchungen für Rost folglich E-Moduln von $0,09 \text{ kN/mm}^2$ bis $17,0 \text{ kN/mm}^2$ bzw. Kompressionsmoduln von $2,0 \text{ kN/mm}^2$ bis $14,0 \text{ kN/mm}^2$ angenommen bzw. ermittelt. Zuverlässige Angaben existieren somit bislang nicht.

2.3.3 Betonporen und Risse im Beton als Expansionsraum für Rost

Der in der Verbundzone zwischen Stahl und Beton durch die Korrosion gebildete Rost ist in der Lage in das Betonporensystem und ggf. vorhandene Risse einzudringen.

Als Erster machte ALLAN [3] auf dieses Phänomen aufmerksam, das bei experimentellen Untersuchungen mit einem örtlich begrenzt in der Verbundzone aufgetretenen hydraulischen Druck zur Simulation von lokaler Korrosion aufgetreten war. ALLAN stellte einen verzögernden Effekt bei der Druckaufbringung in den Proben fest und führte diesen auf größere Poren im Beton zurück, die in der Lage waren, Hydrauliköl aufzunehmen und so für eine bestimmte Zeitspanne eine Druckerhöhung verhinderten. LIU und WEYERS [78] führten in ihrem Modell der Bewehrungskorrosion (siehe Abschnitt 2.4.2) ein Porenband mit der Dicke $d_{tz} = 12,5 \mu\text{m}$ um den Bewehrungsstab ein. Das Porenband repräsentiert die erhöhte Porosität in der Verbund- bzw. Kontaktzone zwischen Stahl und Beton. Das Volumen des Porenbandes ermöglicht eine spannungsfreie Aufnahme der Korrosionsprodukte. Sobald das Volumen der Korrosionsprodukte jenes des Porenbandes übersteigt, werden Spannungen generiert.

In ähnlicher Weise wurde von PANTAZOPOULOU und PAPOULIA [106] das im Beton vorhandene Rissvolumen als Expansionsraum für den Rost berücksichtigt. Das durch korrosionsinduzierte Risse generierte Volumen musste hierzu auf Basis zahlreicher zu treffender Annahmen abgeschätzt werden.

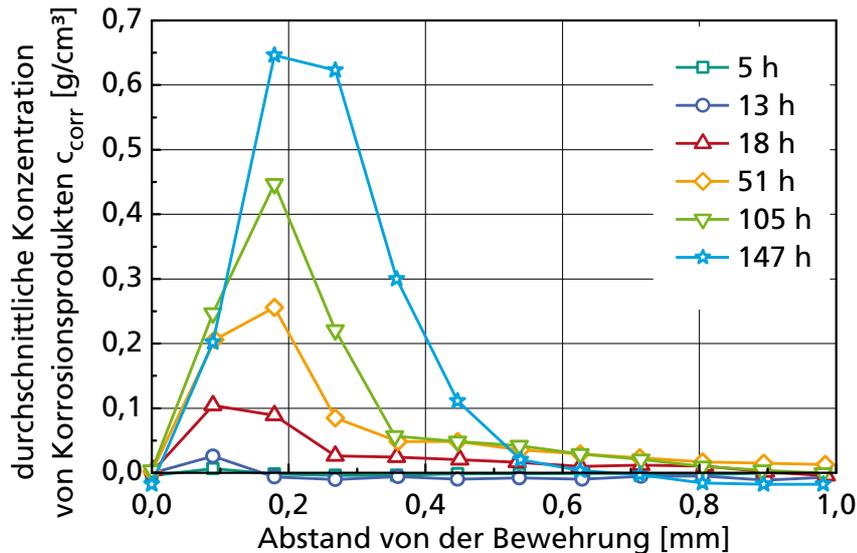


Abb. 2-10 Durchschnittliche Konzentration von Korrosionsprodukten in der Mörtelmatrix in Abhängigkeit vom Abstand von der Bewehrung zu unterschiedlichen Zeiten der Beaufschlagung mit Fremdstrom [88] (Anmerkung: die Ursache der negativen Messwerte der Konzentration c_{corr} wurden von MICHEL et al. nicht angegeben)

YUAN et al. [152] gelang es mithilfe der Elektronenrastermikroskopie, das Eindringen der Korrosionsprodukte in die Poren der Verbundzone abzubilden. Das Migrationsverhalten der Korrosionsprodukte konnten auch MICHEL et al. [88] auf der Grundlage eines Verfahrens, das auf der sog. Röntgenabschwächung basiert, nachvollziehen. Anhand der Messungen an anodisch polarisierten Proben lies sich feststellen, dass die Korrosionsprodukte zunächst in das Porensystem eindringen. Nach erfolgter Sättigung der Poren mit Rost lagerten sich die anschließend erzeugten Korrosionsprodukte in einer Schicht auf der Stahloberfläche an und verdrängten den Beton nach und nach. Die Verteilung der Korrosionsprodukte sowie die Eindringtiefe des Rosts in die Mörtelmatrix sind in Abbildung 2-10 dargestellt.

2.3.4 Mechanische und zeitabhängige Eigenschaften des Betons

2.3.4.1 Festigkeit, E-Modul und Bruchenergie

Numerische Untersuchungen von MÜLLER et al. [97] zeigten einen direkten Zusammenhang zwischen der Betonfestigkeit und der Zeit bis zur Rissbildung. Hiernach traten Risse desto später auf, je höher die Betonfestigkeit in den Berechnungen angenommen wurde. Ebenso erhielten LIU und WEYERS [78] als Ergebnis ihrer analytischen Untersuchungen einen linearen Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit des Betons und der Zeit bis zur Rissbildung, die mit steigender Festigkeit ebenfalls zunahm.

Numerische Studien von LUNDGREN [81] ergaben, dass die für eine Rissbildung erforderliche Abtragsrate mit zunehmender Betonfestigkeit ansteigt. LUNDGREN wies allerdings darauf hin, dass nicht die Betondruckfestigkeit, sondern die Bruchenergie des Betons der maßgebende Einflussfaktor für dieses Verhalten ist.

Die von WILLIAMSON und CLARK durchgeführten experimentellen Untersuchungen [151] an prismatischen Betonproben ergaben hingegen keinen Zusammenhang zwischen der Betonfestigkeit und dem für eine Rissbildung erforderlichen Sprengdruck. Auch WILLIAMSON und CLARK empfahlen eine Untersuchung der Abhängigkeiten zwischen Rissbildung und bruchmechanischen Kennwerten.

Entsprechende systematische Untersuchungen zum Einfluss der Bruchenergie oder des E-Moduls von Beton sind nicht bekannt.

2.3.4.2 Schwinden und Kriechen

Infolge des Schwindens des den Bewehrungsstab umgebenden Betons stellt sich bereits im jungen Alter ein Eigenspannungszustand in der Betonrandzone ein. Dieser resultiert aus dem viel höheren E-Modul des Bewehrungsstabes im Vergleich zum E-Modul des Betons. Die Folge des Betonschwindens sind um den Bewehrungsstab auftretende radiale Druck- und tangentielle Zugspannungen, die in der Lage sind, Mikrorisse zu initiieren. Die Spannungen werden durch das Betonkriechen teilweise wieder abgebaut.

Auch die in gleicher Weise wirkenden korrosionsinduzierten Spannungen werden durch das Betonkriechen reduziert. Hierbei ist aber das i. d. R. vorhandene hohe Betonalter beim Aufbau der Sprengdrücke zu beachten.

Spezielle Untersuchungen zum Einfluss des Schwindens und Kriechens von Beton auf die korrosionsinduzierte Rissbildung sind – mit Ausnahme von [20] – in der Literatur bislang nicht vorhanden. Lediglich LI et al. überprüften analytisch, wie sich unterschiedliche Kriechzahlen des Betons auf die Entwicklung der Breite korrosionsinduzierter Risse auswirken [74].

2.3.5 Bruchmechanisches Verhalten und Rissfortschritt

Wie bereits erläutert, schreiten die in der Verbundzone zwischen Stahl und Beton initiierten Risse mit zunehmender Korrosion in radialer Richtung bis zum Erreichen der Betonoberfläche fort. Hierbei dominiert die aus der Bruchmechanik bekannte Rissöffnungsart nach dem Modus I, die sich bei einer reinen Zugbeanspruchung einstellt [103]. Die sich im Zuge der Rissbildung ausbildende Bruchprozesszone ist von der Dicke der Betondeckung und dem Durchmesser des verwendeten Größtkorns im Beton abhängig. Liegen in der Baupraxis übliche Größen für die Betondeckung und das Größtkorn vor, ist von einem gestörten und ggf. instabilen Risswachstum auszugehen. Dies wirkt sich vor allem auch auf die Modellierung der Schädigung unter Verwendung bekannter Zusammenhänge zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens aus [18, 108].

2.3.6 Vorschädigungen des Betons

Selbstverständlich wirken sich auch Vorschädigungen, z. B. in Form eingepprägter Schwind- oder Temperaturrisse auf den Schädigungsprozess in der Betonrandzone aus. So können Risspfade durch eine Vorschädigung vorgegeben werden und den Rissverlauf sowie die Ausbildung der keilartigen Abplatzungen beeinflussen. Ferner ist infolge der Rissbildung mit einer verringerten Zugfestigkeit des Betons zu rechnen. Zur Problematik der Einflüsse von Vorschädigungen auf die Rissbildung liegen in der gesichteten Literatur keine Quellen vor.

2.3.7 Korrosionsart

Wie bereits in Abschnitt 2.1.2 erläutert, findet eine chloridinduzierte Korrosion i. d. R. als Makroelementkorrosion statt. Bei dieser kommt es zu einer ausgeprägten Lokalisierung der Eisenauflösung im Vergleich zur karbonatisierungsinduzierten Korrosion, die eher gleichförmig abläuft. Aufgrund des punktuell bzw. lokal auftretenden Sprengdrucks bildet sich eine mehrachsiale Beanspruchung (Druck-Zug-Zug) in der Betonrandzone aus. Diese resultiert in einem komplexen Verformungs- und Rissverhalten.

Auch bei einer gleichförmigen Korrosion entlang eines Bewehrungsstabes entsteht – idealisiert betrachtet – ein zweiachsialer Spannungszustand (Druck-Zug). Die bei diesem Beanspruchungszustand zu erwartende Festigkeit muss gegenüber der einachsialen Festigkeit abgemindert werden [84]. DE WIND und STROEVEN [32] gehen davon aus, dass der zweiachsiale Spannungszustand zu einer Stabilisierung des Rissfortschritts führt und somit zu einem reproduzierbaren Schädigungsverhalten beiträgt.

LUNDGREN [81] konnte anhand mechanischer Modellrechnungen feststellen, dass der zur Rissbildung benötigte Korrosionsabtrag für lokale Korrosion geringer ist, als für gleichförmige Korrosion. Bei Zustandsuntersuchungen von Fassadenbauteilen gelangten HUNKELER et al. [58] jedoch zu gegenteiligen Erkenntnissen. Sie ermittelten bei chloridinduzierter Korrosion sehr viel höhere für die Rissbildung und Abplatzung erforderliche Korrosionsabträge, als jene die bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion gemessen wurden. Diese von HUNKELER et al. gewonnenen Erkenntnisse lassen sich auch aus den Untersuchungen von TORRES-ACOSTA und SAGÜÉS [138] ableiten, siehe Abschnitt 2.3.8.4.

Zur Vervollständigung der Einflussgrößen und Zusammenhänge soll hier nochmals darauf verwiesen werden, dass sowohl die Zusammensetzung als auch die Beweglichkeit der Korrosionsprodukte für chlorid- und karbonatisierungsinduzierte Korrosion unterschiedlich sind. Dies kann im Extremfall dazu führen, dass bei Einwirkung von Chloriden keine oder nur sehr geringe Sprengdrücke entstehen, siehe Abschnitt 2.1.3.

2.3.8 Geometrische Randbedingungen

Die geometrischen Verhältnisse spielen eine wichtige Rolle für den Spannungsaufbau in der Betonrandzone und somit für den Zeitpunkt der Rissbildung. Zur Quantifizierung der geometrischen Einflüsse finden sich in der Literatur aber nur wenige experimentelle Untersuchungen.

2.3.8.1 Betondeckung

MATSUO und KANAZU [86] führten Versuche durch, bei denen je ein Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von $d_s = 19$ mm in einem prismatischen Probekörper durch anodische Polarisierung einer Korrosion ausgesetzt war. Die Probekörper waren mit je drei unterschiedlichen w/z-Werten und Betondeckungen hergestellt worden, wodurch der Einfluss unterschiedlicher Dicken der Betondeckung auf die korrosionsinduzierte Schädigung untersucht werden konnte. Abbildung 2-11 stellt den massenbezogenen Korrosionsabtrag bei Rissbildung in Abhängigkeit von der Betondeckung dar. Es zeigte sich, dass der zur Rissbildung erforderliche Korrosionsabtrag und damit auch die Zeit bis zur Rissbildung mit zunehmender Dicke der Betondeckung zunahm. Der Zusammenhang scheint durch eine Exponentialfunktion beschrieben werden zu können.

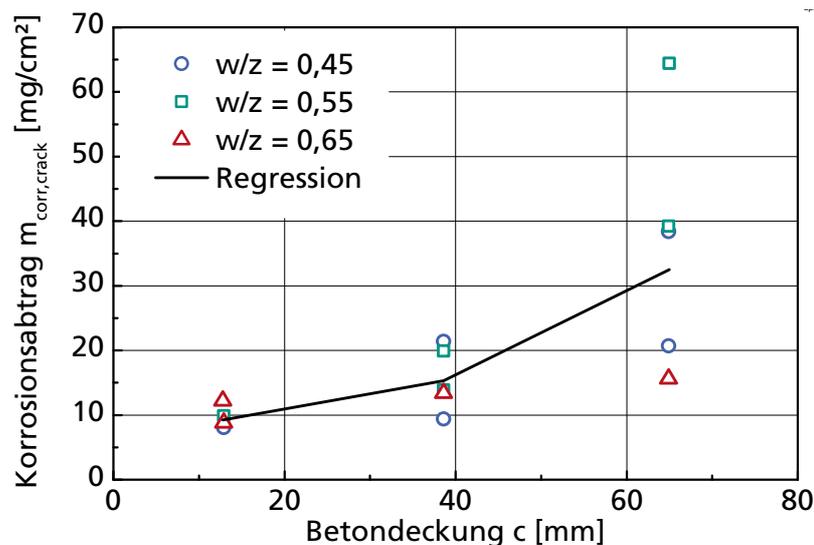


Abb. 2-11 Korrosionsabtrag bei Rissbildung $m_{\text{corr,crack}}$ in Abhängigkeit der Dicke der Betondeckung c [86]

WILLIAMSON und CLARK [151] führten Versuche durch, bei denen der für die Rissbildung erforderliche Sprengdruck bestimmt wurde. Der Druck wurde dabei über ein Weich-PVC-Rohr, das anstelle eines Bewehrungsstabes in Betonprobekörper eingebaut wurde, hydraulisch aufgebracht. Die Autoren ermittelten einen linearen Zusammenhang zwischen dem für die Rissbildung nötigen Druck und der Dicke der Betondeckung. Es ist dabei zu beachten, dass die Druckaufbringung im Zuge der Versuchsdurchführung nur sehr kurze Zeit in Anspruch nahm.

Im Gegenzug bauen sich die bei natürlicher Korrosion auftretenden Sprengdrücke nur sehr langsam auf, wodurch sich das Betonkriechen auf die Druckhöhe deutlich auswirkt.

2.3.8.2 Stabstahldurchmesser

Anhand von Versuchen an Betonbalken, in die jeweils ein einzelner Bewehrungsstab eingebettet war, untersuchten RASHEEDUZZAFAR et al. [110] den Einfluss unterschiedlicher Stabstahldurchmesser d_s auf die Zeitdauer bis zur Rissbildung. Die Korrosion des Bewehrungsstabes wurde durch Fremdstrom hervorgerufen. Anhand der Versuche wird ersichtlich, dass auch der Durchmesser der Bewehrung einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Zeit bis zur Rissbildung besitzt. In Abbildung 2-12, links sind die Versuchsergebnisse abgebildet. Es zeigte sich, dass mit zunehmendem Stabdurchmesser die Zeit bis zur Rissbildung abnahm. RASHEEDUZZAFAR et al. begründeten dieses Verhalten damit, dass ein größerer Stabdurchmesser mehr Korrosionsprodukte generiert, deren Volumen wiederum mit den auftretenden Zugspannungen korrespondiert.

2.3.8.3 Verhältnis der Betondeckung zum Stabstahldurchmesser

Das sog. c/d_s -Verhältnis, d. h. der Quotient aus der Betondeckung c und dem Stabstahldurchmesser d_s , ist der in der Literatur am meisten untersuchte geometrische Einflussfaktor auf die korrosionsinduzierte Rissbildung.

So stellten WILLIAMSON und CLARK [151] fest, dass der korrosionsinduzierte Sprengdruck vor allem vom c/d_s -Verhältnis und dem Stabdurchmesser abhängt. Die Betonzugfestigkeit, der Größtkorndurchmesser und die Lage des Bewehrungsstabes im Bauteil übten dagegen bei den Untersuchungen der Autoren einen vergleichsweise geringen Einfluss aus.

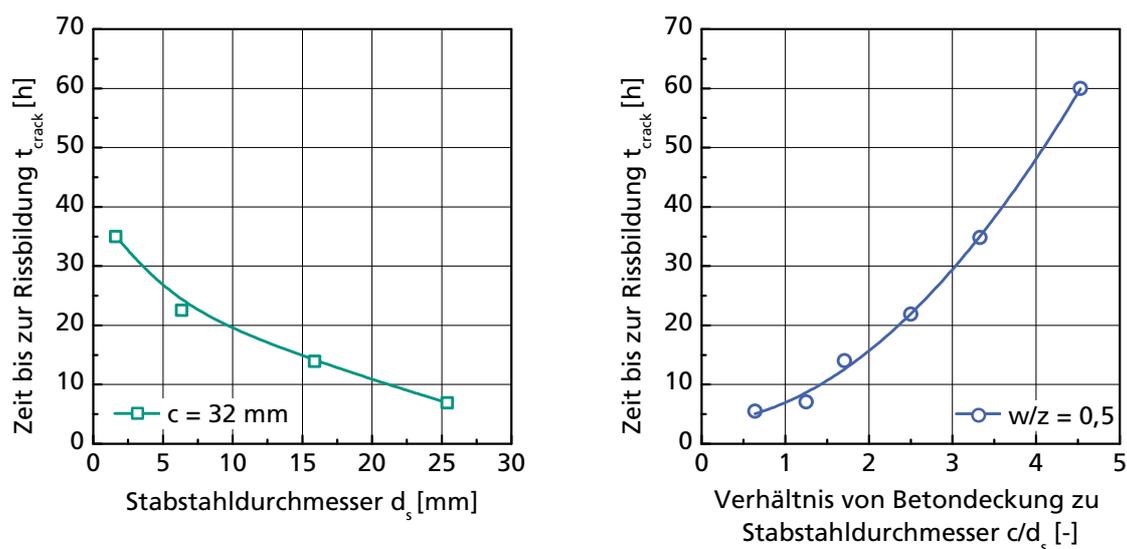


Abb. 2-12 Zeit bis zur Rissbildung t_{crack} in Abhängigkeit des eingebauten Stabstahldurchmessers d_s (links) bzw. des Verhältnisses der Betondeckung zum Stabstahldurchmesser c/d_s (rechts) [110]

In Abbildung 2-12, rechts ist der Zusammenhang zwischen der Zeitdauer bis zur Rissbildung und dem c/d_s -Verhältnis dargestellt, den RASHEEDUZZAFAR et al. [110] anhand der in Abschnitt 2.3.8.2 erläuterten Korrosionsversuche ermittelt hatten. Die Autoren führten aus, dass im Hinblick auf die Gefahr der Rissbildung eine alleinige Betrachtung der Größe der Betondeckung nicht zielführend ist. Es sei notwendig, auch den Bewehrungsstabdurchmesser mit zu berücksichtigen, was wiederum durch die Heranziehung des c/d_s -Verhältnisses möglich wäre. RASHEEDUZZAFAR et al. stellten fest, dass die Zeit bis zur Rissbildung ab einem c/d_s -Verhältnis von größer 2,5 signifikant ansteigt. Durch eine Erhöhung des c/d_s -Verhältnisses von 1,0 auf 4,0 kann der Widerstand gegen eine Rissbildung um das 15-Fache vergrößert werden.

Darüber hinaus empfahlen RASHEEDUZZAFAR et al., das c/d_s -Verhältnis um einen Parameter zu erweitern, der die Betonqualität mit einbezieht. Sie schlugen daher die Einführung des sog. Korrosionsrisswiderstandsfaktors R_c vor, der bei der Abschätzung des Risikos einer korrosionsinduzierten Rissbildung als Kennwert herangezogen werden sollte.

$$R_c = \frac{c \cdot f_c}{d_s} \quad (2-21)$$

mit R_c = Korrosionsrisswiderstandsfaktor [N/mm^2], c = Betondeckung [mm], f_c = Betondruckfestigkeit [N/mm^2], d_s = Bewehrungsstabdurchmesser [mm].

2.3.8.4 Anodisch wirkende Stablänge

Zur Untersuchung des Einflusses einer lokalisierten Korrosion führten TORRES-ACOSTA und SAGÜÉS umfangreiche Korrosionsversuche durch [137, 138]. Hierbei verwendeten sie zylindrische und prismatische Betonkörper, in denen jeweils ein Bewehrungsstab zentrisch eingebettet war. Der Stab konnte jedoch nur im Bereich einer festgelegten anodisch wirkenden Stablänge L_a korrodieren. Der Korrosionsprozess wurde durch Zugabe von Chlorid zum Anmachwasser sowie durch anodische Polarisation der Bewehrung hervorgerufen.

TORRES-ACOSTA und SAGÜÉS konnten keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen der Anzahl an Rissen und dem c/d_s -Verhältnis (siehe Abschnitt 2.3.8.3) oder dem sog. c/L_a -Verhältnis, d. h. dem Verhältnis zwischen Betondeckung c und anodisch wirkender Stablänge L_a , feststellen. Allerdings lies sich feststellen, dass der zur Rissbildung erforderliche Korrosionsabtrag $x_{\text{corr,crack}}$ sowohl mit steigendem c/d_s -Verhältnis als auch mit steigendem c/L_a -Verhältnis zunahm, siehe Abbildung 2-13. Folgender Zusammenhang konnte aufgezeigt werden:

$$x_{\text{corr,crack}} \approx 0,011 \cdot \left(\frac{c}{d_s}\right) \cdot \left(\frac{c}{L_a} + 1\right)^{2,0} \quad (2-22)$$

mit $x_{\text{corr,crack}}$ = Korrosionsabtrag bei Rissbildung [mm], c = Betondeckung [mm], d_s = Stabstahldurchmesser [mm], L_a = anodisch wirkende Stablänge [mm].

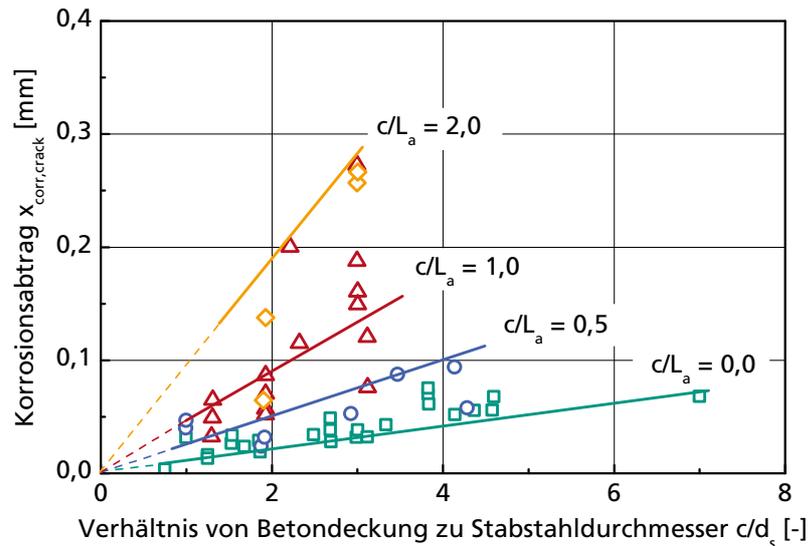


Abb. 2-13 Korrosionsabtrag bei Rissbildung $x_{\text{corr,crack}}$ in Abhängigkeit des c/d_s -Verhältnisses und des c/L_a -Verhältnisses [138]

Die in Abbildung 2-13 aufgetragenen Geraden wurden mit Gleichung 2-22 für c/L_a -Verhältnisse von 0,1, 0,5, 1,0 und 2,0 berechnet.

2.3.8.5 Stababstand

Zum Einfluss des Stababstands a zwischen benachbarten korrodierenden Bewehrungsstäben sind in der Literatur keine experimentellen Versuche bekannt.

Lediglich BAŽANT [13] gab als Randbedingung zu seinem analytisch-mechanischen Modell der korrosionsinduzierten Rissbildung (siehe Abschnitt 2.4.2) an, dass bei Stababständen größer als der 6-fache Stabdurchmesser es zur Rissbildung unter einem Winkel von 45° kommt (Schadensbild der keilartigen Abplattung). Bei geringeren Stababständen kommt es dagegen zur Ausbildung oberflächenparalleler Risse zwischen den Stäben (schollenartige Ablösung der Betonrandzone).

DAGHER und KULENDRAN [31] kamen bei ihren numerischen Berechnungen benachbarter korrodierender Stäbe ($c = 51$ mm, Angaben zum Stabdurchmesser liegen nicht vor) zu dem Schluss, dass sich bis zu einem Stababstand von 254 mm bevorzugt oberflächenparallele Risse zwischen benachbarten Stäben ausbildeten. Größere Stababstände führten zur Ausbildung von Rissen, die senkrecht vom Bewehrungsstab zur Oberfläche verliefen.

In den numerischen Untersuchungen von MÜLLER et al. [97] bildeten sich die keilförmigen Ausbruchkegel (Modell mit $c = 30$ mm, $d_s = 16$ mm) bei einem Stababstand von 200 mm, jedoch nicht bei den ebenfalls untersuchten Stababständen von $a = 50$ mm und 100 mm. Bei diesen kam es zu den bereits beschriebenen oberflächenparallelen Rissbildungen zwischen den Stäben.

2.3.8.6 Lage der Bewehrung im Bauteil

WILLIAMSON und CLARK [151] variierten bei ihren Sprengdruckversuchen (siehe insbesondere auch Abschnitt 2.3.8.1) die Lage des die Bewehrung repräsentierenden Rohres, über das der hydraulische Druck aufgebracht wurde. Das Rohr wurde dabei entweder als Eckstab, also in die Ecke des prismatischen Probekörpers, oder als Mittelstab positioniert, d. h. randnah zur direkten Betonoberfläche aber möglichst weit entfernt von den seitlichen Begrenzungsflächen der Probe. WILLIAMSON und CLARK konnten dabei keinen nennenswerten Einfluss der Lage der Bewehrung im Bauteil auf den Sprengdruck zur Erzeugung einer Rissbildung bzw. Abplatzung feststellen.

2.3.9 Zusätzliche Beanspruchungen aus externen Lastspannungen

Aus der Belastung eines Stahlbetonbauteils resultieren i. d. R. Spannungen, die über die Verbundwirkung vom Stahl auf den Beton in der Bauteilrandzone übertragen werden. Hierbei kann es zur Überlagerung von Anteilen der Lastspannungen mit den Spannungen kommen, die aus der Korrosion der Bewehrung resultieren. Als Folge dieser zusätzlichen Beanspruchung ist mit einer frühzeitigen Rissbildung im Beton zu rechnen [52, 145].

2.4 Modelle zur Schadensprognose

Zur Beschreibung und Prognose des Schädigungsprozesses infolge Bewehrungskorrosion wurden seit den 1970er Jahren zahlreiche Modelle entwickelt. Hierbei handelt es sich u. a. um

- verschiedene **empirische Modelle** [8, 94, 110, 118, 138, 148, 151],
- einige, teilweise aufeinander aufbauende **analytisch-mechanische Modelle** [1, 13, 18, 32, 74, 77, 78, 106, 154, 157],
- drei **bruchmechanische Modelle** [12, 70, 142],
- zahlreiche **numerische Modelle** auf Basis der Finite-Elemente-Methode [1, 31, 53, 62, 79, 86, 90, 92, 97, 131, 133, 136, 145] und
- einige wenige **probabilistische Modelle** [3, 45, 73, 75, 146].

Sämtliche Modelle beschreiben die Rissbildung im Beton als Folge der Stahlkorrosion. Hierbei ist es mithilfe der meisten Modelle möglich, die Erstrissbildung abzuschätzen. Einige beschreiben darüber hinaus die Entwicklung der Rissbreite mit zunehmender Korrosionsdauer. Derzeit ist jedoch kein Modell bekannt, das in der Lage wäre, Abplatzungen als weitere Folge der korrosionsinduzierten Rissbildung abzubilden. Ferner gibt es keine Modelle, die die Folgen einer gegenseitigen Beeinflussung benachbarter korrodierender Stäbe hinreichend genau abschätzen können.

Während die empirischen Modelle darauf basieren, ein bestimmtes Schädigungsmerkmal auf der Grundlage von Kennwerten vorherzusagen, die aus Versuchsergebnissen abgeleitet wurden, steht bei den mechanischen Modellen die Abbildung bzw. Simulation des Schädigungsmechanismus im Vordergrund.

Unabhängig davon, ob es sich um analytische, numerische oder probabilistische Modelle handelt, beruhen die Berechnungsansätze auf dem grundlegenden Mechanismus, der durch die Volumenzunahme bei der Oxidation von Stahl zu Rost charakterisiert ist. So finden sich ähnliche Grundansätze und Konzepte in den Modellen, die je nach Kenntnisstand der Morphologie der Korrosion sowie der Möglichkeit das komplexe Betonverhalten abzubilden erweitert wurden.

Der Fokus der bekannten bruchmechanischen Modelle liegt auf den Prozessen der Rissinitiierung und -ausbreitung, wobei die Besonderheiten der Korrosionsvorgänge weitestgehend unberücksichtigt bleiben.

Alle bekannten Modelle weisen mitunter gravierende Schwächen auf. So vernachlässigen viele den Einfluss der Betoneigenschaften auf die Schädigung. Insbesondere das zeitabhängige Verformungsverhalten (Kriechen) bleibt oftmals unberücksichtigt. Zahlreiche analytisch-mechanische Ansätze erreichen einen so hohen Komplexitätsgrad, dass sie nur mithilfe numerischer Verfahren oder komplizierter Lösungsalgorithmen anzuwenden sind und sich somit einer praktischen Anwendung entziehen. Darüber hinaus zeigt sich auch, dass die Mehrheit der vorhandenen Modelle nicht in der Lage ist, die experimentellen Ergebnisse hinreichend genau abzubilden. Dies liegt u. a. daran, dass das Verhalten und die Eigenschaften der entstehenden Korrosionsprodukte nach heutigem Kenntnisstand unzureichend oder überhaupt nicht in die Modelle einbezogen wurden. Bleibt die Fähigkeit der Korrosionsprodukte, in Poren und Risse im Beton einzuwandern, in den Modellen unberücksichtigt, so führt dies grundsätzlich zu einer Unterschätzung der Zeit bis zur Rissbildung, was für die Mehrzahl der bekannten Modelle der Fall ist.

Nachfolgend werden einige ausgewählte Modelle vorgestellt, die entweder aufgrund der verwendeten Ansätze, der Berücksichtigung wesentlicher Korrosionsmechanismen bzw. wichtiger Materialeigenschaften oder wegen ihrer weiten Verbreitung von Bedeutung sind.

2.4.1 Empirische Modelle

Die oben genannten empirischen Modelle basieren auf der Regression von experimentellen Ergebnissen, die in der überwiegenden Mehrzahl aus mit Fremdstrom beschleunigten Korrosionsversuchen resultieren. Die auf diese Art provozierte Korrosion steht in der Kritik, weil sich der elektrochemische Prozess von jenem unterscheidet, der unter natürlichen, nicht beschleunigten Bedingungen abläuft. Ferner ist die Zusammensetzung der dabei entstehenden Korrosionsprodukte untypisch [109, 148].

Einzelne Untersuchungsergebnisse wurden auch über Innen- bzw. Sprengdruckexperimente an Betonproben gewonnen, die jedoch als Kurzzeitversuche konzipiert und durchgeführt wurden und somit das Betonkriechen außer Acht lassen.

ANDRADE et al. [8] führten viel beachtete Versuche durch, bei denen sie die Entwicklung der Betondehnungen an der Oberfläche von prismatischen Probekörpern ($150 \times 150 \times 380 \text{ mm}^3$) mithilfe von Dehnmessstreifen aufzeichneten. In die Probekörper war jeweils ein einzelner korrodierender Bewehrungsstab mit einem Durchmesser $d_s = 16 \text{ mm}$ in chloridbelasteten Beton eingebettet (Betondeckung $c = 20 \text{ mm}$ bzw. 30 mm , CEM I, $f_{ctm} = 3,55 \text{ N/mm}^2$). Die Korrosion des Stabes wurde durch anodische Polarisierung mit einer Korrosionsstromdichte von $i_{corr} = 100 \mu\text{A/cm}^2$ erzwungen. Wegen des hohen Chloridgehalts der Betonprobekörper (3,0 M.-% v. Z.) stellte sich ein überwiegend gleichförmiger Korrosionsabtrag der Bewehrungsstäbe ein.

Anhand der Versuche konnte festgestellt werden, dass eine Abtragstiefe x_{corr} von $10 \mu\text{m}$ bis $20 \mu\text{m}$ genügte, um einen Riss mit einer Breite von $0,05 \text{ mm}$ bis $0,10 \text{ mm}$ hervorzurufen. Für eine Rissbreite von $0,2 \text{ mm}$ bis $0,4 \text{ mm}$, die ANDRADE et al. als Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit definierten, war ein Korrosionsabtrag von ca. $100 \mu\text{m}$ erforderlich. Auf Grundlage dieser Erkenntnis stellten ANDRADE et al. nachfolgende Modellbeziehungen auf:

$$t_{crack} = \frac{0,02}{\dot{x}_{corr}} \quad (2-23)$$

$$t_{crack,SLS} = \frac{0,20}{\dot{x}_{corr}} \quad (2-24)$$

mit t_{crack} = Zeit bis zur Rissbildung [a] (hier: Rissbreite $w_{crack} = 0,05 \text{ mm}$),
 $t_{crack,SLS}$ = Zeit bis zur Rissbildung [a] (hier: Rissbreite $w_{crack} = 0,20 \text{ mm}$, erfüllt das Kriterium des gewählten Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit),
 \dot{x}_{corr} = Korrosionsrate [mm/a].

Hierbei ist jedoch anzumerken, dass die in Gleichungen 2-23 und 2-24 aufgezeigten Beziehungen keine Parameter enthalten, die das Verhalten des Betons oder die geometrischen Verhältnisse in der Betonrandzone charakterisieren. Da die Rissbildung jedoch allein in der Betonrandzone stattfindet, können die Gleichungen nur Gültigkeit für die bei den Versuchen gewählten Kombinationen aus Stabdurchmesser und Betondeckung sowie für den Beton besitzen, der zur Herstellung der Probekörper verwendet wurde ($f_{ctm} = 3,55 \text{ N/mm}^2$, $E = 36 \text{ kN/mm}^2$).

Vor diesem Hintergrund erweiterten VU et al. [148] die in Gleichung 2-24 aufgestellte Modellbeziehung auf der Grundlage von mit Fremdstrom beschleunigten Korrosionsversuchen an bewehrten Betonplatten ($700 \times 250 \times 1000 \text{ mm}^3$). Sie variierten bei den Versuchen die Betondeckung c und den Wasserzementwert ω des zur Herstellung verwendeten Betons. Der Bewehrungsstabdurchmesser

betrug konstant $d_s = 16$ mm. VU et al. leiteten folgende Beziehung ab, die zur Abschätzung der Zeit bis zur Bildung eines Risses in Stunden (Anwendung auf durch anodische Polarisation der Bewehrung beschleunigte Korrosionsvorgänge beschränkt) mit einer Breite von $w_{\text{crack}} = 0,3$ mm bis 1,0 mm verwendet werden kann:

$$t_{\text{crack,SLS}} = A \cdot \left[\frac{c}{\omega} \right]^B \quad (2-25)$$

mit $t_{\text{crack,SLS}}$ = Zeit bis zur Rissbildung [h] ($w_{\text{crack}} = 0,3$ mm bis 1,0 mm), c = Betondeckung [mm], w = Wasserzementwert [-], A = Konstante [-], B = Konstante [-] (siehe Tabelle 2-2).

Die in Gleichung 2-25 aufgestellte Beziehung ist nur gültig für Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser $d_s = 16$ mm. Zur Abschätzung der Zeit bis zur Rissbildung sind darüber hinaus die in nachfolgender Tabelle 2-2 angegebenen Konstanten erforderlich.

Tab. 2-2 Eingangparameter in Gleichung 2-25

Grenzrissbreite w_{crack} [mm]	Konstanten	
	A [-]	B [-]
0,3	65	0,45
0,5	225	0,29
1,0	700	0,23

Das von VU et al. aufgestellte empirische Modell (siehe Gleichung 2-25) wurde von MULLARD und STEWART [94] nochmals erweitert, um die bei der Beschleunigung der Korrosion über Fremdstrom erforderlichen hohen Korrosionsstromdichten über einen Korrekturfaktor auf die in der Baupraxis relevanten niedrigen Korrosionsströme anzupassen.

2.4.2 Analytisch-mechanische Modelle

Analytisch-mechanische Modelle der korrosionsinduzierten Rissbildung führen den Schädigungsprozess auf einen mechanischen Vorgang zurück. Bei diesem muss erst der durch die Rostbildung erforderliche Volumenzuwachs definiert werden. Anschließend ist es erforderlich, die Reaktion des Betons (Dehnungen, Rissbildungen) abzuschätzen, die sich infolge des durch den zusätzlichen Volumenbedarf hervorgerufenen Sprengdrucks einstellt oder direkt aus der aufgezwungenen Betondehnung resultiert.

BAŽANT entwickelte als Erster ein Modell dieser Art [13]. Die zur Rissbildung erforderliche Zeit t_{crack} kann mit Gleichung 2-26 berechnet werden:

$$t_{\text{crack}} = \rho_{\text{corr}} \cdot \frac{d_s \cdot \Delta d_s}{a \cdot \dot{m}_{\text{corr}}} \quad (2-26)$$

mit t_{crack} = Zeit bis zur Rissbildung [a], ρ_{corr} = Dichte von Rost [g/mm^3], d_s = Stabstahldurchmesser [mm], Δd_s = Zunahme des Stabstahldurchmessers infolge Korrosion bei Rissbildung [mm], a = Abstand benachbarter Stabstähle [mm], \dot{m}_{corr} = Metallabtragsrate [$\text{g}/(\text{a} \cdot \text{mm}^2)$].

Der bei der Korrosion auftretende Volumenzuwachs der Korrosionsprodukte wurde dabei von BAŽANT auf einen Querschnitt eines Stabstahls bezogen und gleichförmig über den Stabumfang verteilt. Somit konnte er die aus der Korrosion resultierende Beanspruchung als gleichmäßige Zunahme des Stabstahldurchmessers Δd_s formulieren. Ein keilförmiger Betonausbruch zwischen der Betonoberfläche und einem korrodierenden Stab, der wiederum benachbarte Stäbe im Abstand von $a > 6 \cdot d_s$ bedingt, tritt dann auf, wenn Δd_s eine kritische Größe erreicht. Diese kann auf Grundlage der Elastizitätstheorie für einen Körper aus einem homogenen Material (Annahme: Beton) mit der Zugfestigkeit f_{ct} abgeschätzt werden. Hierbei weist der Körper ein Loch mit dem Durchmesser des Stabstahls d_s auf, in dem ein hydrostatischer Innendruck wirkt. Das mechanische Verhalten des Körpers kann in den Grenzen eines dickwandigen Hohlzylinders und einer unendlichen Scheibe abgebildet werden. Die Zunahme des Stabstahldurchmessers Δd_s bei Rissbildung lässt sich dann nach BAŽANT mit folgenden Gleichungen abschätzen [13]:

$$\Delta d_s = 2f_{\text{ct}} \cdot \frac{c}{d_s} \cdot \delta \quad (2-27)$$

mit f_{ct} = Zugfestigkeit des Betons [N/mm^2], c = Betondeckung [mm], wobei für den Parameter δ folgende Beziehung gilt:

$$\frac{d_s}{E_{\text{c,eff}}} (1 + \nu) + \frac{2d_s^3}{a^2 \cdot E_{\text{c,eff}}} < \delta < \frac{d_s}{E_{\text{c,eff}}} \left[(1 + \nu) + \frac{d_s^2}{2c(c + d_s)} \right] + \frac{2d_s^3}{a^2 \cdot E_{\text{c,eff}}} \quad (2-28)$$

mit $E_{\text{c,eff}}$ = wirksamer E-Modul des Betons zur Berücksichtigung des Betonkriechens [N/mm^2], ν = Querdehnzahl des Betons [-].

Das vorgestellte Modell von BAŽANT [13] wurde bislang nicht durch Experimente verifiziert (siehe Anmerkungen in [78]). Aufgrund der getroffenen Annahmen ist aber davon auszugehen, dass die Zeit bis zur Rissbildung deutlich unterschätzt wird. Dies ist u. a. darauf zurückzuführen, dass der Beton als elastisches Material ohne Nachbruchverhalten modelliert ist. Folglich tritt Versagen ein, sobald ein Riss an der Staboberfläche initiiert wird. Ferner wird das spezifische Verhalten der Korrosionsprodukte, die in der Lage sind in Betonporen und in Risse einzuwandern, nicht berücksichtigt.

Gerade dieses besondere Verhalten der Korrosionsprodukte wurde zum ersten mal im Modell von LIU und WEYERS [78] berücksichtigt. Die Autoren gingen davon aus, dass der Rost nach seiner Entstehung zunächst in die in der Verbundzone zwischen Betonmatrix und Stahloberfläche vermehrt vorhandenen Betonporen einwandert. Erst sobald die Porenräume gefüllt sind, werden Spannungen im Beton durch den voranschreitenden Korrosionsprozess aufgebaut. LIU und WEYERS definierten zu diesem Zweck entlang des Stabstahlumfangs ein Porenband im Beton. Diesem wiesen sie eine Dicke d_{tz} von 12,5 μm zu.

Unter Einbeziehung des Effektes der Eindringung von Rost in den Porenraum des Betons stellten LIU und WEYERS [78] eine Beziehung auf, mit der die kritische Menge an Korrosionsprodukten abgeschätzt werden kann, die zur Rissbildung im Beton führt:

$$m_{\text{corr,crack}} = \rho_{\text{corr}} \left(\pi \left[\frac{c \cdot f_{\text{ct}}}{E_{\text{c,eff}}} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \nu \right) + d_{\text{tz}} \right] d_s + \frac{\Delta M}{\rho_{\text{Fe}}} \right) \quad (2-29)$$

mit $m_{\text{corr,crack}}$ = Metallabtrag bei Rissbildung [mg/mm^2], ρ_{corr} = Dichte von Rost [mg/mm^3], ΔM = Masse des abgetragenen Metalls [g], ρ_{Fe} = Dichte von Eisen [mg/mm^3], c = Betondeckung [mm], f_{ct} = Zugfestigkeit des Betons [N/mm^2], $E_{\text{c,eff}}$ = wirksamer E-Modul des Betons zur Berücksichtigung des Betonkriechens [N/mm^2], ν = Querdehnzahl des Betons [-], d_{tz} = Dicke des Porenbands bzw. der für die Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone [mm], d_s = Stabstahldurchmesser [mm] und den geometrischen Hilfsgrößen $a = (d_s + 2d_{\text{tz}})/2$ und $b = c + (d_s + 2d_{\text{tz}})/2$.

Das mechanische Modell, das in Gleichung 2-29 Eingang fand, wurde ähnlich dem Modell von BAŽANT am dickwandigen Hohlzylinder aus einem elastischen homogenen Material abgeleitet. Auch hier wurde das Nachbruchverhalten des Betons nicht modelliert, wodurch der zur Rissbildung erforderliche Metallabtrag unterschätzt wird.

Diese Lücke versuchten PANTAZOPOULOU und PAPOULIA mit ihrem Modell [106], welches sich von jenem in [78] deutlich unterscheidet, zu schließen. Sie stellten fest, dass die durch Modelle vorhergesagte Zeit bis zur Rissbildung i. d. R. deutlich kürzer ist, als die bei Versuchen oder in der Baupraxis beobachtete. Sie führten dies auf zwei Ursachen zurück. Zum einen wird das Nachbruchverhalten des Betons unterschätzt. Zum anderen besteht die Möglichkeit, dass Anteile der Korrosionsprodukte durch die Risse bis zur Betonoberfläche wandern und sich somit nicht am Aufbau des Sprengdrucks beteiligen.

PANTAZOPOULOU und PAPOULIA begegneten diesen Feststellungen, in dem sie in ihrem Modell dem Beton eine bilineare Spannungs-Rissöffnungsbeziehung zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens zuwiesen. Ferner schätzten Sie das Volumen des Rosts, der in die Risse eindringt, über die Betondehnung am Stahl ab. Die gesamte Betondehnung wurde hierzu in eine Rissöffnung umgerechnet,

deren Rissvolumen vollständig als Rostvolumen angenommen wurde. Diese Annahme führt zu einer Überschätzung der Rostmenge, die somit nicht zu einem Spannungsaufbau in der Betondeckung beiträgt. Dennoch wird auch mit diesem Modell die Zeit bis zur Rissbildung unterschätzt. Dies liegt unter anderem daran, dass das Modell das Betonkriechen nicht berücksichtigt und ein Abwandern von Rost in das Betonporensystem, wie es LIU und WEYERS [78] feststellten, nicht mit einbezieht.

Die Komplexität des Modells von PANTAZOPOULOU und PAPOULIA [106] ist bereits so hoch, dass die Lösung der aufgestellten Gleichungen nur noch mit numerischen Verfahren möglich ist. Die Autoren bedienen sich hierbei dem Finite-Differenzen-Verfahren.

Eines der umfassendsten Modelle wurde von LI et al. [74] entwickelt. Es basiert auf einzelnen Elementen der Modelle von LIU und WEYERS [78] sowie PANTAZOPOULOU und PAPOULIA [106] und berücksichtigt sowohl das Abwandern von Rost in Betonporen als auch das zeitabhängige Betonverhalten. Hierzu wurde ein Faktor zur Reduktion der Steifigkeit eingeführt. Über die Berechnung verschiedener Spannungszustände wurden Zustände erfasst, die durch eine teilweise gerissene Betondeckung charakterisiert sind. Hierbei gehen LI et al. vereinfachend von einem ebenen Spannungszustand aus, obwohl im betrachteten Betonquerschnitt die Annahme eines ebenen Dehnungszustandes zutreffender wäre. Bei Vergleichsrechnungen zeigt sich jedoch eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen, die mit den Modellen von LIU und WEYERS [78] sowie PANTAZOPOULOU und PAPOULIA [106] erzielt wurden.

2.4.3 Bruchmechanische Modelle

Die wenigen bekannten bruchmechanischen Modelle von BACHE [12], LEUNG [70] und UDDIN et al. [142] konzentrieren sich überwiegend auf die Faktoren, die die Rissinitiierung und -entwicklung beeinflussen. Hierbei handelt es sich u. a. um den Verbund zwischen Stahl und Beton, die Geometrie der Stahloberfläche und die im Beton vorherrschenden Spannungszustände. In den Modellen werden jedoch die Besonderheiten der Korrosionsprozesse und deren Morphologie vernachlässigt. Dies hat insbesondere zur Folge, dass die von den Autoren in den Modellen getroffenen Annahmen, z. B. zum Verbund, für korrodierenden Stahl keine Gültigkeit besitzen.

2.4.4 Numerische Modelle

Die in diesem Abschnitt behandelten Modelle bedienen sich zur Simulation des Schädigungsverhaltens der Finite-Elemente-Methode. In der Literatur finden sich zahlreiche numerische Untersuchungen der korrosionsinduzierten Rissbildung. Es zeigt sich, dass die aus der Korrosion resultierende Beanspruchung üblicherweise auf drei unterschiedliche Arten in den Modellen implementiert

werden kann. Die Korrosionsbeanspruchung wird entweder über eine thermische Ausdehnung des Stabstahlquerschnitts implementiert oder durch definierte Knotenverschiebungen im Finite-Elemente-Netz am Übergang Stahl-Beton bzw. als Innendruck in einer kreis- oder zylinderförmigen Netzaussparung, die anstelle des Stabstahls tritt, aufgebracht. Der Komplexitätsgrad der in der Literatur aufgezeigten Modelle unterscheidet sich sehr stark, was einen Vergleich verschiedener Modelle untereinander quasi unmöglich macht. Aus diesem Grund wird nachfolgend lediglich auf die Besonderheiten von zwei Modellen eingegangen.

MOLINA et al. [92] haben anhand einer sehr einfachen numerischen Untersuchung versucht, die experimentellen Ergebnisse von ANDRADE et al. [8] nachzuvollziehen. Sie waren hierbei gezwungen, auch den Rost im Finite-Element-Netz zu diskretisieren. Hierzu mussten sie Annahmen für das Materialverhalten von Rost treffen, das zu diesem Zeitpunkt noch völlig unerforscht und daher unbekannt war. MOLINA et al. wiesen dem Rost Eigenschaften zu, die einem inkompressiblen Fluid gleichen (Querdehnzahl $\nu_{\text{corr}} = 0,4999$, Kompressionsmodul $K_{\text{corr}} = 2,0 \text{ kN/mm}^2$), siehe auch Abschnitt 2.3.2.3. Das Betonverhalten wurde mithilfe eines Kohäsionsrissmodells beschrieben. Die numerischen Untersuchungen wiesen eine deutliche Unterschätzung der experimentell bestimmten Zeit bis zur Rissbildung auf. Dies war mitunter darauf zurückzuführen, dass sowohl das Betonkriechen als auch ein Abwandern von Korrosionsprodukten in Betonporen und Risse unberücksichtigt blieb.

Im Gegensatz zu MOLINA et al. [92] waren TOONGOENTHONG und MAEKAWA [136] aufgrund moderner numerischer Werkzeuge in der Lage, ein sehr komplexes Modell aufzustellen. Eine zeitliche Zunahme der gleichförmigen Rostschichtdicke und die daraus resultierende Reduktion der Steifigkeit des Verbundsystems Stahl-Rost-Beton wurde von TOONGOENTHONG und MAEKAWA ebenso berücksichtigt, wie das Abwandern von Rost in korrosionsinduzierte Risse. Mithilfe des numerischen Modells konnten sie die anhand von Experimenten erzeugten Rissbilder in Stahlbetonbauteilen sehr gut nachbilden. Allerdings zeigte sich, dass auch dieses Modell die Zeiten bis zur Rissbildung unterschätzt. Anhand von ergänzenden experimentellen Untersuchungen stellten sie fest, dass der Anteil von Rost, der in Risse einwandert, sehr gering ist und daher nicht maßgeblich für die zeitlichen Abweichungen sein kann. Für die vorliegende Arbeit lässt sich daraus der Schluss ziehen, dass der Anteil des Rosts, der in Betonporen einwandert, von größerer Bedeutung ist, als jener der Risse füllt.

2.4.5 Probabilistische Modelle

Die probabilistischen Modelle machen sich die stark streuenden Eigenschaften der Korrosionsprozesse zunutze, die oftmals der starken Lokalisierung bei chloridinduzierter Korrosion zuzuschreiben sind. Die Modelle verwenden hierbei i. d. R. analytische Ansätze und werten diese auf der Grundlage stochastischer Prozesse aus.

So machen sich auch LI, YANG und MELCHERS [75] das analytische Modell von LI, MELCHERS und ZHENG [74] zunutze (siehe auch Abschnitt 2.4.2) und führen auf dessen Grundlage Parameterstudien zur Versagenswahrscheinlichkeit durch. Exemplarisch sind hier die in Abbildung 2-14 aufgezeigten Ergebnisse aufgeführt, die den Einfluss der Korrosionsstromdichte i_{corr} und der als Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit festgelegten Rissbreite $w_{\text{crack,SLS}}$ auf die Versagenswahrscheinlichkeit p_f verdeutlichen.

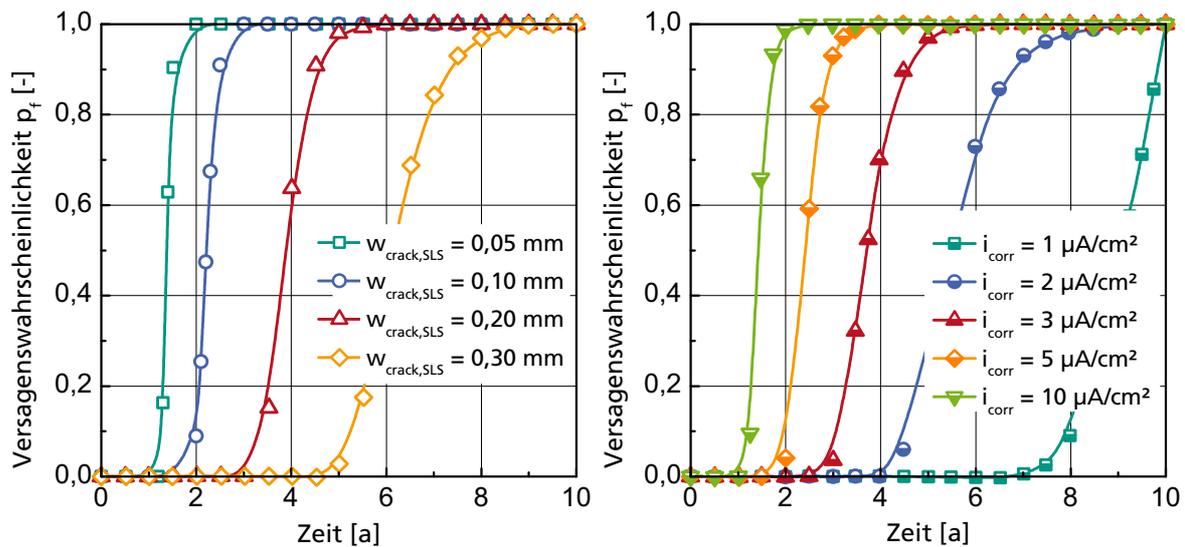


Abb. 2-14 Verlauf der Versagenswahrscheinlichkeiten p_f mit der Zeit in Abhängigkeit von der als Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit festgelegten Rissbreite w_{crack} (links) und der Korrosionsstromdichte i_{corr} (rechts) [75]

Vor dem Hintergrund einer vollprobabilistischen Dauerhaftigkeitsprognose von Stahlbetonbauteilen entschlossen sich GEHLEN und BANHOLZER in ihrem Modell [45], die Einwirkung und den Widerstand im System voneinander zu trennen. Hierzu stellten sie die Einwirkungsseite als Radiuszunahme des Bewehrungsstabs infolge des Korrosionsprozesses dar. Der durch den Beton aufgebrachte mechanische Widerstand gegen eine Rissbildung wurde in Form einer kritischen, risserzeugenden Radiuszunahme des Bewehrungsstabs auf der Widerstandsseite der Einwirkung gegenübergestellt. Anhand einer Sensitivitätsanalyse konnten GEHLEN und BANHOLZER feststellen, dass maßgeblich die Volumenrate λ , der E-Modul des Betons E_c und die Korrosionsrate \dot{x}_{corr} für die Streuungen der ermittelten Zeit bis zur Rissbildung t_{crack} verantwortlich sind.

2.5 Abschließende Bewertung und Folgerungen

Obwohl sich eine Fülle von Veröffentlichungen in der Literatur findet, die sich mit dem Prozess der Bewehrungskorrosion und dessen Auswirkungen auf die Betonrandzone auseinandersetzen, liegen dennoch nur wenige aussagekräftige Versuchsergebnisse vor. So gibt es selbst zu vermeintlich einfachen Zusammenhängen, wie sie z. B. zwischen den auftretenden Dehnungen in der Betonrandzone und den geometrischen Größen der Betondeckung und des Stabdurchmessers bestehen, nur sehr wenige experimentelle Daten.

Wenn experimentelle Daten vorliegen, dann resultieren sie mehrheitlich aus Versuchen, bei denen die Korrosion durch eine anodische Polarisation der Bewehrung erheblich beschleunigt wurde. Tatsache ist jedoch, dass durch das Anlegen eines Fremdstroms, sich sowohl die entstehenden Korrosionsprodukte in ihrer Art und Zusammensetzung als auch in ihrem Migrationsverhalten erheblich von jenen unterscheiden, die bei natürlicher Korrosion auftreten. Ferner übt das hervorgerufene elektrische Feld einen zusätzlichen Einfluss auf die Bewegung der sich bei der Korrosion bildenden Ionen in der Porenlösung aus und bewirkt darüber hinaus eher saure Umgebungsbedingungen im Elektrolyten.

Wahrscheinlich ist es gerade die Dominanz der über Fremdstrom beschleunigt durchgeführten Versuche, die dazu geführt hat, dass die für den Aufbau der Sprengdrücke äußerst wichtigen Prozesse in der Verbundzone zwischen Stahl und Beton bis heute nicht hinreichend quantifiziert wurden. Diese, vielleicht am besten mit dem Begriff der Korrosionsmorphologie umschriebenen Vorgänge, müssen näher untersucht werden, um die Zeit bis zur Rissbildung zutreffend vorhersagen zu können. Hierzu ist es u. a. erforderlich, die Menge und den Aufenthaltsort der unter weitestgehend natürlichen, d. h. unbeschleunigten Bedingungen entstandenen Korrosionsprodukte in Abhängigkeit der Korrosionsdauer zu ermitteln.

Kenntnislücken bei der Korrosionsmorphologie sind u. a. dafür verantwortlich, dass es trotz der Vielzahl an analytischen, numerischen und probabilistischen Modellen noch immer deutliche Diskrepanzen zwischen den berechneten Modellvorhersagen und den in der Praxis oder im Experiment gemachten Beobachtungen gibt. Hierbei wird grundsätzlich die anhand der Modelle abgeschätzte Zeit bis zur Rissbildung im Vergleich zur tatsächlich gemessenen unterschätzt. Es lassen sich darüber hinaus noch weitere Schwächen in den bekannten Modellen aufzeigen, die eingehende Untersuchungen erfordern oder zumindest ein Umdenken in der Modellbildung verlangen:

- Die Art, wie die Korrosionsgeschwindigkeit aus den Versuchsdaten abgeschätzt wird (i. d. R. über das FARADAY'sche Gesetz auf der Basis des gemessenen Korrosionsstroms, siehe Gleichung 2-16), führt oftmals zu einer erheblichen Fehleinschätzung der mutmaßlich

entstandenen Rostmenge. Grund hierfür ist u. a. die Vernachlässigung der Anteile, die aus der sog. Eigenkorrosion resultieren, siehe [15].

- Die Fähigkeit der Korrosionsprodukte, in die in der erweiterten Verbundzone zwischen Stahl und Beton in der Mörtelmatrix vorhandenen Poren und Risse einzuwandern, bleibt entweder unberücksichtigt oder wird unterschätzt. So wird üblicherweise die Dicke dieser häufig als Porenband bezeichneten Schicht um den Stabstahl auf Grundlage der klassischen Kontaktzone abgeschätzt. Viele Autoren gehen hierbei folglich von sehr kleinen Schichtdicken zwischen $4\ \mu\text{m}$ und $20\ \mu\text{m}$ aus, obwohl man diese Bereiche oftmals schon nach kurzen Korrosionszeiten mit dem bloßen Auge erkennen kann. Bis heute gibt es nur wenige experimentelle Untersuchungen zu dieser Problematik, was eine Quantifizierung des Einflusses von Betonporen und Rissen auf den Risszeitpunkt erschwert. Es zeichnet sich jedoch ab, dass der Einfluss der Porosität im Vergleich zu dem von Rissen überwiegt.
- In der Mehrzahl der Modelle findet die Volumenrate der Korrosionsprodukte Eingang, das Verformungsvermögen des Rosts selbst bleibt jedoch unberücksichtigt. Dies ist besonders verwunderlich, da die wenigen bekannten Untersuchungen zur Abschätzung des E-Moduls von Rost sehr niedrige Werte zwischen $0,09\ \text{kN/mm}^2$ und $17,0\ \text{kN/mm}^2$ ergaben (siehe Abschnitt 2.3.2.3). Diese Werte sind zudem kritisch zu hinterfragen, da sie augenscheinlich nicht gut mit den zugehörigen relativ hohen Dichten der Korrosionsprodukte zwischen $2,3\ \text{g/cm}^3$ und $5,3\ \text{g/cm}^3$ (siehe Tabelle 2-1) in Einklang zu bringen sind.
- Einige Modelle vernachlässigen das zeitabhängige Verformungsverhalten des Betons und somit seine Fähigkeit durch Kriechen Spannungen abzubauen. Ferner wird das Nachbruchverhalten des Betons, also die Fähigkeit trotz vorhandener Mikrorisse noch Spannungen zu übertragen, häufig nicht berücksichtigt.
- Auch der Stabstahldurchmesser für sich wird als Einflussgröße auf die Schädigung meist nicht beachtet, da der Fokus der Betrachtung gewöhnlich auf dem Verhältnis aus Betondeckung zu Stabstahldurchmesser c/d_s liegt.

Wie in diesem Kapitel aufgezeigt, gibt es durchaus Modelle, die viele der oben genannten Aspekte mit einbeziehen. Leider erweisen sie sich in der praktischen Anwendung als schwerfällig, da sie besondere Lösungsalgorithmen oder numerische Verfahren (Finite-Differenzen- oder Finite-Elemente-Methode) zur Berechnung erfordern. Die Notwendigkeit eines Schädigungsmodells, das oben genannte Einflüsse berücksichtigt und sich dennoch einfach anwenden lässt, ist daher gegeben. Hierbei sollte sich dieses Schädigungsmodell zunächst auf den

Zeitpunkt der Erstrissbildung beziehen, denn die sich dem Erstriss anschließende Rissbreitenzunahme unterliegt zwar einer Vielzahl von Einflüssen, spielt jedoch selbst nur eine untergeordnete bzw. undefinierte Rolle hinsichtlich des Tragverhaltens der betrachteten Bauteile. Wie sich gezeigt hat, kommt der Orientierung und Verteilung der Risse im Hinblick auf das Tragverhalten eine viel größere Bedeutung zu als bislang angenommen.

Kapitel 3

Experimentelle Untersuchungen

3.1 Vorbemerkung

Das primäre Ziel der experimentellen Untersuchungen war eine Analyse und Quantifizierung der Auswirkungen der Stahlkorrosion auf den Beton. Der Untersuchungsschwerpunkt lag hierbei auf der durch die Korrosion der Bewehrung hervorgerufenen Rissbildung. Mithilfe von Versuchen wurden die aus der Korrosion resultierenden Betonverformungen von Beginn der Korrosion bis zum Auftreten von Rissbildungen im Beton erfasst, wobei auf eine Beschleunigung der Korrosion durch das Anlegen von Fremdstrom verzichtet werden sollte.

Mithilfe spezieller Parallelversuche sollten ferner die experimentellen Grundlagen für die Herleitung eines einfachen Stoffgesetzes geschaffen werden, das das Verformungsverhalten von Rost im Beton beschreibt. Dieses lies sich aus der Gegenüberstellung experimentell gemessener und numerisch berechneter Betondehnungen im Anschluss an die Versuche ableiten (siehe hierzu Kapitel 5).

Darüber hinaus bestand ein weiteres Ziel der experimentellen Untersuchungen in der Ermittlung der Menge und der Aufenthaltsorte der entstehenden Korrosionsprodukte. Diese Informationen waren für eine Charakterisierung des Migrationsverhaltens von Rost und zur Quantifizierung des Einflusses der Betonporen auf den Schädigungsprozess von großer Bedeutung.

3.2 Überblick über das Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm bestand aus Hauptversuchen an speziellen Betonzylindern und aus verschiedenen Begleitversuchen.

Mithilfe der Hauptversuche wurde der Zeitpunkt einer durch Bewehrungskorrosion in Betonprobekörpern verursachten Rissbildung erfasst. Für ausgewählte Probekörper wurde zudem die korrosionsinduzierte zeitabhängige Betondehnung entlang des Zylinderumfangs messtechnisch überwacht und quantifiziert.

Bei den Probekörpern handelte es sich um ca. 160 Betonzylinder (im Folgenden Korrosionszylinder genannt) mit einem zentrisch eingebetteten Stabstahl (siehe Abbildung 3-1). Die zylindrische und damit in ihrem Querschnitt rotationssymmetrische Probenform wurde gewählt, um im Rahmen der experimentellen Untersuchungen eine einfache Interpretierbarkeit der Ergebnisse zu gewährleis-

ten. Diese war anzustreben, da die Proben den komplizierten Einflüssen aus dem Korrosionsprozess und der ohnehin komplexen mechanischen Beanspruchung infolge Rissbildung im Beton ausgesetzt waren.

Bei den Untersuchungen wurden sowohl die Einflüsse einer karbonatisierungs- und chloridinduzierten Korrosion berücksichtigt als auch die Auswirkungen unterschiedlicher geometrischer (Stabdurchmesser d_s , Betondeckung c) und betontechnologischer (Zementart, w/z-Wert) Einflussgrößen auf die Rissbildung analysiert.

Die Tabellen 3-1 und 3-2 geben einen Überblick über die im Rahmen der Hauptversuche hergestellten Korrosionszylinder. Detaillierte Angaben zu den einzelnen Korrosionszylindern sind im Anhang A enthalten.

Die jeweiligen Parameterkombinationen wurden auf der Grundlage der Forschungsaktivitäten der DFG-Forschergruppe 537 [33] in Übereinstimmung mit den Untersuchungen in den Teilprojekten A1 bis A4 [46, 54, 60, 134] und B2 [42] gewählt. Hieraus resultiert auch die Wahl der beiden Zementarten CEM I und CEM III/A. Der relativ hohe w/z-Wert von 0,7 wurde festgelegt, um eine rasche Karbonatisierungsdauer der Probekörper und damit eine früh einsetzende Korrosion des eingebetteten Stabstahls zu erreichen.

Tab. 3-1 Überblick über die im Rahmen der Hauptversuche hergestellten Korrosionszylinder mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion

Zementart	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Anzahl der Probekörper [Stück]
CEM I	0,7	2	24	10	5
			8	8	10
		20			4
		16		10	4
				20	12
				40	4
		24		10	4
				20	16
				30	9
			40	11	
CEM III/A	0,7	8	8	20	4
			16	20	4
			24	20	5
				30	5
				40	5
Gesamtanzahl:					98

Tab. 3-2 Überblick über die im Rahmen der Hauptversuche hergestellten Korrosionszylinder mit chloridinduzierter Korrosion

Zementart	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Anzahl der Probekörper [Stück]
CEM I	0,7	2	24	10	4
			8	20	4
		8	16	20	4
				40	4
			24	10	4
		20		10	
		30		9	
CEM I	0,4	8	16	20	4
			24	20	4
CEM III/A	0,7	8	24	20	5
Gesamtanzahl:					59

Aufgrund einer zu gewährleistenden Vergleichbarkeit hinsichtlich des Verhältnisses zwischen Betondeckung und Stabdurchmesser wurden einzelne Probekörperreihen mit einer Betondeckung c von je 10 mm, 20 mm, 30 mm und 40 mm in Verbindung mit einem Stabdurchmesser d_s von je 8 mm, 16 mm und 24 mm hergestellt. Die sich hieraus ergebenden und für die Probenherstellung gewählten geometrischen Konstellationen sind in Tabelle 3-3 hinsichtlich des in der Literatur häufig genannten c/d_s -Verhältnisses aus Betondeckung c und Stabdurchmesser d_s aufgezeigt.

Tab. 3-3 Kombinationsmatrix für die geometrischen Parameter der Probekörper

c/ d_s -Verhältnis [-]	Betondeckung c [mm]				
	10	20	30	40	
Stabdurchmesser d_s [mm]	8	1,3	2,5	-	-
	16	0,6	1,3	-	2,5
	24	0,4	0,8	1,3	1,7

Die Hauptversuche waren als Parallelversuche konzipiert, bei denen neben den Korrosionszylinder auch sog. Hohlzylinder hergestellt wurden. Bei diesen wurde anstelle des in den Korrosionszylindern befindlichen Stabstahls ein dünnwandiges Kupferrohr mit gleichem Radius in analoge Betonzylinder eingebettet (siehe Abbildung 3-7).

In das Kupferrohr wurde Hydrauliköl eingefüllt und gezielt unter Druck gesetzt. Analog zu den Versuchen an den Korrosionszylindern wurde auch an den Hohlzylindern die Änderung des Umfangs mit der Zeit gemessen. Während sich bei den Korrosionszylindern diese Änderung durch die Entstehung von Korrosionsprodukten "natürlich" einstellte, wurde bei den Hohlzylindern der hydraulische Druck so gesteuert, dass dieselben Verformungen entstanden, wie sie bei den Korrosionszylindern zeitgleich gemessen wurden. Diese Versuchskonstellation erlaubte somit die Ermittlung des E-Moduls von Rost mithilfe einer inversen Analyse in Verbindung mit geeigneten numerischen Methoden (siehe Kapitel 4 und 5). Zudem hatte die gewählte Vorgehensweise die positive Eigenschaft, dass die zeitabhängigen Betonverformungen aus Schwinden und Kriechen für die einander zugeordneten Korrosions- und Hohlzylinder als identisch angenommen werden konnten. Für die sich anschließende Ermittlung des E-Moduls von Rost mittels der inversen Analyse war somit keine gesonderte Quantifizierung der aus Kriechen und Schwinden resultierenden Verformungsanteile erforderlich. Ferner konnten somit mögliche Fehlerquellen, etwa durch eine rechnerische Ermittlung der zeitabhängigen Betondehnungen, ausgeschlossen werden.

Neben den Hauptversuchen wurden verschiedene Begleitversuche durchgeführt. Bei diesen handelte es sich um

- computertomographische und lichtoptische Untersuchungen zur Bestimmung der Menge und der Aufenthaltsorte von Korrosionsprodukten,
- röntgenographische Untersuchungen, Raman-Spektroskopien und Versuche mit Hochdruck-Röntgenbeugung zur Ermittlung der Zusammensetzung und des Kompressionsmoduls von kleinen aus den Korrosionszylindern entnommenen Rostproben,
- materialtechnologische Untersuchungen an Betonen zur Ermittlung des Verformungs- und Festigkeitsverhaltens, der bruchmechanischen Eigenschaften sowie des Kriechens und Schwindens.

Für die materialtechnologischen Untersuchungen an den Betonen wurden zeitgleich mit der Herstellung der Korrosions- und Hohlzylinder auch zahlreiche Proben in Form von Zylindern, Würfeln und Prismen hergestellt.

3.3 Material- und Untersuchungsparameter

3.3.1 Zusammensetzung der Betone

Für die im Rahmen der Haupt- und Begleitversuche hergestellten Probekörper kamen in Abhängigkeit der gewählten Parameterkombination die in Tabelle 3-4 aufgezeigten Betone zum Einsatz.

Als Gesteinskörnungen wurde Rheinsand und Rheinkies (Fa. Wilhelm Stürmlinger & Söhne, Werk Durmersheim) verwendet. Das Größtkorn betrug für die Mehrzahl aller Probekörper 8 mm. Die Zusammensetzung der Gesteinskörnung wurde so gewählt, dass sich die Sieblinie für Betone mit einem w/z-Wert von 0,7 im Bereich zwischen den Regelsieblinien B und C gemäß DIN 1045-2 befindet. Hierzu fand eine Anpassung der Sieblinie durch Zugabe eines feinen Sandes der Kornfraktion 0/0,25 (Fa. Peterbeton, Werk Sandweier) statt. Betone mit einem w/z-Wert von 0,4 wurden mit einer Sieblinie im Bereich zwischen den Regelsieblinien A und B hergestellt.

Für einzelne Probekörper, bei denen nur eine Betondeckung von 10 mm vorgesehen war, wurde das Größtkorn auf 2 mm begrenzt.

Die Sieblinien der verwendeten Betone sind in Abbildung A-1 in Anhang A abgebildet.

Tab. 3-4 Zusammensetzung der verwendeten Betone

Beton	Zementart	Zement [kg/m ³]	Wasser [kg/m ³]	w/z-Wert [-]	Fließmittel [kg/m ³]	NaCl ¹⁾ [kg/m ³]	CaCl ₂ ¹⁾ [kg/m ³]	Gesteinskörnung [kg/m ³] Kornfraktion		
								0/0,25	0/2	2/8
A	I	440	308	0,7	-	-	-	-	1381	-
B	I	360	252	0,7	-	-	-	115	853	644
C	III/A	360	252	0,7	-	-	-	115	853	644
D	I	440	308	0,7	-	16,3	1,7	-	1359	-
E	I	440	308	0,7	-	32,6	3,4	-	1338	-
F	I	360	252	0,7	-	13,3	1,4	114	844	637
G	I	360	252	0,7	-	26,7	2,8	112	834	630
H	I	360	144	0,4	5,4	13,3	1,4	-	862	972
I	III/A	360	252	0,7	-	13,3	1,4	114	844	637
J	III/A	360	252	0,7	-	26,7	2,8	112	834	630

¹⁾ Zumischung im Anmachwasser

Für die Herstellung der Probekörper kam als Bindemittel entweder ein Portlandzement CEM I 32,5 R (Fa. Schwenk, Werk Bernburg) oder ein Hochofenzement CEM III/A 32,5 N-NW (Fa. Schwenk, Werk Karlstadt) zur Verwendung. Die chemische Zusammensetzung der Zemente ist in Tabelle A-1 in Anhang A aufgezeigt.

Zur Herstellung des Betons H (siehe Tabelle 3-4) mit einem w/z-Wert von 0,4 wurde ein Fließmittel auf Basis modifizierter Acryle (Dynamo SP1, Fa. Mapei) verwendet. Nähere Angaben zum Fließmittel sind Tabelle A-2 in Anhang A enthalten.

Für die Probekörper, die einer chloridinduzierten Korrosion ausgesetzt waren, wurde dem Beton bei der Herstellung 2,5 M.-% Chlorid bezogen auf das Zementgewicht zugegeben. Für wenige ausgewählte Probekörper wurde der Chloridgehalt auf 5,0 M.-% v. Z. erhöht, siehe Tabelle 3-4. Das Chlorid wurde jeweils in einer Zusammensetzung aus 90 % Natriumchlorid (NaCl) und 10 % Kalziumchlorid (CaCl_2) im Anmachwasser gelöst. Die gewählte Zusammensetzung entspricht jener des in Baden-Württemberg von den Straßenmeistereien für den Winterdienst eingesetzten Tausalzes.

3.3.2 Stabstahl- und Kupfereigenschaften

Als Bewehrung wurde ein glatter Stabstahl der Qualität S235JRG2 C+C in die Probekörper eingebaut, was den Einsatz von kaltgezogenem Stahl auch für Stabdurchmesser größer $d_s = 12$ mm ermöglichte. Durch die Verwendung von ausschließlich kaltgezogenen Stabstählen mit ihrer definierten, walzhautfreien Oberfläche war eine Vergleichbarkeit der Korrosionsneigung für alle eingesetzten Stabdurchmesser gewährleistet.

Um eine ungewollte Beeinflussung oder vorzeitige Lokalisierung der Korrosion in den Korrosionszylindern zu vermeiden, wurde die Stabstahloberfläche vor dem Betoniervorgang zusätzlich abgedreht und entfettet.

Zur Herstellung der Hohlzylinderproben wurde der zentrisch eingebettete Stabstahl durch ein Kupferrohr ersetzt. Das Kupferrohr wurde aus einer Kupferstange aus desoxidiertem Kupfer (Cu-DHP) mit der Werkstoff Nr. CW024A - R250 halbhart gemäß DIN EN 12163:1998-04 herausgedreht. Die Kupferrohre wurden vor dem Betoniervorgang entfettet.

Die mechanischen Eigenschaften des Stabstahls und des Kupfers wurden anhand von Zugversuchen gemäß DIN EN 10002-1 ermittelt. Die Ergebnisse der Versuche sind in den Tabellen A-3 und A-4 in Anhang A aufgezeigt.

3.3.3 Herstellung und Lagerung der Probekörper

Die Probekörper wurden stehend in zylindrischen Schalungen aus PVC (Schalungshöhe 30 cm) hergestellt, um Wasseransammlungen, sog. Wasserlinsen, unter den Bewehrungsstäben zu verhindern. Den bei stehend hergestellten Betonkörpern auftretenden Entmischungserscheinungen wurde durch Abtrennen des oberen Zylinderbereichs (Verkürzung der Zylinderhöhe von 30 cm auf 21 cm) nach der Erhärtung der Probekörper entgegengewirkt.

Nach dem Betoniervorgang verblieben die Probekörper 3 Tage in der Schalung, bevor sie ausgeschalt und bis zum Erreichen eines Betonalters von 7 Tagen in Wasser gelagert wurden.

Die sich anschließende Lagerung fand bis zum Versuchsende, d. h. bis zum Auftreten von Rissbildungen, unter Normklimabedingungen (20 °C / 65 % r. F.) statt. Diese Umgebungsbedingungen wurden auch während der Beaufschlagung der Proben mit Feucht-Trocken-Zyklen (siehe unten) durch Lagerung in einem Klimaraum aufrecht erhalten.

Die Lagerung bei Normklimabedingungen wurde zweimal vorübergehend unterbrochen. Die erste Unterbrechung fand während einer kurzzeitigen Ofentrocknung zum schnelleren Erreichen der Ausgleichsfeuchte statt. Hierzu wurden die zylindrischen Proben im Alter von 28 Tagen bei 38 °C in Abhängigkeit ihres Durchmessers D (vgl. Abbildung 3-1) zwischen 2 und 9 Tage im Ofen getrocknet.

Eine weitere Unterbrechung der Lagerungsbedingungen erfolgte während des Versiegelns der Probenstirnflächen mit Epoxidharz, das nach der Ofentrocknung vorgenommen wurde. Diese Maßnahme wurde durchgeführt, um bei der späteren Beaufschlagung mit Feucht-Trocken-Zyklen zu vermeiden, dass in der Nähe der Zylinderstirnflächen andere Bedingungen als in Zylindermitte vorherrschten. Durch die Versiegelung der Stirnflächen war somit näherungsweise ein über die Zylinderhöhe gleiches Wasseraufnahme- und Trocknungsverhalten gegeben.

Bis zur weiteren Verwendung wurde ein Teil der Proben (siehe Probenauflistung in der Tabellen A-5 in Anhang A) zur beschleunigten Karbonatisierung in einer speziellen Klimakammer bei 20 °C und 65 % r. F. gelagert, wo sie einer mit Kohlendioxid angereicherten Umgebungsluft (CO_2 -Gehalt 1,0 Vol.-%) ausgesetzt waren. Zur Feststellung des Karbonatisierungsfortschritts fand eine Prüfung der Karbonatisierungstiefe an einzelnen Proben in definierten Zeitabständen statt. Hierzu wurde jeweils eine ca. 10 mm dicke Scheibe der Zylinder mit einer Diamantsäge abgetrennt. Die dadurch frisch geschaffene Schnittfläche wurde mit der Indikatorlösung Phenolphthalein eingesprüht und auf nicht karbonatisierte Querschnittsbereiche geprüft. Die Zylinderstirnfläche wurde daraufhin wieder erneut versiegelt. Dieser Vorgang wurde wiederholt, bis der gesamte Betonquerschnitt vollständig karbonatisiert war.

Die übrigen bei der Herstellung mit Chlorid versetzten Korrosionszylinder (siehe Tabelle A-6 in Anhang A) wurden in einem Klimaraum unter Normklimabedingungen (20 °C / 65 % r. F.) aufbewahrt.

Nach dem durch Karbonatisierung hervorgerufenen Eintritt der Depassivierung wurden die Korrosionszylinder zusammen mit jenen, die bei der Herstellung mit Chlorid versetzt wurden, Feucht-Trocken-Zyklen unterzogen. Die Initiierung der Bewehrungskorrosion erfolgte hierbei durch kurzzeitiges Eintauchen der Proben in Wasser und anschließender 7-tägiger Trocknung unter Normklimabedingungen. Die Tauchzeit der Proben wurde dabei in Abhängigkeit der Betondeckung c gewählt. Proben mit einer Betondeckung von $c = 10$ mm wurden für eine Minute getaucht. Jene mit Betondeckungen von $c = 20$ mm, 30 mm und 40 mm waren einmal wöchentlich für jeweils 4 min, 9 min und 16 min unter Wasser.

Das wöchentliche Tauchen wurde bis zum Auftreten korrosionsinduzierter Risse in den Probekörpern über mehrere Monate bis Jahre wiederholt. Mithilfe eigens für die Versuche hergestellter Probengestelle (siehe Abbildungen A-2 und A-3 in Anhang A) konnten die Betonzylinder zwängungsfrei und sicher gelagert werden. Die Gestelle waren so konstruiert, dass sie ein Drehen der Proben um 180 Grad, das jeweils nach dem Tauchen erfolgte, ermöglichten. Somit war sichergestellt, dass keine einseitige Befeuchtung der Proben stattfand, wie sie u. U. bei einer unveränderten Lagerung durch Wasseransammlungen aufgetreten wäre.

In Tabelle 3-5 sind noch einmal die Herstellungs- und Lagerungsbedingungen, die zur Depassivierung und zur Korrosion der in den Korrosionszylindern eingebetteten Bewehrung geführt haben, zusammengefasst.

Tab. 3-5 Korrosionsparameter

Depassivierungs- ursache	Konzentration	Feucht-Trocken- Zyklen (Tauchen/Trocknen)	Zement	w/z-Wert
Chloride	2,5 M.-% v. Z.	1 - 16 min/7 d	CEM I; CEM III/A	0,4; 0,7
Karbonatisierung	1,0 Vol.-% CO ₂	1 - 16 min/7 d	CEM I; CEM III/A	0,7

Von einer Beschleunigung der Korrosion durch z. B. anodische Polarisation des Stabstahls wurde abgesehen, da hierbei Eisenoxide, -hydroxide und -oxidhydrate entstehen, wie sie für nicht beschleunigte, natürliche Korrosion untypisch sind. Ferner wurde festgestellt, dass sich durch Fremdstrom hervorgerufene Korrosionsprodukte von natürlich entstandenen hinsichtlich ihrer Migrationseigenschaften unterscheiden und oft sehr weit in den Beton eindringen (siehe auch Abschnitt 2.3.2.2 und [109, 148]).

Mithilfe der beschriebenen Maßnahmen waren die Voraussetzungen für eine weitestgehend gleichmäßig auftretende, d. h. annähernd flächige Korrosion des Bewehrungsstabes gegeben. Diese führte mit fortschreitender Korrosion zu einer nahezu achsensymmetrischen (zweidimensionalen) Beanspruchung, was sich sowohl für die Auswertung der Versuchsergebnisse als auch für die sich anschließende numerische Analyse des Schädigungsverlaufs als vorteilhaft erwies.

3.4 Verformungsmessungen an Korrosionszylindern

3.4.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Abbildung 3-1 zeigt schematisch einen Korrosionszylinder und die Anordnung von Dehnmessstreifen (DMS), mit deren Hilfe die Tangentialdehnungen entlang des Zylinderumfangs ausgewählter Proben (siehe Tabellen A-5 und A-6 in Anhang A) gemessen wurden.

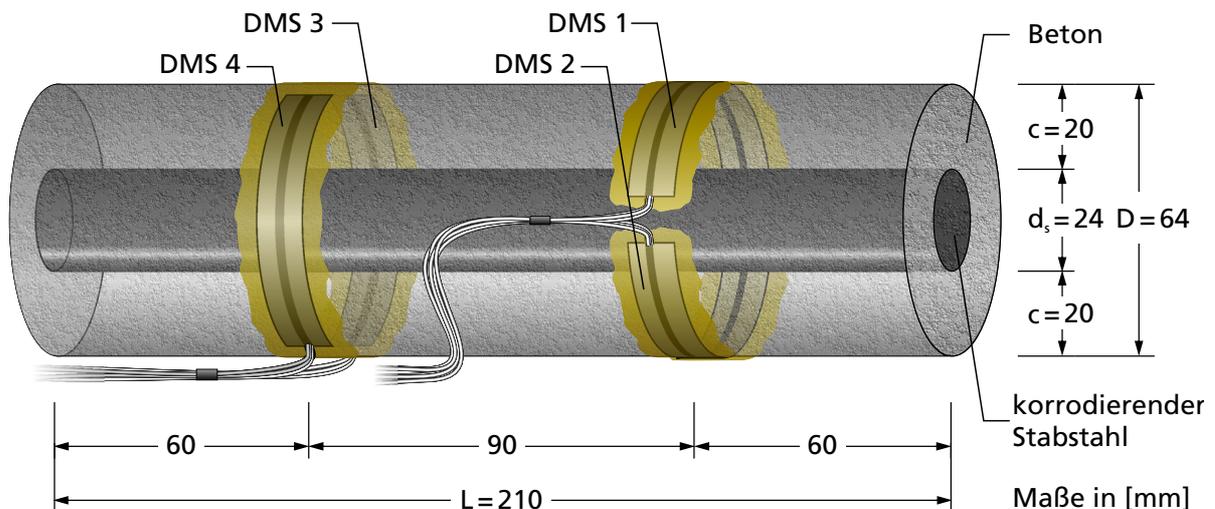


Abb. 3-1 Schematische Darstellung eines Korrosionszylinders (hier Beispiel mit $d_s = 24$ mm und $c = 20$ mm) mit Dehnmessstreifen (DMS 1 bis 4) zur Erfassung von tangentialen Verformungen der Betonoberfläche infolge Korrosion des zentrisch eingebetteten Stabstahls

Neben den mit DMS bestückten Proben zur Messung des Verformungszuwachses infolge Korrosion wurden an der Mehrzahl der hergestellten Korrosionszylinder (siehe Tabellen A-5 und A-6 in Anhang A) nur der Eintrittszeitpunkt und die Ausprägung der parallel zum Bewehrungsstab verlaufenden Risse erfasst bzw. beobachtet, die jeweils auf die Korrosion des im Beton befindlichen Stabstahls zurückzuführen waren.

An das Messverfahren waren besondere Anforderungen hinsichtlich der Zuverlässigkeit bei Langzeitmessungen sowie in Bezug auf die Wasserdichtheit der Messfühler zu stellen. Diese bestanden aus DMS (Hersteller TML, Typ FLM, Messlängen von 30 mm, 60 mm und 90 mm), die vom Hersteller bereits auf einer dünnen Trägerfolie aus Aluminium aufgebracht waren. Die Trägerfolien wurden mit einem quellarmen, alkali- und feuchteresistenten Klebstoff auf Polyesterharzbasis (Hersteller TML, Typ PS) in zwei Querschnitten je Zylinder fest mit der Betonoberfläche verbunden. Anschließend erfolgte eine wasserundurchlässige

sige Versiegelung der Messfühler mit Paraffin zum Schutz gegen Feuchtigkeit. Für die elektrischen Anschlüsse der DMS wurden ebenfalls besonders beständige und widerstandsfähige Kabel verwendet. Der Anschluss der DMS erfolgte als Viertelbrücke in 3-Leiter-Schaltung an einen Messverstärker, der speziell für Dehnungsmessungen konfiguriert war (Hersteller HBM, Typ MGC Plus). Ein Messprogramm übertrug die Daten in einen internen Speicher, von wo aus sie abgerufen und weiterverarbeitet werden konnten. Die Abfrage der Messdaten erfolgte jeweils manuell in 1- bis 2-wöchigem Abstand.

Die Messmethode zeichnete sich durch eine hohe Genauigkeit (ca. $\pm 15 \mu\text{m}$) und eine hinreichende Robustheit gegenüber unvermeidbaren verfahrenstechnischen Einflüssen aus, wie z. B. leichten Stößen oder Erschütterungen beim regelmäßigen Tauchen der Probekörper.

Der gesamte Versuchsaufbau, bestehend aus den Proben, den Probengestellen, den Wasserbecken zum Tauchen und den messtechnischen Einrichtungen (siehe Abbildungen A-2 und A-3 in Anhang A) befanden sich in einem Klimaraum, der die Einhaltung der vorgegebenen Normklimabedingungen ($20 \text{ }^\circ\text{C}$ / 65 % r. F.) ermöglichte. Mögliche Einflüsse aus unterschiedlichen Kabellängen oder geringfügigen Temperaturschwankungen auf die widerstandsbasierte Messtechnik wurden anhand der gewählten, standardisierten 3-Leiter-Schaltung der DMS ausgeglichen.

Durch das wöchentliche Tauchen der Probekörper mit anschließender Lagerung bei $20 \text{ }^\circ\text{C}$ und 65 % r. F. traten abwechselnd Schwind- und Quellverformungen des Betons auf. Die sich hieraus an der Zylinderoberfläche in tangentialer Richtung eingestellten Dehnungsschwankungen betragen bis zu $\pm 150 \mu\text{m/m}$. Diese Verformungen waren in geeigneter Weise zu kompensieren.

Die Kompensation wurde durch Subtraktion der zeitabhängigen hygri- und thermisch bedingten Dehnungen vorgenommen, wie sie mithilfe von Vergleichsproben gemessen wurden. Eine Aufstellung der Vergleichsproben, aus der auch die Zuordnung zu den jeweiligen Korrosions- und Hohlzylindern hervorgeht, ist in den Tabellen A-7 und A-8 in Anhang A gegeben.

Als Vergleichsproben kamen bei den ersten Probenserien Betonprismen ($160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$) zu Einsatz (siehe Tabelle A-7 in Anhang A). Um höhere Genauigkeiten bei der Kompensation zu erzielen, wurden für alle weiteren Serien Betonzylinder mit den gleichen Abmessungen wie die entsprechenden Korrosionszylinder verwendet (siehe Tabelle A-8 in Anhang A). In Letztere wurde ein nichtrostender Betonstahl (Werkstoff Nr. 1.4462 gemäß DIN EN 10027-2:1992-09) anstelle eines Baustahls eingebaut. Ansonsten erfolgten die Herstellung, die Lagerung und die Wechselbeanspruchung durch wöchentliches Tauchen und Trocknen wie bei den korrodierenden Betonzylindern. Folglich sind die in den Abbildungen 3-2 bis 3-6 dargestellten Dehnungsverläufe feuchte- und temperaturkompensiert, d. h. die Dehnungen können allein auf die Korrosion des Stabstahls in den Betonzylindern zurückgeführt werden.

Mit zunehmender Korrosion des Stabstahls nimmt die Höhe der korrosionsinduzierten Betondehnung zu und nimmt mitunter Werte an, die ein Vielfaches der aus dem Schwinden und Quellen des Betons resultierenden Dehnung betragen. Eine klare Differenzierung zwischen den hygriisch bedingten und den durch die Bewehrungskorrosion hervorgerufenen Dehnungen ist daher sichergestellt.

Es bleibt anzumerken, dass Risse, die in Bereichen des Umfangs zwischen den einzelnen DMS auftraten, messtechnisch nur indirekt erfasst werden konnten, z. B. über eine rückläufige Entwicklung der Dehnungen benachbarter DMS. Zudem führten Risse, die bis zur Oberfläche des Betons vordrangen, vereinzelt zum Ausfall von DMS.

Eine integrale Messung über den vollständigen Zylinderumfang war im Rahmen dieser Arbeit zunächst angestrebt. Vorversuche wurden mithilfe einer eigens entwickelten und mit einem induktiven Wegaufnehmer bestückten Manschette durchgeführt. Probleme, die durch Anlegeeffekte der Manschette auf der schalungsrauen Zylinderoberfläche auftraten, führten jedoch zu starken Messungenauigkeiten. Der Versuchsaufbau konnte nicht entscheidend verbessert werden und wurde daraufhin nicht weiter verfolgt.

3.4.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an den einzelnen Probekörpern sind in den Abbildungen A-4 bis A-41 in Anhang A mit Angabe der wesentlichen Untersuchungsparameter dargestellt. In der Abbildung 3-2 sind Tangentialdehnungen aufgetragen, die mithilfe von vier Dehnmessstreifen an einem exemplarisch ausgewählten Korrosionszylinder (Probe Nr. 86, siehe Tabelle A-5 in Anhang A) gemessen wurden. Die DMS wurden in zwei Querschnittsbereichen paarweise entlang des Umfangs auf die Betonoberfläche des zylindrischen Probekörpers aufgeklebt (siehe Abbildung 3-1). Die Dehnungen sind die Folge einer karbonatisierungsinduzierten Korrosion des im Betonzylinder eingebetteten Stabstahls (Stabdurchmesser $d_s = 24$ mm, Betondeckung $c = 20$ mm, CEM III/A, $w/z = 0,7$) und wurden nach dessen Depassivierung vom Beginn der Beaufschlagung mit Feucht-Trocken-Zyklen (vgl. Tabelle 3-5) an gemessen.

Das Verhalten der hier exemplarisch ausgewählten Probe ist charakteristisch für den korrosionsinduzierten Schädigungsverlauf und lässt sich in drei Phasen unterteilen. Zu Beginn der ersten Phase nahmen die Betondehnungen nur unwesentlich zu. Nach einer Korrosionsdauer von hier ca. 300 Tagen stiegen die Tangentialdehnungen, begleitet vom Auftreten eines augenscheinlich festgestellten ersten Risses in der Betondeckung, stark an (zweite Phase). Nach ca. 700 Tagen trat ein zweiter, signifikanter Riss über die gesamte Zylinderhöhe auf und sorgte für eine Ablösung der DMS vom Betonuntergrund. Der hiermit verbundene scheinbare Abfall der Dehnungen (dritte Phase) war die Folge der Ablösung der DMS sowie einer durch die Rissbildung verursachten Entspannung der ungerissenen Bereiche und spiegelt nicht mehr das wahre Verhalten des Betons wider.

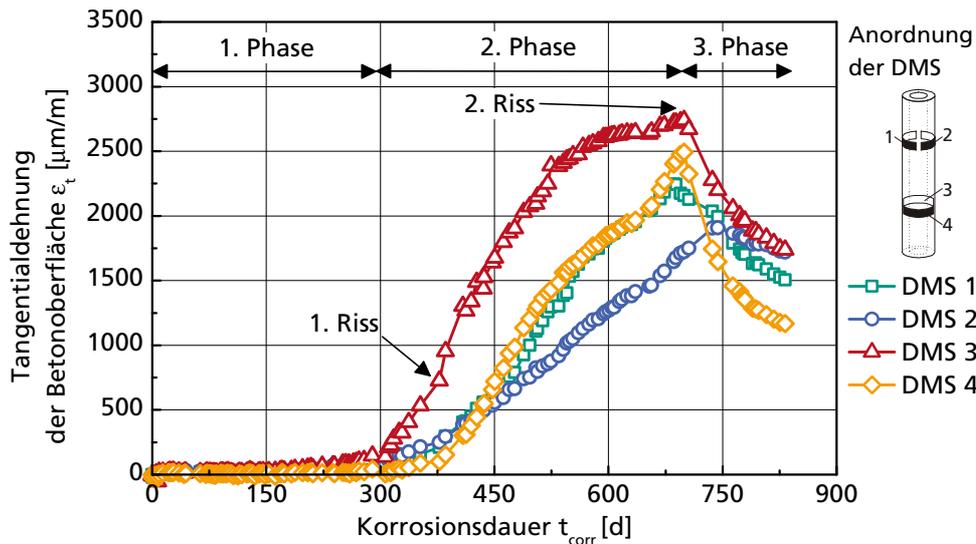


Abb. 3-2 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit vier Dehnmessstreifen gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche infolge karbonatisierungsinduzierter Korrosion des zentrisch eingebetteten Stabstahls; $d_s = 24$ mm, $c = 20$ mm, CEM III/A, $w/z = 0,7$ (Korrosionszylinder 86)

Der charakteristische Verlauf der Betondehnungen kann auf das Verhalten der in der Verbundzone zwischen Stahl und Beton entstehenden Korrosionsprodukte zurückgeführt werden. Diese drängen zu Beginn der Korrosion in das Porensystem des Betons sowie in ggf. vorhandene Schwindrisse ein (vgl. Abschnitt 3.6 bzw. Abbildung 3-12, links). Spannungen wurden zwar erzeugt, nennenswerte Sprengdrücke traten jedoch in dieser ersten Phase nicht auf. Sobald eine gewisse Sättigung des in der Verbundzone zur Verfügung stehenden Porenraums mit Korrosionsprodukten erreicht war, bildete sich durch die fortschreitende Korrosion eine kompakte Rostschicht aus (vgl. auch [88, 152]). Diese war nun in der Lage, hohe Sprengdrücke zu erzeugen und den Beton zu verdrängen (zweite Phase).

Die Übergangszone zwischen Stahl und Beton ist durch eine erhöhte Porosität in unmittelbarer Nähe zur Stahloberfläche charakterisiert und wird auch Kontaktzone genannt [130]. Der im Weiteren als Verbundzone definierte Bereich geht jedoch über jenen der Kontaktzone hinaus. Bedingt durch die zuweilen stark unterschiedliche Eindringtiefe der Korrosionsprodukte in die zugänglichen Poren, besitzt die Verbundzone eine deutlich größere Dicke d_{tz} (zwischen $50 \mu\text{m}$ und $250 \mu\text{m}$, lokal sogar bis zu mehreren $1000 \mu\text{m}$, siehe auch [88]) als die üblicherweise der Kontaktzone zugeordnete Schicht (Dicke $20 \mu\text{m}$ bis $50 \mu\text{m}$, siehe auch [105, 130]) und umfasst somit auch jene Bereiche der Betonmatrix, die eine für den jeweiligen Beton typische Porosität aufweisen.

Abbildung 3-3, links zeigt das Ergebnis der Dehnungsmessungen (Mittelwerte aus den Probekörpern 40, 43, 45 und 86, 87, 88, siehe Tabelle A-5 in Anhang A) an Korrosionszylindern mit karbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion, die mit jeweils gleicher Geometrie ($d_s = 24$ mm, $c = 20$ mm) und einem identi-

schen w/z-Wert von 0,7 hergestellt wurden, sich jedoch durch den verwendeten Zement unterschieden. Bei den Probekörpern aus Portlandzement (CEM I) wurde die zweite Phase des Auftretens hoher Betondehnungen ca. 80 bis 90 Tage eher eingeleitet, als dies an Probekörpern aus Hochofenzement (CEM III/A) der Fall war. Die Ursache liegt in der unterschiedlichen Wirkung der Karbonatisierung auf das Porengefüge des Zementsteins begründet. Für den Zementstein von Portlandzementbetonen ist bekannt, dass seine Kapillarporosität durch eine CO₂-Aufnahme deutlich verringert wird, während bei Hochofenzementbetonen das Gegenteil der Fall ist. Neben einer Erhöhung der Porosität, ist für diese Betone auch eine Vergrößerung des Porengefüges zu verzeichnen, siehe [19, 67]. Folglich steht dem durch die Korrosion entstandenen Rost bei den Proben aus CEM III/A ein größerer Expansionsraum zur Verfügung, der die erste Phase verlängert. Die weitere Entwicklung der Dehnungen in der sich anschließenden zweiten Phase verläuft für beide Probenarten dann nahezu identisch. Die ermittelten Korrosionsraten (Definition siehe Abschnitt 2.3.1), die den in Abbildung 3-3 aufgezeigten Kurvenverläufen unterliegen, betragen im Mittel für die Proben aus Portlandzement $\dot{x}_{\text{corr}} = 41,4 \mu\text{m/a}$ und für die Proben aus Hochofenzement $\dot{x}_{\text{corr}} = 40,0 \mu\text{m/a}$ (zur Methodik der Korrosionsratenermittlung siehe Abschnitt 3.6). Eine Vergleichbarkeit der Messergebnisse ist somit gegeben.

Neben dem zur Verfügung stehenden Porenraum in der Verbundzone zwischen Stahl und Beton ist ferner von Interesse, wie sich die Betonfestigkeit auf den Schädigungsverlauf auswirkt (siehe auch Abschnitt 2.3.4.1).

In Abbildung 3-3, rechts sind die Tangentialdehnungsverläufe als Mittelwerte der Proben 120, 121 und 149 (siehe Tabelle A-6 in Anhang A) aufgetragen, die sich allein durch die bei der Herstellung verwendeten w/z-Werte unterscheiden. Beide Dehnungsverläufe sind auf eine chloridinduzierte Korrosion des Stabstahls in den Betonzyindern mit einem Durchmesser von $d_s = 24 \text{ mm}$ zurückzuführen. Der Beton, der den Stabstahl mit einer Deckung von $c = 20 \text{ mm}$ überdeckte, wurde jeweils mit einem CEM I, jedoch mit unterschiedlichen w/z-Werten von 0,4 und 0,7 hergestellt. Die Korrosionsraten der Proben betragen im Mittel $\dot{x}_{\text{corr}} = 26,2 \mu\text{m/a}$ (w/z = 0,4) und $\dot{x}_{\text{corr}} = 33,1 \mu\text{m/a}$ (w/z = 0,7).

Wie aus Abbildung 3-3 ersichtlich wird, nahmen die Dehnungen der Proben mit einem w/z-Wert von 0,7 zwar von Beginn der Korrosion an sukzessive zu. Bei den Proben aus Beton mit einem w/z-Wert von 0,4 kam es aber deutlich früher zu dem starken Anstieg der Dehnungen, der die zweite Phase des Dehnungsverlaufs und damit eine Rissbildung einleitete (vgl. Abbildung 3-2). Dies konnte wiederum auf den Einfluss der Betonporosität zurückgeführt werden. Die Kapillarporosität eines Betons mit einem w/z-Wert von 0,4 ist sehr niedrig. Ein Verfüllen des Porenraumes, während dessen sich nur Dehnungen bzw. Spannungen in geringem Umfang einstellen, nimmt einen vergleichsweise kurzen Zeitraum in Anspruch. Anschließend bauen sich schnell Spannungen auf, die zu hohen Tangentialdehnungen bzw. zur Rissbildung im Beton führen. Der höhere mechanische Widerstand gegen Rissbildung bei Betonen mit einer höheren Festigkeit

führt folglich nicht zwangsläufig zu einer Verlängerung des Zeitraums bis zur Rissbildung. Die Dauer bis zum Schadenseintritt wird durch den Einfluss der geringeren Porosität der Verbundzone deutlich verkürzt.

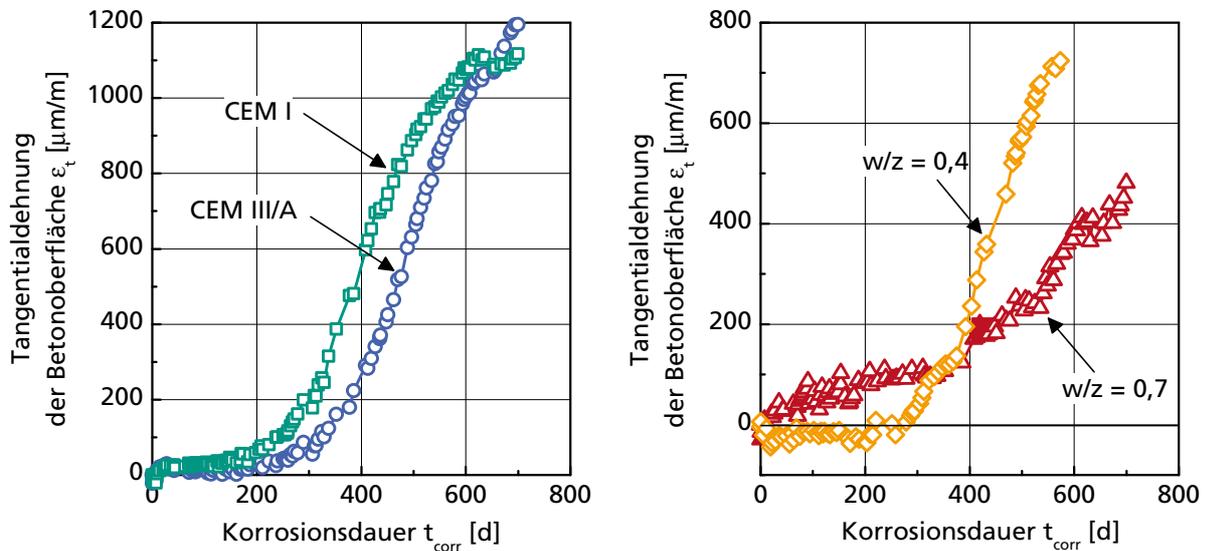


Abb. 3-3 Vergleich der Tangentialdehnungen infolge karbonatisierungsinduzierter Korrosion an der Betonoberfläche von Korrosionszylindern aus CEM I bzw. CEM III/A; $d_s = 24$ mm, $c = 20$ mm, $w/z = 0,7$ (links); Vergleich der Tangentialdehnungen infolge chloridinduzierter Korrosion an der Betonoberfläche von Korrosionszylindern aus Beton mit $w/z = 0,4$ bzw. $w/z = 0,7$; $d_s = 24$ mm, $c = 20$ mm, CEM I (rechts)

Das Ende der jeweils in der Abbildung 3-3 sowie in den nachfolgenden Abbildungen 3-4 bis 3-6 dargestellten Dehnungsverläufe tritt bei sehr unterschiedlichen Tangentialdehnungen auf. Dies ist i. d. R. nicht auf ein grundsätzlich unterschiedliches Materialverhalten zurückzuführen, sondern ist das Ergebnis einer zu verschiedenen Zeitpunkten aufgetretenen Rissbildung der Proben. Sobald in einer der Proben, die den Kurvenverläufen unterliegen, eine Rissbildung aufgetreten war, wurde der jeweilige Verlauf der Kurve in der Darstellung abgebrochen, wodurch ein Stetigkeitssprung in der Kurve - als Ergebnis der Mittelwertbildung aus verschiedenen Proben - vermieden wurde.

Hinsichtlich der Einflussfaktoren auf den Schädigungsverlauf durch Bewehrungskorrosion spielen auch die geometrischen Randbedingungen eine maßgebende Rolle (siehe Abschnitt 2.3.8). Von besonderem Interesse sind hierbei der Einfluss der Betondeckung c und des Stabdurchmessers d_s auf die Dauer bis zum Auftreten eines korrosionsinduzierten Risses.

In Abbildung 3-4 sind die Ergebnisse der Verformungsmessungen an den Probekörpern 13, 20, 21, 22, 40, 43, und 45 (siehe Tabelle A-5 in Anhang A) mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion aufgetragen, die sich nur im Durchmesser d_s der jeweils eingebauten Stabstähle unterschieden. Die Probekörper wurden

jeweils mit einem CEM I, einem w/z-Wert von 0,7 und einer Betondeckung von $c = 20$ mm hergestellt. Die Stabstahldurchmesser betragen $d_s = 8$ mm, 16 mm und 24 mm.

Die in den nachfolgenden Abbildungen gewählten Kurzbezeichnungen in der Form „d24c20“ bedeuten, dass die Probekörper einen Stabdurchmesser von $d_s = 24$ mm und eine Betondeckung von $c = 20$ mm aufwiesen.

Anhand der Kurven in Abbildung 3-4, links, die jeweils als Mittelwerte der an drei Korrosionszylindern (Ausnahme: Kurve „d8c20“ Messergebnis nur einer Probe) gemessenen Tangentialdehnungen berechnet wurden, zeigt sich deutlich, dass mit zunehmendem Stabdurchmesser d_s die Dauer bis zum Risseintritt t_{corr} abnahm.

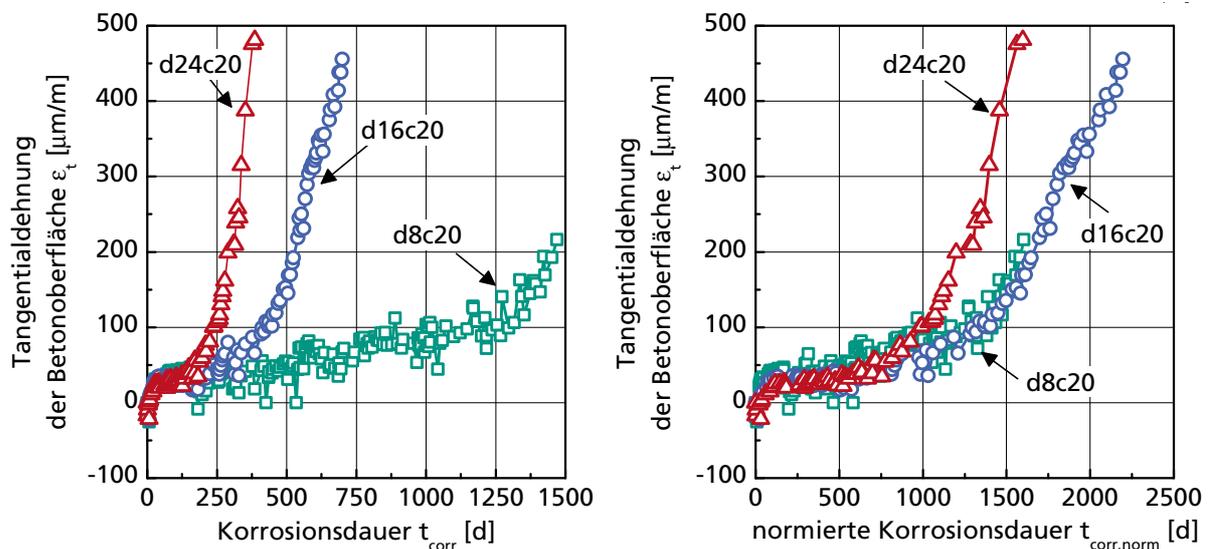


Abb. 3-4 Vergleich der Tangentialdehnungen an der Betonoberfläche von Korrosionszylindern infolge karbonatisierungsinduzierter Korrosion des Stabstahls mit einem Durchmesser von $d_s = 8$ mm, 16 mm und 24 mm; $c = 20$ mm, CEM I, $w/z = 0,7$; die Messergebnisse sind in Abhängigkeit der tatsächlichen Korrosionsdauer t_{corr} (links) und der normierten Korrosionsdauer $t_{\text{corr, norm}}$ aufgetragen (rechts)

Die Interpretation der Ergebnisse wird jedoch durch die unterschiedlichen mittleren Korrosionsraten, die den Kurven unterliegen, erschwert. Die Proben mit einem Stabdurchmesser $d_s = 24$ mm wiesen eine mittlere Korrosionsrate von $\dot{x}_{\text{corr}} = 41,4$ $\mu\text{m}/\text{a}$ auf. Die mittleren Korrosionsraten der Proben mit $d_s = 16$ mm und $d_s = 8$ mm waren mit Werten von $\dot{x}_{\text{corr}} = 31,4$ $\mu\text{m}/\text{a}$ und $\dot{x}_{\text{corr}} = 10,9$ $\mu\text{m}/\text{a}$ allerdings deutlich niedriger (zur Ursache siehe Abschnitt 3.9).

Im Zuge einer besseren Vergleichbarkeit der Messergebnisse bietet es sich daher an, die Korrosionsdauer t_{corr} auf der Grundlage der zugehörigen Korrosionsraten \dot{x}_{corr} mithilfe folgender Beziehung zu normieren:

$$t_{\text{corr,norm}} = \frac{\dot{x}_{\text{corr},i}}{\dot{x}_{\text{corr},1}} \cdot t_{\text{corr}} \quad (3-1)$$

mit $t_{\text{corr,norm}}$ = normierte Korrosionsdauer [d], $\dot{x}_{\text{corr},i}$ = Korrosionsrate der Probe i [$\mu\text{m/a}$], $\dot{x}_{\text{corr},1}$ = konstanter Bezugswert der Korrosionsrate = $10 \mu\text{m/a}$.

Die Gleichung 3-1 gilt streng genommen nur für eine konstante Korrosionsrate \dot{x}_{corr} . Diese vereinfachende Annahme wird hier als erfüllt vorausgesetzt.

Die in Abbildung 3-4, rechts aufgetragenen Kurvenverläufe wurden mithilfe der Gleichung 3-1 normiert und können nun – unabhängig von der für jede Proben- gruppe unterschiedlichen Korrosionsrate – direkt miteinander verglichen werden. Es zeigen sich nun deutlich geringere Unterschiede im Verformungsverhalten der Korrosionszylinder mit unterschiedlichen Stabstahldurchmessern d_s .

Neben dem Einfluss des Stabdurchmessers d_s ist auch die Abhängigkeit der Betondehnungen von der Dicke der Betondeckung c von Interesse. Die Ergebnisse der Verformungsmessungen an den Korrosionszylindern 115, 120, 121 und 135 (siehe Tabelle A-6 in Anhang A) mit chloridinduzierter Korrosion sind in Abbildung 3-5, jeweils in Abhängigkeit der Korrosionsdauer t_{corr} und der normierten Korrosionsdauer $t_{\text{corr,norm}}$ aufgetragen. Die Probekörper wurden mit einem CEM I, einem w/z-Wert von 0,7 und einem Stabstahldurchmesser von $d_s = 24 \text{ mm}$ hergestellt. Die Betondeckungen betragen jeweils $c = 10 \text{ mm}$ ($\dot{x}_{\text{corr}} = 25,6 \mu\text{m/a}$), 20 mm ($\dot{x}_{\text{corr}} = 33,1 \mu\text{m/a}$) und 30 mm ($\dot{x}_{\text{corr}} = 19,6 \mu\text{m/a}$).

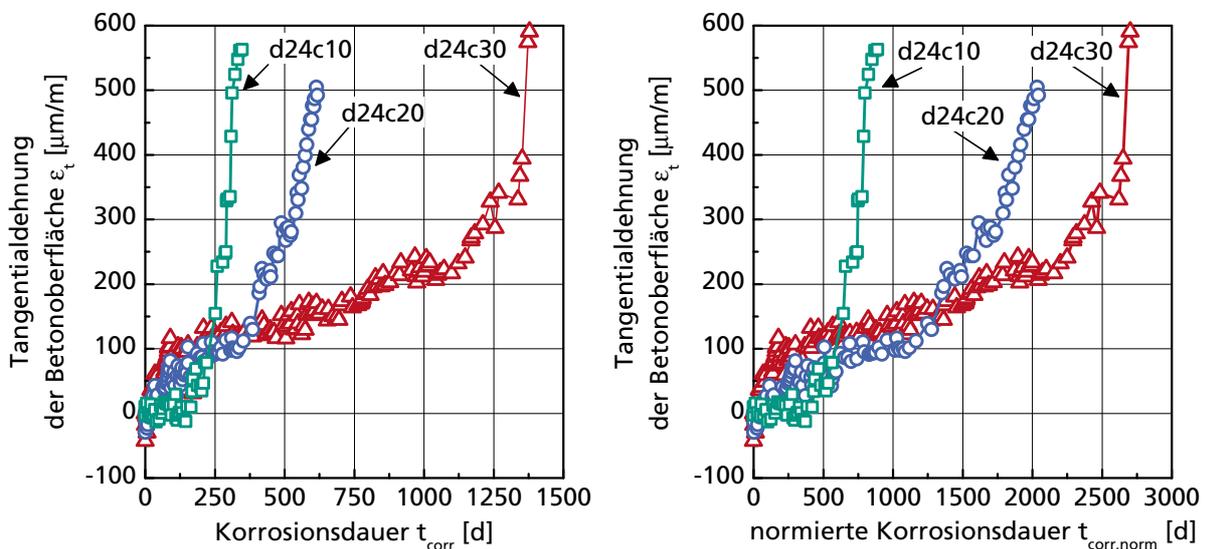


Abb. 3-5 Vergleich der Tangentialdehnungen an der Betonoberfläche von Korrosionszylindern infolge chloridinduzierter Korrosion mit unterschiedlichen Betondeckungen $c = 10 \text{ mm}$, 20 mm und 30 mm ; CEM I, w/z = 0,7, $d_s = 24 \text{ mm}$; die Messergebnisse sind in Abhängigkeit der tatsächlichen Korrosionsdauer t_{corr} (links) und der normierten Korrosionsdauer $t_{\text{corr,norm}}$ aufgetragen (rechts)

Die in Abbildung 3-5 aufgetragenen Versuchsergebnisse zeigen eine deutliche Abhängigkeit der korrosionsinduzierten Probekörperverformungen von der Dicke der Betondeckung. Hierbei trat bei den Korrosionszylindern eine Betondehnung, die zu einem Riss führte, desto später auf, je größer die Betondeckung c war.

Weitere Erkenntnisse zum Einfluss der Korrosionsart lassen sich aus dem Vergleich von Proben ziehen, die bei identischer Geometrie und gleicher zur Herstellung verwendeter Ausgangsstoffe entweder einer karbonatisierungsinduzierten Korrosion oder einer chloridinduzierten Korrosion unterlagen. In Abbildung 3-6 sind die Tangentialdehnungen der sechs Korrosionszylinder 40, 43, 45, 119, 121 und 126 (siehe Tabellen A-5 und A-6 in Anhang A) aufgetragen. Die Proben zu den drei Kurven in Abbildung 3-6, links waren einer karbonatisierungsinduzierten Korrosion, jene in Abbildung 3-6, rechts einer chloridinduzierten Korrosion ausgesetzt.

Es zeigt sich anhand der Kurvenverläufe in Abbildung 3-6 sehr deutlich, dass die Betondehnungen infolge chloridinduzierter Korrosion größeren Schwankungen unterlagen als jene bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion. So variiert die normierte Korrosionsdauer bei Eintritt der Rissbildung für die Proben mit Lochkorrosion zwischen $t_{\text{corr,norm}} = 1200$ und 4800 Tagen, während sie für die Proben mit gleichförmiger Korrosion in einem relativ engen Zeitfenster von $t_{\text{corr,norm}} = 1300$ bis 2300 Tagen lag (Angaben zum „nicht normierten“ Zeitpunkt der Rissbildung siehe Tabellen A-5 und A-6 in Anhang A).

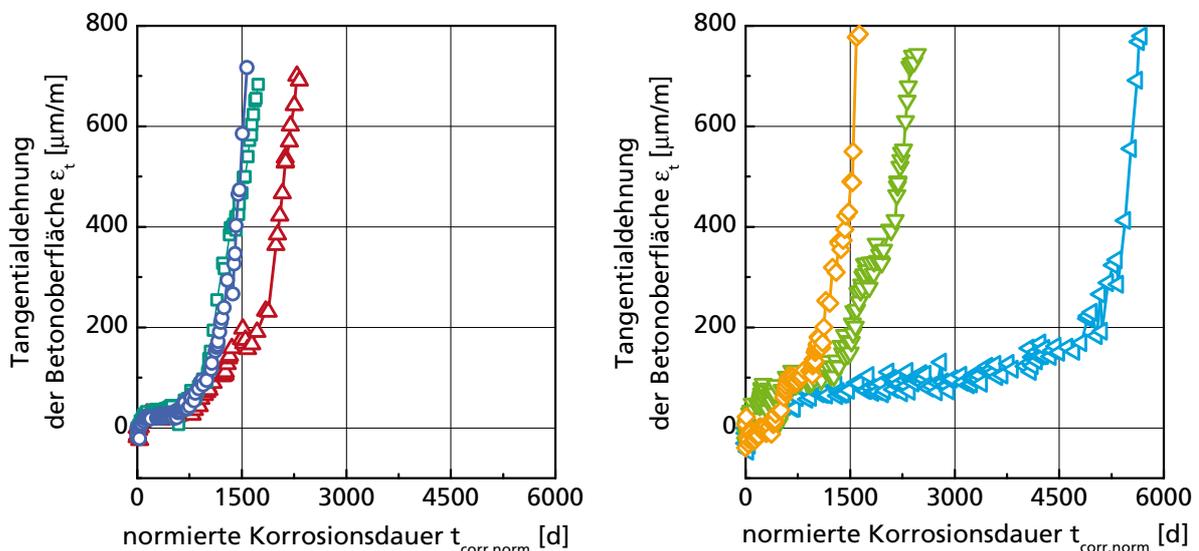


Abb. 3-6 Vergleich der Tangentialdehnungen an der Betonoberfläche von je drei Korrosionszylindern infolge karbonatisierungsinduzierter (links) und chloridinduzierter Korrosion (rechts) in Abhängigkeit der normierten Korrosionsdauer $t_{\text{corr,norm}}$; CEM I, $w/z = 0,7$, $c = 20$ mm, $d_s = 24$ mm

Darüber hinaus wird durch den Vergleich auf Grundlage der normierten Korrosionsdauer deutlich, dass die Zeitspanne von der Depassivierung bis zur Rissbildung bei gleicher Korrosionsrate für chloridinduzierte Korrosion größer ist als bei einer Korrosion, die durch Karbonatisierung des Betons ausgelöst wurde. Diese Ergebnisse bestätigen die Feststellungen von HUNKELER et al. [58] und TORRES-ACOSTA und SAGÜÉS [138] (siehe hierzu auch Abschnitt 2.3.7).

3.5 Verformungsmessungen an Hohlzylindern

3.5.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die o. g. Dehnungsmessungen (vgl. Abbildung 3-1) wurden zeitgleich auch an Probekörpern eines weiteren Typs durchgeführt. Bei diesen handelte es sich um Zylinder aus demselben Beton und mit nahezu gleicher Geometrie wie die Korrosionszylinder (identischer Durchmesser bei einer Probenhöhe von 28 cm anstelle von 21 cm), in die jedoch anstelle des Stabstahls ein dünnwandiges, mit Hydrauliköl gefülltes Kupferrohr (Durchmesser d_s von 24 mm, Wanddicke 0,5 mm) eingebaut wurde (im Folgenden Hohlzylinder genannt; siehe Abbildung 3-7). Im Kupferrohr wurde ein hydraulischer Druck aufgebracht, um Betondehnungen hervorzurufen, die identisch mit jenen waren, die an den Korrosionszylindern infolge der Korrosion des Stabstahls auftraten.

Die Entscheidung, desoxidiertes Kupfer (Cu-DHP, Werkstoff Nr. CW024A - R250) als Material für das Rohr zu wählen, beruht einerseits auf der hervorragenden Korrosionsbeständigkeit des Werkstoffs in Beton und andererseits auf dem vergleichsweise niedrigen E-Modul des verwendeten Kupfers von ca. 132 kN/mm^2 gegenüber dem von Stahl (ca. 220 kN/mm^2), siehe auch Tabellen A-3 und A-4 in Anhang A. Somit konnten die aufzubringenden hydraulischen Maximaldrücke auf ca. 10 N/mm^2 (entspricht 100 bar) begrenzt werden, wodurch die Versuche ohne den Einsatz von spezieller hydraulischer Versuchstechnik durchführbar waren.

Eine Übersicht über die hergestellten Hohlzylinder gibt Tabelle 3-6. Wie aus der Tabelle ersichtlich wird, führten vor allem eine frühe Rissbildung in den Proben mit einer Betondeckung von $c = 10 \text{ mm}$ zum Ausfall der Hohlzylinder oder der zugeordneten Korrosionszylinder (Parallelproben). Eine erfolgreiche Versuchsdurchführung und -auswertung war nur für die Hohlzylinder H3, H6 und H7 möglich.

Über zwei zusätzliche DMS, die direkt auf das Kupferrohr geklebt wurden, lies sich die Tangentialdehnung des Kupferrohres bestimmen. Die DMS (Hersteller TML, Typ FLA, Messlänge 10 mm) waren entlang des Rohrumfanges im selben Querschnitt aufgebracht, wie jene auf der Betonoberfläche zur Messung der

Betondehnungen. Die Versiegelung der DMS erfolgte mit einer sehr dünnen Beschichtung aus Polyesterharz (Hersteller TML, Typ PS). Für die messtechnischen Anschlüsse kamen Kabel mit einem sehr kleinen Durchmesser und einer Teflonbeschichtung zur Anwendung. Die Beeinflussung der Betonverformungen durch die Messtechnik konnte damit auf ein Minimum reduziert werden.

Tab. 3-6 Angaben zu den hergestellten Hohlzylindern

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s	Betondeckung c	Bemerkung
H1	MI7-1	A	I	0,7	2	24	10	Versuch nicht möglich, da Ausfall der Parallelprobe
H2	I7-2	B	I	0,7	8	24	20	Versuch nicht möglich, da Ausfall der Parallelprobe
H3	I7-8	B	I	0,7	8	24	20	Versuch erfolgreich
H4	MI7C-9	D	I	0,7	2	24	10	Versuch nicht auswertbar, da sehr frühe Rissbildung
H5	MI7CC-5	E	I	0,7	2	24	10	Versuch nicht auswertbar, da Parallelprobe mit früher Rissbildung
H6	I7C-7	F	I	0,7	8	24	20	Versuch erfolgreich
H7	I7CC-4	G	I	0,7	8	24	20	Versuch erfolgreich
H8	I7C-6	F	I	0,7	8	24	30	Versuch nicht auswertbar, da ausbleibende Rissbildung in Parallelprobe

Wie bei den Korrosionszylindern bewirkte das mit Hydrauliköl gefüllte Kupferrohr eine Behinderung des Schwindens des Betons und führte somit zu einem Eigenspannungszustand im Probekörper. Während sich die Sprengdrücke und damit einhergehende Verformungen in den Korrosionszylindern aufgrund der fortschreitenden Stahlkorrosion ergaben, wurde in den Hohlzylindern der Innendruck hydraulisch derart aufgebracht, dass sich annähernd dieselben Verformungen einstellten, wie sie an den Korrosionszylindern zeitgleich beobachtet bzw. gemessen wurden. Hierbei wurde so vorgegangen, dass i. d. R. im zeitlichen Abstand von mehreren Tagen zunächst die Dehnungen an den Korrosionszylindern gemessen wurden. Unmittelbar danach wurde über eine Pumpe so lange der hydraulische Innendruck in den entsprechenden Hohlzylindern erhöht, bis die dabei zeitgleich gemessenen Betondehnungen jenen zuvor an den zugeordneten Korrosionszylindern ermittelten entsprachen.

Wie bereits in Abschnitt 3.2 erwähnt, hatte diese Vorgehensweise den Vorteil, dass die zeitabhängigen Betonverformungen aus Schwinden und Kriechen für beide Probekörper als identisch angenommen werden konnten. Für die anschließende Ermittlung des E-Moduls von Rost mittels einer inversen Analyse (siehe Kapitel 5) war somit keine gesonderte Quantifizierung der aus Kriechen

und Schwinden resultierenden Verformungsanteile erforderlich. Ferner konnten somit mögliche Fehlerquellen, etwa durch eine rechnerische Ermittlung der zeitabhängigen Betondehnungen, ausgeschlossen werden.

Zur Sicherstellung eines ebenen Dehnungszustandes waren die Hohlzylinder während des Versuchs in einem Stahlrahmen gehalten, der verhinderte, dass sich zusätzliche Verformungen in Längsrichtung der Probe ergaben. Die Halterung war dabei so konzipiert, dass die sich aus dem hydraulischen Innendruck infolge der Lagerung ergebenden Spannungen in Längsrichtung nur im Kupferrohr und nicht im Beton einstellten. Dies wurde erreicht, indem das Kupferrohr an beiden Stirnseiten einige Millimeter über den Betonzylinder hinausragte und dadurch am Stahlrahmen fixiert werden konnte (siehe Abbildung 3-7). Somit waren Zwangsbeanspruchungen im Beton ausgeschlossen und eine Vergleichbarkeit mit den Bedingungen am Korrosionszylinder gegeben.

Das Verformungsverhalten der Kupferrohre ohne den umgebenden Beton wurde anhand von Vorversuchen ermittelt. Bei diesen wurde der Innendruck bis zu einer Höhe von $4,0 \text{ N/mm}^2$ schrittweise gesteigert und die Tangentialdehnung der Rohre über die aufgeklebten DMS gemessen. Die Ergebnisse der Vorversuche sind in Abbildung A-42 in Anhang A dargestellt. Auf diese Weise konnten mögliche Abweichungen in der Wanddicke der Rohre oder sonstige Materialfehler, die sich auf das Verformungsverhalten negativ auswirkten, noch vor dem Einbau in die Hohlzylinder erkannt werden.

Wie aus den Abbildungen A-43 bis A-45 in Anhang A ersichtlich, nahmen die Tangentialdehnungen des Kupferrohres während der eigentlichen Hauptversuche Maximalwerte von ca. $2000 \mu\text{m/m}$ an. Die Verformung des Kupferrohres während des Versuchs fand somit im elastischen Bereich des Kupfers statt. Eine Abschätzung der Verformungen, die sich aus der Radialspannung in der $0,5 \text{ mm}$ dicken Wandung des Kupferrohres bei einem Innendruck von ca. 10 N/mm^2 einstellten, ergaben Werte in der Größenordnung von weniger als $0,1 \mu\text{m}$. Ihr Einfluss auf die Messungen der Betonverformungen war folglich vernachlässigbar. Eine für die Versuchsdurchführung notwendige Vergleichbarkeit zwischen dem mechanischen Verhalten des ölgefüllten Kupferrohres mit dem eines Stabstahls war somit gegeben.

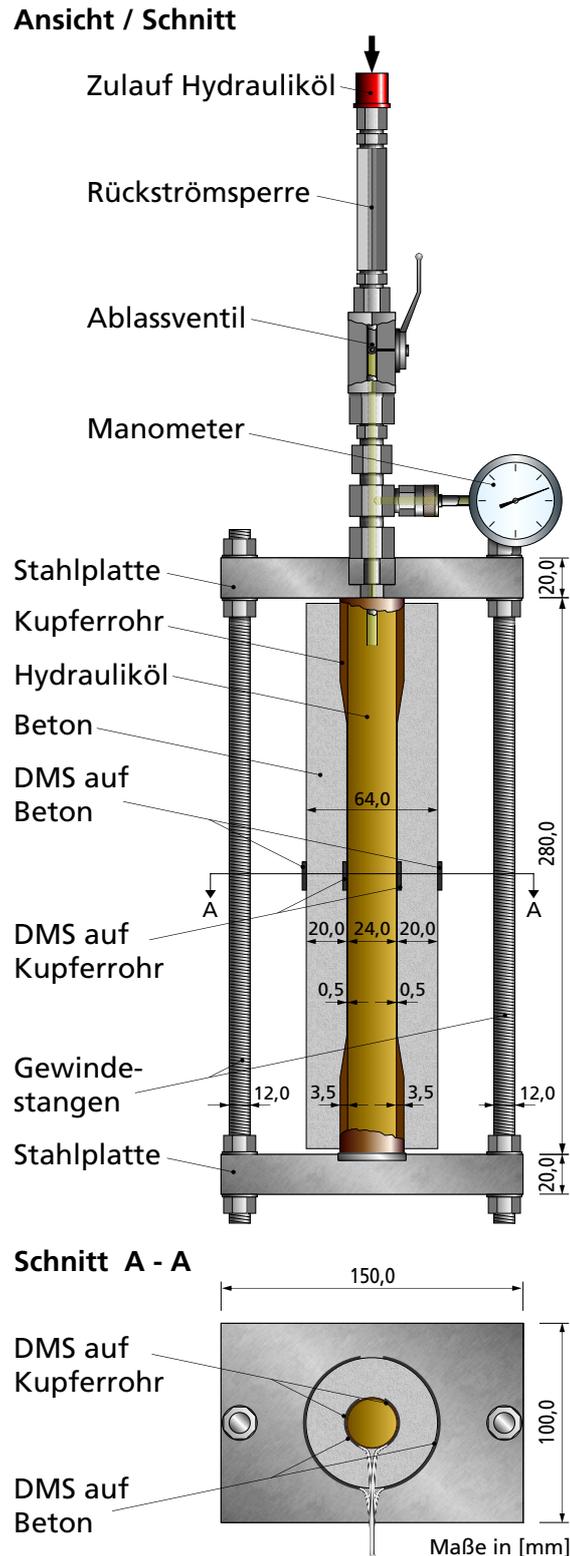


Abb. 3-7 Schematische Darstellung einer Vorrichtung zur Aufbringung und Kontrolle eines hydraulischen Sprengdrucks im Inneren eines Betonzylinders (sog. Hohlzylinder) mithilfe eines einbetonierten dünnwandigen Kupferrohres. Das Kupferrohr wird zur Verhinderung von Längsverformungen in einem Stahlrahmen gehalten

3.5.2 Ergebnisse

In Abbildung 3-8 sind exemplarisch die am Korrosionszylinder 128 und am zugeordneten Hohlzylinder H7 zeitgleich gemessenen Betondehnungsverläufe dargestellt. Der Verlauf des zur Angleichung der Hohlzylinderdehnung an die Dehnung des Korrosionszylinders aufgebrauchten hydraulischen Innendrucks sowie die direkt auf dem Kupferrohr gemessenen Tangentialdehnungen gehen ebenfalls aus Abbildung 3-8 hervor.

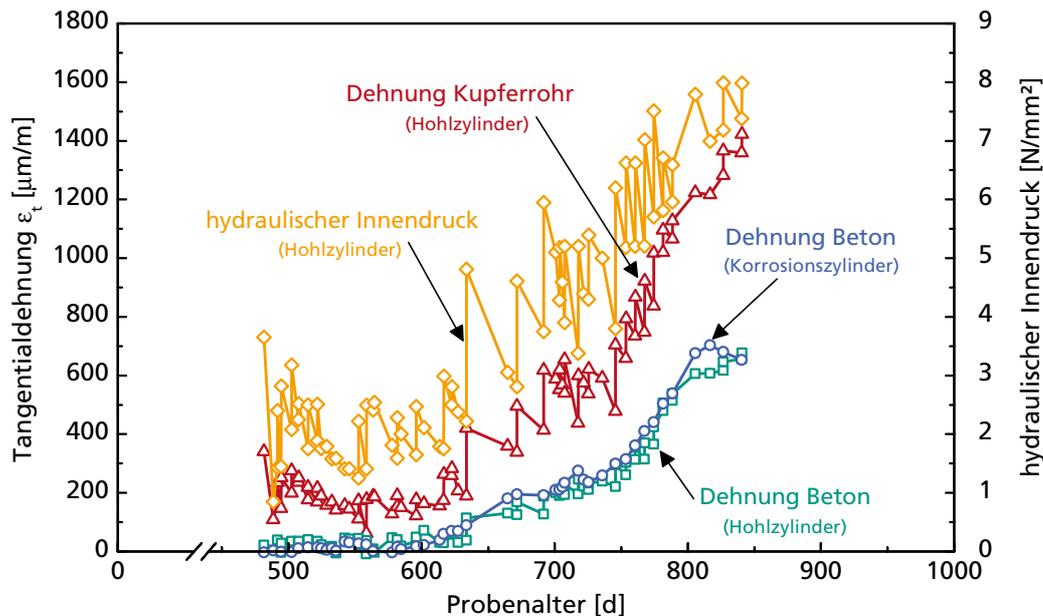


Abb. 3-8 Tangentialdehnungen an der Betonoberfläche des Korrosionszylinders 128 infolge chloridinduzierter Korrosion des Stabstahls sowie an der Betonoberfläche des Hohlzylinders H7 und an der Oberfläche des im Hohlzylinder befindlichen Kupferrohrs infolge eines hydraulisch aufgebrauchten Innendrucks; $d_s = 24 \text{ mm}$, $c = 20 \text{ mm}$, CEM I, $w/z = 0,7$ (nähere Angaben siehe Abschnitt A.5.2 in Anhang A)

Unter der Annahme, dass der Innendruck im Hohlzylinder und der Sprengdruck im Korrosionszylinder jeweils gleiche Beanspruchungen im Beton erzeugten (Erläuterungen siehe Abschnitt 3.5.1), konnten sowohl die zeitliche Entwicklung als auch die Größenordnung des Korrosionssprengdrucks quantitativ ermittelt werden. Darüber hinaus ließ sich von der Tangentialdehnung des Kupferrohrs auf die Dehnung im Bereich der Verbundzone, d. h. am Entstehungsort des Rosts, schließen sowie die dort auftretende Radiuszunahme rechnerisch nachvollziehen (siehe Kapitel 5).

Zusätzliche Angaben zu den Untersuchungen sowie die Ergebnisse der Innendruckversuche an den weiteren Hohlzylindern sind in Abschnitt A.5.2 in Anhang A zusammengestellt.

3.6 Untersuchungen zur Korrosionsmorphologie

Die anhand der Verformungsmessungen an Korrosionszylindern gemachten Beobachtungen zum Einfluss der Betonporosität auf die zeitliche Entwicklung der Schädigung sollten mithilfe von weiteren Untersuchungen im Detail analysiert und soweit möglich quantifiziert werden. Hierbei wurden zum einen noch während der laufenden Versuche computertomographische Untersuchungen an den Korrosionszylindern durchgeführt. Nach Beendigung der Verformungsmessungen wurden Anschliffproben, die aus den Korrosionszylindern präpariert wurden, mithilfe der bewährten Methode der Lichtmikroskopie untersucht. Zum anderen erfolgten topometrische Analysen an ausgebauten und gebeizten Stabstählen. Mithilfe der genannten Untersuchungsmethoden konnte auf die Korrosionsrate geschlossen bzw. diese indirekt gemessen werden. Die Ergebnisse aller Messungen sind in den Tabellen A-9 und A-10 in Anhang A dokumentiert. Die Ermittlung der Korrosionsrate bei den Korrosionsversuchen war erforderlich, da diese einen wichtigen Eingangswert für die in Kapitel 7 hergeleiteten Schädigungsmodelle darstellt.

3.6.1 Computertomographische Untersuchungen

Die Zusammenarbeit innerhalb der DFG-Forschergruppe 537 mit dem Teilprojekt A1 [60] eröffnete die Möglichkeit, die korrosionsinduzierte Schädigung der Korrosionszylinder zerstörungsfrei mit einem Mikro-Computertomographen der Bundesanstalt für Materialprüfung und -forschung (BAM) in Berlin zu untersuchen. Die Korrosionszylinder wurden hierzu temporär aus den Versuchsständen ausgebaut. Eine Beeinflussung der Verformungsmessungen bestand aufgrund der berührungslosen Messungen mithilfe der dreidimensionalen Computertomographie (CT) nicht. Somit konnten die Proben nach den Untersuchungen wieder eingebaut und die Dehnungsmessungen fortgeführt werden.

Mithilfe der Computertomographie lassen sich die Korrosionsprodukte in den Proben lokalisieren und quantifizieren. Dabei wird ein dreidimensionales Abbild eines Bereichs der untersuchten Probe aus zahlreichen zweidimensionalen Einzelbildern zusammengesetzt, siehe Abbildung 3-9. Jeder Bildpunkt des dargestellten Probenbereichs entspricht einem Volumenelement (Voxel). Die Tomographie liefert ein absolutes Maß für die in jedem Volumenelement absorbierte Röntgenstrahlung [15]. Hieraus kann auf die Dichte des untersuchten Materials geschlossen werden, wobei Absolutwerte der wahren Materialdichte nicht direkt ermittelt werden können. Das bei den Tomographien angewandte Untersuchungsprinzip ist in [15] und in [60] ausführlich erläutert.

Die bei der Untersuchung erreichte Ortsauflösung war von der Probengröße, der sog. Scanzeit und vom Detektor abhängig. Bei den Untersuchungen an Korrosionszylindern konnte eine Auflösung von maximal 2022×2022 Bildpunkten erreicht werden. Die Kantenlänge eines Voxels betrug je nach Untersuchung zwischen $35 \mu\text{m}$ und $84 \mu\text{m}$.

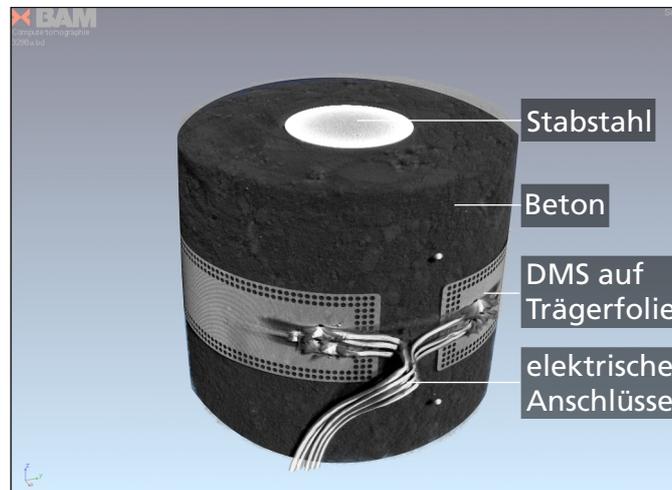


Abb. 3-9 Mittels Computertomographie aufgenommenes dreidimensionales Bild eines an der Bundesanstalt für Materialprüfung und -forschung (BAM) in Berlin untersuchten Korrosionszylinders. Der abgebildete Bereich umfasst einen mit Dehnmessstreifen versehenen Querschnitt der Probe

Mithilfe eines speziellen Computerprogramms zur Auswertung der Untersuchungsergebnisse wurden zweidimensionale Querschnitte der zylindrischen Proben so dargestellt, dass die verschiedenen Helligkeiten der Bildpunkte die Unterschiede von angenommenen Materialdichten innerhalb von zuvor definierten Grenzen widerspiegeln. Auf diese Weise war es möglich, zum einen durch Korrosion entstandene Löcher und Mulden an der Stahloberfläche zu lokalisieren (siehe Abbildung 3-10, links). Zum anderen konnte auch der Aufenthaltsort von Korrosionsprodukten ermittelt werden (siehe Abbildung 3-10, rechts).

Durch Auslesen der Anzahl an Bildpunkten, die Löcher und Mulden im Stahl („Lochfläche“) oder Korrosionsprodukte im Betonporensystem („Rostfläche“) repräsentieren, lies sich direkt auf die Korrosionsrate schließen bzw. konnte diese anhand der Volumenrate der vorhandenen Korrosionsprodukte rückgerechnet werden. Die Auswertemethoden „Rostfläche“ und „Lochfläche“ sind ausführlich in Abschnitt A.6 in Anhang A erläutert. Um ein repräsentatives Ergebnis zu erhalten, wurden für jede mittels Computertomographie untersuchte Probe bis zu ca. 500 Probenquerschnitte ausgelesen.

Anhand dieser Vorgehensweise war es möglich, die Korrosionsrate für Proben mit chloridinduzierter Korrosion zerstörungsfrei und bereits nach einer relativ kurzen Korrosionsdauer zuverlässig mithilfe der Computertomographie zu ermitteln. Bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion eignete sich das Verfahren

jedoch nur bedingt. Die i. d. R. dünn-schichtig entlang des Stahlfangs gleichmäßig vorhandenen Korrosionsprodukte ließen sich nicht zuverlässig lokalisieren. Es bestand die Gefahr, die Höhe der Korrosionsrate zu unterschätzen.

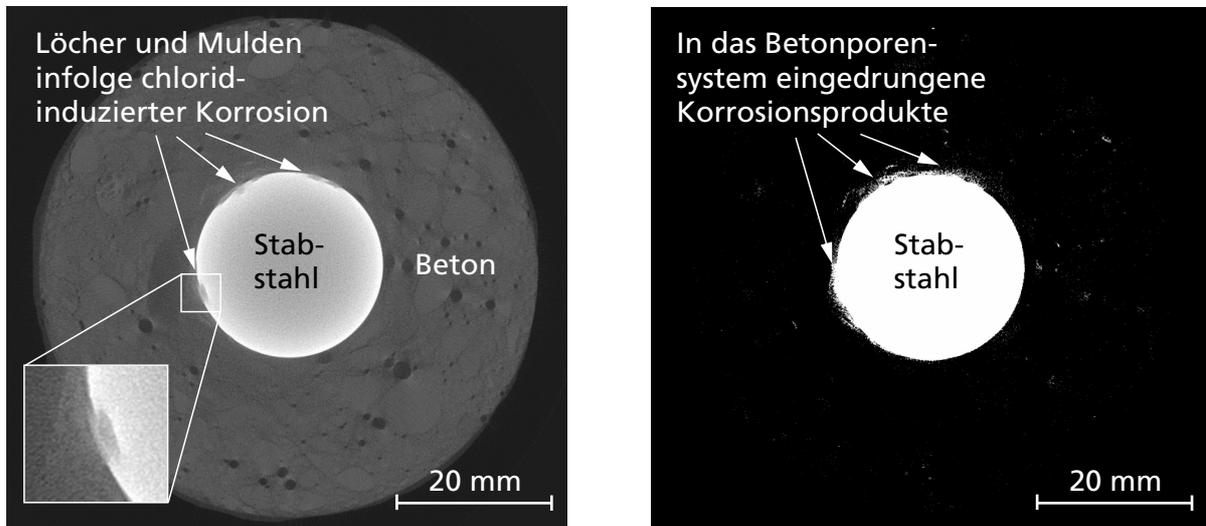


Abb. 3-10 Querschnitt eines Korrosionszylinders mit chloridinduzierter Korrosion. Auf der Stahloberfläche sind mit Korrosionsprodukten gefüllte Löcher und Mulden erkennbar (links). Bei anderer Wahl der Darstellungsgrenzen für die Materialdichten lassen sich die Korrosionsprodukte im Bereich der Verbundzone zwischen Stahl und Beton lokalisieren (rechts); je höher die Materialdichte, desto heller ist die Darstellung, Auflösung 1011 x 1011 Pixel (1 Pixel \equiv 84 μ m)

Insgesamt konnten sieben Untersuchungen an sechs verschiedenen Korrosionszylindern erfolgreich durchgeführt werden. Die Ergebnisse der mittels Computertomographie bestimmten Korrosionsraten sind in Tabelle 3-7 sowie in Abschnitt A.6 in Anhang A dargestellt.

Tab. 3-7 Ergebnis der mittels Computertomographie an Korrosionszylindern bestimmten Korrosionsrate

Probe Nr.	Proben-name	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Messquerschnitt	Korrosionsrate \dot{x}_{corr} [$\mu\text{m/a}$]	
									Rost-fläche	Loch-fläche
Proben mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion:										
12	I7-050916-01	B	I	0,7	8	8	20	DMS 12	8,1	-
40	I7-050916-09	B	I	0,7	8	24	20	DMS 12	20,6	2,5
45	I7-050916-14	B	I	0,7	8	24	20	DMS 12	7,4	1,9
Proben mit chloridinduzierter Korrosion:										
102	MI7CC-080516-06	D	I	0,7	2	24	10	DMS 12	89,2	48,8
121	I7C-051028-12	F	I	0,7	8	24	20	DMS 12 DMS 34	17,3 27,6	25,9 22,7
128	I7CC-080516-07	G	I	0,7	8	24	20	DMS 12	39,7	-

3.6.2 Mikroskopische Untersuchungen

Im Anschluss an die Verformungsmessungen bzw. nach Auftreten eines Risses in der Betondeckung wurde eine Auswahl von Proben mithilfe eines lichtoptischen Mikroskops untersucht. Hierzu wurden die Korrosionszylinder jeweils im Querschnitt der applizierten DMS mit einer diamantbesetzten Säge unter Wasserkühlung behutsam durchgesägt und die zu untersuchenden Probenquerschnitte anschließend mit Epoxidharz versiegelt und abgeschliffen.

Die lichtmikroskopische Untersuchung erfolgte mit einem Bildanalysegerät, das es ermöglichte, in einem ersten Schritt die durch die Korrosion im Stahl entstandenen Löcher und Mulden bei 5-facher Vergrößerung hinreichend genau zu vermessen. Auf diese Weise konnte durch Bildung des Quotienten aus der Lochfläche und dem Produkt aus Korrosionsdauer und Stabumfang direkt auf die Korrosionsrate geschlossen werden. Ferner wurden in einem zweiten Schritt die Flächenanteile der sichtbaren Korrosionsprodukte mit vermessen. Nach der Identifikation der vorhandenen Korrosionsprodukte (vgl. Abschnitt 3.7.1) konnte wiederum ein Näherungswert für die Korrosionsrate abgeleitet werden. Dies

erfolgte durch Bildung des Quotienten aus den Flächenanteilen des Rosts und dem Produkt aus der Volumenrate der dominierenden Phase an Korrosionsprodukten, dem Stabumfang und der Korrosionsdauer.

Die Ergebnisse der anhand der lichtmikroskopischen Untersuchungen ermittelten Korrosionsraten sind in Tabelle A-9 für Korrosionszylinder mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion und in Tabelle A-10 für Korrosionszylinder mit chloridinduzierter Korrosion in Anhang A aufgezeigt.

Neben der Bestimmung der Korrosionsrate lieferten die lichtmikroskopischen Untersuchungen wertvolle Erkenntnisse im Hinblick auf das Verhalten der bei der Bewehrungskorrosion entstandenen Korrosionsprodukte. So war zu erkennen, dass die Korrosionsprodukte bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion nur in unmittelbarer Umgebung des Stahls, d. h. weitestgehend im Bereich der Verbundzone zwischen Stahl und Beton aufzufinden waren, siehe Abbildung 3-11, links. Dort drangen sie anfangs in das Porensystem des Betons ein. Nach erfolgter Sättigung bzw. wenn der Eindringwiderstand zu groß wurde, bildeten die Korrosionsprodukte mit Teilen der Mörtelmatrix eine kompakte Schicht zwischen Stahl und Beton (siehe Abbildung 3-12, links). Dieses Verhalten wurde auch von YUAN et al. [152] festgestellt und dokumentiert. Die kompakte Schicht vermag es, den Beton zu verdrängen und messbare Dehnungen in der Betondeckung zu bewirken, die dann letztendlich auch zu Rissbildungen führen. Zu identischen Feststellungen gelangten auch MICHEL et al. [88] bei zerstörungsfreien Untersuchungen an Korrosionsprodukten mit einem Verfahren, das auf der sog. Röntgenabschwächung basiert.

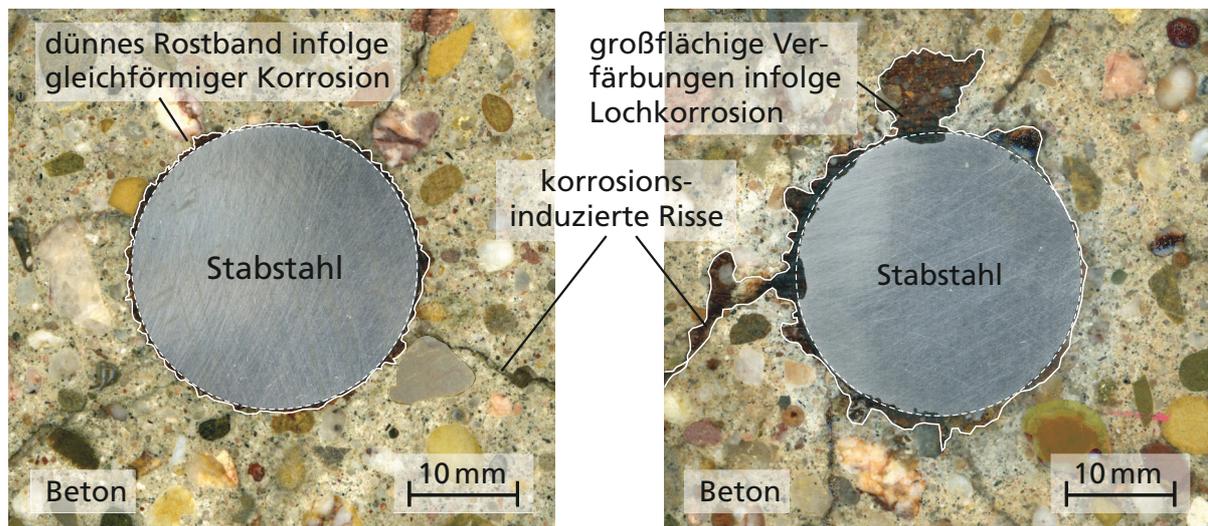


Abb. 3-11 Ausbildung eines dünnen Rostbandes direkt in der schmalen Verbundzone zwischen Stahl und Beton bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion (links) und weitläufige Rostverfärbungen der Betonmatrix infolge einer ausgeprägten Mobilität der Korrosionsprodukte bei chloridinduzierter Korrosion (rechts)

Die Korrosionsprodukte als Folge einer chloridinduzierten Korrosion sind wiederum in der Lage, weit in das Betongefüge einzudringen (siehe Abbildung 3-11, rechts und Abbildung 3-12, rechts sowie u. a. [99, 150]). Das Einwandern des Rosts in das Betonporensystem geht hierbei von den Mulden bzw. Löchern aus. Diese bilden dann auch die Ausgangspunkte für Rissbildungen im Beton, sobald die aus der stark lokalisierten Beanspruchung resultierende Dehnung die Bruchdehnung des Betons erreicht.

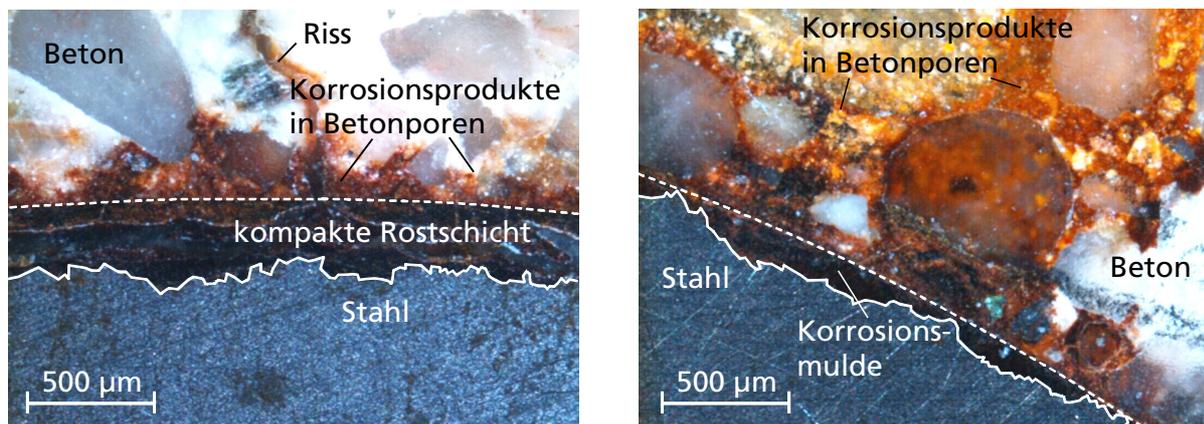


Abb. 3-12 Lichtmikroskopische Aufnahme der Verbundzone zwischen Stahl und Beton bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion (links) und chloridinduzierter Korrosion (rechts)

Die Anteile an Korrosionsprodukten, die in Risse im Beton eindringen, scheinen für den Schädigungsprozess von untergeordneter Bedeutung zu sein (vgl. Abbildung 3-12, links). Oftmals findet ein Eindringen in Risse gar nicht statt. Die Ursache hierfür konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht abschließend geklärt werden. Es kann jedoch angenommen werden, dass Rost, der sich in Rissen im Beton befindet oder in diese eindringt, keinen nennenswerten Beitrag zur Schädigung des Betons leistet.

3.6.3 Topometrische Untersuchungen

Aus der Zusammenarbeit mit dem Teilprojekt A2 der DFG-Forschergruppe 537 am Institut für Bauforschung der RWTH Aachen eröffnete sich eine weitere Methode zur Ermittlung der Korrosionsrate an den Korrosionszylindern. Hierbei kam ein Messsystem zur berührungslosen Erfassung von Oberflächenstrukturen mithilfe eines Stereoscanners zur Anwendung, das in [54] ausführlich beschrieben ist. Die Funktionsweise des Stereoscanners basiert auf dem Verfahren der optischen Triangulation mit strukturiertem Streifenlicht. Dieses ermöglicht eine Vermessung der Oberflächen von Objekten mit einer Genauigkeit im Bereich weniger Mikrometer. Die laterale Auflösung des Scanners betrug hierbei $\pm 40 \mu\text{m}$, die Tiefenauflösung normal zur gescannten Oberfläche $\pm 8 \mu\text{m}$.

Das Verfahren wurde an den Stabstählen der Korrosionszylinder angewandt, die dafür aus den Proben ausgebaut wurden, nachdem die Abtrennung und die Präparation der Anschliffproben für die mikroskopischen Untersuchungen abgeschlossen waren. Durch Beizen in CLARK'scher Lösung wurden die an den Stäben haftenden Korrosionsprodukte und Reste des Zementsteins zuvor schonend entfernt.

Anhand der topometrischen Oberflächenanalysen konnten die Volumina der durch die Korrosion hervorgerufenen Löcher und Mulden auf der Stahloberfläche bestimmt werden. Hieraus konnte wiederum durch Division mit der Korrosionsdauer auf die Korrosionsrate der Proben geschlossen werden (siehe Abschnitt A.6 in Anhang A). Die Werte können, da sie nicht nur an Querschnitten, sondern entlang von größeren Abschnitten der Stabmantelfläche (siehe Abbildung 3-13) ermittelt wurden, i. d. R. als sehr zuverlässige Näherungswerte für die tatsächliche Korrosionsrate bei lokaler Korrosion angesehen werden.

Mithilfe des Stereoscanners konnten insgesamt zehn Stabstähle optisch untersucht und vermessen werden, wobei eine Rückrechnung des volumetrischen Korrosionsabtrags nur für sieben Stabstähle gelang. Die Untersuchungsergebnisse an den sieben Proben sind in der nachfolgenden Tabelle sowie in den Tabellen A-9 und A-10 in Anhang A dargestellt.

Tab. 3-8 Ergebnis der mittels topografischer Untersuchungen an Korrosionszylindern bestimmten Korrosionsrate

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Korrosionsrate \dot{x}_{corr} [$\mu\text{m/a}$]
Proben mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion:								
40	I7-050916-09	B	I	0,7	8	24	20	13,4
43	I7-050916-12	B	I	0,7	8	24	20	10,3
45	I7-050916-14	B	I	0,7	8	24	20	9,8
Proben mit chloridinduzierter Korrosion:								
120	I7C-051028-11	F	I	0,7	8	24	20	38,3
121	I7C-051028-12	F	I	0,7	8	24	20	33,5
145	I4C-080328-09	H	I	0,4	8	16	20	21,1
149	I4C-080328-13	H	I	0,4	8	24	20	31,7

Bei gleichförmiger Korrosion wird die Korrosionsrate bei diesem Verfahren unterschätzt. Als Grund hierfür kommt im Vergleich zu den kleinen Abmessungen der Anoden von Mikroelementen die relativ große laterale Auflösung des Scanners von ca. 40 μm infrage, wodurch kleine Löcher und Mulden nicht hinreichend genau in ihren Abmessungen erfasst werden konnten. Zudem führte das Beizen der Stäbe zu einer Egalisierung ungeschädigter Oberflächen und kleiner Mulden, die dann bei der Volumenbestimmung nicht erfasst wurden, da die Lage

der ursprünglichen Stabstahloberfläche nicht eindeutig definiert werden konnte. Bei vergleichbaren Untersuchungen am Institut für Bauforschung der RWTH Aachen [54] waren die topometrisch ermittelten Korrosionsabträge ca. 30 % geringer als die gravimetrisch gemessenen.

Abbildung 3-13 zeigt den Quotienten aus der geschädigten Fläche und der gesamten Mantelfläche des Stabstahlzylinders in Abhängigkeit des Abstands von der originalen Oberfläche (Lochtiefe) für je eine Messung an einer Stabstahlprobe mit gleichförmiger Korrosion (aus Korrosionszylinder 43 entnommen) und einer mit Lochkorrosion (aus Korrosionszylinder 120 entnommen). Die mithilfe des Stereoscanners gewonnenen Bilder der untersuchten Proben sind ebenfalls in Abbildung 3-13 enthalten.

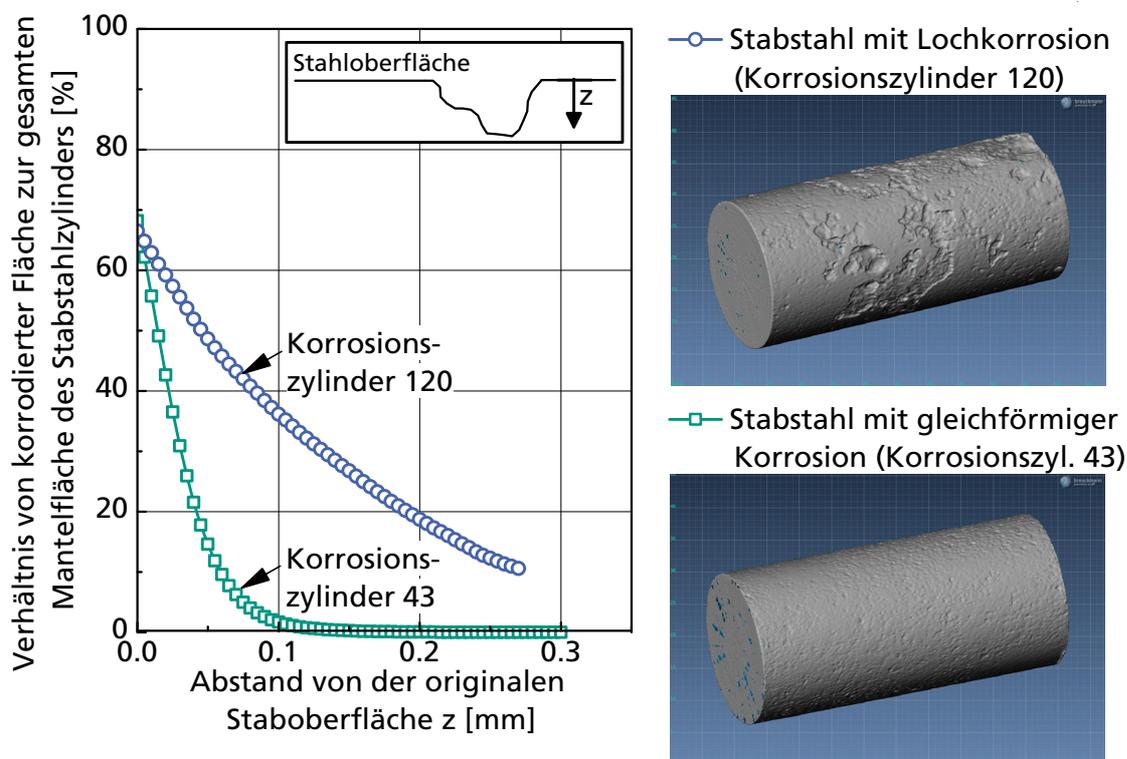


Abb. 3-13 Vergleich des Anteils von der durch Korrosion geschädigten Oberfläche an der gesamten gescannten Mantelfläche in Abhängigkeit des Abstands von der originalen Oberfläche (links) für je eine Stabstahlprobe mit gleichförmiger Korrosion (aus Korrosionszylinder 43 entnommen) und Lochkorrosion (aus Korrosionszylinder 120 entnommen) sowie Scans der ausgewählten Stabstahlproben (rechts)

Aus Abbildung 3-13 wird weiterhin deutlich, dass die geschädigten Flächenanteile bezogen auf die Mantelflächen der hier untersuchten Stabstahlproben nahezu gleich groß sind (ca. 70 % der Mantelfläche). Bedingt durch die deutlich größeren Lochtiefen bei der durch Chloride beaufschlagten Probe weist diese jedoch ein nahezu viermal größeres Lochvolumen auf, als jene Probe, die einer karbonatisierungsinduzierten Korrosion unterlag.

3.7 Bestimmung der Eigenschaften der Korrosionsprodukte

3.7.1 Röntgendiffraktometrie und Raman-Spektroskopie

Um Informationen zur Zusammensetzung des Rosts zu bekommen, wurden nach dem Öffnen der Korrosionszylinder Kleinproben der Korrosionsprodukte aus der Verbundzone zwischen Stahl und Beton entnommen. Unmittelbar danach erfolgten röntgendiffraktometrische Untersuchungen an den zu Pulver zermahlene Korrosionsprodukten. Sowohl für die Proben mit Chlorid als auch für die karbonatisierten Proben konnte als Hauptphase das Eisenoxid Magnetit (Fe_3O_4) identifiziert werden. Als wichtigste Nebenphasen waren Hämatit (Fe_2O_3) und Goethit ($\alpha\text{-FeOOH}$) vorhanden. Die Ergebnisse von Einzeluntersuchungen an Rost aus den Korrosionszylindern 40, 121 und 145 sind in den Abbildungen A-46 bis A-48 in Anhang A dargestellt.

Ergänzend zur Röntgendiffraktometrie wurden wenige Tastversuche mittels Raman-Spektroskopie an kleinen Rostproben durchgeführt. Bei der Raman-Spektroskopie handelt es sich um eine berührungslose Analysemethode zur Materialcharakterisierung, die unter Verwendung von monochromatischem Licht in der Lage ist, eine hohe Ortsauflösung zu erzielen.

Bei der Untersuchung konnten im Wesentlichen die bei der röntgendiffraktometrischen Untersuchung identifizierten Phasen nachgewiesen werden. Ferner wurden in Rostproben, die an einem Betonzylinder mit chloridinduzierter Korrosion entnommen wurden (Korrosionszylinder 118), die Phasen Limonit ($\text{FeOOH}\cdot n\text{H}_2\text{O}$) und Akaganeit ($\beta\text{-FeOOH}$) identifiziert, die für chloridhaltige Umgebungen typisch sind. Das Ergebnis dieser Untersuchung ist in der Abbildung A-49 in Anhang A dargestellt.

3.7.2 Hochdruck-Röntgenbeugung

Die Kenntnis der Steifigkeit von Rost ist für die Prognose der Schadensentwicklung, d. h. für die Vorhersage der Rissbildung in der Betondeckung von entscheidender Bedeutung. Um neben den Ergebnissen aus o. g. Versuchen an Korrosions- und Hohlzylindern zusätzliche experimentell gewonnene Werte des E-Moduls von Rost zu erhalten, wurden energiedispersive Röntgenbeugungsexperimente an einer Vielstempelpresse durchgeführt.

Die verwendete Hochdruckapparatur ist die sog. MAX80, eine vom GFZ Potsdam am Speicherring DORIS des DESY-HASYLAB Hamburg betriebene Vielstempelpresse [95]. Die Proben, bestehend aus zu Pulver zermahlenem Rost oder kleinformatigen Rostfragmenten, wurden zusammen mit Kochsalz (NaCl) in eine kubische Hochdruckzelle aus Bor-Epoxidharz gegeben. Die Zelle wurde

anschließend in der Presse über sechs Druckstempel aus Wolframcarbid (siehe Abbildung 3-14) unter quasi-hydrostatischem Druck, der in Stufen aufgebracht wurde, beansprucht. Das NaCl diente hierbei als sog. Druckstandard zur Sicherstellung und Quantifizierung des hydrostatischen Drucks innerhalb der Probe.

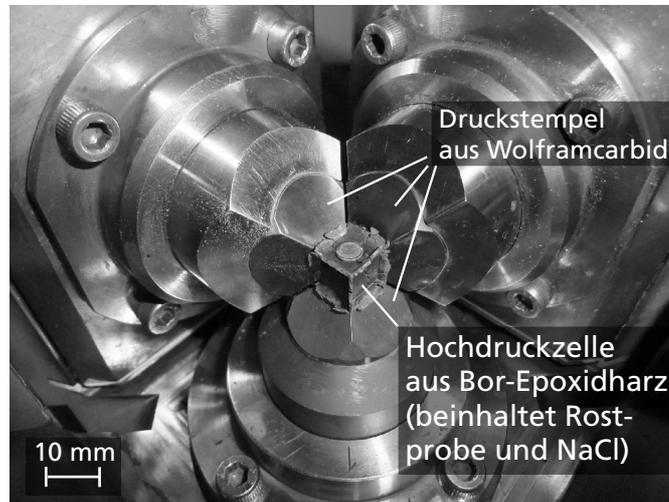


Abb. 3-14 Kubische Hochdruckzelle mit drei von sechs Druckstempeln der Presse MAX80 nach der Versuchsdurchführung. Die MAX80 ist eine Vielstempelpresse, die vom GFZ Potsdam am Speicherring DORIS des DESY-HASYLAB Hamburg betrieben wird

Die Messung erfolgte mittels Synchrotronstrahlung, einer extrem intensiven Röntgenstrahlung, die bei der Radialbeschleunigung von Elektronen und Positronen in Speicherringen entsteht. Eine Bestrahlung von kristalliner Materie mit Synchrotronstrahlung hat die Bildung von Röntgenbeugungsspektren zur Folge, welche aufgezeichnet werden. Das Aufbringen von hohen, quasi-hydrostatischen Drücken durch die Presse bewirkt Änderungen in der Kristallstruktur des zu untersuchenden Materials, was sich in einer Modifikation der Röntgenbeugungsspektren widerspiegelt.

Da aufgrund der zuvor durchgeführten röntgendiffraktometrischen Untersuchung der Korrosionsprodukte (siehe Abschnitt 3.7.1 und Abschnitt A.7 in Anhang A) die kristallographische Zusammensetzung des Rosts bekannt war, konnten die druckinduzierten Änderungen der Netzebenenabstände mithilfe der Messungen quantifiziert werden. Somit lagen Informationen über die Volumenänderung der Probe infolge des aufgebrachten Drucks vor.

Die Messung des Drucks innerhalb der Hochdruckzelle erfolgte über die Phasenanalyse des zusätzlich mit der Probe in der Zelle befindlichen Kochsalzes. Die Zustandsgleichung von NaCl kann hierbei grundsätzlich als bekannt vorausgesetzt werden. Der Druck ließ sich somit über den Kompressionsmodul von Kochsalz berechnen. Eine exaktere Druckbestimmung über die Gitterkonstante von NaCl war im Anschluss an den Versuch mittels einer Rietveld-Auswertung der Spektren möglich.

Aus den Daten zum Druck und der Verformung der Probe wurde mithilfe der Birch-Murnaghan-Zustandsgleichung zweiter und dritter Ordnung der isothermische Kompressionsmodul des Rosts berechnet. Nähere Informationen zum Versuchsaufbau und zur Auswertung können [149] entnommen werden.

Tabelle 3-9 gibt eine Übersicht über die bei den Versuchen ermittelten Kompressionsmoduln von Rostproben aus den Korrosionszylindern 40, 121 und 145 (siehe Tabellen A-5 und A-6 in Anhang Abschnitt Anhang A). Die in der Tabelle ebenfalls gegebenen E-Moduln wurden unter Zugrundelegung eines linear-elastischen und isotropen Materialverhaltens sowie der Annahme einer Querdehnzahl von $\nu = 0,35$ für Magnetit (Fe_3O_4) und $\nu = 0,30$ für Goethit ($\alpha\text{-FeOOH}$) [114, 149] errechnet.

Tab. 3-9 Ergebnisse der Hochdruck-Röntgenbeugungsversuche an Rost

Rost aus Probe Nr.	Beton	Zementart CEM	w/z-Wert [-]	Probenstruktur -	Eisenoxid -	Kompressionsmodul K_{corr} [kN/mm ²]	E-Modul E_{corr} [kN/mm ²]
Probe mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion:							
40	B	I	0,7	Pulver	Magnetit	101,0	90,9
					Goethit	92,6	111,1
40	B	I	0,7	Fragment	Magnetit	94,3	84,9
					Goethit	111,8	134,2
Proben mit chloridinduzierter Korrosion:							
121	F	I	0,7	Pulver	Magnetit	81,2	73,1
121	F	I	0,7	Fragment	Magnetit	83,8	75,4
145	H	I	0,4	Pulver	Magnetit	114,1	102,7
145	H	I	0,4	Fragment	Magnetit	173,9	156,5
					Goethit	93,9	112,7

Die bei den Hochdruck-Röntgenbeugungsversuchen ermittelten Kompressionsmoduln haben für die Verformung auf atomarer Ebene Gültigkeit. Makroskopisch strukturelle Einflüsse, wie Störungen im Rostgefüge und größere Imperfektionen durch den Entstehungsprozess der Oxide und Hydroxide, bleiben unberücksichtigt. Es kann davon ausgegangen werden, dass diese eine Reduktion der Steifigkeit der Korrosionsprodukte bewirken. Folglich können die bei den Untersuchungen am HASYLAB ermittelten Kompressionsmoduln als Obergrenze für die Steifigkeit der Korrosionsprodukte angesehen werden. Unter den bei der Bildung des Rosts in der Verbundzone gegebenen Bedingungen ist aufgrund der strukturellen Einflüsse mit deutlich niedrigeren Werten für die Kompressionsmoduln zu rechnen.

3.8 Untersuchungen der Betoneigenschaften

Zur Ermittlung der Materialeigenschaften des Betons wurden umfangreiche Begleitversuche durchgeführt. Hierbei handelte es sich u. a. um Versuche zur Bestimmung der Druck- und Zugfestigkeit sowie des E-Moduls und der Bruchenergie des Betons. Ferner wurde das zeitabhängige Verformungsverhalten für ausgewählte Betone untersucht.

3.8.1 Festigkeits- und Verformungseigenschaften

In Tabelle 3-10 sind die wesentlichen Festigkeits- und Formänderungskennwerte der Mörtel und Betone zusammengefasst.

Tab. 3-10 Festigkeits- und Formänderungskennwerte der Betone

Beton	CEM	w/z-Wert	Größtkorn	Chlorid- gehalt	$f_{cm,28d}$ (Prisma)	$f_{cm,3a}^{1)}$ (Prisma)	$f_{ctm,\bar{f},28d}$ (Prisma)	$f_{ctm,\bar{f},3a}^{1)}$ (Prisma)	$f_{cm,cube,28d}$ (Würfel)	$E_{cm,28d}$ (Prisma)	$E_{cm,28d}$ (Zylinder)
-	-	[-]	[mm]	[M.-% v. Z.]	[N/mm ²]						
A	I	0,7	2	-	30,2	52,7 ²⁾	6,3	12,7 ²⁾	24,9	-	-
B	I	0,7	8	-	31,5	55,7 ²⁾	6,3	11,1 ²⁾	26,2	26150	22100
C	III/A	0,7	8	-	28,8	33,1 ²⁾	5,3	7,3 ²⁾	23,8	-	-
D	I	0,7	2	2,5	34,7	45,4	8,0	9,1	23,9	-	-
F	I	0,7	8	2,5	32,6	51,7	6,2	9,6	25,7	-	-
H	I	0,4	8	2,5	59,4	77,0	8,7	10,7	53,9	-	-
I	III/A	0,7	8	2,5	33,1	35,8	5,5	6,7	26,4	-	-

¹⁾Die Materialprüfung erfolgte im Alter von ca. 3 bis 5,5 Jahren, je nach Auftreten von Rissbildungen an den entsprechenden Korrosionszylindern.

²⁾Der Beton ist vollständig karbonatisiert.

Bei den Untersuchungen des Betons kamen Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, Betonzylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm sowie Betonprismen mit den Abmessungen 160 x 40 x 40 mm³ zur Verwendung. Die entsprechenden Versuche wurden im Betonalter von 28 Tagen in Anlehnung an DIN EN 196-1 und DIN EN 12390 durchgeführt. Weitere Untersuchungen folgten zum Zeitpunkt einer augenscheinlich erkennbaren Rissbildung an den Korrosionszylindern gleichen Alters. Die Untersuchungsergebnisse fanden insbesondere Berücksichtigung bei den Eingangsdaten für die numerische Simulation der Bruchprozesse.

3.8.2 Bruchmechanische Eigenschaften

Zur Ermittlung der Betonzugfestigkeit fanden an gekerbten Prismen im Alter von 28 Tagen zentrische Zugversuche statt. Die Prismen mit den Abmessungen $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ wurden mit dem Beton B hergestellt (siehe Tabelle 3-4; CEM I 32,5 R, $z = 360 \text{ kg/m}^3$, $w/z = 0,7$). Die Lagerung der Prismen erfolgte bei $20 \text{ }^\circ\text{C}$ und 65 % r. F. im Klimaraum. Die Kerben wurden mittig auf zwei gegenüberliegenden Seiten der Prismen mit einer Tiefe von 5 mm im Alter von 7 Tagen mit einer Diamantsäge eingeschnitten.

Die Versuche wurden in Anlehnung an die von KOTAN [66] und MECHTCHERINE [87] angewandte Vorgehensweise mit einer verdrehungsbehinderten Lagerung der Prismen in der Prüfmaschine durchgeführt. Hierzu wurden die Prismen an ihren Stirnflächen direkt in die Prüfmaschine zwischen zwei demontierbaren, verdrehungsbehinderten Stahlplatten eingeklebt. Als Klebstoff kam dabei ein schnell erhärtender Zweikomponentenkleber auf Methacrylharzbasis zum Einsatz. Nach der Erhärtung des Klebers erfolgte die Lastaufbringung mit einer konstanten Verformungsgeschwindigkeit von $0,05 \text{ mm/min}$ bis zum Bruch. Die Verformungsmessung erfolgte mithilfe von induktiven Wegaufnehmern, die auf gegenüberliegenden Prüfkörperseiten mittels eines Messgestells in Höhe der Probekörpermitte befestigt waren. Das Messgestell selbst war mit Schrauben so am Probekörper befestigt, dass sich eine Messlänge von 100 mm ergab.

Es wurden nur Versuche ausgewertet, bei denen sich die Versagensfläche innerhalb der Messstrecke ausbildete. Insgesamt konnten sechs erfolgreiche Versuche durchgeführt werden. Die mittlere einaxiale Zugfestigkeit f_{ctm} betrug dabei $1,9 \text{ N/mm}^2$ bei einer Standardabweichung von $0,2 \text{ N/mm}^2$. Für die spezifische Bruchenergie G_F des Betons wurde ein Mittelwert von $64,5 \text{ N/m}$ ermittelt (Standardabweichung $8,0 \text{ N/m}$).

Die Auswirkungen der Karbonatisierung und des Chloridgehalts auf das bruchmechanische Verhalten von Beton wurden im Rahmen spezieller Untersuchungen mit der Keilspaltmethode geprüft, die in Zusammenarbeit mit Herrn Prof. Elmar Tschegg von der Technischen Universität Wien durchgeführt wurden. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in [139, 140] ausführlich dokumentiert.

Zusammenfassend konnte festgestellt werden, dass die Kerbzugfestigkeit des karbonatisierten Betons etwa 85 % der des nicht karbonatisierten Betons betrug. Das Verhältnis der mittleren spezifischen Bruchenergien zwischen den karbonatisierten und den nicht karbonatisierten Betonproben betrug ca. 0,7.

3.8.3 Schwind- und Kriechverhalten

Neben den Festigkeitsprüfungen wurde das Schwind- und Kriechverhalten der Betone A, B, C und H (siehe Tabelle 3-4) kontinuierlich bestimmt. Die Untersuchungen wurden sowohl an karbonatisierten (aus Beton B und C) als auch an nicht karbonatisierten Betonprüfkörpern (aus Beton A, B, C und H) vorgenommen.

Aufgrund des gewählten Größtkorndurchmessers (GK) von 8 mm konnten für die Schwindversuche an den karbonatisierten Prüfkörpern Betonprismen mit den Abmessungen $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ herangezogen werden, die neben den Korrosionszylindern bei erhöhtem CO_2 -Gehalt der umgebenden Luft in einer Klimabox gelagert wurden. Aus versuchstechnischen Gründen war die Ermittlung des Kriechverhaltens des karbonatisierten Betons nicht möglich.

Die Ergebnisse der im Probenalter von 7 Tagen begonnenen und über mehrere Jahre andauernden Schwindversuche an Betonprismen, die gemäß DIN 52450 durchgeführt wurden, sind in Abbildung 3-15 dargestellt. Den einzelnen Kurvenverläufen liegen die Mittelwerte der Schwindmessungen an jeweils drei Prismen aus demselben Beton zugrunde. Die Verformungsmessungen erfolgten mithilfe einer mechanischen Messuhr (Messgenauigkeit ca. $\pm 0,001 \text{ mm}$) über zwei Messzapfen, die jeweils in der Längsachse der Probekörper angebracht waren.

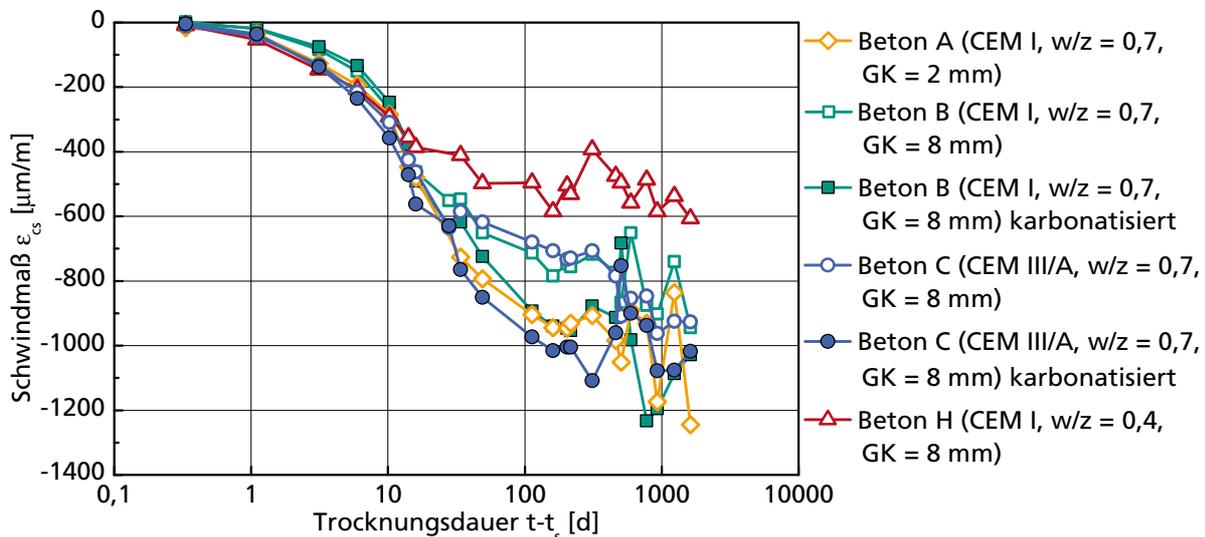


Abb. 3-15 Ergebnisse der Schwindversuche an Prismen aus den Betonen A, B, C und H gemäß DIN 52450

Zur Bestimmung der Endwerte des Betonschwindens wurde eine Extrapolation der gemessenen Schwindverformungen auf der Grundlage einer Hyperbelfunktion nach ROSS [119] durchgeführt. Um den gesamten Verlauf der Schwindverformung, d. h. auch im jungen Betonalter, zutreffend abbilden zu können, wurde die Hyperbelfunktion um einen Exponenten erweitert, mit dessen Hilfe eine

genauere Anpassung der zur Prognose des Endwerts benötigten Funktion an die Messwerte möglichst wird. Nähere Angaben zur Vorgehensweise bei der Extrapolation können [68] entnommen werden. Die Extrapolationsergebnisse sind in Tabelle 3-11 für die untersuchten Betone aufgezeigt.

Tab. 3-11 Berechnete Endwerte des Schwindens der untersuchten Betone

Beton	A	B	B	C	C	H
Zementart CEM ...	I	I	I	III/A	III/A	I
w/z-Wert [-]	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,4
Größtkorn [mm]	2	8	8	8	8	8
Beton karbonatisiert	nein	nein	ja	nein	ja	nein
Endwert des Schwindens [$\mu\text{m/m}$]	-1067	-883	-1093	-865	-1062	-549

Weitere experimentelle Untersuchungen wurden zum Kriechverhalten des Betons B durchgeführt (CEM I 32,5 R, Zementgehalt $z = 360 \text{ kg/m}^3$, $w/z = 0,7$, Größtkorn = 8 mm). Bei den Versuchskörpern handelte es sich um zwei Betonzylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 450 mm, die in einem Kriechstand übereinander eingebaut wurden. Die Messungen des Kriechverhaltens wurden von Schwindmessungen an einem weiteren Zylinder mit den gleichen Abmessungen begleitet.

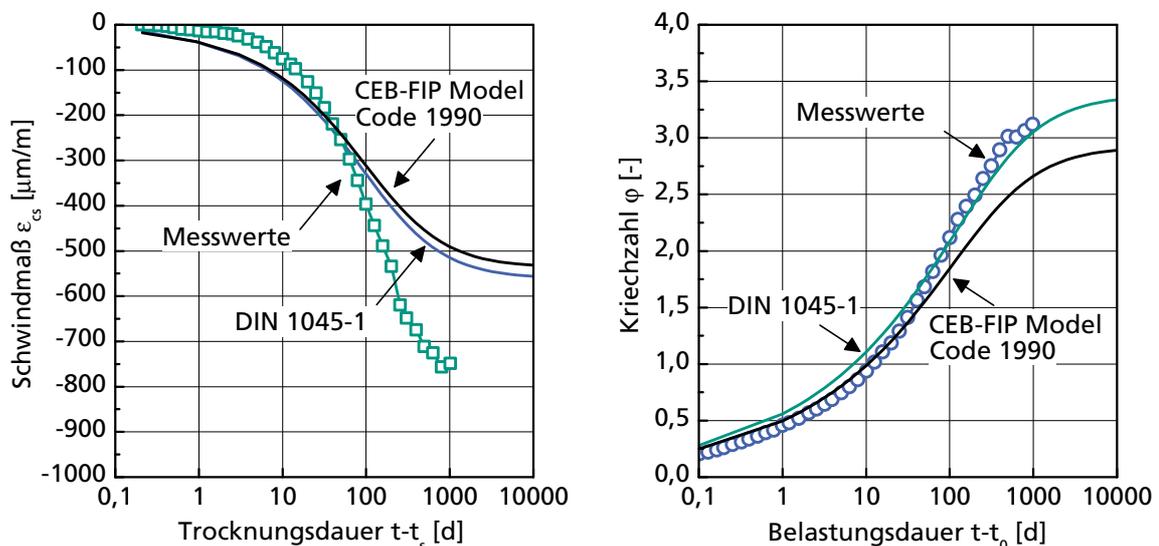


Abb. 3-16 Ergebnis der Schwindmessungen an einem Betonzylinder (links) und Ergebnis der Kriechmessungen an zwei Betonzylindern (rechts) und Vergleich mit den Vorhersagen auf der Grundlage der Modelle in DIN 1045-1 und CEB-FIP Model Code 1990 [27]; Beton B, CEM I, $f_{cm} = 26,5 \text{ N/mm}^2$

Die Prüfkörper wurden nach der Herstellung für 7 Tage in Wasser und anschließend bei 20 °C und 65 % r. F. im Klimaraum gelagert. Die definierte Belastung der Kriechproben erfolgte mit hydraulischen Dauerstandpressen. Der Belastungsgrad betrug 40 % der Druckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen.

Eine Festigkeitsprüfung an Proben, die aus der gleichen Charge wie die Zylinder für die Schwind- und Kriechmessungen hergestellt wurden, ergab eine Betondruckfestigkeit von $f_{cm} = 26,5 \text{ N/mm}^2$.

Die Ergebnisse der Schwind- und Kriechmessungen sind in der Abbildung 3-16 jeweils den Vorhersagen auf Grundlage der Modelle in DIN 1045-1 und im CEB-FIP Model Code 1990 [29] gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass das Betonkriechen anhand der beiden Modelle sehr gut beschrieben werden kann. Die Modelle unterschätzen jedoch das Betonschwinden mit zunehmender Trocknungsdauer deutlich.

3.9 Schlussbemerkung und Folgerungen

Mithilfe der Tangentialdehnungsmessungen an den Korrosionszylindern ist es gelungen, den zeitlichen Verlauf der korrosionsinduzierten Schädigung in Abhängigkeit der Korrosionsart, des verwendeten Zementtyps, des w/z-Werts des Betons sowie den geometrischen Größen Stabstahldurchmesser und Betondeckung zu erfassen. Um in der Lage zu sein, eine möglichst genaue zeitliche Einordnung des Schädigungsprozesses vorzunehmen, war die Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit in Form der sog. Korrosionsrate an den Proben erforderlich. Aufgrund des gewählten Versuchsaufbaus war jedoch weder eine gravimetrische, d. h. über den Massenverlust des Stabstahls vorgenommene Bestimmung der Korrosionsrate möglich, noch konnte diese über die Messung des Korrosionsstroms abgeschätzt werden. Folglich musste die Korrosionsrate an den Korrosionszylindern indirekt bestimmt werden.

Noch während der laufenden Versuche wurden die Korrosionsraten ausgewählter Proben zerstörungsfrei und ohne nennenswerten Einfluss auf den Korrosionsprozess mithilfe computertomographischer Untersuchungen bestimmt. Jedoch eignete sich das Verfahren nur bei chloridinduzierter Korrosion, da die Dicke der weitestgehend gleichmäßig auf der Stabstahloberfläche anzutreffenden Rostschicht von Proben, die einer karbonatisierungsinduzierten Korrosion unterlagen, teilweise im Bereich der minimalen Auflösungsgrenze des Tomographen lag.

Die lichtmikroskopischen Untersuchungen an Anschliffen von Probenquerschnitten lieferten vergleichsweise zuverlässige Korrosionsraten sowohl bei chloridinduzierter als auch bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion. Korrosionsraten, die an mehreren Querschnitten des selben Korrosionszylinders bestimmt wurden, lagen i. d. R. in derselben Größenordnung bzw. waren nahezu gleich. Darüber hinaus entsprachen die ermittelten Korrosionsgeschwindigkeiten weitestgehend jenen, die von anderen Mitgliedern der DFG-Forschergruppe 537 [33] an Proben bestimmt wurden, die eine identische Betonzusammensetzung aufwiesen und gleichen Korrosionsbedingungen ausgesetzt waren.

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der Korrosionsraten war durch topometrische Untersuchungen an korrodierten Stabstählen gegeben, die nach Abschluss der Versuche aus den Korrosionszylindern ausgebaut und durch Beizen von Beton- und Rostanhaftungen befreit wurden. Der Vorteil der Methode, die unter Verwendung eines Stereoscanners auf dem Verfahren der optischen Triangulation mit strukturiertem Streifenlicht beruht, lag in der volumetrischen Erfassung der korrosionsinduzierten Loch- und Muldenvolumina großer Bereiche der Stabstahlmantelfläche. Dadurch war es möglich, die Auswirkungen der Korrosion nicht nur in einzelnen Querschnitten der jeweils untersuchten Probe, sondern entlang ihrer Staboberfläche und somit besonders repräsentativ für die gesamte Probe zu erfassen. Leider wird bei diesem Verfahren die Korrosionsrate bei gleichförmiger Korrosion mit geringen Abtragstiefen unterschätzt.

Bei den experimentellen Untersuchungen an den Korrosionszylindern fiel auf, dass insbesondere die Proben mit den kleinsten gewählten Betondeckungen von $c = 10$ mm sehr geringe Korrosionsraten aufwiesen. Vermutlich war dies auf den gewählten Befeuchtungsrhythmus, der im Tauchen der Proben im Abstand von einer Woche bestand, zurückzuführen. Die geringen Betondeckungen führten zu einem schnellen Absinken des für die Korrosion erforderlichen Feuchtegehalts im Beton, welcher erst wieder mit dem erneuten Tauchen der Proben jeweils nach einer Woche anstieg. Folglich wurde die aktive Korrosion durch das Vorliegen von Zwischenzeiträumen mit geringen elektrolytischen Leitfähigkeiten beträchtlich gehemmt.

Die o. g. Verfahren Computertomographie und Lichtmikroskopie ermöglichten nicht nur die Bestimmung der Korrosionsraten, sondern lieferten zusätzlich wichtige Informationen zum Aufenthaltsort und damit zum Migrationsverhalten der Korrosionsprodukte. Die Identifikation der durch die Korrosionsprozesse in den Proben entstandenen Eisenoxide und Eisenoxidhydroxide erfolgte mithilfe der Röntgendiffraktometrie und Raman-Spektroskopie an aus den Proben entnommenen Rostfragmenten.

Ebenfalls an Rostfragmenten und an zu Pulver zermahlenem Rost aus den Korrosionszylindern wurden Hochdruck-Röntgenbeugungsversuche durchgeführt. Hierbei konnten mithilfe der vom GFZ Postdam am Speicherring DORIS des DESY-HASYLAB Hamburg betriebenen Vielstempelpresse MAX80 die Kompressionsmoduln der Eisenoxide Magnetit (Fe_3O_4) und Goethit ($\alpha\text{-FeOOH}$) bestimmt werden. Diese können als Obergrenze für die Steifigkeit der Korrosionsprodukte angesehen werden, da bei den Untersuchungen makroskopisch strukturelle Einflüsse, wie Störungen im Rostgefüge oder Imperfektionen durch das Kristallisieren der Korrosionsprodukte im Porenraum des Betons, unberücksichtigt bleiben.

Aus der Gesamtheit der durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurde ersichtlich, dass neben den bislang als wesentlich angesehenen Einflussfaktoren der Korrosion (z. B. Korrosionsgeschwindigkeit, Stabstahldurchmesser, Beton-

deckung, Festigkeit des Betons) insbesondere das Eindringverhalten des Rosts in Betonporen und Risse von zentraler Bedeutung für die zeitliche Entwicklung des Schädigungsprozesses ist. Folglich musste dieses bei der Entwicklung des numerischen Modells gesondert berücksichtigt und möglichst wirklichkeitsnah abgebildet werden.

Kapitel 4

Entwicklung des numerischen Modells

4.1 Vorbemerkung

Die numerischen Untersuchungen dienten zunächst dem Zweck, die bei den Versuchen zu erwartenden Spannungen und Verformungen im Vorfeld abschätzen zu können. Zum anderen ermöglichten sie die Analyse der Prozesse der Rissbildung, der Rissausbreitung und der Abplatzung für eine Vielzahl der untersuchten Parametervariationen.

4.2 Modellansatz

Die numerische Simulation erfolgte mit der Finite-Elemente-Methode unter Verwendung des Softwarepakets DIANA [34]. Dieses ist in der Lage, das komplexe Materialverhalten von Beton unter Berücksichtigung der viskoelastischen Verformungsanteile und der Rissbildung hinreichend genau abzubilden. Darüber hinaus lassen sich zahlreiche Material- und Modelleigenschaften direkt vorgeben, was wiederum die Verwendung der bei den experimentellen Untersuchungen ermittelten Kennwerte ermöglicht. Damit sind die notwendigen Voraussetzungen gegeben, das tatsächliche Verhalten der Proben bzw. der Bauteile im numerischen Modell gut abzubilden.

Zunächst wurden die unterschiedlichen bei den experimentellen Untersuchungen verwendeten zylindrischen Betonkörper mit zentrisch eingebettetem Bewehrungsstab modelliert. Später wurde das numerische Modell im Hinblick auf die Untersuchung baupraktisch relevanter Bedingungen (Bewehrung unter einer ebenen Betonoberfläche, Korrosion benachbarter Stäbe etc.) erweitert, siehe Kapitel 6.

Obwohl Beton als Werkstoff ein Mehrphasensystem darstellt, wurde bei der Modellentwicklung das Finite-Element-Netz als Kontinuumsmodell auf der Makroebene generiert und somit bewusst auf die Abbildung des vor allem durch die Gesteinskörnung geprägten mehrphasigen Aufbaus des Betons im Rahmen eines Strukturmodells auf Mesoebene verzichtet. Der Grund hierfür lag vor allem

in der Zielsetzung der numerischen Untersuchungen, mit deren Hilfe vorrangig der Zeitpunkt der Schädigung (Rissbildung) ermittelt werden sollte. Der exakte geometrische Verlauf der Rissbildung stand hierbei nicht im Vordergrund.

4.2.1 Geometrie und Diskretisierung

Zur Festlegung des Berechnungsmodells, dem ein ebener Dehnungszustand zugrunde gelegt ist, wurde zunächst der Querschnitt der Korrosionszylinder jeweils als zweidimensionales Finite-Element-Netz abgebildet, siehe Abbildung 4-1. Die Modellierung des Betons und des Betonstabstahls erfolgte mit vierseitigen, sog. 8-Knoten Kontinuums-elementen, denen entsprechende Materialeigenschaften (siehe Abschnitt 4.2.2) zugewiesen wurden.

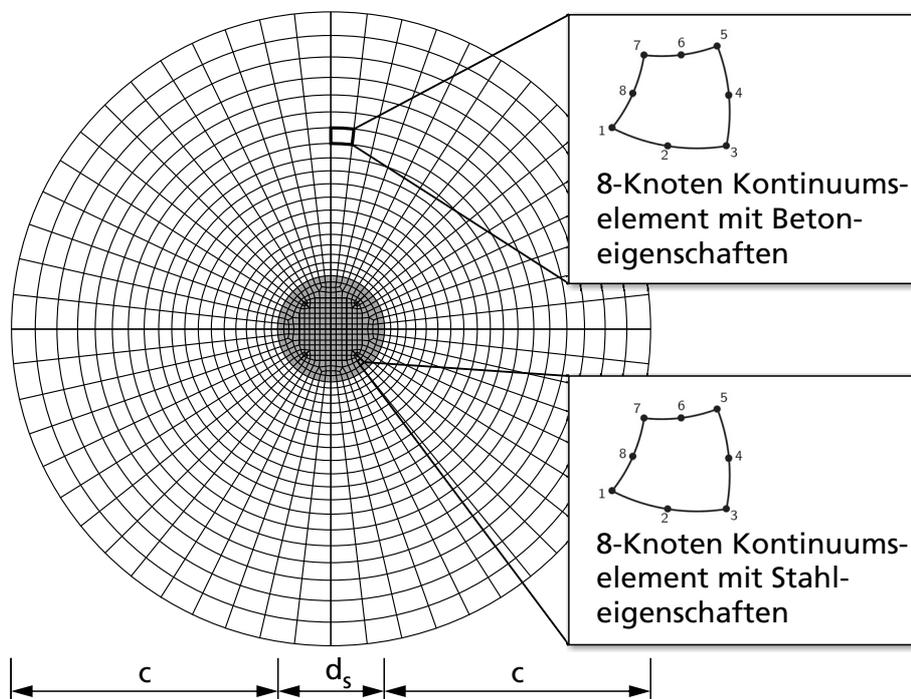


Abb. 4-1 Zweidimensionales Finite-Element-Netz eines Korrosionszylinders des Modells d8c20 (siehe Tabelle 4-1)

Die Verwendung von vierseitigen Elementen erwies sich bei den Berechnungen als zweckmäßig, da die Netze mit dreiseitigen Elementen zu einer erhöhten Steifigkeit des Systems und als Folge davon zu einem vorzeitigen Abbruch der Berechnung führten. Dieser war darauf zurückzuführen, dass die der Berechnung zugrunde liegenden Konvergenzkriterien für die Verformung bereits bei geringen Rissöffnungen nicht mehr eingehalten werden konnten. Die vierseitigen 8-Knoten Kontinuums-elemente lieferten auch bei groben Netzfeinheiten eine hinreichende Genauigkeit der berechneten Spannungen und Dehnungen, was im Zuge von Vorversuchen zur Netzempfindlichkeit und anhand einer einfachen Konvergenzstudie festgestellt werden konnte [129]. Diese wies jedoch auf eine ausgeprägte Netzempfindlichkeit des Modells hin.

Die Größe der zur Abbildung des Betons gewählten Elementlängen ist von der Lage der jeweils betrachteten Elemente im doppelsymmetrischen Modellquerschnitt abhängig. Durch Vorgabe der kleinsten Elementlänge wurde, bedingt durch die Kreisgeometrie und die Wahl der geometrischen Parameter Stabdurchmesser d_s und Betondeckung c , somit auch die größte Elementlänge festgelegt. Die hieraus resultierende Netzfeinheit stellt eine Kompromisslösung dar. So sind zwar bei einer höheren Netzfeinheit exaktere numerische Berechnungsergebnisse zu erwarten, jedoch widersprechen die mit zu kleinen Elementen gewonnenen Ergebnisse den Erkenntnissen aus der Bruchmechanik. So können zu kleine Elementlängen bei der Simulation von Rissbildungen im Beton unter Zugrundelegung des Crack Band Models [14] (siehe Abschnitt 4.2.2) unrealistische Resultate zur Folge haben [84].

Bei der Netzgenerierung wurde zudem versucht, die Seitenverhältnisse der einzelnen Elemente so zu wählen, dass die Elementbreite annähernd der Elementlänge entsprach.

Zur Untersuchung des Einflusses des Stabdurchmessers d_s und der Dicke der Betondeckung c auf die Rissentwicklung wurden Modelle mit unterschiedlichen geometrischen Kombinationen dieser Parameter gebildet und analysiert (siehe Tabelle 4-1). Die Anzahl der je Modell verwendeten Elemente variierte zwischen 780 und 1556. Die Kantenlängen der Elemente nahmen Werte zwischen ca. 0,2 mm (innerste Elementreihe des Stahls im Modell d8c10) und 5,9 mm (äußerste Elementreihe des Betons im Modell d24c40) an. Die verwendeten Finite-Element-Netze sind in der Abbildung B-1 in Anhang B dargestellt.

Die Finite-Elemente-Netze wurden jeweils in Querschnittsmitte mit einem zweiwertigen Festlager gegen Verschiebungen in der Netzebene gehalten. Ein zusätzliches einwertiges Lager an einem Elementknoten innerhalb des Stahlquerschnitts zur Verhinderung tangentialer Verschiebungen führte dazu, dass sich der Querschnitt zwar in radialer Richtung uneingeschränkt dehnen, jedoch nicht um seine Achse verdrehen konnte.

Tab. 4-1 Übersicht über die untersuchten Finite-Element-Netze

Netzbezeichnung	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	c/d_s -Verhältnis [-]
-			
d8c10	8	10	~ 1,3
d8c20	8	20	~ 2,5
d16c20	16	20	~ 1,3
d24c10	24	10	~ 0,4
d24c20	24	20	~ 0,8
d24c30	24	30	~ 1,3
d24c40	24	40	~ 1,7

4.2.2 Stoffgesetze und Materialkennwerte

Die Simulation der Rissbildung und des Rissfortschritts im Beton erfolgte auf Grundlage des von BAŽANT und OH entwickelten Crack Band Model [14], siehe Abbildung 4-2, links. Dieses ist ein Kohäsionsrissmodell, in dem über einen bereits geöffneten Riss aufgrund von Materialbrücken und Rissverzahnungen noch Spannungen senkrecht zu den Rissufer bis zum Erreichen der kritischen Rissbreite w_{cr} übertragen werden (siehe Abbildung 4-2, rechts). Hinsichtlich der dabei berücksichtigten Stoffgesetze für den Beton wurde die bilineare Beziehung gemäß dem CEB-FIP Model Code 1990 [29] zur Definition des Nachbruchverhaltens verwendet. Hierbei pflanzt sich ein bereits vorhandener Riss dann fort, wenn die Spannung an der Risswurzel die Zugfestigkeit f_{ct} erreicht.

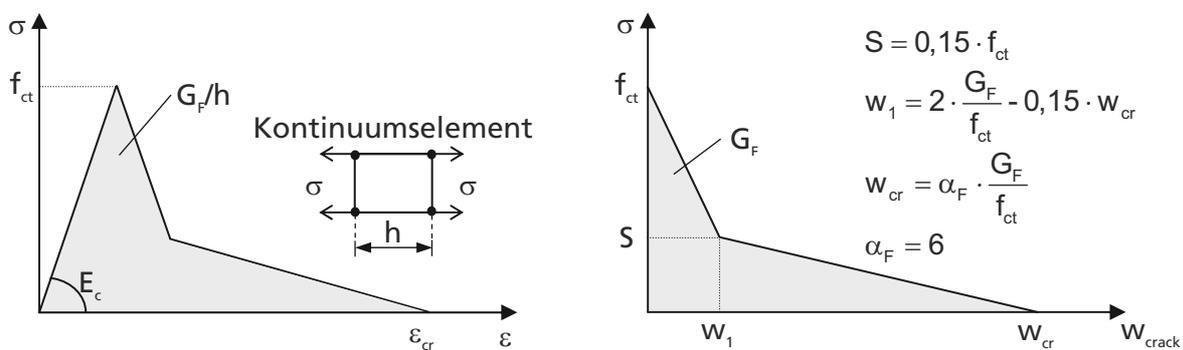


Abb. 4-2 Crack Band Model zur Beschreibung des Betonverhaltens unter Zugbeanspruchung [14] (links) und Spannungs-Rissöffnungsbeziehung zur Beschreibung des Entfestigungsverhaltens des Betons [29] (rechts)

Aufgrund des Betonschwindens und infolge der Bewehrungskorrosion treten in der Betonrandzone um die Bewehrungsstäbe mehraxiale Spannungszustände auf, die durch radiale Druck- und tangentielle Zugspannungen charakterisiert sind. Die hierbei auftretende Tragfähigkeitsminderung des Betons wird durch eine lineare Beziehung zwischen den maximal aufnehmbaren Druck- und Zugspannungen in den Berechnungen berücksichtigt (MOHR-COULOMB-Versagenshypothese), siehe Abbildung 4-3.

Im numerischen Modell erfolgte die Beschreibung des viskoelastischen Verformungsverhaltens von Beton (Schwinden und Kriechen) auf der Grundlage der Materialgesetze im CEB-FIP Model Code 1990 [29]. Diese Wahl erschien mangels besserer im Softwarepaket DIANA zur Verfügung stehender Alternativen, aber auch vor dem Hintergrund der relativ guten Übereinstimmung der experimentellen Ergebnisse (siehe Abschnitt 3.8.3) mit den im CEB-FIP Model Code 1990 [29] vorgegebenen Materialgesetzen als gerechtfertigt.

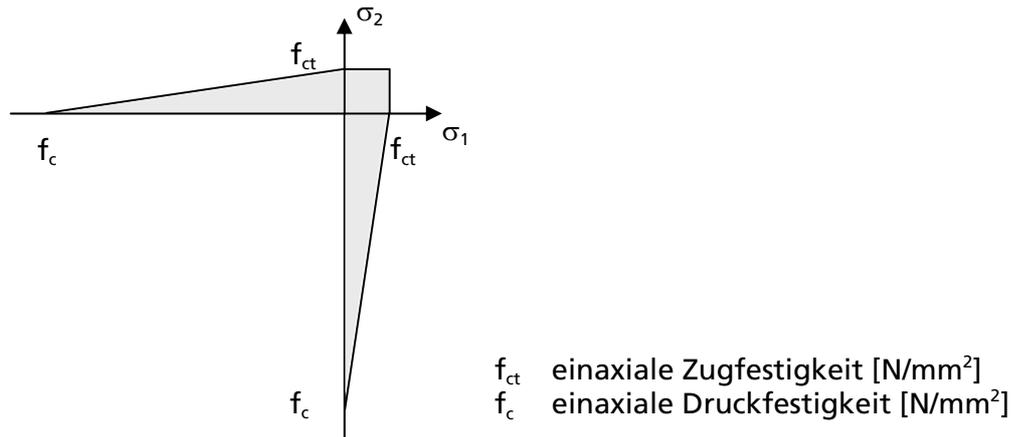


Abb. 4-3 Modell zur Beschreibung des biaxialen Tragverhaltens von Beton

Die Heterogenität des Betons bzw. die Streuung, der die Materialeigenschaften unterworfen sind, wurde in Anlehnung an die von MECHTCHERINE entwickelte Vorgehensweise [87] anhand einer Variation der den finiten Elementen zugewiesenen Zugfestigkeit und Bruchenergie berücksichtigt, siehe Abbildung 4-4. Hierzu wurden die finiten Elemente einer Normalverteilung folgend in die Elementgruppen 1 bis i mithilfe eines Zufallsgenerators eingeteilt. Diesen Elementgruppen wurden anschließend die jeweiligen nach der Normalverteilung erhaltenen Zugfestigkeiten $f_{ct,1}$ bis $f_{ct,i}$ zugewiesen. Der E-Modul E_c sowie die kritische Dehnung ε_{cr} blieben für alle Elementgruppen unverändert. Als Folge wurde somit auch die Bruchenergie G_F entsprechend der Zugfestigkeit variiert.

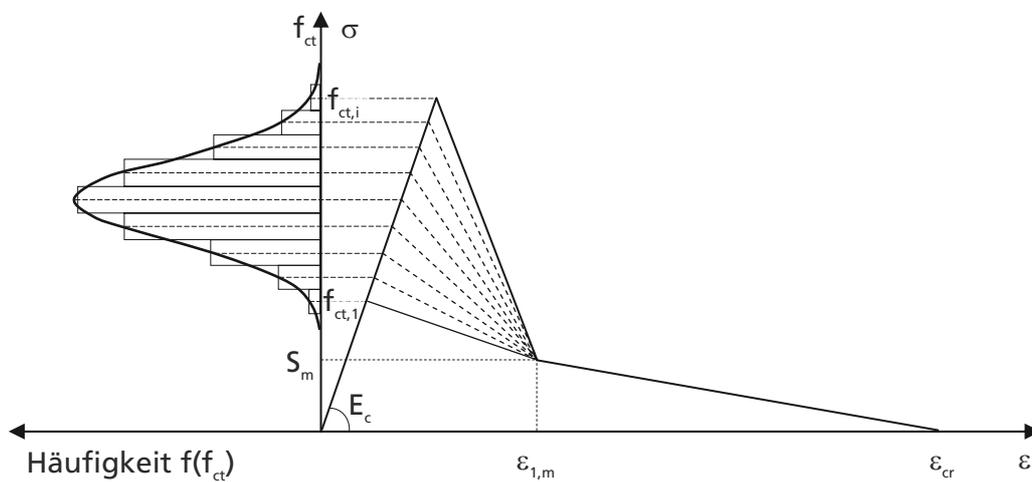


Abb. 4-4 Berücksichtigung der Heterogenität von Beton im numerischen Modell in Anlehnung an [87]

Die Korrosion des Betonstabstahls führt zu einer Reduktion der Steifigkeit des Gesamtsystems, da die Korrosionsprodukte im Vergleich zum ursprünglichen Stahl einen wesentlich niedrigeren E-Modul aufweisen (vgl. Kapitel 5). Die

durch das kontinuierliche Aufwachsen von Korrosionsprodukten auf die Stahloberfläche verursachte Verringerung der Steifigkeit fand im Modell Berücksichtigung.

Da die sich nach und nach bildende Rostschicht aufgrund ihrer anfänglich sehr geringen Dicke sich numerisch nicht abbilden lässt, ohne die Netzgeometrie zu ändern, wurden der verbleibende Stabquerschnitt und die aufgewachsene Rostschicht als Verbundwerkstoff in serieller Anordnung modelliert. Der E-Modul dieses Verbundwerkstoffs E_v kann mit folgender bekannter Beziehung berechnet werden:

$$E_v = \frac{A_v}{\frac{A_{s, \text{reduced}}}{E_s} + \frac{A_{\text{corr}}}{E_{\text{corr}}}} \quad (4-1)$$

mit E_v = E-Modul des Verbundwerkstoffs aus Stahl und Rost [N/mm^2], A_v = Fläche des Verbundwerkstoffs [mm^2], E_s = E-Modul des Stabstahls [N/mm^2], $A_{s, \text{reduced}}$ = Fläche des (noch) nicht korrodierten Stabstahls [mm^2], E_{corr} = E-Modul des Rosts [N/mm^2], A_{corr} = Fläche des Rosts [mm^2].

Hierbei wurde den Elementen, denen vor Korrosionsbeginn der E-Modul des Stabstahls zugewiesen wurde, mit Korrosionsbeginn der E-Modul des Verbundwerkstoffs E_v übertragen. Die zur Berechnung von E_v herangezogenen Flächen des (noch) nicht korrodierten Stabstahls und des Rosts beziehen sich dabei auf die tatsächlichen, z. B. im Rahmen von Versuchen gemessenen Flächen, wie u. a. der Querschnitt des nicht korrodierten oder teilweise korrodierten Stabstahls oder die Rostfläche, ermittelt aus dem Produkt aus Stabumfang und Abtragstiefe x_{corr} (siehe auch Abbildung 4-5). Die Dicke des Querschnitts im zweidimensionalen Modell wurde dabei einheitlich zu eins gewählt, wodurch eine volumetrische Betrachtung nicht notwendig wird. Diese Vorgehensweise erlaubt somit eine wirklichkeitsnahe Implementierung von z. B. Versuchswerten, die von den eigentlichen Abmessungen der zur Modellierung verwendeten einzelnen Elemente unabhängig ist.

Für die Verwendung im zweidimensionalen Modell wurde die Dicke des Querschnitts zu 1 angenommen.

Die Berechnung der reduzierten Steifigkeit des Verbundsystems aus Rost und Stahl erfolgte anhand einer Subroutine für jeden einzelnen zu berechnenden Zeitschritt und wurde anschließend jeweils in die numerische Simulation der Spannungen und Dehnungen neu eingelesen.

Das Verhalten des Stahls folgt der VON MISES-Fließbedingung. Hierbei wurden die Eigenschaften des Stahls mit einem E-Modul von $200 \text{ kN}/\text{mm}^2$ berücksichtigt. Die Steifigkeit des Rosts ging – basierend auf den Untersuchungsergebnissen (vgl. Kapitel 5) – mit einem E-Modul von $35 \text{ kN}/\text{mm}^2$ in die Berechnungen ein. Ferner wurde die Annahme getroffen, dass zwischen Stahl und Beton voll-

ständiger Verbund wirkt. Folglich blieben die infolge der Korrosion möglichen Veränderungen des Verbundes bzw. der Reibung zwischen Stahl und Beton im numerischen Modell unberücksichtigt. Dies scheint gerechtfertigt, da bedingt durch den weitestgehend symmetrischen Spannungszustand, nennenswerte Schubspannungen in der Grenzfläche zwischen Stahl und Beton erst bei Vorliegen einer ausgeprägten Rissbildung zu erwarten sind, welche jedoch nicht Bestandteil der numerischen Untersuchungen waren.

Für den in der Simulation zunächst berücksichtigten Beton wurden die in Tabelle 4-2 angegebenen Materialkennwerte angenommen.

Tab. 4-2 Materialkennwerte des Betons im numerischen Modell

Beton	f_c [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]	E_c [kN/mm ²]	G_F [N/mm]	ν [-]
1	23	1,8	22	0,065	0,2
2	50	3,6	31	0,090	0,2
3	118	5,4	46	0,115	0,2

Im weiteren Verlauf der numerischen Analysen fanden die bei den Begleitversuchen gewonnenen Materialparameter Eingang in das numerische Modell.

4.3 Beanspruchungsfunktion

Noch vor Beginn der Korrosion findet die erste Beanspruchung des Verbundsystems Stahl-Beton bereits durch das nach der Herstellung einsetzende Schwinden des Betons statt. Der im Vergleich zum Beton sehr steife Bewehrungsstab bewirkt eine Behinderung des Betonschwindens und führt so zu einem Zwangspannungszustand. Die hieraus resultierenden Spannungen werden jedoch durch das einsetzende Betonkriechen sukzessive abgebaut [20]. Mit dem Beginn der Korrosion treten Korrosionsprodukte auf, wodurch das Verbundsystem Stahl-Beton in das System Stahl-Rost-Beton übergeht. Ab diesem Zeitpunkt wird auch die Beanspruchung um die Dehnungen bzw. Spannungen ergänzt, die sich aus dem zusätzlichen Platzbedarf der nach und nach entstehenden Korrosionsprodukte ergeben. Während die Spannungsanteile durch das Betonschwinden zwar weiterhin vorhanden sind, aber durch die einsetzende Korrosion unbeeinflusst bleiben, nehmen die kriecherzeugenden Spannungen zu. Dies führt wiederum zu einer weiteren Reduktion der infolge Korrosion sich stetig erhöhenden Betonspannungen, die erst mit dem Auftreten von Rissen signifikant reduziert werden.

Die komplexe Beanspruchung, die sich aus den viskoelastischen Verformungen des Betons und der Korrosion ergibt, fand auch im numerischen Modell Berücksichtigung. Nachstehend werden die Beanspruchungsfunktionen näher erläutert, die zur Abbildung der gleichförmigen Korrosion und der Lochkorrosion in die numerische Berechnung implementiert wurden.

4.3.1 Gleichförmige Korrosion

Wie die Erfahrungen aus den experimentellen Untersuchungen zeigen, beruhen der Korrosionsprozess und die daraus resultierende Beanspruchung des Verbundsystems Stahl-Rost-Beton auf äußerst komplizierten und komplexen Vorgängen. Maßgebenden Einfluss auf die Höhe der auftretenden Spannungen und Dehnungen sowie auf die zeitliche Entwicklung der Rissbildung im Beton haben – neben der Qualität der Betondeckungsschicht und den geometrischen Gegebenheiten – vor allem die Korrosionsrate \dot{x}_{corr} , d. h. der Quotient aus der an der Anode auftretenden Abtragstiefe x_{corr} und der zugehörigen Korrosionsdauer t_{corr} (siehe auch Abschnitt 2.3.1), sowie die Volumenrate λ , welche das Verhältnis des Rostvolumens zum Volumen des unkorrodierten Stahls beschreibt (siehe auch Abschnitt 2.1.3). Eben dieser aus der Radiuszunahme Δr_{corr} resultierende zusätzliche Volumenbedarf, den die Korrosionsprodukte aufgrund ihrer niedrigeren Dichte verglichen mit dem elementaren Stahl benötigen, kann als eine Rostschicht verstanden werden, die sich – im Falle einer gleichförmigen Korrosion – ebenmäßig auf der Stahloberfläche bildet, siehe Abbildung 4-5.

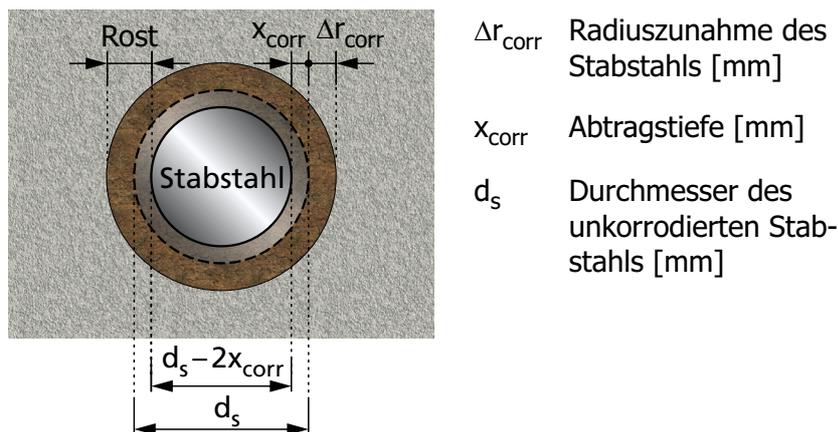


Abb. 4-5 Schematische Darstellung der freien Radiuszunahme des Bewehrungsstabs Δr_{corr} durch Aufwachsen von Rost auf die Stahloberfläche bei gleichförmiger Korrosion

Mithilfe der am Bewehrungsstab auftretenden Abtragstiefe x_{corr} und der Volumenrate λ kann für den Fall der gleichförmigen Korrosion die freie Radiuszunahme des Stahls, d. h. das gleichmäßige Aufwachsen aller sich bildenden Korrosionsprodukte auf die Stahloberfläche, mit Gleichung 4-2 bestimmt werden (siehe auch lineare Beanspruchungsfunktion in Abbildung 4-6) [22, 129]. Die ausführliche Herleitung der Gleichung ist in Anhang B aufgezeigt:

$$\Delta r_{\text{corr}} = -\frac{d_s}{2} + \sqrt{\left(\frac{d_s}{2}\right)^2 - \frac{1}{4}\left(d_s^2 - (d_s - 2x_{\text{corr}})^2 - \lambda \cdot d_s^2 \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{2x_{\text{corr}}}{d_s}\right)^2\right)\right)} \quad (4-2)$$

mit Δr_{corr} = freie Radiuszunahme des Bewehrungsstabs [mm], x_{corr} = Abtragstiefe [mm], d_s = (ursprünglicher) Durchmesser des Bewehrungsstabs [mm], λ = Volumenrate [-].

Es ist jedoch anzunehmen, dass nicht der gesamte entstehende Rost zum Aufbau von Spannungen im Beton beiträgt, da Teile der Korrosionsprodukte spannungsfrei in das angrenzende Betonporensystem der Verbundzone sowie in entstehende Risse im Beton abwandern. Hieraus resultiert in der ersten Phase der Korrosion (siehe hierzu auch Abbildung 3-2) eine reduzierte Beanspruchung auf den Beton.

Bei der numerischen Berechnung wurde diesem Effekt mithilfe einer sog. bilineare Beanspruchungsfunktion (siehe Abbildung 4-6) Rechnung getragen. Sie lässt sich bei Kenntnis des für den Rost in der Verbundzone zugänglichen Porenvolumens V_p herleiten. Hierzu muss zunächst der Stahlabtrag $x_{\text{corr,p}}$ bestimmt werden, der zum Füllen des verfügbaren Porenraums notwendig ist. Die entsprechende Radiuszunahme $\Delta r_{\text{corr,p}}$ ergibt sich durch Einsetzen von $x_{\text{corr,p}}$ in Gleichung 4-2 (siehe auch ausführliche Herleitung in Anhang B). Die effektive Radiuszunahme $\Delta r_{\text{corr,eff}}$, die sich somit nur aus dem Anteil des Korrosionsabtrags ergibt, der zu einem tatsächlichen Spannungsaufbau führt, kann aus der freien Radiuszunahme Δr_{corr} abzüglich des Anteils $\Delta r_{\text{corr,p}}$, der zum Füllen des Porenvolumens erforderlich ist, berechnet werden:

$$\Delta r_{\text{corr,eff}} = \Delta r_{\text{corr}} - \Delta r_{\text{corr,p}} \quad (4-3)$$

mit $\Delta r_{\text{corr,eff}}$ = effektive Radiuszunahme des Bewehrungsstabs [mm], Δr_{corr} = freie Radiuszunahme des Bewehrungsstabs [mm], $\Delta r_{\text{corr,p}}$ = zur Füllung des für Rost zugänglichen Betonporenvolumens erforderliche Radiuszunahme des Bewehrungsstabs [mm].

Das zum Verfüllen mit Korrosionsprodukten zugängliche Porenvolumen lässt sich anhand der Porosität der Verbundzone und des zugänglichen Verbundzonenvolumens abschätzen. Im zweidimensionalen Modell wurde das Volumen der Verbundzone vereinfachend als „Porenband“ um den Stabumfang mit einer konstanten Dicke berücksichtigt. Für die Porosität der Verbundzone kann in erster Näherung die Porosität des Betons angesetzt werden. Diese kann durch physikalische Versuche bestimmt werden. Eigene Untersuchungen an den in dieser Arbeit verwendeten Betonen ergaben Werte für die Porosität p zwischen 0,12 (Beton H; $w/z = 0,4$, CEM I, nicht karbonatisiert) und 0,16 (Beton B; $w/z = 0,7$, CEM I, karbonatisiert) bzw. 0,19 (Beton F; $w/z = 0,7$, CEM I, nicht karbonatisiert), siehe hierzu auch Tabelle 7-1.

Auch für die Dicke des verfüllbaren Porenbandes lassen sich Messwerte anhand mikroskopischer Untersuchungen an Probenschliffen gewinnen (siehe Abschnitt 3.6.2). Die Mittelwerte betragen für die in der vorliegenden Arbeit untersuchten Betone zwischen $d_{\text{tz}} = 150 \mu\text{m}$ und $d_{\text{tz}} = 250 \mu\text{m}$, siehe Tabelle 7-1. Die Einzelwerte waren jedoch erheblichen Schwankungen unterworfen.

Während in den aus der Literatur bekannten Modellen (u. a. [74, 78]) angenommen wird, dass keine Spannungen beim Füllen des freien Porenraums auftreten, wird in der vorliegenden Arbeit – basierend auf den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen – davon ausgegangen, dass im Zeitraum des Füllens des Porensystems dennoch Spannungen aufgebaut werden, wenn auch in sehr geringem Umfang. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass nur gewisse Anteile der Korrosionsprodukte in der Lage sind, in Poren des Betons einzudringen, während die übrigen Korrosionsprodukte bereits einen ersten Spannungsaufbau zwischen Stahl und Beton bewirken. Dieser Effekt wird in der numerischen Berechnung mithilfe eines anfänglich reduzierten, konstanten Gradienten der Beanspruchungsfunktion berücksichtigt (siehe Abbildung 4-6). Nähere Angaben zur numerischen Umsetzung können [129] entnommen werden.

Da bei der Korrosion Risse auftreten, kann auch in diese ein Teil der Korrosionsprodukte einwandern und zu einer vorübergehenden Reduktion der Beanspruchung des Betons führen. Dieser Effekt wurde in den numerischen Berechnungen mithilfe einer sog. multilinearen Beanspruchungsfunktion (siehe Abbildung 4-6) berücksichtigt. Die Ableitung dieser Funktion erfolgte analog zu der für die Berücksichtigung des Abwanderns von Korrosionsprodukten in Betonporen gewählten Vorgehensweise (siehe Anhang B). Das für die Korrosionsprodukte zugängliche Rissvolumen wurde für signifikante Einzelrisse auf der Grundlage der sich aus der numerischen Berechnung ergebenden Rissbreiten und -längen abgeschätzt.

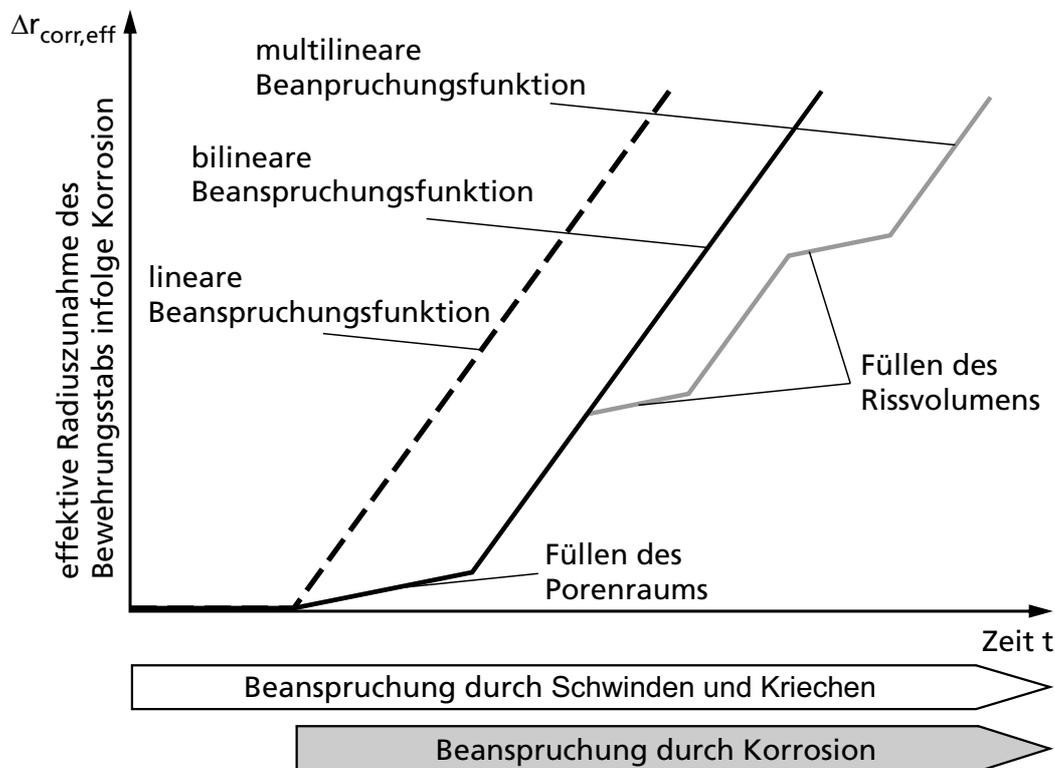


Abb. 4-6 Lineare, bilineare und multilineare Beanspruchungsfunktionen [22, 129]

Die durch die Korrosionsprodukte hervorgerufene Volumenzunahme des Betonstahls wurde im numerischen Modell vereinfachend als thermische Ausdehnung des Stabs simuliert. Diese folgt hierbei streng der durch die verschiedenen Beanspruchungsfunktionen vorgegebenen effektiven Radiuszunahme $\Delta r_{\text{corr,eff}}$ des Bewehrungsstabs. Die zur numerischen Implementierung der thermischen Ausdehnung erforderliche Temperaturdifferenz kann wiederum über nachfolgende Gleichung ermittelt werden:

$$\Delta T = \frac{2 \cdot \Delta r_{\text{corr,eff}}}{d_s} \cdot \frac{1}{\alpha_{T,s}} \quad (4-4)$$

mit ΔT = Temperaturdifferenz [K], $\Delta r_{\text{corr,eff}}$ = effektive Radiuszunahme des Bewehrungsstabs [mm], d_s = Durchmesser des Bewehrungsstabs [mm], $\alpha_{T,s}$ = thermischer Ausdehnungskoeffizient von Stahl [1/K].

4.3.2 Lochkorrosion

Während sich die o. g. Beanspruchungsfunktionen zur Berechnung einer gleichförmigen Korrosion, also insbesondere im Falle einer karbonatisierungsinduzierten Korrosion, besonders gut eignen, können sie nicht unmittelbar bei einer stark lokal ausgeprägten Korrosion, der sog. Lochkorrosion, angewendet werden. Die Lochkorrosion bzw. der sog. Lochfraß tritt meist im Zusammenhang mit einer chloridinduzierten Korrosion auf und bewirkt äußerst komplexe dreidimensionale Spannungs- und Dehnungszustände innerhalb der Betondeckung.

Obwohl sich dreidimensionale Probleme nicht dazu eignen, mittels zweidimensionaler Modelle behandelt zu werden, wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens dennoch ein zweidimensionales Modell für Lochkorrosion entwickelt. Dies ist dem Umstand geschuldet, dass mithilfe des nachstehend vorgestellten Modells das Verhalten der Korrosionszylinder bei Lochkorrosion hervorragend nachvollzogen werden konnte, was wiederum entscheidend zu einem besseren Verständnis der korrosionsinduzierten Schädigung im Beton beigetragen hat.

Ein von VAL und MELCHERS entwickeltes Modell [144, 146] erlaubt die Abschätzung des Querschnittsverlusts des Bewehrungsstabs infolge Lochkorrosion. Es basiert auf einer hemisphärischen Form des Lochs, das sich einseitig vom Rand des Bewehrungsstabs aus in Richtung Stabmittelpunkt erstreckt. Für die Berechnung der maximalen Lochtiefe $d_{\text{pit,max}}$ gemäß Gleichung 4-5 sind die Kenntnis der Korrosionsstromdichte i_{corr} , d. h. des auf die Anodenfläche bezogenen Korrosionsstroms (siehe Abschnitt 2.3.1), und des sog. Lochfraßfaktors α (auch Pitting Faktor genannt) erforderlich, der das Verhältnis von maximaler Lochtiefe zur mittleren Lochtiefe beschreibt [144, 146] (siehe auch Abschnitt 2.1.2.3):

$$d_{\text{pit,max}}(t) = 0,0116 \cdot i_{\text{corr}} \cdot t_{\text{corr}} \cdot \alpha \quad (4-5)$$

mit $d_{\text{pit,max}}$ = maximale Lochtiefe [mm], i_{corr} = Korrosionsstromdichte [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$], t_{corr} = Korrosionsdauer [a], α = Lochfraßfaktor [-].

Ausgehend von der Lochtiefe kann die Querschnittsfläche des korrosionsinduzierten Lochs A_{pit} auf der Basis weiterer geometrischer Vereinfachungen abgeschätzt werden [23, 144, 146]:

$$A_{\text{pit}}(t) = A_{\text{pit1}} + A_{\text{pit2}} \quad \text{für } d_{\text{pit,max}} \leq \frac{d_s}{\sqrt{2}} \quad (4-6)$$

wobei

$$A_{\text{pit1}} = \frac{1}{2} \left[\theta_1 \left(\frac{d_s}{2} \right)^2 - a \left(\frac{d_s}{2} - \frac{d_{\text{pit,max}}^2}{d_s} \right) \right] \quad (4-7)$$

$$A_{\text{pit2}} = \frac{1}{2} \left[(\theta_2 \cdot d_{\text{pit,max}}^2) - \left(a \cdot \frac{d_{\text{pit,max}}^2}{d_s} \right) \right] \quad (4-8)$$

$$a = 2d_{\text{pit,max}} \sqrt{1 - \left(\frac{d_{\text{pit,max}}}{d_s} \right)^2} \quad (4-9)$$

$$\theta_1 = 2 \arcsin \left(\frac{a}{d_s} \right) \quad (4-10)$$

$$\theta_2 = 2 \arcsin \left(\frac{a}{2d_{\text{pit,max}}} \right) \quad (4-11)$$

mit A_{pit} = Fläche des Lochs [mm^2], $d_{\text{pit,max}}$ = maximale Lochtiefe [mm], d_s = Stabstahldurchmesser [mm].

Zur Definition der Beanspruchung konnte anschließend der damit lokal definierte Korrosionsabtrag (Fläche des Lochs A_{pit}) in eine effektive, lokale Expansion unter Verwendung der Volumenrate λ in Anlehnung an die in Abschnitt 4.3.1 beschriebene Vorgehensweise überführt werden (vgl. $\Delta r_{\text{corr,local}}$ in Abbildung 4-7).

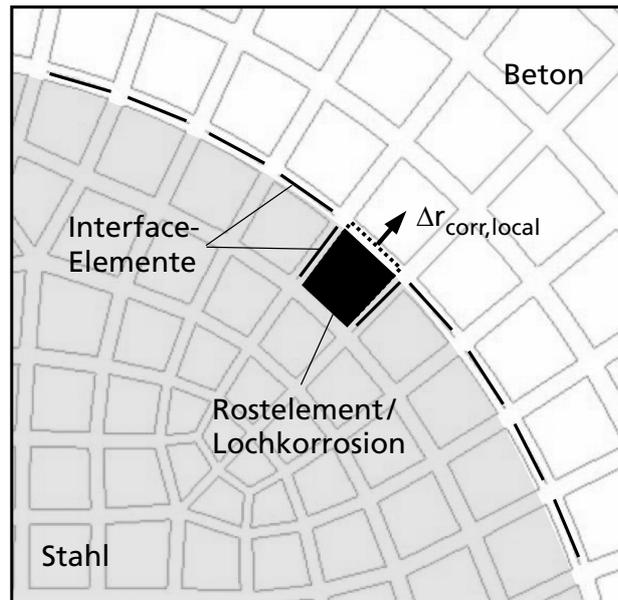


Abb. 4-7 Detail aus der Verbundzone Stahl-Beton eines zweidimensionalen Finite-Element-Netzes eines Korrosionszylinders. Die lokale Expansion eines Rostelements infolge Lochkorrosion wurde mithilfe von Interface-Elementen in das Modell implementiert [21, 23]

Zusätzlich musste das Finite-Element-Netz so angepasst werden, dass es in der Lage war, die hohen lokalen Verformungen des Betons verlässlich zu berechnen. Dies konnte mithilfe sog. Interface-Elemente erreicht werden, die in einer speziellen Anordnung in das Modell implementiert wurden [21, 23], siehe Abbildung 4-7.

Die Interface-Elemente haben die Eigenschaft, dass sie eine Kraftübertragung bei Kontakt durch eine normal zur Kontaktfläche ausgerichtete Kontaktkraft ermöglichen. Zusätzlich rufen sie eine von der Kontaktkraft abhängige Reibkraft in tangentialer Richtung hervor. Bei entsprechender Wahl der Interface-Eigenschaften (künstliche Steifigkeiten) kann eine weitestgehend spannungsarme Ablösung des Betons vom Stahl als auch eine nahezu reibungsfreie tangentialer Verschiebung des Betons auf der Staboberfläche numerisch umgesetzt werden. Weitere Angaben hierzu können [23] entnommen werden.

4.4 Ergebnisse numerischer Vorstudien

Den in Zeitschritten durchgeführten Berechnungen der Spannungs- und Dehnungsentwicklung wurden die unterschiedlichen Beanspruchungsfunktionen aus Abbildung 4-6 zugrunde gelegt. Bei den numerischen Berechnungen für die nachfolgend vorgestellten Ergebnisse wurden anfangs, d. h. im jungen Betonalter, noch keine Beanspruchungen aus der Korrosion aufgebracht, sondern lediglich die Auswirkungen des Betonschwindens und -kriechens simuliert (Betonalter bis zum Einsetzen der Korrosion vereinfachend mit 104 Wochen vorgegeben,

sofern nicht anders angegeben). Folglich ist in den numerischen Ergebnissen bereits ein eingepprägter Spannungszustand zum Beginn der Korrosionssimulation bei einer Korrosionsdauer von null Tagen vorhanden, der allein aus den zeitabhängigen Betonverformungen resultiert.

Die im Folgenden aufgezeigten Spannungen stellen Mittelwerte dar, die aus den im gleichen Abstand vom Übergang Stahl-Beton in den jeweiligen Elementen aufgetretenen Betonspannungen gebildet wurden.

Abbildung 4-8 zeigt exemplarisch die Tangential- und Radialspannungen in der Betondeckung nach einer Korrosionsdauer t_{corr} von null Tagen (nur Schwinden und Kriechen), 126 Tagen und 672 Tagen für das Modell d16c20 (vgl. Tabelle 4-1).

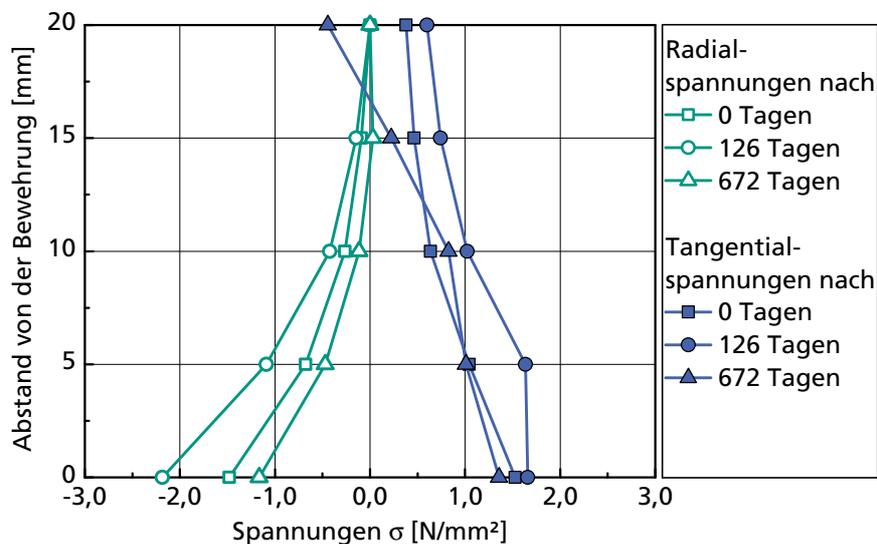


Abb. 4-8 Radial- und Tangentialspannungen in der Betondeckung nach einer Korrosionsdauer von $t_{\text{corr}} = 0$ Tagen, 126 Tagen und 672 Tagen bei gleichförmiger Korrosion für das Modell d16c20; bilineare Beanspruchungsfunktion, $\dot{x}_{\text{corr}} = 11,6 \mu\text{m/a}$, $\lambda = 3,0$, Beton 1 gemäß Tabelle 4-2

Die Spannungsverteilung im vorwiegend ungerissenen Querschnitt ($t_{\text{corr}} = 0$ Tage, nur wenige Mikrorisse infolge Schwinden vorhanden, vgl. nächster Absatz) stimmt sehr gut mit jener überein, die sich auf Grundlage der Elastizitätstheorie am dickwandigen Hohlzylinder berechnen lässt. Nach einer ausgeprägten Rissbildung im Beton, die nach einer Korrosionsdauer von ca. $t_{\text{corr}} = 238$ Tagen begann, konnte eine deutliche Reduktion der Spannungen festgestellt werden (vgl. Spannungsverläufe für $t_{\text{corr}} = 126$ Tage und 672 Tage). Die Rissbildung führt zu einer, über den Gesamtquerschnitt betrachteten, stark inhomogenen Spannungsverteilung. Die sich nach 672 Tagen im Abstand von 20 mm zur Bewehrung einstellenden negativen Spannungen sind die Folge der Mittelwertbildung über gerissene und ungerissene Elemente. Es dominiert hierbei der Ein-

fluss einer „Entspannung“ in der Mehrzahl der Elemente, die sich aufgrund der Rissbildung in einzelnen wenigen Elementen, die jedoch sehr große Rissdehnungen aufweisen, einstellt.

Aus Abbildung 4-8 wird ebenfalls ersichtlich, dass sich allein aus dem durch den Stabstahl behinderten Schwinden des Betons ($t_{\text{corr}} = 0$ Tage) nennenswerte Spannungshöhen ergeben, die jedoch durch das Betonkriechen sukzessive abgebaut werden. Die Höhe der auftretenden Zugspannungen kann folglich bereits vor dem Einsetzen der Korrosion zu einer Bildung von Mikrorissen nahe dem Bewehrungsstab führen [20].

In Abbildung 4-9 sind die zeitlichen Verläufe der Tangentialspannungen in der äußersten Elementreihe der Betondeckung, d. h. in der unmittelbaren Nähe der Betonoberfläche für die Modelle d24c20, d24c30 und d24c40 (vgl. Tabelle 4-1) bei gleichförmiger Korrosion dargestellt. Anhand der Kurvenverläufe in Abbildung 4-9 lässt sich feststellen, dass sich die Zeitdauer bis zum Auftreten der maximalen Zugspannungen an der Betonoberfläche mit zunehmender Dicke der Betondeckung erhöht. Nach dem Erreichen des Maximalwertes tritt ein Spannungsabfall auf, der auf die einsetzende Rissbildung zurückzuführen ist. Der Verlauf der zeitlichen Entwicklung der Tangentialspannungen ist dem zeitlichen Verlauf der bei den experimentellen Untersuchungen an der Betonoberfläche der Korrosionszylinder gemessenen Tangentialdehnungen (vgl. Abbildungen 3-2 bis 3-6) sehr ähnlich. Die Ursache für die nach der Rissbildung mitunter auftretenden negativen Spannungen ist wiederum die Mittelwertbildung über gerissene und ungerissene Elemente (siehe auch Erläuterung zur Abbildung 4-8 oben).

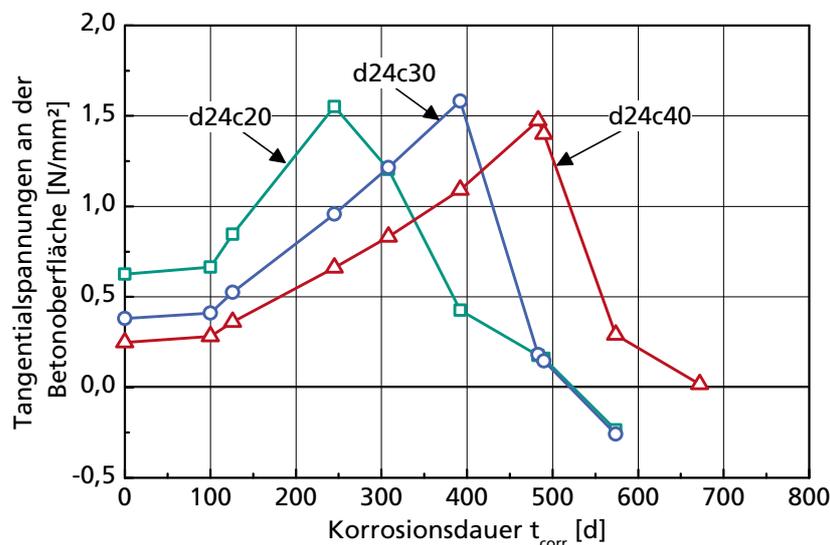


Abb. 4-9 Zeitlicher Verlauf der Tangentialspannungen in der äußersten Elementreihe (Betonoberfläche) bei gleichförmiger Korrosion für die Modelle d24c20, d24c30 und d24c40; bilineare Beanspruchungsfunktion, $\dot{x}_{\text{corr}} = 11,6 \mu\text{m/a}$, $\lambda = 3,0$, Beton 1 gemäß Tabelle 4-2

Der Einfluss der unterschiedlichen Beanspruchungsfunktionen (siehe lineare, bilineare und multilineare Beanspruchungsfunktion in Abbildung 4-6) auf den Schädigungsprozess bzw. auf die Zeit bis zur Rissbildung wurde für die gleichförmige Korrosion anhand des Modells d16c20 (siehe Abbildung B-1 in Anhang B) ausführlich untersucht. Hierbei führte die Berücksichtigung des Abwanderns von Korrosionsprodukten in das Porensystem des Betons im Bereich der Verbundzone (bilineare Beanspruchungsfunktion) zu einer Zunahme der Zeit bis zur Rissbildung von ca. 30 % im Vergleich zur linearen Beanspruchungsfunktion (vgl. Abbildung 4-6) [22, 129]. Die Verlängerung der Zeit bis zum Schadenseintritt ist dabei vom Volumen der Poren in der Verbundzone abhängig. Folglich kann der genannte Wert für die Zunahme der Zeitdauer bis zur Rissbildung nicht ohne Einschränkung auf andere Modelle übertragen werden.

Die zusätzliche Betrachtung des Abwanderns von Korrosionsprodukten in auftretende Betonrisse (multilineare Beanspruchungsfunktion) führte hingegen nur zu einer geringen Verlängerung von ca. 2 % bis 4 % der Zeit bis zum Auftreten signifikanter Risse [22, 129]. Dies steht im Einklang mit den bei den lichtmikroskopischen und computertomographischen Untersuchungen gemachten Beobachtungen. Hier konnte festgestellt werden, dass die Anteile an Korrosionsprodukten, die in Risse im Beton eindringen, sehr gering sind und somit keinen nennenswerten Beitrag zur Schädigung des Betons leisten (vgl. Abschnitt 2.4.2).

4.5 Verifizierung des numerischen Modells

Eine Verifizierung des numerischen Modells wurde mithilfe der experimentellen Ergebnisse, die an den Korrosionszylindern gewonnen werden konnten, durchgeführt. Beim Abschluss der vorliegenden Arbeit wiesen jedoch noch nicht alle Korrosionszylinder augenscheinlich erkennbare, korrosionsinduzierte Risse auf. Folglich konnte die Verifizierung des numerischen Modells nur anhand einer Auswahl von Modellkombinationen aus Stabdurchmesser d_s und Betondeckung c im Vergleich mit den tatsächlich vorhandenen gerissenen Korrosionszylindern erfolgen.

In Abbildung 4-10 ist die Zeit bis zum Auftreten eines signifikanten Einzelrisses in Abhängigkeit der Korrosionsrate für einzelne, unterschiedliche geometrische Parameterkombinationen (vgl. Tabellen 3-3 und 4-1) dargestellt, die anhand der Experimente an den Korrosionszylindern ermittelt bzw. mithilfe des numerischen Modells berechnet wurden.

Den numerischen Berechnungen liegen Eingabedaten zugrunde, die auf Grundlage der Begleitversuche (Festigkeitsuntersuchungen etc., siehe Tabelle 3-10) und der Untersuchungen zur Korrosionsmorphologie (Ermittlung der Korrosionsraten anhand computertomographischer, mikroskopischer und topometrischer Untersuchungen, siehe u. a. Tabellen A-9 und A-10 in AnhangA) gewonnen wurden.

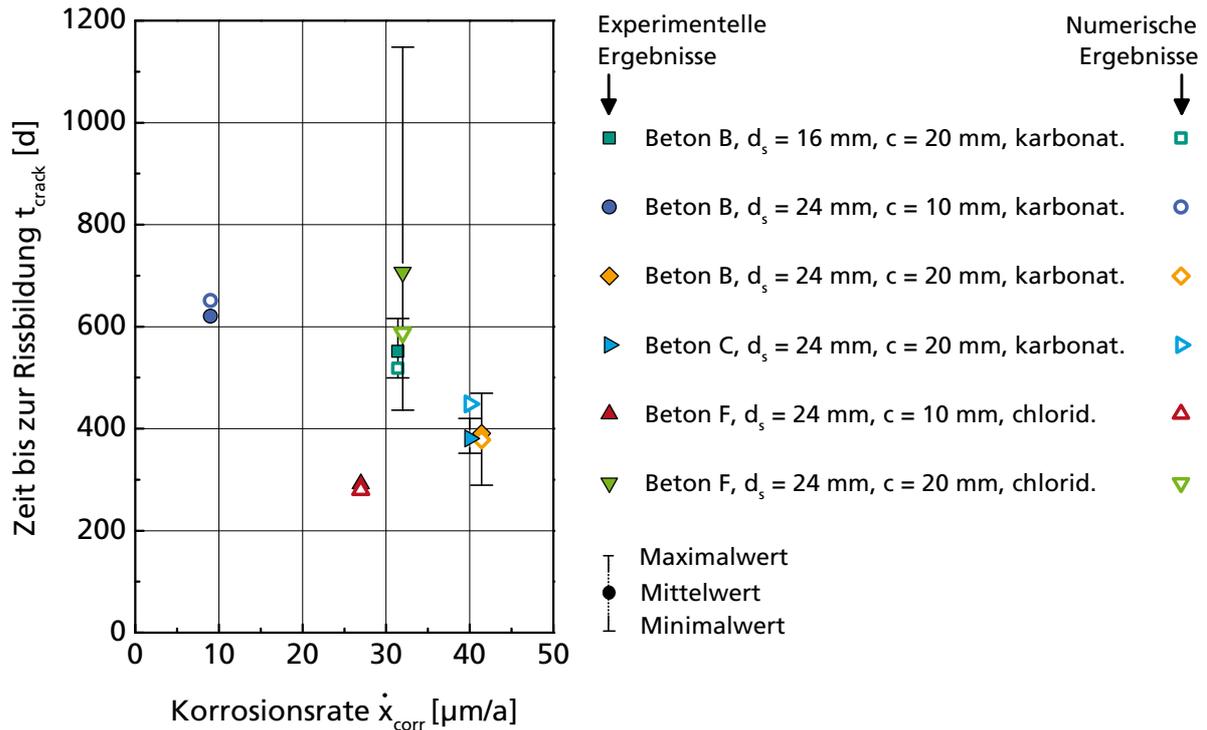


Abb. 4-10 Zeit bis zum Auftreten eines signifikanten Einzelrisses an der Betonoberfläche der Korrosionszylinder (Experiment) bzw. in der äußersten Elementreihe der entsprechenden Modelle d16c20, d24c10 und d24c20 (Numerik); bilineare Beanspruchungsfunktion, $\lambda = 2,1$

Wie aus Abbildung 4-10 ersichtlich wird, ist die Übereinstimmung zwischen den experimentellen und numerischen Ergebnissen zufriedenstellend. Die vorhandenen Abweichungen können sowohl auf Unsicherheiten bei der experimentellen Bestimmung der Eingabedaten für die Numerik als auch auf eine grundsätzliche Schwäche der numerischen Berechnungsmethode zurückgeführt werden, die dazu neigt, Rissbreiten zu unterschätzen. Dieses numerische Phänomen wird im Wesentlichen von dem für die Berechnungen herangezogenen Kohäsionsrissmodell [14] verursacht, das von der Ausbildung eines Rissbandes und nicht eines diskreten Risses ausgeht.

Kapitel 5

Ermittlung des E-Moduls von Rost

5.1 Vorbemerkung

Für die Berechnung von Spannungen und Dehnungen im Beton, die sich infolge einer Bewehrungskorrosion einstellen, ist die Kenntnis des E-Moduls des Rosts E_{corr} von großer Bedeutung. Die Genauigkeit der Berechnungen des Schadensverlaufs und somit die Qualität von Schadensvorhersagen werden entscheidend durch die Güte der zugrunde liegenden Modelleingangsdaten und Stoffgesetze bestimmt. Ein zentrales Ziel der vorliegenden Arbeit war daher die Ermittlung einer realistischen Größenordnung für den E-Modul von Rost, wie er in der Verbundzone zwischen Stahl und Beton vorliegt.

Eine Untersuchung der Eigenschaften von Rost, der z. B. beschleunigt durch anodische Polarisation hervorgerufen wurde oder außerhalb der Verbundzone auf einer freien Oberfläche des Stahls entstanden ist (siehe Abschnitt 2.3.2 und z. B. [27, 156]), ist nicht zielführend. Mithilfe des in Kapitel 3 beschriebenen neuartigen Versuchskonzepts, bestehend aus Messungen an Korrosions- und Hohlzylindern, waren jedoch die Voraussetzungen für eine Abschätzung der Roststeifigkeit in situ geschaffen. Hierzu war keine weitere Präparation oder Entnahme des Rosts aus den Proben erforderlich. Dies erwies sich als sehr günstig, denn bei einer Probenentnahme besteht die Gefahr einer Störung der Struktur des Rosts durch mechanische Einwirkung oder auch einer Änderung der Rostzusammensetzung infolge einer verstärkten Reaktion mit dem Luftsauerstoff.

5.2 Vorgehensweise und Ergebnisse

Aus der Gegenüberstellung der berechneten Betondehnungen und der anhand des o. g. Versuchsaufbaus gemessenen Dehnungen konnte auf die verbleibende Unbekannte, den E-Modul von Rost, mittels einer inversen Analyse geschlossen werden. Hierbei wurde vereinfachend von einem linear-elastischen Verhalten des Rosts ausgegangen. Ferner wurde vorausgesetzt, dass die Roststeifigkeit zeitlich unveränderlich und vom herrschenden Druckzustand unabhängig vorliegt, was bei der komplexen Struktur, mit der Rost in der Verbundzone entsteht, ebenfalls als sehr starke Vereinfachung zu bewerten ist.

Bei der Durchführung der inversen Analyse wurde folgende Vorgehensweise gewählt:

- (i) Entwicklung eines zweidimensionalen numerischen Modells zur Nachrechnung der Versuche an den Hohlzylindern in Analogie zu den numerischen Modellen der Korrosionszylinder; für nähere Angaben zum Modell siehe Abbildung B-2 in Anhang B.
- (ii) Verwendung des experimentell bestimmten Innendruckverlaufs (siehe „hydraulischer Innendruck (Hohlzylinder)“ in Abbildung 3-8 bzw. in den Abbildungen A-43 bis A-45 in Anhang A) als Beanspruchungsfunktion im numerischen Modell.
- (iii) Numerische Berechnung der Tangentialdehnungen des Betons und Abgleich mit den am Hohlzylinder gemessenen Tangentialdehnungen (siehe „Dehnung Beton (Hohlzylinder)“ in Abbildung 3-8 bzw. in den Abbildungen A-43 bis A-45 in Anhang A) zur Verifikation.
- (iv) Numerische Berechnung der Tangentialdehnungen am Kupferrohr und Abgleich mit den am Kupferrohr des Hohlzylinders gemessenen Tangentialdehnungen (siehe „Dehnung Kupferrohr (Hohlzylinder)“ in Abbildung 3-8 bzw. in den Abbildungen A-43 bis A-45 in Anhang A) zur Verifikation.
- (v) Numerische Berechnung der zeitabhängigen gleichförmigen Radiuszunahme des Kupferrohrs am Hohlzylinder und Transformation des Verlaufs der Radiuszunahme in eine Beanspruchungsfunktion für den zugehörigen Korrosionszylinder. Die hiermit definierte Beanspruchung wurde anschließend in Analogie zu der in Abschnitt 4.3 gewählten Vorgehensweise als eine thermische Ausdehnung des Stabstahls im numerischen Modell des Korrosionszylinders aufgebracht.
- (vi) Iterative Bestimmung des im numerischen Modell implementierten E-Moduls von Rost E_{corr} durch Abgleich der numerisch berechneten Tangentialdehnungsverläufe des Betons mit der zeitlichen Entwicklung der am entsprechenden Korrosionszylinder gemessenen Tangentialdehnungen (siehe Abbildungen 5-1 bis 5-3).

In Schritt (v) wurde folglich die am Hohlzylinder gemessene gleichförmige Radiuszunahme des Kupferrohrs als Beanspruchung in das in Kapitel 4 entwickelte numerische Modell übertragen. Diese Vorgehensweise war zulässig, da - wie bereits ausführlich in Abschnitt 3.5 dargelegt - die Verformungen am Hohlzylinder und am Korrosionszylinder aufgrund der Versuchsbedingungen und -durchführungen vergleichbar sind.

In das numerische Modell geht der E-Modul der Korrosionsprodukte als Materialparameter ein und gewinnt - bedingt durch das sukzessive Aufwachsen des Rosts auf die Stahloberfläche - mit zunehmender Korrosionsdauer für das Verformungsverhalten des Korrosionszylinders an Bedeutung. In Schritt (vi) wurde

zunächst der E-Modul von Rost als frei gewählte Konstante in den numerischen Berechnungen des jeweils betrachteten Korrosionszylinders vorgegeben. Die Berechnungen umfassten dabei den gesamten Schädigungsprozess, von Beginn der Korrosion bis zur einsetzenden Rissbildung im Beton.

Anschließend fand ein Vergleich der berechneten tangentialen Dehnungen mit den am Korrosionszylinder tatsächlich gemessenen Betondehnungen statt. Waren Unterschiede zwischen den berechneten und gemessenen Betondehnungen festzustellen, so wurde der Vorgang mit einem angepassten, neuen Eingangswert des E-Moduls von Rost so lange wiederholt, bis die Unterschiede zwischen Experiment und numerischer Berechnung ein Minimum betragen.

Das Ergebnis des Vergleichs zwischen den im Modell berechneten mit den am zugeordneten Korrosionszylinder gemessenen Tangentialdehnungen ist in den nachfolgenden Abbildungen 5-1 bis 5-3 dargestellt.

Die am Korrosionszylinder gemessenen Tangentialdehnungen sind jeweils feuchte- und temperaturkompensiert. Die Kompensation wurde durch Subtraktion der an Vergleichsproben gemessenen, zeitabhängigen hygrysch und thermisch bedingten Dehnungen vorgenommen (siehe hierzu auch Abschnitt 3.4.1).

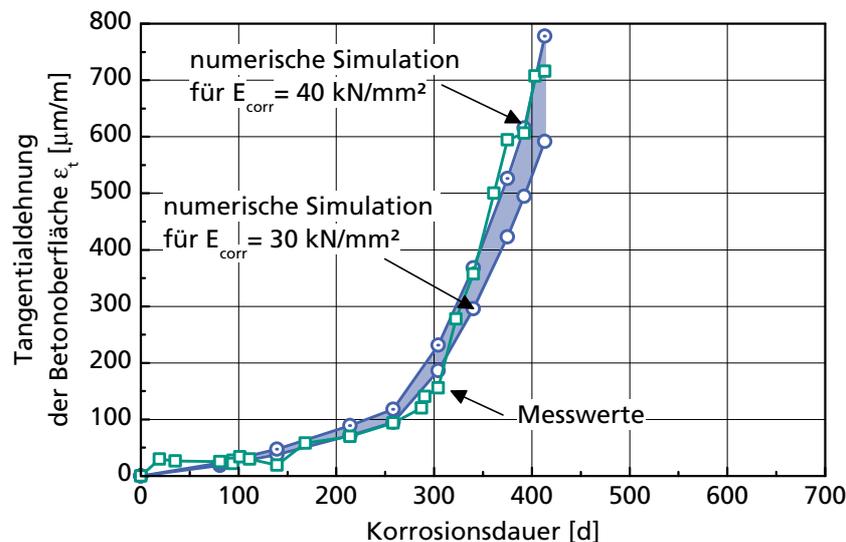


Abb. 5-1 Vergleich der am Korrosionszylinder 45 (I7-050916-14 DMS 3+4) gemessenen mit den numerisch berechneten Tangentialdehnungen des Betons; Beanspruchungsfunktion über hydraulischen Innendruck am zugeordneten Hohlzylinder H3 (I7-8) rückgerechnet; $d_s = 24 \text{ mm}$, $c = 20 \text{ mm}$, CEM I, $w/z = 0,7$; die Feuchte- und Temperaturkompensation erfolgte mit der prismatischen Probe I7-050923-f

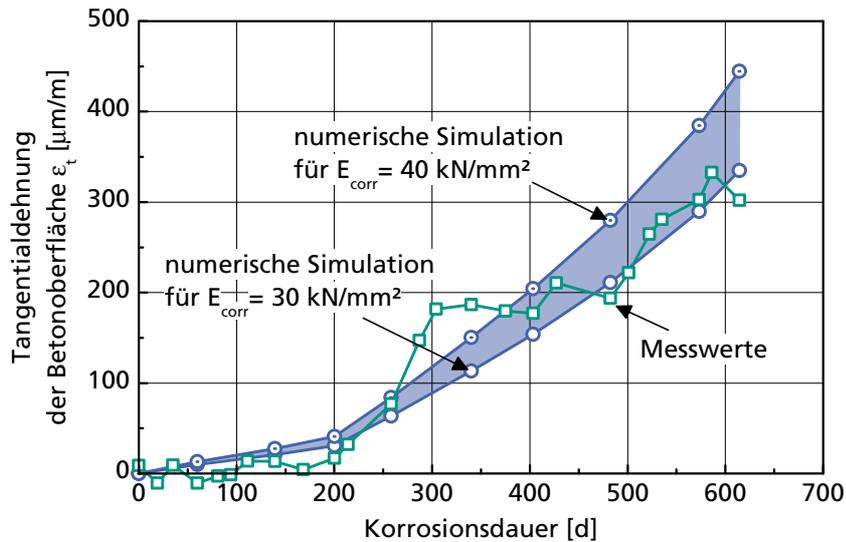


Abb. 5-2 Vergleich der am Korrosionszylinder 126 (I7C-080516-02 DMS 1+2) gemessenen mit den numerisch berechneten Tangentialdehnungen des Betons; Beanspruchungsfunktion über hydraulischen Innendruck am zugeordneten Hohlzylinder H6 (I7C-7) rückgerechnet; $d_s = 24 \text{ mm}$, $c = 20 \text{ mm}$, CEM I, $w/z = 0,7$; die Feuchte- und Temperaturkompensation erfolgte mit der zylindrischen Probe EI7C-080516-03

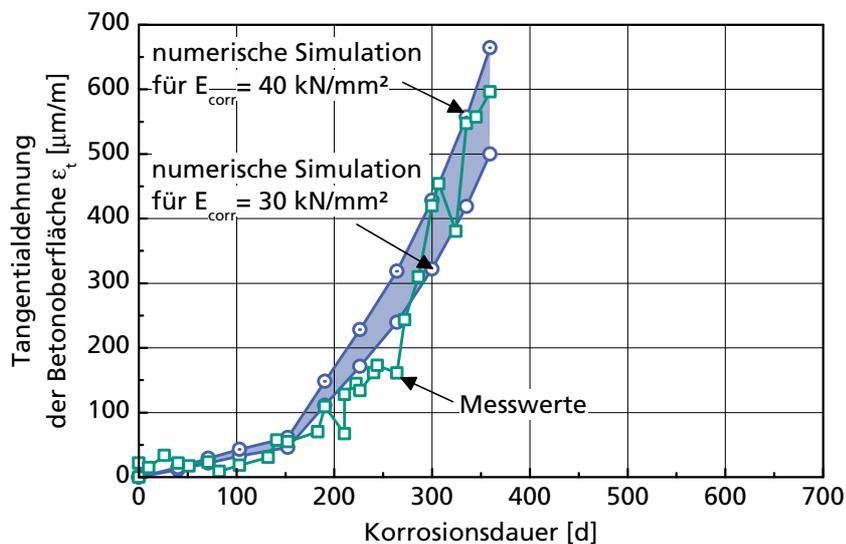


Abb. 5-3 Vergleich der am Korrosionszylinder 128 (I7CC-080516-07 DMS 3+4) gemessenen mit den numerisch berechneten Tangentialdehnungen des Betons; Beanspruchungsfunktion über hydraulischen Innendruck am zugeordneten Hohlzylinder H7 (I7CC-4) rückgerechnet; $d_s = 24 \text{ mm}$, $c = 20 \text{ mm}$, CEM I, $w/z = 0,7$; die Feuchte- und Temperaturkompensation erfolgte mit der zylindrischen Probe EI7C-080516-03

Anhand der beschriebenen Vorgehensweise ist es erstmals gelungen, für Rost, der an der ungestörten Verbundzone von Stahl und Beton entstanden ist und nicht durch anodische Polarisation hervorgerufen wurde, den E-Modul zu bestimmen.

Wie aus den Abbildungen 5-1 bis 5-3 ersichtlich ist, konnte anhand der Untersuchungen die beste Übereinstimmung für Werte des E-Moduls von Rost zwischen $E_{\text{corr}} = 30 \text{ kN/mm}^2$ und 40 kN/mm^2 ermittelt werden. Dieses Ergebnis besitzt zunächst nur für das Eisenoxid Magnetit (Fe_3O_4) Gültigkeit, das bei den Versuchen als Hauptphase des Rosts identifiziert werden konnte (siehe Abschnitt 3.7.1). Inwiefern es auf andere Eisenoxidphasen übertragbar ist, kann anhand der vorgestellten Versuche nicht geklärt werden.

5.3 Schlussbemerkung

Wie vorstehend bereits erwähnt, wurde beim E-Modul der Korrosionsprodukte vereinfachend von einem zeitlich konstanten, linear-elastischen Verhalten des Rosts ausgegangen. Dennoch steht die ermittelte Größenordnung des E-Moduls von Rost (30 kN/mm^2 bis 40 kN/mm^2) – im Gegensatz zu den in der gesichteten Literatur angegebenen Werten für E_{corr} ($0,09 \text{ kN/mm}^2$ bis $17,0 \text{ kN/mm}^2$, siehe Abschnitt 2.3.2.3) – im Einklang mit dem E-Modul anderer Feststoffe, die eine mit den Korrosionsprodukten vergleichbare Dichte zwischen $2,3 \text{ g/cm}^3$ und $5,7 \text{ g/cm}^3$ (siehe Abschnitt 2.1.3) aufweisen.

Darüber hinaus kann auch ein schlüssiger Zusammenhang der Höhe des durch die Innendruckversuche ermittelten E-Moduls E_{corr} mit den bei den Hochdruck-Röntgenbeugungsversuchen gemessenen Werten hergestellt werden. Die hierbei anhand von Verformungen der Kristallgitterebenen der Rostfragmente und des zu Pulver zermahlenden Rostes ermittelten Werte für den E-Modul sind um den Faktor 2 bis 5 größer ($73,1 \text{ kN/mm}^2$ bis $173,9 \text{ kN/mm}^2$, siehe Abschnitt 3.7.2). Dies kann anhand struktureller Imperfektionen erklärt werden, die bei der Entstehung von Rost in der Verbundzone zwischen Stahl und Beton auftreten und im Gegensatz zu o. g. Versuchsaufbau mit den Hochdruck-Röntgenbeugungsversuchen auf atomarer Ebene nicht erfasst werden können.

Kapitel 6

Numerische Untersuchungen

6.1 Vorbemerkung

Nach der gelungenen Herleitung des E-Moduls für Rost konnte dieser nun in das entwickelte numerische Modell implementiert werden. Mit dem Modell war es möglich, die Analyse von Spannungen, Dehnungen und Rissbildungen für verschiedene Parameterkombinationen, die unterschiedliche geometrische Randbedingungen und Materialeigenschaften berücksichtigten, durchzuführen.

In den numerischen Parameterstudien wurden im Rahmen von Plausibilitätsuntersuchungen oberflächennahe Bereiche bewehrter Stahlbetonbauteile mit unterschiedlichen Abmessungen analysiert. Untersucht bzw. ausgewertet wurden dabei neben Spannungen und Verformungen auch Rissbildungen und Rissmuster sowie entsprechende Zeitintervalle bis zum Auftreten der Schäden. Nachfolgend werden exemplarische Ergebnisse der numerischen Studien vorgestellt.

6.2 Exemplarische Ergebnisse

6.2.1 Auswirkungen der Lochkorrosion

Die Folgen einer Lochkorrosion eines zentrisch eingebetteten Bewehrungsstabes in einer zylindrischen Betonprobe (Korrosionszylindermodell d8c20, siehe Tabelle 4-1) sind in Abbildung 6-1 dargestellt. Die Berechnungen wurden auf der Grundlage der in Abschnitt 4.2.2 aufgezeigten Stoffgesetze und Materialkennwerte durchgeführt. Die konstante Korrosionsrate betrug hierbei $\dot{x}_{\text{corr}} = 11,6 \mu\text{m/a}$ und die Volumenrate $\lambda = 2,1$. Der Lochfraßfaktor wurde mit einem Wert von $\alpha = 6,0$ in den Berechnungen berücksichtigt. Die Dicke und Porosität der für die Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone wurden mit $d_{\text{tz}} = 30 \mu\text{m}$ bzw. $p = 20 \%$ festgelegt. Diese Werte wurden zunächst im Rahmen einer Arbeitshypothese gewählt und entsprechen nicht den abschließenden, bei der vorliegenden Arbeit gewonnenen Erkenntnissen. Im Zusammenhang mit dieser Parameterstudie ist dies jedoch nur von untergeordneter Bedeutung. Bei der Wahl wirklichkeitsnaher Werte für die Dicke und Porosität der Verbundzone treten die aufgezeigten Spannungen und Risse zeitlich später auf. Das grundsätzliche Verhalten der Modelle ändert sich jedoch nicht.

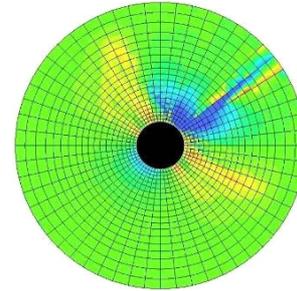
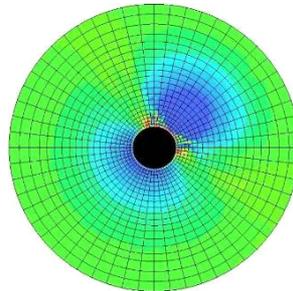
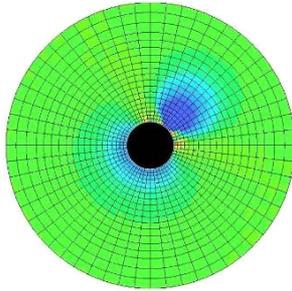
Korrosionsdauer:

224 Tage

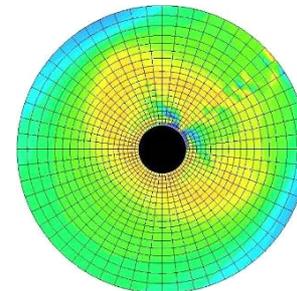
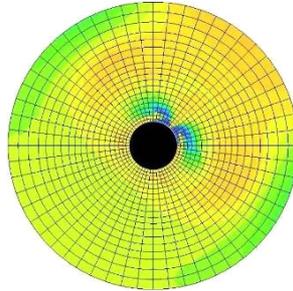
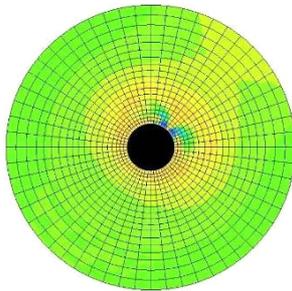
448 Tage

530 Tage

Radialspannungen:



Tangentialspannungen:



Risse:

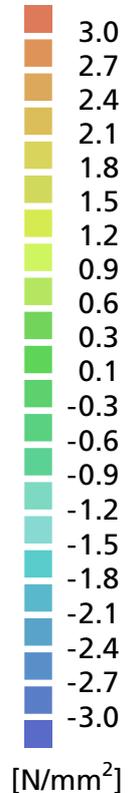
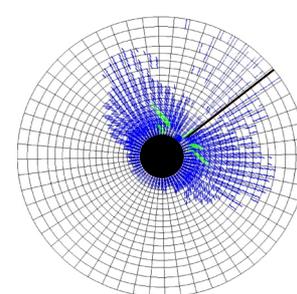
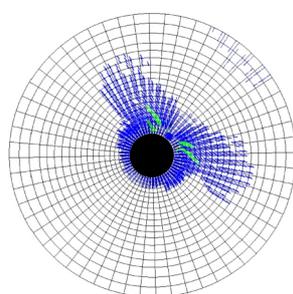
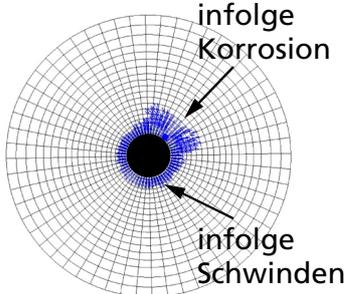


Abb. 6-1 Spannungsverteilung und Rissbildung in der Betondeckung infolge einer Lochkorrosion am Bewehrungsstab für das Modell d8c20; bili-neare Beanspruchungsfunktion, $\dot{x}_{\text{corr}} = 11,6 \mu\text{m/a}$, $\lambda = 2,1$, $\alpha = 6$ [21]

Im zweidimensionalen Berechnungsmodell, dem ein ebener Dehnungszustand zugrunde liegt, findet die Lochkorrosion an der Stelle im Stabquerschnitt statt, die am anschaulichsten mit der Uhrzeit „1:30 Uhr“ beschrieben werden kann.

Infolge der in Abschnitt 4.3.2 für die Lochkorrosion definierten Beanspruchung bildet sich nach und nach eine sog. Druckblase in der Betondeckung über der Korrosionsstelle am Stab aus. Die Höhe der in dieser Zone vorhandenen Radialspannungen sowie die geometrische Ausbreitung der Druckblase nehmen mit der Zeit zu. Analog zur Ausbreitung der prägnanten Druckblase stellen sich auch tan-

gentiale Zugspannungen in der Betondeckung ein. Diese verteilen sich allerdings im Vergleich zu den stark lokalisiert vorhandenen Druckspannungen relativ gleichmäßig über den gesamten zylindrischen Querschnitt innerhalb der Betondeckung. Es bildet sich ein sog. „Zugband“ aus, das auch auf der „Stabrückseite“, bezogen auf die Korrosionsstelle im Querschnitt, zu Zugspannungen führt. Ein anhand von lokal erhöhten Druckspannungen erkennbarer „Schatten“ der Druckblase über der Korrosionsstelle ist ebenfalls auf der Stabrückseite feststellbar [21, 23].

Die außergewöhnliche Verteilung der Druck- und Zugspannungen ist im Wesentlichen auf die zylindrische Form des betrachteten Querschnitts zurückzuführen. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass sich auch bei der Lochkorrosion eines Stabes in einem prismatischen Querschnitt die vorstehend beschriebene Druckblase und ein entsprechendes Zugband ausbilden, jedoch in deutlich abgeschwächter Form. Die Ursache hierfür liegt darin, dass neben den der Betonoberfläche gegenüberliegenden Querschnittsbereichen „hinten“ der Bewehrung auch jene „seitlich“ der Bewehrung zur Aufnahme der Zugspannungen beitragen und somit eine Aufweitung bzw. Auffächerung des „Zugbandes“ bewirken.

Das bereits beschriebene Phänomen der durch das Betonschwinden hervorgerufenen Mikrorisse lässt sich ebenfalls in Abbildung 6-1 beobachten. Dort ist eine Mikrorissbildung in der Verbundzone zwischen Stahl und Beton erkennbar, die entlang des gesamten Umfangs des Bewehrungsstabs entsteht. Risse, die sich infolge der Lochkorrosion einstellen, treten flankierend zu beiden Seiten der Korrosionsnarbe auf. Bei weit fortgeschrittener Korrosion kann hierdurch ein Ausbruchkegel verursacht werden, der die Abplatzung der Betondeckung einleitet. Im vorliegenden Beispiel tritt rechnerisch jedoch im Alter von 530 Tagen ein breiter Einzelriss auf, der die Betondeckung spaltet.

6.2.2 Einfluss des Verhältnisses aus Betondeckung zu Stabdurchmesser c/d_s

Das sog. c/d_s -Verhältnis ist der in der Literatur am häufigsten untersuchte geometrische Einfluss auf die Zeit bis zur Rissbildung. Auch in der vorliegenden Arbeit wurde in Anlehnung an die in Tabelle 4-1 angegebenen Modelle die Zeit bis zum Auftreten eines signifikanten Einzelrisses t_{crack} für unterschiedliche geometrische Parameter mithilfe numerischer Berechnungen untersucht (siehe Abbildung 6-2).

Hierbei beginnt die Zeit t_{crack} mit Beginn der Korrosion, die im vorliegenden Beispiel als gleichförmige Korrosion (siehe Kap. 3.2.1) angenommen wurde. In die Berechnungsmodelle wurden die in Abschnitt 4.2.2 angegebenen Stoffgesetze und Materialkennwerte implementiert.

Den Berechnungen liegen darüber hinaus folgende Annahmen bzw. Eingangswerte zugrunde:

- Der Beton wurde mit einem Zement CEM I und einem Wasserzementwert $w/z = 0,7$ hergestellt.
- Für die Dicke und Porosität der für Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone wurden Werte von $d_{tz} = 180 \mu\text{m}$ bzw. $p = 16 \%$ angenommen.
- Die konstante Korrosionsrate betrug bei den Untersuchungen einheitlich $\dot{x}_{\text{corr}} = 11,6 \mu\text{m/a}$, was einer moderaten Korrosion entspricht. Die Volumenrate wurde zu $\lambda = 2,1$ gewählt.

Aus Abbildung 6-2 wird ersichtlich, dass zwischen dem c/d_s -Verhältnis (Quotient aus Betondeckung c und Stabdurchmesser d_s) und der Zeit bis zum Auftreten eines signifikanten Oberflächenrisses kein einfacher Zusammenhang besteht, wie dies mitunter in der Literatur angenommen wird. Auch die Existenz eines zuweilen vermuteten Grenzwerts des c/d_s -Verhältnisses von 2,0, über dem keine relevante Rissbildung mehr auftreten soll [126], konnte anhand der numerischen Untersuchungen nicht bestätigt werden. Die hier aufgezeigten Berechnungen sollten vor allem zur Nachrechnung der experimentell gewonnenen Daten dienen und wurden daher nicht auf weitere mögliche geometrische Konstellationen ausgeweitet.

Anhand der Untersuchungen lassen sich jedoch zweifelsfrei die aus der Literatur bekannten Zusammenhänge (siehe Abschnitt 2.3.8) feststellen. So nimmt die Zeit bis zur Rissbildung mit einer größer werdenden Betondeckung c zu bzw. mit steigendem Stabdurchmesser d_s ab. Hierbei hat allerdings die Dicke der Betondeckung einen weitaus größeren Einfluss als die Größe des Stabdurchmessers.

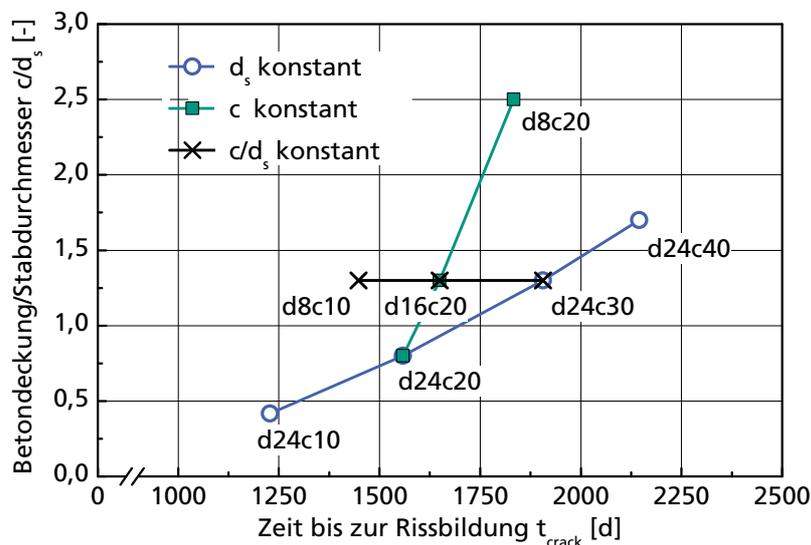


Abb. 6-2 Zeit bis zum Auftreten eines Risses in der äußersten Elementreihe (Betonoberfläche) für verschiedene Kombinationen aus Stabdurchmesser d_s und Betondeckung c ; bilineare Beanspruchungsfunktion, CEM I, $w/z = 0,7$, $\dot{x}_{\text{corr}} = 11,6 \mu\text{m/a}$, $\lambda = 2,1$ [22, 129]

6.2.3 Korrosion eines Eckstabes

Das folgende Beispiel soll das typische Schadensbild verdeutlichen, welches sich nach einer mehrjährigen gleichförmigen Korrosion eines Bewehrungsstabs in der Ecke eines Betonquerschnitts (siehe Abbildung 6-3 links) einstellt (in Anlehnung an ein Beispiel in [104]). Den nachfolgend vorgestellten Ergebnissen unterliegen folgende Annahmen.

- Der Betonstabstahl mit einem Durchmesser von $d_s = 20$ mm weist auf beiden Seiten des Bauteilquerschnitts eine Betondeckung von je $c = 30$ mm auf.
- Der Beton entspricht einer Festigkeitsklasse C30/37 und wurde mit einem Zement CEM I hergestellt. Die Dicke und die Porosität der Verbundzone werden in den Berechnungen mit $d_{tZ} = 200$ μm bzw. $p = 15$ % berücksichtigt.
- Die Einleitungsphase, d. h. die Zeit bis zur vollständigen Depassivierung des Stabes, beträgt 30 Jahre.
- Die vorherrschenden Umgebungsbedingungen führen nach der Depassivierung zu einer gleichförmigen Korrosion des Stabes mit einer konstanten Korrosionsrate von $\dot{x}_{\text{corr}} = 11,6$ $\mu\text{m/a}$, bei einer Volumenrate der Korrosionsprodukte von $\lambda = 2,1$.

Den Berechnungen liegen die Stoffgesetze zugrunde, die in Abschnitt 4.2.2 aufgezeigt sind. Ferner gelten im zweidimensionalen Modell ein ebener Dehnungszustand und die in Abschnitt 4.3.1 definierte Beanspruchungsfunktion für gleichförmige Korrosion. Die Modellierung des Betons und des Betonstabstahls wurde anhand von 8-Knoten Kontinuumelementen durchgeführt, denen die entsprechenden Materialeigenschaften zugewiesen waren.

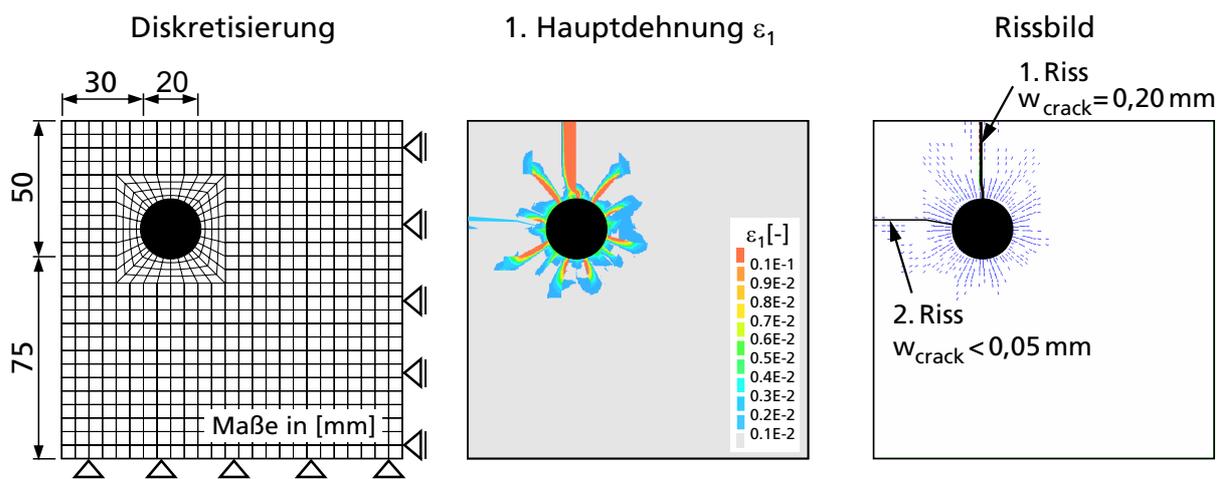


Abb. 6-3 Zweidimensionales Finite-Element-Netz eines Betonstabstahls in der Ecke eines Betonquerschnitts (links, siehe auch Anhang B), erste Hauptdehnung ε_1 [-] (Mitte) und Rissbild (rechts) nach einer Korrosionsdauer $t_{\text{corr}} = 4,5$ Jahren; $d_s = 20$ mm, $c = 30$ mm, CEM I, C30/37, $\dot{x}_{\text{corr}} = 11,6$ $\mu\text{m/a}$, $\lambda = 2,1$

Wie aus Abbildung 6-3, Mitte und rechts ersichtlich wird, weist der Beton nach einer Korrosionsdauer von 4,5 Jahren (Betonalter = 34,5 Jahre) zahlreiche feine Risse um den Bewehrungsstab auf. Zwei signifikante Hauptrisse, die jeweils an der Stelle der geringsten Betonüberdeckung verlaufen, sind bis zur Betonoberfläche vorgedrungen und leiten im weiteren Schädigungsverlauf die Abplatzung der Betondeckung über dem Eckstab ein.

Abbildung 6-4 zeigt für das vorliegende Beispiel den zeitlichen Verlauf der Rissbreite des ersten Hauptrisses für unterschiedliche, vorgegebene Korrosionsraten \dot{x}_{corr} von $5,9 \mu\text{m/a}$, $11,6 \mu\text{m/a}$ und $44,6 \mu\text{m/a}$.

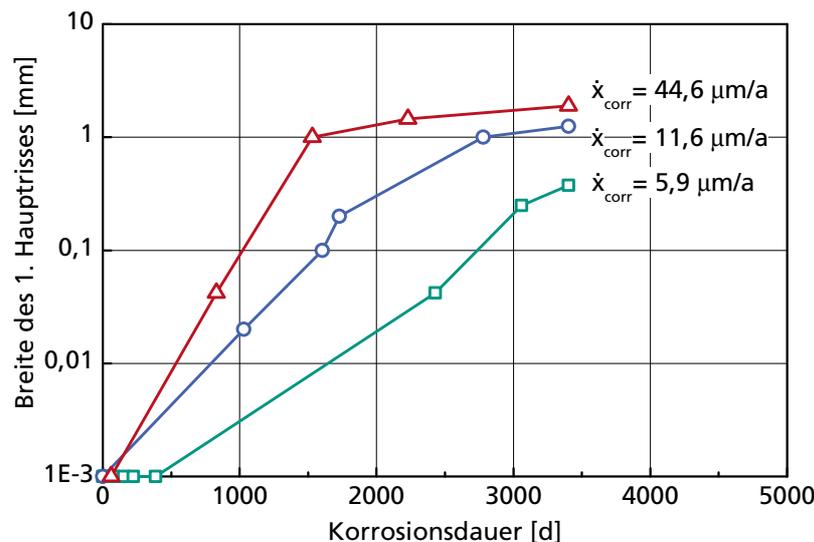


Abb. 6-4 Zeitlicher Verlauf der Rissbreite des ersten Hauptrisses für das Eckstabmodell aus Abbildung 6-3; $d_s = 20 \text{ mm}$, $c = 30 \text{ mm}$, CEM I, C30/37, $\lambda = 2,1$

Nach dem jeweiligen Abknicken der Kurvenverläufe kann von einer Ablösung bzw. vom Abplatzen der Betonecke ausgegangen werden. Jedoch lässt sich dieser Vorgang aufgrund der gewählten Kontaktbedingungen zwischen den Elementen in der Numerik nicht realitätsnah abbilden.

6.2.4 Korrosion benachbarter Bewehrungsstäbe

Die Auswirkungen der Korrosion benachbarter Bewehrungsstäbe war Gegenstand einer Parameterstudie in der die Querschnitte von Stahlbetonbauteilen als zweidimensionale Finite-Element-Netze abgebildet wurden. Hierbei kamen neben unterschiedlichen Stabdurchmessern und Betondeckungen auch variierende Abstände von jeweils zwei Bewehrungsstäben gleichen Durchmessers zueinander zur Berücksichtigung [56]. Die nachfolgend dargestellten exemplarischen Ergebnisse sollen aufzeigen, welchen Einfluss die Korrosion von zwei Stäben in unterschiedlichem Abstand zueinander im Vergleich zur Korrosion am

Einzelstab auf die Zeit bis zur Erstrissbildung ausübt. Die zugehörigen numerischen Berechnungen wurden hierbei unter Zugrundelegung folgender Annahmen durchgeführt:

- Die Betonstabstähle besitzen einen Durchmesser von $d_s = 20$ mm und eine Betondeckung von $c = 20$ mm.
- Der Beton entspricht einer Festigkeitsklasse C30/37. Die Betonherstellung erfolgte mit einem Zement CEM I. Die Dicke und die Porosität der Verbundzone betragen $d_{tz} = 200$ μm bzw. $p = 15$ %.
- Die Einleitungsphase und somit die Zeit bis zur vollständigen Depassivierung der Bewehrungsstäbe beträgt 10 Jahre.
- Die Bewehrungsstäbe unterliegen einer gleichförmigen Korrosion entlang des gesamten Stabumfangs, die im Fall benachbarter Stäbe zeitgleich einsetzt und jeweils die gleiche Korrosionsrate $\dot{x}_{\text{corr}} = 11,6$ $\mu\text{m/a}$ aufweist. Die Volumenrate beträgt hierbei $\lambda = 2,1$.

Wie bereits im vorstehenden Beispiel des korrodierenden Eckstabes (siehe Abschnitt 6.2.3), handelt es sich bei der Wahl der Eingangswerte für die Dicke und die Porosität der Verbundzone um Annahmen, die auf der Grundlage weniger, zu einem frühen Zeitpunkt bei der Bearbeitung des vorliegenden Forschungsprojekts durchgeführter Untersuchungen an Korrosionszylindern getroffen wurden. Die endgültigen Kennwerte, die anhand aller untersuchter Probekörper gewonnen wurden, sind in Tabelle 7-1 aufgezeigt.

Es ist zu erwarten, dass die sich hieraus ergebenden Abweichungen der Zeit bis zur Rissbildung in der Größenordnung weniger Tage bis Wochen liegen und daher von untergeordneter Bedeutung für die Bewertung der Ergebnisse sind. Auf den grundsätzlichen Schädigungsverlauf haben die angenommenen Eingangswerte keine Auswirkung.

In Abbildung 6-5 sind die Finite-Element-Netze dargestellt, die zur Berechnung herangezogen wurden (siehe auch Anhang B). Dem Berechnungsmodell wurde ein ebener Dehnungszustand zugrunde gelegt. Die Modellierung des Betons und der Betonstabstähle erfolgte mit 8-Knoten Kontinuumselementen. Die implementierten Stoffgesetze und Beanspruchungsfunktionen entsprachen jenen, die in den Abschnitten 4.2.2 und 4.3.1 aufgezeigt sind.

Abbildung 6-6 zeigt die ersten Hauptdehnungen ε_1 für einen einzelnen Bewehrungsstab sowie für benachbarte Bewehrungsstäbe jeweils zum Zeitpunkt des Auftretens eines korrosionsinduzierten Erstrisses mit einer Breite w_{crack} von ca. 0,1 mm. Die Bereiche mit hohen Hauptdehnungen stimmen dabei sehr gut mit den sich nach und nach einstellenden Risspfaden überein (siehe auch Abbildung 6-3).

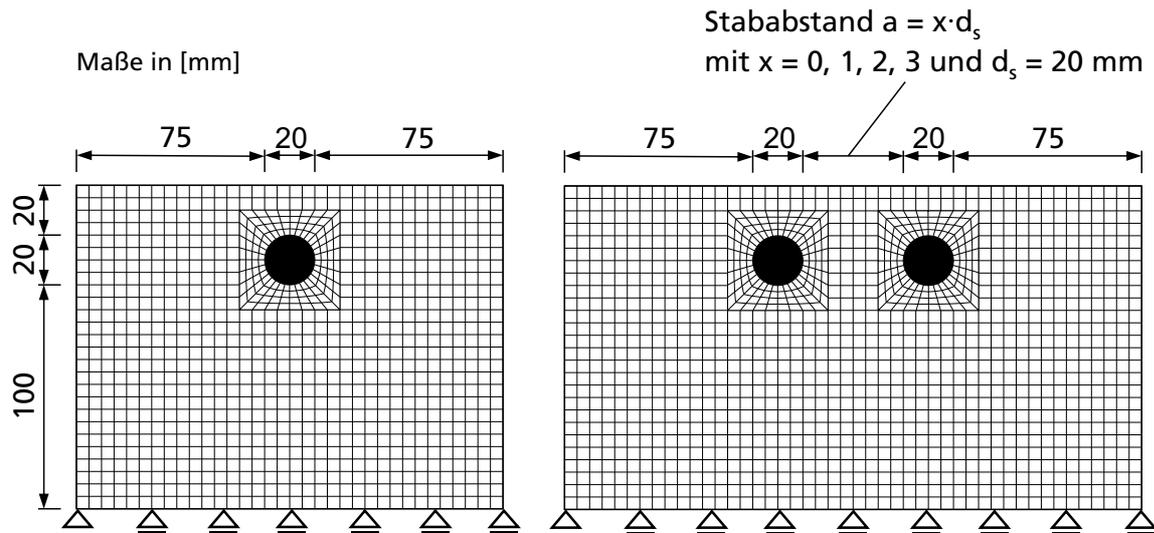


Abb. 6-5 Zweidimensionale Finite-Element-Netze der Berechnungsmodelle für einen einzelnen Bewehrungsstab (links) und für benachbarte Bewehrungsstäbe (rechts) in einem rechteckigen Betonquerschnitt

Es zeigt sich, dass mit größer werdendem Stababstand a die Zeit bis zur Erstrissbildung t_{crack} , hier ausgedrückt als die Korrosionsdauer t_{corr} (abzüglich der Depassivierungsdauer von 10 Jahren), zunimmt. Folglich besteht eine gegenseitige Beeinflussung der Beanspruchung des Betons in der Randzone des Querschnittes durch die Korrosion der benachbarten Stäbe. Diese führt zu höheren Zugspannungen, die letztlich für die Rissbildung verantwortlich sind.

Bei einem Stababstand von $a = 3d_s$ ist unter den hier vorgegebenen geometrischen Randbedingungen die gegenseitige Beeinflussung bereits sehr gering. Mit zunehmender Betondeckung c bzw. abnehmendem Stabstahldurchmesser d_s sind jedoch größere Stababstände a erforderlich, um die gegenseitige Beeinflussung auf ein vergleichbar geringes Niveau, wie in Abbildung 6-6 für $a = 3d_s$ aufgezeigt, abzusenken [56]. Die Ursache hierfür liegt an dem generell größeren Spannungsniveau, das bei einer größeren Betondeckung bzw. bei einem geringeren Stabdurchmesser erforderlich ist, um eine Rissbildung bis zur Oberfläche zu bewirken. Durch dieses kommt es wiederum zu verstärkten Wechselwirkungen zwischen den benachbarten Bewehrungsstäben.

Die durchgeführten numerischen Parameterstudien zum Einfluss benachbarter Stäbe auf den Schädigungsprozess berücksichtigen, verglichen mit den in der Baupraxis anzutreffenden Ausführungsarten, nur wenige geometrische Varianten. Um die Einflüsse aus der Korrosion von z. B. benachbarten Stäben unterschiedlichen Durchmessers, Stabbündeln oder Stabkreuzungen abschätzen zu können, sind weitere Untersuchungen erforderlich.

1. Hauptdehnung ε_1
 Korrosionsdauer t_{corr}

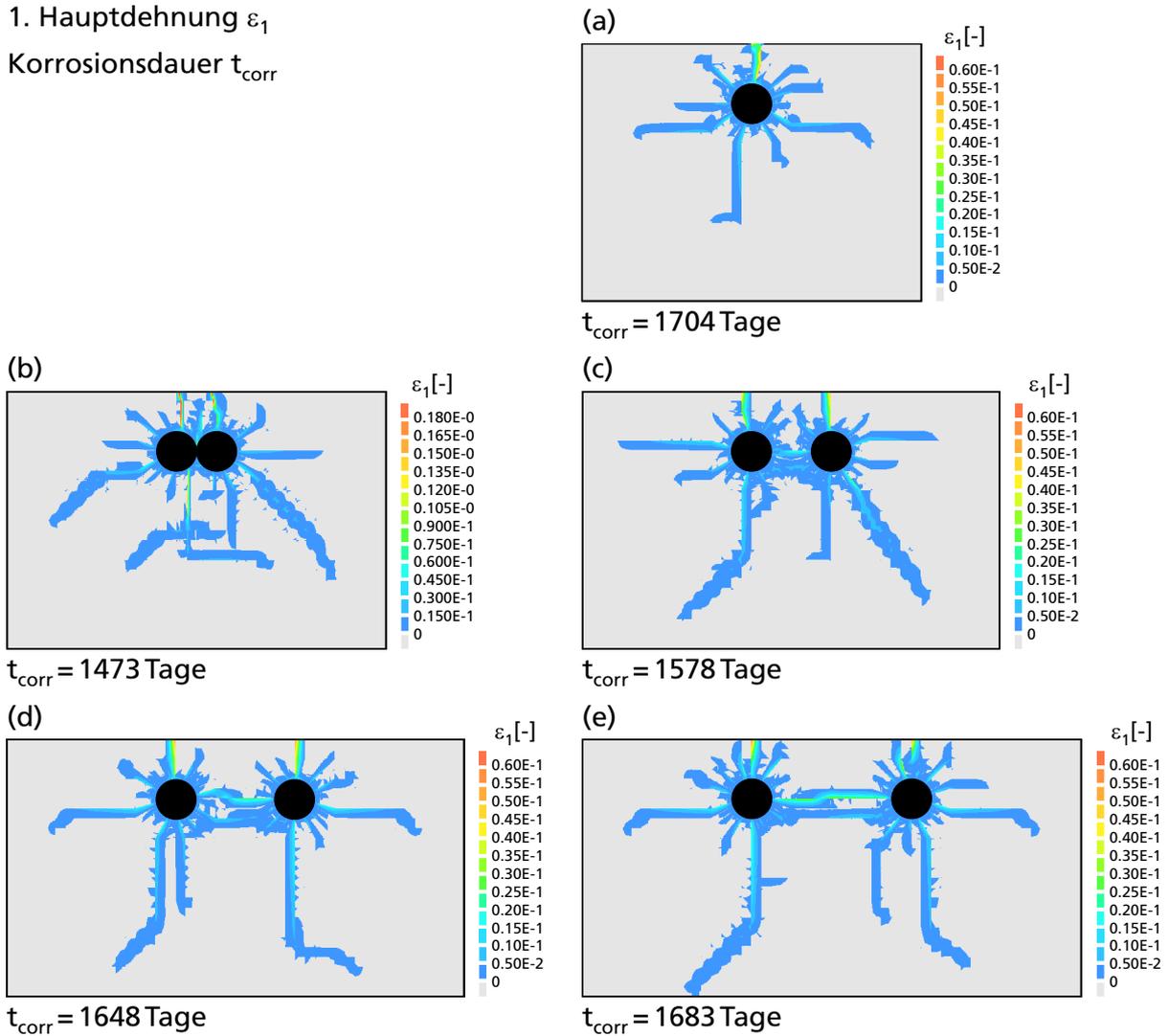


Abb. 6-6 Erste Hauptdehnungen ε_1 im Betonquerschnitt infolge der Korrosion eines Einzelstabes (a) und zwei benachbarter Stäbe mit variierendem Stababstand $a = 0$ (b), $a = d_s$ (c), $a = 2d_s$ (d) und $a = 3d_s$ (e) zum Zeitpunkt des Auftretens eines Risses mit einer Breite $w_{\text{crack}} = 0,1$ mm (hier ausgedrückt als Korrosionsdauer t_{corr}); $d_s = 20$ mm, $c = 20$ mm, CEM I, C30/37, $\dot{x}_{\text{corr}} = 11,6 \mu\text{m/a}$, $\lambda = 2,1$

Kapitel 7

Analytische Untersuchungen und Herleitung eines Schädigungsmodells

7.1 Vorbemerkung

Auf der Grundlage der Ergebnisse aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen wird nachfolgend ein Schädigungs-Zeit-Gesetz für den Grenzzustand der Rissbildung abgeleitet. Der Grenzzustand ist definitionsgemäß dann erreicht, wenn sich ein korrosionsinduzierter Riss mit einer Breite von mindestens 0,05 mm in der Betondeckung einstellt. Die sich an die Erstrissbildung anschließende Rissbreitenzunahme und die Ausbildung von Abplatzungen sind nicht Gegenstand der hier vorgestellten Modellbetrachtungen. Für diese Schädigungsprozesse sind mit Einschränkung keine einfachen analytischen Zusammenhänge herleitbar, da i. d. R. auch die bis zum Zeitpunkt der Rissbildung vorherrschenden Gesetzmäßigkeiten zur Beschreibung der Einwirkungsseite mit zunehmender Rissbreite an Gültigkeit verlieren.

Die in der Literatur vorhandenen, vielfach nur mit numerischen Verfahren lösba- ren Prognose- bzw. Schädigungsmodelle für den Zeitpunkt der Erstrissbildung konnten sich bislang weder in der Wissenschaft noch in der Baupraxis etablieren. Vor diesem Hintergrund sollte das zu entwickelnde Schädigungsmodell mög- lichst eine mathematisch geschlossene Lösung aufweisen und somit eine einfache Handhabung gewährleisten. Ferner sollte das Modell so aufgebaut sein, dass es eine Anwendung im Rahmen einer vollprobabilistischen Dauerhaftigkeitsbe- messung ermöglicht und es damit der im *fib* Model Code for Service Life Design geforderten Form (siehe Gleichung 3.1-2 in [37]) Rechnung trägt.

Hierzu wurde das Modell so gestaltet, dass die aus der eigentlichen Stahlkorro- sion resultierende Einwirkung getrennt vom Bauteilwiderstand betrachtet wird. Der Widerstand wird dabei vornehmlich durch den Beton mit seinem charakteris- tischen Materialverhalten sowie durch die in der Betonrandzone vorliegenden geometrischen Randbedingungen definiert (Stabdurchmesser d_s und Beton- deckung c). Die Einwirkung unterliegt den an der Anode vorherrschenden Bedin- gungen. Hierbei sind nicht nur die Korrosionsrate \dot{x}_{corr} des Stahls und die Volumenrate λ der Korrosionsprodukte, sondern auch die Art der Korrosion

maßgebend. Vor diesem Hintergrund wird im Modell vereinfachend davon ausgegangen, dass eine gleichförmige Korrosion vorliegt. Obwohl Beton eine ausgeprägte Heterogenität besitzt und stets eine ungleiche Verteilung der Poren in der Verbundzone vorherrscht, wird durch das vorgestellte Modell dennoch eine gleichmäßige Spannungs- bzw. Dehnungsverteilung im Beton infolge der Korrosion vorausgesetzt. Die bei Vorliegen einer ausgeprägten Lochkorrosion veränderte Beanspruchung des Betons wird im Modell durch einen Korrekturfaktor berücksichtigt, der den Betonwiderstand abmindert.

Durch die numerischen Untersuchungen zur Lochkorrosion konnte die Erkenntnis gewonnen werden, dass die infolge einer lokalen Korrosion in der Betondeckung wirkenden Tangentialspannungen – diese sind ursächlich für die Rissbildung – in einem relativ großen Bereich in der Betondeckung auftreten (siehe Abschnitt 6.2.1). Somit findet eine Umverteilung der Spannungen statt, in deren Folge lokale Spannungsspitzen in der Betondeckung abgebaut werden und die Gefahr einer Rissbildung reduziert wird. Dieses Untersuchungsergebnis bestätigt auch die von VU et al. [148] und MULLARD und STEWART [94] gemachten Feststellungen bzw. deren getroffene Annahmen. Die genannten Autoren gehen davon aus, dass sich die bei lokaler und gleichförmiger Korrosion auftretenden Schadensbilder so weit ähneln, dass Modelle, die für gleichförmige Korrosion gelten, auch für lokale Korrosion angewandt werden dürfen und bestätigen somit den hier gewählten Ansatz.

Das nachfolgend vorgestellte Schädigungsmodell soll ferner den anhand der experimentellen Untersuchungen quantifizierten Einfluss des in der Verbundzone Stahl-Beton vorhandenen Porenraums auf die zeitliche Schadensentwicklung mit betrachten. Da sich der Porenraum gegenüber dem durch Risse zur Verfügung stehenden Expansionsraum für die bei der Korrosion entstehenden Korrosionsprodukte als weitaus einflussreicher erwiesen hat (siehe Abschnitte 2.4.2 und 4.4), wird das Ausweichen von Rost in Risse im Modell nicht weiter berücksichtigt.

Auch die zwischen Stahl und Beton sich bildende Rostschicht wird im Modell nicht gesondert abgebildet. Dies ist zulässig, da der mittels der inversen Analyse auf der Grundlage der experimentellen und numerischen Ergebnisse ermittelte E-Modul für die Korrosionsprodukte ($E_{\text{corr}} = 30 \text{ kN/mm}^2$ bis 40 kN/mm^2) in etwa die gleiche Größenordnung wie der des Betons besitzt. Folglich kann die Rostschicht im Modell sowohl geometrisch als auch materialtechnisch – d. h. auch hinsichtlich seiner mechanischen Eigenschaften – dem Beton zugeordnet werden. Diese vereinfachende Annahme ist mit Blick auf die in der Baupraxis zur Anwendung kommenden Betonqualitäten in weiten Grenzen gültig und bildet damit eine wesentliche Voraussetzung für eine einfache Gestaltung des nachstehend vorgestellten analytischen Schädigungs-Zeit-Gesetzes. Eine Berücksichtigung der Verformungseigenschaften von Rost in numerischen Modellen ist aufgrund der genauen Berechnungsmöglichkeiten, die diese Verfahren bieten, nach

wie vor geboten. Der Einfluss einer durch die Korrosion verursachten Veränderung des Verbundes bzw. der Reibung zwischen Stahl und Beton wurde im Modell nicht betrachtet.

Das zeitabhängige Verformungsverhalten von Beton sowie sein charakteristisches Nachbruchverhalten sind von großer Bedeutung für die zeitliche Entwicklung der Rissbildung. Beide Eigenschaften des Betons finden im Modell über Hilfsgrößen bzw. Hilfsbetrachtungen Eingang. So kann das Betonkriechen mithilfe des sog. wirksamen E-Moduls berücksichtigt werden [96]. Das Nachbruchverhalten lässt sich durch die Vorgabe einer maximal zulässigen Risslänge in der Betondeckung in Kombination mit einem Korrekturfaktor stark vereinfacht abbilden.

7.2 Modellentwicklung

7.2.1 Einwirkung

Zur Beschreibung der Einwirkungsseite, welche den sukzessiven Korrosionsfortschritt darstellt, kann die Zunahme des effektiven Stabradius Δr_{corr} in Abhängigkeit von der Korrosionsdauer t_{corr} als Folge einer korrosionsbedingten Reduktion des Stabquerschnitts in Verbindung mit einer Volumenzunahme der dabei entstehenden Korrosionsprodukte mit Gleichung 7-1 ermittelt werden. Die Volumenrate λ beschreibt das Verhältnis des Rostvolumens zum Volumen des unkorrodierten Stahls. Die Querschnittsreduktion wird anhand der Korrosionsrate \dot{x}_{corr} berücksichtigt. Diese geht für den Fall von Laborversuchen entweder als experimentell bestimmter Messwert in Gleichung 7-1 ein oder kann zweckmäßigerweise mithilfe des im Rahmen der DFG-Forschergruppe 537 erarbeiteten Ingenieurmodells für Bewehrungskorrosion (siehe [104]) berechnet werden. Hierbei ist es im Weiteren unerheblich, ob die Korrosionsrate als Konstante (linearer Korrosionsabtrag mit der Zeit) oder als zeitlich veränderliche Größe in die nachfolgenden Gleichungen 7-1 und 7-2 eingegeben wird.

$$\Delta r_{\text{corr}}(t_{\text{corr}}) = \dot{x}_{\text{corr}}(t_{\text{corr}}) \cdot [\lambda - 1] \cdot t_{\text{corr}} - d_{\text{por}}(t_{\text{corr}}) \quad (7-1)$$

mit Δr_{corr} = effektive Zunahme des Bewehrungsstabradius infolge Korrosion [mm]

\dot{x}_{corr} = Korrosionsrate [mm/a]

λ = Volumenrate [-]

t_{corr} = Korrosionsdauer [a]

d_{por} = Funktion zur Berücksichtigung des Ausweichens von Rost in Betonporen [mm]

Wie in den experimentellen Untersuchungen festgestellt werden konnte, wird die anfängliche Radiuszunahme durch das Abwandern von Korrosionsprodukten in das Porensystem des Betons erheblich abgeschwächt. So kommt es zu einer zeitlichen Verzögerung beim Aufbau der Spannungen. Die für eine Betonschädigung relevanten Spannungshöhen werden erst erreicht, wenn eine Sättigung des im unmittelbaren Bereich um den Bewehrungsstab (Verbundzone) zugänglichen Porensystems eingetreten ist. Auf der Grundlage physikalisch-mathematischer Überlegungen konnte die in Gleichung 7-2 angegebene Funktion zur Berücksichtigung des Ausweichens von Rost in Betonporen abgeleitet werden. Die Funktion muss dabei stetig sein und mit zunehmender Korrosionsdauer t_{corr} einem Grenzwert zustreben, der das zur Verfügung stehende Porenvolumen beschreibt (siehe hierzu auch Abbildung 7-1):

$$d_{\text{por}}(t_{\text{corr}}) = p \cdot d_{\text{tz}} \cdot \tanh\left(\frac{\dot{x}_{\text{corr}}(t_{\text{corr}}) \cdot (\lambda - 1)}{p \cdot d_{\text{tz}}} \cdot t_{\text{corr}}\right) \quad (7-2)$$

mit p = Porosität der für Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone [-], es gilt $0 \leq p < 1,0$

d_{tz} = Dicke der für Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone [mm]

Im Hinblick auf die durch den Bewehrungsstab vorgegebene Kreisgeometrie sei darauf hingewiesen, dass die mit den Gleichungen 7-1 und 7-2 beschriebenen Zusammenhänge streng genommen nur für Werte Δr_{corr} Gültigkeit besitzen, die sehr viel kleiner sind als der Stabdurchmesser d_s (somit gilt $\Delta r_{\text{corr}} \ll d_s$). Diese Voraussetzung kann bei der die Rissbildung initiierenden Größenordnung von Δr_{corr} (i. d. R. gilt $\Delta r_{\text{corr}} \ll 200 \mu\text{m}$) unter baupraktischen Bedingungen als erfüllt angesehen werden.

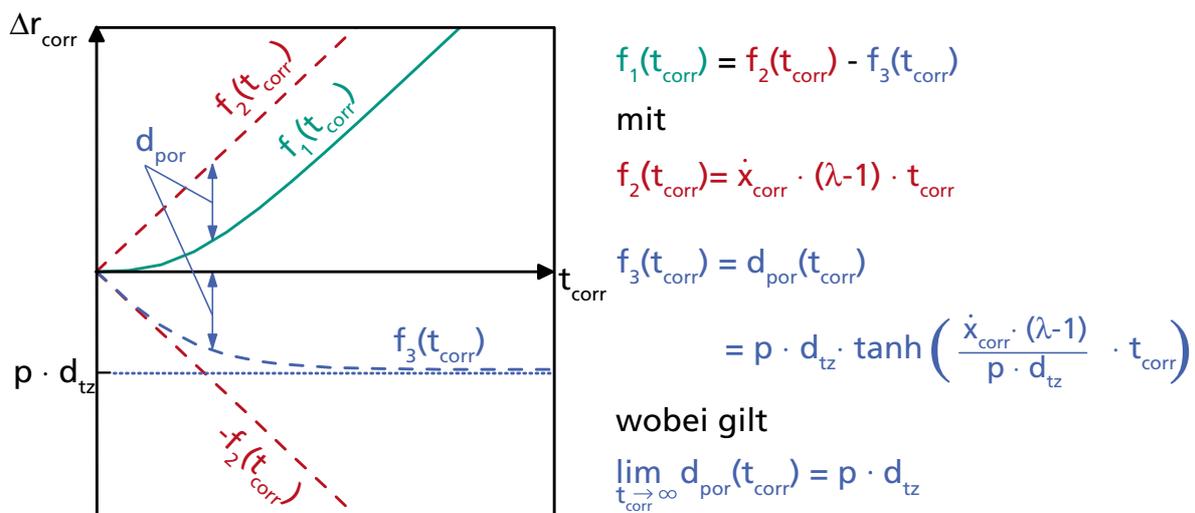


Abb. 7-1 Grafische Darstellung der durch die Gleichungen 7-1 und 7-2 definierten Funktionen zur Beschreibung der effektiven Zunahme des Bewehrungsstabsradius Δr_{corr} in Abhängigkeit von der Korrosionsdauer t_{corr}

Das mit den Gleichungen 7-1 und 7-2 mathematisch formulierte Verhalten ist in Abbildung 7-1 grafisch dargestellt.

Es zeigt sich, dass die Funktion des Tangens Hyperbolicus zur Berücksichtigung des Ausweichens von Rost in Betonporen d_{por} (siehe Gleichung 7-2) einem Grenzwert zustrebt. Dieser entspricht dem in der Verbundzone verfügbaren Porenvolumen und kann mathematisch mit dem Produkt aus Porosität p und der Dicke der für Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone d_{tz} dargestellt werden. Die anfängliche Steigung der Funktion wird hierbei durch das Produkt aus Korrosionsrate \dot{x}_{corr} und wirksamer Volumenrate $(\lambda-1)$ bestimmt.

Mithilfe der experimentellen Untersuchungen konnten Messwerte der Porosität p und der Dicke der Verbundzone d_{tz} für die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Betone ermittelt werden (siehe Tabelle 7-1). Die Messung der Gesamtporosität erfolgte gemäß DIN 52102. Die Dicke der Verbundzone wurde mithilfe der mikroskopischen Untersuchungen (siehe Abschnitt 3.6.2) an zahlreichen Probenquerschnitten gemessen. Die Mittelwerte lagen hierbei für die verwendeten Betone zwischen $d_{tz} = 150 \mu\text{m}$ und $d_{tz} = 250 \mu\text{m}$, wobei die ermittelten Einzelwerte sehr starken Schwankungen unterworfen waren, siehe auch Abschnitt 3.4.2. Generell stimmen die Messergebnisse sehr gut mit den Messwerten überein, die MICHEL et al. [88] unter Anwendung eines Verfahrens gewinnen konnte, das auf der sog. Röntgenabschwächung basiert.

Tab. 7-1 Modelleingangswerte für die Porosität p und die Dicke der für die Korrosionsprodukte zugängliche Verbundzone d_{tz} auf der Grundlage von Messwerten der untersuchten Betone

Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Korrosionsart -	Porosität p [-]	Dicke der Verbundzone d_{tz} [mm]
B	I	0,7	gleichförmige Korrosion (karbonatisierungsinduziert)	0,16	0,180
C	III/A	0,7		0,19	0,200
F	I	0,7	Lochkorrosion (Cl ⁻ -Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)	0,17	0,250
H	I	0,4		0,12	0,150
I	III/A	0,7		0,19	0,250

Obwohl in der Kontaktzone zwischen Stahl und Beton von einer erhöhten Betonporosität ausgegangen werden muss (siehe u. a. [130]), wurden für die Modellierung Messwerte herangezogen, die für den gesamten Beton in der Betonrandzone inklusive Gesteinskörnung repräsentativ sind. Zum einen soll diese Vorgehensweise die Anwendung des Schädigungsmodells erleichtern, da keine speziellen und aufwändigen Messverfahren zur Porositätsbestimmung der Kontaktzone erforderlich sind. Zum anderen dringen die Korrosionsprodukte relativ weit in die Porenstruktur des Betons ein (siehe Dicke der Verbundzone d_{tz} in Tabelle 7-1), sodass die Dicke der in der Literatur als Kontaktzone mit erhöhter Porosität bezeichneten Schicht mit ca. 20 μm bis 50 μm ([105, 130]) deutlich geringer ist,

als jene des hier als Verbundzone bezeichneten Bereichs des Betons. Folglich ist der Einfluss der erhöhten Porosität in der klassischen Kontaktzone am Übergang vom Stahl zum Beton auf den Zeitpunkt der Rissbildung eher gering.

7.2.2 Widerstand

Den der Einwirkung gegenüberstehende Widerstand bildet der den Bewehrungsstab umgebende Beton. Die Größe des Widerstands Δr_{crack} kann als kritische Zunahme des Bewehrungsstabsradius infolge Korrosion zum Zeitpunkt des Risseintritts verstanden werden. Dieser Grenzwert hängt neben der Zeit t insbesondere von den Betoneigenschaften, den Abmessungen der Bewehrung und der Betondeckung sowie von weiteren technologischen Parametern ab, wie z. B. von der Kriechzahl des Betons.

Da die Prozesse bis zum Auftreten signifikanter Risse infolge Bewehrungskorrosion mit guter Näherung unter der Annahme eines linear-viskoelastischen Verhaltens des Betons beschrieben werden können, kann für den Grenzzustand der Rissbildung ein vereinfachter Ansatz auf Grundlage der Elastizitätstheorie hergeleitet werden. Der Ansatz stützt sich auf die grundlegende Annahme, dass der korrosionsinduzierte Riss – ausgehend vom Bewehrungsstab – an der Stelle der geringsten Betondeckung auftritt, siehe Abbildung 7-2, links.

Zur Berechnung des mechanischen Verhaltens des den Bewehrungsstab unmittelbar umgebenden Betons kann vereinfachend ein dickwandiger Hohlzylinder als Referenzsystem angenommen werden [13]. Die vereinfachenden Annahmen, die der Hohlzylinderanalogie zugrunde liegen, sind jedoch nur dann zulässig, wenn die Querschnittsabmessungen der betrachteten Bauteilrandzone im Vergleich zu den Abmessungen des fiktiven Hohlzylinders groß sind. Weiterhin wird vorausgesetzt, dass die Dicke der Betondeckung c im Vergleich zum Stabdurchmesser d_s weder zu klein, noch zu groß ist. Im ersten Fall wären ansonsten die Randbedingung eines dünnwandigen Hohlzylinders, in Letzterem die eines Lochs in einer Scheibe gegeben. Jedoch stimmen die üblicherweise in der Betonrandzone von Stahlbetonbauteilen vorherrschenden Abmessungen sehr gut mit den geometrischen Verhältnissen überein, die vorherrschen müssen, damit der Ansatz eines dickwandigen Hohlzylinders für die Berechnung Gültigkeit besitzt.

Geht man ferner davon aus, dass die Kompressionssteifigkeit des Betonstabstahls viel größer als die Steifigkeit des Betons ist, kann die weitere Vereinfachung getroffen werden, dass sich infolge der Korrosion ausschließlich der Beton und nicht der Bewehrungsstab verformt.

Unter den vorstehend genannten Bedingungen ist somit die Formulierung von Gleichgewichtsbedingungen möglich, die für einen dickwandigen Hohlzylinder unter Innendruck Gültigkeit besitzen. Hierbei wird vereinfachend von einem

hydrostatischen Druck im Zylinder und somit von einer entlang der Zylinderinnen- und -außenflächen gleichmäßig verteilten Radialdehnung ausgegangen (siehe Abbildung 7-2, rechts).

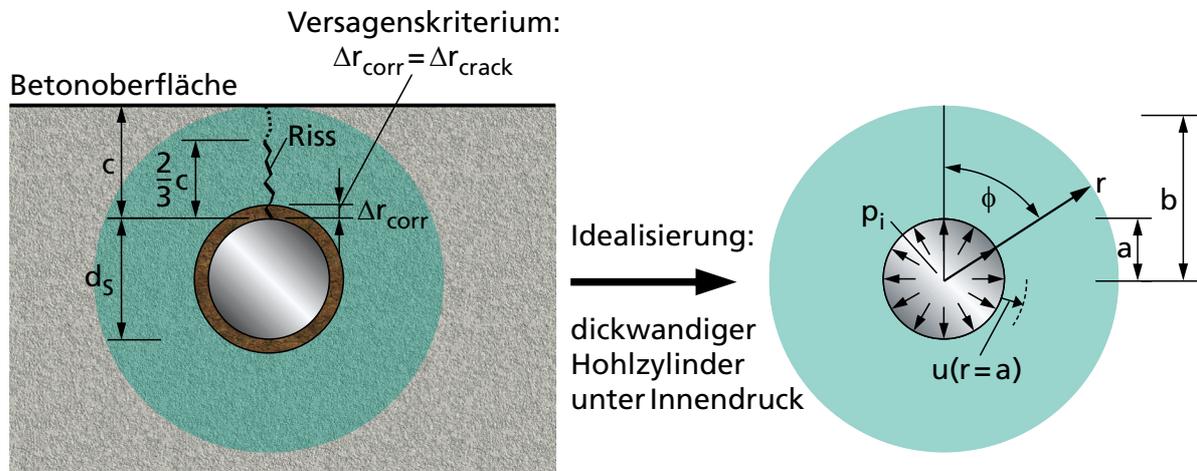


Abb. 7-2 Schematische Darstellung der Rissbildung in der Betondeckung über einem Bewehrungsstab (links) und Systemvereinfachung als dickwandiger Hohlzylinder mit Definition der Variablen (rechts)

In Anlehnung an Timoshenko und Goodier [135] lassen sich für ein isotropes, linear-elastisches Material geschlossene Lösungen für die Spannungsverteilung am ebenen, dickwandigen Hohlzylinder unter Innendruck formulieren (siehe Abbildung 7-2, rechts). Die Tangentialspannungen im Zylinder können durch die Gleichungen 7-3 bis 7-5 berechnet werden:

$$\sigma_{\phi} = -\frac{A}{r^2} + 2B \quad (7-3)$$

mit

$$A = -\frac{p_i \cdot a^2 \cdot b^2}{(b^2 - a^2)} \quad (7-4)$$

$$2B = \frac{p_i \cdot a^2}{(b^2 - a^2)} \quad (7-5)$$

Die Bedeutung der Variablen a und b ist in Abbildung 7-2 dargestellt.

Anhand der numerischen Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass es innerhalb kürzester Zeit zum vollständigen Durchreißen der Betondeckung c kommt, sobald ein Riss eine Länge von etwa zwei Drittel der Betondeckung erreicht (vgl. Abbildung 7-2, links). Vor Erreichen dieser Risslänge lag generell ein relativ stabiles Risswachstum vor. Diese Beobachtungen entsprechen jenen,

die auch NEUNER et al. [100] bei ihren Versuchen an dickwandigen, unbewehrten Betonringen unter Innendruckbeanspruchung gemacht haben. Somit lässt sich folgende Beziehung aufstellen:

Für

$$r = a + \frac{2}{3}(b - a) \quad (7-6)$$

gilt

$$\sigma_{\phi} = \frac{a^2 \cdot p_i}{(b^2 - a^2)} \left[1 + \frac{b^2}{\frac{1}{9}(a + 2b)^2} \right] = f_{ct} \quad (7-7)$$

mit f_{ct} = Zugfestigkeit des Betons.

Anstatt die Beanspruchung auf den Hohlzylinder über einen Innendruck p_i vorzugeben, erscheint es mit Bezug auf das reale Aufwachsen von Korrosionsprodukten auf die Stahloberfläche sinnvoller, die Beanspruchung als radiale Verschiebung Δr_{corr} zu definieren. Unter Ausnutzung der doppelsymmetrischen Verhältnisse und der Randbedingung, dass bei ungerissenem Beton zunächst ein geschlossener Kreisring vorliegt, kann die Radialverschiebung u auf Grundlage der Elastizitätstheorie in allgemeiner Form mit Gleichung 7-8 ausgedrückt werden [135]:

$$u = \frac{1}{E} \left[-\frac{(1 + \nu) \cdot A}{r} + 2B(1 - \nu) \cdot r \right] \quad (7-8)$$

mit E = Elastizitätsmodul des Betons

ν = Querdehnzahl des Betons

Gleichung 7-8 lässt sich in Gleichung 7-9 überführen, indem am inneren Rand des Zylinders $r = a$ für die allgemeine Radialverschiebung u die Radiuszunahme infolge Korrosion Δr_{corr} sowie die Gleichungen 7-4 und 7-5 eingesetzt werden:

$$\Delta r_{corr} = \frac{1}{E} \cdot \frac{p_i}{(b^2 - a^2)} [(1 + \nu) \cdot ab^2 + (1 - \nu) \cdot a^3] \quad (7-9)$$

Wird Gleichung 7-7 nach p_i aufgelöst und in Gleichung 7-9 eingesetzt, lässt sich nach Umformung die kritische Zunahme des Stahlradius infolge Korrosion zum Zeitpunkt der Rissbildung Δr_{crack} wie folgt ausdrücken:

$$\Delta r_{\text{crack}} = \frac{f_{\text{ct}}}{E} \cdot \left[\frac{1}{a \cdot \left(1 + \frac{9b^2}{(a+2b)^2} \right)} \right] \cdot [(1+\nu) \cdot b^2 + (1-\nu) \cdot a^2] \quad (7-10)$$

Durch Umformung und Verwendung der gebräuchlichen geometrischen Parameter, des Stabdurchmessers $d_s = 2a$ und der Betondeckung $c = b - a$ kann Gleichung 7-10 nach Einführung von dimensionslosen Korrekturfaktoren k_i in Gleichung 7-11 überführt werden. Mit ihr lässt sich nun in sehr guter Näherung ein Grenzzustand formulieren, der durch das Auftreten eines durchgängigen Risses in der Betondeckung gekennzeichnet ist und durch eine Zunahme des Bewehrungsstabsradius infolge Korrosion hervorgerufen wurde:

$$\Delta r_{\text{crack}}(t) = \frac{f_{\text{ct}}(t)}{E_{\text{c,eff,D}}} \cdot \left[\frac{d_s + 2c \cdot \left(1 + \frac{c}{d_s} \right) \cdot (1+\nu)}{1 + \left(\frac{3d_s + 6c}{3d_s + 4c} \right)^2} \right] \cdot k_{\text{nonlin}} \cdot k_{\text{local}} \cdot k_{\mu} \quad (7-11)$$

mit Δr_{crack} = kritische Zunahme des Bewehrungsstabsradius infolge Korrosion zum Zeitpunkt der Rissbildung [mm]

t = Betonalter [a]

f_{ct} = Zugfestigkeit des Betons [N/mm^2]

$E_{\text{c,eff,D}}$ = wirksamer E-Modul des Betons (Einfluss Kriechen bzw. Relaxation und Schädigung) [N/mm^2]

ν = Querdehnzahl des Betons [-]

d_s = Durchmesser des Bewehrungsstabes [mm]

c = Betondeckung [mm]

k_{nonlin} = Faktor zur Berücksichtigung der Plastizität und der Rissbildung des Betons [-]

k_{local} = Faktor zur Berücksichtigung einer Lokalisierung der Korrosion (Einfluss Lochfraß) [-]

k_{μ} = Faktor zur Berücksichtigung des Bewehrungsgehalts und der Bauteilgeometrie [-]

Der im Querschnitt der Betonrandzone (siehe Abbildung 7-2) vorherrschende Spannungszustand ist mehrachsig und wird durch radiale Druck- und tangential Zugspannungen geprägt. Folglich muss die Zugfestigkeit des Betons abmindert werden. Ferner ist davon auszugehen, dass sich die korrosionsinduzierten Span-

nungen nur sehr langsam aufbauen, sodass von einer Dauerbelastung der Betonrandzone ausgegangen werden kann. Dies hat zur Folge, dass die Zugfestigkeit im Hinblick auf die Dauerstandfestigkeit weiter reduziert werden muss. Demgegenüber steht eine Steigerung der Zugfestigkeit, die bedingt durch das hohe Betonalter infolge der Hydratation zu erwarten ist. Von einem hohen Betonalter ist deswegen auszugehen, da die dem Korrosionsprozess vorausgehende Depassivierung des Betons unter baupraktischen Bedingungen einige Jahre bis Jahrzehnte in Anspruch nimmt. Vor diesem Hintergrund muss im Übrigen beachtet werden, dass sich eine ggf. vorhandene Karbonatisierung auf die Festigkeit des Betons auswirkt [139]. Zunächst wird vereinfachend davon ausgegangen, dass sich die festigkeitsreduzierenden und festigkeitssteigernden Einwirkungen gegenseitig aufheben. Somit kann in erster Näherung die Zugfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen für eine Abschätzung der Korrosionsdauer bis zur Erstrissbildung angesetzt werden.

Der wirksame E-Modul des Betons $E_{c,eff}$ dient zur Berücksichtigung des Kriechens bzw. der Relaxation des Betons infolge der durch die Korrosion eingepprägten Spannung in der Betondeckung [96]. Darüber hinaus kann er, wie in Gleichung 7-12 dargestellt, mit einem Term $(1-D)$ erweitert werden, der eine eventuell vorhandene innere (Vor-)Schädigung des Betons durch Rissbildung berücksichtigt:

$$E_{c,eff,D} = \frac{E_c}{1 + \rho \cdot \varphi} \cdot (1 - D) \quad (7-12)$$

- mit E_c = statischer E-Modul des Betons [N/mm²]
 ρ = Relaxationskennwert [-], i. d. R. gilt $0,5 \leq \rho < 1,0$
 φ = Kriechzahl von Beton [-]
 D = Beiwert zur Beschreibung der Schädigung durch Rissbildung [-], es gilt $0 \leq D < 1,0$

Im Zusammenhang mit der für die Berechnung des wirksamen E-Moduls erforderlichen Kriechzahl φ ist zu beachten, dass diese für die Bauteilrandzone und nicht für den gesamten Querschnitt des Bauteils ermittelt wird. Für die Ermittlung der Kriechzahl φ wird die effektive Bauteildicke entsprechend der doppelten Betondeckung angenommen.

Die dimensionslosen Korrekturfaktoren k_{nonlin} und k_{local} in Gleichung 7-11 konnten auf Basis der experimentellen und numerischen Untersuchungen überschlägig quantifiziert werden, siehe Tabellen 7-2 und 7-3. Die Quantifizierung erfolgte nach dem Prinzip einer Kalibrierung der Faktoren auf der Grundlage der experimentellen Daten. Hierzu wurden die Versuchsergebnisse in Gruppen gleicher Betondeckung c bzw. gleicher Korrosionsart (karbonatisierungs- oder chloridinduziert) eingeteilt. Danach wurde jeder Gruppe ein einheitlicher Wert für den jeweiligen Korrekturfaktor zugewiesen, sodass die Abweichungen zwischen

den anhand des Modells gewonnenen Ergebnissen und den experimentellen Daten in der Summe aller Konstellationen minimal waren. Die Größenordnung der gewählten Faktoren wurde anschließend nochmals mittels Plausibilitätsbetrachtungen anhand der numerischen Berechnungen überprüft.

Der Faktor k_{nonlin} berücksichtigt insbesondere das Phänomen, dass die Abmessungen der sich während des Risswachstums in der Betonrandzone ausbildenden Bruchprozesszone bei geringen Betondeckungen begrenzt sind. Diese Einschränkung der sog. Ligamenthöhe bewirkt wiederum eine Reduktion der Bruchenergie des Betons, was ein instabiles Risswachstum und somit ein sprödes Bruchverhalten zur Folge haben kann. Weitere Ursachen für eine Versprödung oder Plastifizierung der Betonrandzone (z. B. infolge einer Karbonatisierung des Betons, siehe [139, 140]) können ebenfalls durch den Korrekturfaktor k_{nonlin} berücksichtigt werden.

Tab. 7-2 Modelleingangswerte für den Korrekturfaktor k_{nonlin} auf der Grundlage der experimentellen und numerischen Untersuchungen an den verwendeten Betonen

Betondeckung c [mm]	Korrekturfaktor k_{nonlin} [-]
10	0,4
20	1,5
30	2,0

In der nachfolgenden Abbildung 7-3 ist der in Tabelle 7-2 aufgezeigte Zusammenhang zwischen der Betondeckung c und dem Korrekturfaktor k_{nonlin} grafisch aufgezeigt.

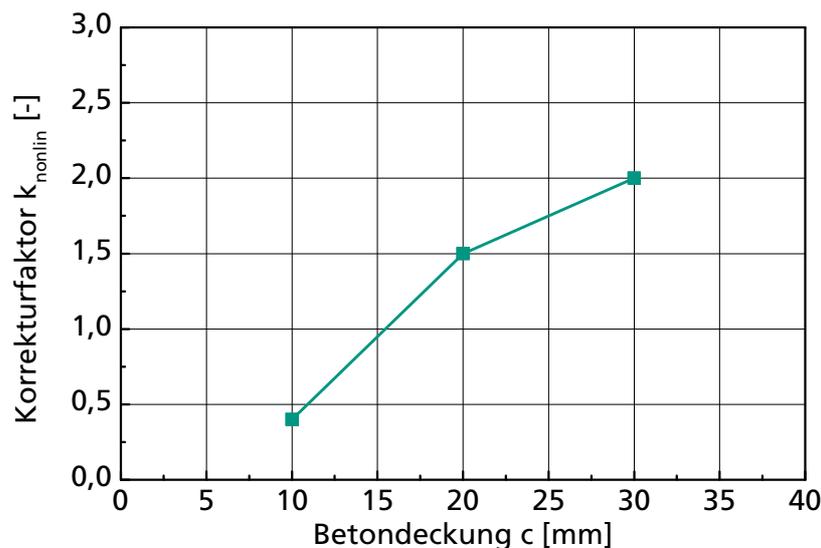


Abb. 7-3 Grafische Darstellung des Zusammenhangs zwischen Betondeckung c und dem Korrekturfaktor k_{nonlin} aus Tabelle 7-2

Da insbesondere für die Betondeckungen $c = 10 \text{ mm}$ und $c = 30 \text{ mm}$ nur sehr wenige Versuchsdaten vorliegen, wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit keine Extrapolation des Kurvenverlaufs in Abbildung 7-3 vorgenommen, noch eine Funktion zur Beschreibung des Verlaufs angegeben. Eine Interpolation zwischen den Werten scheint jedoch gerechtfertigt.

Mithilfe des Korrekturfaktors k_{local} kann dem Einfluss einer Lochkorrosion Rechnung getragen werden. Anhand der vorstehend beschriebenen Vorgehensweise konnten die in Tabelle 7-3 angegebenen Werte abgeleitet werden.

Tab. 7-3 Modelleingangswerte für den Korrekturfaktor k_{local} auf der Grundlage der experimentellen und numerischen Untersuchungen an den verwendeten Betonen

Korrosionsart	Korrekturfaktor k_{local}
-	[-]
gleichförmige Korrosion (karbonatisierungsinduziert)	1,0
Lochkorrosion (Cl ⁻ -Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)	0,7

Der Korrekturfaktor k_{μ} zur Berücksichtigung des Einflusses benachbarter Bewehrungsstäbe und der Bauteilgeometrie kann derzeit nur grob abgeschätzt werden. Als erste Näherung könnte der Ansatz von BAŽANT [13] herangezogen werden, der eine gegenseitige Beeinflussung benachbarter Stäbe bei Unterschreitung eines Mindeststababstands a vom 6-fachen des Stabdurchmessers d_s vorsieht. Die eigenen numerischen Parameterstudien (siehe Abschnitt 6.2.4) ergaben, dass eine Beeinflussung bei den in der vorliegenden Arbeit untersuchten geometrischen Konstellationen von Betondeckung und Stabdurchmesser bereits ab einem Stababstand $a = 3d_s$ vernachlässigbar gering ist. Für eine genaue Quantifizierung des Korrekturfaktors k_{μ} sind jedoch zusätzliche Untersuchungen erforderlich. Bis zum Vorliegen weiterer Erkenntnisse kann bei Stababständen $a < 6 \cdot d_s$ in erster Näherung ein Korrekturfaktor k_{μ} von ca. 0,75 bis 1,0 angenommen werden. Die Werte sind das Ergebnis von Plausibilitätsbetrachtungen bei den eigenen Untersuchungen (siehe Abschnitt 6.2.4), ergänzt durch Erkenntnisse aus [56].

Unter Anwendung der Gleichung 7-11 zur Beschreibung des Betonwiderstands gegen eine korrosionsinduzierte Rissbildung kann der Einfluss der geometrischen Parameter Stabdurchmesser d_s , Betondeckung c und Verhältnis zwischen Betondeckung und Stabdurchmesser c/d_s auf die Zeit bis zur Rissbildung untersucht werden. In Abbildung 7-4, links ist für unterschiedliche Betondeckungen c dargestellt, wie sich die Größe des Stabdurchmessers d_s auf die kritische Radiuszunahme bei Rissbildung Δr_{crack} auswirkt. Mit zunehmendem Δr_{crack} geht dabei eine Zunahme des Betonwiderstands gegen Rissbildung und damit eine Verlängerung der Zeit bis zum Schadenseintritt einher. So kann der Abbildung 7-4,

links entnommen werden, dass insbesondere bei Verwendung sehr kleiner Stabdurchmesser d_s die Dauer bis zum Eintritt der Rissbildung stark zunimmt. Dies bestätigt den bekannten, bereits in der Literatur aufgezeigten Zusammenhang (siehe Abschnitt 2.3.8.2).

Abbildung 7-4, rechts zeigt den entsprechenden Zusammenhang einer variierenden Betondeckung c für unterschiedliche Stabdurchmesser d_s . Hierbei kann jeweils davon ausgegangen werden, dass mit steigendem Wert für Δr_{crack} die Zeit bis zur Rissbildung bei Vorliegen einer konstanten Korrosionsrate \dot{x}_{corr} proportional zunimmt. Anhand dieser Abbildung kann ebenfalls der aus der Literatur bekannte Einfluss der Betondeckung c auf die Korrosionsdauer bestätigt werden (siehe Abschnitt 2.3.8.1).

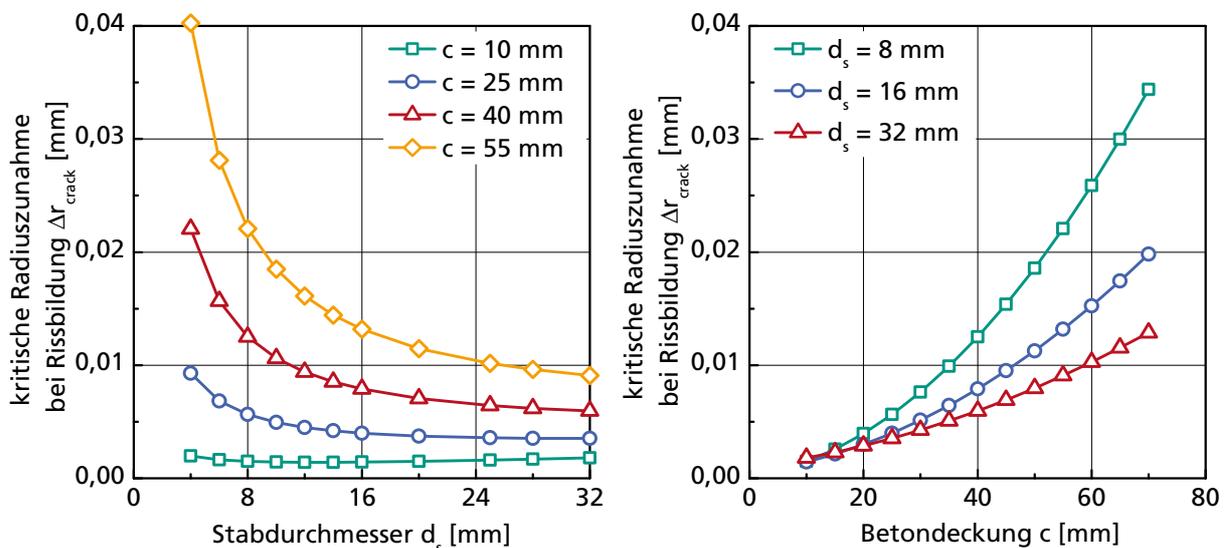


Abb. 7-4 Einfluss des Stabdurchmessers d_s (links) und der Betondeckung c (rechts) auf die kritische Radiuszunahme bei Rissbildung Δr_{crack}

Aus Abbildung 7-5 geht der Zusammenhang zwischen der Zeit bis zur Rissbildung t_{crack} , hier ausgedrückt in Form der kritischen Radiuszunahme bei Rissbildung Δr_{crack} , und dem Quotienten aus der Betondeckung c und dem Stabdurchmesser d_s . Wie bereits anhand der numerischen Untersuchungen festgestellt werden konnte (siehe Abbildung 6-2 in Abschnitt 6.2.2), hat eine Veränderung der Dicke der Betondeckung c bei konstantem Stabdurchmesser d_s den stärksten Einfluss auf den zeitlichen Schädigungsverlauf. Ein einfacher Zusammenhang zwischen dem c/d_s -Verhältnis und der Zeit bis zur Rissbildung t_{crack} , wie er zuweilen in der Literatur angenommen wird, besteht nicht.

Die gewählte Darstellung, bei der die kritische Radiuszunahme bei Rissbildung Δr_{crack} im Gegensatz zur Abbildung 7-4 auf der Abszisse aufgetragen ist, erlaubt einen Vergleich mit Abbildung 6-2 in Abschnitt 6.2.2.

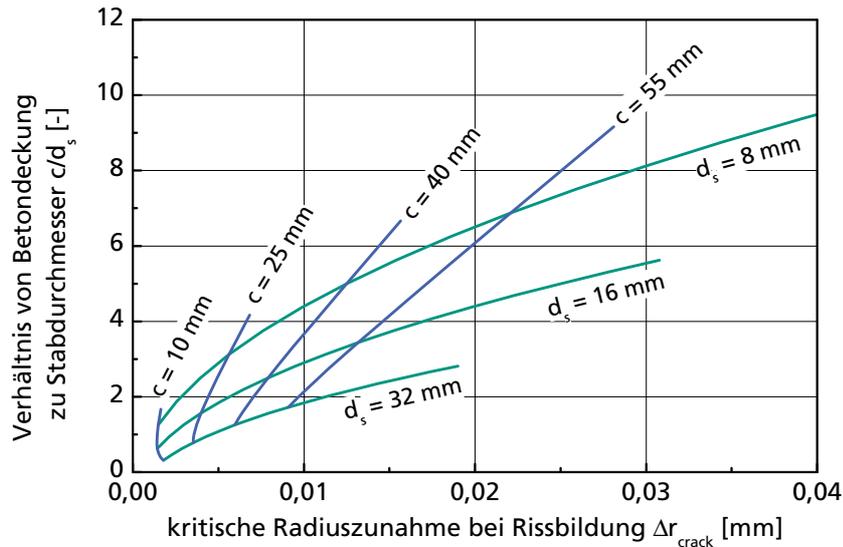


Abb. 7-5 Zusammenhang zwischen der kritischen Radiuszunahme bei Rissbildung Δr_{crack} und dem c/d_s -Verhältnis

7.3 Verifizierung und Validierung des Schädigungsmodells

7.3.1 Verifizierung

Die Verifizierung des vorgestellten Schädigungs-Zeit-Gesetzes erfolgte unter Verwendung der in der vorliegenden Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen an den Korrosionszylindern. Hierbei wurden nur solche Korrosionszylinder zur Modellverifizierung herangezogen, an denen bis zum Ende der Untersuchungen Risse aufgetreten waren. Sofern mehrere Probekörper eines Typs Risse aufwiesen, wurden diese unter Berücksichtigung der Streuungen des Zeitpunkts der Rissbildung t_{crack} und der Korrosionsrate \dot{x}_{corr} zu einer Gruppe zusammengefasst.

In den Abbildungen 7-6 und 7-7 ist jeweils die Zeit bis zum Auftreten eines signifikanten Einzelrisses t_{crack} in Abhängigkeit von der Korrosionsrate für einzelne unterschiedliche Probekörpertypen (vgl. Tabellen 3-1 bis 3-3) getrennt für karbonatisierungsinduzierte und chloridinduzierte Korrosion dargestellt. Hierbei sind jeweils die anhand der Experimente an den Korrosionszylindern ermittelten bzw. anhand des vorgestellten Schädigungs-Zeit-Gesetzes berechneten Werte gegenübergestellt.

Den Berechnungen liegen Eingabedaten zugrunde, die auf Grundlage der Begleitversuche (Festigkeitsuntersuchungen etc.; siehe u. a. Tabelle 3-10) und der Untersuchungen zur Korrosion (Ermittlung der Korrosionsraten durch computertomographische, mikroskopische und topometrische Untersuchungen, Zeit bis zur Rissbildung t_{crack} ; siehe Tabellen A-9 und A-10 in Anhang A) gewonnen

wurden. Die Volumenrate wurde dabei einheitlich mit $\lambda = 2,10$ angenommen, da anhand der röntgendiffraktometrischen Untersuchungen überwiegend die Eisenoxide Magnetit (Fe_3O_4) und Hämatit (Fe_2O_3) in den Proben vorgefunden wurden (siehe Abschnitt 3.7). Die Volumenraten beider Eisenoxide unterscheiden sich mit $\lambda = 2,10$ für Magnetit und $\lambda = 2,14$ für Hämatit kaum (vgl. Tabelle 2-1).

Die für jeden einzelnen Korrosionszylinder vorliegende Kriechzahl wurde unter Verwendung der bekannten Daten aus der Herstellung (Zementart, Art der Gesteinskörnung, effektive Bauteildicke), Lagerung (relative Feuchtigkeit der Umgebung, Belastungsalter), Belastung durch Korrosion (Belastungsdauer) und Festigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung (Zugfestigkeit) auf Grundlage von DIN 1045-1 abgeschätzt. Der Relaxationskennwert wurde hierbei konstant mit $\rho = 0,8$ angesetzt. Eine Vorschädigung durch Rissbildung der Korrosionszylinder bestand nicht, sodass der Beiwert D zu null angenommen wurde.

Die übrigen zur Verifizierung verwendeten Modelleingangsdaten sind in den Tabellen 7-1 bis 7-3 angegeben. Eine Übersicht über alle zur Modellierung verwendeten Eingangswerte ist in den nachfolgenden Tabellen 7-4 und 7-5 getrennt für karbonatisierungsinduzierte und chloridinduzierte Korrosion gegeben.

Tab. 7-4 Modelleingangswerte für die Verifizierung bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion

Modellparameter	Einheit	Untersuchungsparameter								
		Beton B, $d_s = 8 \text{ mm},$ $c = 20 \text{ mm}$	Beton B, $d_s = 16 \text{ mm},$ $c = 20 \text{ mm}$	Beton B, $d_s = 24 \text{ mm},$ $c = 10 \text{ mm}$	Beton B, $d_s = 24 \text{ mm},$ $c = 20 \text{ mm}$	Beton C, $d_s = 8 \text{ mm},$ $c = 20 \text{ mm}$	Beton C, $d_s = 16 \text{ mm},$ $c = 20 \text{ mm}$	Beton C, $d_s = 24 \text{ mm},$ $c = 20 \text{ mm}$	Beton C, $d_s = 24 \text{ mm},$ $c = 30 \text{ mm}$	
Einwirkung	\dot{x}_{corr}	[mm/a]	0,0109	0,0314	0,0091	0,0414	0,0287	0,0496	0,0400	0,0513
	λ	[-]	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
	ρ	[-]	0,16	0,16	0,16	0,16	0,19	0,19	0,19	0,19
	d_{tz}	[mm]	0,18	0,18	0,18	0,18	0,20	0,20	0,20	0,20
Widerstand	f_{ctm}	[N/mm ²]	3,5	3,5	3,5	3,5	2,2	2,2	2,2	2,2
	E_{cm}	[kN/mm ²]	25,9	25,9	25,9	25,9	24,0	24,0	24,0	24,0
	ρ	[-]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
	φ	[-]	2,35	2,09	2,24	1,94	1,98	1,88	2,03	1,71
	D	[-]	0	0	0	0	0	0	0	0
	ν	[-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	d_s	[mm]	8	16	24	24	8	16	24	24
	c	[mm]	20	20	10	20	20	20	20	30
	k_{nonlin}	[-]	1,5	1,5	0,4	1,5	1,5	1,5	1,5	2,0
	k_{local}	[-]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
k_{μ}	[-]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	

Tab. 7-5 Modelleingangswerte für die Verifizierung bei chloridinduzierter Korrosion

Modellparameter	Einheit	Untersuchungsparameter							
		Beton H, $d_s = 24 \text{ mm},$ $c = 20 \text{ mm}$	Beton F, $d_s = 16 \text{ mm},$ $c = 20 \text{ mm}$	Beton F, $d_s = 24 \text{ mm},$ $c = 10 \text{ mm}$	Beton F, $d_s = 24 \text{ mm},$ $c = 20 \text{ mm}$	Beton F, $d_s = 24 \text{ mm},$ $c = 30 \text{ mm}$	Beton I, $d_s = 24 \text{ mm},$ $c = 20 \text{ mm}$		
Einwirkung	\dot{x}_{CORR}	[mm/a]	0,0262	0,0198	0,0270	0,0320	0,0196	0,0287	
	λ	[-]	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	
	p	[-]	0,12	0,17	0,17	0,17	0,17	0,19	
	d_{tz}	[mm]	0,15	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	
Widerstand	f_{ctm}	[N/mm ²]	3,6	3,0	3,0	3,0	3,0	2,2	
	E_{cm}	[kN/mm ²]	36,4	25,9	25,9	25,9	25,9	24,0	
	ρ	[-]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	
	ϕ	[-]	2,20	2,28	2,30	2,09	2,08	2,35	
	D	[-]	0	0	0	0	0	0	
	v	[-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	
	d_s	[mm]	24	16	24	24	24	24	
	c	[mm]	20	20	10	20	30	20	
	k_{nonlin}	[-]	1,5	1,5	0,4	1,5	2,0	1,5	
	k_{local}	[-]	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	
	k_{μ}	[-]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	

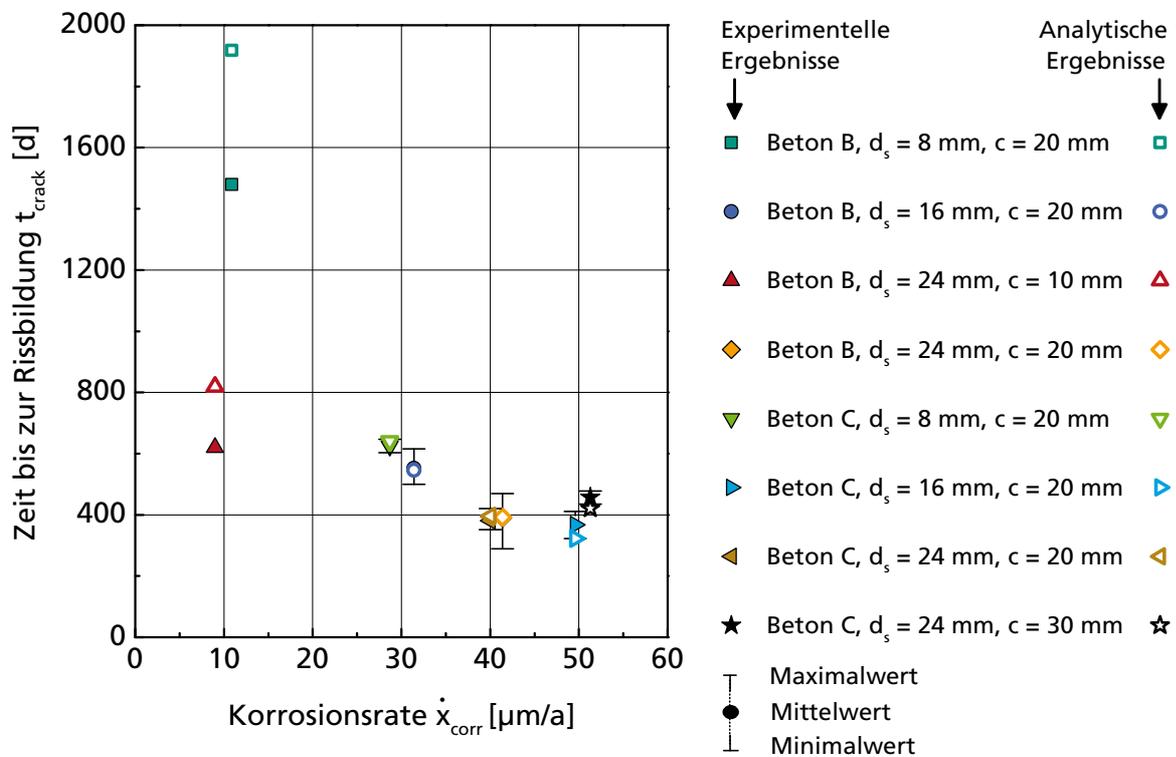


Abb. 7-6 Zeit bis zum Auftreten eines signifikanten Einzelrisses an der Betonoberfläche der Korrosionszylinder infolge karbonatisierungsinduzierter Korrosion. Vergleich zwischen experimentellen und analytischen Ergebnissen

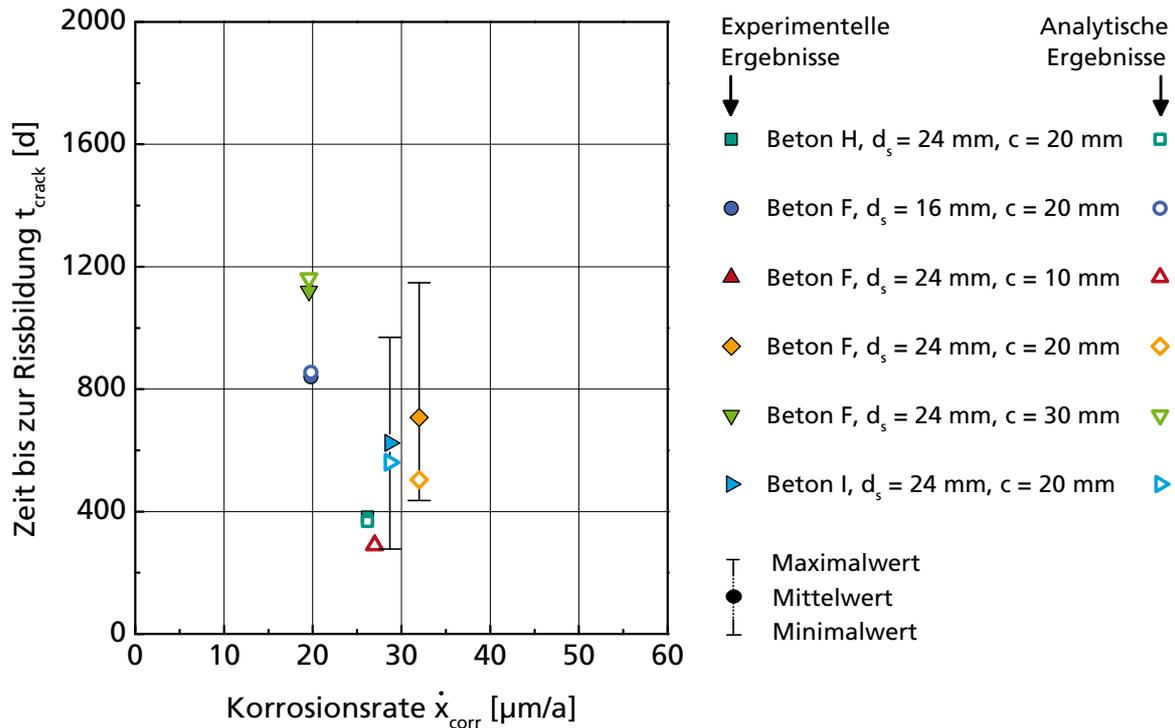


Abb. 7-7 Zeit bis zum Auftreten eines signifikanten Einzelrisses an der Betonoberfläche der Korrosionszylinder infolge chloridinduzierter Korrosion. Vergleich zwischen experimentellen und analytischen Ergebnissen

Wie aus den Abbildungen 7-6 und 7-7 ersichtlich wird, ist das Schädigungs-Zeit-Gesetz in der Lage, die Zeit bis zur Rissbildung i. d. R. hinreichend genau abzuschätzen. Die größten Abweichungen zwischen Experiment und Theorie bestanden für Ergebnisse von Einzelproben mit einer vergleichsweise geringen Korrosionsrate \dot{x}_{corr} (siehe Abbildung 7-6). Bei diesen handelte es sich jeweils um den einzigen und damit ersten Probekörper einer Serie, der eine Rissbildung aufwies. Es ist folglich davon auszugehen, dass nach Auftreten von Rissen an den übrigen Korrosionszylindern derselben Serie, die Prognose auf Grundlage des Schädigungsmodells besser mit den Experimenten übereinstimmen wird.

Die Korrosionszylinder, die einer chloridinduzierten Korrosion ausgesetzt waren (siehe Abbildung 7-7), wiesen insgesamt größere Streuungen der Zeit bis zur Rissbildung t_{crack} auf, was wiederum für Lochkorrosion typisch ist.

7.3.2 Validierung

Eine Validierung, d. h. eine Überprüfung des Schädigungsmodells anhand von weiteren Experimenten, die bei der Herleitung des Modells nicht betrachtet wurden, erfolgte anhand von prismatischen Betonprobekörpern, die im Rahmen der Arbeiten in Teilprojekt A2 [54] der DFG-Forschergruppe 537 an der RWTH Aachen hergestellt wurden. Sie wiesen repräsentative korrosionsinduzierte Risse auf. Darüber hinaus liegen alle modellrelevanten Daten zu den Probekörpern und ihrer Lagerung vor.

Die Probekörper besaßen eine rechteckige Grundfläche mit den Abmessungen $240 \times 180 \text{ mm}^2$ auf. Ihre Höhe betrug 150 mm. Im oberen Bereich der Probekörper wurde jeweils ein 50 mm langer Stab aus Glattstahl mit einem Durchmesser von $d_s = 10 \text{ mm}$ in chloridhaltigen Beton (Cl^- -Gehalt 3,0 M.-% v. Z.) eingebaut. Diese als Anode wirksame Stahlelektrode wurde durch Abdrehen eines gerippten Bewehrungsstabes mit einem Nenndurchmesser von $d_s = 12 \text{ mm}$ hergestellt (B500A) [54]. Als Kathode kam im unteren Bereich der Probekörper ein Gitter aus zweimal vier gerippten Bewehrungsstäben (B500B) mit einer Länge von je 200 mm (untere Lage) bzw. 140 mm (obere Lage) zum Einsatz. Der Anodenstab wurde mit dem Kathodengitter über einen Bewehrungsdraht elektrisch leitend miteinander verbunden. Eine Mangandioxid-Referenzelektrode, die ebenfalls im oberen Probekörperbereich eingebaut wurde, ermöglichte eine messtechnische Überwachung der Korrosion.

Der Beton der Probekörper wurde auf Grundlage der in Tabelle 3-4 vereinbarten Zusammensetzung hergestellt. Abweichungen zu dem in der vorliegenden Arbeit verwendeten Beton bestehen bezüglich des w/z-Werts von 0,5 und des Chloridgehalts von 3,0 M.-% v. Z. (vorliegende Arbeit: w/z = 0,4 und 0,7; Chloridgehalt = 2,5 M.-% v. Z.).

Für die zur Validierung des Schädigungsmodells betrachteten Probekörper sind die Eingangswerte für die Modellierung in nachfolgender Tabelle 7-6 zusammengestellt.

Aufgrund des sehr kurzen Bewehrungsstabes, der als Anode in den Beton eingebaut wurde, gelten hier nicht die Voraussetzungen, für die das Schädigungs-Zeit-Gesetz als zweidimensionales mechanisches Modell aufgestellt wurde. Der am Stab entstehende Sprengdruck wirkt aufgrund der kleinen Fläche, auf der er entsteht, selbst im Falle einer über die gesamte Staboberfläche gleichförmig auftretende Korrosion nur sehr lokal in der Betondeckung. Dies hat zur Folge, dass der Widerstand, den der Beton dem korrosionsinduzierten Sprengdruck entgegenbringt, sehr viel größer ist, als wenn ein langer Stab im Betonprobekörper korrodiert.

Tab. 7-6 Modelleingangswerte für die Validierung

Modellparameter		Einheit	Probenbezeichnung nach [54]									
			REF 4	REF 8	COVER 12	COVER 13	COVER 14	OUT 4	OUT 12	BFS 4	BFS 8	BFS 15
Einwirkung	\dot{x}_{corr}	[mm/a]	0,1284	0,0734	0,1162	0,1246	0,0814	0,1120	0,0983	0,0441	0,0319	0,0278
	λ	[-]	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
	p	[-]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,14	0,14	0,14
	d_{tz}	[mm]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Widerstand	f_{ctm}	[N/mm ²]	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
	E_{cm}	[kN/mm ²]	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0
	ρ	[-]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
	φ	[-]	1,06	1,06	0,96	0,96	0,90	0,89	0,89	0,96	1,00	1,20
	D	[-]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	v	[-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	d_s	[mm]	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	c	[mm]	20	20	35	35	35	20	20	20	20	20
	k_{nonlin}	[-]	1,5	1,5	2,2	2,2	2,2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	k_{local}	[-]	1,96	1,96	2,90	2,90	2,90	1,96	1,96	1,96	1,96	1,96
k_{μ}	[-]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	

Dieses Phänomen wurde von TORRES-ACOSTA und SAGÜÉS ausführlich experimentell untersucht [137, 138]. Der von den Autoren vorgeschlagene Erhöhungsfaktor $(c/L_a+1)^{2,0}$ für den zur Rissbildung erforderlichen Korrosionsabtrag $x_{\text{corr,crack}}$ (siehe Gleichung 2-22 in Abschnitt 2.3.8.4) wurde im Schädigungs-Zeit-Gesetz anstelle des Korrekturfaktors k_{local} verwendet. Der Parameter L_a repräsentiert dabei die anodisch wirkende Stablänge (hier $L_a = 50$ mm).

In Abbildung 7-8 sind die Ergebnisse der Modellierung dargestellt. Es zeigt sich, dass das Modell im vorliegenden Fall dazu tendiert, die Zeiten bis zur Rissbildung zu unterschätzen. Dies kann jedoch weitestgehend damit erklärt werden, dass die Probekörper während der Versuchsdurchführung im Rahmen festgelegter Messintervalle im Abstand von mehreren Wochen bzw. Monaten auf Risse geprüft wurden. Somit unterliegt den vorliegenden Ergebnissen eine relativ ungenaue Angabe zum Zeitpunkt der Rissbildung, was sich auf die Validierungsergebnisse negativ auswirkt.

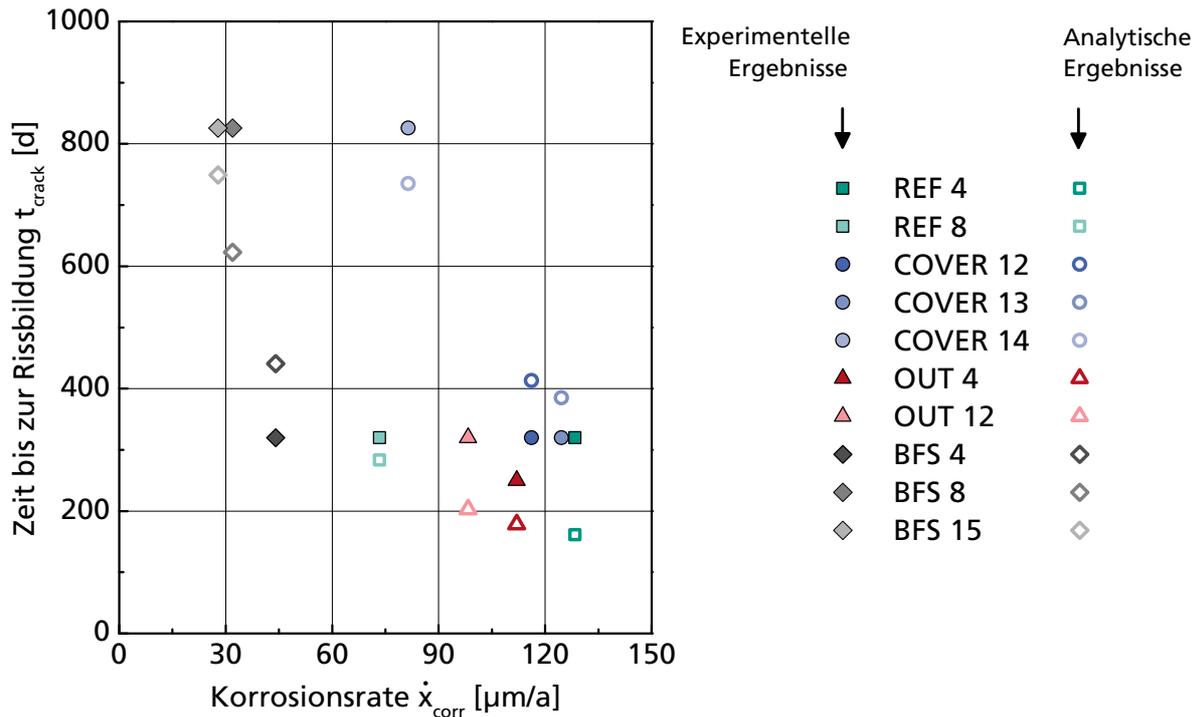


Abb. 7-8 Zeit bis zum Auftreten eines signifikanten Einzelrisses an der Betonoberfläche von Probekörpern, die im Rahmen des TP2 der DFG-Forschergruppe 537 an der RWTH Aachen hergestellt und untersucht wurden und einer chloridinduzierten Korrosion unterlagen [54]. Vergleich zwischen experimentellen und analytischen Ergebnissen

Dennoch zeigt sich, dass das Schädigungsmodell auch für diese Probekörper in der Lage ist, den Zeitpunkt der Rissbildung mit einer zufriedenstellenden Genauigkeit abzuschätzen.

7.4 Beispiel einer probabilistischen Dauerhaftigkeitsprognose

Das vorgestellte Schädigungsmodell ist aufgrund der Trennung zwischen Einwirkung und Widerstand sehr gut für probabilistische Dauerhaftigkeitsbemessungen geeignet, die eine Definition von Grenzzuständen erfordern. So ist für den Fall der Bewehrungskorrosion der Grenzzustand der Rissbildung erreicht, sobald die effektive Zunahme des Stabradius Δr_{corr} (Einwirkung S) der Größe der kritischen Stabradiuszunahme Δr_{crack} (Widerstand R) entspricht. Da es sich bei den Modellparametern um streuende Größen handelt, ist eine statistische Beschreibung des kritischen Maßes der Rissbildung zu treffen, siehe Abbildung 7-9. Die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit p_f bzw. der zugehörigen Zuverlässigkeit erfolgt zweckmäßigerweise mithilfe probabilistischer Methoden.

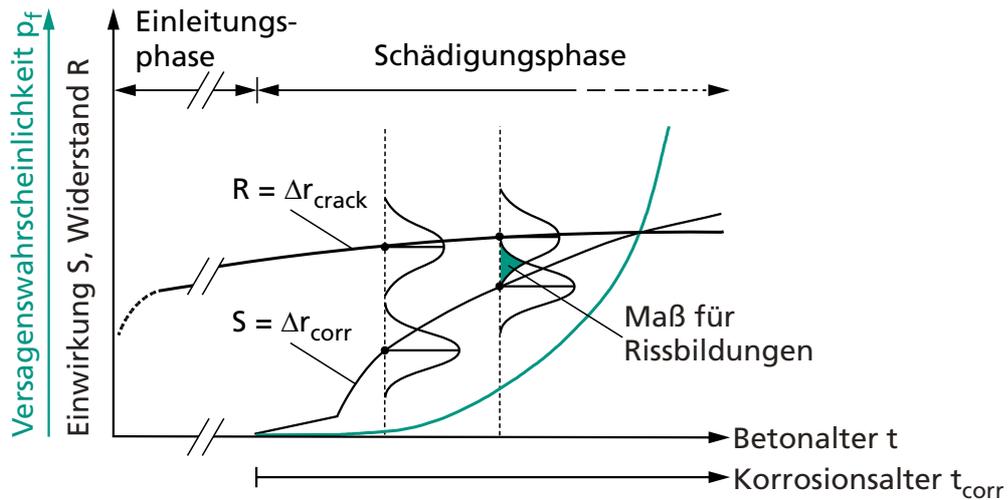


Abb. 7-9 Schematische Darstellung der zeitlichen Entwicklung der Zunahme des Stabradius infolge Bewehrungskorrosion Δr_{corr} (Einwirkung S) und des Wertes für die kritische Stabradiuszunahme bei Risseintritt Δr_{crack} (Widerstand R) sowie der sich ergebenden Versagenswahrscheinlichkeit p_f

Im Folgenden wird anhand eines einfachen fiktiven Beispiels eine exemplarische Dauerhaftigkeitsprognose eines Bauteils durchgeführt. In Anlehnung an das im *fib* Bulletin 59 „Condition control and assessment of reinforced concrete structures“ [40] aufgezeigte Beispiel wird nachfolgend als exemplarisches Bauteil eine Stahlbetonstütze mit quadratischem Querschnitt im Erdgeschoss eines Parkhauses betrachtet, siehe Abbildung 7-10. Die Stütze ist aus einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 unter Verwendung eines Zements CEM I 32,5 R hergestellt worden und weist sowohl eine Längsbewehrung (Stabdurchmesser $d_s = 20$ mm, Betondeckung $c = 30$ mm) als auch eine Quer- bzw. Bügelbewehrung (Stabdurchmesser $d_s = 8$ mm, Betondeckung $c = 22$ mm) auf.

Im unteren Bereich der Stütze, oberhalb des Köcherfundaments, besteht in den Wintermonaten eine Beaufschlagung mit tausalzhaltigem Tau- und Spritzwasser. Es wird vereinfachend davon ausgegangen, dass nach einer Zeit von 30 Jahren (Einleitungsphase, siehe Abbildung 1-1 bzw. Abbildung 7-9) eine gleichzeitige Depassivierung der Längs- und Bügelbewehrung jeweils um ihren kompletten Stabumfang eintritt. In deren Folge setzt im Bauteilalter von 30 Jahren eine chloridinduzierte Korrosion der Bewehrung ein (Schädigungsphase, siehe Abbildung 1-1 bzw. Abbildung 7-9).

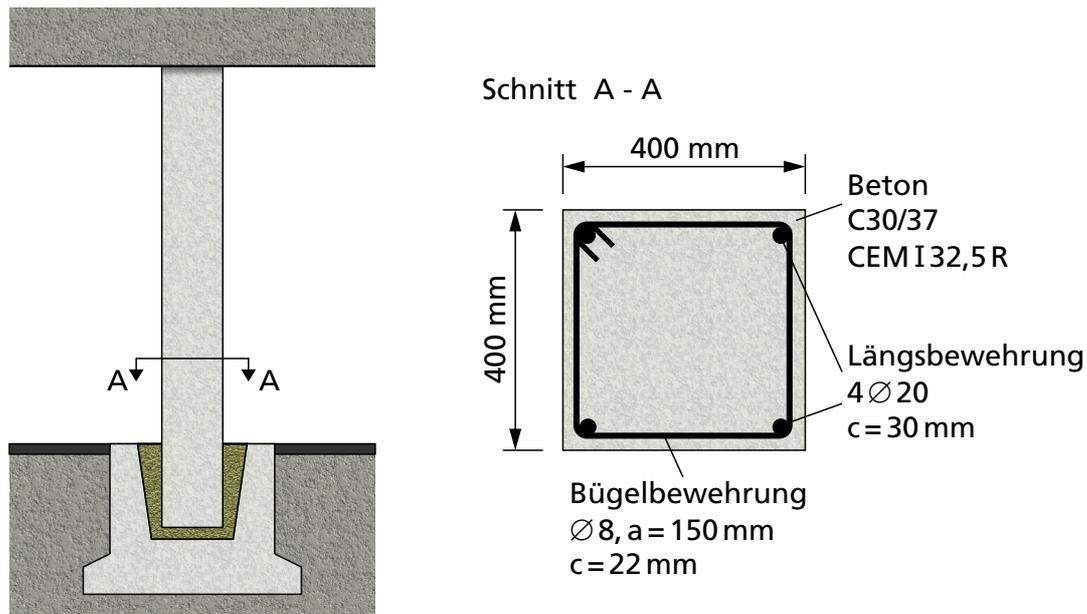


Abb. 7-10 Schematische Darstellung einer Stahlbetonstütze mit Köcherfundament im Erdgeschoss eines Parkhauses (in Anlehnung an das in [40] verwendete Beispiel)

Vor dem Hintergrund einer chloridinduzierten Bewehrungskorrosion ist das Ziel der nachfolgenden Berechnungen die Ermittlung der bauteilbezogenen, zeitabhängigen Zuverlässigkeit, die unter Verwendung des sog. Zuverlässigkeitsindex β beschrieben werden kann. Auf der Grundlage einer Sensitivitätsanalyse soll darüber hinaus in Erfahrung gebracht werden, welche streuenden Eingangsparameter des Modells (Zufallsvariablen bzw. Basisvariablen) einen maßgebenden Einfluss auf die probabilistische Dauerhaftigkeitsprognose des untersuchten Bauteils haben. Das Ergebnis der Sensitivitätsanalyse sind sog. Sensitivitätsfaktoren α_i , die nach der Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung, der sog. FORM (First Order Reliability Method), berechnet werden (siehe Anhang C der DIN EN 1990). Diese werden auch als Wichtungsfaktoren bezeichnet, da sie den relativen Einfluss des jeweiligen Modellparameters auf die Zuverlässigkeitsbemessung des Bauteils widerspiegeln.

Für die Berechnung müssen die Modellparameter als streuende Größen angegeben werden. Die Größe und Verteilung der Streuungen wurden hierbei anhand der eigenen Versuchsdaten festgelegt oder basierend auf Erfahrungswerten vorgegeben. Die Modellparameter, denen keine Streuung zugewiesen werden konnte, gehen in den Berechnungen als konstante Werte ein, siehe Tabelle 7-7. Die Berechnungen wurden mit der Software COMREL[112] durchgeführt.

Tab. 7-7 Eingangsparemeter für das Berechnungsbeispiel gemäß Abbildung 7-10

Modellparameter		Einheit	Verteilung	Mittelwert Bügel/Längsbew.	Standard- abweichung Bügel/Längsbew.
Einwirkung	Korrosionsrate \dot{x}_{corr}	[mm/a]	lognormal	0,0058	0,0029
	Volumenrate λ	[-]	konstant	2,1	-
	Porosität der Verbundzone p	[-]	normal	0,15	0,02
	Dicke der Verbundzone d_{tz}	[mm]	lognormal	0,20	0,05
Widerstand	Zugfestigkeit des Betons f_{ctm}	[N/mm ²]	normal	2,9	0,29
	E-Modul des Betons E_{c0m}	[N/mm ²]	normal	31900	3200
	Relaxationskennwert ρ	[-]	konstant	0,8	-
	Kriechzahl ϕ	[-]	konstant	0,65/0,62	-
	Schädigungsbeiwert D	[-]	konstant	0	-
	Querdehnzahl ν	[-]	konstant	0,2	-
	Stabdurchmesser d_s	[mm]	konstant	8/20	-
	Betondeckung c	[mm]	beta (a = 0 mm, b = 100 mm)	22/30	6/6
	Korrekturfaktor k_{nonlin}	[-]	konstant	1,5	-
	Korrekturfaktor k_{local}	[-]	konstant	0,7	-
Korrekturfaktor k_{μ}	[-]	konstant	1,0	-	

Das Ergebnis der probabilistischen Berechnung der Lebensdauer ist in Abbildung 7-11 dargestellt. Es zeigt sich, dass der Zuverlässigkeitsindex β bereits nach ca. 6,0 Jahren für die Bügelbewehrung und nach ca. 6,8 Jahren für die Längsbewehrung auf null absinkt (entspricht einer Versagenswahrscheinlichkeit p_f von 50 %). Dieses Ergebnis entspricht den auf deterministischem Wege berechneten Zeitpunkten der Rissbildung. Wird allerdings für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) – in Anlehnung an die Empfehlungen im *fib* Bulletin 34 „Model Code for Service Life Design“ [37] – ein Zielwert des Zuverlässigkeitsindex von $\beta_{\text{Ziel}} = 1,3$ angenommen, tritt bereits nach ca. 2,9 Jahren an der Bügelbewehrung und nach ca. 3,5 Jahren an der Längsbewehrung mit einer Wahrscheinlichkeit von ca. 10 % ein Riss auf.

Diese Wahl des Zielwerts des Zuverlässigkeitsindex $\beta_{\text{Ziel}} = 1,3$ beruht auf dem Grenzzustand der Depassivierung. Bei Eintritt der Rissbildung ist üblicherweise noch nicht von einem Bauteilversagen auszugehen. Dennoch ist bereits eine Schädigung desselben eingetreten, was die Wahl auch eines höheren Zielwertes (z. B. $\beta_{\text{Ziel}} = 3,0$ bis 3,5) rechtfertigen würde.

Für das als Beispiel gewählte Bauteil ist, verglichen mit der vorgegebenen Depassivierungsdauer von 30 Jahren, innerhalb eines sehr kurzen Zeitraums der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erreicht. Für Bauteile mit anderen Konstellationen der Materialeigenschaften und geometrischen Verhältnisse kann die Dauer der Schädigungsperiode deutlich kürzer, aber auch sehr viel länger sein.

In Abbildung 7-11 sind neben dem zeitlichen Verlauf der Zuverlässigkeit auch die Verteilung der Quadrate der Sensitivitätsfaktoren α_i angegeben. Es ist ersichtlich, dass insbesondere die Streuung der Korrosionsrate \dot{x}_{corr} , gefolgt von jenen der Betondeckung c , der Porosität p und der Dicke der Verbundzone d_{tz} bedeutsam für die Zuverlässigkeit des Bauteils sind. Der Einfluss der Streuungen der Festigkeit f_{ct} und des E-Moduls E_c ist im vorliegenden Beispiel hingegen vernachlässigbar.

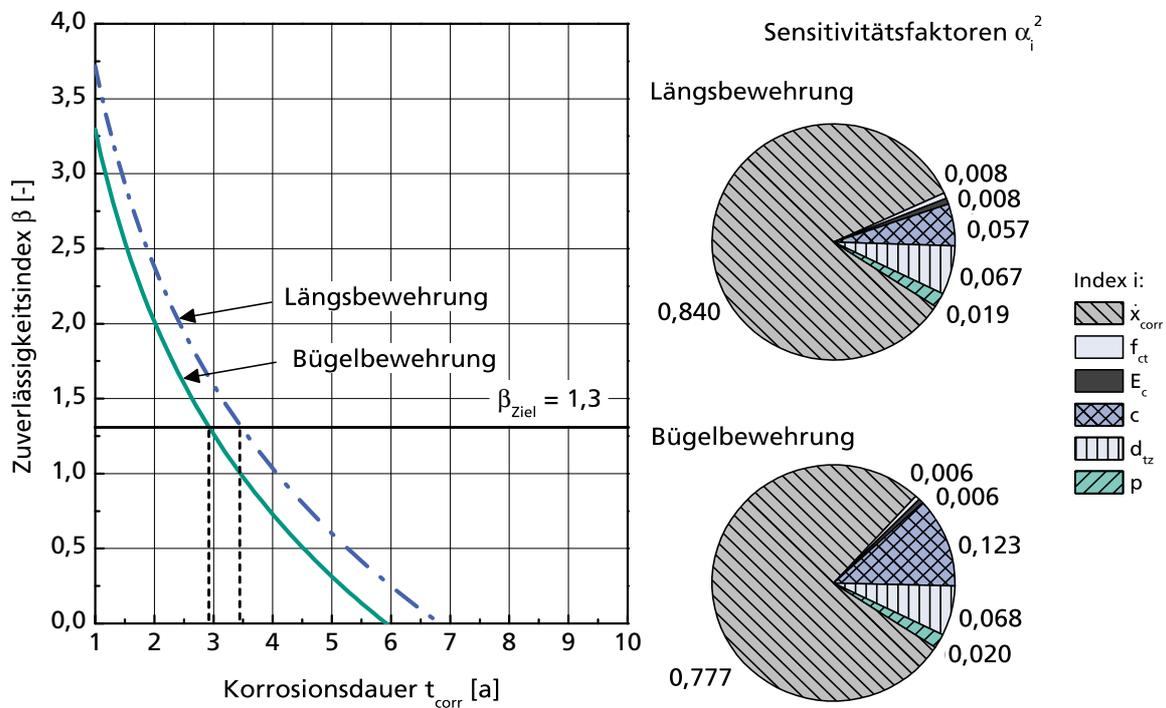


Abb. 7-11 Zuverlässigkeitsindex β in Abhängigkeit von der Korrosionsdauer (links) sowie Verteilung der Sensitivitätsfaktoren α_i^2 für die Bügelbewehrung und die Längsbewehrung der betrachteten Parkhausstütze (rechts)

Es sei hier abschließend angemerkt, dass über die Betrachtung der Sensitivitätsfaktoren eines einzelnen Beispiels noch keine Aussage zur Relevanz der Modellparameter auf das Gesamtergebnis einer Lebensdauerbemessung möglich ist.

7.5 Vereinfachtes Ingenieurmodell

Das vorgestellte Schädigungs-Zeit-Gesetz erfordert die Kenntnis zahlreicher Parameter, die die Beanspruchung aus der Korrosion sowie die geometrischen und materialtechnischen Randbedingungen definieren. Um die Durchführung der Dauerhaftigkeitsprognosen im Hinblick auf die korrosionsinduzierte Rissbildung zu vereinfachen, wird nachfolgend ein vereinfachtes Ingenieurmodell zur Prognose der Rissbildung infolge Bewehrungskorrosion vorgeschlagen. Es beruht auf dem in Abschnitt 7.2 vorgestellten analytischen Schädigungs-Zeit-Gesetz, beinhaltet jedoch weniger Eingangsparameter. Die Reduktion der Eingangsparameter wurde durch eine sinnvolle Kombination von Kennwerten und durch den Austausch bestimmter mathematischer Terme durch Konstanten erreicht.

7.5.1 Einwirkung

Die Einwirkungsseite wurde im vorgestellten Schädigungs-Zeit-Gesetz anhand der Gleichungen 7-1 und 7-2 definiert. Hierbei wird das zeitabhängige Eindringen der Korrosionsprodukte in das Porensystem des Betons mithilfe einer Funktion, die auf dem Tangens Hyperbolicus basiert, beschrieben. Hinsichtlich der für die Herleitung eines Ingenieurmodells vorgesehenen Vereinfachung wird die Erkenntnis genutzt, dass nennenswerte risserzeugende Spannungen im Beton erst dann entstehen, wenn der für die Korrosionsprodukte zugängliche Porenraum nahezu vollständig gefüllt ist. Soll nun nicht der Schädigungsverlauf, sondern lediglich der Zeitpunkt der Rissbildung mit dem vereinfachten Ingenieurmodell abgeschätzt werden, dann kann der mit Gleichung 7-2 definierte Vorgang der Porenfüllung vereinfacht dargestellt werden. Hierzu wird der in Abbildung 7-1 dargestellte Grenzwert der Funktion $d_{\text{por}}(t_{\text{corr}})$ herangezogen:

$$\lim_{t_{\text{corr}} \rightarrow \infty} d_{\text{por}}(t_{\text{corr}}) = p \cdot d_{\text{tz}} \quad (7-13)$$

mit d_{por} = Funktion zur Berücksichtigung des Ausweichens von Rost in Betonporen [mm]

t_{corr} = Korrosionsdauer [a]

p = Porosität der für Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone [-], es gilt $0 \leq p < 1,0$

d_{tz} = Dicke der für Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone [mm]

Das die Größe des Porenraums definierende Produkt aus der Porosität p und der Dicke der für den Rost zugänglichen Verbundzone d_{tz} kann weiter vereinfacht werden. Dies erscheint möglich, da die Porosität und das Migrationsverhalten der Korrosionsprodukte in der Verbundzone korrelierende Größen sind. So ist die Dicke der mit Korrosionsprodukten gefüllten Verbundzone d_{tz} von der Porosität

des Betons abhängig, denn mit einer größeren Porosität sind auch die Korrosionsprodukte in der Lage, weiter in den Beton einzudringen. Hierzu wird der versuchstechnisch nur mit großem Aufwand (siehe Abschnitt 3.6) zu bestimmende Kennwert der Verbundzonendicke d_{tz} durch das Produkt aus einem dimensionsbehafteten Korrekturfaktor k_{por} und der Porosität p ersetzt. Somit ergibt sich nachfolgende Gleichung 7-14, mit der die Einwirkungsseite bei der Bewehrungskorrosion zur Abschätzung des Zeitpunkts der Rissbildung abgeschätzt werden kann:

$$\Delta r_{corr}(t_{corr}) = \dot{x}_{corr}(t_{corr}) \cdot (\lambda - 1) \cdot t_{corr} - p^2 \cdot k_{por} \quad (7-14)$$

mit Δr_{corr} = effektive Zunahme des Bewehrungsstabradius infolge Korrosion [mm]

\dot{x}_{corr} = Korrosionsrate [mm/a]

λ = Volumenrate [-]

k_{por} = Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Ausweichens von Rost in Betonporen [mm]

Es ist zu beachten, dass aufgrund der Differenz der Terme in Gleichung 7-14 auch negative Werte möglich sind. Da diese physikalisch nicht sinnvoll sind, besitzt Gleichung 7-14 nur zum Zeitpunkt der Rissbildung Gültigkeit, was positive Werte für Δr_{corr} ergibt.

Für den Korrekturfaktor k_{por} konnten die in der nachfolgenden Tabelle 7-8 angegebenen Werte gemäß folgender Gleichung 7-15 berechnet werden, wobei die Eingangswerte Tabelle 7-1 entnommen sind:

$$k_{por} = \frac{d_{tz}}{p} \quad (7-15)$$

mit d_{tz} = Dicke der für Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone [mm], p = Porosität der für Korrosionsprodukte zugänglichen Verbundzone [-], es gilt $0 \leq p < 1,0$.

Es erscheint sinnvoll, die Porosität des Betons als relativ einfach und kostengünstig zu quantifizierenden Materialkennwert als Eingangsgröße in Gleichung 7-14 zu belassen. Weitere Vereinfachungen könnten jedoch durch Austausch des Klammerausdrucks $(\lambda-1)$ durch eine Konstante vorgenommen werden. Bevor dies geschieht, sollten jedoch zusätzliche Forschungsarbeiten durchgeführt werden, die die Größe und den Einfluss der Volumenrate λ auf den Schädigungsprozess weiter klären.

Tab. 7-8 Modelleingangswerte für die Porosität p und den Korrekturfaktor k_{por} auf der Grundlage der experimentellen Untersuchungen an den verwendeten Betonen

Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Korrosionsart -	Porosität p [-]	Korrekturfaktor k_{por} [mm]
B	I	0,7	gleichförmige Korrosion (karbonatisierungsinduziert)	0,16	1,10
C	III/A	0,7		0,19	1,05
F	I	0,7	Lochkorrosion (Cl ⁻ -Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)	0,17	1,50
H	I	0,4		0,12	1,25
I	III/A	0,7		0,19	1,30

7.5.2 Widerstand

Der als kritische Radiuszunahme zum Zeitpunkt der Rissbildung definierte Widerstand Δr_{crack} , den die Betondeckung der als Radiuszunahme Δr_{corr} im Querschnitt des Bauteils festgelegten Einwirkung entgegenbringt, kann im Schädigungsmodell mithilfe von Gleichung 7-11 berechnet werden. Diese Gleichung ist vom Quotienten aus der Betonzugfestigkeit und dem wirksamen E-Modul des Betons abhängig. Dieser kann auf der Grundlage der in DIN 1045-1 und im *fib* Model Code 2010 [38] genannten Zusammenhänge zwischen der Zugfestigkeit bzw. dem E-Modul von Beton und der Betondruckfestigkeit mittels einer Regression vereinfacht werden. Diese Vereinfachung gilt nur für normalfesten Beton der Betonfestigkeitsklassen C12/15 bis C50/60, was in Folge auch die Verwendbarkeit des nachfolgend aufgezeigten Widerstandsterms des vereinfachten Ingenieurmodells (siehe Gleichung 7-16) auf diese Festigkeitsklassen beschränkt.

Die geometrischen Einflüsse auf den Widerstand sind von der Größe des Stabdurchmessers d_s und der Betondeckung c abhängig. Im Zuge einer Parameterstudie konnte der in Gleichung 7-11 in der eckigen Klammer befindliche Term vereinfacht werden.

Darüber hinaus wird die Querdehnzahl des Betons durch den konstanten Wert $\nu = 0,2$ ersetzt und der Relaxationskennwert mit $\rho = 0,8$ festgelegt. Auch der Beiwert zur Beschreibung der Schädigung durch Rissbildung D wird zu null angenommen. Somit ergibt sich folgende vereinfachte Gleichung, mit der die kritische Radiuszunahme infolge der Korrosion zum Zeitpunkt des Risseintritts abgeschätzt werden kann:

$$\Delta r_{\text{crack}}(t) = 5 \cdot 10^{-6} \cdot f_{\text{cm}}^{0,5}(t) \cdot (1 + 0,8\varphi) \cdot \left[d_s + 2,4c \left(1 + \frac{c}{d_s} \right) \right] \cdot k_{\text{nonlin}} \cdot k_{\text{local}} \cdot k_{\mu} \quad (7-16)$$

mit Δr_{crack} = kritische Zunahme des Bewehrungsstabradius infolge Korrosion zum Zeitpunkt der Rissbildung [mm]

t	= Betonalter [a]
f_{cm}	= Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm ²]
ϕ	= Kriechzahl des Betons [-]
d_s	= Durchmesser des Bewehrungsstabes [mm]
c	= Betondeckung [mm]
k_{nonlin}	= Faktor zur Berücksichtigung der Plastizität und der Rissbildung des Betons [-]
k_{local}	= Faktor zur Berücksichtigung einer Lokalisierung der Korrosion (Einfluss Lochfraß) [-]
k_{μ}	= Faktor zur Berücksichtigung des Bewehrungsgehalts und der Bauteilgeometrie [-]

Die dimensionslosen Korrekturfaktoren k_{nonlin} , k_{local} und k_{μ} besitzen nach wie vor dieselbe Funktion und Größe wie beim Schädigungs-Zeit-Gesetz und können anhand der in den Tabellen 7-2 und 7-3 aufgezeigten Zusammenhänge abgeschätzt werden.

7.5.3 Schlussbemerkung

Das vereinfachte Ingenieurmodell ist nicht mehr dimensionsrein, da es unter Zugrundelegung weitreichender Vereinfachungen aus dem Schädigungs-Zeit-Gesetz abgeleitet wurde. Es sei zudem darauf hingewiesen, dass insbesondere bei Unter- bzw. Überschreiten baupraktisch relevanter Größen für die Betondeckung c und den Bewehrungsstabdurchmesser d_s (Annahme der Anwendungsgrenzen hier: c zwischen 5 mm und 70 mm und d_s zwischen 6 mm und 32 mm) von großen Abweichungen zum Schädigungsmodell ausgegangen werden muss. Die maximalen Abweichungen innerhalb der Anwendungsgrenzen sind bei der Kombination aus Stabdurchmesser $d_s = 32$ mm und Betondeckung $c = 5$ mm gegeben und betragen bis zu 25 %. Die Kombination aus $d_s = 6$ mm und $c = 70$ mm führt zu einer Abweichung zwischen dem vereinfachten Ingenieurmodell und dem Schädigungsmodell von ca. 7 %.

Wird das in Abschnitt 7.4 vorgestellte Beispiel einer probabilistischen Dauerhaftigkeitsprognose mithilfe des vereinfachten Ingenieurmodells berechnet, so ergeben sich prozentuale Abweichungen der ermittelten Zeit bis zur Rissbildung von weniger als 6,5 % für die Längsbewehrung und ca. 1,0 % für die Bügelbewehrung. Das Ingenieurmodell ist somit in der Lage, eine Prognose der Dauerhaftigkeit mit lediglich moderaten Abweichungen zu jener des eingangs vorgestellten Schädigungs-Zeit-Gesetzes zu ermöglichen.

Kapitel 8

Zusammenfassung und Ausblick

Die Korrosion der Bewehrung und die daraus resultierenden Schäden an Bauwerken sind ein weltweit viel beachtetes und wirtschaftlich relevantes Problem, das sowohl in der Baupraxis als auch in der Bauforschung seit Jahrzehnten eine hohe Aufmerksamkeit erfährt. Trotz zahlreicher Forschungsaktivitäten war es bislang nicht gelungen, den zeitlichen Verlauf der durch die Korrosion der Bewehrung im Beton ausgelösten Schädigung hinreichend genau zu quantifizieren. Die Schädigung selbst ist die Folge eines erhöhten Volumenbedarfs der bei der Korrosion entstehenden Korrosionsprodukte und äußert sich anfänglich in einer Rissbildung, die im weiteren Verlauf zur Abplatzung ganzer Bereiche der Betondeckung führen kann.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit war es, die Mechanismen der korrosionsinduzierten Schädigung auf experimentellem Wege im Detail zu ergründen und mithilfe numerischer und analytischer Modelle abzubilden, sodass der zeitliche Verlauf des Schädigungsprozesses wirklichkeitsnah prognostiziert werden kann. Anhand der Modelle sollte somit eine weitere Grundlage für die probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauteilen geschaffen werden.

Zunächst wurde im Rahmen einer umfangreichen Literatursichtung der aktuelle Kenntnisstand zu der im Beton durch die Korrosion verursachten Schädigung dargelegt. Hierbei konnte die Wirkung von Betonporen und Rissen in der Verbundzone zwischen Stahl und Beton als Expansionsraum für den sich durch die Korrosion bildenden Rost aufgezeigt werden. Die Bedeutung dieses Effekts, der sich verzögernd auf den Zeitpunkt der Rissbildung auswirkt, wurde bislang jedoch deutlich unterschätzt und seine Quantifizierung nicht vorgenommen. Folglich war es für eine wirklichkeitsnahe Schadensprognose erforderlich, die Menge und den Aufenthaltsort der entstehenden Korrosionsprodukte in Abhängigkeit der Korrosionsdauer zu ermitteln.

Nicht nur die Kenntnislücken im Bezug auf das Migrationsverhalten der Korrosionsprodukte sind dafür verantwortlich, dass es trotz der Vielzahl an bekannten analytischen, numerischen und probabilistischen Schädigungsmodellen zur korrosionsinduzierten Rissbildung noch immer erhebliche Diskrepanzen zwischen den berechneten Vorhersagen und den in der Praxis oder im Experiment gemachten Beobachtungen gibt. Auch das Verformungsvermögen der Korrosionsprodukte selbst blieb bislang in den verfügbaren Modellen weitestgehend unberücksichtigt. So wird zwar der Volumenbedarf des Rosts, der durch dessen

Zusammensetzung vorgegeben ist, in die Modelle mit einbezogen, seine Kompressibilität jedoch weitestgehend vernachlässigt. Die Kenntnis des E-Moduls von Rost ist allerdings zur exakten Beschreibung des Schädigungsprozesses unerlässlich, da mit der allmählichen Korrosion des Stahls und der damit verbundenen Bildung von Korrosionsprodukten das Verbundsystem Stahl-Beton in ein System Stahl-Rost-Beton übergeht. Hierbei wird mit zunehmendem Sprengdruck auch der vorhandene Rost selbst verformt.

Die wenigen bislang aus Versuchen gewonnenen Messwerte des E-Moduls von Rost sind äußerst niedrig ($0,09 \text{ kN/mm}^2$ bis $17,0 \text{ kN/mm}^2$), sodass sie nicht in Einklang mit seiner relativ hohen Dichte zu bringen sind. Aus dieser Problematik leitete sich eine weitere Zielsetzung der vorliegenden Arbeit ab, die darin bestand, den E-Modul von Rost zu bestimmen.

Dieses Ziel wurde letztendlich auf der Grundlage neuartiger Parallelversuche erreicht, bei denen Messungen der korrosionsinduzierten Betonverformungen an sog. "Korrosionszylindern" und an "Hohlzylindern" zeitgleich von Beginn der Korrosion bis zur Rissbildung erfolgten. Aus der Gegenüberstellung gemessener und mit der Finite-Elemente-Methode numerisch berechneter Betonverformungen konnte schließlich auf den E-Modul von Rost mithilfe einer inversen Analyse geschlossen werden. Er lässt sich für das im Rahmen der Versuche überwiegend gebildete Eisenoxid Magnetit (Fe_3O_4) auf Werte im Bereich zwischen 30 kN/mm^2 und 40 kN/mm^2 eingrenzen.

Anhand der Verformungsmessungen war es möglich, den zeitlichen Verlauf der Schädigung in Abhängigkeit von der Mikrostruktur des Betons zu ermitteln. Weitere, teils zerstörungsfrei durchgeführte Analyseverfahren (u. a. Mikro-Computertomographie, Topometrie und Mikroskopie) gestatteten es, die Menge der Korrosionsprodukte zu quantifizieren und deren Aufenthaltsort im Beton bzw. in der Verbundzone zwischen Stahl und Beton festzustellen. Mithilfe der Röntgendiffraktometrie und Raman-Spektroskopie ließen sich die in den Korrosionszylindern entstandenen Korrosionsprodukte hinsichtlich ihrer Zusammensetzung identifizieren. Auf der Basis von energiedispersiven Röntgenbeugungsexperimenten an einer Vielstempelpresse (sog. Hochdruck-Röntgenbeugung) gelang es darüber hinaus, den Kompressionsmodul von zu Pulver zermahlenem Rost oder kleinformatischen Rostfragmenten auf Mikroebene zu bestimmen. Dieser betrug bei den Versuchen zwischen 81 kN/mm^2 und 174 kN/mm^2 und kann somit als Obergrenze für den Kompressionsmodul angesehen werden. Als Folge der strukturellen Einflüsse in der Verbundzone ist auf Makroebene von einem eher weniger steifen Verformungsverhalten des Rosts auszugehen.

Es sei an dieser Stelle besonders darauf hingewiesen, dass die im Rahmen der Versuche über mehrere Jahre erzielte Rostbildung allein durch regelmäßiges Tauchen der Probekörper in Wasser entstand. Hierdurch ist gewährleistet, dass eine Übertragbarkeit der Versuchszeit in Echtzeit sowie eine Vergleichbarkeit

mit realen, baupraktisch relevanten Korrosionsbedingungen möglich ist, was bei der sonst üblichen Beschleunigung der Korrosion durch anodische Polarisation der Probekörper nachzuweisen bleibt.

Neben den experimentellen Untersuchungen wurden auch numerische Untersuchungen mit der Finite-Elemente-Methode durchgeführt. Sie dienten primär dazu, den mechanischen Schädigungsprozess rechnerisch nachzuvollziehen und im Detail zu analysieren. Zu diesem Zweck war es erforderlich, alle zeitabhängigen und bruchmechanischen Einflüsse wirklichkeitsnah im numerischen Modell zu implementieren. Hierbei handelte es sich u. a. um das Eindringverhalten der Korrosionsprodukte in das Betonporensystem, das Kriechen und Schwinden des Betons und sein Nachbruchverhalten.

Das numerische Modell war - wie bereits vorstehend erwähnt wurde - die Grundlage für die Durchführung der inversen Analyse zur Ermittlung des E-Moduls von Rost. Ferner konnten weitergehende Untersuchungen an Bauteilrandzonen bewehrter Stahlbetonbauteile mit unterschiedlichen Abmessungen und Materialeigenschaften durchgeführt werden.

Aufbauend auf den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen war es nun möglich, ein einfaches Schädigungs-Zeit-Gesetz für den Grenzzustand der Rissbildung analytisch herzuleiten. Es handelt sich hierbei um ein zweidimensionales Schädigungsmodell, das über implementierte Hilfsgrößen bzw. Hilfsbetrachtungen in der Lage ist, die maßgebenden Einflüsse auf den Schädigungsprozess (Abwandern von Korrosionsprodukten in das Betonporensystem, Kriechen und quasi-sprödes Bruchverhalten des Betons) zu berücksichtigen und somit ermöglicht, den Zeitpunkt der korrosionsinduzierten Rissbildung hinreichend genau vorherzusagen. Die Anwendung des Schädigungsmodells wurde anhand einer exemplarisch durchgeführten, probabilistischen Dauerhaftigkeitsprognose aufgezeigt.

Unter Verwendung der vorgestellten numerischen und analytischen Modelle lässt sich nun die korrosionsinduzierte Betonschädigung bzw. der Eintritt der Rissbildung unter baupraktisch relevanten Bedingungen zuverlässig vorhersagen. Die Modelle stellen dadurch einen weiteren wesentlichen Baustein auf dem Weg zu einer angestrebten vollprobabilistischen Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauwerken dar.

Um zukünftig einen einfacheren und schnelleren Nachweis der Dauerhaftigkeit in der Bemessungspraxis zu ermöglichen, wurde das Schädigungsmodell abschließend weiter zu einem Ingenieurmodell vereinfacht. Dieses ermöglicht auf der Grundlage bekannter, gebräuchlicher oder durch einfache Verfahren zu bestimmender Kennwerte (u. a. Betondruckfestigkeit, Porosität des Betons, Betondeckung, Stabdurchmesser) eine einfache und schnell durchzuführende Abschätzung der zu erwartenden Dauer bis zum Eintritt eines korrosionsinduzierten Risses in der Betondeckung. Der hierzu ebenfalls erforderliche Eingangs-

wert der Korrosionsrate kann zweckmäßigerweise mithilfe des im Rahmen der DFG-Forschergruppe 537 erarbeiteten Ingenieurmodells für Bewehrungskorrosion [33] abgeschätzt werden.

Es soll hier nicht unerwähnt bleiben, dass die im numerischen und analytischen Modell abgebildeten Schädigungsmechanismen aufgrund der gegebenen Komplexität, trotz der angestrebten Wirklichkeitsnähe, immer noch erheblichen Vereinfachungen unterliegen. So wird bei der Korrosion davon ausgegangen, dass sie nach erfolgter Depassivierung quasi schlagartig über den gesamten Bewehrungsstab verteilt eintritt. Dies ist in der Baupraxis keineswegs der Fall. Hier setzt die Korrosion i. d. R. an der Seite des Stabs zuerst ein, die der Betonoberfläche am nächsten ist. Somit ergeben sich Beanspruchungen, die örtlich sehr begrenzt auftreten und aus mechanischer Sicht der lokalen Korrosion sehr ähnlich sind. Darüber hinaus lassen sich komplexe Bauteilsituationen, wie sie z. B. bei Stabkreuzungen gegeben sind, mithilfe der zweidimensionalen Modelle nicht abbilden. Hier besteht folglich noch weiterer Forschungsbedarf.

Dies trifft auch auf die Phase des Schädigungsprozesses zu, die sich der Erstrissbildung anschließt und durch eine Rissbreitenzunahme bis hin zur Ausbildung von Abplatzungen charakterisiert ist. Die durch diese Prozesse voranschreitende Schädigung spielt insbesondere im Hinblick auf die weitere Gebrauchstauglichkeit und die Tragsicherheit eine wichtige Rolle. Eine Prognose von Abplatzungen erfordert vollkommen neue Modelle, da neben dem mechanischen Verhalten mit der Zunahme der Rissbreite auch das elektrochemische Verhalten der Korrosion eine Änderung erfährt.

Ferner beruhen die vorgestellten Modelle auf der Annahme, dass die Bauteilrandzone keinen weiteren Beanspruchungen, z. B. infolge einer statischen oder zyklischen Belastung, unterliegt. Es ist jedoch damit zu rechnen, dass solche zusätzlichen Beanspruchungen ggf. die aus der Korrosion resultierenden Beanspruchungen überlagern und es hierdurch zu einer vorzeitigen Rissbildung kommt.

Es bleibt folglich weiterführenden Arbeiten vorbehalten, die noch vorhandenen Kenntnislücken bei den Schädigungsprozessen zu schließen, sodass zukünftig eine Dauerhaftigkeits- bzw. Lebensdauerprognose von Bauwerken bis weit in die Schädigungsphase hinein möglich wird.

Literatur

- [1] AHMED, S. F. U., MAALEJ, M., MIHASHI, H.: Cover cracking of reinforced concrete beams due to corrosion of steel. In: *ACI Materials Journal* **104** (2007), Nr. 2, S. 153-161
- [2] ALIGIZAKI, KALLIOPI K.: Concrete cover cracking as a function of rebar corrosion: theoretical and experimental studies. In: *Proceedings of the Corrosion NACEexpo 2006, 61st Annual Conference & Exposition, San Diego, NACE International, Houston, 2006, CD-ROM, Paper Nr. 06334*
- [3] ALLAN, M. L.: Probability of corrosion induced cracking in reinforced concrete. In: *Cement and Concrete Research* **25** (1995), Nr. 6, S. 1179-1190
- [4] ALONSO, C., ANDRADE, C., RODRIGUEZ, J., CASAL, J., GARCIA, M.: Rebar corrosion and time to cover cracking. In: *Proceedings of the International Conference Concrete Across Borders, Odense, Denmark, 1994, S. 302-313*
- [5] ALONSO, C., ANDRADE, C., RODRIGUEZ, J., DIEZ, J. M.: Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion. In: *Materials and Structures* **31** (1998), S. 435-441
- [6] AL-SULAIMANI, G. J., KALEEMULLAH, M., BASUNBUL, I. A., RASHEEDUZZAFAR, B.: Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members. In: *ACI Structural Journal* **87** (1990), Nr. 2, S. 220-230
- [7] ANDRADE, C., ALONSO, C., GARCIA, D., RODRIGUEZ, J.: Remaining lifetime of reinforced concrete structures: Effect of corrosion on the mechanical properties of steel. In: *International Conference on Life Prediction of Corrodible Structures, NACE, Cambridge, UK, 1991, S. 12/1-12/11*
- [8] ANDRADE, C., ALONSO, C., MOLINA, F. J.: Cover cracking as a function of bar corrossions: Part 1 – Experimental test. In: *Materials and Structures* **26** (1993), Nr. 8, S. 453-464
- [9] ANGST, U., ELSENER, B., LARSEN, C. K., VENNESLAND, Ø.: Critical chloride content in reinforced concrete – a review. In: *Cement and Concrete Research* **39** (2009), Nr. 12, S. 1122-1138
- [10] ANTHONY, J., BIDEAUX, R. A., BLADH, K. W., NICHOLS, M. C.: *Handbook of Mineralogy. Mineralogical Society of America, Chantilly, VA 20151-1110, USA, URL <http://www.handbookofmineralogy.com/pdfs/akaganeite.pdf>, 2012*
- [11] ASSOULI, B., SIMESCU, F., DEBICKI, G., IDRISI, H.: Detection and identification of concrete cracking during corrosion of reinforced concrete by acoustic emission coupled to the electrochemical techniques. In: *NDT&E International* **38** (2005), Nr. 8, S. 682-689

- [12] BACHE, H. H.: Durability of concrete – fracture mechanical aspects. In: Nordic Concrete Research (1985), Nr. 4, S. 7-25
- [13] BAŽANT, Z. P.: Physical Model for Steel Corrosion in Concrete Sea Structures – Application. In: Journal of the Structural Division **105** (1979), Nr. ST6, S. 1155-1166
- [14] BAŽANT, Z. P., OH, B. H.: Crack band theory for fracture of concrete. In: Materials and Structures **16** (1983), Nr. 3, S. 155-177
- [15] BECK, M.: Zur Entwicklung der Eigenkorrosion von Stahl in Beton. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen (RWTH), Diss., 2010
- [16] BERRA, M., CASTELLANI, A., CORONELLI, D., ZANNI, S., ZHANG, G.: Steel-concrete bond deterioration due to corrosion: finite-element analysis for different confinement levels. In: Magazine of Concrete Research **55** (2003), Nr. 3, S. 237-247
- [17] BERTOLINI, L., ELSENER, B., PEDEFERRI, P., POLDER, R.: Corrosion of steel in concrete – Prevention, Diagnosis, Repair. WILEY-VCH Verlag, Weinheim, 2004
- [18] BHARGAVA, K., GHOSH, A. K., MORI, Y., RAMANUJAM, S.: Modeling of time to corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures. In: Cement and Concrete Research **35** (2005), Nr. 11, S. 2203-2218
- [19] BIER, T. A.: Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein in Beton. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 1988
- [20] BOHNER, E., MÜLLER, H. S.: Modelling of reinforcement corrosion – Investigations on the influence of shrinkage and creep on the development of concrete cracking in the early propagation stage of reinforcement corrosion. In: Materials and Corrosion **57** (2006), Nr. 12, S. 940-944
- [21] BOHNER, E., MÜLLER, H. S., BRÖHL, S.: Investigations on the mechanism of concrete cover cracking due to reinforcement corrosion. In: 7th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-7), Oh, B.H. et al. (Hrsg.), Jeju, Korea, 2010, CD-ROM, S. 936-943
- [22] BOHNER, E., SODDEMANN, N., MÜLLER, H. S.: DFG Research Group 537: Modelling reinforcement corrosion – Investigations on the mechanism of cracking and spalling. In: Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II, Alexander, M. et al. (Hrsg.), Taylor and Francis Group, London, 2009, S. 391-397
- [23] BRÖHL, S.: Chloridinduzierte Bewehrungskorrosion – Entwicklung eines numerischen Modells zur Analyse des Spannungs- und Verformungsverhaltens. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diplomarbeit, 2009
- [24] BROOMFIELD, J. P.: Corrosion of steel in concrete – understanding, investigation and repair. Taylor & Francis, Oxon, 2. Ausgabe, 2007
- [25] BREIT, W.: Untersuchungen zur kritischen korrosionsauslösenden Chloridionenkonzentration an Stahl- und Mörtelektroden in alkalischen Lösungen. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Institut für Bauforschung (ibac), Diss., 1997
- [26] CABRERA, J. G., GHODDOUSSI, P.: The effect of reinforcement corrosion on the strength of the steel/concrete bond. In: Proceedings of the International Conference on Bond in Concrete, Riga, 15.-17. Oktober 1992, 1992, S. 11-24

- [27] CARÉ, S., NGUYEN, Q. T., L'HOSTIS, V., BERTHAUD, Y.: Mechanical properties of the rust layer induced by impressed current method in reinforced mortar. In: *Cement and Concrete Research* **38** (2008), S. 1079-1091
- [28] COMITÉ EURO-INTERANTIONAL DU BÉTON (CEB): Durable concrete structures. CEB Design Guide, CEB Bulletin, Nr. 182, 2. Ausgabe, Lausanne, Schweiz, 1989
- [29] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB): CEB-FIP Model Code 1990. CEB Bulletin, Nr. 213/214, Lausanne, Schweiz, 1993
- [30] CORONELLI, D., GAMBAROVA, P.: Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines. In: *Journal of Structural Engineering* **130** (2004), Nr. 8, S. 1213-1224
- [31] DAGHER, H. J., KULENDRAN, S.: Finite element modeling of corrosion damage in concrete structures. In: *ACI Structural Journal* **89** (1992), Nr. 6, S. 699-708
- [32] DE WIND, G., STROEVEN, P.: Chloride penetration into offshore concrete and corrosion risks. In: *ACI SP 100-85 Special Publication* **100** (1987), S. 1679-1690
- [33] DFG-FORSCHERGRUPPE 537: Modellierung des Schadensfortschritts bei Korrosion von Stahl im Beton und Bemessung von Stahlbetonbauteilen auf Dauerhaftigkeit, URL <http://for537.cbm.bv.tum.de>, 2011
- [34] DIANA: Finite Element Analysis, User's manuals release 9.2. TNO Building and Construction Research, Delft, 2007
- [35] DUDA, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 419, Beuth Verlag, Berlin, 1991
- [36] ELSENER, B.: Grundlagen der Korrosion der Metalle. Skriptum zur Vorlesung Chemie für Bauingenieure HS 2010, Eidgenössisch Technische Hochschule Zürich, 2010
- [37] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (fib): Model Code for Service Life Design. Bulletin 34, Lausanne, 2006
- [38] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB): Model Code 2010. Bulletin 65, Lausanne, 2012
- [39] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (fib): Structural Concrete. Textbook on behaviour, design and performance. Second Edition, Volume 3. Bulletin 53, Lausanne, 2009
- [40] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (fib): Condition control and assessment of reinforced concrete structures. State-of-art report, Bulletin 59, Lausanne, 2011
- [41] FISCHER, C., OŽBOLT, J., GEHLEN, C.: Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Einfluss der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* **105** (2010), Nr. 5, S. 284-293
- [42] FISCHER, C., OŽBOLT, J., GEHLEN, C.: Verbundfestigkeit von korrodierender Bewehrung in Beton. Schlussbericht zum Teilprojekt B2 der DFG-Forschergruppe 537 „Modellierung von Bewehrungskorrosion“, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2011

- [43] FRANÇOIS, R., ARLIGUIE, G.: Effect of microcracking and cracking on the development of corrosion in reinforced concrete members. In: Magazine of Concrete Research **51** (1991), Nr. 2, S. 143-150
- [44] GEHLEN, C.: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken. Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 510, Beuth Verlag, Berlin, 2000
- [45] GEHLEN, C., BANHOLZER, B.: Time to initiate a corrosion-induced crack after depassivation of the reinforcement. In: Integrated Life-Cycle Design of Materials and Structures (ILCDES 2000), Proceedings of the RILEM/CIB/ISO International Symposium, Helsinki, 22.-24. Mai 2000, Sarja, A. (Hrsg.), 2000, S. 361-366
- [46] GEHLEN, C., GREVE-DIERFELD, S. VON, MENZEL, K.: Lebensdauerbemessung – Anwendung und Validierung der Schädigungsfortschrittsmodellierung. Schlussbericht zum Teilprojekt A4 der DFG-Forschergruppe 537 „Modellierung von Bewehrungskorrosion“, Centrum Baustoffe und Materialprüfung, Technische Universität München, 2011
- [47] GEHLEN, C., SODEIKAT, C.: Gerissener Stahlbeton: Wie korrosionsgefährdet ist die Bewehrung? Herrn Professor Dr. Peter Schießl zum 60. Geburtstag gewidmet. In: Materials and Corrosion **54** (2003), Nr. 6, S. 424-429
- [48] GIORDANO, L., MANCINI, G., TONDOLO, F.: Reinforced concrete members subjected to cyclic tension and corrosion. In: Journal of Advanced Concrete Technology **9** (2011), Nr. 3, S. 277-285
- [49] GONZÁLES, J. A., ANDRADE, C., ALONSO, C., FELIU, S.: Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement. In: Cement and Concrete Research **25** (1995), Nr. 2, S. 257-264
- [50] GRÜBL, P., WEIGLER, H., KARL, S.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2001
- [51] HAMADA, H., KATO, E., IWANAMI, M., YOKOTA, H.: Influence of localized corrosion of steel bars on structural performance of reinforced concrete beams. In: Proceedings of the First International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE'08), Varenna, Italien, Biondini & Frangopol (Hrsg.), Taylor & Francis Group, London, 2008
- [52] HANJARI, K. Z., KETIL, P., LUNDGREN, K.: Analysis of mechanical behavior of corroded reinforced concrete structures. In: ACI Structural Journal **108** (2011), Nr. 5, S. 532-541
- [53] HANSEN, E. J., SAOUMA, V. E.: Numerical simulation of reinforced concrete deterioration. Part II – Steel corrosion and concrete cracking. In: ACI Materials Journal **96** (1999), Nr. 3, S. 331-338
- [54] HARNISCH, J., WARKUS, J., RAUPACH, M.: Geometrie- und Zeitabhängigkeit der chloridinduzierten Korrosion von Stahl in Beton bei großflächigen Makroelementen. Schlussbericht zum Teilprojekt A2 der DFG-Forschergruppe 537 „Modellierung von Bewehrungskorrosion“, Institut für Bauforschung (ibac), Rheinisch-Westfälische Hochschule Aachen, 2011
- [55] HENNING, O., KNÖFEL, D.: Baustoffchemie. Eine Einführung für Bauingenieure und Architekten. Verlag für Bauwesen, Berlin, 5. Auflage, 1997

- [56] HUNDSINGER, J.-S.: Numerische Untersuchungen zu Rissbildungen im Beton infolge Bewehrungskorrosion unter Berücksichtigung verschiedener geometrischer Randbedingungen. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diplomarbeit, 2009
- [57] HUNKELER, F., BÄURLE, L.: Korrosionsbeständigkeit eines nichtrostenden Chromstahls in karbonatisiertem Normal-, Leicht- und Recyclingbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau **105** (2010), Nr. 12, S. 797-804
- [58] HUNKELER, F., MÜHLAN, B., UNGRICHT, H.: Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion, UVEK/ASTRA, AGB 2002/015, Bericht VSS Nr. 603, Oktober 2006
- [59] HUSSAIN, R. R., ISHIDA, T., WASIM, M.: Oxygen transport and corrosion of steel in concrete under varying concrete cover, w/c, and moisture. In: ACI Materials Journal **109** (2012), Nr. 1, S. 3-10
- [60] ISECKE, B., BECK, M., BURKERT, A., LEHMANN, J., FAULHABER, A.: Ermittlung der Systemparameter und quantitative Bewertung der Eigenkorrosion auf den Korrosionsfortschritt an depassiviertem Bewehrungsstahl. Schlussbericht zum Teilprojekt A1 der DFG-Forschergruppe 537 „Modellierung von Bewehrungskorrosion“, Bundesanstalt für Materialprüfung und -forschung (BAM), Berlin, 2011
- [61] JAFFER, S. J., HANSSON, C. M.: Chloride-induced corrosion products of steel in cracked-concrete subjected to different loading conditions. In: Cement and Concrete Research **39** (2009), Nr. 2, S. 116-125
- [62] JANG, B. S., OH, B. H.: Effects of non-uniform corrosion on the cracking and service life of reinforced concrete structures. In: Cement and Concrete Research **40** (2010), Nr. 9, S. 1441-1450
- [63] KAESCHE, H.: Die Korrosion der Metalle. Physikalisch-chemische Prinzipien und aktuelle Probleme. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 2. Auflage, 1979
- [64] KIM, K. H., JANG, S. Y., JANG, B. S., OH, B. H.: Modeling mechanical behavior of reinforced concrete due to corrosion of steel bar. In: ACI Materials Journal **107** (2010), Nr. 2, S. 106-113
- [65] KOLEVA, D. A., DE WITT, J. H. W., VAN BREUGEL, K., FRAAIJ, A. L. A.: Electrochemical phenomena of corrosion and protection in reinforced concrete: breakdown to multi phase interface structures and modelling approaches. In: EUROCORR 2006, The Netherlands Corrosion Centre (NCC), Maastricht, The Netherlands, 2006, CD-ROM
- [66] KOTAN, E.: Ein Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 2011
- [67] KROPP, J.: Karbonatisierung und Transportvorgänge in Zementstein. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 1983
- [68] KVITSEL, V.: Zur Vorhersage des Schwindens und Kriechens von normal- und hochfestem Konstruktionsleichtbeton mit Blähtongesteinskörnung. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 2010

- [69] LAY, S.: Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion – Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken. Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Diss., 2006
- [70] LEUNG, C. K. Y.: Modeling of concrete cracking induced by steel expansion. In: Journal of Materials in Civil Engineering **13** (2001), Nr. 3, S. 169-175
- [71] L'HOSTIS, V., MILLARD, A., CHITTY, W. J., DILLMANN, P.: Modeling the cracking of a reinforced concrete structure submitted to corrosion of steels - Use of archaeological analogues as field experience. In: Proceedings of the EUROCORR 2005, Lisabonn, Portugal, 2005
- [72] L'HOSTIS, V., NEFF, D., BELLOT-GURLET, L., DILLMANN, P.: Characterization of long-term corrosion of rebars embedded in concretes sampled on French historical buildings aged from 50 to 80 years. In: Materials and Corrosion **60** (2009), Nr. 2, S. 93-98
- [73] LI, C.-Q., MELCHERS, R. E.: Time-dependent reliability analysis of corrosion-induced concrete cracking. In: ACI Structural Journal **102** (2005), Nr. 4, S. 543-549
- [74] LI, C.-Q., MELCHERS, R. E., ZHENG, J.-J.: Analytical model for corrosion-induced crack width in reinforced concrete structures. In: ACI Structural Journal **103** (2006), Nr. 4, S. 479-487
- [75] LI, C.-Q., YANG, Y., MELCHERS, R. E.: Prediction of reinforcement corrosion in concrete and its effects on concrete cracking and strength reduction. In: ACI Materials Journal **105** (2008), Nr. 1, S. 3-10
- [76] LI, C.-Q., ZHENG, J.-J.: Propagation of reinforcement corrosion in concrete and its effects on structural deterioration. In: Magazine of Concrete Research **57** (2005), Nr. 5, S. 261-271
- [77] LIN, G., LIU, H., XIANG, Z. H.: A mathematical model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking in RC structures. In: Materials and Corrosion **61** (2010), Nr. 11, S. 920-928
- [78] LIU, Y., WEYERS, R.: Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures. In: ACI Materials Journal **95** (1998), Nr. 6, S. 675-681
- [79] LUNDGREN, K.: Bond between corroded reinforcement and concrete. Report No. 00:3, Department of Structural Engineering, Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, Schweden, 2001
- [80] LUNDGREN, K.: Modelling the effect of corrosion on bond in reinforced concrete. In: Magazine of Concrete Research **54** (2002), Nr. 3, S. 165-173
- [81] LUNDGREN, K.: Modelling the splitting effects of corrosion in reinforced concrete. In: Computational Modelling of Concrete Structures, Bicanic et al. (Hrsg.), Swets & Zeitlinger, Lisse, 2003
- [82] LUNDGREN, K.: Bond between ribbed bars and concrete. Part 1: Modified model. In: Magazine of Concrete Research **57** (2005), Nr. 7, S. 371-382
- [83] LUNDGREN, K.: Bond between ribbed bars and concrete. Part 2: The effect of corrosion. In: Magazine of Concrete Research **57** (2005), Nr. 7, S. 383-395

- [84] MALÁRICS, V.: Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben. Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 2011
- [85] MALUMBA, G., ALEXANDER, M., MOYO, P.: Interaction between corrosion crack width and steel loss in RC beams corroded under load. In: *Cement and Concrete Research* **40** (2010), S. 1419-1428
- [86] MATSUO, T., KANAZU, T.: Crack propagation analysis of concrete due to expansion of reinforcement corrosion. In: *Proceedings of FRAMCOS-3, Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Aedificatio Publishers, Freiburg, 1998, S. 1669-1676
- [87] MECHTCHERINE, V.: Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton. Universität Karlsruhe (TH). Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 2000
- [88] MICHEL, A., PEASE, B. J., GEIKER, M. R., STANG, H., OLESEN, J. F.: Monitoring reinforcement corrosion and corrosion-induced cracking using non-destructive x-ray attenuation measurements. In: *Cement and Concrete Research* **41** (2011), Nr. 11, S. 1085-1094
- [89] MILLARD, A., LEYRE, V., L'HOSTIS, V.: Application of an atmospheric corrosion model to the prediction of induced damage in reinforced concrete structures. In: *RILEM Workshop on Long-Term Performance of Cementitious Barriers and Reinforced Concrete in Nuclear Power Plants (NUCPERF 2009)*, Cadarache, Frankreich, 2009
- [90] MILLARD, A., L'HOSTIS, V., BEDDIAR, K., BERTHAUD, Y., CARÉ, S.: Modelling the cracking of a reinforced concrete structure submitted to corrosion of steels - first validation of a damage model based on experimental results. In: *Proceedings of the OECD/NEA/CSNI-RILEM Workshop on use and performance of concrete in NPP fuel cycle facilities*, Madrid, Spain, 2004
- [91] MINDAT.ORG, THE MINERAL AND LOCALITY DATABASE: URL <http://www.mindat.org/min-67.html>, 2012
- [92] MOLINA, F. J., ALONSO, C., ANDRADE, C.: Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part 2 – Numerical model. In: *Materials and Structures* **26** (1993), Nr. 9, S. 532-548
- [93] MOLL, H. L.: Über die Korrosion von Stahl in Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 169, Beuth Verlag, Berlin, 1964
- [94] MULLARD, J., STEWART, M. G.: Corrosion-induced cover cracking: New test data and predictive models. In: *ACI Structural Journal* **108** (2011), Nr. 1, S. 71-79
- [95] MÜLLER, H. J., SCHILLING, F. R., LATHE, C., LAUTERJUNG, J.: Hochdruck-Mineralphysik mit Synchrotronstrahlung – ein Zugang zu den Bedingungen des tiefen Erdinneren. In: *Zweijahresbericht 2004/2005 des GeoForschungsZentrum Potsdam*, 2005
- [96] MÜLLER, H. S., KVITSEL, V.: Kriechen und Schwinden von Beton. Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis. In: *Beton- und Stahlbetonbau* **97** (2002), Nr. 1, S. 9-19

- [97] MÜLLER, H. S., MECHTCHERINE, V., GEIS, M., HEWENER, A.: Numerische Analyse von Betonschäden infolge Bewehrungskorrosion. In: 15. Internationale Baustofftagung (ibausil), Stark, J. (Hrsg.), F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Weimar, 2003, Band 2, S. 1457-1467
- [98] MÜLLER, H. S., VOGEL, M.: Lebensdauerbemessung im Betonbau - Vom Schädigungsprozess auf Bauteilebene zur Sicherheitsanalyse der Gesamtkonstruktion. In: Beton- und Stahlbetonbau **106** (2011), Nr. 6, S. 394-402
- [99] NEFF, D., HARNISCH, J., BECK, M., L'HOSTIS, V., GOEBBELS, J., MEINEL, D.: Morphology of corrosion products of steel in concrete under macro-cell and self-corrosion conditions. In: Materials and Corrosion **62** (2011), Nr. 9, S. 861-871
- [100] NEUNER, J., STÖCKL, S., GRASSER, E.: Versuche an dickwandigen, unbewehrten Betonringen mit Innendruckbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 229, Ernst & Sohn, Berlin, 1978
- [101] NEUMÜLLER, B., REIß, P., KOERT, U.: Korrosion. Experimentalvortrag vom 18.01.2007. Übungen im Experimentalvortrag, WS 2006/2007, Fachbereich Chemie, Philipps-Universität Marburg, 2007
- [102] NÜRNBERGER, U.: Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Band 1: Grundlagen, Betonbau. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1995
- [103] OHTSU, M., UDDIN, F.: Mechanisms of corrosion-induced cracks in concrete at meso- and macro scales. In: Journal of Advanced Concrete Technology **6** (2008), Nr. 3, S. 419-429
- [104] OSTERMINSKI, O., SCHIEßL, P.: Voll-probabilistische Modellierung von Bewehrungskorrosion: Ein Beitrag zur Dauerhaftigkeitsbemessung. Schlussbericht zum Teilprojekt D der DFG-Forschergruppe 537 „Modellierung von Bewehrungskorrosion“, Centrum Baustoffe und Materialprüfung, Technische Universität München, 2011
- [105] PANG, G., CHAE, S., C, CHANG, S.: Prediction Model for Pore Structure of Concrete Including Interface Transition Zone between Aggregate and Cement Paste. In: International Journal of Concrete Structures and Materials **3** (2009), Nr. 2, S. 81-90
- [106] PANTAZOPOULOU, S. J., PAPOULIA, K. D.: Modeling cover-cracking due to reinforcement corrosion in RC structures. In: Journal of Engineering Mechanics **127** (2001), Nr. 4
- [107] PIYAMAHANT, S., SHIMA, H.: Test method for cracking resistance of cover concrete due to corrosion of reinforcement. In: Journal of Advanced Concrete Technology **9** (2011), Nr. 2, S. 169-176
- [108] PLIZZARI, G. A., KLINK, T., SLOWIK, V.: Investigations into the failure of concrete rings under inner pressure. In: Proceedings of FRAMCOS-3, Fracture Mechanics of Concrete Structures, Aedificatio Publishers, Freiburg, 1998, S. 1311-1320
- [109] POURSAEE, A., HANSSON, C. M.: Reinforcement steel passivation in mortar and pore solution. In: Cement and Concrete Research **37** (2007), S. 1127-1133
- [110] RASHEEDUZZAFAR, B., AL-SAADOUN, S. S., AL-GAHTANI, A. S.: Corrosion cracking in relation to bar diameter, cover, and concrete quality. In: Journal of Materials in Civil Engineering **4** (1992), Nr. 4, S. 327-343

- [111] RAUPACH, M., ORLOWSKY, J.: Schutz und Instandsetzung von Betontragwerken. Grundlagen, Planung und Instandsetzungsprinzipien nach neuer Norm. Verlag Bau + Technik GmbH, Düsseldorf, 2008
- [112] RCP GMBH: STRUREL, A Structural Reliability Analysis Program System, STATREL Manual 1999, COMREL & SYSREL Manual 2003. RCP Consulting GmbH, München
- [113] REHM, G., MOLL, H. L.: Versuche zum Studium des Einflusses der Rißbreite auf die Rostbildung an der Bewehrung von Stahlbetonbauteile. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 169, Beuth Verlag, Berlin, 1964
- [114] REICHMANN, H. J., JACOBSEN, S. D.: High-pressure elasticity of a natural magnetite crystal. In: American Mineralogist **89** (2004), Nr. 7, S. 1061-1066
- [115] RÉMAZEILLES, PH. REFAIT: On the formation of β -FeOOH (akaganéite) in chloride-containing environments. In: Corrosion Science **49** (2007), Nr. 2, S. 844-857
- [116] RICHARDSON, M. G.: Fundamentals of durable reinforced concrete. SPON PRESS Taylor and Francis Group, London, 2002
- [117] ROBERTS, M. B., ATKINS, C., HOGG, V., MIDDLETON, C.: A proposed empirical corrosion model for reinforced concrete. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structure & Buildings 140, 2002, S. 1-11
- [118] RODRIGUEZ, J., ORTEGA, L. M., CASAL, J., DIEZ, J. M.: Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures. In: Durability of Building Materials and Components **7** (Vol. 1), C. Sjöström (Hrsg.), E & FN Spon, London, 1996
- [119] ROSS, A. D.: Concrete creep data. In: Structural Engineer **15** (1937), Nr. 8
- [120] SAEKI, N., FUJITA, Y., TAKADA, N., OHTA, T.: Control of rust damage of reinforced concrete in a corrosive environment. In: ACI SP-109 Proceedings of 2nd International Conference on Concrete in Marine Environment, St. Andrews-by-the-Sea, Canada, 1988, S. 163-177
- [121] SCHIEßL, P.: Zur Frag der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Carbonatisierung des Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 255, Ernst & Sohn, Berlin, 1976
- [122] SCHIEßL, P.: Diffusionsmodell zur rechnerischen Erfassung der Chloridionendiffusion in Beton. Institut für Betonstahl und Stahlbetonabu e.V., München, 1983
- [123] SCHIEßL, P.: Corrosion of steel in concrete. Report of the technical committee 60CSC, RILEM, Schießl, P. (Hrsg.), Chapman and Hall, New York, 1988
- [124] SCHIEßL, P., GEHLEN, CH., SODEIKAT, CH.: Dauerhafter Konstruktionsbeton für Verkehrsbauwerke. In: BetonKalender 2004, Bergmeister K., Wörner, J.-D. (Hrsg.), Ernst & Sohn, Berlin, 2003
- [125] SCHIEßL, P., OSTERMINSKI, K.: Modellierung des Schadensfortschritts bei Korrosion von Stahl im Beton und Bemessung von Stahlbetonbauteilen auf Dauerhaftigkeit. Schlussbericht zu Zentralprojekt der DFG-Forscher 537 „Modellierung von Bewehrungskorrosion“, Centrum Baustoffe und Materialprüfung, Technische Universität München, 2011

- [126] SCHOLZ, E.: Crack Development in Carbonated Concrete due to Corrosion of Reinforcement. In: RILEM Seminar on Durability of Concrete Structures und Normal Outdoor Exposure. Hannover 26./29.03.1984, S. 210-217
- [127] SCHWARZ, W.: Ursachen der Korrosion von Stahl in Beton. In: Korrosion von Bewehrungsstahl in Beton, Schwarz, W. (Hrsg.), WTA-Schriftenreihe, Heft 19, Aedificatio Verlag, Freiburg, 1999, S. 3-16
- [128] SELWYN, L.: Overview of archaeological iron: the corrosion problem, key factors affecting treatment, and gaps in current knowledge. In: Proceedings of Metal, National Museum of Australia Canberra ACT, 2004, S. 294-306, URL <http://www.nma.gov.au>, Oktober 2004
- [129] SODDEMANN, N.: Entwicklung eines numerischen Modells zur Analyse des Spannungs- und Verformungsverhaltens von Beton infolge Bewehrungskorrosion. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diplomarbeit, 2008
- [130] STARK, J., WICHT, B.: Zement und Kalk. Der Baustoff als Werkstoff. Birkhäuser Verlag, Basel, 2000
- [131] SUWITO, C., XI, Y.: The effect of chloride-induced steel corrosion on service life of reinforced concrete structures. In: Structure and Infrastructure Engineering 4 (2008), Nr. 3, S. 177-192
- [132] THE EUROPEAN UNION – BRITE EURAM III: DuraCrete – Probabilistic performance based durability design of concrete structures. Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, 2000
- [133] THOFT-CHRISTENSEN, P., FRANSEN, H. L., SVENSSON, S.: Numerical study of corrosion crack opening. In: Structure and Infrastructure Engineering 4 (2008), Nr. 5, S. 381-391
- [134] TIAN, W., OSTERMINSKI, K., SCHIEßL, P., GEHLEN, CH.: Elektrolytwiderstand von Beton und Korrosion in gerissenem Beton. Schlussbericht zum Teilprojekt A3 der DFG-Forschergruppe 537 „Modellierung von Bewehrungskorrosion“, 2011
- [135] TIMOSHENKO, S., GOODIER, J. N.: Theory of elasticity. McGraw-Hill Book Company. New York. 1951
- [136] TOONGOENTHONG, K., MAEKAWA, K.: Simulation of coupled corrosive product formation. Migration into crack and propagation in reinforced concrete sections. In: Journal of Advanced Concrete Technology 3 (2005), Nr. 2, S. 253-265
- [137] TORRES-ACOSTA, A., SAGÜÉS, A.: Concrete cover cracking with localized corrosion of reinforcing steel. In: SP 192-36 Proceedings of the 5th International Conference on Durability of Concrete, Barcelona, Spanien, 2000, S. 592-611
- [138] TORRES-ACOSTA, A., SAGÜÉS, A.: Concrete cracking by localised steel corrosion – geometric effects. In: ACI Materials Journal 101 (2004), Nr. 6, S. 501-507
- [139] TSCHEGG, E. K., BOHNER, E., TRITTHART, J., MÜLLER, H. S.: Bruchigenschaften von karbonatisiertem Beton. In: 17. Internationale Baustofftagung (ibausil), Stark, J. (Hrsg.), F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Weimar, 2009, Band 2, S. 403-408

- [140] TSCHEGG, E. K., BOHNER, E., TRITTHART J., MÜLLER, H. S.: Investigations into fracture of carbonated concrete. In: Magazine of Concrete Research **63** (2011), Nr. 1, S. 21-30
- [141] TUUTTI, K.: Corrosion of steel in concrete. In: CBI Report No. 4, Stockholm, Schweden, 1982
- [142] UDDIN, F. A. K. M., NUMATA, K., SHIMASAKI, J., SHIGEISHI, M., OHTSU, M.: Mechanisms of crack propagation due to corrosion of reinforcement in concrete. In: Proceedings of the 3rd Kumamoto International Workshop on Fracture, Acoustic Emission and NDE in Concrete (KIFA-3), Kumamoto University, Japan, 2003
- [143] UNGRICH, H., HUNKELER, F.: Massnahmen gegen chloridinduzierte Korrosion und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit. Objektbezogener Forschungsauftrag 2005/026 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des Amtes für Tiefbau des Kantons Uri, Bericht VVS Nr. 628, 2008
- [144] VAL, D. V.: Deterioration of strength of RC beams due to corrosion and its influence on beam reliability. In: Journal of Structural Engineering **133** (2007), Nr. 9, S. 1297-1306
- [145] VAL, D. V., CHERNIN, L., STEWART, M. G.: Experimental and numerical investigation of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures. In: Journal of Structural Engineering **135** (2009), Nr. 4, S. 376-385
- [146] VAL, D. V., MELCHERS, R. E.: Reliability of deteriorating RC slab bridges. In: Journal of Structural Engineering **123** (1997), Nr. 12, S. 1638-1644
- [147] VANCE, D. B.: Iron – the environmental impact of a universal element. An on-line version of a column first published in the: National Environmental Journal **4** (1994), Nr. 3, S. 24-25, URL <http://2the4.net/iron.htm>, 2010
- [148] VU, K., STEWART, M. G., MULLARD, J.: Corrosion-induced cracking: experimental data and predictive models. In: ACI Structural Journal **102** (2005), Nr. 5, S. 719-726
- [149] WEHBER, M.: Thermische Eigenschaften von Spinellen als Funktion des Druckes. Freie Universität Berlin (FU), Diss., 2010
- [150] WEIZHONG, G., RAUPACH, M., WEI-LIANG, J.: Korrosionsprodukte und deren Volumenfaktor bei der Korrosion von Stahl in Beton. In: Beton- und Stahlbeton **105** (2010), Nr. 9, S. 572-578
- [151] WILLIAMSON, S. J., CLARK, L. A.: Pressure required to cause cover cracking of concrete due to reinforcement corrosion. In: Magazine of Concrete Research **52** (2000), Nr. 6, S. 455-467
- [152] YUAN, Y., JI, Y., JIANG, J.: Effect of corrosion layer of steel bar in concrete on time-variant corrosion rate. In: Materials and Structures **42** (2009), Nr. 9, S. 1443-1450
- [153] ZHANG, R., CASTEL, A., FRANCOIS, R.: Concrete cover cracking with reinforcement corrosion of RC beam during chloride-induced corrosion process. In: Cement and Concrete Research **40** (2010), Nr.3, S. 415-425
- [154] ZHAO, Y. X., JIN, W. L.: Modeling the amount of steel corrosion at the cracking of concrete cover. In: Advances in Structural Engineering **9** (2006), Nr. 5, S. 687-696

- [155] ZHAO, Y., REN, H., DAI, H., JIN, W.: Study on elastic modulus of rust by the cyclic low-compression test. In: Restoration of Buildings and Monuments **16** (2010), Nr. 6, S. 449-462
- [156] ZHAO, Y., REN, H., JIN, W.: Mechanical behaviour of natural and electrical corrosion products based on oedometer test and Hertzian contact theory. In: Restoration of Buildings and Monuments **16** (2010), Nr. 3, S. 211-220
- [157] ZHENG, J. J., LI, C. Q., LAWANWISUT, W.: Modelling of crack width in concrete structures due to expansion of reinforcement corrosion. In: Proceedings of the 10th International Conference on Durability of Building Materials and Components (DBMC), Lyon, Frankreich, 2005

Normen

DIN 1045-1:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin, 2008
DIN 1045-2:2008-08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Beuth Verlag, Berlin, 2008
DIN 50900-2:2002-06	Korrosion der Metalle, Begriffe, Teil 2: Elektrochemische Begriffe. Beuth Verlag, Berlin, 2002
DIN 52102:2006-02	Prüfverfahren für Gesteinskörnungen – Bestimmung der Trockenrohdichte mit dem Messzylinderverfahren und Berechnung des Dichtigkeitsgrades. Beuth Verlag, Berlin, 2006
DIN 52450:1985-08	Prüfung anorganischer nichtmetallischer Baustoffe; Bestimmung des Schwindens und Quellens an kleinen Probekörpern. Beuth Verlag, Berlin, 1985
DIN EN 196-1:2005-05	Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit. Beuth Verlag, Berlin, 2005
DIN EN 206-1:2001-07	Beton. Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Beuth Verlag, Berlin, 2001
DIN EN 1990:2010-12	Grundlagen der Tragwerksplanung. Beuth Verlag, Berlin, 2010
DIN EN 10002-1:2001-12	Metallische Werkstoffe - Zugversuch. Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur. Beuth Verlag, Berlin, 2001
DIN EN 10027-2:1992-09	Bezeichnungssystem für Stähle – Teil 2: Nummernsystem; Deutsche Fassung EN 10027-2:1992. Beuth Verlag, Berlin, 1992
DIN EN 12163:1998-04	Kupfer und Kupferlegierungen – Stangen zur allgemeinen Verwendung; Deutsche Fassung EN 12163:1998. Beuth Verlag, Berlin, 1998
DIN EN 12390-1:2000-01	Prüfung von Festbeton – Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen. Beuth Verlag, Berlin, 2001
DIN EN 12390-3:2002-04	Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Beuth Verlag, Berlin, 2002
DIN EN 12390-5:2001-02	Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern. Beuth Verlag, Berlin, 2001

Anhang A

Anlagen zu den experimentellen Untersuchungen

A.1 Materialangaben

Tab. A-1 Ergebnis der chemischen Analyse der Zemente CEM I 32,5 R (Fa. Schwenk, Werk Bernburg) und CEM III/A 32,5 N-NW (Fa. Schwenk, Werk Karlstadt); jeweils Herstellerangaben

Bestandteile/Klinkerphasen	CEM I 32,5 R [M.-%]	CEM III/A 32,5 N-NW [M.-%]
Glühverlust	2,35	1,70
SiO ₂	20,00	25,00
Al ₂ O ₃	5,10	7,30
Fe ₂ O ₃	3,60	2,20
CaO	61,50	52,5
MgO	1,80	5,10
SO ₃	k. A.	3,30
S	k. A.	0,50
K ₂ O	1,23	1,10
Na ₂ O	0,19	0,30
P ₂ O ₅	k. A.	0,20
TiO ₂	0,33	0,40
Cl	0,09	< 0,10
Mn ₂ O ₃	0,05	0,20
Na ₂ O-Äquivalent	1,18	1,02

Tab. A-2 Technische Daten des Fließmittels Dynamo SP1 (Fa. Mapei)

Parameter	Angabe
Rohstoffbasis	formaldehydfreie Acrylpolymerer
Dichte bei 20 °C	1,09 ± 0,02 kg/dm ³
Feststoffgehalt	29,8 %

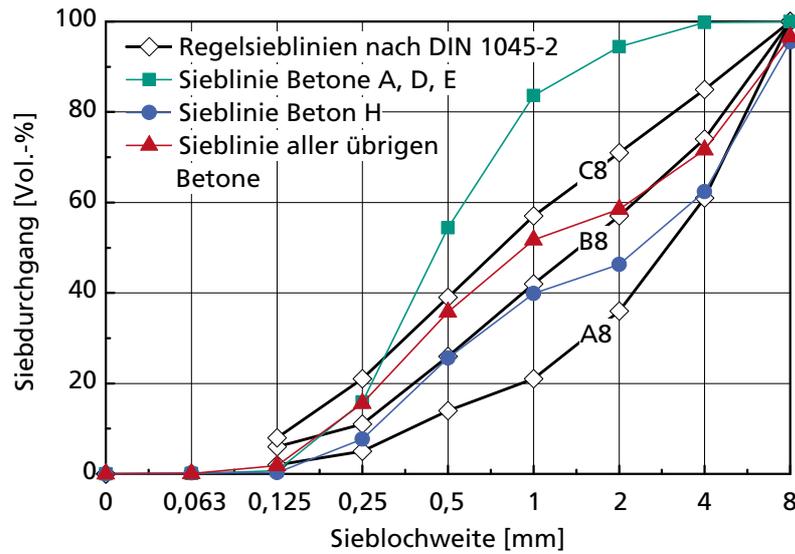


Abb. A-1 Sieblinien der zur Herstellung der Betone verwendeten Gesteinskörnungen sowie Regelsieblinien nach DIN 1045-2

Tab. A-3 Ergebnisse von Zugversuchen an Stabstahlproben aus S235JRG2 C+C gemäß DIN EN 10002-1

Probe Nr.	Durchmesser d_0 [mm]	Anfangsquerschnitt S_0 [mm ²]	Messlänge L_0 [mm]	Dehngrenze $R_{p0,2}$ [N/mm ²]	Obere Streckgrenze R_{eH} [N/mm ²]	Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	E-Modul E [kN/mm ²]	Gesamtdehnung bei Höchstlast A_{gt} [%]	Bruchdehnung A_5 [%]
1	11,88	110,8	60	517	527	577	220	6,09	16,3
2	11,83	109,9	60	454	-	525	229	6,66	17,8

Tab. A-4 Ergebnisse von Zugversuchen an Kupferproben aus Cu-DHP (Werkstoff Nr. CW024A - R250) gemäß DIN EN 10002-1

Probe Nr.	Durchmesser d_0 [mm]	Anfangsquerschnitt S_0 [mm ²]	Messlänge L_0 [mm]	Dehngrenze $R_{p0,2}$ [N/mm ²]	Obere Streckgrenze R_{eH} [N/mm ²]	Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	E-Modul E [kN/mm ²]	Gesamtdehnung bei Höchstlast A_{gt} [%]	Bruchdehnung A [%]
1	10,0	78,54	50	-	-	270	132	2,83	20,4
2	10,0	78,54	50	-	-	268	129	2,43	20,0
3	10,0	78,54	50	-	-	269	135	2,12	22,9

A.2 Angaben zur Probenlagerung

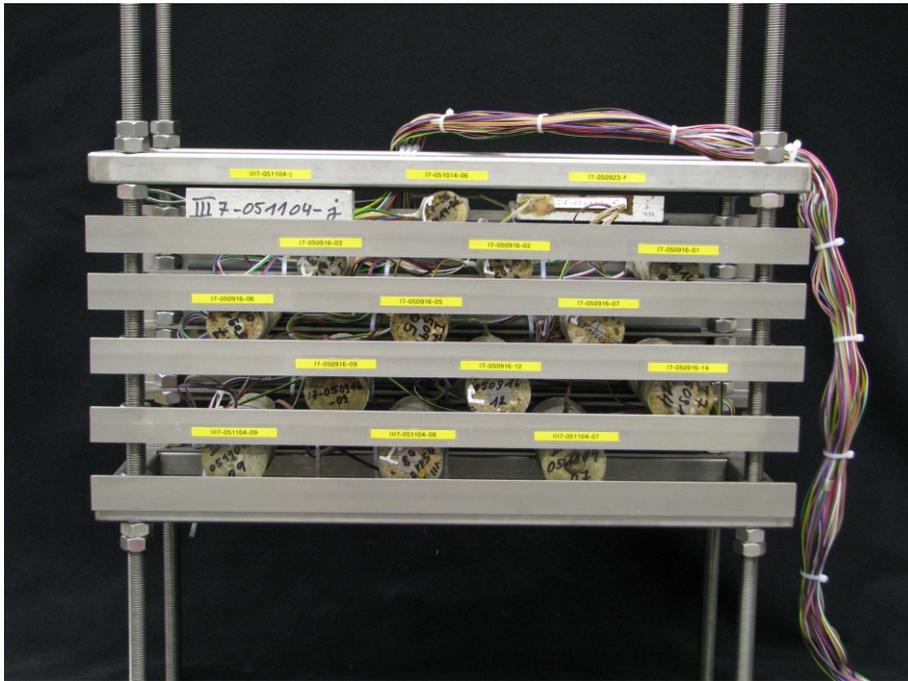


Abb. A-2 Probengestell mit eingebauten und messtechnisch überwachten Korrosionszylindern und Betonprismen



Abb. A-3 Lager- und Messplatz der Probekörper. Probengestelle mit Korrosionszylindern (rechts im Vordergrund), wassergefüllte Wannen (rechts im Hintergrund), Hohlzylinder mit Stahlrahmen (links) und Messplatz mit Messverstärker und Monitor (links im Hintergrund)

A.3 Angaben zu den einzelnen Probekörpern

Tab. A-5 Angaben zur den Korrosionszylindern mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d _s [mm]	Betondeckung c [mm]	Probenalter bei Korrosionsbeginn [d]	Korrosionsdauer bis Erstrissbildung [d]	Bemerkung
1	MI7-061120-02	A	I	0,7	2	24	10	--	--	mit DMS; für Vorversuche verwendet
2	MI7-080523-01	A	I	0,7	2	24	10	--	--	Ausfall durch starke Schwindrissbildung
3	MI7-080523-02	A	I	0,7	2	24	10	--	--	Ausfall durch starke Schwindrissbildung
4	MI7-080523-03	A	I	0,7	2	24	10	--	--	Ausfall durch starke Schwindrissbildung
5	EMI7-080523-02	A	I	0,7	2	24	10	--	--	mit DMS und nichtrostendem Betonstahl
6	I7-050923-01	B	I	0,7	8	8	10	1636	--	
7	I7-050923-02	B	I	0,7	8	8	10	--	--	Ausfall durch starke Schwindrissbildung
8	I7-050923-03	B	I	0,7	8	8	10	--	--	Ausfall durch starke Schwindrissbildung
9	I7-050923-04	B	I	0,7	8	8	10	1636	--	
10	I7-051014-01	B	I	0,7	8	8	10	1615	--	
11	I7-051014-02	B	I	0,7	8	8	10	1615	--	
12	I7-050916-01	B	I	0,7	8	8	20	901	--	mit DMS
13	I7-050916-02	B	I	0,7	8	8	20	901	1480	mit DMS
14	I7-050916-03	B	I	0,7	8	8	20	901	--	mit DMS
15	I7-050916-04	B	I	0,7	8	8	20	1643	--	
16	I7-050930-01	B	I	0,7	8	16	10	1629	--	
17	I7-050930-02	B	I	0,7	8	16	10	1629	--	
18	I7-050930-03	B	I	0,7	8	16	10	1629	--	
19	I7-050930-04	B	I	0,7	8	16	10	1629	--	
20	I7-050916-05	B	I	0,7	8	16	20	901	616	mit DMS
21	I7-050916-06	B	I	0,7	8	16	20	901	500	mit DMS
22	I7-050916-07	B	I	0,7	8	16	20	901	539	mit DMS
23	I7-050916-08	B	I	0,7	8	16	20	1643	--	
24	I7-050930-05	B	I	0,7	8	16	20	1629	--	

Tab. A-5 Angaben zur den Korrosionszylindern mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Probenalter bei Korrosionsbeginn [d]	Korrosionsdauer bis Erstrissbildung [d]	Bemerkung
25	I7-050930-06	B	I	0,7	8	16	20	1629	--	
26	I7-051014-07	B	I	0,7	8	16	20	1615	--	
27	I7-051014-08	B	I	0,7	8	16	20	1615	--	
28	I7-051014-09	B	I	0,7	8	16	20	1615	--	
29	I7-051021-01	B	I	0,7	8	16	20	1608	--	
30	I7-051021-02	B	I	0,7	8	16	20	1608	--	
31	I7-051021-03	B	I	0,7	8	16	20	1608	--	
32	I7-050923-10	B	I	0,7	8	16	40	--	--	zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe zerstört
33	I7-050923-11	B	I	0,7	8	16	40	1636	--	
34	I7-050923-12	B	I	0,7	8	16	40	1636	--	
35	I7-050923-13	B	I	0,7	8	16	40	1636	--	
36	I7-051014-03	B	I	0,7	8	24	10	1615	--	
37	I7-051014-04	B	I	0,7	8	24	10	1615	--	
38	I7-051014-05	B	I	0,7	8	24	10	1615	--	
39	I7-051014-06	B	I	0,7	8	24	10	873	580	mit DMS
40	I7-050916-09	B	I	0,7	8	24	20	901	289	mit DMS
41	I7-050916-10	B	I	0,7	8	24	20	1643	--	
42	I7-050916-11	B	I	0,7	8	24	20	--	--	Ausfall durch starke Schwindrissbildung
43	I7-050916-12	B	I	0,7	8	24	20	901	470	mit DMS
44	I7-050916-13	B	I	0,7	8	24	20	1643	--	
45	I7-050916-14	B	I	0,7	8	24	20	901	412	mit DMS
46	I7-050930-07	B	I	0,7	8	24	20	1629	--	
47	I7-050930-08	B	I	0,7	8	24	20	1629	--	
48	I7-051014-10	B	I	0,7	8	24	20	1615	--	
49	I7-051014-11	B	I	0,7	8	24	20	1615	--	
50	I7-051014-12	B	I	0,7	8	24	20	1615	--	
51	I7-051021-04	B	I	0,7	8	24	20	1608	--	
52	I7-051021-05	B	I	0,7	8	24	20	1608	--	
53	I7-051021-06	B	I	0,7	8	24	20	1608	--	
54	I7-080523-03	B	I	0,7	8	24	20	406	--	Ausfall Messtechnik
55	EI7-080523-04	B	I	0,7	8	24	20	--	--	mit DMS und nichtrostendem Betonstahl
56	I7-050923-05	B	I	0,7	8	24	30	1636	--	

Tab. A-5 Angaben zur den Korrosionszylindern mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Probenalter bei Korrosionsbeginn [d]	Korrosionsdauer bis Erstrissbildung [d]	Bemerkung
57	I7-050923-06	B	I	0,7	8	24	30	1636	--	
58	I7-050923-07	B	I	0,7	8	24	30	1636	--	
59	I7-050923-08	B	I	0,7	8	24	30	1636	--	
60	I7-050923-09	B	I	0,7	8	24	30	1636	--	
61	I7-050930-09	B	I	0,7	8	24	30	1629	--	
62	I7-050930-10	B	I	0,7	8	24	30	1629	--	
63	I7-050930-11	B	I	0,7	8	24	30	1629	--	
64	I7-050930-12	B	I	0,7	8	24	30	1629	--	
65	I7-050930-13	B	I	0,7	8	24	40	1629	--	
66	I7-050930-14	B	I	0,7	8	24	40	1629	--	
67	I7-050930-15	B	I	0,7	8	24	40	1629	--	
68	I7-051014-13	B	I	0,7	8	24	40	1615	--	
69	I7-051014-14	B	I	0,7	8	24	40	1615	--	
70	I7-051014-15	B	I	0,7	8	24	40	1615	--	
71	I7-051014-16	B	I	0,7	8	24	40	1615	--	
72	I7-051021-07	B	I	0,7	8	24	40	1608	--	
73	I7-051021-08	B	I	0,7	8	24	40	1608	--	
74	I7-061120-01	B	I	0,7	8	24	40	--	--	mit DMS; für Vorversuche verwendet
75	I7-070124-01	B	I	0,7	8	24	40	--	--	mit DMS; für Vorversuche verwendet
76	III-051028-01	C	III/A	0,7	8	8	20	1601	698	
77	III-051028-02	C	III/A	0,7	8	8	20	1601	667	
78	III-051028-03	C	III/A	0,7	8	8	20	1601	--	
79	III-051028-04	C	III/A	0,7	8	8	20	1601	--	
80	III7-051104-01	C	III/A	0,7	8	16	20	1594	--	
81	III7-051104-02	C	III/A	0,7	8	16	20	1594	577	
82	III7-051104-03	C	III/A	0,7	8	16	20	1594	607	
83	III7-051104-04	C	III/A	0,7	8	16	20	1594	--	
84	III7-051104-05	C	III/A	0,7	8	24	20	1594	--	
85	III7-051104-06	C	III/A	0,7	8	24	20	1594	--	
86	III7-051104-07	C	III/A	0,7	8	24	20	852	370	mit DMS
87	III7-051104-08	C	III/A	0,7	8	24	20	852	420	mit DMS
88	III7-051104-09	C	III/A	0,7	8	24	20	852	352	mit DMS
89	III-051028-05	C	III/A	0,7	8	24	30	1601	--	

Tab. A-5 Angaben zur den Korrosionszylindern mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Probenalter bei Korrosionsbeginn [d]	Korrosionsdauer bis Erstrissbildung [d]	Bemerkung
90	III-051028-06	C	III/A	0,7	8	24	30	1601	548	
91	III-051028-07	C	III/A	0,7	8	24	30	1601	533	
92	III-051028-08	C	III/A	0,7	8	24	30	1601	--	
93	III-051028-09	C	III/A	0,7	8	24	30	1601	--	
94	III7-051104-10	C	III/A	0,7	8	24	40	1594	--	
95	III7-051104-11	C	III/A	0,7	8	24	40	1594	--	
96	III7-051104-12	C	III/A	0,7	8	24	40	1594	--	
97	III7-051104-13	C	III/A	0,7	8	24	40	1594	--	
98	III7-051104-14	C	III/A	0,7	8	24	40	1594	--	

Tab. A-6 Angaben zur den Korrosionszylindern mit chloridinduzierter Korrosion

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Probenalter bei	Korrosionsdauer bis Erstrissbildung [d]	Bemerkung
99	MI7C-080516-01	D	I	0,7	2	24	10	413	615	mit DMS
100	MI7C-080516-02	D	I	0,7	2	24	10	--	--	Ausfall durch starke Schwindrissbildung
101	MI7C-080516-03	D	I	0,7	2	24	10	--	--	Ausfall durch starke
102	MI7CC-080516-06	E	I	0,7	2	24	10	413	42	mit DMS
103	I7C-051111-01	F	I	0,7	8	8	20	929	--	
104	I7C-051111-02	F	I	0,7	8	8	20	929	--	
105	I7C-051111-03	F	I	0,7	8	8	20	929	--	
106	I7C-051111-04	F	I	0,7	8	8	20	929	--	
107	I7C-051111-05	F	I	0,7	8	16	20	929	--	
108	I7C-051111-06	F	I	0,7	8	16	20	929	840	
109	I7C-051111-07	F	I	0,7	8	16	20	929	--	
110	I7C-051111-08	F	I	0,7	8	16	20	929	--	
111	I7C-051021-13	F	I	0,7	8	16	40	943	--	
112	I7C-051021-14	F	I	0,7	8	16	40	943	--	

Tab. A-6 Angaben zur den Korrosionszylindern mit chloridinduzierter Korrosion

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Probenalter bei	Korrosionsdauer bis Erstrissbildung [d]	Bemerkung
113	I7C-051021-15	F	I	0,7	8	16	40	943	--	
114	I7C-051021-16	F	I	0,7	8	16	40	943	--	
115	I7C-080328-01	F	I	0,7	8	24	10	462	292	mit DMS
116	I7C-080328-02	F	I	0,7	8	24	10	61	--	
117	I7C-080328-03	F	I	0,7	8	24	10	61	--	
118	I7C-080328-04	F	I	0,7	8	24	10	61	--	
119	I7C-051028-10	F	I	0,7	8	24	20	859	1147	mit DMS
120	I7C-051028-11	F	I	0,7	8	24	20	859	436	mit DMS
121	I7C-051028-12	F	I	0,7	8	24	20	859	625	mit DMS
122	I7C-051028-13	F	I	0,7	8	24	20	943	--	
123	I7C-051111-09	F	I	0,7	8	24	20	929	--	
124	I7C-051111-10	F	I	0,7	8	24	20	929	--	
125	I7C-051111-11	F	I	0,7	8	24	20	929	--	
126	I7C-080516-02	F	I	0,7	8	24	20	413	614	mit DMS
127	EI7C-080516-03	F	I	0,7	8	24	20	--	--	mit DMS und nicht-rostendem Betonstahl
128	I7CC-080516-07	G	I	0,7	8	24	20	413	250	mit DMS
129	I7C-051021-09	F	I	0,7	8	24	30	950	--	
130	I7C-051021-10	F	I	0,7	8	24	30	950	--	
131	I7C-051021-11	F	I	0,7	8	24	30	950	--	
132	I7C-051021-12	F	I	0,7	8	24	30	950	--	
133	I7C-051111-12	F	I	0,7	8	24	30	929	--	
134	I7C-051111-13	F	I	0,7	8	24	30	929	--	
135	I7C-051111-14	F	I	0,7	8	24	30	845	1125	mit DMS
136	I7C-080516-04	F	I	0,7	8	24	30	413	--	mit DMS
137	EI7C-080516-05	F	I	0,7	8	24	30	--	--	mit DMS und nicht-rostendem Betonstahl
138	I7C-051028-14	F	I	0,7	8	24	40	936	--	
139	I7C-051028-15	F	I	0,7	8	24	40	936	--	
140	I7C-051028-16	F	I	0,7	8	24	40	936	--	
141	I7C-051028-17	F	I	0,7	8	24	40	936	--	
142	I7C-051111-15	F	I	0,7	8	24	40	922	--	
143	I7C-051111-16	F	I	0,7	8	24	40	922	--	
144	I7C-051111-17	F	I	0,7	8	24	40	922	1316	
145	I4C-080328-09	H	I	0,4	8	16	20	61	637	

Tab. A-6 Angaben zur den Korrosionszylindern mit chloridinduzierter Korrosion

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Probenalter bei	Korrosionsdauer bis Erstrissbildung [d]	Bemerkung
146	I4C-080328-10	H	I	0,4	8	16	20	61	610	
147	I4C-080328-11	H	I	0,4	8	16	20	61	581	
148	I4C-080328-12	H	I	0,4	8	16	20	61	--	
149	I4C-080328-13	H	I	0,4	8	24	20	462	382	mit DMS
150	I4C-080328-14	H	I	0,4	8	24	20	61	412	
151	I4C-080328-15	H	I	0,4	8	24	20	61	425	
152	I4C-080328-16	H	I	0,4	8	24	20	61	373	
153	III7C-080328-05	I	III/A	0,7	8	24	20	61	625	
154	III7C-080328-06	I	III/A	0,7	8	24	20	462	278	mit DMS
155	III7C-080328-07	I	III/A	0,7	8	24	20	462	--	mit DMS
156	III7C-080328-08	I	III/A	0,7	8	24	20	462	970	mit DMS
157	III7CC-080523-05	J	III/A	0,7	8	24	20	406	275	mit DMS

Tab. A-7 Betonprismen ($160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$) als Vergleichsproben zur Kompensation der zeitabhängigen hygriech und thermisch bedingten Dehnungen von Korrosions- und Hohlzylindern

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	zur Dehnungskompensation der Korrosions- und Hohlzylinder Nr. ... herangezogen
a	I7-050923-c	B	I	0,7	8	nicht getaucht, nur zur Kontrolle der Raumtemperatur verwendet
b	I7-050923-f	B	I	0,7	8	12, 13, 14, 20, 21, 22, 39, 40, 43, 45
c	III7-051104-j	C	III/A	0,7	8	86, 87, 88
d	MI7C-080516-d	D	I	0,7	2	99, 102, H4, H5
e	I7C-051111-j	F	I	0,7	8	119, 120, 121, 135
f	I7C-080516-n	F	I	0,7	8	115, 128
g	I4C-080328-n	H	I	0,4	8	149
h	III7C-080328-g	I	III/A	0,7	8	154, 155, 156, 157

Tab. A-8 Betonzylinder mit nichtrostendem Stahl als Vergleichsproben zur Kompensation der zeitabhängigen hygri- und thermisch bedingten Dehnungen von Korrosions- und Hohlzylindern

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	zur Dehnungskompensation der Korrosions- und Hohlzylinder Nr. ... herangezogen
5	EMI7-080523-02	A	I	0,7	2	24	10	1, H1
55	EI7-080523-04	B	I	0,7	8	24	20	H2, H3
127	EI7C-080516-03	F	I	0,7	8	24	20	126, H6, H7
137	EI7C-080516-05	F	I	0,7	8	24	30	136, H8

A.4 Ergebnisse der Dehnungsmessungen an den Betonprobekörpern

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die mittels Dehnmessstreifen auf der Oberfläche von Betonprobekörpern gemessenen Betondehnungen. Die Dehnungen resultierten hierbei sowohl aus den thermischen und hygri- und thermisch bedingten Dehnungen bei der Lagerung (wöchentliches Tauchen und Trocknen der Proben) als auch aus der Korrosion des in den Korrosionszylindern eingebetteten Stabstahls (in den Betonprismen nicht vorhanden). Eine Kompensation, wie sie für die Auswertung der Versuche an den Korrosionszylindern durch Subtraktion der zeitabhängigen thermisch und hygri- und thermisch bedingten Dehnungen mithilfe von Vergleichsproben (Korrosionszylinder mit eingebettetem nichtrostendem Betonstahl und Betonprismen) vorgenommen wurde, erfolgte bei den in den nachfolgenden Abbildungen aufgezeigten Messergebnissen nicht.

Die Messungen wurden mit der Beaufschlagung der Proben durch wöchentliches Tauchen und anschließender Trocknung (siehe Kapitel 3) begonnen und bis zum Auftreten von Rissen bzw. Abplatzungen (Letztere sind nur in einem Fall aufgetreten) fortgeführt. Es wird dabei davon ausgegangen, dass der Messbeginn somit auch dem Korrosionsbeginn des depassiviert vorliegenden Stabstahls in den Korrosionszylindern entspricht. Die Messungen selbst erfolgten während des gesamten Untersuchungszeitraums in regelmäßigen Abständen von wenigen Tagen.

Die Angaben zum Zeitpunkt der Erstrissbildung beziehen sich auf Risse, die augenscheinlich an den Proben erkennbar waren und somit eine Mindestrissbreite von ca. 0,05 mm bis 0,10 mm aufwiesen.

**Korrosionszylinder 12
(I7-050916-01)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Betondeckung c: 20 mm

Stabdurchmesser d_s : 8 mm

Stabstahl: S235JRG2 C+C

Korrosion: karbonatisierungsinduziert

Probenalter bei Korrosionsbeginn: 901 Tage

Zeitpunkt der Erstrissbildung:
- (kein Riss während des Messzeitraums aufgetreten)

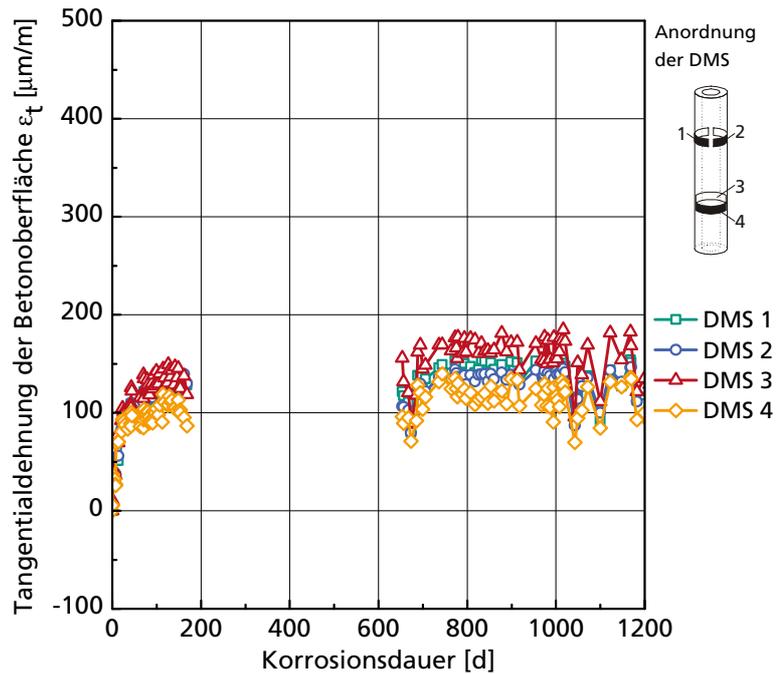


Abb. A-4 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 12)

**Korrosionszylinder 13
(I7-050916-02)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Betondeckung c: 20mm

Stabdurchmesser d_s : 8 mm

Stabstahl: S235JRG2 C+C

Korrosion: karbonatisierungsinduziert

Probenalter bei Korrosionsbeginn: 901 Tage

Zeitpunkt der Erstrissbildung:
ca. 1480 Tage nach Korrosionsbeginn

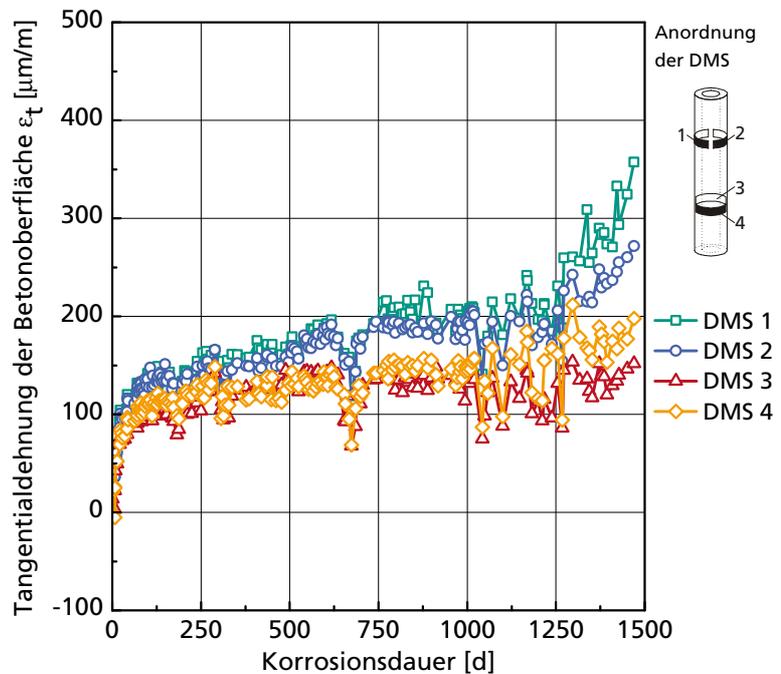


Abb. A-5 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 13)

**Korrosionszylinder 14
(I7-050916-03)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Betondeckung c: 20 mm

Stabdurchmesser d_s : 8 mm

Stabstahl: S235JRG2 C+C

Korrosion: karbonatisierungsinduziert

Probenalter bei Korrosionsbeginn: 901 Tage

Zeitpunkt der Erstrissbildung:
- (kein Riss während des Messzeitraums aufgetreten)

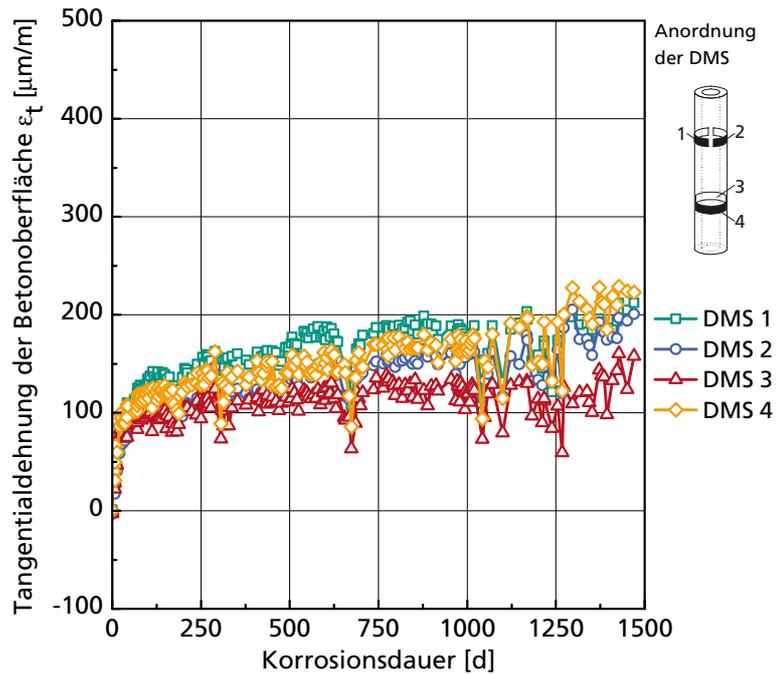


Abb. A-6 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 14)

**Korrosionszylinder 20
(I7-050916-05)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Betondeckung c: 20 mm

Stabdurchmesser d_s : 16 mm

Stabstahl: S235JRG2 C+C

Korrosion: karbonatisierungsinduziert

Probenalter bei Korrosionsbeginn: 901 Tage

Zeitpunkt der Erstrissbildung:
ca. 616 Tage nach Korrosionsbeginn

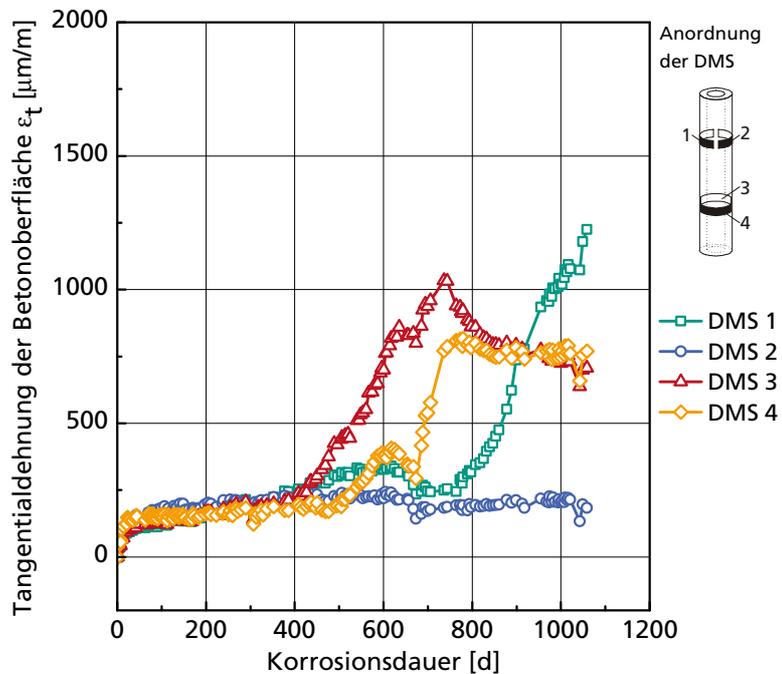


Abb. A-7 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 20)

**Korrosionszylinder 21
(17-050916-06)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 16 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: karbonatisierungsinduziert
 Probenalter bei Korrosionsbeginn: 901 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung: ca. 500 Tage nach Korrosionsbeginn

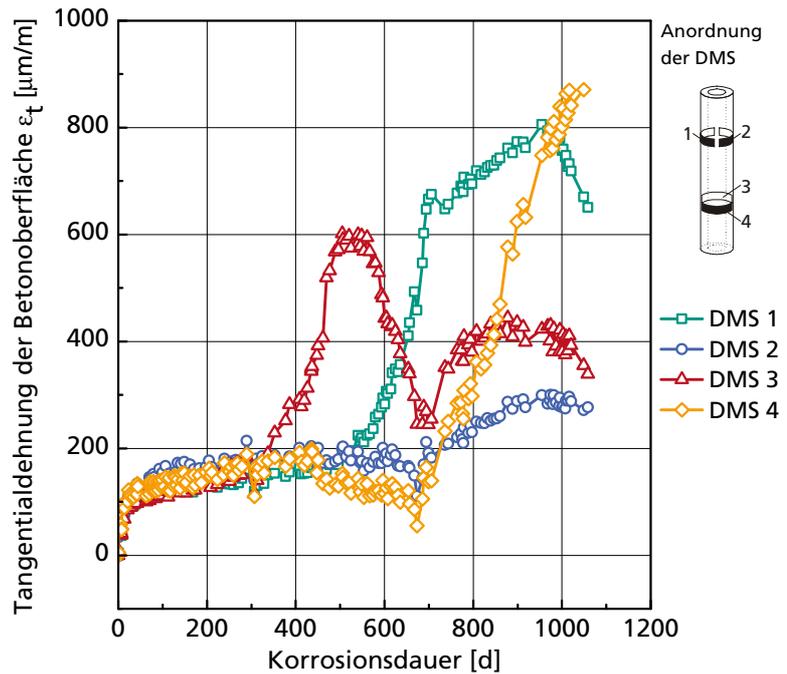


Abb. A-8 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 21)

**Korrosionszylinder 22
(17-050916-07)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 16 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: karbonatisierungsinduziert
 Probenalter bei Korrosionsbeginn: 901 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung: ca. 539 Tage nach Korrosionsbeginn

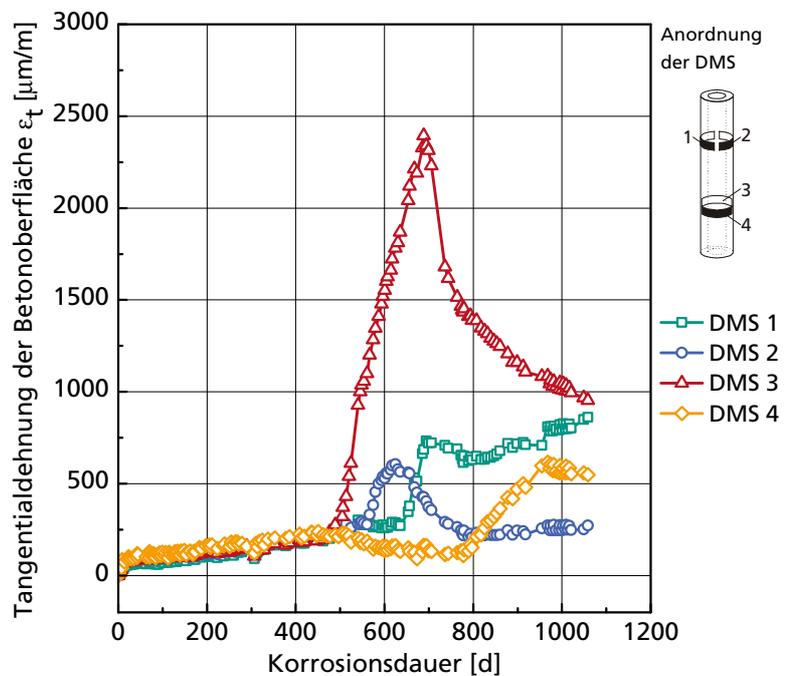


Abb. A-9 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 22)

**Korrosionszylinder 39
(I7-051014-06)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 10 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: karbonatisierungsinduziert
 Probenalter bei Korrosionsbeginn: 873 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung: ca. 580 Tage nach Korrosionsbeginn

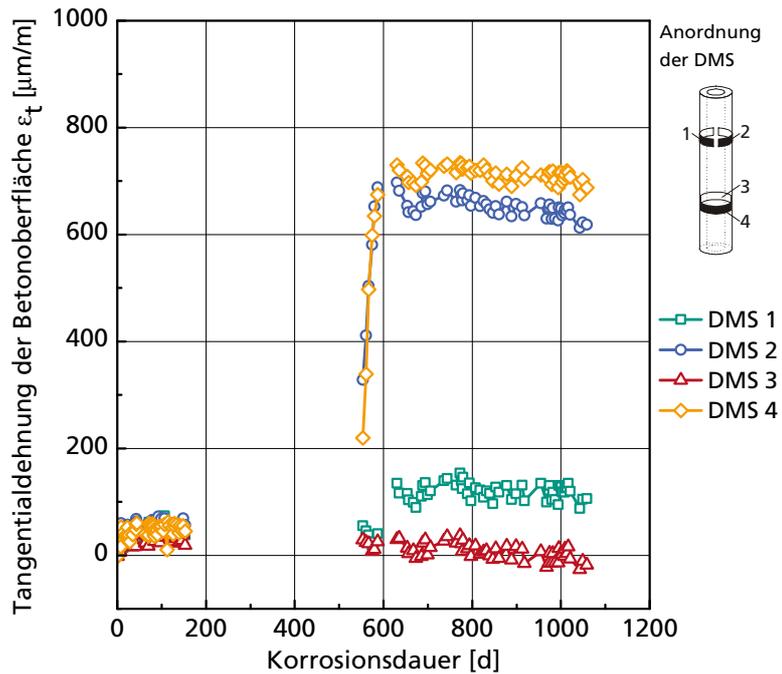


Abb. A-10 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 39)

**Korrosionszylinder 40
(I7-050916-09)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: karbonatisierungsinduziert
 Probenalter bei Korrosionsbeginn: 901 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung: ca. 289 Tage nach Korrosionsbeginn

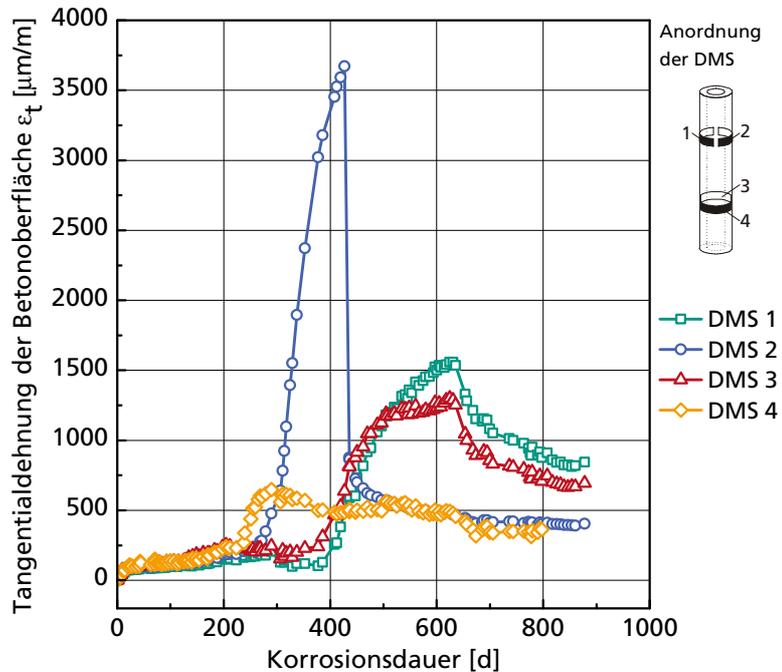


Abb. A-11 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 40)

**Korrosionszylinder 43
(I7-050916-12)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: karbonatisierungsinduziert
 Probenalter bei Korrosionsbeginn: 901 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung: ca. 470 Tage nach Korrosionsbeginn

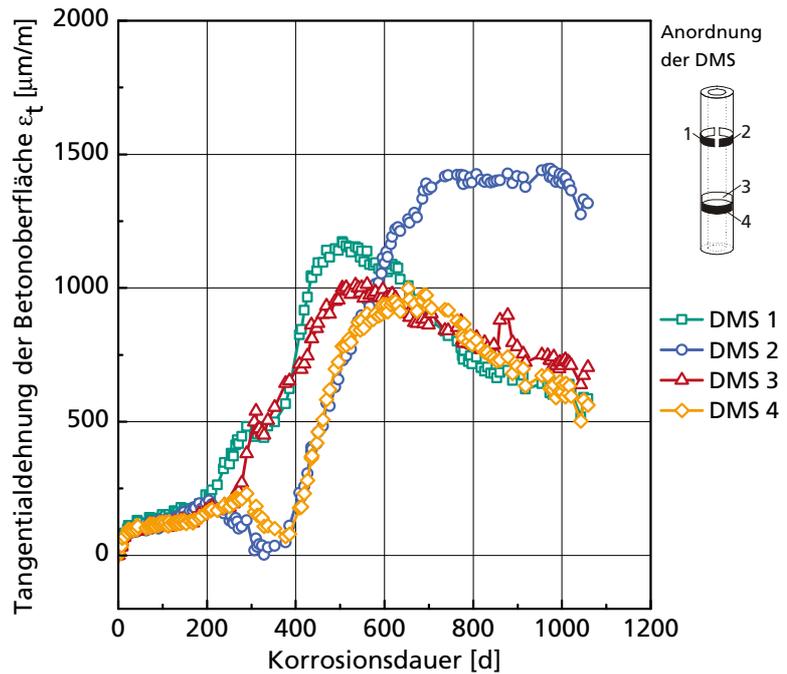


Abb. A-12 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 43)

**Korrosionszylinder 45
(I7-050916-14)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: karbonatisierungsinduziert
 Probenalter bei Korrosionsbeginn: 901 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung: ca. 412 Tage nach Korrosionsbeginn

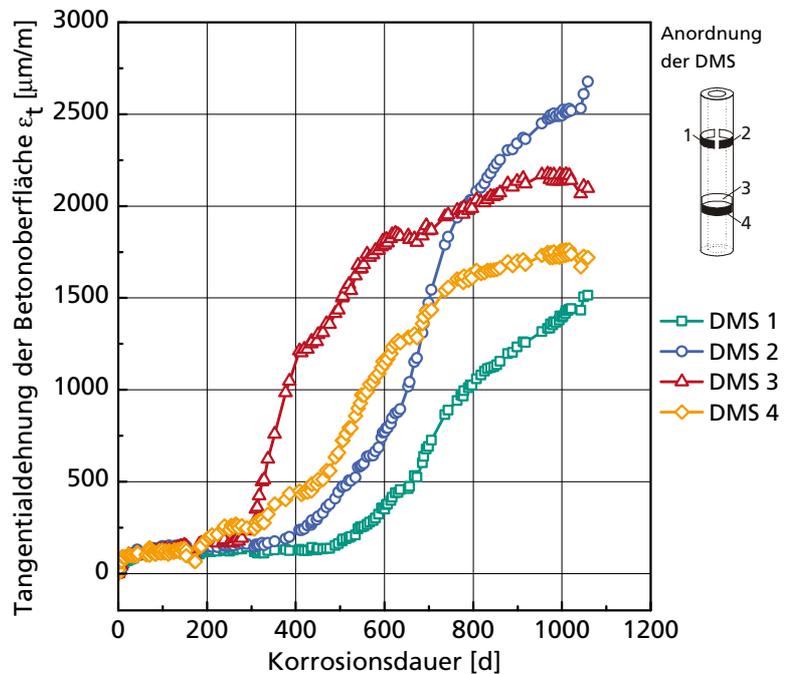


Abb. A-13 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 45)

**Korrosionszylinder 86
(III7-051104-07)**

Zementart: CEM III
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: karbonatisierungsindu-
 ziert
 Probenalter bei Korrosionsbeginn:
 852 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung:
 ca. 370 Tage nach Korrosionsbe-
 ginn

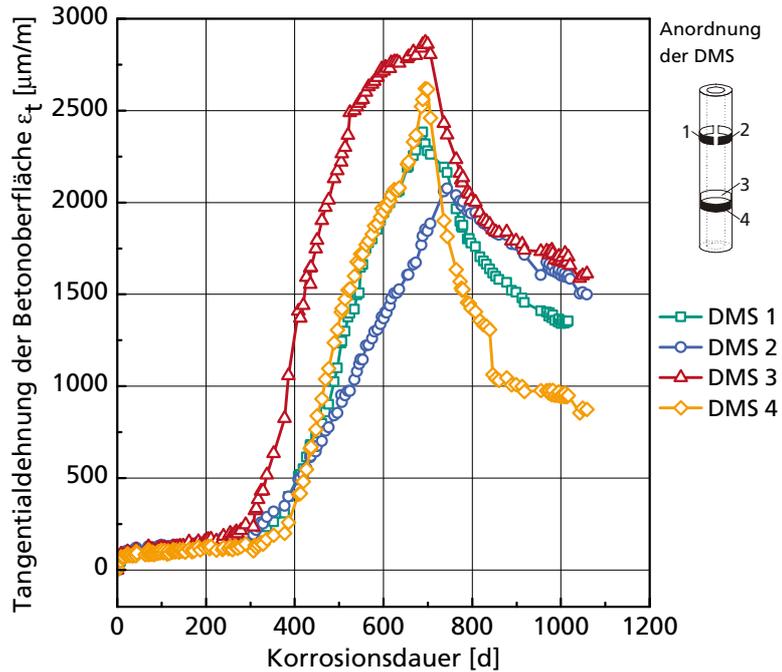


Abb. A-14 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 86)

**Korrosionszylinder 87
(III7-051104-08)**

Zementart: CEM III
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: karbonatisierungsindu-
 ziert
 Probenalter bei Korrosionsbeginn:
 852 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung:
 ca. 420 Tage nach Korrosionsbe-
 ginn

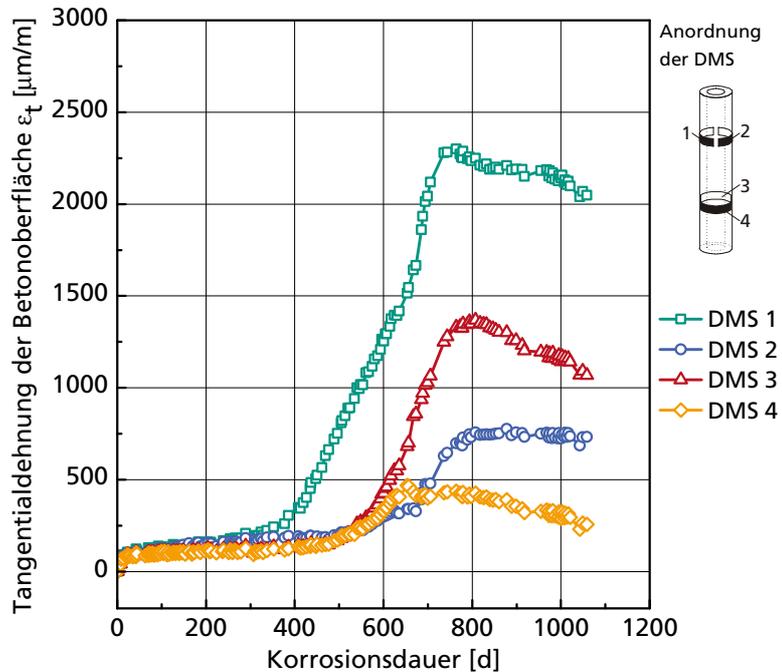


Abb. A-15 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 87)

**Korrosionszylinder 88
(III7-051104-09)**

Zementart: CEM III
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: karbonatisierungsinduziert
 Probenalter bei Korrosionsbeginn: 852 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung: ca. 352 Tage nach Korrosionsbeginn

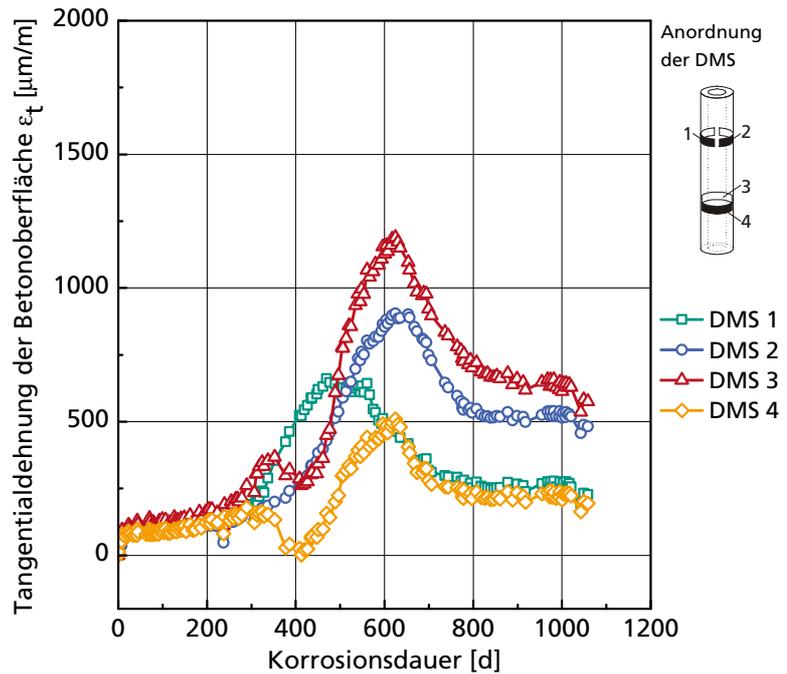


Abb. A-16 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 88)

**Korrosionszylinder 99
(MI7C-080516-01)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 2 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 10 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: chloridinduziert (Cl⁻-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Korrosionsbeginn: 413 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung: ca. 615 Tage nach Korrosionsbeginn

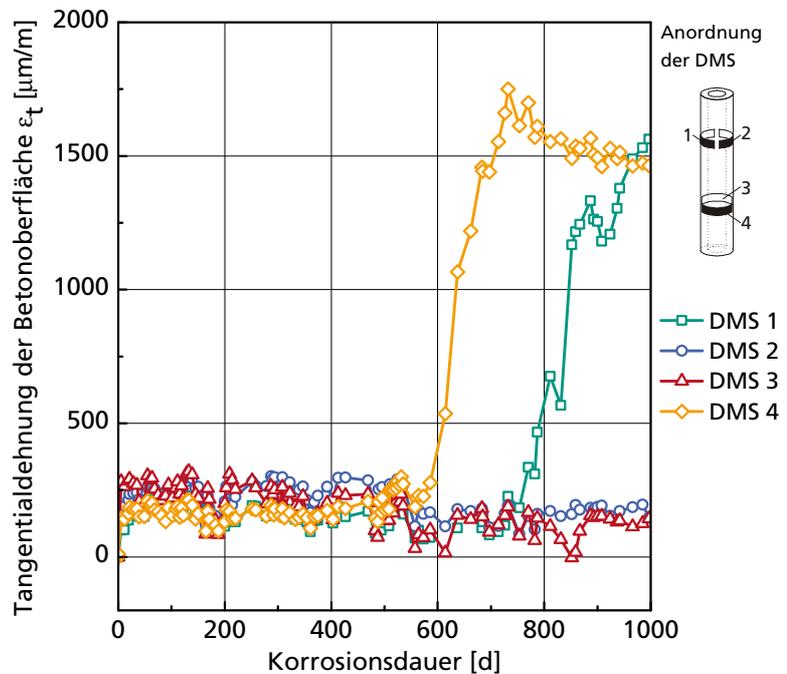


Abb. A-17 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 99)

**Korrosionszylinder 102
(MI7CC-080516-06)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 2 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 10 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: chloridinduziert
 (Cl⁻-Gehalt 5,0 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Korrosionsbeginn:
 413 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung:
 ca. 42 Tage nach Korrosionsbeginn

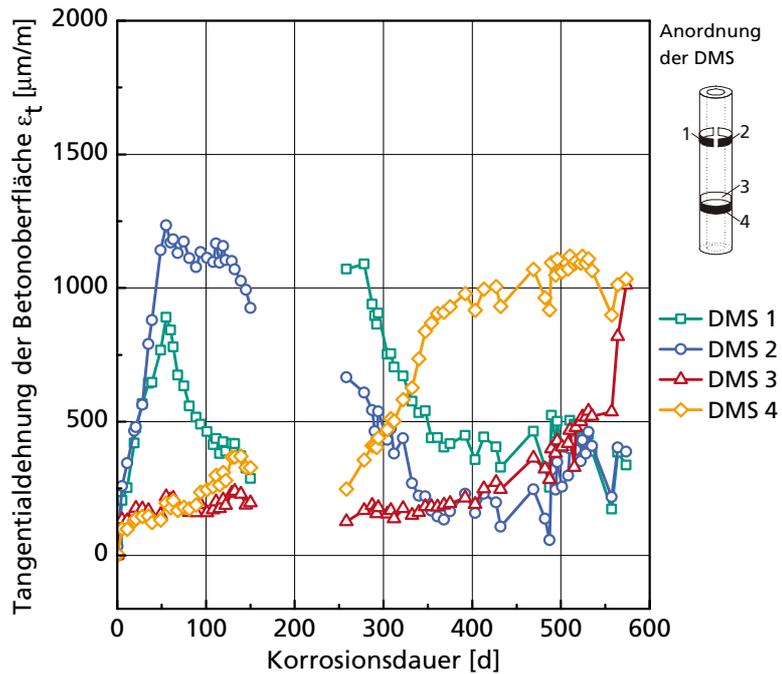


Abb. A-18 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 102)

**Korrosionszylinder 115
(I7C-080328-01)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 10 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: chloridinduziert
 (Cl⁻-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Korrosionsbeginn:
 462 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung:
 ca. 292 Tage nach Korrosionsbeginn

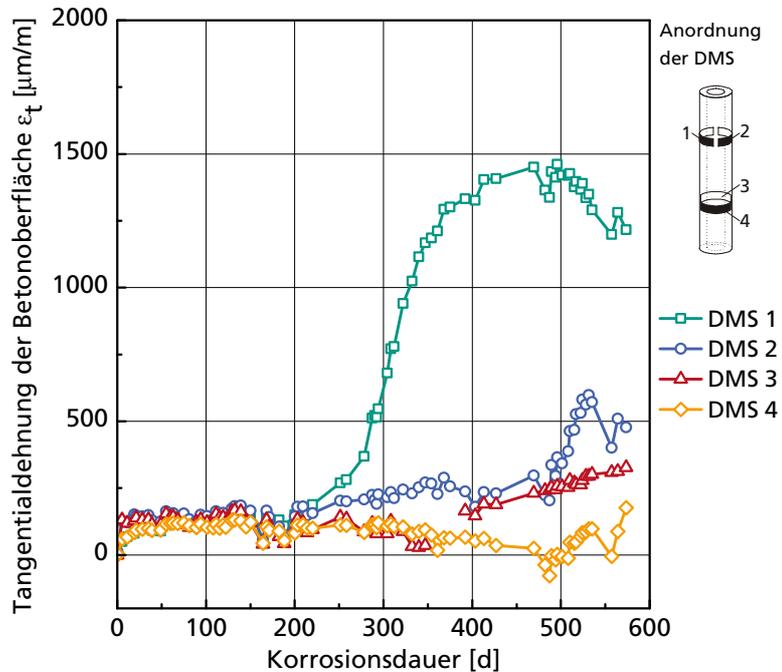


Abb. A-19 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 115)

**Korrosionszylinder 119
(17C-051028-10)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: chloridinduziert
 (Cl^- -Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Korrosionsbeginn:
 859 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung:
 ca. 1147 Tage nach Korrosionsbeginn

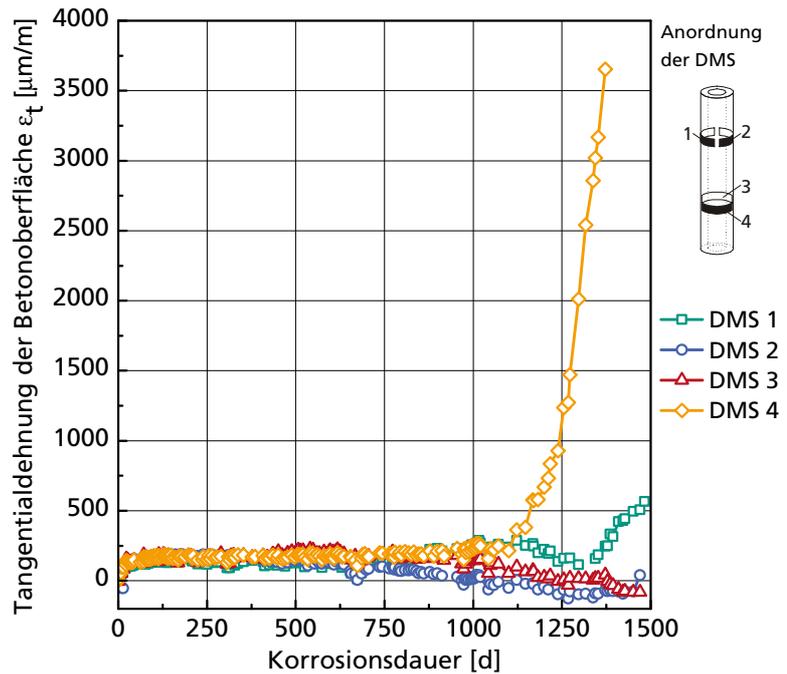


Abb. A-20 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 119)

**Korrosionszylinder 120
(17C-051028-11)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: chloridinduziert
 (Cl^- -Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Korrosionsbeginn:
 859 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung:
 ca. 436 Tage nach Korrosionsbeginn

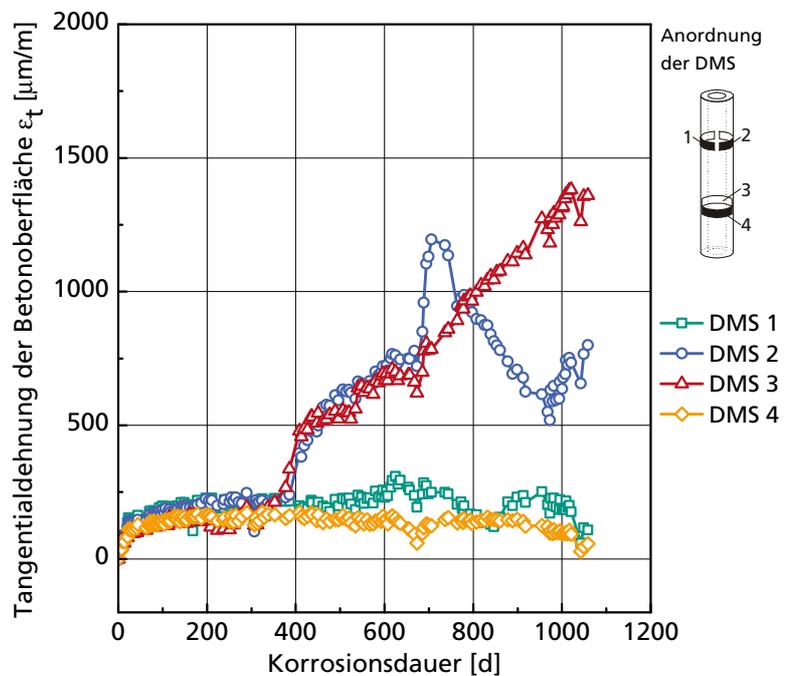


Abb. A-21 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 120)

**Korrosionszylinder 121
(I7C-051028-12)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: chloridinduziert
 (Cl⁻-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Korrosionsbeginn:
 859 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung:
 ca. 625 Tage nach Korrosionsbeginn

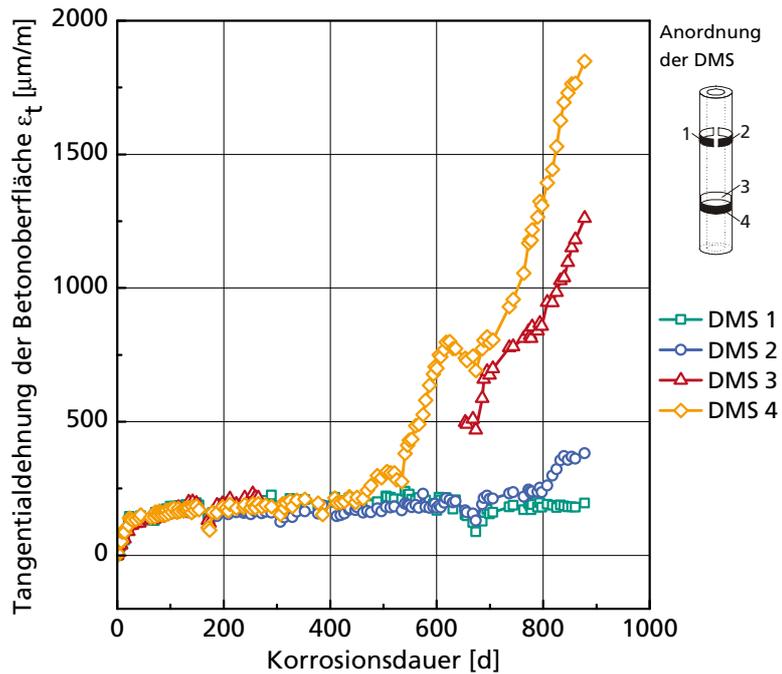


Abb. A-22 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 121)

**Korrosionszylinder 126
(I7C-080516-02)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: chloridinduziert
 (Cl⁻-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Korrosionsbeginn:
 413 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung:
 ca. 614 Tage nach Korrosionsbeginn

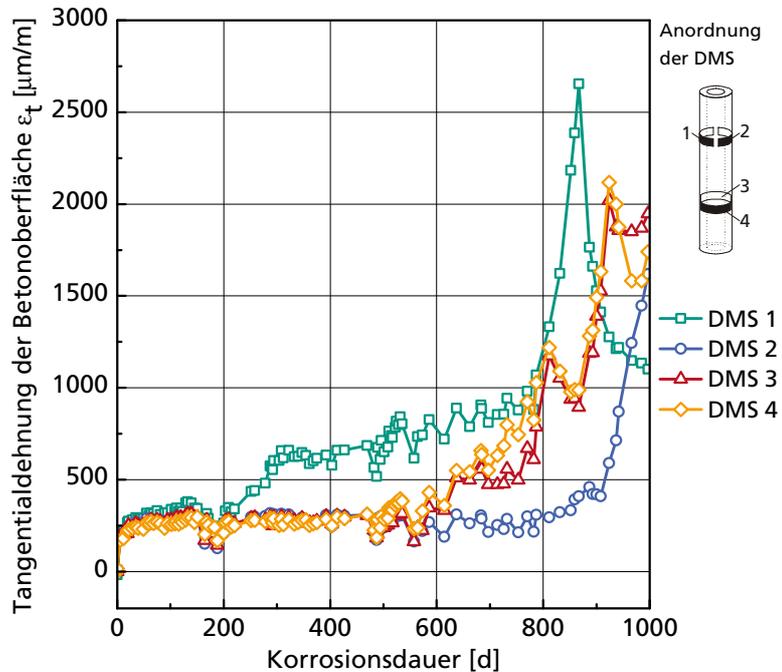


Abb. A-23 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 126)

**Korrosionszylinder 127
(E17C-080516-03)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: nichtrostender Betonstahl (Werkstoff Nr. 1.4462)
 Korrosion: keine (Beton mit Cl^- -Gehalt von 2,5 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Beginn der Feucht-Trocken-Zyklen: 413 Tage

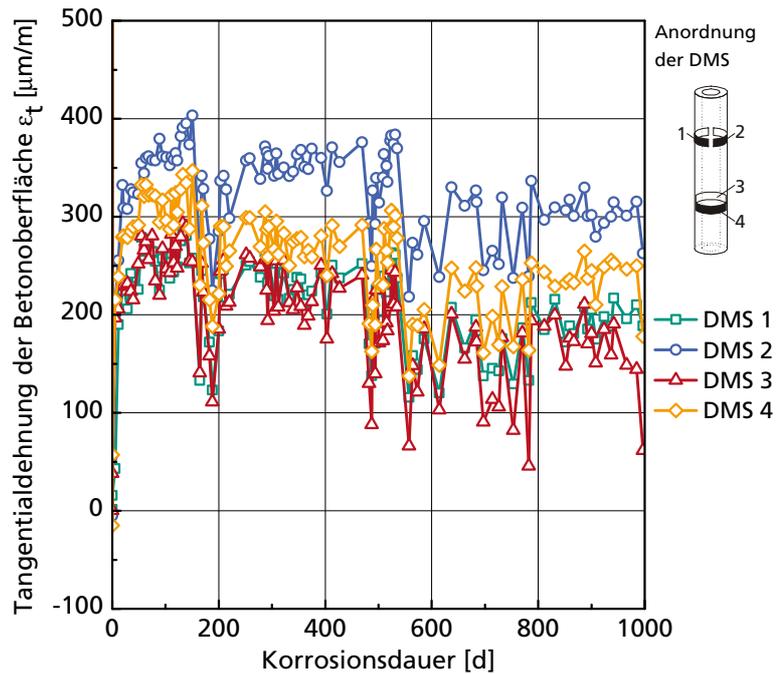


Abb. A-24 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 127)

**Korrosionszylinder 128
(I7CC-080516-07)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: chloridinduziert (Cl^- -Gehalt 5,0 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Korrosionsbeginn: 413 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung: ca. 250 Tage nach Korrosionsbeginn

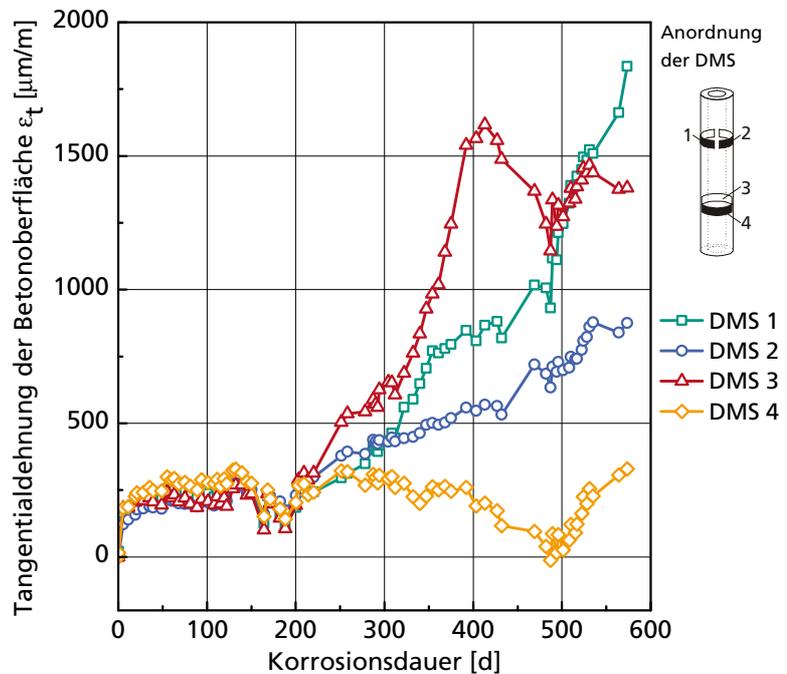


Abb. A-25 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 128)

**Korrosionszylinder 135
(I7C-051111-14)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Betondeckung c: 30 mm

Stabdurchmesser d_s : 24 mm

Stabstahl: S235JRG2 C+C

Korrosion: chloridinduziert
(Cl⁻-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)

Probenalter bei Korrosionsbeginn:
845 Tage

Zeitpunkt der Erstrissbildung:
ca. 1125 Tage nach Korrosionsbeginn

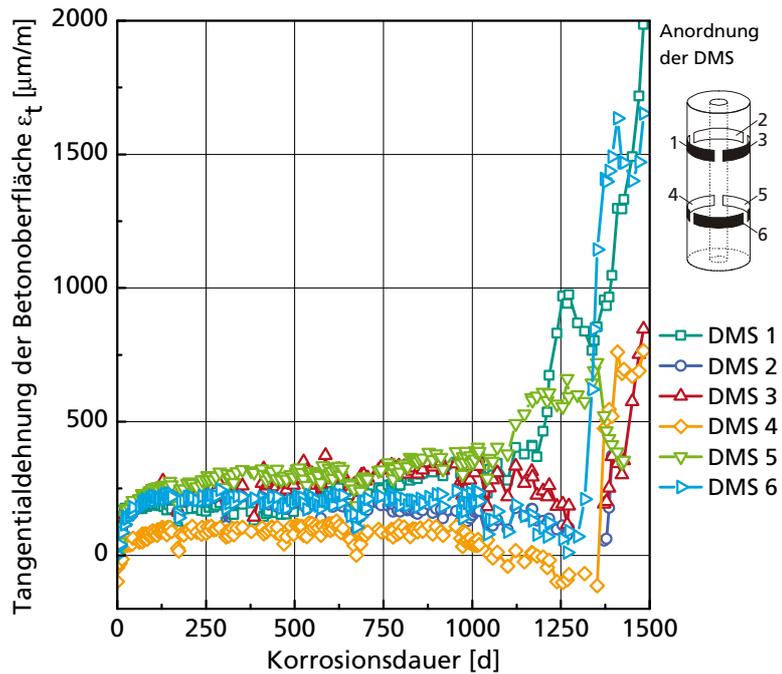


Abb. A-26 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 135)

**Korrosionszylinder 136
(I7C-080516-04)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Betondeckung c: 30 mm

Stabdurchmesser d_s : 24 mm

Stabstahl: S235JRG2 C+C

Korrosion: chloridinduziert
(Cl⁻-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)

Probenalter bei Korrosionsbeginn:
413 Tage

Zeitpunkt der Erstrissbildung:
- (kein Riss während des Messzeitraums aufgetreten)

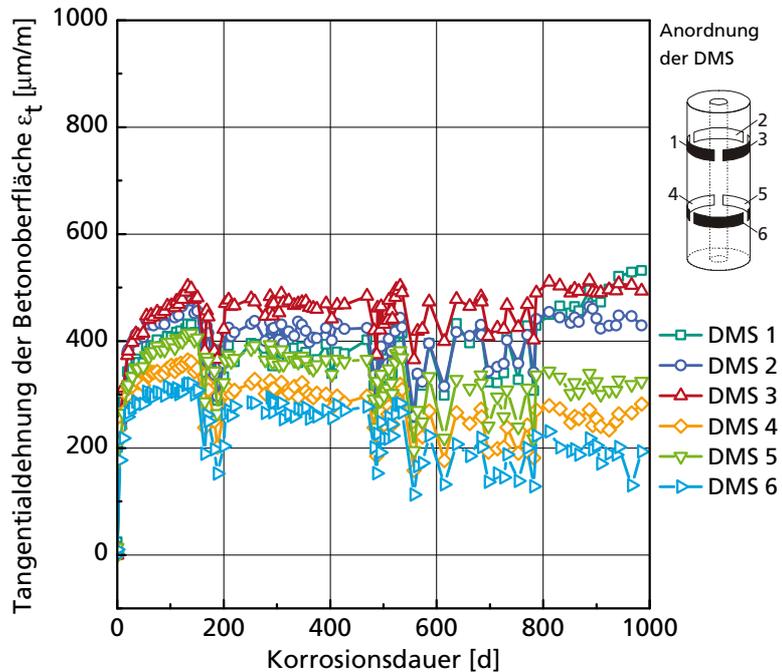


Abb. A-27 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 136)

**Korrosionszylinder 137
(E17C-080516-05)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 30 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: nichtrostender Betonstahl (Werkstoff Nr. 1.4462)
 Korrosion: keine (Beton mit Cl^- -Gehalt von 2,5 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Beginn der Feucht-Trocken-Zyklen: 413 Tage

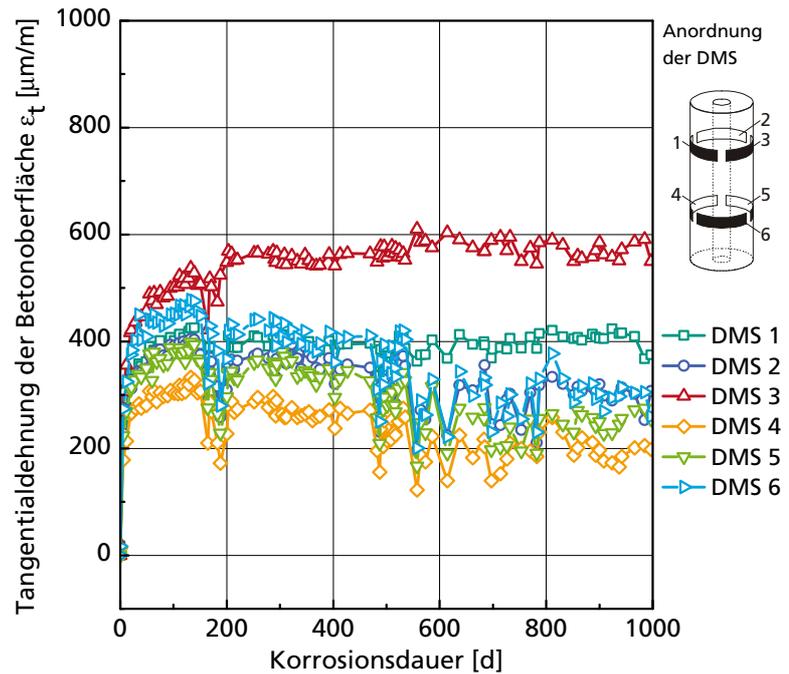


Abb. A-28 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 137)

**Korrosionszylinder 149
(I4C-080328-13)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,4
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: chloridinduziert (Cl^- -Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Korrosionsbeginn: 462 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung: ca. 382 Tage nach Korrosionsbeginn

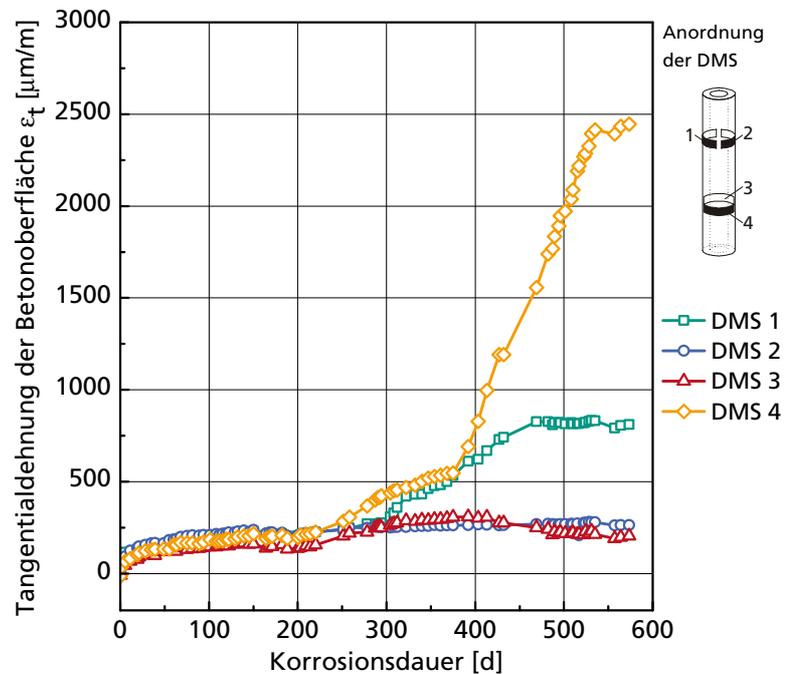


Abb. A-29 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 149)

**Korrosionszylinder 154
(III7C-080328-06)**

Zementart: CEM III

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Betondeckung c: 20 mm

Stabdurchmesser d_s : 24 mm

Stabstahl: S235JRG2 C+C

Korrosion: chloridinduziert
(Cl⁻-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)

Probenalter bei Korrosionsbeginn:
462 Tage

Zeitpunkt der Erstrissbildung:
ca. 278 Tage nach Korrosionsbeginn

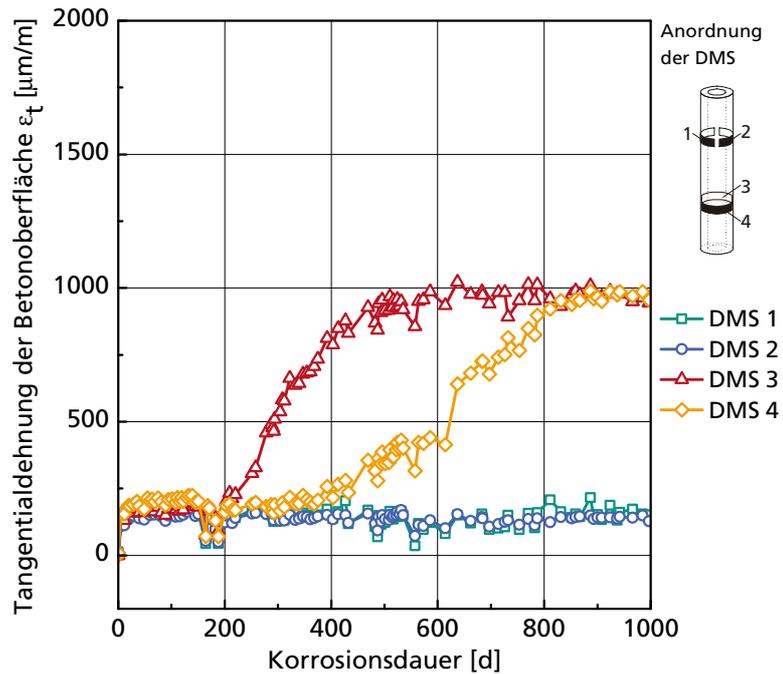


Abb. A-30 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 154)

**Korrosionszylinder 155
(III7C-080328-07)**

Zementart: CEM III

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Betondeckung c: 20 mm

Stabdurchmesser d_s : 24 mm

Stabstahl: S235JRG2 C+C

Korrosion: chloridinduziert
(Cl⁻-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)

Probenalter bei Korrosionsbeginn:
462 Tage

Zeitpunkt der Erstrissbildung:
- (kein Riss während des Messzeitraums aufgetreten)

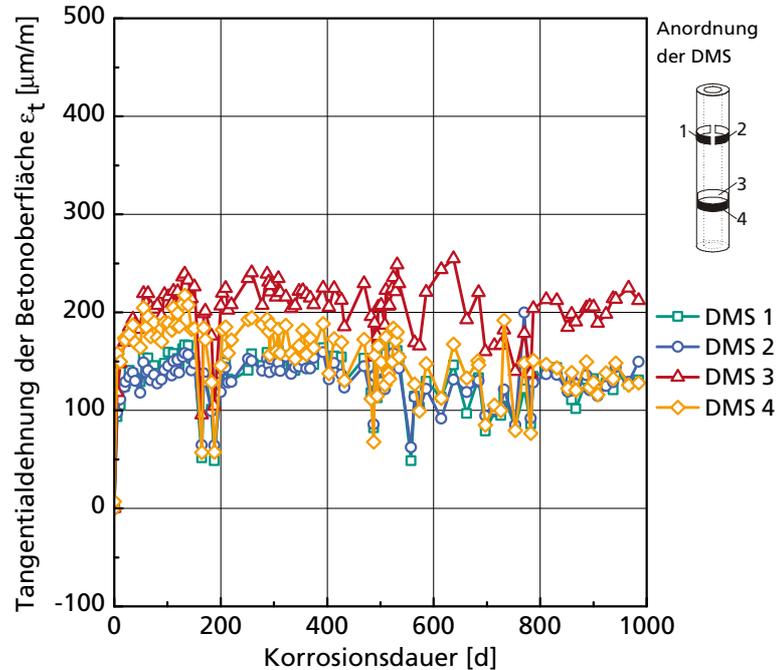


Abb. A-31 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 155)

**Korrosionszylinder 156
(III7C-080328-08)**

Zementart: CEM III
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: chloridinduziert
 (Cl^- -Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Korrosionsbeginn:
 462 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung:
 ca. 970 Tage nach Korrosionsbeginn

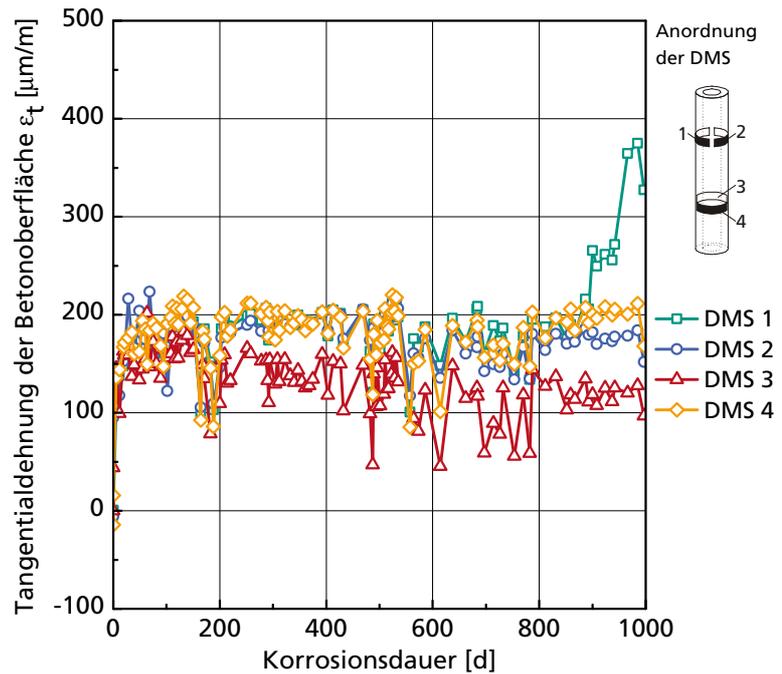


Abb. A-32 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 156)

**Korrosionszylinder 157
(III7CC-080523-05)**

Zementart: CEM III
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Betondeckung c: 20 mm
 Stabdurchmesser d_s : 24 mm
 Stabstahl: S235JRG2 C+C
 Korrosion: chloridinduziert
 (Cl^- -Gehalt 5,0 M.-% v. Z.)
 Probenalter bei Korrosionsbeginn:
 406 Tage
 Zeitpunkt der Erstrissbildung:
 ca. 275 Tage nach Korrosionsbeginn

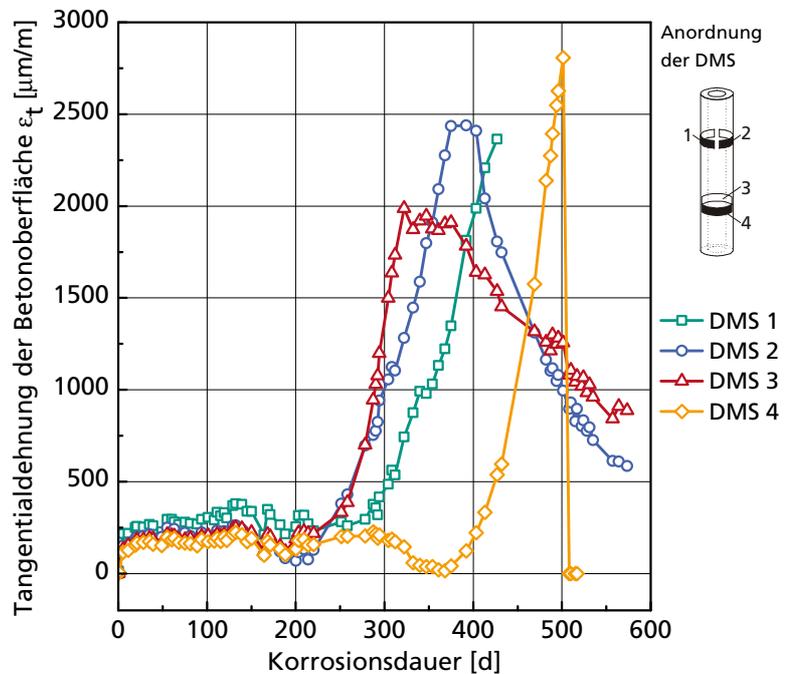


Abb. A-33 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonzylinder mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Tangentialdehnungen der Betonoberfläche (Korrosionszylinder 157)

**Prisma a
(I7-050923-c)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Beton: karbonatisiert

Probenalter bei Beginn der Lagerung: 894 Tage

Anmerkung: Das vorliegende Prisma wurde nicht in Wasser getaucht. Es diente zur Überprüfung des Temperatureinflusses.

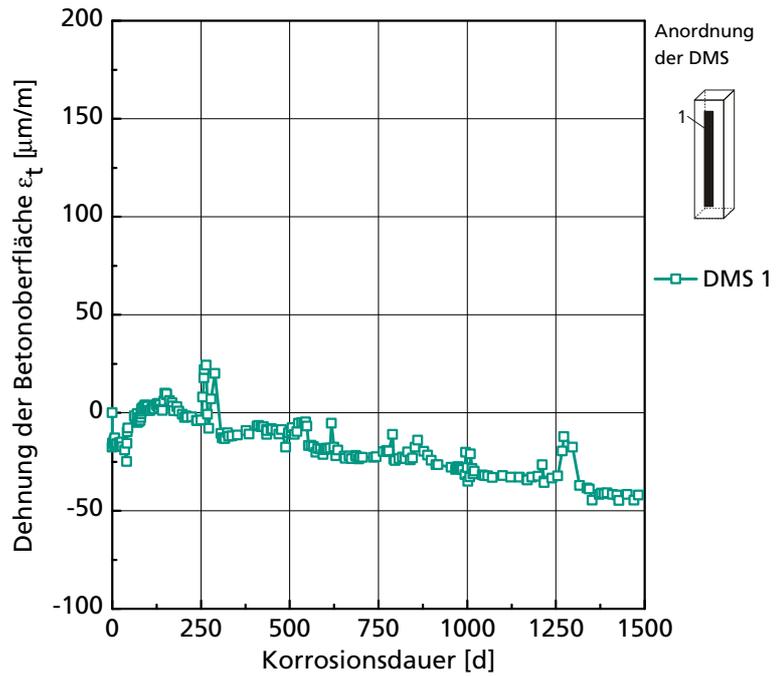


Abb. A-34 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonprisma mit einem Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Dehnungen der Betonoberfläche (Prisma a)

**Prisma b
(I7-050923-f)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Beton: karbonatisiert

Probenalter bei Beginn der Feucht-Trocken-Zyklen: 894 Tage

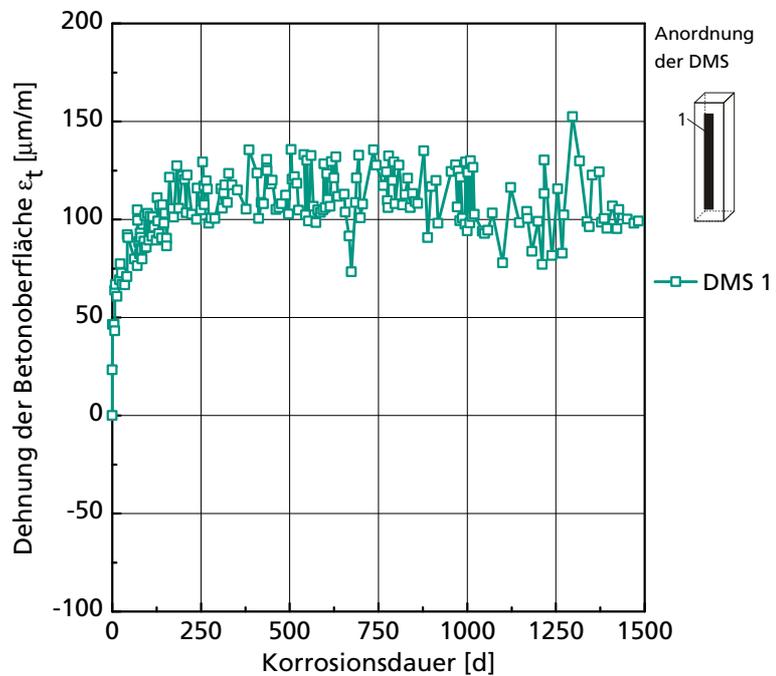


Abb. A-35 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonprisma mit einem Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Dehnungen der Betonoberfläche (Prisma b)

**Prisma c
(III7-051104-j)**

Zementart: CEM III
 Größtkorn: 8 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Beton: karbonatisiert
 Probenalter bei Beginn der Feucht-Trocken-Zyklen: 852 Tage

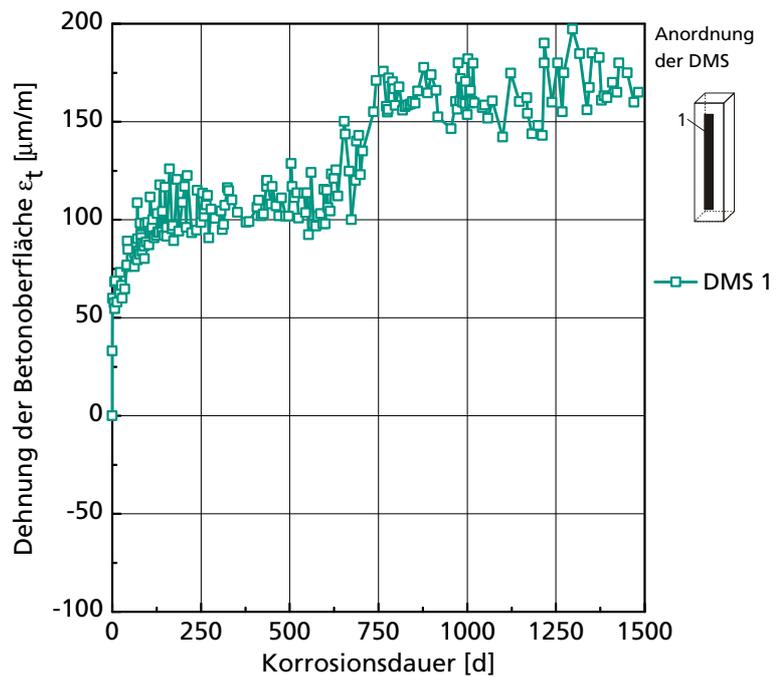


Abb. A-36 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonprisma mit einem Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Dehnungen der Betonoberfläche (Prisma c)

**Prisma d
(MI7C-080516-d)**

Zementart: CEM I
 Größtkorn: 2 mm
 w/z-Wert: 0,7
 Beton: Cl^- -Gehalt 2,5 M.-% v. Z.
 Probenalter bei Beginn der Feucht-Trocken-Zyklen: 413 Tage

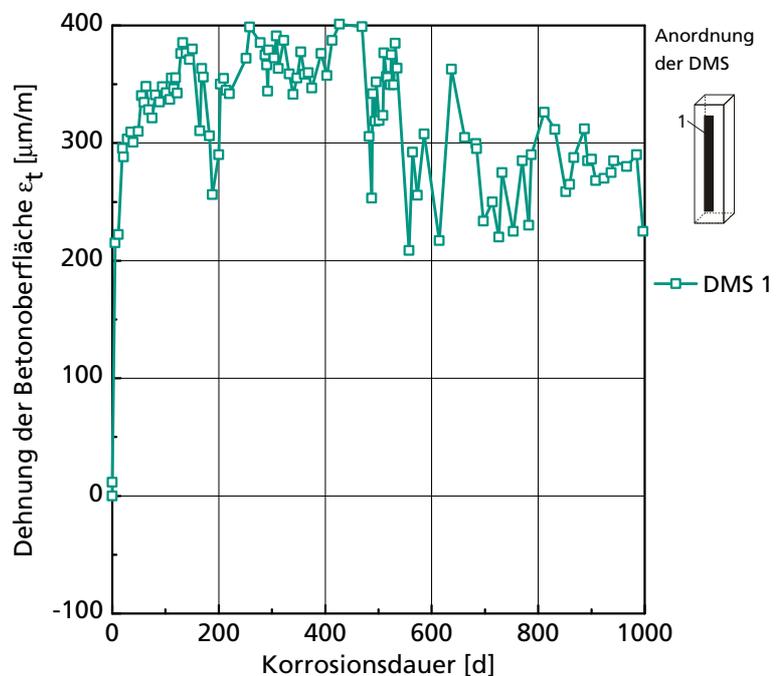


Abb. A-37 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonprisma mit einem Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Dehnungen der Betonoberfläche (Prisma d)

Prisma e

(I7C-051111-j)

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Beton: Cl-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.

Probenalter bei Beginn der Feucht-Trocken-Zyklen: 845 Tage

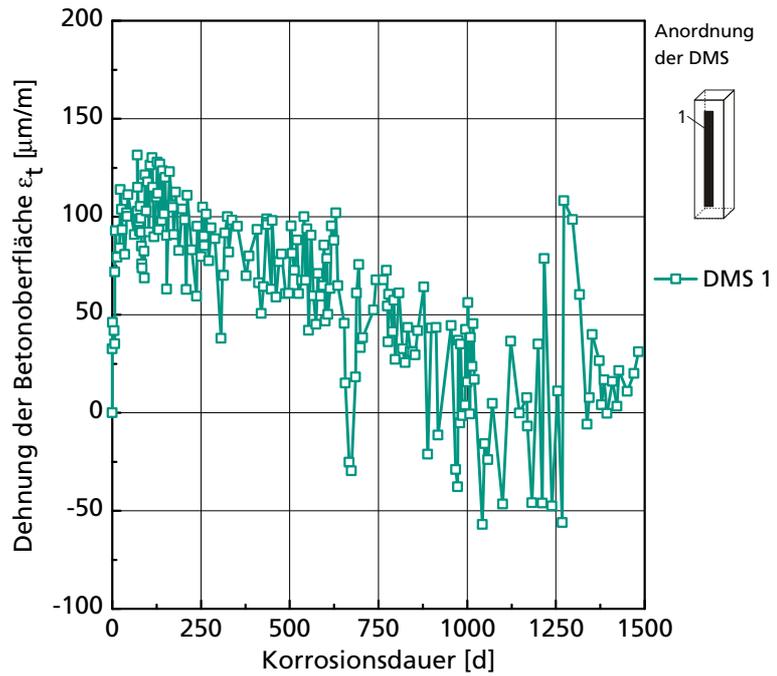


Abb. A-38 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonprisma mit einem Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Dehnungen der Betonoberfläche (Prisma e)

Prisma f

(I7C-080516-n)

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Beton: Cl-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.

Probenalter bei Beginn der Feucht-Trocken-Zyklen: 413 Tage

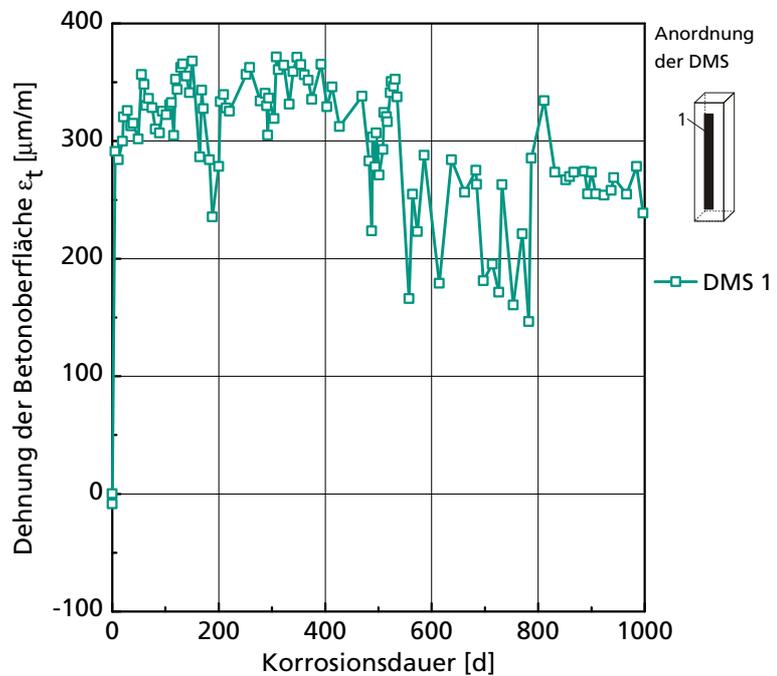


Abb. A-39 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonprisma mit einem Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Dehnungen der Betonoberfläche (Prisma f)

**Prisma g
(I4C-080328-n)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,4

Beton: Cl⁻-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.

Probenalter bei Beginn der Feucht-Trocken-Zyklen: 462 Tage

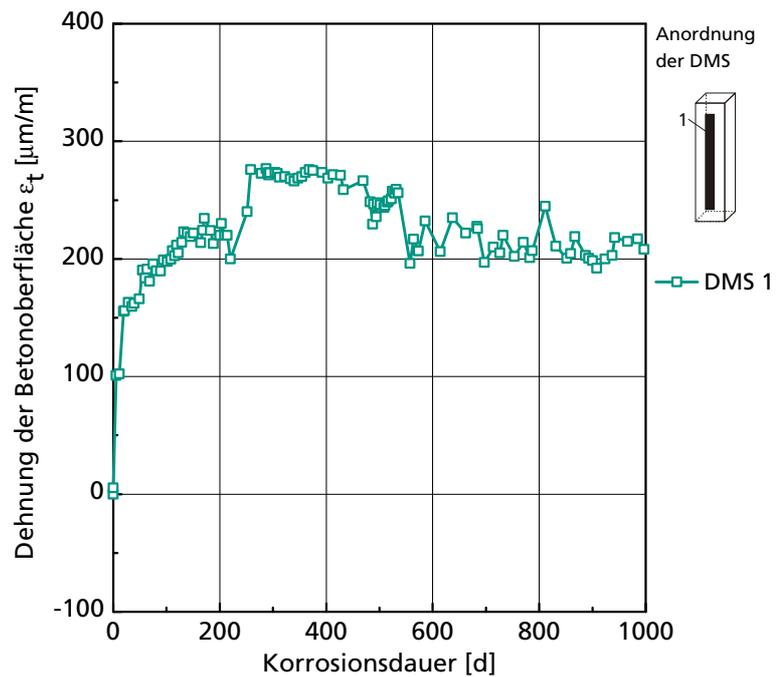


Abb. A-40 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonprisma mit einem Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Dehnungen der Betonoberfläche (Prisma g)

**Prisma h
(III7C-080328-g)**

Zementart: CEM III

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Beton: Cl⁻-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.

Probenalter bei Beginn der Feucht-Trocken-Zyklen: 462 Tage

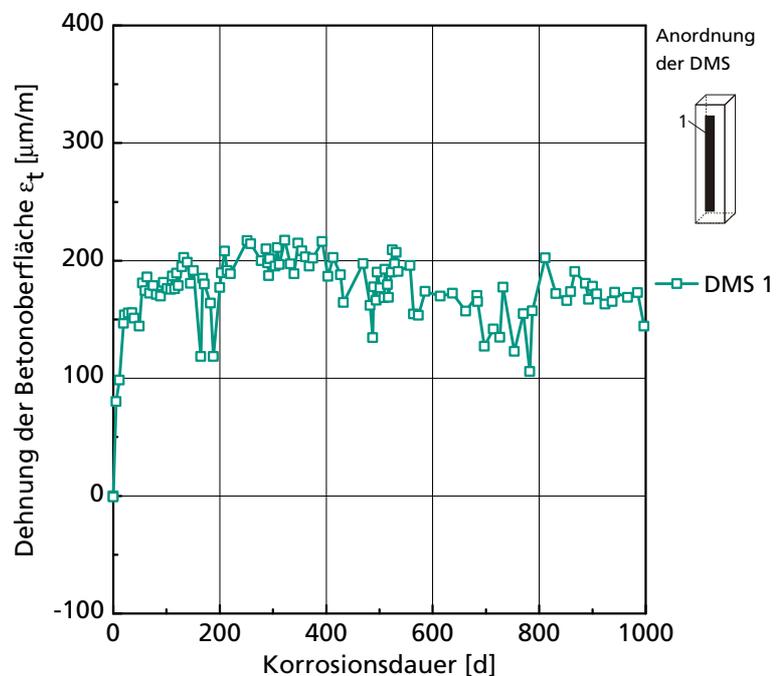


Abb. A-41 Zeitlicher Verlauf der an einem Betonprisma mit einem Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Dehnungen der Betonoberfläche (Prisma h)

A.5 Ergebnisse der Messungen an den Hohlzylinderproben

A.5.1 Vorversuche an den Kupferrohren

Die nachfolgende Abbildung zeigt das anhand von Vorversuchen ermittelte Spannungs-Dehnungsverhalten der Kupferrohre ohne Beton, die zur Herstellung der Hohlzylinderproben H3, H6 und H7 verwendet wurden. Bei den Vorversuchen wurde in den ölgefüllten Kupferrohren ein hydraulischer Innendruck aufgebracht und die Tangentialdehnung der Rohre anhand von auf den Rohrumfang geklebter DMS gemessen.

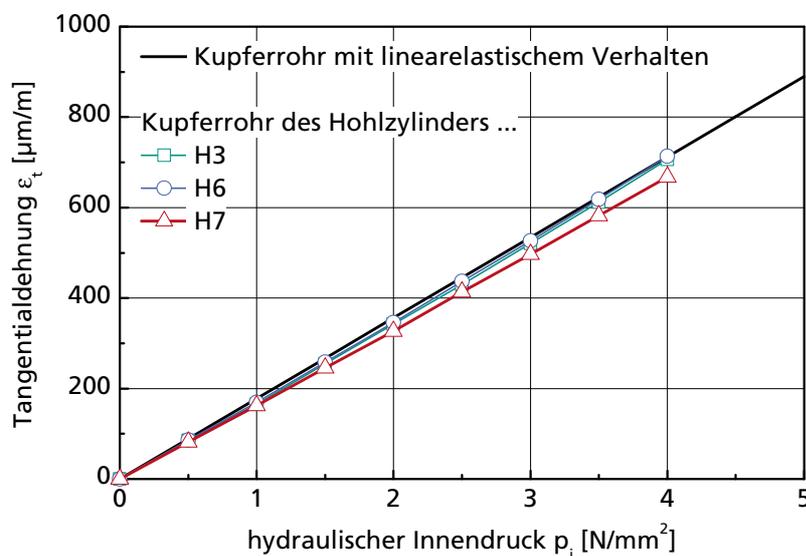


Abb. A-42 Ergebnisse von Innendruckversuchen an drei Kupferrohren, die in den Hohlzylindern H3, H6 und H7 eingebaut wurden

A.5.2 Parallelversuche

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die mittels Dehnmessstreifen an den Hohlzylindern im Vergleich zu den parallel an den Korrosionszylindern gemessenen Dehnungen der Betonoberfläche. Bei diesen handelt es sich um Betondehnungen, die allein aus dem Innendruck im Hohlzylinder bzw. infolge der Korrosion des eingebetteten Stabstahls resultieren. Die Kompensation der Einflüsse aus Betonschwinden und Temperaturänderungen der Umgebung wurde durch Subtraktion der zeitabhängigen hygrisch und thermisch bedingten Dehnungen vorgenommen, die an entsprechenden Vergleichsproben gemessen wurden. In den Vergleichsproben mit den gleichen Abmessungen befand sich ein nichtrostender Bewehrungsstab anstelle eines Baustahls.

Zusätzlich ist in den Abbildungen der Verlauf des hydraulischen Innendrucks abgebildet, der im Innern des in den Hohlzylindern eingebetteten Kupferrohrs aufgebracht wurde. Die aus dem Innendruck resultierenden Tangentialdehnungen

der Rohroberfläche sind ebenfalls in den nachfolgenden Abbildungen aufgetragen. Sie wurden mit Dehnmessstreifen gemessen, die im selben Querschnitt tangential auf die Rohre aufgeklebt wurden, in dem bereits die Tangentialdehnungen der Betonoberfläche mithilfe von Dehnmessstreifen gemessen wurden.

**Hohlzylinder H3
(I7-8)**

**Korrosionszylinder 45
(I7-050916-14 DMS 3+4)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Betondeckung c: 20 mm

Stabdurchmesser d_s : 24 mm

Korrosion: karbonatisierungsinduziert

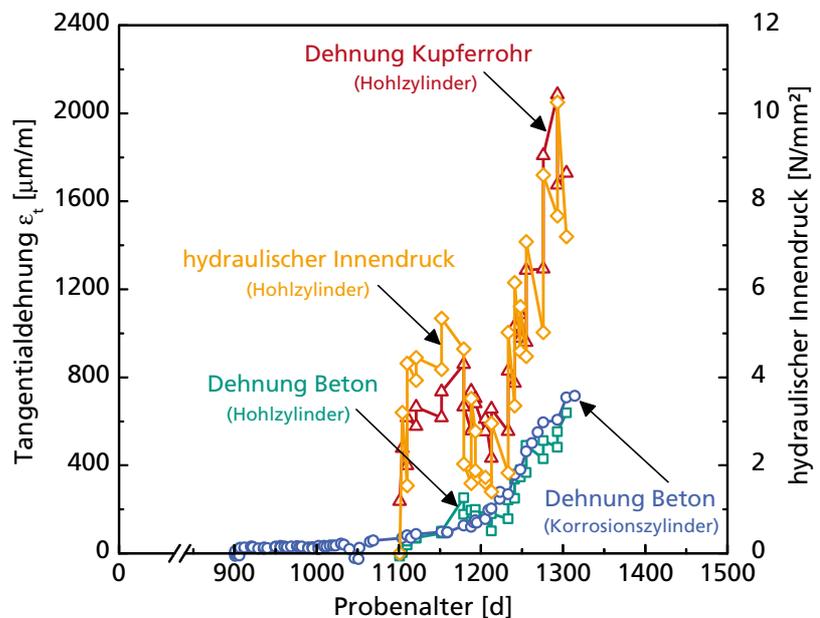


Abb. A-43 Zeitlicher Verlauf der am Korrosionszylinder 45 (I7-050916-14 DMS 3+4), am Hohlzylinder H3 (I7-8) und an dem im Hohlzylinder eingebetteten Kupferrohr gemessenen Tangentialdehnungen sowie zeitlicher Verlauf des im Kupferrohr vorherrschenden hydraulischen Innendrucks

**Hohlzylinder H6
(I7C-7)**

**Korrosionszylinder 126
(I7C-080516-02 DMS 1+2)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Betondeckung c: 20 mm

Stabdurchmesser d_s : 24 mm

Korrosion: chloridinduziert
(Cl⁻-Gehalt 2,5 M.-% v. Z.)

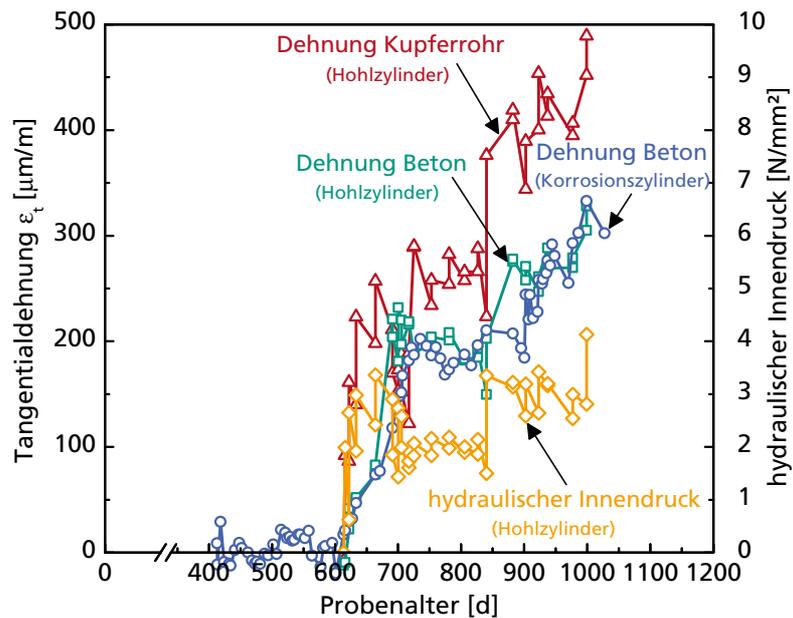


Abb. A-44 Zeitlicher Verlauf der am Korrosionszylinder 126 (I7C-080516-02 DMS 1+2), am Hohlzylinder H6 (I7C-7) und an dem im Hohlzylinder eingebetteten Kupferrohr gemessenen Tangentialdehnungen sowie zeitlicher Verlauf des im Kupferrohr vorherrschenden hydraulischen Innendrucks

**Hohlzylinder H7
(I7CC-4)**

**Korrosionszylinder 128
(I7CC-080516-07 DMS 3+4)**

Zementart: CEM I

Größtkorn: 8 mm

w/z-Wert: 0,7

Betondeckung c: 20 mm

Stabdurchmesser d_s : 24 mm

Korrosion: chloridinduziert
(Cl⁻-Gehalt 5,0 M.-% v. Z.)

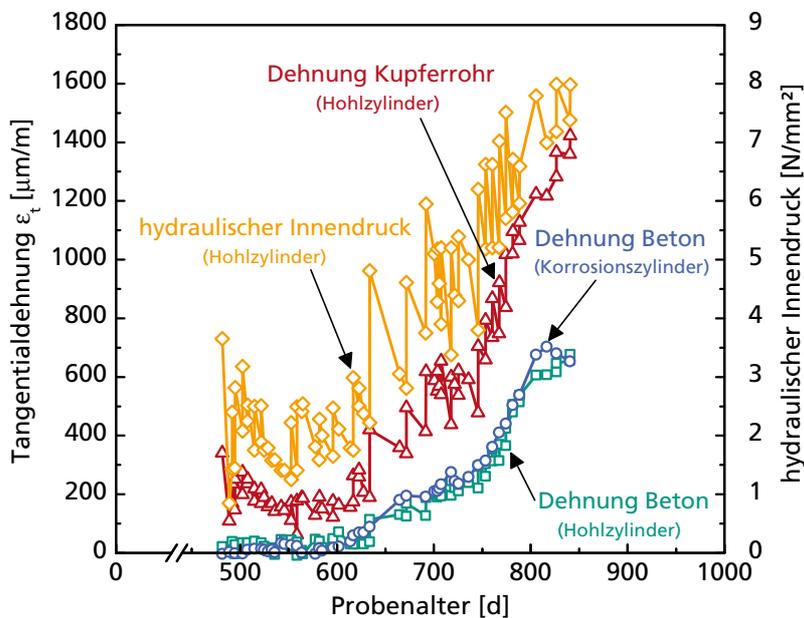


Abb. A-45 Zeitlicher Verlauf der am Korrosionszylinder 128 (I7CC-080516-07 DMS 3+4), am Hohlzylinder H7 (I7CC-4) und an dem im Hohlzylinder eingebetteten Kupferrohr gemessenen Tangentialdehnungen sowie zeitlicher Verlauf des im Kupferrohr vorherrschenden hydraulischen Innendrucks

A.6 Ergebnisse der Korrosionsratenmessungen an den Korrosionszylindern

In nachfolgender Tabelle sind die Ergebnisse der an ausgewählten Proben durchgeführten Messungen der Korrosionsrate aufgeführt. Hierbei kamen drei verschiedene Verfahren zum Einsatz. Hierbei handelte es sich um eine Bildanalyse mithilfe eines Lichtmikroskops, einer Computertomographie sowie einer topometrischen Untersuchung mit einem Stereoscanner.

Bei der Lichtmikroskopie konnte für die Proben, die ebene Rostschichten auf der Stahloberfläche aufwies (i. d. R. bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion) eine Schichtdickenmessung der Korrosionsprodukte durchgeführt werden (Auswertungsmethode „Schichtdicke“). Durch Division der über den Stabumfang gemittelten Schichtdicke mit dem Produkt aus Volumenrate λ und Korrosionsdauer t_{corr} lässt sich die Korrosionsrate \dot{x}_{corr} bestimmen.

Für Proben, bei denen lokale Korrosion dominiert, konnte die Korrosionsrate auf zwei Arten bestimmt werden. In einem ersten Schritt wurden die durch die Korrosion im Stahl entstandenen Löcher und Mulden möglichst genau vermessen. Auf diese Weise konnte durch Bildung des Quotienten aus der Lochfläche und dem Produkt aus Korrosionsdauer und Stabumfang direkt auf die Korrosionsrate geschlossen werden (Auswertungsmethode „Lochfläche“). Ferner wurden in einem zweiten Schritt neben den Lochflächen auch die Flächenanteile der sichtbaren Korrosionsprodukte mit vermessen (Auswertungsmethode „Rostfläche“). Nach der Identifikation der vorhandenen Korrosionsprodukte konnte wiederum ein Näherungswert für die Korrosionsrate abgeleitet werden. Dies erfolgte durch Bildung des Quotienten aus den Flächenanteilen des Rosts und dem Produkt aus der Volumenrate der dominierenden Phase an Korrosionsprodukten, dem Stabumfang und der Korrosionsdauer.

Zur Auswertung der bei der Computertomographie gewonnenen Ergebnisse wurden die gleichen Methoden „Lochfläche“ und „Rostfläche“ herangezogen, wie sie bereits zur Bestimmung der Korrosionsrate bei lokaler Korrosion mithilfe der Bildanalyse angewandt wurden. Das Verfahren auf Basis der Computertomographie eignet sich relativ gut für Lochkorrosion. Eine Anwendung bei gleichförmiger Korrosion ist nicht zu empfehlen, da die Auflösung des Mikrotomographen nicht ausreicht, die geringen Korrosionsabträge hinreichend genau zu erfassen.

Bei den topometrischen Untersuchungen wurde das Summenvolumen der auf der Staboberfläche vorhandenen korrosionsinduzierten Löcher mithilfe eines Stereoscanners in Verbindung mit einer Berechnungssoftware bestimmt. Hieraus konnte wiederum auf die Korrosionsrate der Proben geschlossen werden. Dies geschah durch Bildung des Quotienten aus Lochvolumen und dem Produkt der gescannten Oberfläche mit der Korrosionsdauer. Auch dieses Verfahren erwies sich nicht für hinreichend genau zur Ermittlung der Abträge bei gleichförmiger Korrosion. Als Grund hierfür kommt die laterale Auflösung des Scanners von ca.

40 μm infrage, wodurch kleine Löcher und Mulden nur schlecht in ihren Abmessungen erfasst werden können und als Folge die Korrosionsrate unterschätzt wird.

Tab. A-9 Ergebnisse der Korrosionsratenbestimmung an den mittels Lichtmikroskopie, Computertomographie und Topometrie untersuchten Korrosionszylindern mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ..	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Messquerschnitt	Korrosionsrate \bar{x}_{corr} [$\mu\text{m/a}$]						
									Verfahren	Lichtmikroskopie (Bildanalyse)			Computertomographie		Topometrie
										Auswertungsmethode	Schichtdicke	Rostfläche	Lochfläche	Rostfläche	Lochfläche
12	I7-050916-01	B	I	0,7	8	8	20	DMS 12	6,2			8,1			
13	I7-050916-02	B	I	0,7	8	8	20	DMS 12	10,9						
20	I7-050916-05	B	I	0,7	8	16	20	DMS 12 DMS 34	33,6						
21	I7-050916-06	B	I	0,7	8	16	20	DMS 12 DMS 34	27,4						
22	I7-050916-07	B	I	0,7	8	16	20	DMS 12 DMS 34	33,2						
39	I7-051014-06	B	I	0,7	8	24	10	DMS 12 DMS 34	8,8 9,3						
40	I7-050916-09	B	I	0,7	8	24	20	DMS 12 Mitte DMS 34	44,7			20,6	2,5	13,4	
43	I7-050916-12	B	I	0,7	8	24	20	DMS 12 Mitte DMS 34	43,3 54,3					10,3	
45	I7-050916-14	B	I	0,7	8	24	20	DMS 12 Mitte DMS 34	21,2 43,7			7,4	1,9	9,8	
76	III7-051028-01	C	III/A	0,7	8	8	20	(DMS 12)	26,4						
77	III7-051028-02	C	III/A	0,7	8	8	20	(DMS 12)	30,9						
81	III7-051104-02	C	III/A	0,7	8	16	20	(DMS 12)	57,4						
82	III7-051104-03	C	III/A	0,7	8	16	20	(DMS 12)	41,7						
86	III7-051104-07	C	III/A	0,7	8	24	20	DMS 12 DMS 34	32,1						
87	III7-051104-08	C	III/A	0,7	8	24	20	DMS 12 DMS 34	38,8						
88	III7-051104-09	C	III/A	0,7	8	24	20	DMS 12 DMS 34	49,0						
90	III7-051028-06	C	III/A	0,7	8	24	30	(DMS 123)	49,7						
91	III7-051028-07	C	III/A	0,7	8	24	30	(DMS 123)	52,8						

Tab. A-10 Ergebnisse der Korrosionsratenbestimmung an den mittels Lichtmikroskopie, Computertomographie und Topometrie untersuchten Korrosionszylindern mit chloridinduzierter Korrosion

Probe Nr.	Probenname	Beton	Zementart CEM ...	w/z-Wert [-]	Größtkorn [mm]	Stabdurchmesser d_s [mm]	Betondeckung c [mm]	Messquerschnitt	Korrosionsrate \dot{x}_{corr} [$\mu\text{m/a}$]						
									Verfahren	Lichtmikroskopie (Bildanalyse)			Computertomographie		Topometrie
										Auswertungsmethode	Schichtdicke	Rostfläche	Lochfläche	Rostfläche	Lochfläche
99	MI7C-080516-01	D	I	0,7	2	24	10	DMS 34		40,1	10,9				
102	MI7CC-080516-06	D	I	0,7	2	24	10	DMS 12 DMS 34		148,5 38,5	53,7	89,2	48,8		
108	I7C-051111-06	F	I	0,7	8	16	20	(DMS 12)		24,9	14,7				
115	I7C-080328-01	F	I	0,7	8	24	10	DMS 12 DMS 34		27,2 28,1	23,9 28,6				
119	I7C-051028-10	F	I	0,7	8	24	20	DMS 34		45,8	38,2				
120	I7C-051028-11	F	I	0,7	8	24	20	DMS 12 Mitte DMS 34		57,3 27,7	54,5 13,2			38,3	
121	I7C-051028-12	F	I	0,7	8	24	20	DMS 12 Mitte DMS 34		38,9	17,3	17,3	25,9	33,5	
126	I7C-080516-02	F	I	0,7	8	24	20	DMS 34	19,6						
128	I7CC-080516-07	G	I	0,7	8	24	20	DMS 12 DMS 34			31,8 141,7	39,7			
135	I7C-051111-14	F	I	0,7	8	24	30	DMS 456	19,6						
144	I7C-051111-17	F	I	0,7	8	24	40	DMS 123		73,3	64,1				
145	I4C-080328-09	H	I	0,4	8	16	20	(DMS 12) Mitte (DMS 34)		69,6				21,1	
147	I4C-080328-11	H	I	0,4	8	16	20	(DMS 12)		84,8	139,2				
149	I4C-080328-13	H	I	0,4	8	24	20	DMS 12 Mitte DMS 34		11,4 32,9	12,5 48,1			31,7	
150	I4C-080328-14	H	I	0,4	8	24	20	(DMS 12)		181,8 *)					
154	III7C-080328-06	I	III/A	0,7	8	24	20	DMS 34		41,9	23,4				
156	III7C-080328-08	I	III/A	0,7	8	24	20	DMS 12		33,0	16,4				
157	III7CC-080523-05	J	III/A	0,7	8	24	20	DMS 12 DMS 34	526,0 430,4						

*) Die hohe Korrosionsrate wurde durch einen breiten Riss in der Betondeckung hervorgerufen, der spät bemerkt wurde und daher über längere Zeiträume ursächlich für eine hohe Korrosionsgeschwindigkeit war.

A.7 Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie

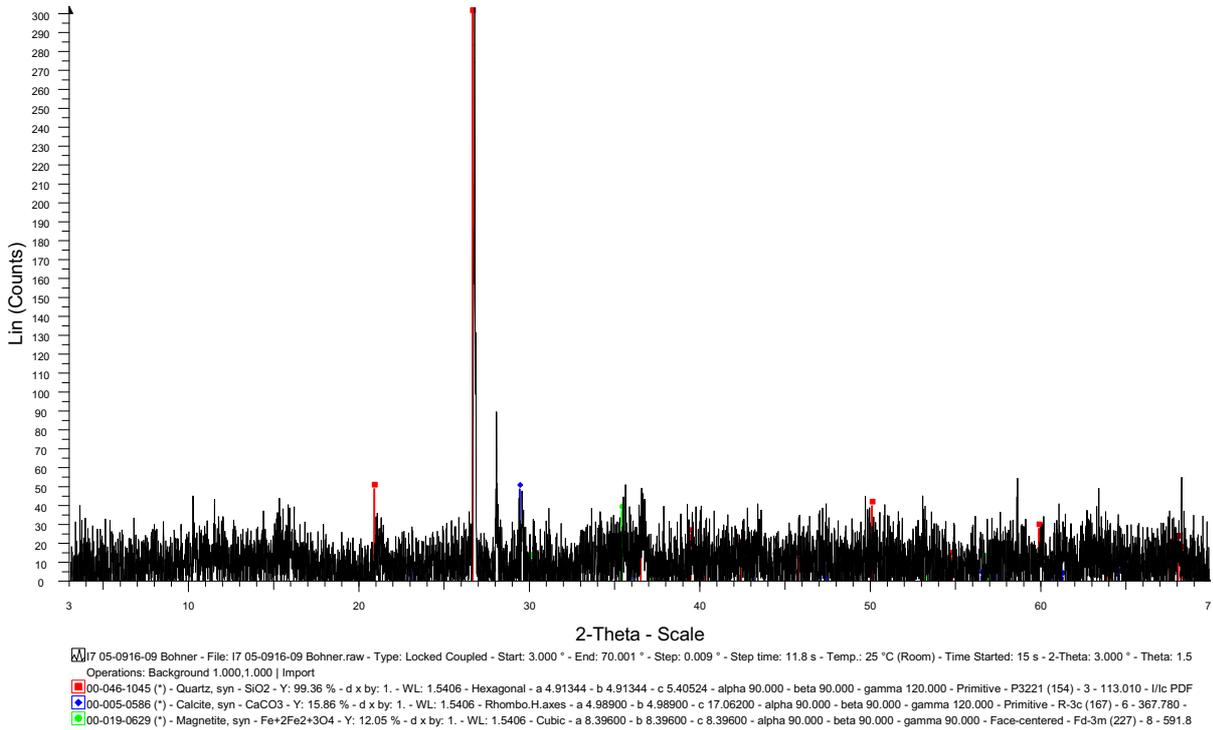


Abb. A-46 Ergebnis einer röntgendiffraktometrischen Untersuchung an Korrosionsprodukten aus dem Korrosionszylinder 40 (I7-050916-09) mit karbonatisierungsinduzierter Korrosion; Beton B, CEM I, w/z = 0,7

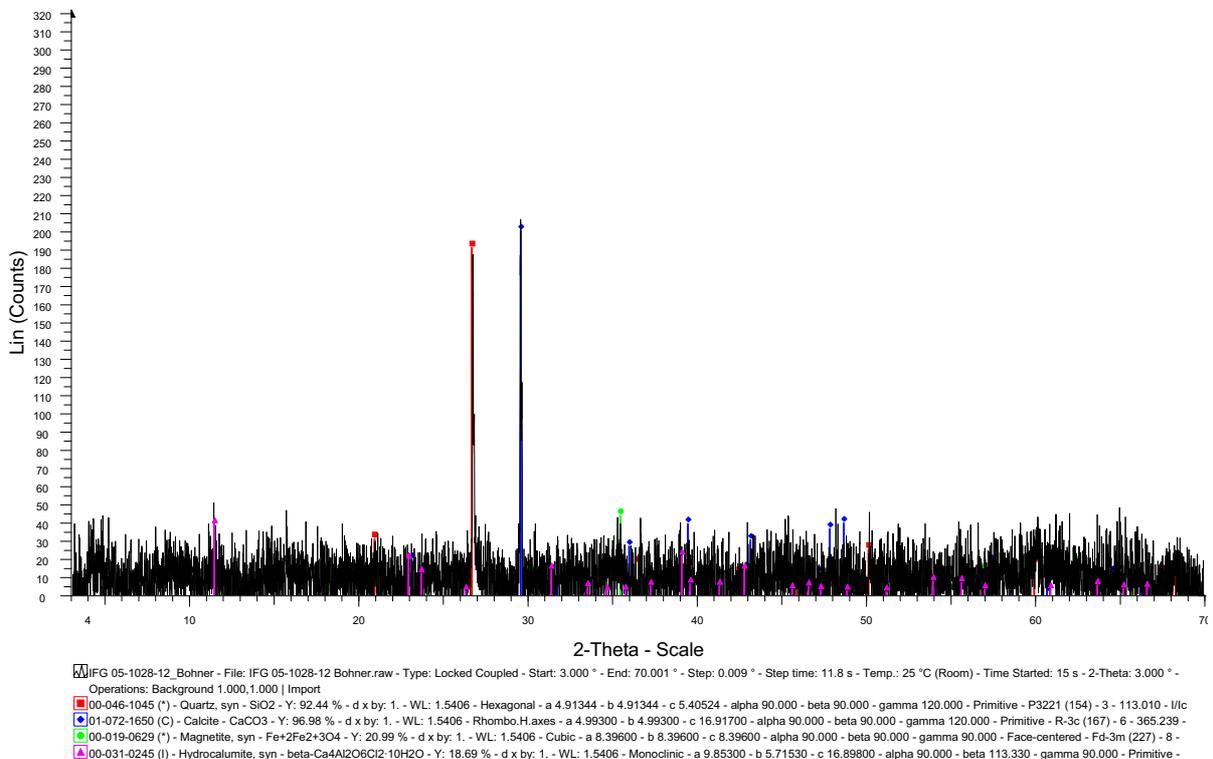


Abb. A-47 Ergebnis einer röntgendiffraktometrischen Untersuchung an Korrosionsprodukten aus dem Korrosionszylinder 121 (I7C-051028-12) mit chloridinduzierter Korrosion; Beton F, CEM I, w/z = 0,7

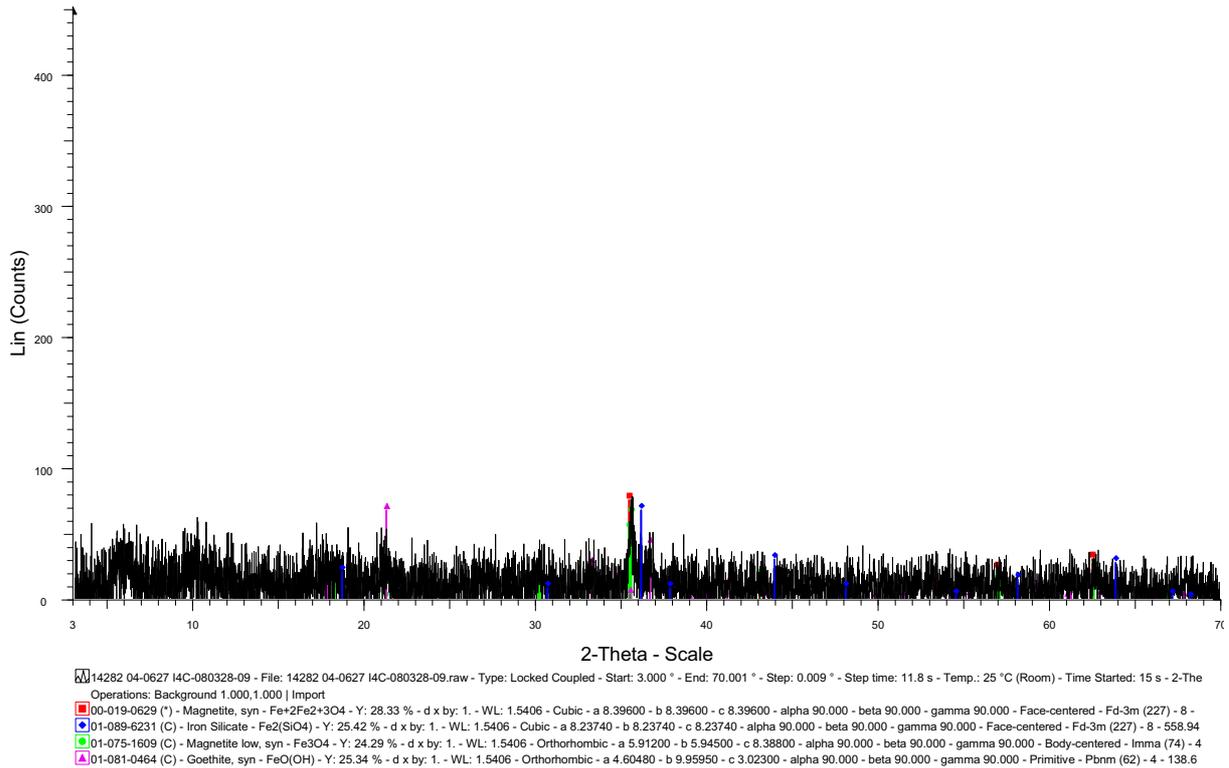


Abb. A-48 Ergebnis einer röntgendiffraktometrischen Untersuchung an Korrosionsprodukten aus dem Korrosionszylinder 145 (I4C-080328-09) mit chloridinduzierter Korrosion; Beton H, CEM I, w/z = 0,4

A.8 Ergebnisse der Raman-Spektroskopie

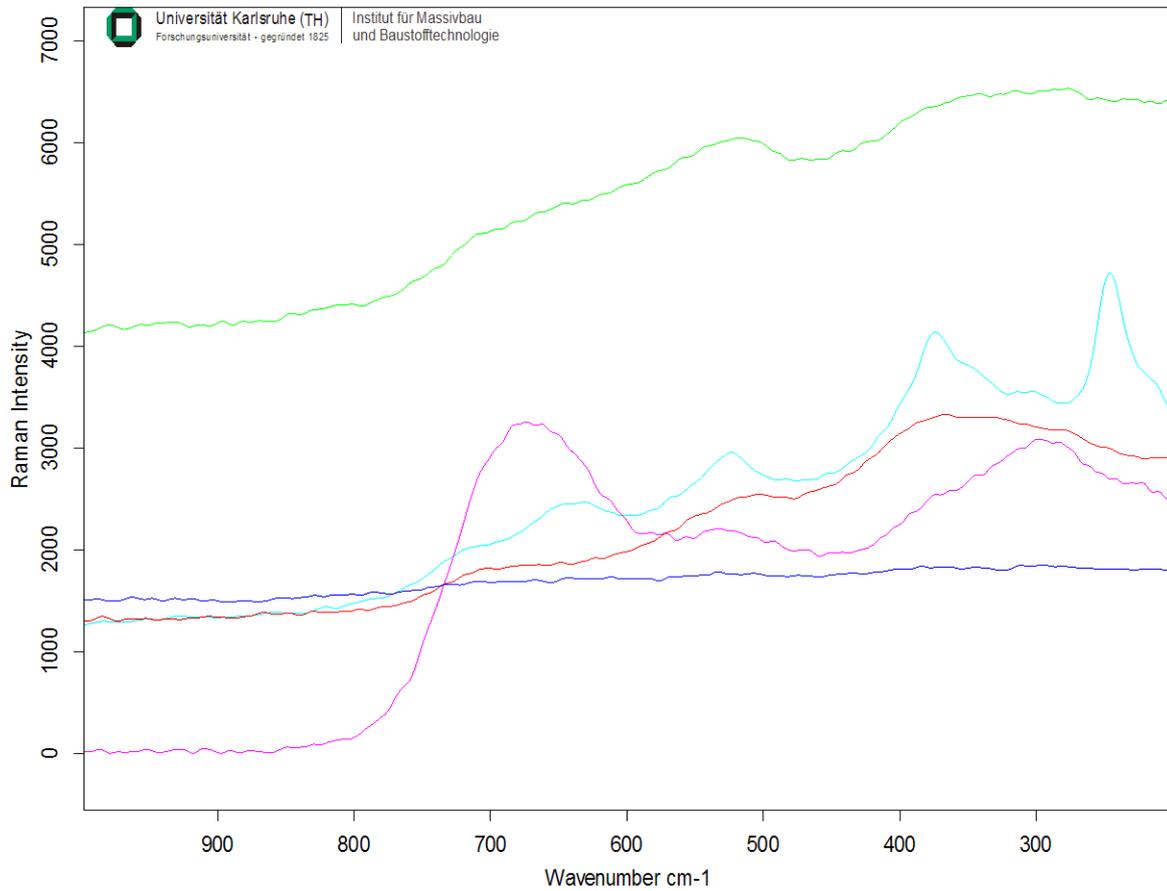


Abb. A-49 Ergebnis einer Raman-Spektroskopie an Korrosionsprodukten aus dem Korrosionszylinder 118 (I7C-080328-04) mit chloridinduzierter Korrosion; Beton F, CEM I, w/z = 0,7

Anhang B

Anlagen zu den numerischen Untersuchungen

B.1 Herleitung der Beanspruchungsfunktion

Im Folgenden werden die mathematischen Herleitungen der in den numerischen Berechnungen implementierten Belastungsfunktionen näher erläutert. Für weitere Details zur numerischen Umsetzung, siehe [129].

B.1.1 Radiuszunahme infolge Bewehrungskorrosion

Das Volumen der Korrosionsprodukte kann anhand folgender Gleichung abgeschätzt werden [136]:

$$V_{\text{corr}} = \lambda \cdot \gamma \cdot \left(\pi \cdot \frac{d_s^2}{4} \right) \cdot b \quad (\text{B-1})$$

mit V_{corr} = Volumen des Rostes [mm^3], λ = Volumenrate [-], γ = auf das Ausgangsvolumen bezogener Volumenabtrag [-], d_s = Stabdurchmesser [mm], b = Einheitsdicke des betrachteten scheibenförmigen Proben-/Modellkörpers [mm] (Anmk.: Dicke einer aus dem Korrosionszylinder „ausgeschnittenen“ Scheibe).

Hierbei entspricht γ dem auf das Ausgangsvolumen des Stabstahls bezogenen Volumenabtrag pro Längeneinheit und nimmt Werte zwischen 0 und 1,0 an. Keine Korrosion wird dabei dem Wert $\gamma = 0$ zugeordnet, $\gamma = 1,0$ bedeutet, dass der gesamte Stabstahlquerschnitt korrodiert ist. Somit gilt der folgende Zusammenhang:

$$\gamma = \frac{A_s - A_{s,\text{reduced}}}{A_s} \quad (\text{B-2})$$

mit A_s = (unkorrodiertes) Stabstahlquerschnitt [mm^2]

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \quad (\text{B-3})$$

und $A_{s,\text{reduced}}$ = Restquerschnitt des korrodierenden Stabstahls [mm^2]

$$A_{s,\text{reduced}} = \frac{\pi}{4} \cdot (d_s - 2x_{\text{corr}})^2 \quad (\text{B-4})$$

mit x_{corr} = Korrosionsabtrag [mm].

Durch Einsetzen der Gleichungen B-3 und B-4 in Gleichung B-2 ergibt sich:

$$\gamma = 1 - \left(1 - \frac{2x_{\text{corr}}}{d_s}\right)^2 \quad (\text{B-5})$$

Das Rostvolumen V_{corr} muss darüber hinaus der Differenz aus dem Gesamtvolumen des Stabstahls inklusive Rost V_{tot} und dem infolge der Korrosion reduzierten Stabstahlvolumen $V_{s,\text{reduced}}$ entsprechen:

$$V_{\text{corr}} = V_{\text{tot}} - V_{s,\text{reduced}} = \left(\frac{\pi}{4} \cdot ((d_s + 2\Delta r_{\text{corr}})^2 - (d_s - 2x_{\text{corr}})^2)\right) \cdot b \quad (\text{B-6})$$

mit V_{tot} = Gesamtvolumen aus Stabstahl und angelagertem Rost [mm^3], $V_{s,\text{reduced}}$ = Restvolumen des korrodierenden Stabstahles [mm^3], Δr_{corr} = Radiuszunahme des Stabstahls infolge Korrosion [mm].

Durch Gleichsetzen der mit den Gleichungen B-1 und B-6 beschriebenen Volumina V_{corr} und Auflösen nach Δr_{corr} erhält man Gleichung B-7. Mit ihr kann unter Kenntnis des Stahlabtrags x_{corr} die Radiuszunahme Δr_{corr} infolge Korrosion ermittelt werden:

$$\Delta r_{\text{corr}} = -\frac{d_s}{2} + \sqrt{\left(\frac{d_s}{2}\right)^2 - \frac{1}{4}\left(d_s^2 - (d_s - 2x_{\text{corr}})^2 - \lambda \cdot d_s^2 \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{2x_{\text{corr}}}{d_s}\right)^2\right)\right)} \quad (\text{B-7})$$

B.1.2 Erforderliche Radiuszunahme zur Füllung des Betonporenvolumens

Die Radiuszunahme $\Delta r_{\text{corr,p}}$, die zur vollständigen Füllung des in der Verbundzone zwischen Stahl und Beton vorhandenen Porenraums erforderlich ist, kann anhand nachfolgender Beziehungen beschrieben werden.

Zunächst lässt sich mithilfe der Gleichung B-8 das Volumen $V_{\text{corr,p}}$ ermitteln, dass zur vollständigen Füllung des Betonporenvolumens V_p und des zeitgleich durch den Stahlabtrag $x_{\text{corr,p}}$ entstehenden Volumens, erforderlich ist.

$$V_{\text{corr,p}} = V_p + \left(\frac{\pi}{4}(d_s^2 - (d_s - 2x_{\text{corr,p}})^2)\right) \cdot b \quad (\text{B-8})$$

mit $V_{\text{corr,p}}$ = zur Porenfüllung erforderliches Rostvolumen [mm³], V_p = für Rost zugängliches Betonporenvolumen [mm³], $x_{\text{corr,p}}$ = zur vollständigen Porenfüllung erforderlicher Korrosionsabtrag [mm].

Das zu einem beliebigen Zeitpunkt vorhandene Volumen des Rosts V_{corr} lässt sich allgemein anhand der folgenden Gleichung bestimmen.

$$V_{\text{corr}} = \lambda \cdot \frac{\pi}{4} (d_s^2 - (d_s - 2x_{\text{corr}})^2) \cdot b \quad (\text{B-9})$$

Für den Zeitpunkt, zu dem die für den Rost zugänglichen Betonporen vollständig gefüllt sind, gilt:

$$x_{\text{corr}} = x_{\text{corr,p}} \quad (\text{B-10})$$

Durch Gleichsetzen der mit den Gleichungen B-8 und B-9 beschriebenen Volumina $V_{\text{corr,p}}$ bzw. V_{corr} kann folglich unter Kenntnis des Porenvolumens V_p der Stahlabtrag $x_{\text{corr,p}}$ ermittelt werden, der zur Füllung der Poren erforderlich ist. Er ergibt sich somit nach folgender Beziehung:

$$x_{\text{corr,p}} = -0,5 \cdot \frac{d_s \cdot (1 - \lambda)}{\lambda - 1} - \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{d_s \cdot (1 - \lambda)}{\lambda - 1} \right)^2 - \frac{1}{\pi} \cdot \frac{V_p}{\lambda - 1}} \quad (\text{B-11})$$

Das Einsetzen von $x_{\text{corr,p}}$ aus Gleichung B-11 in Gleichung B-7 ergibt die entsprechende Radiuszunahme $\Delta r_{\text{corr,p}}$, die zur Füllung des für Rost zugänglichen Betonporenvolumens V_p erforderlich ist.

B.1.3 Erforderliche Radiuszunahme zur Füllung von Rissen im Beton

Unter Kenntnis des Rissvolumens V_{crack} , das sich mit Korrosionsprodukten füllen kann, ist es möglich, den entsprechenden Stahlabtrag $x_{\text{corr,crack}}$ analog zur Vorgehensweise bei der Herleitung von $x_{\text{corr,p}}$ zu bestimmen (siehe Abschnitt B.1.2):

$$x_{\text{corr,crack}} = -0,5 \cdot \frac{d_{s,\text{crack}} \cdot (1 - \lambda)}{\lambda - 1} - \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{d_{s,\text{crack}} \cdot (1 - \lambda)}{\lambda - 1} \right)^2 - \frac{1}{\pi} \cdot \frac{V_{\text{crack}}}{\lambda - 1}} \quad (\text{B-12})$$

mit $x_{\text{corr,crack}}$ = zur Rissfüllung erforderlicher Korrosionsabtrag [mm], $d_{s,\text{crack}}$ = Durchmesser des korrodierenden Stabstahls zum Zeitpunkt der Rissbildung [mm], V_{crack} = Rissvolumen [mm³].

Das erforderliche Rissvolumen V_{crack} ergibt sich hierbei aus der Summe der Produkte der Risslänge mit der halben Rissbreite für alle relevanten Risse. Die entsprechende Radiuszunahme $\Delta r_{\text{corr,crack}}$, die zum Füllen der Risse mit Rost erforderlich ist, kann durch Einsetzen von $x_{\text{corr,crack}}$ aus Gleichung B-12 in Gleichung B-7 ermittelt werden.

B.2 Verwendete Finite-Element-Netze

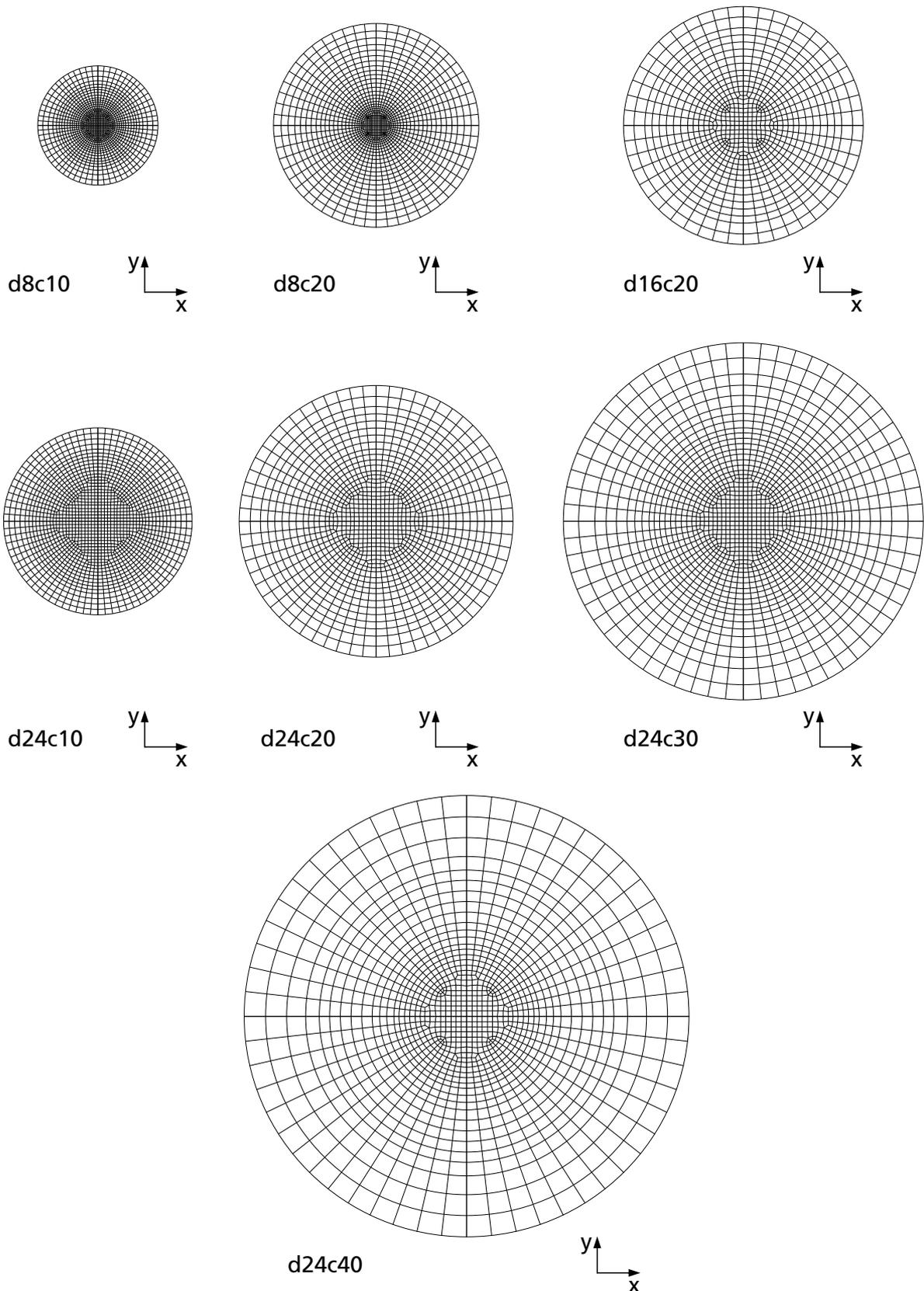


Abb. B-1 Zur numerischen Berechnung der Korrosionszylinder verwendete zweidimensionale Finite-Element-Netze

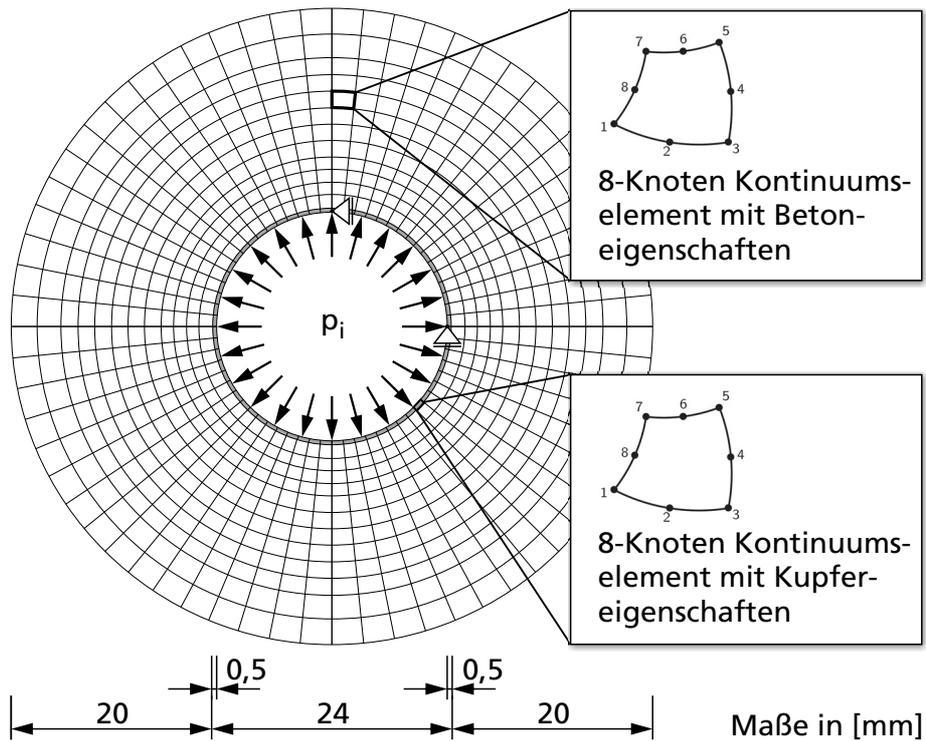
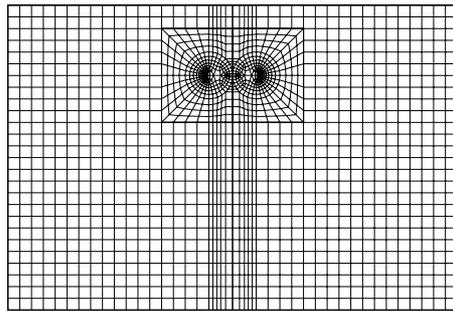
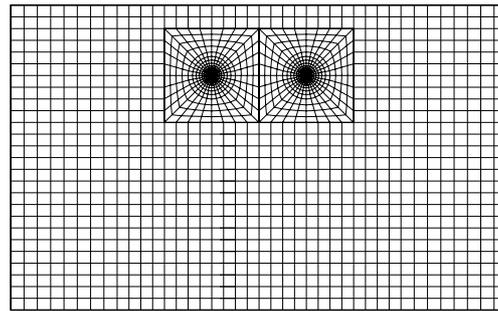


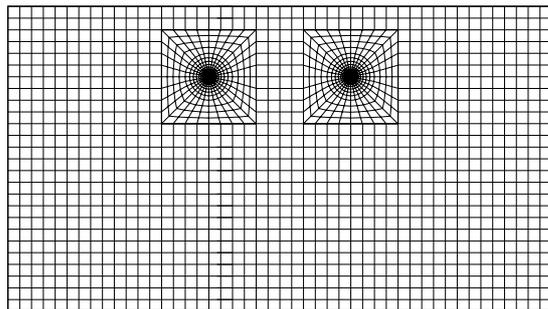
Abb. B-2 Zweidimensionales Finite-Element-Netz eines Hohlzylinders des Modells d24c20 (siehe Tabelle 4-1) mit hydrostatischem Innendruck p_i ; dem Kupferrohr wurde im Modell eine Zugfestigkeit von $R_{m,copper} = 269 \text{ N/mm}^2$ und ein E-Modul von $E_{copper} = 132 \text{ kN/mm}^2$ zugewiesen; die übrigen Eigenschaften des numerischen Modells wurden analog zu den Korrosionszylindermodellen gewählt (siehe Abschnitte 4.2 und 4.3)



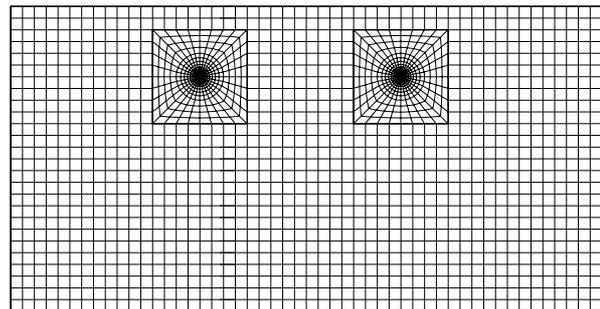
d20c20 a0



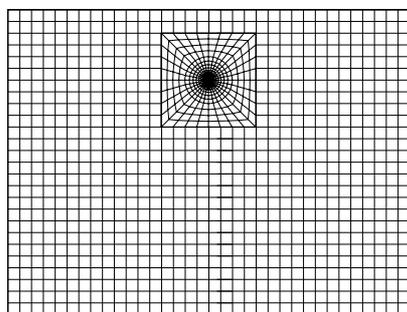
d20c20 a1



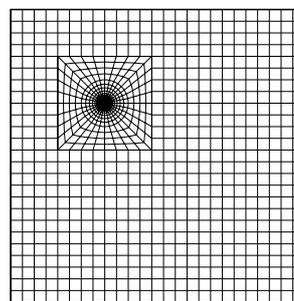
d20c20 a2



d20c20 a3



d20c20



d20c30



Abb. B-3 Zur numerischen Berechnung der Korrosion eines Einzelstabes, eines Eckstabes sowie benachbarter Bewehrungsstäbe verwendete zweidimensionale Finite-Element-Netze

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name	Edgar Andreas Bohner
Geburtsdatum	02.09.1973
Geburtsort	Friedrichshafen, Deutschland
Staatsangehörigkeit	deutsch
Familienstand	verheiratet, zwei Kinder

Berufliche Tätigkeit

seit 08/2013	VTT Technical Research Centre of Finland, Espoo, Finnland <i>Senior Scientist</i>
09/2012 - 07/2013	SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH, Karlsruhe <i>Projektleiter</i>
05/2004 - 08/2012	Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe <i>Wissenschaftlicher Mitarbeiter</i> <i>Leiter der Fachgruppe II Werkstoffmechanik, Versagensmechanismen und Instandsetzung (12/2009 - 08/2012)</i> <i>Lehrstuhlassistent (01/2005 - 12/2009)</i>
05/2001 - 04/2004	Prof. Müller + Dr. Günter, Ingenieurgesellschaft Bauwerke GmbH, Karlsruhe <i>Projektleiter</i>

Ausbildung

- | | |
|--|--|
| 10/1994 - 04/2001 | Universität Karlsruhe (TH), Fakultät für Bauingenieur
und Vermessungswesen, Karlsruhe
<i>Studium des Bauingenieurwesens</i>
<i>Diplom (05/2001)</i> |
| 02/2000 - 12/2000
08/1997 - 06/1998 | Royal Institute of Technology (KTH), Faculty of Civil
Engineering, Stockholm, Schweden
<i>Studium des Bauingenieurwesens</i>
<i>Master of Science (12/2000)</i> |
| 06/1993 - 08/1994 | Stiftung Liebenau, Meckenbeuren
<i>Zivildienst</i> |
| 09/1984 - 05/1993 | Montfort Gymnasium, Tett nang
<i>Allgemeine Hochschulreife (05/1993)</i> |
| 09/1980 - 07/1984 | Grundschule, Tett nang |

