

AUSWIRKUNGEN DER BEWEHRUNGSKORROSION AUF DEN VERBUND
ZWISCHEN STAHL UND BETON

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

von

Christian Fischer
aus Leipzig

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. habil. Joško Ožbolt
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen

Tag der mündlichen Prüfung: 15. Mai 2012

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

2012

VORWORT

„Dass etwas schwer ist, muss ein Grund mehr sein, es zu tun.“

Diese Worte von Rainer Maria Rilke machen Mut, sich der Herausforderung zu stellen – auch und gerade wenn es schwer ist. Es bleibt zu hoffen, dass die vorliegende Arbeit als Ergebnis einer großen Herausforderung einen Beitrag zum besseren Verständnis und zur Bewertung des Verbundes zwischen Stahl und Beton unter Einfluss von Bewehrungskorrosion leisten kann. Jedoch wäre diese Arbeit ohne die Unterstützung und das Engagement einer Vielzahl von Personen nicht in der vorliegenden Art und Weise möglich gewesen. Dafür möchte ich mich an dieser Stelle herzlich bedanken.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater, Herrn Prof. Joško Ožbolt, für seine unermüdliche Unterstützung, sein fortwährendes Vertrauen und für seine hervorragende fachliche Betreuung. Die mir geschenkte Zeit für fachliche und darüber hinausgehende Gespräche hat zum Vollenden dieser Arbeit substantiell beigetragen. Herrn Prof. Christoph Gehlen möchte ich neben der Übernahme des Mitberichtes besonders für die Ermöglichung der Bearbeitung dieses Themas und die wertvollen Diskussionen während der Entstehung dieser Arbeit danken. Herrn Prof. Fritz Berner danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

An dieser Stelle möchte ich mich auch bei den Professoren, Mitarbeitern und Mitstreitern der DFG-Forschergruppe 537 „Modellierung des Schadensfortschritts bei Korrosion von Stahl in Beton und Bemessung von Stahlbetonbauteilen auf Dauerhaftigkeit“ für die wertvollen Diskussionen und Erfahrungen im Rahmen der regelmäßigen Projekttreffen bedanken. Die Ergebnisse der Forschergruppe, auch eigene, werden in der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton veröffentlicht.

Sowohl der Deutschen Forschungsgemeinschaft, als auch dem Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart sei an dieser Stelle für die entstandene Möglichkeit zur Promotion gedankt.

Meinen Hiwis Alexander Schief, Christian Schwab, Michael Störrlein, Sebastian Weidner und Wolfgang Ebner danke ich aufrichtig für die vielen mühevollen Stunden. Den Herren Mirko Salowsky und Gerhard Onuseit danke ich an dieser Stelle herzlich für die Unterstützung bei den Korrosionsuntersuchungen. Bei Herrn Dr. Klaus Menzel möchte ich mich für die Einblicke in die Tiefen der Stahlkorrosion und die damit verbundenen wertvollen Diskussionen bedanken. Dank gilt auch Herrn Dr. Friedrich Grüner für die wertvollen Gespräche zum Thema mineralische Bindemittel und die Möglichkeit zur Mikroskopie. Herrn Prof. Hans-Wolf Reinhardt danke ich sowohl für die sehr wertvollen fachlichen Diskussionen als auch für die Möglichkeit zur Vollendung dieser Arbeit.

Frau Monika Werner danke ich sehr herzlich für die unermüdlich bibliothekarische und auch sonstige Unterstützung, die zum Gelingen der Arbeit beigetragen hat. Frau Simone Stumpp danke ich herzlich für das aufmerksame Korrekturlesen der Arbeit. Herrn Alexander Assmann danke ich sowohl für das aufmerksame Korrekturlesen der Arbeit und die konstruktiven Anmerkungen als auch für die Vielzahl von (Fach-) Gesprächen. Herrn Dr. Goran Periškić danke ich für seine Anmerkungen nach dem Lesen des FE-Teils der Arbeit. Den Herren Philipp Grosser und Dr. Georg Welz danke ich aufrichtig für die fachlichen Diskussionen und die moralische Unterstützung zur Vollendung der Arbeit.

Dank gilt auch meinem Diplombetreuer Herrn Prof. Volker Slowik, ohne den ich den Weg der Promotion wahrscheinlich nicht eingeschlagen hätte.

Meinen Eltern Rosemarie und Willi Fischer danke ich für die mir geschenkte Liebe und Unterstützung sowie die Freiheit, meinen eigenen Weg zu gehen.

Angelika Fischer kennt die Höhen und Tiefen des Entstehungsprozesses dieser Arbeit wohl wie kein anderer Mensch. Dank ihres Verständnisses, ihrer Zuneigung und Unterstützung liegt diese Arbeit nun hier so wie sie ist. Angelika, dir gilt mein höchster Dank.

Stuttgart, Juli 2012
Christian Fischer

KURZFASSUNG

Die carbonatisierungs- und chloridinduzierte Bewehrungskorrosion beeinflusst das Tragverhalten von Stahlbetonbauwerken und verkürzt infolgedessen deren Lebensdauer. Dies kann im Wesentlichen durch folgende drei Punkte geschehen: (i) durch den Verlust des Stahlquerschnittes, (ii) durch den Verlust des Betonquerschnittes aufgrund von Rissbildung und Abplatzungen sowie (iii) durch den Verlust der Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton. Die vorliegende Arbeit beschränkt sich auf die Untersuchungen zum Einfluss der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton.

Aufgrund der Verbundforschung im letzten Jahrhundert bieten die heute verwendeten gerippten Bewehrungsstähe in Verbindung mit den Mindestwerten der Betondeckung (deren Abmessungen mehr durch Dauerhaftigkeitsaspekte als durch Tragfähigkeitsaspekte bestimmt werden) einen ausreichenden Verbund, der lediglich für die kritischen Bereiche der Verankerung und der Übergreifungsstöße nachzuweisen ist. Jedoch existieren keine normativ geregelten Vorgehensweisen zum Umgang mit durch Bewehrungskorrosion geschädigten Bauteilen. Mit dieser Arbeit soll ein Beitrag geleistet werden, der eine ingenieurmäßige Bewertung des durch Bewehrungskorrosion veränderten Verbundes zwischen Stahl und Beton erleichtert.

In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, welche Komponenten, die den Verbund gewährleisten, in welcher Art und Weise durch die Bewehrungskorrosion beeinflusst werden? Zur Lösung dieser Fragestellung wurden in der Vergangenheit vorrangig experimentelle Untersuchungen an unterschiedlichen Probekörpergeometrien durchgeführt. Dazu zählen zentrische und exzentrische Ausziehkörper sowie Versuche an Biegebalken. Es wurden sowohl Untersuchungen mit als auch ohne Querbewehrung, die in dieser Arbeit einheitlich als Bügel bzw. Bügelbewehrung bezeichnet wird, durchgeführt. Aufgrund der langen Zeiträume sowohl für die Depassivierung der Betondeckung als auch für den Fortschritt der Bewehrungskorrosion, wurden nahezu alle bisherigen Untersuchungen diesbezüglich beschleunigt. In vorangegangenen Untersuchungen wurde jedoch festgestellt, dass der Grad der Beschleunigung einen Einfluss auf den Zeitpunkt der Erstrissbildung und auf die Verbundfestigkeitsänderung hat. Sowohl diese Tatsache, als auch die große Vielzahl an unterschiedlichen Probekörpern hat zu einer großen Streuung der Verbundfestigkeitswerte in Bezug auf die Korrosion der Bewehrung geführt. Aus diesem Grund ist es bisher schwierig, die geometrischen und korrosionsbeeinflussenden Parameter bestimmten Auswirkungen auf das Verbundverhalten zuzuordnen.

Als Beitrag zur Entflechtung dieser Problematik wurden experimentelle Untersuchungen an Balkenend-Probekörpern durchgeführt, welche als Basis für die grundlegenden Mechanismen des Verbundes unter korrosivem Angriff dienen. Die Korrosion der Bewehrung wurde potentiostatisch beschleunigt, jedoch erfolgte dies im Vergleich zu den bisherigen Untersuchungen auf die schonendste Weise mit lediglich fünffach überhöhter maximal in der Natur auftretender Korrosionsrate. Zu den Untersuchungsschwerpunkten zählten die Art und die Verteilung der Korrosionsprodukte, der Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und messbarer Rissbreite in der Betondeckung und die Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf die Stabendverschiebung und die Verbundfestigkeit. Die Untersuchungen erfolgten getrennt nach Probekörpern mit und ohne Bügelbewehrung, wobei die Probekörper mit Bügelbewehrung nochmals in zwei Gruppen unterteilt wurden. Zum einen waren die Bügel elektrisch mit den Längsstäben verbunden, sodass auch die Bügel beschleunigt korrodierten. Zum anderen wurden die Bügel elektrisch von den Längsstäben entkoppelt, wodurch lediglich die Längsstäbe beschleunigt korrodierten. Auf diese Weise konnte eine qualitative Aussage zum Einfluss geschwächter Bügel auf das Verbundverhalten getroffen werden.

Anschließend wurden die ermittelten Ergebnisse im Kontext von Ergebnissen anderer Wissenschaftler diskutiert. Daraus konnten u. a. neue Erkenntnisse zur Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Beschleunigung der Bewehrungskorrosion gewonnen werden. Weiterhin konnten qualitative Aussagen zum Einfluss von Geometrieparametern wie Stabdurchmesser und Betondeckung auf die Verbundfestigkeitsänderung getroffen werden. Genauere Aussagen diesbezüglich wurden mithilfe numerischer Untersuchungen an FE-Modellen ermöglicht. Im Rahmen der numerischen Untersuchungen, die weitere, vor allem geometrische Parametervariationen abgedeckt haben, wurde der Einfluss von unterschiedlichen Stabdurchmessern mit jeweils verschiedenen Betondeckungen auf die Verbundfestigkeit zu unterschiedlichen Korrosionsstadien untersucht. Außerdem konnte mittels der numerischen Untersuchungen eine quantitative Aussage zur Auslastung der Bügelbewehrung getroffen werden.

Mit Hilfe der so gewonnenen Erkenntnisse wurde ein Modell erstellt, mit dessen Hilfe eine Abschätzung der Restverbundtragfähigkeit möglich ist. Das Modell setzt sich aus der Berechnung der sog. Referenzverbundfestigkeit ohne Korrosionseinwirkung, einer Beschreibung der Abnahme der Umschließungswirkung des Betons und der Wirkung einer ggf. vorhandenen Bügelbewehrung zusammen, welche ebenfalls durch die Korrosionswirkung geschwächt wird. Dieses Modell grenzt sich einerseits gegen rein empirische Modelle ab, die aus der Regression von Versuchsdaten entstanden sind. Gegenüber den sehr komplexen analytischen Modellen besticht das vorgestellte Modell durch seine Simplität und anwenderfreundliche Form.

ABSTRACT

Carbonation and chloride induced reinforcement corrosion influences the load bearing behaviour of reinforced concrete structures and consequently shortens its durability. This occurs basically due to the following three points: (i) the loss of steel cross section, (ii) the loss of concrete cross-section due to cracking and spalling, and (iii) the loss of bond action between steel and concrete. The present work is limited to studies on the influence of chloride induced reinforcement corrosion on bond behaviour between steel and concrete.

Based on the research in the field of bond within the last century, now used ribbed reinforcement bars in combination with the minimum values of concrete cover (whose dimensions determined more by durability issues than load bearing concerns) offer an adequate bond, which is demonstrated only for the critical areas of anchorage zones and lapped splices. However, no normative regulated procedures exist for dealing with damaged parts caused by reinforcement corrosion. This work is a contribution that facilitates engineering judgment of the bond between steel and concrete changed by reinforcement corrosion.

In this context the question arises of which components to ensure bond integrity are affected in any manner by reinforcement corrosion? To solve these issue primarily experimental studies on different specimen geometries were performed in the past. These include concentric and eccentric pull-out specimens and bending beams. There have been studies performed both with and without transverse reinforcement, which is in this work uniformly called stirrup or stirrup reinforcement. Due to the long periods of time for both the depassivation of the concrete cover as well as the progress of reinforcement corrosion, almost all previous studies have been accelerated in this regard. In previous studies it was determined that the degree of acceleration affects the date of the initial cracking and the change in bond strength. Both, this fact and the great variety of different test specimens led to a large variation in bond strength values with respect to the corrosion of reinforcement. For this reason it has been difficult to assign the geometric and corrosion parameters to certain effects on the bond behaviour.

As a contribution to disentangle these issues, experimental studies on beam-end specimens were performed, which serve as the basis for the fundamental mechanisms of bond under corrosive attack. The corrosion of the reinforcement was accelerated potentiostatically, but this was done in comparison with the known studies in a most gentle manner with only five fold in excess of the maximum corrosion rate occurring in nature. The focus of the study was on the nature and distribution of corrosion products, the relationship between corrosion rate and measurable crack width in the concrete cover and the effects of reinforcement corrosion on bar end displacement as well as on bond strength. The tests were performed separately for specimens with and without stirrups, and the specimens with stirrups were further divided into two groups. First, the stirrups were electrically connected to the longitudinal bars, so that the stirrups corroded accelerated. Secondly, the stirrups were electrically decoupled from the longitudinal bars, whereby only the longitudinal bars corroded accelerated. This allowed a qualitative statement about the influence of weakened stirrups on bond behaviour.

Subsequently, the obtained results were discussed in the context of results from other researchers. From this e.g. new insights into the dependence of the bond strength of the acceleration of reinforcement corrosion are obtained. Furthermore qualitative statements about the influence of geometrical parameters such as bar diameter and concrete cover on the change of bond strength are made. More precise statements in this regard were possible by numerical studies of finite element models. As part of the numerical investigations, which covered especially more geometrical parameter variations, the influence of different bar diameters and concrete covers on bond strength at different stages of corrosion was investigated. In addition by means of numerical investigations, a quantitative statement on the utilization of the stirrup reinforcement could be made.

Using the above findings, a model was created that allows an estimation of the residual bond strength. The model consists of calculating the so-called reference bond strength with no corrosion effect, a description of the decrease in confining action of concrete and the effect if existing of a stirrup reinforcement, which is also weakened by corrosive action. This model distinguishes itself on one hand from purely empirical models that have emerged from the regression of experimental data. Compared to very complex analytical models, the proposed model impresses with its simplicity and user-friendly form.

1	EINLEITUNG	12
2	ZIELE UND VORGEHENSWEISE	13
3	GRUNDLAGEN	15
3.1	Verbundverhalten	15
3.1.1	Allgemeines	15
3.1.2	Wirkungsweise des Verbundes in Stahlbetonbauteilen	15
3.1.3	Übertragung der Verbundkräfte unter Verwendung gerippter Bewehrungsstäbe	16
3.2	Korrosion von Stahl in Beton	18
3.2.1	Allgemeines	18
3.2.2	Passivität und Depassivierung von Stahl in Beton	19
3.2.3	Fortschritt der Korrosion von Stahl in Beton	21
3.2.4	Quantifizierung der Korrosion	22
4	STAND DER FORSCHUNG ZUM VERBUNDVERHALTEN KORRODIERTER BEWEHRUNG IN BETON.....	25
4.1	Allgemeines	25
4.2	Experimentelle Untersuchungen	25
4.2.1	Ergebnisüberblick	25
4.2.2	Einfluss der Probekörpergeometrie und der Lage des Bewehrungsstabes	29
4.2.3	Einfluss der beschleunigten Korrosion durch anodische Polarisation	32
4.2.4	Einfluss der Lagerungsbedingungen	34
4.3	Numerische Untersuchungen	34
4.4	Modellansätze.....	37
5	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	40
5.1	Auswahl des Probekörpers.....	40
5.2	Konditionierung der Probekörper.....	42
5.3	Versuchsanordnung.....	43
5.4	Materialparameter der verwendeten Werkstoffe	44
6	ERGEBNISSE DER EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN	46
6.1	Unkorrodierte Referenzproben	46
6.1.1	Allgemeines	46
6.1.2	Verbundfestigkeiten und Verformungsverhalten der Referenzproben	46
6.1.3	Verbundfestigkeiten und Verformungsverhalten im Vergleich zu RILEM Pull-out-Tests	48
6.2	Korrosionsabtrag und Rissbildung.....	49
6.2.1	Allgemeines	49
6.2.2	Charakterisierung der Korrosionsprodukte.....	50
6.2.3	Verteilung der Korrosionsprodukte	53
6.2.4	Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite	60
6.2.5	Rissverlauf am Probenquerschnitt.....	65
6.3	Auswirkungen auf das Verformungsverhalten.....	67
6.3.1	Allgemeines	67
6.3.2	Probekörper ohne Bügel.....	67
6.3.3	Probekörper mit Bügeln.....	68
6.3.4	Verzahnungswirkung Stahl-Korrosionsprodukt-Beton.....	69
6.3.5	Diskussion der Ergebnisse	69
6.3.6	Auswahl zu betrachtender Untersuchungsergebnisse	70

6.4	Auswirkungen auf die Verbundfestigkeit	72
6.4.1	Allgemeines	72
6.4.2	Probekörper ohne Bügel.....	72
6.4.3	Probekörper mit Bügeln	75
6.4.4	Diskussion der Ergebnisse	79
7	NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN	88
7.1	Allgemeines	88
7.2	Untersuchte Geometriekombinationen	88
7.3	Finite-Elemente-Programm MASA	89
7.3.1	Allgemeines	89
7.3.2	Microplane-Materialmodell.....	89
7.3.3	Lokalisierungsbegrenzer.....	90
7.3.4	Materialmodelle und Elemente für Stahl und Beton	90
7.4	Modellbeschreibung.....	91
7.4.1	Allgemeines	91
7.4.2	Diskretisierung, Korrosions- und Lastannahmen	91
7.4.3	Wahl der Materialparameter	93
8	ERGEBNISSE DER NUMERISCHEN UNTERSUCHUNGEN.....	98
8.1	Allgemeines	98
8.2	Einfluss von Stabdurchmesser und Betondeckung auf die Verbundfestigkeitsabnahme	98
8.3	Auslastung der Bügelbewehrung.....	103
9	MODELL ZUR AUSWIRKUNG DER BEWEHRUNGSKORROSION AUF DIE VERBUNDFESTIGKEIT	108
9.1	Modellüberblick.....	108
9.2	Bestimmung der Verbundfestigkeit ohne Korrosionseinwirkung	109
9.3	Bestimmung der Verbundfestigkeit mit Korrosionseinwirkung	113
9.3.1	Anteil aus der Umschließungswirkung des Betons	113
9.3.2	Anteil aus der Umschließungswirkung der Bügel.....	118
9.4	Anwendung des Modells.....	120
10	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	122

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

A_f	Fläche unter dem „plastischen“ Bereich der Spannungs-Dehnungs-Kurve
A_{st}	Bügelquerschnittsfläche
b_{pr}	Bereich des Stabumfanges, der aufgrund der Konsolwirkung an den Beton gepresst wird
c	Betondeckung
c_1	geringere Betondeckung aus zwei Werten
c_2	größere Betondeckung aus zwei Werten
c/d	Verhältnisswert aus Betondeckung zu Stabdurchmesser
$C(l_{cr})$	konsollängenabhängige Federkonstante
d	Stabdurchmesser
d_0	Referenzwert des Stabdurchmessers
d_{st}	Bügeldurchmesser
e	Risslänge
DTP-BT	Direct Tension Pullout Bond Test
e_{eff}	effektive Risslänge
E_c	Elastizitätsmodul des Betons
E_{corr}	Elastizitätsmodul der Korrosionsprodukte
E_n	Verfestigungsmodul des Stahls
E_s	Elastizitätsmodul des Stahls
f_b	Verbundfestigkeit
$f_b^0(x_{corr})$	Verbundfestigkeit aus Adhäsionswirkung
$f_{b,c}$	Verbundfestigkeit aus Umschließungswirkung Beton
$f_{b,corr}$	Verbundfestigkeit nach Korrosionseinwirkung
$f_{b,el}$	Verbundfestigkeit nach elastischem Ansatz
$f_{b,pcr}$	Verbundfestigkeit nach teilweise gerissenem Ansatz
$f_{b,pl}$	Verbundfestigkeit nach plastischem Ansatz
$f_{b,ref}$	Referenzverbundfestigkeit aus Betonumschließung ohne Korrosionseinwirkung
$f_{b,soft}$	Entfestigungsanteil der Verbundfestigkeit
$f_{b,st}$	Verbundfestigkeit aus Umschließungswirkung Bügel
$f_{brel,c}$	Relativwert der Umschließungswirkung Beton (bezogen auf die Referenzverbundfestigkeit)
f_c	Druckfestigkeit des Betons
f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons
f_R	bezogene Rippenfläche
f_t	Zugfestigkeit des Stahls
f_y	Streckgrenze des Längsstabes
$f_{y,st}$	Streckgrenze der Bügel
F	Faraday Konstante
F_K	Konsolkraft aus Korrosionswirkung
F_R	resultierende Kraft aus Korrosionswirkung
FRC	Beton mit Faserzugabe
G_C	Bruchenergie des Betons unter Druckbeanspruchung
G_F	Bruchenergie des Betons unter Zugbeanspruchung
h	Elementgröße
h_K	Konsolhöhe
i_{corr}	Stromdichte
k	Konstante in Gleichung (38)
$k(x_{corr})$	Faktor in Abhängigkeit der Rippengeometrie

k_e	Faktor zur Berücksichtigung des Zusammenhangs aus Korrosionsabtrag und Expansion
k_g	Faktor in Abhängigkeit der Geometrie (Stabdurchmesser und c/d-Verhältnis)
k_{st}	Faktor in Abhängigkeit einer Querbewehrung
k_v	Volumenfaktor aus Korrosionsprodukt zu Eisen
$k_{v,eff}$	effektiver Volumenfaktor aus Korrosionsprodukt zu Eisen
$k_{v,num}$	numerisch angenommener Volumenfaktor aus Korrosionsprodukt zu Eisen
l_{conc}	maximale Risslänge
l_{cr}	interne Risslänge = Konsollänge
l_e	Einleitungslänge der Verbundspannung
l_{unc}	ungerissener Bereich
L	Verbundlänge
L_b	Länge der Pendelstäbe in der Interfaceschicht
m	Masse bzw. Mittelwert
Δm	Masseverlust durch Korrosion
m_0	Ursprungsmasse ohne Korrosion
m_{loss}	prozentualer Masseverlust durch Korrosion
M	molare Masse
M_K	Moment der Konsole
n	Anzahl der Risse
NHE	Normalwasserstoffelektrode
$p_{corr}(x_{corr})$	Expansionsdruck der Korrosionsprodukte
$p_{max}(x_{corr})$	maximal aufnehmbarer Querdruck aller Umschließungsmechanismen
PZ	Portlandzementbeton
Q	Ladung
r	Radius des Längsstabes
Δr	freie Radiuszunahme
Δr_{eff}	effektive Radiuszunahme
r_{st}	Radius der Bügelbewehrung
s	Stabverschiebung bzw. Standardabweichung
s_f	Stabfrontverschiebung
s_r	Stabendverschiebung
$s_{r,lim,1}$	Grenzwert der Stabendverschiebung der Typ 1 Probekörper
$s_{r,lim,2,4}$	Grenzwert der Stabendverschiebung der Typ 2 und 4 Probekörper
$s_{r,lim,3}$	Grenzwert der Stabendverschiebung der Typ 3 Probekörper
$s_{r,lim,5,6}$	Grenzwert der Stabendverschiebung der Typ 5 und 6 Probekörper
s_{st}	Bügelabstand
sec_{loss}	prozentualer Querschnittsverlust durch Korrosion
SCE	Kalomelektrode
SFA	Beton mit Zusatzstoff Steinkohlenflugasche
t	Zeit
TEM	Two-Electrode-Method
Typ 1	Probekörper/FE-Modell mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung ohne Bügel
Typ 2	Probekörper/FE-Modell mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung mit Bügeln
Typ 3	Probekörper/FE-Modell mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung ohne Bügel
Typ 4	Probekörper/FE-Modell mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung mit Bügeln
Typ 5	Probekörper mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung mit Bügeln, die von der beschleunigten Korrosion entkoppelt sind

Typ 6	Probekörper mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung mit Bügeln, die von der beschleunigten Korrosion entkoppelt sind
w	korrosionsinduzierte Rissbreite in der Betondeckung
w_c	kritische Rissbreite, ab der keine Spannungen mehr übertragen werden können
w_K	Rissbreite am Bewehrungsstab = Biegung der Konsole am „freien“ Ende
x_{corr}	mittlerer Korrosionsabtrag
z	Ladungszahl des Ions
α	Neigung der Verbundkräfte gegen die Stabachse
β	Konstante in Gleichung (20)
γ	Winkel der internen Risse gegen die Betonoberfläche
ε_{corr}	Dehnung der Korrosionsprodukte
ε_{cr}	Betondehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit
λ	Konstante in Gleichung (21)
μ	Reibungskoeffizient bzw. Konstante in Gleichung (20)
ν_c	Querdehnzahl des Betons
ν_s	Querdehnzahl des Stahls
ρ	Dichte
$\sigma_c(x_{corr})$	aufnehmbare Spannung der Betondeckung
$\sigma_{conf}(x_{corr})$	aufnehmbare Spannung durch Querpressung
σ_{lat}	Quer zum Längsstab wirkende Spannung
$\sigma_{st}(x_{corr})$	aufnehmbare Spannung durch Bügelbewehrung
σ_{pr}	mittlere Druckspannung zwischen Längsstab und intaktem Betonquerschnitt hervorgerufen durch die Bügelumschließung (Anpressdruck)
τ	Verbundspannung
φ	Risswinkel der internen Risse aus w_K
Ψ	Faktor zur Berücksichtigung einer Bügelbewehrung

1 Einleitung

Der Stahlbetonbau stellt in der deutschen Bauindustrie die bedeutendste Bauweise dar. Neben den günstigen konstruktiven Aspekten der Kombination beider Werkstoffe verursacht die Alkalität des Betons eine natürliche Schutzwirkung auf der Stahloberfläche, die eine Korrosion des Stahls weitestgehend unterbindet. Unter bestimmten Umgebungsbedingungen, zu denen das Eindringen von Chloriden (bspw. aus Tausalzen oder Meerwasser) und die Carbonatisierung des Betons gehören, kann diese Schutzwirkung allerdings versagen. Die zeitliche Quantifizierung dieser Prozesse zur Abschätzung der Lebensdauer von Stahlbetonkonstruktionen ist eine bedeutsame Aufgabe sowohl im Rahmen der Planungsphase neuer Bauwerke als auch im Rahmen der Instandsetzung von Bestandsbauwerken. Stoffgesetze zur probabilistischen Beschreibung dieser sog. Einleitungsphase existieren bereits (*Gehlen 2000*).

Für eine wirtschaftliche Betrachtung der Lebensdauer von Bauteilen aus Stahlbeton bedarf es jedoch auch der Betrachtung der Vorgänge, die sich an die Einleitungsphase anschließen, da am Ende der Einleitungsphase streng genommen noch keine Korrosion bzw. Schädigung stattgefunden hat. In Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen und der konstruktiven Voraussetzungen kann sich der Zeitraum zwischen dem Ende der Einleitungsphase und dem Erreichen des Grenzzustandes, bei dem die Lebensdauer des Bauteils erreicht ist, über wenige Monate oder über mehrere Jahrzehnte erstrecken. Dieser Zeitraum wird als Schädigungsphase bezeichnet. Bisher wird aus Mangel an geeigneten Stoffgesetzen zur Beschreibung der Schädigungsphase die Einleitungsphase als maßgeblicher Grenzzustand für die Lebensdauer des betrachteten Bauteils definiert (*fib 2006*). Daraus wird ersichtlich, dass der Schädigungsphase, die mit dem Erreichen der Lebensdauer des betreffenden Bauteils abschließt, eine wesentliche Bedeutung zukommt.

Die Schädigungsphase kann in mehrere relevante Grenzzustände unterteilt werden. Durch die Korrosion der Bewehrung wird einerseits der Stahlquerschnitt reduziert. Andererseits bilden sich Korrosionsprodukte, der sog. Rost, deren Volumen größer als das des ursprünglichen Stahles ist. Die Volumenzunahme am Bewehrungsstahl erzeugt Spannungen im Betongefüge, die mit voranschreitender Korrosion zur Rissbildung führen. All diese Prozesse beeinflussen die Integrität des Stahlbetonbauteils. Zusammenfassend können daraus die folgenden Grenzzustände abgeleitet werden: (i) Rissbildung und Abplatzung, (ii) Querschnittsverlust Stahl und (iii) Verbundverlust. Alle drei Grenzzustände, sowie die zugrundeliegenden Prozesse und Zusammenhänge, wurden im Rahmen der DFG Forschergruppe 537 (*DFG-FOR 537 2011*) untersucht. Die vorliegende Arbeit baut auf dem Teilprojekt der Forschergruppe auf, das sich mit der Untersuchung zur Schädigung des Verbundes zwischen Stahl und Beton aufgrund der Bewehrungskorrosion befasste.

Obwohl die Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf den Verbund zwischen Stahl und Beton bekannt sind und bereits eine Vielzahl von vorrangig experimentellen Untersuchungen durchgeführt wurden, sind noch immer Fragen offen. Auch existiert bisher kein Modell zur Beschreibung der Schädigungsprozesse des Verbundes, das sowohl vom Umfang der benötigten Eingangsparameter als auch von Seiten der Komplexität handhabbar ist. Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag zur Schließung dieser Lücken leisten.

2 Ziele und Vorgehensweise

Aus der Einleitung wurde die Relevanz der untersuchten Thematik deutlich. Das grundlegende Ziel der Arbeit ergibt sich somit zur Erweiterung der bisherigen Ergebnisse hin zu einer belastbaren Einschätzung der relevanten Prozesse und Zusammenhänge, die das Verbundverhalten unter Korrosionseinwirkung beeinflussen. Anhand dieser Informationsbasis soll ein ingenieurmäßiges Modell entwickelt werden, mit dessen Hilfe eine Bewertung der Restverbundfestigkeit einer durch Korrosion angegriffenen Bewehrung erfolgen kann.

Über die grundlegenden Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf den Verbund besteht weitestgehend Einigkeit. Dazu zählt eine deutliche Abnahme der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion. Ist eine Querbewehrung vorhanden, so kann diese den Verbundfestigkeitsverlust teilweise oder vollständig kompensieren. Dieses grundlegende Wissen lässt jedoch Fragen offen. Folgende Punkte sollen in dieser Arbeit untersucht werden:

1. Welchen Einfluss haben Stabdurchmesser und Betondeckung auf die Veränderung der Verbundfestigkeit?
2. Wie beeinflusst die Korrosion das Verformungsverhalten des Verbundes?
3. Wie beeinflusst die Korrosion die Verbundfestigkeit?
4. Eine Querbewehrung hat einen positiven Einfluss auf die Restverbundfestigkeit bei Korrosionseinwirkung. Doch unterliegt eine Querbewehrung aufgrund der geringeren Betondeckung einer größeren Korrosionsbeanspruchung. Es stellt sich die Frage nach der Auslastung der Bügelbewehrung.
5. Wird die Verbundfestigkeit besser durch den mittleren Korrosionsabtrag oder die Rissbreite in der Betondeckung charakterisiert?

Daraus ergaben sich detailliertere Fragen zu den Korrosionsprodukten und der Rissbildung:

6. Welche Korrosionsprodukte bilden sich bei der moderat durchgeführten Beschleunigung der Korrosion? Sind es die Gleichen, die sich unter natürlichen Bedingungen bilden?
7. Wie sind die Korrosionsprodukte über den Stabumfang und innerhalb des umliegenden Betons verteilt? Daraus folgt die Frage, wie groß der Anteil an Korrosionsprodukten ist, der tatsächlich zum Aufbau des Expansionsdrucks beiträgt?

Zur Beantwortung der vorgenannten Fragen wurde ein Arbeitspaket aus experimentellen und numerischen Untersuchungen geschnürt. Dabei decken die experimentellen Untersuchungen die Fragen zum Festigkeits- und Verformungsverhalten unter Korrosionseinwirkung ab. Außerdem geben sie Aufschluss zur Verteilung der Korrosionsprodukte und zum Zusammenhang aus Korrosionsabtrag und Rissbreite. Schlussendlich dienen sie als Mittel zur Kalibrierung und Validierung des numerischen Modells. Mithilfe der numerischen Untersuchungen werden Antworten auf die Fragen nach dem Einfluss von Stabdurchmesser und Betondeckung auf die Verbundfestigkeit unter Korrosionswirkung erarbeitet. Außerdem kann die Auslastung der Bügelbewehrung untersucht werden.

Abschließend soll anhand der experimentellen und numerischen Ergebnisse ein Modell zur Beschreibung der Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf die Verbundfestigkeit erarbeitet werden. Mit diesem Modell soll die Möglichkeit zur Bestimmung der Verbundfestigkeit zu unterschiedlichen Korrosionszeitpunkten bestehen. Dabei soll sowohl der Einfluss der Betonumschließung als auch der Einfluss einer Bügelumschließung erfasst werden.

Die Vorgehensweise zur Beantwortung der o. g. Fragen ist nachfolgend in Form einer Übersichtsgrafik dargestellt. Die Gliederung der Arbeit in drei Schwerpunkte (i) experimentelle Untersuchungen (ii) numerische Untersuchungen und (iii) Modellbildung wird ersichtlich. Im Überblick sind den drei Schwerpunkten die entsprechenden Arbeiten sowie die zugehörigen Abschnitte in dieser Arbeit zugeordnet.

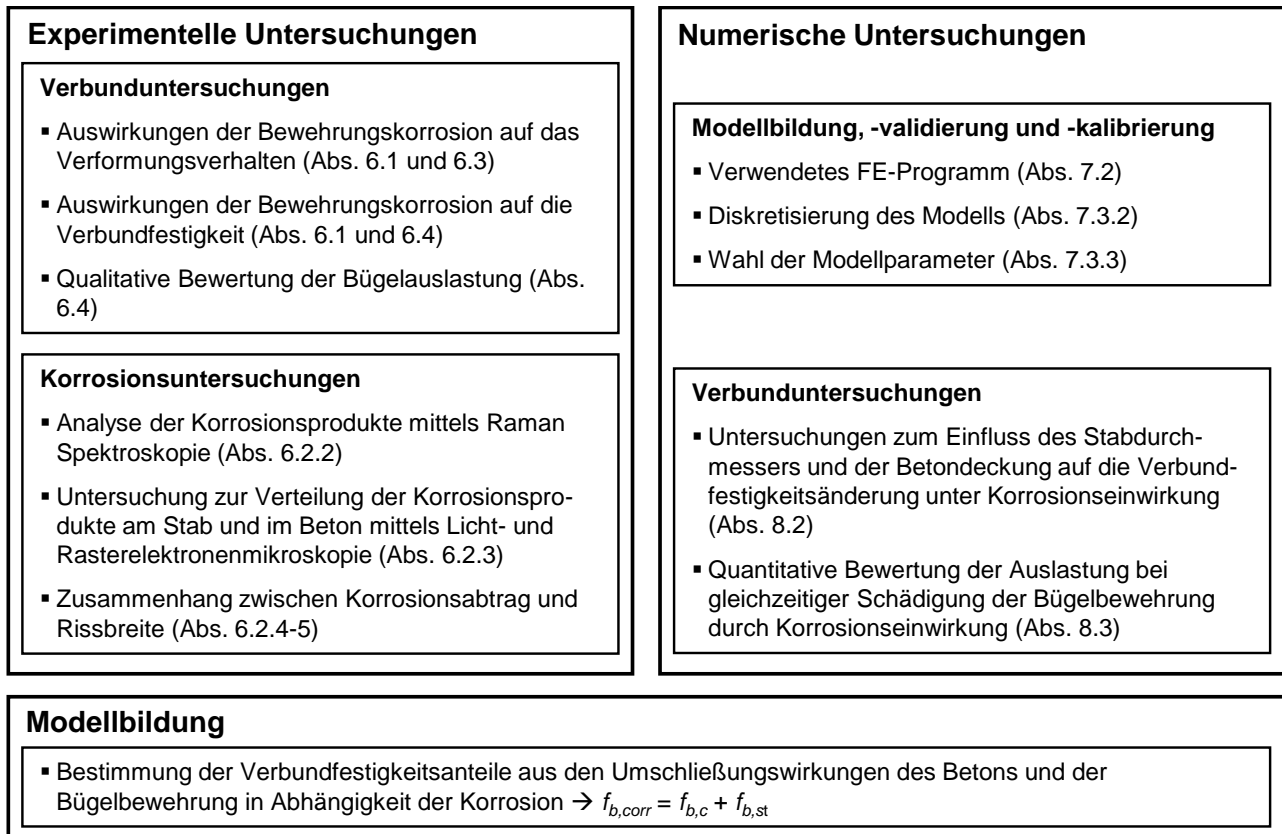


Bild 1: Gliederung und Vorgehensweise zum Erreichen der gesetzten Ziele der vorliegenden Arbeit

3 Grundlagen

3.1 Verbundverhalten

3.1.1 Allgemeines

Zum besseren Verständnis der Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten sollen im Folgenden die Grundlagen des Verbundverhaltens vorgestellt werden. Die zentrale Rolle des Verbundverhaltens für den Stahlbetonbau begründet sich einerseits aus seiner Bedeutung für das Tragverhalten einer Konstruktion, aber auch in seiner Bedeutung für das Verformungsverhalten, die Rissbildung und die Dauerhaftigkeit. Ein chronologischer Überblick zur Verbundforschung sowie die Beschreibung wesentlicher Aspekte des Verbundverhaltens sind in *fib (2000)* zusammengefasst.

Unter dem Verbundverhalten ist die Interaktion zwischen dem Bewehrungsstahl und dem ihn umgebenden Beton zu verstehen. In ein Stahlbetonbauteil eingeleitete Kräfte werden zwischen Stahl und Beton aufgeteilt. Charakteristisch ist dabei die Grenzfläche zwischen Stahl und Beton. Je nach der Oberflächenbeschaffenheit der Grenzfläche, die weitestgehend von der Stahloberfläche bestimmt wird, kann die Übertragung von Kräften sowie die relative Verschiebung der beiden Werkstoffe gegeneinander beeinflusst werden. Das Verbundverhalten unterscheidet sich demnach gravierend zwischen den zu Zeiten der Eisenbetonbauweise verwendeten glatten Rundstählen und den heute gebräuchlichen gerippten Bewehrungsstählen. Letztere bilden die Grundlage der Untersuchungen in der vorliegenden Arbeit.

Das Verbundverhalten von gerippten Bewehrungsstählen kann je nach Größe des betrachteten Abschnittes als „lokales“ oder als „strukturelles“ Verbundverhalten betrachtet werden. Das lokale Verbundverhalten wurde u. a. eingehend von *Rehm (1961)* an zentrischen Ausziehkörpern mit kurzer Verbundlänge (Stabdifferential - Länge gleich Rippenabstand) untersucht. Hierzu wurden die an der Grenzfläche übertragenen Spannungen in Beziehung zur Relativverschiebung zwischen den beiden Werkstoffen gesetzt. An kurzen Verbundlängen bis rd. $5d$ kann von einer nahezu konstanten Spannungs- und Dehnungsverteilung an der Verbundfläche ausgegangen werden. Analytische Modellbetrachtungen zum lokalen Verbund wurden u. a. von *Tepfers (1973)* und *Eligehausen et al. (1983)* durchgeführt.

Bei der Betrachtung des Verbundes in einem Bauteil oder Bauteilbereichen, wie bspw. dem Verankerungsbereich, müssen eine Vielzahl von Einflussparametern beachtet werden. Außerdem ist die Annahme einer konstanten Spannungs- und Dehnungsverteilung entlang der Verbundfläche nicht mehr korrekt. In diesem Zusammenhang wird weniger von einem „Materialgesetz“ als vielmehr von einem „strukturellen“ Verbundverhalten gesprochen (*fib 2000*). Neben den Materialparametern von Stahl und Beton sind die geometrischen Parameter wie Stabdurchmesser, Betondeckung, Rippengeometrie, Lage des Stabes, Stababstand und ggf. vorhandene Querbewehrung bzw. Querpressung sowie der Spannungszustand im umgebenden Beton von großer Bedeutung. Nimmt die Verbundlänge zu, so kann nicht mehr von einer konstanten Spannungs- und Dehnungsverteilung an der Grenzfläche ausgegangen werden. Weiterhin treten an der Grenzfläche örtlich unterschiedliche Einflüsse wie Querbewehrung, Querpressung und Rissbildung auf, sodass von einem strukturellen Verbundverhalten auszugehen ist. Demnach ist die Gewinnung eines Materialgesetzes, welches von der Versuchsart und der Prüfkörperform unabhängig ist, nicht möglich (*Rostásy und Rohling 1984*). Jedoch wird die Komplexität der Zusammenhänge des Verbundverhaltens nun bereits seit rd. 100 Jahren untersucht, sodass nachfolgend eine kurze Zusammenfassung gegeben werden kann.

3.1.2 Wirkungsweise des Verbundes in Stahlbetonbauteilen

Der Verbund zwischen Stahl und Beton stellt eine wesentliche Voraussetzung für die Gebrauchstauglichkeit und die Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen dar. Besonders hohe Anforderungen werden im Rahmen der Gebrauchstauglichkeit gestellt, die im Wesentlichen die Begrenzung der Rissbreite aus Dauerhaftigkeits- sowie ästhetischen Gründen beinhaltet.

Die durch die Oberflächengeometrie der Bewehrungsstäbe hervorgerufene schubfeste Verbindung zwischen Stahl und Beton sorgt bis zum Erreichen der Zugdehnung des Betons - rd. $\epsilon_{cr} = 0,10$ bis $0,15 \cdot 10^{-3}$ - für gleiche Dehnungen der benachbarten Stahl- und Betonfasern. Dieser Zustand, bei dem der Beton in der Zugzone noch ungerissen ist, wird als Zustand 1 bezeichnet. Mit steigender Zugbeanspruchung reißt der Beton und der Zustand 2 wird erreicht (gerissener Beton). Im Rissbereich müssen nun die Bewehrungsstäbe die Zugkräfte aufnehmen. Ausgehend vom Riss werden nun die Zugkräfte im Stahl über die Verbundwirkung an den Beton übergeben. Je schubfester der Verbund, desto kürzer ist diese Einleitungslänge l_e und umso geringer fällt die Rissbreite w aus.

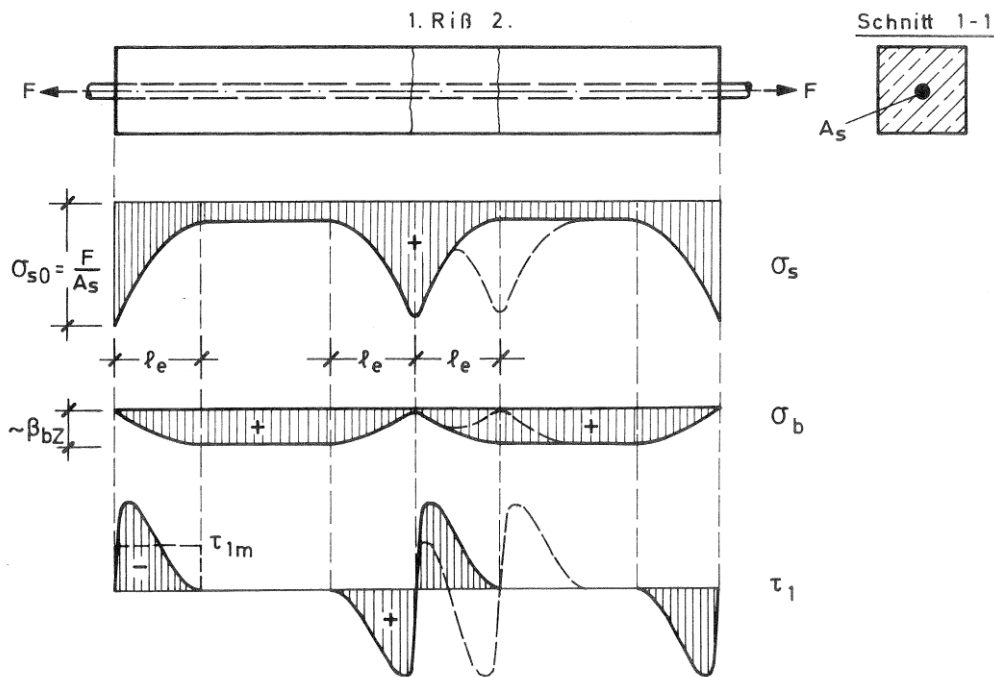


Bild 2: Verlauf der Stahl-, Beton- und Verbundspannungen in einem gerissenen Stahlbetonprisma (Zustand 2) unter zentrischem Zug (Leonhardt und Mönning 1984)

Für einen zentrisch gezogenen Stahlbetonbalken sind beispielhaft die Spannungsverteilungen im Stahl, im Beton und an der Verbundfläche der beiden Werkstoffe in Bild 2 dargestellt. Die äußeren Kräfte F , die am zentrisch einbetonierten Bewehrungsstab wirken, werden über den Verbund im Bereich der Einleitungslängen an den beiden Enden des Balkens zu einem Teil in den Beton übertragen. In diesem Bereich nimmt die Spannung im Stahl ab und im Beton zu. Am Ende der Einleitungslänge weisen der Stahl und der Beton die gleiche Dehnung auf. Demnach ist die Verbundspannung am Ende der Einleitungslänge gleich Null. Erreicht die Zugspannung im Balken die Zugfestigkeit des Betons, so reißt der Beton an einer schwachen Stelle im Betongefüge. Im Rissbereich werden die eingeleiteten Kräfte vollständig vom Bewehrungsstahl übertragen. Ausgehend vom Riss bilden sich in beide Richtungen entlang der Längsachse weitere Einleitungslängen aus, in deren Bereich die Stahlspannungen über den Verbund zum Teil in den Beton eingeleitet werden. Mit Steigerung der Last bilden sich weitere Risse im Beton aus, deren Breite und Abstand von der Steifigkeit des Verbundes abhängen. Die Mitwirkung des Betons zur Aufnahme von Zugspannungen, was auch als „tension stiffening effect“ bezeichnet wird, begrenzt die Stahldehnungen im Vergleich zum blanken Bewehrungsstahl. Die in Bild 2 dargestellten Zusammenhänge eines Zugstabes veranschaulichen die grundsätzliche Wirkungsweise des Verbundes in Stahlbetonbauteilen und können auch auf die Zugzone komplexerer Bauteile übertragen werden.

3.1.3 Übertragung der Verbundkräfte unter Verwendung gerippter Bewehrungsstäbe

Die Übertragung der Kräfte zwischen gerippten Bewehrungsstäben und dem umgebenden Beton wird durch die folgenden drei Mechanismen gewährleistet: (i) Haftverbund, (ii) Scherverbund und (iii) Reibverbund. Eine Beschreibung dieser drei Komponenten erfolgt meist anhand der Beziehung zwischen Verbundspannung und Relativverschiebung, vgl. Bild 3. Die in Versuchen meist am freien Stabende bestimmte Relativverschiebung setzt sich aus den Anteilen (i) Schubverformung des umgebenden Betons und (ii) Relativverschiebung in der Grenzfläche zusammen.

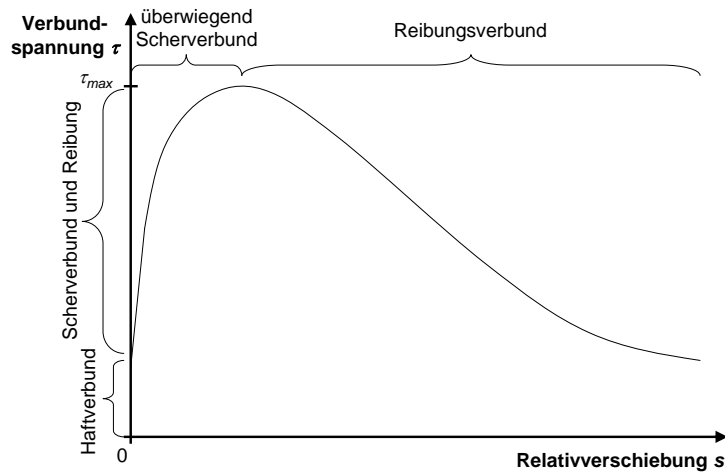


Bild 3: Lokales Verbundverhalten schematisch als Verbundspannungs-Relativverschiebungs-Beziehung dargestellt

Der Haftverbund leitet die Kräfte an der Grenzfläche zwischen der Stahloberfläche und dem Beton bzw. dem Mörtel mittels Adhäsion ab. Dieser Anteil tritt gleichzeitig mit dem Scherverbund auf und ist aktiv, solange keine Relativverschiebung an der Grenzfläche zu verzeichnen ist. Steigt die Verbundspannung auf rd. $\tau > 0,8 f_{ct}$ (fib 2000) an, so erreicht die Druckkraft an den Rippenflanken einen Wert, der zu sog. Verbundrisen im Beton führt, die versuchstechnisch von Goto (1971) und theoretisch von Martin (1973) nachgewiesen wurden, vgl. Bild 4. Die resultierende Relativverschiebung an der Grenzfläche führt zum Abreißen des Haftverbundes. Infolgedessen werden die Kräfte über den Scherverbund und die Reibung abgetragen.

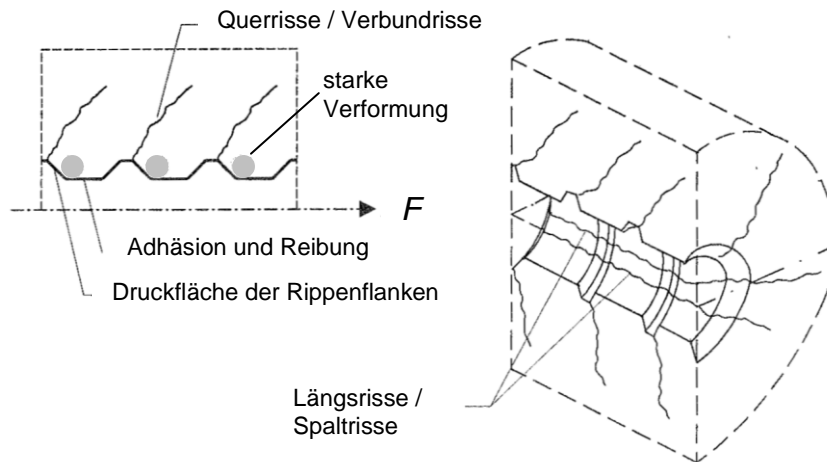


Bild 4: Verformungsbereiche und Risse hervorgerufen durch Verbundwirkung (Vanderwalle 1992)

Die Kraftübertragung findet nun vorwiegend über die Verzahnung der Stahlrippen mit den dazwischen liegenden Betonkonsolen statt. Die auftretenden Kräfte werden ausgehend von den geneigten Rippenflanken in den anliegenden Beton übertragen. Im Beton lässt sich das Tragverhalten anhand eines Druckkegel-Zugring-Modells veranschaulichen, vgl. Bild 5. Ausgehend von der Oberflächenbeschaffenheit des Stahls und der Rippengeometrie stellt sich die Neigung des Druckkegels mit dem Winkel α ein. Zur Aufnahme der Druckkräfte bilden sich Ringzugkräfte im umgebenden Beton aus. Die Kapazität des Betons, diese Ringzugspannungen aufzunehmen, wird als Umschließungswirkung des Betons bezeichnet. Diese Umschließungswirkung wird neben den betontechnologischen Parametern überwiegend durch die Lage des Stabes und die daraus resultierenden Betondeckungen bestimmt. Diese Annahmen basieren auf den Untersuchungen von Tepfers (1973), der Beziehungen zwischen Verbundspannung und Betonzugfestigkeit für den elastischen, den teilweise gerissenen und den plastischen Zustand ableitete.

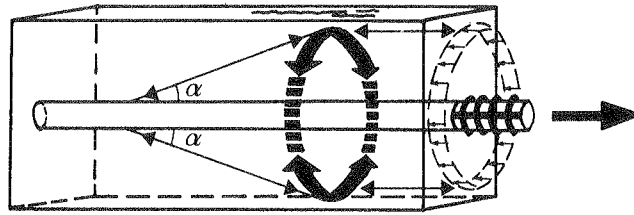


Bild 5: Schematische Verteilung der Druck- und Zugkräfte im Beton eines Verankerungsbereiches (Tepfers 1973)

Mit steigender Verbundspannung auf rd. $\tau > (1 - 3) f_{ct}$ (fib 2000) bilden sich radial anwachsende Längsrisse über der Bewehrung aus, vgl. Bild 4. Erreichen diese Längsrisse die Betonoberfläche, so kann es in Abwesenheit weiterer Umschließungsmechanismen wie Bügelbewehrung oder Querpressung, zum Spaltversagen kommen. Spaltversagen ist anzunehmen, wenn das Verhältnis von Betondeckung zu Stabdurchmesser kleiner als drei ist (Cairns und Jones 1995b). Jedoch sei an dieser Stelle angemerkt, dass die Versagensart nicht ausschließlich durch das c/d -Verhältnis, sondern auch maßgeblich vom Spannungszustand im umgebenden Beton beeinflusst wird. Näheres dazu wird in Abschnitt 4.2.2 erläutert. Die Bruchfläche verläuft entweder entlang der Stahl-Beton-Grenzfläche (mode 2), vgl. Bild 6c, oder entlang der abgescherten Betonkeile vor den Rippenflanken (mode 3), vgl. Bild 6b. Das mode 3 Versagen tritt vorwiegend bei Bewehrungsstäben mit flacher Rippenneigung oder beschichteten Bewehrungsstäben mit glatter Oberfläche auf (Cairns und Jones 1995a).

Bei hoher Betondeckung, ausreichender Bügelbewehrung oder starker Querpressung tritt vorwiegend Versagen durch Herausziehen (mode 1) auf, vgl. Bild 6a. Der vor den Rippenflanken liegende Mörtel wird stark gedrückt, vgl. Bild 4. Von den Rippenköpfen ausgehend bilden sich Schubrisse parallel zur Staboberfläche, die bei Höchstlast die gesamte Betonkonsole durchtrennen. Die Relativverschiebungen nehmen zu und die Verbundspannung wird über Reibung zwischen den Rippen mit den abgescherten Betonkonsolen und dem umgebenden Beton abgetragen. Mit zunehmender Relativverschiebung nehmen die übertragbaren Verbundspannungen ab und nähern sich einem Grenzwert an, der vorwiegend durch den entsprechenden Reibkoeffizienten bestimmt wird.

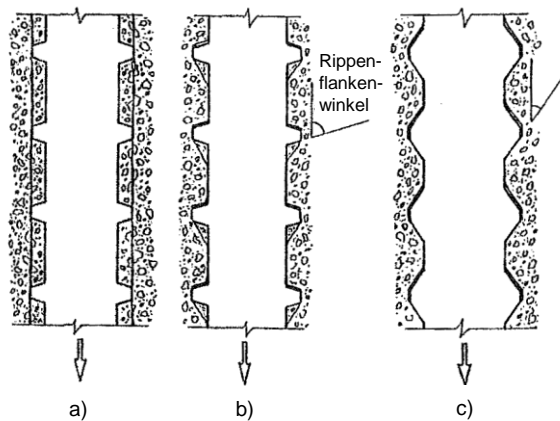


Bild 6: Versagensarten des Verbundes gerippter Bewehrungsstäbe: a) mode 1, Herausziehen; b) mode 2, Spaltversagen; c) mode 3, Spaltversagen (Cairns und Jones 1995a)

3.2 Korrosion von Stahl in Beton

3.2.1 Allgemeines

Die Korrosion von Stahl in Beton stellt eine wesentliche Gefahr für die Integrität von Stahlbetonbauwerken dar. Unter bestimmten Bedingungen kann der im Beton verbaute Stahl, der normalerweise durch die hohe Alkalität des Betonporenmediums geschützt ist, seine sog. Passivität verlieren. Der nun korrosionsbereit vorliegende Stahl kann je nach vorherrschenden Bedingungen mit unterschiedlicher Geschwindigkeit korrodieren. Im Folgenden werden die Grundlagen der Passivität und der Verlust dergleichen, der als Depassivierung bezeichnet wird, sowie der Fortschritt der Korrosion von Stahl in Beton zusammenfassend erläutert.

3.2.2 Passivität und Depassivierung von Stahl in Beton

Die Grundlage für die dauerhafte Nutzung von Stahlbetonbauwerken ist das alkalische Milieu der Porenlösung im Beton, das direkt nach der Herstellung des Betons einen pH-Wert von rd. 12,5 erreicht und infolge der in Lösung gehenden KOH und NaOH Ionen auf pH-Werte zwischen 13,0 und 13,8 ansteigt (*Stark und Wicht 2001*). Auf der Oberfläche des im Beton befindlichen Stahls bildet sich aufgrund dieser Umgebungsbedingungen eine sehr dünne, dichte, oxydische Deckschicht aus, die auch für den Fall von thermodynamisch günstigen Korrosionsbedingungen einen Metallabtrag so stark verlangsamt, dass er für baupraktische Lebensdauerbetrachtungen ohne Bedeutung ist. Dieser Zustand wird als Passivität bezeichnet (*Kaesche 1979*).

Die den Stahl vor nennenswertem Korrosionsabtrag schützende, wenige Atomlagen dicke (2 – 15 nm) (*Vetter 1961, Breit 1997*) Deckschicht besteht aus Eisenoxid. Die sich im Falle des alkalischen Milieus an der Stahloberfläche bildenden Oxide des Eisens weisen bei pH-Werten > 12 eine sehr geringe Löslichkeit auf, sodass der darunterliegende Stahl vor weiterer Auflösung praktisch geschützt ist (*Pourbaix 1966*). Eine Zusammenfassung zum detaillierten Aufbau der elektrolytischen Doppelschicht auf Stahl in Beton wird in *Mayer (2011)* gegeben.

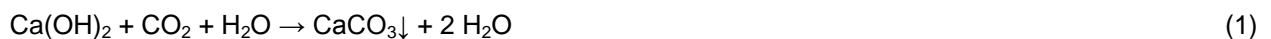
Die Passivität von Stahl in Beton und damit die Grundlage für die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken kann unter bestimmten Bedingungen verloren gehen. Dieser Vorgang wird als Depassivierung bezeichnet und kann vorwiegend durch eine der beiden nachfolgend erläuterten Prozesse verursacht werden:

- Depassivierung durch Carbonatisierung der Betondeckung
- Depassivierung durch Eindringen von Chloriden

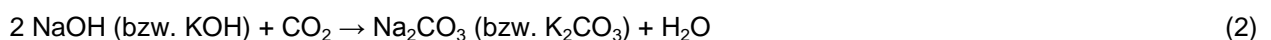
Depassivierung durch Carbonatisierung der Betondeckung

Die den Stahl im Beton schützende oxydische Deckschicht ist an das alkalische Milieu in der Porenlösung des Betons mit pH-Werten > 12 gebunden, da sie nur unter diesen Bedingungen stabil ist (*Pourbaix 1966*). Die Carbonatisierung ist nun eine Reaktion der Zementsteinphasen mit Kohlendioxid, die zur Absenkung des pH-Wertes in der Porenlösung und damit zur Auflösung der schützenden Deckschicht führt (*Stark und Wicht 2001*).

Das in der Atmosphäre vorhandene CO₂ dringt über das Kapillarporensystem in den Beton ein und reagiert dort mit dem gelösten Calciumhydroxid Ca(OH)₂:



Das Calciumhydroxid wird in schwerlösliches Calciumcarbonat umgewandelt. Laut *Stark und Wicht (2001)* carbonatisieren gleichzeitig die Alkalihydroxide NaOH und KOH zu Alkalicarbonaten, die anschließend sofort mit dem gelösten Calciumhydroxid zu Calciumcarbonat und Alkalihydroxid reagieren:



Aus den Gleichungen (2) und (3) folgt, dass die Alkalität der Porenlösung durch die Alkalihydroxide aufrechterhalten werden kann, solange kristallines Calciumhydroxid in Form von Portlandit aus dem Zementstein gelöst werden kann (*Stark und Wicht 2001*). Das Portlandit übernimmt demnach die Funktion des Alkalitätspuffers im Beton.

Sind die Reserven an Portlandit und den gelösten Alkalien durch die Reaktion mit CO₂ verbraucht, so sinkt der pH-Wert der Porenlösung. Bei pH-Werten unter 11 löst sich die schützende Deckschicht auf und es kann bei Gegenwart von Sauerstoff und Feuchtigkeit zu nennenswerten Korrosionserscheinungen der Stahloberfläche kommen (*Stark und Wicht 2001*). Da das CO₂ von der Betonoberfläche zeitlich und räumlich relativ gleichmäßig vordringt und es infolgedessen zu einer gleichmäßigen Front mit abgesenktem pH-Wert kommt, führt die Carbonatisierung zu einem überwiegend gleichmäßigen Korrosionsabtrag. Ein probabilistischer Ansatz zur Abschätzung der Zeit bis zur Depassivierung infolge Carbonatisierung in Abhängigkeit der vorliegenden betontechnologischen Eigenschaften und der Umgebungsbedingungen wird in *Gehlen (2000)* vorgestellt.

Optimale Umgebungsbedingungen für die Carbonatisierung sind relative Luftfeuchtigkeiten zwischen 50 % und 70 %. Sinkt die Luftfeuchtigkeit unter Werte von rd. 30 % oder ist das Betonbauteil vollständig wassergesättigt, so ist die Carbonatisierung aufgrund der Behinderung des CO₂-Zutritts vernachlässigbar. Auch carbonatisieren vor Regen geschützte Außenbauteile deutlich schneller als bewitterte Bauteile, da die zeitweise Sättigung der Poren die CO₂-Diffusion verlangsamt (*Benedix 2003*).

Neben dem negativen Aspekt der Carbonatisierung bringt dieser Prozess auch die Verdichtung des Porengefüges bei Portlandzementbetonen aufgrund des größeren Volumens des schwerlöslichen Calciumcarbonates im Gegensatz zum Calciumhydroxid mit sich. Die Verringerung des Gesamtporenraums führt gleichzeitig zu einer Erhöhung des Diffusionswiderstandes und damit zu einer Verlangsamung des Carbonatisierungsfortschritts. Im Gegensatz dazu führt die Carbonatisierung von Hochofenzementbetonen aufgrund der geringeren Menge an Calciumhydroxid auch zu einem Angriff der C-S-H-Phasen. Infolgedessen wird das Gefüge nicht verdichtet, sondern der Kapillarporenanteil erhöht. Dieser Umstand fällt umso signifikanter aus, desto höher der Hüttensandgehalt im Beton ist (*Stark und Wicht 1998*).

Depassivierung durch Eindringen von Chloriden

Im Gegensatz zum gleichmäßigen Verlust der Passivität durch die Absenkung des pH-Wertes aufgrund der Carbonatisierung des Zementsteins kommt es durch das Eindringen von Chloriden zu einem lokalen Verlust der oxydischen Deckschicht. Die Mehrzahl der sehr reaktiven Chloridionen, die eine Gefahr für Stahlbetonbauwerke darstellen, stammen entweder aus dem Einsatz von Taumitteln oder aus maritimen Umgebungsbedingungen. Einer besonderen Gefahr sind demnach Brückenbauwerke und Parkhäuser in Ländern mit Taumittleinsatz auf Chloridbasis sowie Meerwasserbauwerke ausgesetzt. Je nach Feuchtigkeitssättigung des Betonporenvolumens und ggf. vorhandener Risse in der Betonmatrix dominieren unterschiedliche Transportmechanismen (*Lay 2007, Rucker-Gramm 2010*).

Zementgebundene Werkstoffe nehmen in Bezug auf die Wasseraufnahme, die die Grundvoraussetzung für das Eindringen von Chloriden darstellt, im Gegensatz zu grobporösen Werkstoffen wie Ziegel, Kalksandstein und Naturstein eine Sonderstellung ein. In grobporösen Werkstoffen erfolgt die Wasseraufnahme nach dem Wurzel-Zeit-Gesetz wohingegen dies bei zementgebundenen Werkstoffen nur für eine kurze Saugzeit zutrifft. Darauf folgt eine zunehmend verminderte Aufnahmegeschwindigkeit. Dieser Effekt wird von *Rucker-Gramm (2010)* als „Selbstabdichtung“ bezeichnet. Der Chloridionentransport innerhalb des Porenmediums erfolgt konvektiv mit dem Wasser oder durch Diffusion im Wasser.

Die eigentliche Depassivierung der Stahloberfläche findet wie oben erwähnt lokal statt wenn ein kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt erreicht ist (*Kaesche 1959, Schießl und Raupach 1990*). Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt ist von einer Vielzahl von Einflussparametern abhängig, die den Stahl, den Beton und die Umgebungsbedingungen betreffen. Nähere Angaben zur Quantifizierung werden in *Angst et al. (2009)* und *Breit (1997)* gegeben.

Zum eigentlichen Mechanismus der lokalen chloridinduzierten Zerstörung der oxydischen Deckschicht von Stahl in Beton existieren unterschiedliche Modelle. Dabei handelt es sich um das Penetrationsmodell, den Adsorptionsmechanismus und das Schichtriss-Modell (*Breit 1997*). Das Penetrationsmodell geht von einer Migration und Einlagerung der Chloridionen durch und in die Deckschicht aufgrund des hohen Potentialgradienten innerhalb der Passivschicht aus. Der Adsorptionsmechanismus geht hingegen von einer Adsorption von Chloridionen an der Oberfläche der Deckschicht aus. Dies geschieht aufgrund von Reaktionen im Austausch mit Hydroxid- und Sauerstoffionen. Das Schichtriss-Modell basiert auf der Annahme der Rissbildung und Ablösung der Deckschicht aufgrund hoher innerer Spannungen. Diese Spannungen stehen in Wechselwirkung mit den Oberflächenspannungen der Deckschicht. Mit zunehmender Dicke der Deckschicht oder durch Anlagerung von Chloriden wird die Oberflächenspannung reduziert und es kann zum Einreißen der Deckschicht kommen. Welcher der genannten Mechanismen genau wirkt, kann nicht abschließend beantwortet werden. Nach vergleichenden Untersuchungen von (*Strehblow 1984*) ist der genaue Mechanismus der Depassivierung stark von den jeweiligen Gegebenheiten des Systems abhängig.

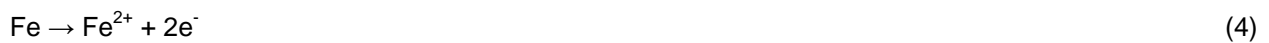
An dieser Stelle sei noch erwähnt, dass nur die in der Porenlösung vorliegenden ungebundenen Chloridionen den Verlust der Passivität herbeiführen können. Je nach Art des verwendeten Zementes kann ein gewisser Teil der eingedrungenen Chloridionen in der Zementsteinmatrix gebunden werden. Verantwortlich für das Bindevormögen nachträglich in den Beton eingedrungenen Chloridionen ist vorwiegend der Anteil der Calciumaluminat-hydratphase, die durch Bindung der Chloridionen zum sog. Friedelschen Salz ($3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10 \text{ H}_2\text{O}$) reagiert (*Benedix 2003*).

3.2.3 Fortschritt der Korrosion von Stahl in Beton

Eine Voraussetzung für die Korrosion von Stahl in Beton ist die in Abschnitt 3.2.2 beschriebene Depassivierung. Jedoch muss ein depassivierter Stahl nicht zwangsläufig korrodieren. Erst durch das Vorhandensein zweier gekoppelter Elektrodenreaktionen (anodischer und kathodischer Bereich eines Bewehrungsstahles), die sich in einem wässrigen Elektrolyten (Porenlösung) befinden, kann der Bewehrungsstahl elektrochemisch korrodieren. Die unterschiedlichen Bereiche auf der Metalloberfläche teilen sich auf in Bereiche, an denen vorwiegend Metallionen in Lösung gehen (Anode) und Bereiche, an denen Oxidationsmittel reduziert werden (Kathode). Zwischen Anode und Kathode herrscht eine Potentialdifferenz. Der Stromfluss wird im Metall über Elektronenleitung und im Elektrolyten über Ionenleitung gewährleistet. Dieses kurzgeschlossene galvanische Element wird auch als Korrosionselement bezeichnet (*Benedix 2003*).

Carbonatisierungsinduzierte Korrosion

Je nach Art der Depassivierung unterscheiden sich die Mechanismen der Korrosion. Die Depassivierung infolge Carbonatisierung sorgt für eine flächige Auflösung der Deckschicht durch Senkung des pH-Wertes in Bereiche kleiner 11. Sind die o. g. Voraussetzungen für die Korrosion gegeben, so gehen in anodischen Bereichen Eisenionen in Lösung:



Gleichzeitig kommt es an der Kathode zur Reduktion des Sauerstoffs unter Verbrauch der an der Anode freigewordenen Elektronen:



Voraussetzung für die kathodische Teilreaktion sind gut belüftete Bereiche (Sauerstoffzufuhr) des Bewehrungsstahls, die elektrolytisch mit der Anode in Kontakt stehen. Die an der Anode in Lösung gegangenen Eisenionen fallen in Verbindung mit den in der Porenlösung vorhandenen Hydroxidionen zu Eisenhydroxid aus:



Das gebildete Eisen(II)-Hydroxid wird unter Sauerstoffverbrauch weiter in braunes schwerlösliches Eisen(III)-Oxidhydroxid umgewandelt, welches auch als Rost bezeichnet wird. Es sei angemerkt, dass der Begriff Rost alle Eisenoxid- und Eisenhydroxidverbindungen umfasst, die sich bei der Korrosion von Stahl bilden können. Die in den Gleichungen (6) und (7) aufgeführten Reaktionen sind beispielhaft für die Vielzahl der möglichen Reaktionen angegeben, die je nach Umgebungsbedingungen ablaufen können.

Diese als Sauerstoffkorrosion bezeichnete Korrosionsart läuft vorwiegend in Stahlbetonbauteilen ab, die infolge Carbonatisierung depassiviert wurden. Anodische und kathodische Bereiche liegen hier dicht beieinander, sodass von einer sog. homogenen Mischelektrode gesprochen wird (*DIN 50900-2 2002*). Das Ergebnis ist eine gleichmäßige Flächenkorrosion.

Chloridinduzierte Korrosion

Im Gegensatz zur carbonatisierungsinduzierten Korrosion wird die chloridinduzierte Korrosion durch lokal zerstörte Stellen in der Deckschicht verursacht, die auf den Angriff von Chloridionen zurückzuführen sind. Es handelt sich hier um Lochkorrosion (auch Lochfraßkorrosion), die zu sog. Korrosionsnarben führt, vgl. Bild 7. Die anodischen Bereiche umfassen die sehr begrenzten lokal depassivierten Bereiche der Stahloberfläche und werden infolgedessen auch als Lokalanoden bezeichnet. Diese sind von großflächigen passiven Bereichen umgeben, die als Kathoden agieren. Aufgrund dieser flächenmäßigen Diskrepanz zwischen Anoden und Kathoden kommt es zur Bildung eines sog. Makroelementes mit starker Potentialdifferenz. Daher wird bei der chloridinduzierten Makroelementkorrosion auch von einer heterogenen Mischelektrode gesprochen.

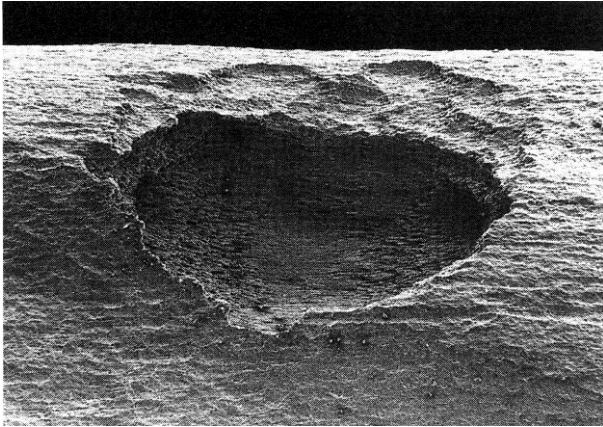


Bild 7: Lochkorrosion an einer lokal depassivierten Stelle – einzelne Korrosionsnarbe (Nürnberg 1995)

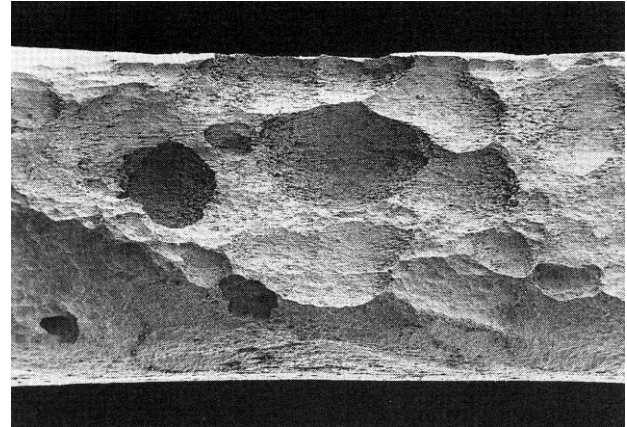


Bild 8: Lochkorrosion mit zusammengewachsenen depassivierten Stellen – Verbund aus vereinten Korrosionsnarben (Nürnberg 1995)

Auch bei der chloridinduzierten Korrosion gehen an der Anode entsprechend Gleichung (4) Eisenionen in Lösung. Weiterhin finden Zwischenreaktionen von Eisenionen mit den Chloridionen unter Bildung von Salzsäure statt, wodurch es in der Narbe zur starken Ansäuerung mit Werten um $\text{pH} \leq 5$ kommt:



Aufgrund des niedrigen pH-Wertes kommt es in der Korrosionsnarbe zur kathodischen Reaktion vom Wasserstofftyp. Hierbei werden durch Hydrolyse gewonnene Protonen unter Bildung von gasförmigem Wasserstoff reduziert:



Die aus der Eisenauflösung freigesetzten Elektronen können nun an den großflächigen Kathoden des Sauerstofftyps sowie in der Korrosionsnarbe selbst nach dem Wasserstofftyp verbraucht werden. Infolgedessen kann es lokal zu erheblichen Abtragsraten kommen. Demnach kann die chloridinduzierte Korrosion aufgrund ihrer unterschiedlichen kathodischen Elektrodenreaktionen (Sauerstoff- und Wasserstofftyp), die sich unabhängig voneinander überlagern, in einen Makrokorrosionsanteil, mit großen passiven Kathodenbereichen und einen sog. Eigenkorrosionsanteil, mit statistisch verteilten dicht nebeneinanderliegenden anodischen und kathodischen Teilbereichen innerhalb der Korrosionsnarbe gegliedert werden (Beck 2010).

Der Korrosionsfortschritt ist maßgeblich von der Menge an freien Chloriden abhängig. Werden keine freien Chloride nachgeliefert oder behindert eine Rostschicht die Zufuhr von Chloriden zum Loch, so kann es zur Repassivierung kommen. Jedoch ist aufgrund der starken Potentialdifferenz und der Eigenschaft der Anode zur Attraktion von Anionen, zu denen auch Chloridionen zählen, nicht mit einer Verarmung an Chloriden zu rechnen. Mit zunehmender Zufuhr von Chloriden depassivieren größere Flächenbereiche und die einzelnen Korrosionsnarben wachsen zusammen, sodass es zu einer flächigen Korrosion kommt, vgl. Bild 8. Durch diesen Prozess vernarbt die Stahloberfläche, sodass die Rauigkeit ansteigt. Die gebildeten Korrosionsprodukte lagern sich zwischen unkorrodiertem Stahl und Beton in den Korrosionsnarben an. Teile der Korrosionsprodukte wandern aber auch in das Porengefüge der umliegenden Zementsteinmatrix und in sich bildende Risse im Beton ab. Die Rissursache ist in der Volumenzunahme der Korrosionsprodukte gegenüber dem ursprünglichen Stahlvolumen begründet.

In der vorliegenden Arbeit wurden ausschließlich die Auswirkungen der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion auf den Verbund zwischen Stahl und Beton untersucht.

3.2.4 Quantifizierung der Korrosion

Zur Quantifizierung der Korrosion gibt es unterschiedliche Möglichkeiten. Im Folgenden soll ein kurzer Überblick gegeben werden, der zum Verständnis der Beurteilung des Schädigungsgrades von Bewehrungsstahl beitragen soll. Man unterscheidet einerseits die Korrosionsgeschwindigkeit (auch Korrosionsrate), die meist als Radiusverlust pro Zeiteinheit angegeben wird und mithilfe der Korrosionsstromdichte (Korrosionsstrom pro Anodenfläche) berechnet wird. Das Resultat der Korrosion, der Anteil von Stahl bzw. Eisen, der in Korro-

sionsprodukte umgewandelt wurde, wird prinzipiell als Masseverlust bestimmt. Dies kann gravimetrisch durch Wägen vor und nach einem Korrosionsangriff oder coulometrisch durch Messung des Korrosionsstromes zwischen Anode und Kathode unter Zuhilfenahme der Faraday'schen Gesetze bestimmt werden.

Der Masseverlust kann mit Hilfe der Faraday'schen Gesetze durch die folgende Gleichung ausgedrückt werden:

$$m = \frac{M \cdot Q}{z \cdot F} \quad [\text{kg}] \quad (10)$$

mit: M = molare Masse [kg/mol]
 Q = Ladung [C]
 z = Ladungszahl des Ions [-]
 F = Faraday Konstante (96.485 C/mol)

Für den Ingenieur interessanter ist die folgende, aus Gleichung (10) abgeleitete Gleichung (11), mit deren Hilfe der Korrosionsabtrag (Radiusverlust) pro Zeit berechnet werden kann. Voraussetzung dafür ist das Wissen um den Korrosionsstrom, im Folgenden als Stromdichte ausgedrückt:

$$x_{corr} = \frac{M \cdot i_{corr} \cdot t}{\rho \cdot z \cdot F} \quad [\text{m}] \quad (11)$$

mit: i_{corr} = Stromdichte [A/m^2], ($100 \mu\text{A}/\text{cm}^2 = 1 \text{ A}/\text{m}^2$)
 ρ = Dichte des abgeschiedenen Elementes [kg/m^3]
 t = Zeit [s]

Da die Stromdichte mit dem Bezug des Korrosionsstromes auf die anodische Fläche eine spezifische Messgröße darstellt, eignet sie sich zum Vergleich unterschiedlicher Experimente. Aus diesem Grund wird auch in der vorliegenden Arbeit die Stromdichte als vergleichender Parameter für die Intensität der Korrosion gewählt. Somit lassen sich Vergleiche sowohl zur maximal in der Natur auftretenden Korrosionsintensität als auch zur Korrosionsintensität anderer Untersuchungsergebnisse herstellen.

Für den in dieser Arbeit verwendeten Bewehrungsstahl und die Annahmen, dass die abgeschiedenen Eisenionen zweiwertig sind und die gesamte Ladung verlustfrei für den Stoffumsatz verwendet wird, kann mittels Gleichung (12) der Korrosionsabtrag pro Jahr in Abhängigkeit der Stromdichte berechnet werden:

$$\dot{x}_{corr} = 1,166 \cdot i_{corr} \quad [\text{mm}/\text{a}] \quad (12)$$

mit: i_{corr} = Stromdichte [A/m^2], ($100 \mu\text{A}/\text{cm}^2 = 1 \text{ A}/\text{m}^2$)

Der durch die Korrosion verursachte Materialverlust wird in der Literatur unterschiedlich angegeben. Gebräuchlich sind die Angabe des prozentualen Masseverlustes m_{loss} (Masseverlust bezogen auf Ursprungsmasse), die Angabe des über den Umfang gemittelten Radiusverlustes x_{corr} sowie die Angabe des prozentualen Querschnittsverlustes sec_{loss} . Im Folgenden sind die Gleichungen zur Be- bzw. Umrechnung zwischen den einzelnen Auslegungsvarianten des Materialverlustes durch Korrosion aufgeführt:

$$m_{loss} = \frac{\Delta m}{m_0} \quad [-] \quad (13)$$

Mithilfe von Gleichung (13) lässt sich der prozentuale Masseverlust aus dem Masseverlust Δm bezogen auf die Ursprungsmasse m_0 des zu untersuchenden Stabes berechnen. Mit dem prozentualen Masseverlust aus Gleichung (13) kann der über den Umfang gemittelte Radiusverlust x_{corr} nach Gleichung (14) ermittelt werden:

$$x_{corr}(m_{loss}) = r - \sqrt{r^2 - r^2 \cdot m_{loss}} \quad [\text{mm}] \quad (14)$$

Bei bekanntem x_{corr} kann mithilfe von Gleichung (15) der prozentuale Masseverlust m_{loss} und nach Gleichung (16) der prozentuale Querschnittsverlust sec_{loss} ermittelt werden:

$$m_{loss}(x_{corr}) = \frac{2r \cdot x_{corr} - x_{corr}^2}{r^2} \quad [-] \quad (15)$$

$$sec_{loss}(x_{corr}) = \frac{x_{corr}}{r} \quad [-] \quad (16)$$

In der vorliegenden Arbeit wird der gemittelte Radiusverlust x_{corr} als Einheit für den Korrosionsabtrag verwendet. Der Grund dafür ist die geringere Abhängigkeit vom jeweiligen Stabdurchmesser. Zur Veranschaulichung sind in Bild 9 der zur Erstrissbildung notwendige Masseverlust bzw. Korrosionsabtrag in Abhängigkeit unterschiedlicher Stabdurchmesser und nahezu gleicher Betondeckungen (70 mm, 68 mm und 65 mm) dargestellt. Es wird ersichtlich, dass zur Erstrissbildung ausgehend von einem Stab mit 10 mm Durchmesser rd. der 2,5-fache Masseverlust im Vergleich zu einem Stab mit 20 mm Durchmesser notwendig ist. Wird der notwendige Materialverlust als gemittelter Radiusverlust über den Stabumfang ausgedrückt, so beträgt der Unterschied zwischen dem 10 mm Stab und dem 20 mm Stab lediglich ein Viertel des Korrosionsabtrages bezogen auf den 10 mm Stab. Zur Verdeutlichung ist der Zusammenhang aus Masseverlust und Korrosionsabtrag nach Gleichung (14) in Bild 10 für unterschiedliche Stabdurchmesser dargestellt. Daraus wird ersichtlich, dass sich bei konstantem Korrosionsabtrag und Verdoppelung des Stabdurchmessers der Masseverlust ebenfalls verdoppelt.

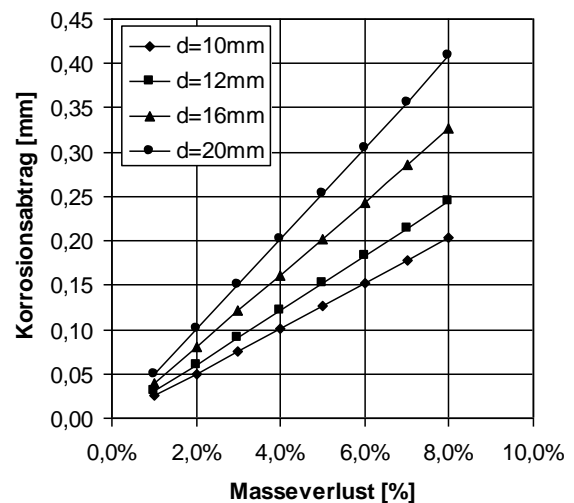
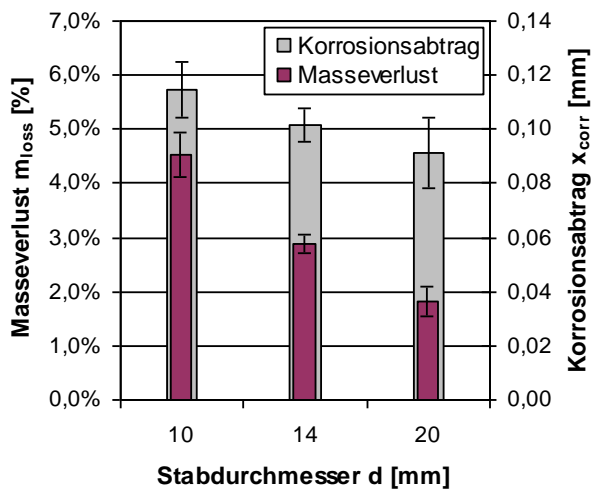


Bild 9: Korrosion bei Erstrissbildung in Abhängigkeit des Stabdurchmessers, ausgedrückt als Masseverlust m_{loss} und Korrosionsabtrag x_{corr} (Al-Sulaimani et al. 1990)

Bild 10: Beziehung zwischen Masseverlust und Korrosionsabtrag nach Gleichung (14)

4 Stand der Forschung zum Verbundverhalten korrodierter Bewehrung in Beton

4.1 Allgemeines

Zu den Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten liegen sowohl experimentelle als auch numerische Untersuchungsergebnisse vor, die überwiegend in den vergangenen 20 Jahren erarbeitet wurden. Ausgehend von den bisherigen experimentellen Untersuchungen konnten unterschiedliche Einflussfaktoren abgeleitet werden. Die wesentlichsten Einflüsse auf das Verbundverhalten werden in diesem Kapitel vorgestellt. Neben den Untersuchungen wurden auch Modelle zur Beschreibung des Verbundverhaltens mit zunehmender Korrosion der Bewehrung erarbeitet. Bei den Modellen handelt es sich teilweise um mittels Regression experimenteller Werte erstellte empirische Modelle und zum Teil um komplexe analytische Modelle, die nur mithilfe iterativer Lösungsverfahren bearbeitet werden können. In diesem Kapitel soll ein Überblick zu den bisher durchgeführten Untersuchungen gegeben werden.

4.2 Experimentelle Untersuchungen

4.2.1 Ergebnisüberblick

Die bisher durchgeführten experimentellen Untersuchungen weisen eine große Bandbreite an untersuchten Parametern auf. Dazu zählen einerseits unterschiedliche Probekörpergeometrien, woraus sich wiederum unterschiedliche Stabdurchmesser, Betondeckungen, Verbundlängen und ggf. vorhandene Querbewehrung in Form von Bügeln ergeben. Weiterhin unterscheiden sich die Untersuchungen in Bezug auf die Art und die Festigkeiten der verwendeten Betone. Zwar wurde die Korrosion der Bewehrung in nahezu allen vorliegenden Fällen mittels anodischer Polarisierung beschleunigt, doch unterscheiden sich die Versuche in der Intensität dieser Beschleunigung stark.

In Tabelle 1 ist ein Großteil der bisher durchgeführten experimentellen Untersuchungen zusammengefasst. Die Untersuchungen sind nach Art des Probekörpers geordnet. Zu den jeweiligen Angaben zählen der Stabdurchmesser, die Betondeckung, das Verhältnis der beiden vorgenannten (c/d -Verhältnis), die Verbundlänge mit dem entsprechenden Verhältnis zum Stabdurchmesser, Angaben zur ggf. vorhandenen Bügelbewehrung, der verwendeten Stromdichte sowie der Betondruckfestigkeit und der verwendeten Art des Betons.

Tabelle 1: Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten von korrodierter Bewehrung in Beton

Autor	Typ	<i>d</i>	<i>c</i>	<i>c/d</i>	<i>L</i>	<i>L/d</i>	Bügel	Stromdichte	Betondruck-	Beton-
		[mm]	<i>c</i> ₁ / <i>c</i> ₂ ¹⁾ [mm]	[-]	[mm]	[-]	<i>d</i> _{St} / <i>S</i> _{St} [mm]	<i>i</i> _{corr} [µA/cm ²]	festigkeit <i>f</i> _c [MPa]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Zentrischer Ausziehversuch mit enger Abstützung (Beton im Verbundbereich unter Druck), vgl. Bild 11 a) und b)										
<i>Al-Sulaimani</i> (1990)	1	10	70	7,0	40	4,0	-	2.000	30	k.A.
	2	14	68	4,9	56					
	3	20	65	3,3	80					
	4	14	68	4,9	56					
<i>Cabrera</i> (1992)	1	12	69	5,8	48	4,0	-	200 – 300 ³⁾	56	PZ
	2							100 ³⁾		SFA
<i>Fang</i> (2004)	1	20	60	3,0	80	4,0	-	1.200	52	PZ
	2						6/40			
Zentrischer Ausziehversuch unter Zug, vgl. Bild 11 c)										
<i>Auyeung</i> (2000)	1	19	79,4	4,2	127	6,7	-	2.000	28	PZ
<i>Auyeung</i> (2001)	1	10	57,5	5,8	50	5,0	-	3.000	30	PZ
	2	13	56	4,3	75	5,8				
	3	16	79,5	5,0	125	7,8				
	4	19	78	4,1	125	6,6				
	5	25	75	3,0	175	7,0				
Balkenend-Versuch (Exzentrischer Ausziehversuch), vgl. Bild 11 d)										
<i>Clark</i> (1993)	1	8	4	0,5	110	13,8	-	500	30	k.A.
	2		8	1,0						
	3		16	2,0						
<i>Saifullah</i> (1994)	1	8	8	1,0	110	13,8	-	40 – 4.000	30	k.A.
<i>Rodriguez</i> (1994)	1	16	24	1,5	210	13,1	8/70	100	40	SFA
	2						6/100			
	3						-			
	4						40			
	5	10	15	1,5			21,0			
<i>Almusallam</i> (1996)	1	12	63,5/70	5,3/5,8	102	8,5	⁴⁾	10.000	30	PZ
Biegebalkenversuch, vgl. Bild 11 e) und f)										
<i>Al-Sulaimani</i> (1990)	1	12	29	2,4	144	12,0	6/50	2.000	40	k.A.
	2				300	25,0				
<i>Cabrera</i> (1992)	1	12	25	2,1	384	32,0	8/40	100 – 200	56	PZ
	2				100	SFA				
	3				190	15,8		100 – 300		PZ
	4				100 – 200	SFA				
<i>Berra</i> (1997)	1	14	43	3,1	140	10,0	6/50	50	36 - 42	PZ
	2		28	2,0			6/100			
	3									
<i>Mangat</i> (1999)	1	10	20	2,0	100	10,0	-	800 / 2.400	45	PZ

¹⁾ Bei exzentrischer Stablage Angabe von *c*₁ – geringere Betondeckung und *c*₂ – größere Betondeckung

²⁾ PZ – Portlandzementbeton, SFA – Beton mit Zusatzstoff Steinkohlenflugasche, FRC – Beton mit 0,2 Vol.-% Faserzugabe, k.A. – keine Angabe

³⁾ Potentiostatische Polarisation mit 3 V SCE, Stromdichte berechnet

⁴⁾ Schubbügel vorhanden, aber nicht im Bereich der relevanten Betondeckung

Die Untersuchungen zum Einfluss der Bewehrungskorrosion auf die Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton wurden bisher überwiegend als (i) zentrische Ausziehversuche, als (ii) exzentrische Ausziehversuche (sog. Balkenend-Versuche bzw. Beam-End-Tests) und als (iii) Biegebalkenversuche durchgeführt, vgl. Bild 11.

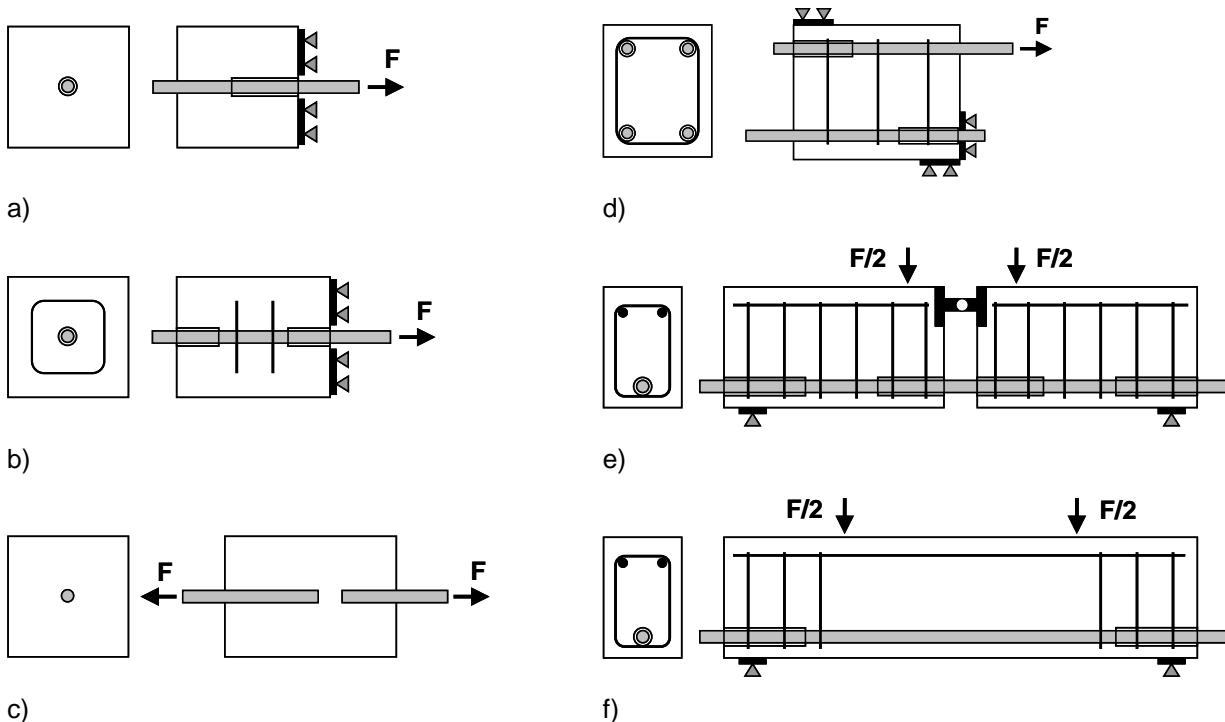


Bild 11: Probekörper zur Prüfung der Verbundeigenschaften: a) zentraler Ausziehversuch (*RILEM/CEB/FIP recommendation 1979*), b) zentraler Ausziehversuch mit Bügeln (*Chinese Standard GB 50152-92 1992*), c) zentraler Ausziehversuch unter Zug (*Danish Standard DS 2082 1980*), d) exzentrischer Ausziehversuch, auch Balkenend-Probekörper genannt (*Chana 1990*) und Biegebalkenversuche (e) *RILEM/CEB/FIP recommendation (1979)* und f) *ACI Committee 208 (1958)*

Die überwiegend mit Betondeckungen zwischen 40 und 70 mm sowie Verbundlängen von 3 bis $8d$ durchgeführten zentralen Ausziehversuche zeigen bei niedrigen Korrosionsabträgen ($x_{corr} = 10$ bis $90 \mu\text{m}$) im Vergleich zum unkorrodierten Zustand teilweise einen deutlichen Anstieg der Verbundfestigkeit (*Al-Sulaimani et al. 1990, Cabrera und Ghoddoussi 1992, Auyeung et al. 2000, Ghandehari et al. 2000, Auyeung und Balaguru 2001, Fang et al. 2004*). Der Anstieg der Verbundfestigkeit um bis zu 60 % der unkorrodierten Verbundfestigkeit (*Al-Sulaimani et al. 1990*) tritt vor der Bildung korrosionsinduzierter Längsrisse über der Bewehrung auf. Dieses Phänomen wird in der Literatur einerseits mit dem Aufbau einer aktiven Umschließungswirkung, hervorgerufen durch den Expansionsdruck der Korrosionsprodukte auf die Betondeckung begründet (*Fang et al. 2004, Almusallam et al. 1996, Cabrera und Ghoddoussi 1992*). Andererseits wird die Erhöhung der Reibung an der Grenzschicht Bewehrungsstahl und Beton aufgrund der Bildung von Korrosionsprodukten als ursächlich angesehen (*Auyeung et al. 2000, Fang et al. 2004, Almusallam et al. 1996, Al-Sulaimani et al. 1990*). Ausgehend von Untersuchungen zum Einfluss der Korrosion auf die Reibung zwischen Stahl und Beton vermuten *Cairns et al. (2007)*, dass die Erhöhung der Verbundfestigkeit vor der Rissbildung nicht auf die Änderung der Reibung zurückzuführen ist. Der Grund dafür ist, dass die Maximalwerte der Reibung bei Korrosionsabträgen von rd. $x_{corr} = 70$ bis $230 \mu\text{m}$ auftreten und dass die Rissbildung bereits bei einem Korrosionsabtrag von rd. $x_{corr} = 40 \mu\text{m}$ einsetzt.

Der anschließende Abfall der Verbundfestigkeit wurde bei allen Untersuchungen an zentralen Ausziehkörpern mit der Bildung von Längsrissen über der Bewehrung in Verbindung gebracht. Es sei erwähnt, dass diese Untersuchungen mit der Ausnahme von *Fang et al. (2004)* ohne Bügelbewehrung durchgeführt wurden. Der mehr oder minder rapide Abfall der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion wird in der Literatur auf drei Ursachen zurückgeführt: (i) Reduzierung der mechanischen Verzahnung durch Abrostung der Rippen, (ii) Bildung einer weichen Schicht aus flockigen Korrosionsprodukten und (iii) die Weitung der Längsrisse über den Stäben und die damit einhergehende Schwächung der Umschließungswirkung der Betondeckung. Der Annahme, dass die aus Korrosionsprodukten bestehende Grenzschicht für die Schwächung des Verbundes verantwortlich ist (*Auyeung et al. 2000, Almusallam et al. 1996, Cabrera und Ghoddoussi 1992, Al-Sulaimani et al. 1990*), widersprechen die Untersuchungen von *Cairns et al. (2007)*, die bis zu korrosionsinduzierten Rissbreiten in der Betondeckung von 1 bis 2 mm keine Schwächung der Korrosionsschicht feststellen konnten.

Neben dem Einfluss der Korrosion auf die Verbundfestigkeit wurde auch der Einfluss auf das Verformungsverhalten untersucht. Die Untersuchungen zeigen, dass die Anfangssteifigkeit bei geringen Korrosionswerten zunimmt. Die Stabverschiebungen, die überwiegend am Stabende gemessen wurden, wiesen trotz erhöhten Verbundfestigkeiten geringere Werte auf (Fang et al. 2004, Auyeung und Balaguru 2001, Auyeung et al. 2000, Almusallam et al. 1996, Cabrera und Ghoddoussi 1992, Al-Sulaimani et al. 1990). Mit Bildung von Längsrissen und dem Verlust an Verbundfestigkeit nahm die Stabverschiebung bei Höchstlast zu. Offen bleibt, ob die Zunahme der Stabverschiebung auf die Schicht aus Korrosionsprodukten oder auf die Längsrisse oder auf eine Kombination aus beiden Faktoren zurückzuführen ist.

Die an zentrischen Ausziehkörpern durchgeführten Versuche weisen bezüglich der Untersuchungen zum Einfluss der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten einige Nachteile auf. Dazu zählen einerseits die relativ großen Betondeckungen von $c \geq 60$ mm sowie andererseits der in Abschnitt 4.2.2 beschriebene unrealistische Druckspannungszustand im umschließenden Beton. Beide Faktoren führen zur Versagensart Herausziehen. Korrosion an Stahlbetonbauteilen, besonders älterer Bauart, tritt jedoch überwiegend in den äußeren Bewehrungslagen mit $c < 60$ mm auf. Die damit verbundene Versagensart ist das Spalten und Abplatzen der Betondeckung. Ein weiterer Nachteil der zentrischen Ausziehversuche ist die fehlende Möglichkeit, den Einfluss einer Bügelbewehrung realistisch zu untersuchen. Die einzige Ausnahme diesbezüglich stellen die Untersuchungen von Fang et al. (2004) an zentrischen Ausziehkörpern dar. Im Gegensatz zu den Probekörpern ohne Bügelbewehrung zeigte die Korrosion bei Probekörpern mit Bügelbewehrung wenig Einfluss auf die Verbundfestigkeit.

Die Untersuchungen an korrodierten Biegebalken weisen die zuvor genannten Nachteile nicht auf. Die in der Literatur aufgeführten Ergebnisse zeigen eine leichte Zunahme der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion bis zu einem bestimmten Grenzwert. Dieser Grenzwert liegt, wie auch bei den zentrischen Ausziehversuchen, bei der Erstrissbildung (Al-Sulaimani et al. 1990, Cabrera und Ghoddoussi 1992, Berra et al. 1997, Mangat und Elgraf 1999). Nach der Erstrissbildung zeigen die Ergebnisse entweder eine weitere Steigerung oder eine Absenkung der Verbundfestigkeit. Mit Ausnahme von Mangat und Elgraf (1999), die keine Bügelbewehrung in den Biegebalken verwendeten, fanden jedoch alle Wissenschaftler eine mit zunehmender Korrosion stetig über 100 % der unkorrodierten Werte liegende Verbundfestigkeit. Cabrera und Ghoddoussi (1992) verwiesen jedoch darauf, dass aufgrund des Verlustes der Umschließungswirkung des korrodierten Stahles durch den Beton eine Abnahme der Mitwirkung des Betons auf Zug eine Umverteilung bzw. Erhöhung der Stahlspannungen bewirkt, die wiederum zu einer Erhöhung der errechneten Verbundfestigkeit führt. Cabrera und Ghoddoussi (1992) schlugen eine kritische Verbundspannung vor, die anhand einer vorgegebenen Stabverschiebung festgelegt wird. Als kritische Werte werden für das belastete Stabende $s_r = 0,25$ mm und für das freie Stabende $s_r = 0,051$ mm angegeben (Mathey und Watstein 1961). Anhand der kritischen Verbundspannung kam es im Vergleich zu den unkorrodierten Biegebalken zu einem maximalen Verbundfestigkeitsverlust von rd. 25 %.

Die Ergebnisse der Biegebalkenversuche sind bezüglich Verbundfestigkeit, Stabverschiebung und Durchbiegung wesentlich von der Verankerungslänge und vom Grad der Bügelbewehrung abhängig. Wie bereits erwähnt, verwendeten Mangat und Elgraf (1999) keine Bügelbewehrung, sondern Stahlhülsen zur Vermeidung eines Schubversagens. Nach der Erstrissbildung sank hier die Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion stetig ab. Al-Sulaimani et al. (1990) und Cabrera und Ghoddoussi (1992) untersuchten Biegebalken sowohl mit Verankerungslängen, die konform zu ACI und British Code waren als auch mit reduzierten Verankerungslängen. Berra et al. (1997) führten Untersuchungen an RILEM Biegebalken (RILEM/CEB/FIP recommendation 1979) mit richtlinienkonformer Bügelbewehrung und um 50 % reduzierter Bügelbewehrung durch. Trotz Korrosionsabträgen bis rd. $x_{corr} = 300$ μ m und Bildung von Längsrissen kam es bei allen Untersuchungen mit voller Verankerungslänge und Verbügelungsgrad zum Biegeversagen der Balken durch Erreichen der Stahlstreckgrenze. Die Höchstlast trat bei, im Vergleich zur unkorrodierten Probe, stark reduzierter Stabendverschiebung auf. Dieser Effekt wurde auch bei den zentrischen Ausziehversuchen vor der Bildung von Längsrissen festgestellt. Die Reduzierung der Verankerungslänge bzw. des Bügelabstandes hatte sowohl eine deutliche Erhöhung der Stabendverschiebung als auch eine deutliche Erhöhung der Durchbiegung zur Folge. Jedoch blieben auch hier die Verbundfestigkeiten oberhalb der unkorrodierten Werte (Al-Sulaimani et al. 1990, Berra et al. 1997) oder sanken maximal um 25 % ab (Cabrera und Ghoddoussi 1992).

Coronelli (1996) sieht den Grund für die trotz zunehmender Korrosion relativ gleichbleibenden Verbundfestigkeiten in der Umschließungswirkung der Bügel. Nach Ansicht von Coronelli (1996) bilden die Korrosionsprodukte eine solide Schicht, die günstig auf den Verbund wirkt. Diese Aussage deckt sich mit den Untersu-

chungen von *Cairns et al. (2007)* zur Oberflächenveränderung zwischen Stahl und Beton, die mit der Korrosion einhergeht. *Cabrera und Ghoddoussi (1992)* führten die gleichbleibend hohen Verbundfestigkeiten auf eine umgelagerte Tragwirkung (Bogen-Zugband-Effekt) des Balkens zurück. Dieser Effekt gestaltet es schwierig, den Einfluss der Korrosion auf den Verbund von dem Einfluss der umgelagerten Tragwirkung zu trennen. Insgesamt scheint die Korrosion bei den Biegebalkenversuchen einen geringen Einfluss auf die Verbundfestigkeit zu haben (Verbundfestigkeitsabnahmen von max. 25 %), vorausgesetzt es ist eine Bügelbewehrung zumindest im Auflagerbereich vorhanden (*Al-Sulaimani et al. 1990, Cabrera und Ghoddoussi 1992, Coronelli 1996*).

Untersuchungen an so genannten Balkenend-Probekörpern nach *Chana (1990)* mit Verbundlängen von 9 bis 21d, die den Bogen-Zugband-Effekt nicht aufweisen, zeigen einen ähnlichen Trend wie die Biegebalkenversuche. Bei Abwesenheit einer Bügelbewehrung sinken die Verbundfestigkeiten bereits ab einem Korrosionsabtrag von rd. $x_{corr} = 300 \mu\text{m}$ um bis zu 80 % des unkorrodierten Wertes ab (*Rodriguez et al. 1994, Almusallam et al. 1996*). Ist jedoch eine Bügelbewehrung vorhanden, so führen Korrosionsabträge von rd. $x_{corr} = 350 \mu\text{m}$ lediglich zu einer Abnahme der Verbundfestigkeiten um rd. 30 % (*Rodriguez et al. 1994*).

In den Untersuchungen mit Bügelbewehrung wurden stets nur die Längsstäbe beschleunigt korrodiert. Durch die Zugabe von Chloriden bei der Betonherstellung korrodierten zwar auch die Bügel, jedoch zu einem geringeren Ausmaß. In der Praxis korrodieren hingegen zuerst die Bügel, da sie eine geringere Betondeckung aufweisen. Bisher gibt es keine Untersuchungen, die den Aspekt der Bügelschwächung bzw. der Auslastung der Bügel unter Korrosionsbelastung analysieren.

Ein weiterer kritisch zu betrachtender Punkt bei der Mehrzahl der bisher durchgeführten Untersuchungen ist die starke anodische Polarisation der Probekörper zur Beschleunigung des Korrosionsprozesses. Mittlere natürliche Korrosionsstromdichten liegen zwischen rd. 0,1 und 1,0 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (*Andrade et al. 2004*). Maximalwerte wurden von *Balabanic et al. (1996)* auf rd. 5 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ berechnet. Dies gilt für die Wasserwechselzone von Meerwasserbauwerken. Die in den bisherigen Untersuchungen angewendeten Stromdichten liegen zwischen dem achtfachen und dem 2000-fachen über dem natürlichen Maximalwert. Die Anwendung sehr hoher Stromdichten wurde u. a. von *Cabrera und Ghoddoussi (1992)* und *Cabrera (1996)* kritisiert. *Coronelli (1996)* schlug einen oberen Grenzwert von $i_{corr} = 50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ und demnach den rd. zehnfachen natürlichen Maximalwert vor.

Die Ergebnisse der bisherigen Untersuchungen zum Einfluss der Bewehrungskorrosion auf den Verbund unterliegen starken Streuungen. Dies ist zum einen auf die unterschiedlichen Probekörpergeometrien, und zum anderen auf den Einfluss aus der teilweise praxisfremden Korrosion der Probekörper zurückzuführen. Genauere Informationen zum Einfluss der Probekörpergeometrie und der Probekörperkonditionierung werden in den Abschnitten 4.2.2 und 4.2.3 gegeben.

4.2.2 Einfluss der Probekörpergeometrie und der Lage des Bewehrungsstabes

Im Rahmen der Auswertung bisheriger experimenteller Ergebnisse im vorangegangenen Abschnitt wurde bereits ersichtlich, dass die Geometrie des Probekörpers einen Einfluss auf die Verbundfestigkeit hat. Dies ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass das Verbundverhalten in einem Bauteil vielmehr ein strukturelles Verhalten als ein lokales Materialgesetz darstellt, vgl. Abschnitt 3.1.1. Demnach besteht selbst bei Verbunduntersuchungen ohne Korrosion eine deutliche Abhängigkeit der Verbundfestigkeiten vom gewählten Probekörper. Aus diesem Grund wurde in der Vergangenheit versucht, die Versuchskörper bezüglich Form und Beanspruchung den unterschiedlichen Verbundbeanspruchungsbereichen im Bauteil nachzuempfinden (*Rostásy und Rohling 1984*).

Die wesentlichen geometrischen Faktoren, welche sowohl die Verbundfestigkeit als auch das Verformungsverhalten beeinflussen, sind die Betondeckung, die Betonierlage des Stabes, die Verbundlänge und eine ggf. vorhandene Querbewehrung. Mit variierender Probekörpergeometrie ändern sich auch die Auflagerbedingungen (vgl. Bild 11), die den Spannungszustand im Beton wesentlich beeinflussen. Da der Verbund durch die Interaktion zwischen Stahl und umgebendem Beton gewährleistet wird, ist dies ein bedeutsamer Aspekt. Die Grundlage für die Verbundwirkung bilden einerseits die passive Umschließungswirkung aus Betondeckung und ggf. vorhandener Querbewehrung und andererseits die aktive Umschließungswirkung aus ggf. vorhandenem Querdruck. Vereinfachend kann eine Spannungsverteilung entsprechend Bild 12 angenommen werden. Die entlang des Stabes wirkenden Verbundspannungen τ werden über die quer dazu wirkenden Spannungen σ_{lat} beeinflusst, vgl. Bild 12. Die passive Umschließungswirkung ist über die Betondeckung und die Anordnung der Bügel einfach zu beeinflussen und abzuschätzen. Auch eine aktive Um-

schließungswirkung durch äußerlich wirkenden Querdruck ist kontrollierbar. Jedoch ergeben sich in Abhängigkeit der Auflagerbedingungen zusätzliche, meist Druckspannungen, die die Verbundspannungen beeinflussen – in den meisten Fällen erhöhen.

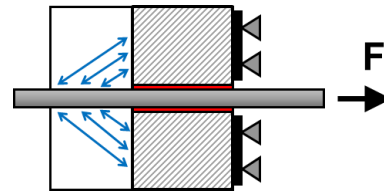
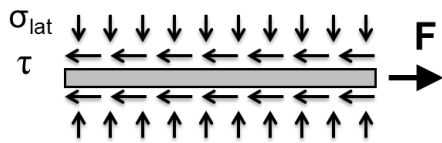


Bild 12: Verbund mit längs und quer wirkenden Spannungen am Bewehrungsstab

Bild 13: Zentraler Ausziehkörper mit verbundfreier Vorlänge (rot) und schematisch dargestelltem Druckspannungsverlauf (blau)

In Bild 13 ist ein zentraler Ausziehkörper mit enger Abstützung dargestellt, wie er in einer Vielzahl von Verbunduntersuchungen angewendet wurde. Im Bereich der Vorlänge (rot) findet keine Schädigung des Betons an der Grenzschicht Stahl-Beton aufgrund der Verbundwirkung statt. Infolgedessen bilden sich Druckstreben (blau) zwischen der Staboberfläche im Verbundbereich und dem ungeschädigten Beton (grau schraffiert) aus. Diese aus der Auflageranordnung resultierenden Kräfte erhöhen den Querdruck im Verbundbereich und wirken sich somit positiv auf die Verbundfestigkeit aus. Hinzu kommen die vergleichsweise hohen Betondeckungen von ≥ 60 mm. Infolgedessen ist die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf das Verbundverhalten in der Zugzone eines Balkens nur begrenzt möglich (Rostásy und Rohling 1984). Ein Vergleich der Verbundspannungs-Stabendverschiebungs-Beziehungen zwischen einem zentralen Ausziehkörper und einem Balkenend-Probekörper wird in Abschnitt 6.1.3 berichtet.

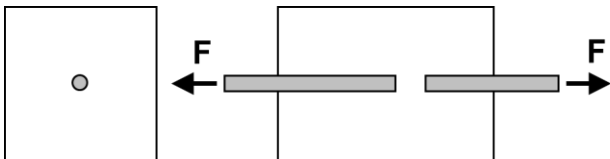


Bild 14: Prismatischer Zugausziehkörper

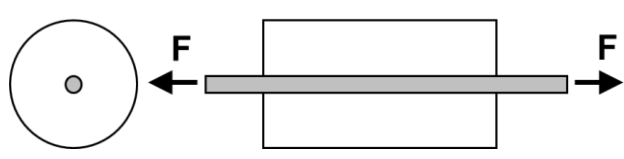


Bild 15: Zylinderförmiger Dehnkörper

Sowohl der u. a. von Auyeung et al. (2000) und Auyeung und Balaguru (2001) verwendete prismatische Zugausziehkörper, vgl. Bild 14, als auch der u. a. von Amleh und Mirza (1999) verwendete zylinderförmige Dehnkörper, vgl. Bild 15, weisen den zusätzlichen Querdruckanteil aus den Auflagerbedingungen nicht auf. Beide Probekörper werden zentrisch gezogen, sodass der Beton im Verbundbereich unter Zug steht. Aufgrund der zentrischen Zugbelastung stellt sich im Beton über den Querschnitt betrachtet kein Spannungsgradient ein, sodass auch keine Lastumlagerung stattfinden kann. Die Verbundprüfung mittels dieser Probekörper, zu denen auch der von Tastani und Pantazopoulou (2002) vorgeschlagene Direct Tension Pullout Bond Test (DTP-BT) zählt, bilden den ungünstigsten Belastungsfall ab. Diese Art von Probekörper eignet sich für die labortechnische Abbildung eines Zugbauteils bzw. eines Balkenabschnittes mit hohem Biegemoment. Der Nachteil dieser Probekörper liegt darin, dass der Einfluss einer realitätsnahen Verbügelung (den Stab direkt umschließend) nicht geprüft werden kann. Weiterhin besteht nur die Möglichkeit einer zentralen Einbettung des Stabes, welche ebenfalls von der Praxis abweicht.

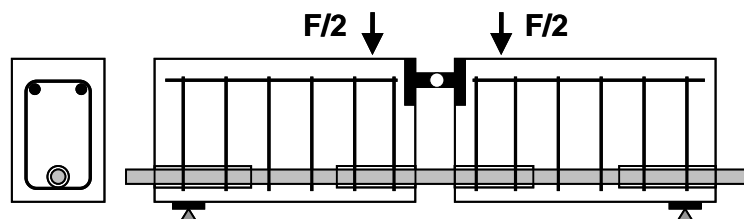


Bild 16: Biegebalkenprobekörper

Mithilfe des Biegebalkenprobekörpers, vgl. Bild 16, können Betondeckung und Bügelbewehrung praxisnah abgebildet werden. Jedoch hat sich aus den in Abschnitt 4.2 dargelegten Untersuchungen herausgestellt, dass die Abschätzung des Einflusses der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten durch eine Umlagerung des Tragmechanismus (Bogen-Zugband-Modell) erschwert wird. Weiterhin gestaltet sich sowohl die Herstellung als auch der Umgang mit diesem Probekörper schwierig.

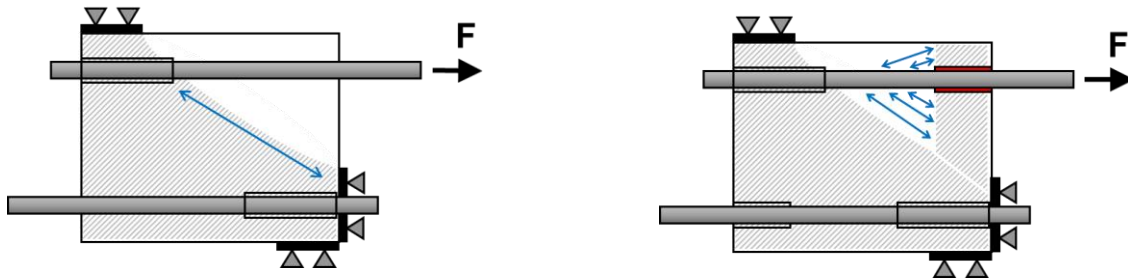


Bild 17: Balkenend-Probekörper nach Chana (1990) mit grau schraffiertem Bereich der möglichen Ausbildung einer Abstützung (blau)

Bild 18: Balkenend-Probekörper mit Verbundunterbrecher in Ausziehrichtung zur Vermeidung eines Ausbruchkegels und grau schraffiertem Bereich der möglichen Ausbildung einer Abstützung (blau)

Der Balkenend-Probekörper, vgl. Bild 17, verbindet die Vorzüge des Biegebalkenprobekörpers mit der Simplität des zentralen Ausziehkörpers. Er zeichnet sich durch kompakte Abmessungen und die Möglichkeit der realitätsnahen Abbildung von Betondeckung und Verbügelung aus. Allerdings wiesen *Tastani und Pantazopoulou (2002)* auf zwei Nachteile des Balkenend-Probekörpers hin. Die Verbundfestigkeit wird einerseits über die Weite des Schubereiches und andererseits über die Krümmung des Stabes bestimmt, die theoretisch der Balkenbiegung entspricht. Der Autor ist jedoch der Ansicht, dass letzterer Einfluss auch in einem tatsächlichen Verankerungsbereich eines Balkens auftritt und demnach nicht als zwingend nachteilig zu werten ist. Einzig die Verteilung von Moment und Querkraft weicht aufgrund der kompakten Abmessungen im Vergleich zu einem tatsächlichen Bauteil ab.

Eigene Voruntersuchungen ergaben, dass die Anordnung einer freien Verbundlänge im Bereich der Ausziehrichtung, vgl. Bild 18 (rot), den Spannungszustand im Beton beeinflusst und es infolgedessen zu einer Erhöhung der Verbundfestigkeit kommt. Untersuchungen ergaben, dass bei gleichen geometrischen Verhältnissen und einer Verkürzung der Verbundlänge von 180 mm auf 140 mm durch Anordnung eines Verbundunterbrechers in Ausziehrichtung eine Steigerung der Verbundfestigkeit um rd. 50 % zu verzeichnen war (*Fischer 2008*). Aus Bild 18 wird ersichtlich, dass sich Druckstreben zwischen dem Verbundbereich des Stabes und dem als Widerlager wirkenden unbeschädigten Beton ausbilden und somit einen Querdruck auf die Verbundfläche erzeugen. Demnach wird der Vorteil der Auflageranordnung im Balkenendprobekörper durch die Anordnung einer verbundfreien Vorlänge negiert. Der erzeugte Spannungszustand im Beton gleicht vielmehr dem einer engen Abstützung.

Neben der Anordnung der Auflager am Probekörper wird das Verbundverhalten auch durch die Betonierlage der Stäbe bestimmt. Für den unkorrodierten Zustand wird in den Normen zwischen der oberen und der unteren Bewehrungslage unterschieden. Anhand von experimentellen Untersuchungen wird von einer Abschwächung der Verbundfestigkeit der oberen Bewehrungslage im Vergleich zur unteren von rd. 10 % bis 15 % ausgegangen (*Sæther 2011*). In der *DIN 1045-1 (2008)* wird für die obere Bewehrungslage von Bauteilen mit einer Dicke > 300 mm eine Abminderung der Verbundfestigkeiten auf 70 % des Bemessungswertes für gute Bedingungen gefordert. Der Grund für diese Abminderung wird mit der Tatsache begründet, dass der Beton im oberflächennahen Bereich schlechter verdichtet wird und aufsteigende Luft an der Stabunterseite für eine porösere Schicht sorgt, die den Stahl-Beton-Verbund schwächt.

Aussagen über den Einfluss der Betonierlage der Stäbe in korrodierten Probekörpern mit gerippten Bewehrungsstäben weisen diesen Trend ebenfalls auf, jedoch mit geringerer Ausprägung. Untersuchungen von *Clark und Saifullah (1993)* zeigten leicht höhere Verbundfestigkeiten der unteren Bewehrungslage im Gegensatz zur oberen Bewehrungslage. Dieser Unterschied vergrößerte sich mit zunehmendem *c/d*-Verhältnis. *Saifullah und Clark (1994)* fanden geringe Festigkeitsunterschiede zwischen den Bewehrungslagen zum

Zeitpunkt der Rissbildung. Anhand der durchgeführten Untersuchungen folgerten *Rodriguez et al. (1994)*, dass der Einfluss der Bewehrungslage im Fall von korrodierten gerippten Bewehrungsstählen gering ist.

Ein weiterer wesentlicher Punkt ist die Lage des Stabes bezogen auf den Betonquerschnitt. Bei zentrischen Ausziehversuchen mit einem zentrisch eingebetteten Stab wirken die aus der Korrosion hervorgerufenen Radialkräfte axialsymmetrisch. In Stahlbetonbauteilen sind Bewehrungsstäbe bezogen auf den Betonquerschnitt jedoch überwiegend außermittig angeordnet. Die durch die Korrosion hervorgerufenen Radialkräfte bilden eine resultierende Kraft, die entgegen dem steifen Bauteilkern, hin zu Bauteiloberfläche bzw. Bauteilecke wirkt. Dieser Umstand hat in Bezug auf eine ggf. vorhandene Bügelbewehrung eine besondere Bedeutung, vgl. Abschnitt 8.3.

4.2.3 Einfluss der beschleunigten Korrosion durch anodische Polarisation

Die Korrosion ist in Bezug auf die durchschnittliche Laufzeit eines Forschungsprojektes ein sehr langsam verlaufender Prozess. Aus diesem Grund wurden nahezu alle bisher durchgeführten experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten von korrodierte Bewehrung in Beton künstlich beschleunigt. Zur Abschätzung der Intensität der Beschleunigung wird nachfolgend ein kurzer Überblick zu den in der Literatur genannten tatsächlich in der Natur vorkommenden maximalen Korrosionsgeschwindigkeiten gegeben. In der Vergangenheit wurde gezeigt, dass starke Beschleunigungen der Korrosion Abweichungen im Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und entstandener Rissbreite verursachen. Dies hat auch Auswirkungen auf das Verbundverhalten und wird im Folgenden zusammenfassend dargestellt.

Eine Kategorisierung der Korrosionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Korrosionsstromdichte, vgl. Gleichung (12), haben *Andrade et al. (2004)* auf der Basis einer Vielzahl von Bauteiluntersuchungen durchgeführt, vgl. Tabelle 2. Numerische Berechnungen von *Balabanic et al. (1996)* ergaben durchschnittliche Korrosionsstromdichten in Meerwasserbauwerken aus Stahlbeton zwischen 0,1 und 1,0 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Maximalwerte ergaben sich für den Bereich der Wasserwechselzone zu $i_{corr} = 5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Die Auswertung der Bauteiluntersuchungen von *Andrade et al. (2004)* ergaben, dass nahezu keine Korrosionsstromdichten über 10 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ gemessen wurden. Demnach kann von einem Maximalwert der natürlich auftretenden Korrosionsstromdichte von rd. 5 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ausgegangen werden.

Tabelle 2: Bewertung der Korrosionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Korrosionsstromdichte (*Andrade et al. 2004*)

Korrosionsstromdichte	Korrosionsgeschwindigkeit
$[\mu\text{A}/\text{cm}^2]$	$[-]$
1	2
$\leq 0,1$	vernachlässigbar
0,1 – 0,5	gering
0,5 – 1,0	moderat
$> 1,0$	hoch

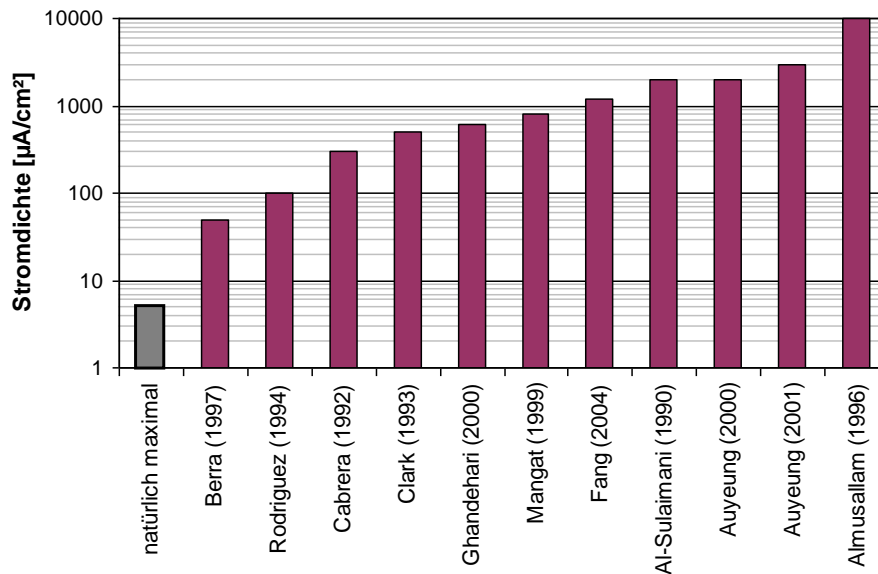


Bild 19: Vergleich der bisher in experimentellen Untersuchungen verwendeten Stromdichten zur Beschleunigung des Korrosionsprozesses mit der in der Praxis maximal auftretenden Stromdichte (grau)

Die in den bisher durchgeführten experimentellen Untersuchungen verwendeten Stromdichten liegen mehrheitlich deutlich über der in der Praxis maximal auftretenden Stromdichte, vgl. Bild 19. Diese exzessive Vervielfachung der natürlichen Korrosionsgeschwindigkeit im Rahmen der Untersuchungen zur Auswirkung der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten stellt momentan den größten Kritikpunkt dar. Die starke Diskrepanz der Probekörperkonditionierung einerseits zu natürlichen Korrosionswerten und andererseits zwischen den einzelnen Untersuchungen stellt ein großes Problem sowohl der Vergleichbarkeit untereinander als auch der Übertragbarkeit auf die Praxis dar.

Gezielte Untersuchungen zum Einfluss der Stromdichte auf das Verbundverhalten liegen nur in sehr begrenztem Maße vor. Untersuchungen von *Saifullah und Clark (1994)* haben gezeigt, dass eine zu drastische Erhöhung der natürlichen Korrosionsrate signifikante Auswirkungen auf die Rissbildung und die Verbundfestigkeit haben. Der zur Erstrissbildung benötigte mittlere Korrosionsabtrag lag bei starker Polarisation mit $i_{corr} = 4000 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ bei rd. $x_{corr} = 2 \mu\text{m}$ und bei schwacher Polarisation mit $i_{corr} = 40 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ bei rd. $x_{corr} = 22 \mu\text{m}$. Die Verbundfestigkeiten bei Erstrissbildung fielen bei starker Polarisation auf rd. 50 % ab und lagen bei schwacher Polarisation zwischen 100 % und 120 % jeweils in Bezug auf die unkorrodierten Werte.

Es wird vermutet, dass sich die Korrosionsprodukte bei starker Polarisation nicht in dem Maße mit dem umgebenden Beton „verzahnen“, d. h. in das Porensystem hineinwachsen, wie es unter natürlichen Bedingungen oder schwacher Polarisation mit Stromdichten von $i_{corr} < 50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ der Fall ist. Weiterhin ist davon auszugehen, dass bei starker Polarisation, die im Beispiel von *Saifullah und Clark (1994)* eine Erstrissbildung in wenigen Stunden hervorgerufen hat, die Relaxation des Betons nicht in natürlicher Weise ablaufen kann. Auch sollte hinterfragt werden, ob die Kristallisation der Korrosionsprodukte bei hohen Korrosionsströmen in einer Art und Weise geschieht, die mit natürlichen Korrosionsraten vergleichbar ist. Dieser Faktor hat sicherlich einen Einfluss auf die Beschaffenheit der Korrosionsprodukte und damit auf deren Vermögen, Verbundspannungen zu übertragen.

El Maaddawy und Soudki (2003) führten Untersuchungen zum Einfluss der Stromdichte ($100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ bis $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) auf den Korrosionsabtrag, die Rissentwicklung und die Betondehnungen durch. Daraus ergab sich, dass die Stromdichte bis zu einem Masseverlust von 0,8 % wenig Einfluss auf die Dehnungen im umliegenden Beton hat. Mit steigendem Masseverlust nehmen die Betondehnungen jedoch mit zunehmender Stromdichte deutlich zu. Sowohl *Mangat und Elgraf (1999)* als auch *El Maaddawy und Soudki (2003)* erklären dies mit der teilweisen Abwanderung von Korrosionsprodukten in das Porensystem des Betons. Eine höhere Stromdichte bedeutet eine zeitlich schneller ablaufende Korrosion bei gleicher Freisetzung an Korrosionsprodukten, die in der verkürzten Zeit nicht in dem Maße in das Betonporensystem abwandern können. Demnach stehen mehr Korrosionsprodukte für den Aufbau des Expansionsdruckes zur Verfügung. Es ist jedoch zu hinterfragen, ob es sich tatsächlich um die Abwanderung in das Porensystem oder um die Abwanderung in Mikrorisse handelt, da das Porensystem vorrangig bis zu Masseverlusten von 0,8 % gefüllt

wird. Untersuchungen anderer Wissenschaftler, die vergleichbare Stabdurchmesser und Betondeckungen nutzten, zeigen bei einem Masseverlust von rd. 0,8 % bereits erste Risse im Beton. D. h., dass zu diesem Zeitpunkt bereits Risse bestehen, in die Korrosionsprodukte abwandern können.

El Maaddawy und Soudki (2003) stellten weiterhin fest, dass die Stromdichte einen deutlichen Einfluss auf die Rissbreite hat. So ergab sich bei einem vergleichbaren Masseverlust von rd. 7,2 % bei einer Stromdichte von $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ eine maximale Rissbreite von 1,0 mm, jedoch bei einer Stromdichte von $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ lediglich eine maximale Rissbreite von 0,7 mm. Demnach fanden sowohl *Saifullah und Clark (1994)* als auch *El Maaddawy und Soudki (2003)* eine Steigerung der Rissbreite mit steigender Stromdichte und das bei gleichem Korrosionsabtrag.

4.2.4 Einfluss der Lagerungsbedingungen

Die Polarisationsversuche zur beschleunigten Vorkorrosion werden üblicherweise vollständig oder teilweise eingetaucht in eine bzw. durch Besprühen mit einer Chloridlösung konditioniert. Dadurch wird der Beton feucht gehalten, sodass der Widerstand im Elektrolyten gering bleibt und der Korrosionsstrom fließen kann. Weiterhin wird durch die Salzlösung ständig für den Nachschub an Chloridionen gesorgt, sodass der Korrosionsprozess ungehindert fortschreiten kann. Die Zugabe von Chloriden in den Frischbeton sorgt für eine sofortige Depassivierung. Im Rahmen der Untersuchungen der DFG-Forschergruppe 537 wurde festgestellt, dass für eine dauerhafte Depassivierung ein auf das Zementgewicht bezogener Chloridgehalt von 2 % nicht unterschritten werden sollte (*DFG-FOR 537 2011*).

Der zuvor beschriebene Feuchtigkeitshaushalt im Beton fördert die Korrosion, jedoch hat er auch einen wesentlichen Einfluss auf das Transportverhalten der gelösten Fe^{2+} -Ionen und auf die resultierenden Eisenverbindungen, die sich an bzw. um die Anode bilden. Je nach Sauerstoffangebot bilden sich unterschiedliche Eisenverbindungen, die jeweils unterschiedliche Volumenfaktoren (Verhältnis aus Volumen des Korrosionsproduktes zum Volumen von Eisen) aufweisen und damit den Sprengdruck und die Rissbildung beeinflussen. Näheres dazu wird in Abschnitt 6.2.2 erläutert.

Untersuchungen von *Cairns et al. (2007)* ergaben, dass Probekörper, die einem feucht-trocken-Wechsel ausgesetzt waren, im Gegensatz zur kontinuierlichen Feuchtlagerung, höhere Expansionswerte der Korrosionsprodukte zeigten. Während der Trockenphase sind die Korrosionsprodukte weniger mobil. Weiterhin begünstigt das Austrocknen der Risse die Zufuhr von Sauerstoff, sodass eine schnellere Oxidation ermöglicht wird. Jedoch ist auch davon auszugehen, dass der Anstieg des Elektrolytwiderstandes in der Trockenphase die Korrosion verlangsamt. Daraus kann geschlossen werden, dass sowohl der zeitliche Verlauf als auch das Verhältnis zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite im Beton stark von den Feuchtigkeitsbedingungen im Beton abhängen. Aufgrund der Tatsache, dass nahezu alle bisher durchgeführten experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten von korrodierter Bewehrung in Beton ähnliche Lagerungsbedingungen aufweisen (hohe Feuchtigkeitssättigung der Betonporen), so ist dieses Beeinflussungskriterium nicht als vordergründig einzustufen.

4.3 Numerische Untersuchungen

Numerische Untersuchungen zum Verbundverhalten von korrodierter Bewehrung in Beton wurden vermehrt in den vergangenen zehn Jahren durchgeführt. Die Schwierigkeit der numerischen Abbildung dieses Zusammenhanges besteht darin, dass einerseits die Mechanismen der Bewehrungskorrosion und andererseits die Mechanismen des Verbundes zwischen Stahl und Beton betrachtet werden müssen. Die Modelle stellen eine mehr oder minder große Vereinfachung dieser Mechanismen dar. Ein Überblick der bisherigen Untersuchungen wird in Tabelle 3 gegeben.

Die Modellierung des Verbundes ohne Korrosion kann einerseits detailliert, mittels der Modellierung eines Bewehrungsstabes, ggf. einer Interfaceschicht mit Verbundeigenschaften (meist τ -s-Beziehung nach *Eligehausen et al. (1983)* bzw. *CEB-FIP Model Code 90 (1992)*) und dem umgebenden Beton erfolgen. Hier ist weiterhin zwischen (i) dem Ansatz der mechanischen Verzahnung zwischen Stahl und Beton (ohne Interfaceschicht) und (ii) dem Ansatz der Oberflächeninteraktion durch Reibung und Adhäsion innerhalb einer Interfaceschicht zu differenzieren. Andererseits besteht die Möglichkeit, den Bewehrungsstab und die Verbundeigenschaft in einem diskreten Verbundmodell zu kombinieren (*Ožbolt et al. 2002*). Letzteres hat den Vorteil, dass der Modellierungsaufwand geringer ausfällt und somit ganze Stahlbetonbauteile simuliert werden können.

Tabelle 3: Überblick zu den u. a. bisher durchgeführten numerischen Untersuchungen bezüglich der Untersuchung des Verbundverhaltens korrodierter Bewehrung in Beton

Autor	Beschreibung	Bewehrung	Bügel	FE-Code
1	2	3	4	5
Diskrete Verbundmodelle				
<i>Pregartner et al. (2004)</i>	Modellierung der Bewehrung mittels 1D-Stabelementen, Einleitung der Korrosionsexpansion durch 3D-Betonelemente	glatt	nein	MASA
Axialsymmetrische Modelle				
<i>Berra et al. (2003)</i>	detaillierte Rippengeometrie ohne Interfaceelemente, Bügel als gleichmäßig verteilte Federelemente, Eintrag der Schädigung durch thermische Expansion der Stahlelemente	gerippt	ja	ABAQUS
<i>Berto et al. (2008)</i>	Definition einer Interfaceschicht als (i) bilineares τ -s-Gesetz und (ii) τ -s-Gesetz nach (<i>CEB-FIP Model Code 90 1992</i>), Betonschädigung durch einen umgebungsbedingten Schädigungsparameter in der Spannungs-Dehnungs-Beziehung	gerippt	nein	k.A.
<i>Chernin et al. (2010)</i>	Modell für glatte Bewehrungsstäbe mit Oberflächeninteraktion durch Reibung und Adhäsion innerhalb einer Interfaceschicht, Eintrag der Schädigung durch thermische Expansion der Stahlelemente, Anpassung der Verbundeigenschaften anhand von Korrosionsabtrag, Stromdichte und Stabverschiebung	glatt	nein	ABAQUS
Detaillierte 3D-Modelle				
<i>Lundgren und Gylltoft (2000)</i> <i>Lundgren (2002)</i> <i>Lundgren (2005a)</i> <i>Lundgren (2005b)</i>	sehr detailliertes Modell mit dreidimensional modelliertem Bewehrungsstab und Beton, Verbundverhalten wird innerhalb einer Interfaceschicht mittels Mohr-Coulomb-Reibungsgesetz und begrenztem Plastizitätsmodell mit Verfestigungsfunktion simuliert, Korrosionsschädigung ist über nichtlineare Expansion der Interfaceschicht implementiert	gerippt	nein	DIANA
<i>Amleh und Ghosh (2006)</i>	detailliertes Modell mit dreidimensional modelliertem Bewehrungsstab und Beton, Verbundverhalten wird an der Oberflächengrenzschicht zwischen Stahl und Beton mittels Mohr-Coulomb-Reibungsgesetz simuliert, die Schwächung des Verbundes wird über die Schwächung des Reibungskoeffizienten mit zunehmender Stabverschiebung und Masseverlust gesteuert	gerippt	nein	ABAQUS
<i>Richard et al. (2010)</i>	komplexes dreidimensionales Modell basierend auf kontinuumsmechanischen Schädigungsansätzen, Ansatz der Thermodynamik irreversibler Prozesse zur Formulierung der Schädigungsprozesse und Interaktionen zwischen Stahl und Beton sowie der Korrosion	gerippt	nein	Cast3M
<i>Grassl und Davies (2011)</i>	dreidimensionale Modellierung eines Gitterstabmodell mit begrenztem Plastizitätsmodell (Mohr-Coulomb) zur Simulation der Verbundwirkung sowie Korrosionsexpansion innerhalb einer Interfaceschicht	gerippt	nein	OOFEM

Pregartner et al. (2004) haben das von *Ožbolt et al. (2002)* entwickelte diskrete Verbundmodell zur dreidimensionalen FE-Analyse des Verbundes korrodierter glatter Bewehrungsstäbe in Balkenend-Probekörpern genutzt. Da bei diesem Modellansatz der Bewehrungsstab mit den Verbundeigenschaften in Form von 1D-Stabelementen modelliert wird, musste die korrosionsinduzierte Expansion über den Stab umgebende Betonelemente realisiert werden. Da diese nicht dem wahren Stabdurchmesser entsprachen, konnte keine geometrische Korrektheit gewährleistet werden. Der Vorteil dieses Modells lag jedoch in der impliziten Schwächung des Verbundes durch entstehende Risse im Beton. Die Berechnungen konnten den deutlichen Anstieg der Verbundfestigkeit von glatten Bewehrungsstäben durch Korrosion bis zur Erstrissbildung gut nachbilden.

Untersuchungen an axialsymmetrischen Modellen wurden u. a. von *Berra et al. (2003)*, *Berto et al. (2008)* und *Chernin et al. (2010)* durchgeführt. *Berra et al. (2003)* verwendeten den Ansatz der mechanischen Verzahnung ohne Interfaceschicht und modellierten an einem axialsymmetrischen Modell einen detailliert gerippten Bewehrungsstab und die umgebende Betondeckung. Der Aufbau des Expansionsdruckes, hervorgerufen durch die Korrosion, wurde mittels orthogonaler thermischer Ausdehnung des Bewehrungsstabes modelliert. Ziel der Untersuchungen war der Einfluss einer Querbewehrung auf die Verbundfestigkeit unter Korrosion der Bewehrung. *Berra et al. (2003)* konnten die experimentellen Ergebnisse anderer Wissenschaftler bestätigen, die eine Kompensation des Verbundfestigkeitsverlustes durch die Anwesenheit einer Bügelbewehrung fanden. Auch konnte eine Abhängigkeit vom Grad der Bügelbewehrung (Durchmesser und Abstand) gezeigt werden.

Auch *Berto et al. (2008)* führten numerische Untersuchungen an einem axialsymmetrischen Modell durch. Jedoch wurde das Verbundverhalten der untersuchten gerippten Bewehrung durch die τ - s -Beziehung innerhalb einer Interfaceschicht modelliert. Dazu wurde der τ - s -Ansatz aus dem *CEB-FIP Model Code 90 (1992)* verwendet. Der Einfluss der Korrosion auf das Verbundverhalten wurde durch einen Schädigungsparameter modelliert. Die durch die Korrosion hervorgerufene Betonschädigung wurde anhand eines umgebungsbedingten Schädigungsparameters implementiert. Die Stahlschädigung wurde mittels einer zeitabhängigen Querschnittsreduktionsgleichung modelliert. Die Kalibrierung an zentrischen Ausziehversuchen und Nachrechnung von Balkenversuchen, jeweils von *Al-Sulaimani et al. (1990)*, zeigten gute Ergebnisse.

Auch die numerischen Untersuchungen an einem axialsymmetrischen Modell von *Chernin et al. (2010)* wurden mittels Oberflächeninteraktion (Reibung und Adhäsion) innerhalb einer Interfaceschicht durchgeführt. Das Verbundverhalten innerhalb der Interfaceschicht wurde auch hier mittels einer τ - s -Beziehung charakterisiert. Die durch die Korrosion hervorgerufene Veränderung dieser Beziehung wurde anhand des Korrosionsabtrages x_{corr} und der Stromdichte i_{corr} gesteuert. Der Aufbau des Expansionsdruckes, hervorgerufen durch die Korrosion, wurde analog zu den Untersuchungen von *Berra et al. (2003)* mittels orthogonaler thermischer Ausdehnung des Bewehrungsstabes modelliert. Die Kalibrierung des Modells erfolgte anhand von experimentellen Untersuchungen für glatte Bewehrungsstäbe. Der Umfang der Untersuchungen beschränkte sich auf Korrosionsabträge, die noch keine Oberflächenrisse hervorriefen. Der für glatte Bewehrungsstäbe charakteristische Anstieg der Verbundspannung durch Korrosion vor Erstrissbildung sowie die Abnahme der Verbundspannung mit zunehmender Stabverschiebung konnten nachempfunden werden.

Der Vorteil der axialsymmetrischen Modelle liegt einerseits in der Möglichkeit, dass einer Interfaceschicht sehr detaillierte Informationen der einzelnen Schädigungsparameter zugewiesen werden können. Weiterhin ist der Aufwand der Diskretisierung begrenzt. Der Nachteil dieser Modelle liegt darin, dass die Schwächung des Verbundes aufgrund der Schwächung der Umschließungswirkung des Betons durch entstehende korrosionsinduzierte Risse nicht realitätsnah abgebildet werden kann. Diesen Nachteil umgehen die detaillierten dreidimensionalen Modelle.

Ein sehr detailliertes Modell zur Wiedergabe des Verbundverhaltens mittels dreidimensionaler Modellierung des Bewehrungsstahls und des umgebenden Betons, die über eine Interfaceschicht verbunden sind, wurde von *Lundgren und Gylltoft (2000)* entwickelt. Das Verbundverhalten wurde innerhalb der Interfaceschicht mittels eines Mohr-Coulomb-Reibungsgesetzes und eines begrenzten Plastizitätsmodells mit Verfestigungsgesetz modelliert. Zusätzlich wurde die Zerstörung der Betonkonsolen auf Druck, was besonders bei zyklischer Belastung an Bedeutung gewinnt, vereinfachend durch eine Senkung der Reibung zwischen Stahl und Beton realisiert. Die Korrosion der Bewehrung sowie deren Auswirkungen auf das Verbundverhalten wurden später durch *Lundgren (2002)* in das Modell implementiert. Dabei wurde der Interfaceschicht zusätzlich eine Expansionsfunktion zugeordnet, die eine bestimmte Steifigkeit der Korrosionsprodukte sowie einen exponentiellen Anstieg der radial wirkenden Spannungen beinhaltet. Die Kalibrierung des Modells erfolgte anhand von zentrischen Ausziehversuchen von gerippten Bewehrungsstäben. Jedoch besteht auch die Mög-

lichkeit, glatte Bewehrungsstäbe durch Anpassung der Parameter zu rechnen. Im Rahmen von *Lundgren (2005a)* und *Lundgren (2005b)* wurde das Modell optimiert. Aufgrund des hohen Detaillierungsgrades ist das Modell besonders für die Berechnung von Bauteildetails geeignet. Jedoch ist eine detaillierte Implementierung von Querbewehrung in das Modell noch nicht geschehen.

Ein weiteres dreidimensionales Modell wurde von *Amleh und Ghosh (2006)* entwickelt. Auch hier wurde sowohl der Bewehrungsstab als auch der umgebende Beton mittels 3D-Elementen diskretisiert. Das Verbundverhalten wurde mittels einer oberflächenbasierten Interaktion an der Grenzfläche zwischen Stahl und Beton simuliert. An der Grenzfläche wurde ein Reibungsgesetz nach Mohr-Coulomb angenommen, welches sich mit zunehmender Verschiebung sowie zunehmender Korrosion exponentiell abschwächt. Die an der Grenzfläche wirkende Normalkraft wurde im unkorrodierten Fall anhand der Dicke der Betondeckung berechnet. Die Abnahme des Reibungskoeffizienten im unkorrodierten Zustand erfolgte über einen anwenderspezifischen Abschwächungsfaktor in Kombination mit der Stabverschiebung. Im korrodierten Fall wurde der Reibungskoeffizient mit zunehmendem Masseverlust abgeschwächt. Eine anfängliche Zunahme der Reibung war nicht vorgesehen. Der Beitrag der Adhäsion zur Verbundwirkung wurde vernachlässigt. Das Modell wurde anhand der experimentellen Untersuchungen von *Amleh und Mirza (1999)* an zylindrischen Probekörpern mit mittig eingebetteten gerippten Bewehrungsstäben kalibriert.

Ein außerordentlich komplexes dreidimensionales Modell basierend auf kontinuumsmechanischen Schädigungsansätzen wurde von *Richard et al. (2010)* entwickelt. Zur möglichst exakten Formulierung der Schädigungsprozesse im Rahmen der Verbundwirkung sowie der Korrosion und deren Interaktion wurde der Ansatz der Thermodynamik irreversibler Prozesse bemüht. Die wesentlichen physikalischen Mechanismen an der Grenzschicht waren eine reibungsabhängige Stabverschiebung sowie die zeitlich gesteuerte Expansion der Korrosionsprodukte. Beides wurde in eine Interfaceschicht zwischen die Stahl- und Betonelemente implementiert. Die theoretischen Formulierungen wurden in den FE-Code Cast3M implementiert, der am Französischen Atomforschungszentrum entwickelt wurde. Gerechnet wurden sowohl zwei- als auch dreidimensionale Modelle. Die Schwierigkeit lag in der Bestimmung der benötigten Modellparameter. Jedoch konnte eine Kalibrierung an experimentellen Ergebnissen durchgeführt werden.

Grassl und Davies (2011) modellierten die Verbundwirkung unter Korrosionseinwirkung mittels eines Gitterstabmodells (*engl.*: lattice model). Sowohl der Bewehrungsstab als auch der Beton wurden mittels geometrisch dreidimensional zufällig angeordneten Stabelementen modelliert. Die Verbundwirkung der gerippten Stäbe wurde innerhalb einer Interfaceschicht durch ein begrenztes Plastizitätsgesetz analog zum verwendeten Ansatz von *Lundgren (2005a)* – einem Mohr-Coulomb-Reibungsgesetz – modelliert. Auch die Expansion wurde innerhalb der Interfaceschicht modelliert. Mit dem entwickelten Modell wurden die experimentellen Ergebnisse von *Lee et al. (2002)* nachgerechnet, was eine gute Übereinstimmung im ungerissenen Bereich ergab. Eine Optimierung wird für den gerissenen Zustand angestrebt.

4.4 Modellansätze

Eine Prognose der Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton ist in den bisherigen Normen nicht geregelt. Einzig in *fib (2000)* werden Ansätze zur Vorgehensweise aufgeführt. Jedoch sind in der Vergangenheit einige Modelle zur Beschreibung der Verbundfestigkeit bei korrodierter Bewehrung erarbeitet worden. Nachfolgend sollen einige dieser Modelle Erwähnung finden.

Für einige der in Abschnitt 4.2 vorgestellten experimentellen Untersuchungen wurde eine Regressionsanalyse durchgeführt, deren Gleichung jedoch lediglich für die jeweiligen Randbedingungen gültig ist. Dazu zählen u. a. *Saifullah und Clark (1994)*, *Rodriguez et al. (1994)*, *Cabrera (1996)*, *Lee et al. (2002)* und *Chung et al. (2008)*. Alle vorgenannten Autoren nutzten den prozentualen Masseverlust oder den mittleren Korrosionsabtrag als einzige Variable zur Beschreibung der Verbundfestigkeitsänderung mit zunehmender Korrosion. Die Rissbreite als Parameter für die Korrosionsintensität wurde von *Cairns et al. (2006)* zur Beschreibung der Verbundfestigkeitsabnahme bei Untersuchungen an Probekörpern mit glatten Bewehrungsstäben genutzt. *Bhargava et al. (2007)* stellten eine Regressionsanalyse über eine Vielzahl unterschiedlicher Experimente an – unterteilt nach Ausziehversuchen (Gl. (17)) und Biegeversuchen (Gl. (18)). Dabei sei kritisch angemerkt, dass bei der Regression der Ausziehversuche Probekörper mit und ohne Bügelbewehrung gemischt wurden.

$$f_{b,corr} = 1,192e^{-0,117m_{loss}} \quad [\text{MPa}] \quad \text{für } m_{loss} > 1,5 \% \quad (17)$$

$$f_{b,corr} = 1,346e^{-0,198m_{loss}} \text{ [MPa]} \text{ für } m_{loss} > 1,5 \% \quad (18)$$

mit: $f_{b,corr}$ = Verbundfestigkeit unter Korrosionseinwirkung
 m_{loss} = Masseverlust [%]

Rodriguez et al. (1994) stellten neben einer Regressionsanalyse der experimentellen Daten auch ein empirisches Modell zur Beschreibung der Auswirkungen der Korrosion auf das Verbundverhalten auf. Bei den Experimenten handelte es sich um Balkenendprobekörper mit jeweils vier Bewehrungsstäben in Ecklage sowohl mit als auch ohne Bügelbewehrung. Aufgrund der Probekörpergeometrie konnte die Versagensart Spalten der Betondeckung untersucht werden. Die Verbundfestigkeit unter Korrosionseinwirkung setzt sich aus den Anteilen der Umschließungswirkung des Betons und der Bügelbewehrung zusammen:

$$f_{b,corr} = f_{b,c} + f_{b,st} \text{ [MPa]} \quad (19)$$

mit

$$f_{b,c} = 0,6 \cdot \left(0,5 + \frac{c}{d} \right) \cdot f_{ct} (1 - \beta \cdot x_{corr}^\mu) \text{ [MPa]} \quad (20)$$

und

$$f_{b,st} = \lambda \frac{A_{st} f_{y,st}}{s_{st} d_{st}} \leq 1,7 \text{ [MPa]} \quad (21)$$

mit: $f_{b,corr}$ = Verbundfestigkeit unter Korrosionseinwirkung
 $f_{b,c}$ = Anteil der Umschließungswirkung durch den umgebenden Beton
 $f_{b,st}$ = Anteil der Umschließungswirkung durch die Bügel
 x_{corr} = Korrosionsabtrag [μm]
 f_{ct} = Betonzugfestigkeit [MPa]
 c = Betondeckung [mm]
 d = Durchmesser des Längsstabes [mm]
 d_{st} = Bügeldurchmesser [mm]
 A_{st} = Bügelquerschnittsfläche [mm^2]
 s_{st} = Bügelabstand [mm]
 $f_{y,st}$ = Streckgrenze der Bügel [MPa]
 β = Konstante zwischen 0,26 ... 0,40
 μ = Konstante mit 0,10
 λ = Konstante mit 0,16

Gleichung (19) gilt ab dem Erreichen der Erstrissbildung, da die ggf. auftretende anfängliche Zunahme der Verbundfestigkeit in den Gleichungen (20) und (21) nicht erfasst wird. In Gleichung (20), die die Umschließungswirkung der Betondeckung beschreibt, geht der Einfluss des c/d -Verhältnisses ein. Weiterhin wird die exponentielle Abnahme der Verbundfestigkeit erfasst. Der Anteil aus der Umschließungswirkung der Bügel geht als fester Wert ein, der unabhängig vom Grad der Korrosion ist. Diese Vereinfachung ist auf die Untersuchungen von *Rodriguez et al. (1994)* zurückzuführen, bei denen lediglich die Längsstäbe beschleunigt korrodiert wurden. Tatsächlich besitzen die Bügel jedoch eine geringere Betondeckung und korrodieren demnach sogar frühzeitiger bzw. stärker als die Längsstäbe.

Ein analytisches Modell, welches sowohl den anfänglichen Anstieg der Verbundfestigkeit bei geringen Korrosionswerten als auch den Einfluss einer durch Korrosion geschwächten Bügelbewehrung erfasst, wurde von *Coronelli (2002)* erarbeitet. Das Modell beruht im Wesentlichen auf den Grundlagen von *Tepfers (1973)* sowie einem Modell von *Cairns und Abdullah (1996)* für das Spaltversagen von Übergreifungsstößen und

einem Modell von *Giuriani et al. (1991)* zur Umschließungswirkung einer Bügelbewehrung, die jeweils um den Einfluss der Bewehrungskorrosion ergänzt wurden:

$$f_{b,corr} = k(x_{corr}) \cdot p_{max}(x_{corr}) + f_b^0(x_{corr}) + \mu(x_{corr}) \cdot p_{corr}(x_{corr}) \quad [\text{MPa}] \quad (22)$$

Die maximale Verbundfestigkeit $f_{b,corr}$ bestimmt sich aus dem maximal aufnehmbaren Druck p_{max} , der sich aus einem Anteil des umschließenden Betons und einem Anteil der umschließenden Bügelbewehrung zusammensetzt. Der Faktor k leitet sich aus einer Funktion ab, in die die Rippenneigung und -fläche sowie der Reibungswinkel zwischen Stahl und Beton eingehen. Neben dieser Spaltkomponente geht auch eine Komponente ohne Spaltwirkung ein, nämlich f_b^0 , die von den Adhäsionseigenschaften an der Grenzfläche Stahl-Beton abhängig ist. Außerdem wird über eine Reibungskomponente der Anteil der Verbundfestigkeit erfasst, der aufgrund des Expansionsdruckes der Korrosionsprodukte p_{corr} und des Reibungskoeffizienten an der Grenzfläche μ entsteht. Alle zuvor genannten Komponenten sind vom Korrosionsabtrag abhängig. Jedoch ist diese Abhängigkeit der einzelnen Komponenten vom Korrosionsabtrag experimentell wenig erforscht, sodass *Coronelli (2002)* einige Vereinfachungen bezüglich der Parametervariationen durchführen musste. Aufgrund der hohen Komplexität des Modells, die vorrangig aus der iterativen Lösung des maximalen Korrosionsdruckes p_{corr} und des maximal aufnehmbaren Umschließungsdruckes p_{max} entsteht, ist das Modell nicht mehr „von Hand“ lösbar.

Bhargava et al. (2007) griffen das Modell von *Coronelli (2002)* auf und führten Anpassungen zur Bestimmungen einiger der in Gleichung (22) vorkommenden Komponenten durch. Jedoch blieb die Grundform des Modells erhalten.

Wang und Liu (2004) stellten ebenfalls ein analytisches Modell auf, welches den Expansionsdruck, die Umschließungswirkung der Betondeckung und die Änderung des Reibungskoeffizienten erfasst. Der Anteil einer ggf. vorhandenen Bügelbewehrung ist jedoch nicht integriert. Die zugehörige Gleichung ist nachfolgend aufgeführt:

$$f_{b,corr} = f_{b,c} + \tan \alpha \cdot p_{corr} \quad [\text{MPa}] \quad (23)$$

Der Anteil $f_{b,c}$ bildet die zum kritischen Korrosionsabtrag aufnehmbare Verbundfestigkeit ab und wird mit dem Anteil summiert, der aufgrund des Korrosionsdruckes der Korrosionsprodukte p_{corr} multipliziert mit dem Tangens der zerdrückten Betonfläche vor der Rippung entsteht.

Tastani und Pantazopoulou (2007) erarbeiteten ein analytisches Modell aufbauend auf dem Reibungsansatz. Dazu wird der kritische Expansionsdruck ermittelt, der mit einem korrosionsgradabhängigen Reibungskoeffizienten multipliziert wird:

$$f_{b,corr} = \frac{2}{\pi} \mu(x_{corr}) \left[\sigma_c(x_{corr}) + \sigma_{st}(x_{corr}) + \sigma_{conf}(x_{corr}) \right] + f_b^0(x_{corr}) \quad [\text{MPa}] \quad (24)$$

In Gleichung (24) wird der korrosionsgradabhängige Reibungskoeffizient μ mit dem Expansionsdruck σ_n multipliziert, der sich aus der Umschließungswirkung der Betondeckung und der Bügelbewehrung sowie einer ggf. vorhandenen Querpressung zusammensetzt. Anschließend wird ein ebenfalls vom Grad der Korrosion abhängiger Adhäsionsanteil addiert. Das Modell wurde anhand von Biegeversuchen an Balkenendprobekörpern mit langen Verankerungslängen kalibriert und validiert. Es weist in der Berechnung der Spannungsanteile eine hohe Komplexität auf, die keine Abschätzung der resultierenden Verbundfestigkeit „von Hand“ ermöglicht.

5 Experimentelle Untersuchungen

5.1 Auswahl des Probekörpers

Die Wahl des Probekörpers und die damit verbundene Art und Weise der Verbundprüfung hat, wie bereits erwähnt, einen Einfluss auf die Ergebnisse. Aus diesem Grund werden nachfolgend die Anforderungen an den Probekörper genannt. Grundsätzlich sollten Ergebnisse erzielt werden, die in Beziehung zu realistischen Bauteilen gebracht werden können. In diesem Zusammenhang steht die Wahl eines kritischen Bauteilbereiches im Vordergrund.

Aus den Normen geht hervor, dass ein Bemessungsnachweis sowohl für den Verankerungsbereich, als auch für Übergreifungsstöße geführt werden muss. Diese Bereiche stellen die kritischen Punkte eines Bauteils bezüglich des Verbundes dar. Aufgrund der nicht quantifizierbaren zusätzlichen Effekte eines Übergreifungsstoßes wurde der Verankerungsbereich von Bewehrungsstäben als Untersuchungsschwerpunkt gewählt.

Weiterhin spielt die Lage der zu untersuchenden Bewehrungsstäbe eine wesentliche Rolle. Für Bewehrungsstäbe im inneren von Bauteilen, und demnach großen Betonüberdeckungen, liefern die traditionellen Verbunduntersuchungen, bspw. der RILEM Pull-out-Test (*RILEM/CEB/FIP recommendation 1979*) aussagekräftige Ergebnisse, da hier der Versagenszustand durch Herausziehen des Stabes charakteristisch ist. Randnahe Bewehrungsstäbe mit Betondeckungen rd. $c \leq 50$ mm, die vornehmlich Opfer korrosiver Prozesse sind, versagen jedoch meist durch Spalten der Betondeckung. Das Spaltversagen wiederum wird vom Spannungszustand des Betons beeinflusst, der im Verbund mit dem geprüften Stahl steht. Der RILEM Pull-out-Test mit seiner engen Abstützung sorgt für einen Druckspannungszustand im angrenzenden Beton der Verbundlänge. Bei durch Korrosion bedrohten kritischen Bauteilbereichen, wie dem Verankerungsbereich der Zugbewehrung eines Balkens, steht der Beton jedoch unter Zug. Dieser ganz wesentliche Umstand sollte ebenfalls bei der Wahl eines Probekörpers berücksichtigt werden.

Neben einer realistischen Betondeckung und einem wirklichkeitsnahen Spannungszustand musste eine adäquate Verbundlänge gewählt werden. Sie sollte mindestens so lang sein, dass der Einfluss einer Bügelbewehrung untersucht werden kann. Jedoch sollte ihre Länge soweit begrenzt werden, dass ein Stahlversagen ausgeschlossen werden kann.

Mit den vorgenannten Anforderungen und den in Abschnitt 4.2.2 dargelegten Einflussfaktoren der Probekörpergeometrie fiel die Wahl auf den in Bild 20 dargestellten Balkenend-Probekörper. Als Grundlage für den Probekörper dienten die Untersuchungen von *Chana (1990)* sowie eigene Untersuchungen, die in *Fischer (2008)* näher erläutert sind.

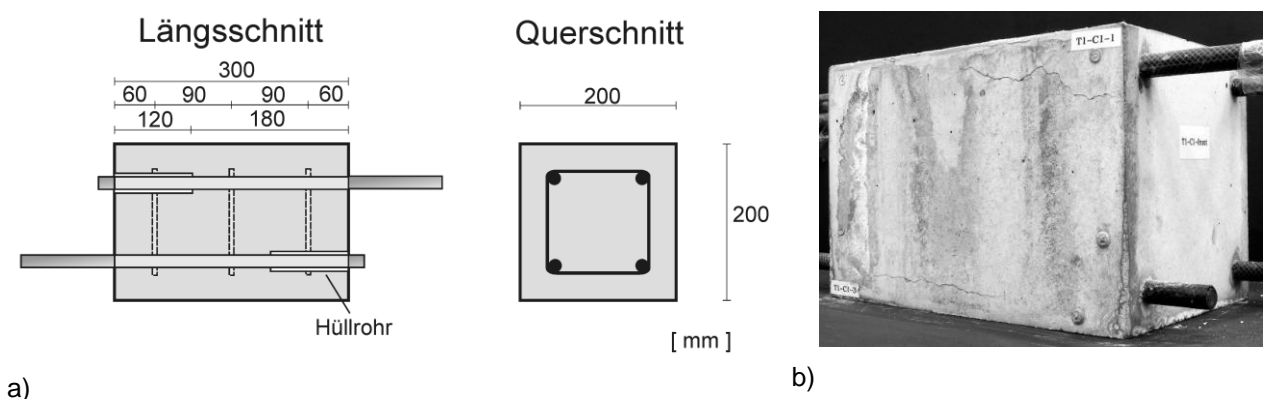
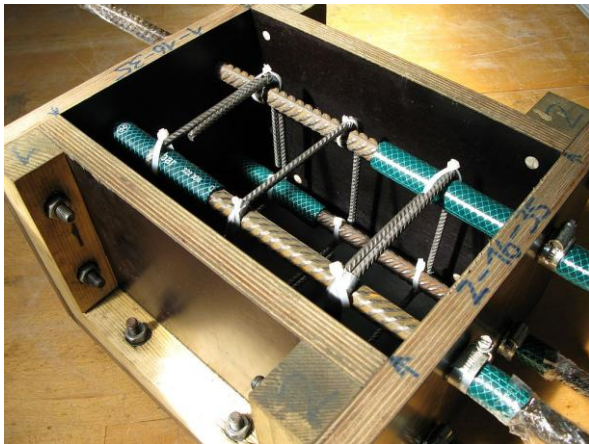


Bild 20: Geometrie des Balkenend-Probekörpers, a) schematisch, b) Foto

Die Probekörper enthielten jeweils vier Stäbe in Ecklage mit Stabdurchmessern von $d = 12$ mm und $d = 16$ mm sowie mit Betondeckungen von $c = 20$ mm und $c = 35$ mm. Die Verbundlänge betrug stets 180 mm. Die verbleibenden 120 mm des Bewehrungsstabes wurden mit einem Gummischlauch versehen, sodass sich kein Verbund zwischen Stab und Beton ausbilden konnte. Zur Vermeidung von Korrosion zwischen dem Schlauch und dem Bewehrungsstab wurde Denso-Jet Korrosionsschutzfett der Firma Denso aufgebracht. Der Verbundunterbrecher diente gleichzeitig der Vermeidung eines Querdruckes aus dem vertikalen Auflager, welches darüber angeordnet wurde.

Weiterhin wurden vier Probekörpertypen (Typ 2, 4, 5 und 6) mit Bügeln im Durchmesser von 6 mm und einem Bügelabstand von 90 mm untersucht. Bei zwei dieser vier Probekörpertypen (Typ 5 und 6) wurden die Bügel elektrisch gegen die Längsstäbe isoliert. Diese Maßnahme diente der Untersuchung der Wirksamkeit von korrodierten Bügeln. Dafür wurden die Bügelecken mit Klebeband umwickelt und die Fixierung an den Längsstäben mit Kabelbindern anstatt mit Bewehrungsdraht ausgeführt, vgl. Bild 21.



a)

b)

Bild 21: Probekörperschalung mit gegen die Längsbewehrung isolierter Bügelbewehrung, a) im Überblick
b) Isolierung im Detail

Insgesamt gab es sechs unterschiedliche Probekörpertypen (siehe Tabelle 4). Von jedem Probekörpertyp wurden acht Exemplare hergestellt, von denen jeweils zwei als unkorrodierte Referenzproben (R1 und R2) und jeweils sechs Proben (C1 bis C6) zu unterschiedlichen Korrosionsstadien geprüft wurden. Die im Folgenden verwendete Bezeichnung setzt sich aus dem Typ (T1, T2, ...), dem Korrosionsstadium (R1 oder C1, C2, ...) und der Stabnummer (1 - 4) zusammen. Daraus folgt bspw. T1-C3-4 für den vierten Stab, im dritten Korrosionsstadium eines Typ 1 Probekörpers. Die Stäbe 1 und 2 befinden sich in der oberen und die Stäbe 3 und 4 in der unteren Betonierlage, gezählt wird in Z-Form.

Tabelle 4: Probekörpertypen mit jeweiligen Geometrieangaben

Typ Nr.	Durchmesser d	Betondeckung c	c/d	Bügel d/s	elektr. Kontakt der Bügel
–	[mm]	[mm]	[–]	[mm]	–
1	2	3	4	5	6
1	12	20	1,7	–	–
2	12	20	1,7	6/90	ja
3	16	35	2,2	–	–
4	16	35	2,2	6/90	ja
5	12	20	1,7	6/90	nein
6	16	35	2,2	6/90	nein

Der verwendete Beton enthielt 360 kg Zement pro Kubikmeter, hatte einen w/z-Wert von 0,5 und enthielt quarzitisches Sand und Kies mit einem Größtkorn von 8 mm. Mit Hilfe von Fließmittel wurde der Konsistenzbereich F3 eingestellt. Zur beschleunigten Aktivierung der Vorkorrosion wurde dem Zugabewasser ein Chloridgehalt von 2,5 M.-%/zem in Form von 90 % NaCl und 10 % CaCl₂, entsprechend dem Mischungsverhältnis für Tausalz, zugegeben. Der verwendete Bewehrungsstahl war ein BSt 500 S WR. Während der Herstellung wurde der Beton analog zur Herstellung von Würfelproben mit einer Kantenlänge von 150 mm in drei Lagen eingefüllt und auf einem Rütteltisch verdichtet.

5.2 Konditionierung der Probekörper

Aufgrund des unter natürlichen Bedingungen langsam ablaufenden Korrosionsprozesses musste die Bewehrungskorrosion in den zu untersuchenden Probekörpern beschleunigt werden. Wie bereits in Abschnitt 4.2.3 erläutert, wurde die Korrosion im Rahmen der bisherigen Untersuchungen überwiegend sehr stark beschleunigt. Teilweise lagen die Werte vier Größenordnungen über den in der Natur maximal auftretenden Korrosionsraten. Diese hohen Korrosionsraten können zu unrealistischen Korrosionsprodukten, einer andersgearteten Grenzschicht und einem gegenüber natürlicher Korrosion abweichenden Betonverhalten führen. Aus diesem Grund wurde versucht, die Vorkorrosion so schonend und damit so nah wie möglich an natürliche Korrosionsprozesse im Beton anzulehnen.

Die beschleunigte Vorkorrosion erfolgte durch potentiostatische Polarisation bei +500 mV gegen die Normalwasserstoffelektrode (NHE). Diese Variante der beschleunigten Vorkorrosion, bzw. die vorgesehene Polarisation in angegebener Größenordnung, wurde analog der Zulassungsprüfung für Betonzusatzmittel gewählt. Dies erfolgte unter der Annahme des Sauerstoffpartialdrucks der Luft und einem pH-Wert von 12,3, der als Untergrenze für realistische Porenelektrolyte in Beton gelten kann. Es wird dadurch ein Zustand erzeugt, der der maximalen Wirksamkeit großflächiger Kathoden entspricht und damit höchstmögliche, aber nicht unrealistische Abtragsraten erzeugt. Gleichzeitig wird durch die potentiostatische Versuchsdurchführung ausgeschlossen, dass sich zusätzliche, unrealistische und deswegen unerwünschte Elektrodenreaktionen, z. B. Chlorentwicklung aus Chlorid, etc. überlagern, da deren Gleichgewichtspotentiale deutlich höher liegen.

Zusätzlich zum angelegten Potential wurden die Seitenflächen der Proben zweimal täglich für 3 min bzw. 1 min mit 1%-iger Chloridlösung berieselt. Dazu wurden die Proben hängend übereinander angeordnet, vgl. Bild 22. Damit die Salzlösung nicht direkt über die Bewehrungsstäbe laufen konnte, wurden Leitbleche aus Kunststoff an die Probekörperkanten geklebt, sodass die Lösung nur entlang der beiden Seitenflächen fließen konnte. Die Ober- und Unterseite sowie die beiden Stirnseiten blieben trocken. An den Seitenflächen der Probekörper befanden sich die aus platinierterm Titandraht bestehenden Kathodengitter. Diese waren an jeder Seite über zwei rd. 3 cm breite Schwammstreifen an den Beton kontaktiert, vgl. Bild 23. Durch die zweimal tägliche Berieselung mit Chloridlösung blieben die Schwämme feucht und gewährleisteten einen dauerhaften Kontakt. Der Vorteil dieser Anordnung lag darin, dass die Sicht auf die Betonflächen zur Beobachtung der Rissentwicklung nicht gestört wurde.



Bild 22: Lagerung der Proben im Probenraum

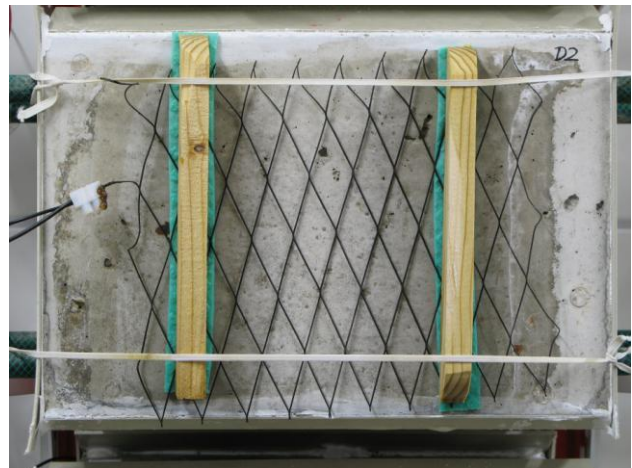


Bild 23: Seitenfläche einer Probe mit Kathodengitter und Kontaktierung über Schwammstreifen

Die angewendete Konditionierung der Probekörper ist mit einer Wasserwechselzone im Meerwasserbereich vergleichbar. Der Elektrolytwiderstand des Betons wurde mit der Two-Electrode-Methode (TEM) an drei Würfelproben mit 150 mm Kantenlänge über einen Zeitraum von neun Monaten gemessen. Die Würfelproben waren demselben Befeuchtungsintervall ausgesetzt wie die Balkenend-Probekörper. Der mittlere gemessene spezifische Elektrolytwiderstand betrug $58 \Omega\text{m}$ bei einer Standardabweichung von $17 \Omega\text{m}$. Es ist davon auszugehen, dass sowohl der Porenraum als auch die durch den Expansionsdruck entstandenen Risse teilweise bzw. vollständig wassergesättigt waren.

Die sich einstellenden Stromdichten lagen für die Proben mit Stabdurchmesser $d = 12$ mm bei $i_{corr} = 20-25 \mu A/cm^2$ und für den Stabdurchmesser $d = 16$ mm bei $i_{corr} = 15-20 \mu A/cm^2$. Die angesetzte Anodenfläche bezieht sich lediglich auf die Längsstäbe und nicht auf die Bügel. Diese Annahme wurde durch die Ergebnisse der Aufzeichnungen der Korrosionsströme und den dort kaum auftretenden Unterschieden zwischen Proben mit und ohne Bügelbewehrung bestätigt. Die maximal in der Natur auftretende Korrosionsstromdichte (im Wasserwechselbereich von Meerwasserbauwerken) wird mit rd. $i_{corr} = 5 \mu A/cm^2$ beziffert, vgl. Abschnitt 4.2.3. Die im Rahmen der Vorkorrosion aufgetretenen Korrosionsstromdichten entsprechen demnach dem 3- bis 5-fachen dieses Wertes.

Die Entnahme der Korrosionsproben erfolgte zu sechs verschiedenen Zeitpunkten bzw. Korrosionsstadien und zog sich über einen Zeitraum von rd. 16 Monaten hin. Nach dem Ausbau wurde die Rissbreite über die Länge des Risses an drei charakteristischen Punkten mit Hilfe einer Messlupe bestimmt. Aus diesen drei Messungen wurde der Mittelwert bestimmt, der für die Berechnung der Gesamtrissbreite w entsprechend Bild 24 verwendet wurde. War demnach nur ein Riss in der Ecklage vorhanden, so entsprach die Gesamtrissbreite w dem Mittelwert dieses Risses. Im Fall von zwei Rissen wurden die Mittelwerte zu w aufsummiert.

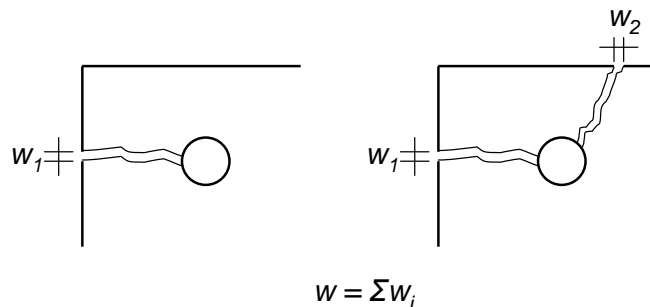


Bild 24: Bewehrungsstab in Ecklage mit möglichen Rissbildern und der Aufsummierung der Rissbreiten

Der Querschnittsverlust wurde gravimetrisch nach dem Herausziehen der Stäbe bestimmt. Dazu wurde die Verbundlänge aus dem Stab herausgetrennt, gereinigt und anschließend mittels Beize im Ultraschallbad von den Korrosionsprodukten befreit. Anschließend wurden das Gewicht und die Länge gemessen. Über eine Referenzmasse pro Längeneinheit, die für jeden Stabdurchmesser an zehn gebeizten, unkorrodierten Proben bestimmt wurde, konnte der genaue Masseverlust ermittelt werden. Daraus konnte mittels Gleichung (25) der mittlere Korrosionsabtrag x_{corr} berechnet werden. Der angegebene Wert für den Korrosionsabtrag x_{corr} entspricht der, über die Verbundlänge gemittelten, Radiusabnahme eines jeden Stabes.

$$x_{corr} = \sqrt{\frac{m_0}{\pi \cdot L \cdot \rho}} - \sqrt{\frac{m_0 - \Delta m}{\pi \cdot L \cdot \rho}} \quad (25)$$

mit: m_0 = Gewicht des Referenzstabes [g]
 Δm = Gewichtsverlust durch Abrostung [g]
 L = korrodierte Länge = Verbundlänge [cm]
 ρ = Dichte des Stahls der Bewehrungsstäbe (7,85 g/cm³)

5.3 Versuchsanordnung

Die Ausziehversuche der Bewehrungsstäbe wurden lastgesteuert mit einer Laststeigerung von rd. 3,6 kN/min für 12 mm Stäbe und rd. 4,8 kN/min für 16 mm Stäbe in Anlehnung an *RILEM/CEB/FIP recommendation (1979)* durchgeführt. Das Ziehen der Stäbe erfolgte jeweils einzeln, wobei die Stäbe der oberen Bewehrungslage (Stab 1 und 2) zuerst und anschließend die Stäbe der unteren Bewehrungslage (Stab 3 und 4) gezogen wurden, vgl. Bild 25. Die diagonal gegenüber liegenden Stäbe (1 und 4 sowie 2 und 3) wurden jeweils in die gleiche Richtung ausgezogen. Im Versuchsaufbau dienten ein horizontales Auflager mit einer Höhe von 100 mm und ein vertikales Auflager mit einer Breite von 90 mm als Verankerung, vgl. Bild 26a. Unterhalb des vertikalen Auflagers war der Bewehrungsstab mit einem Gummischlauch umhüllt, um eine Erhöhung der Verbundwirkung durch die Querpressung des Auflagers zu vermeiden. Die Verschiebung

des Stabendes während des Herausziehens wurde mit einem induktiven Wegaufnehmer relativ zum umgebenden Beton gemessen, vgl. Bild 26b.

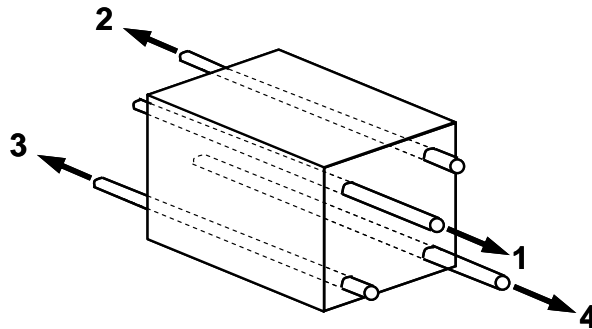
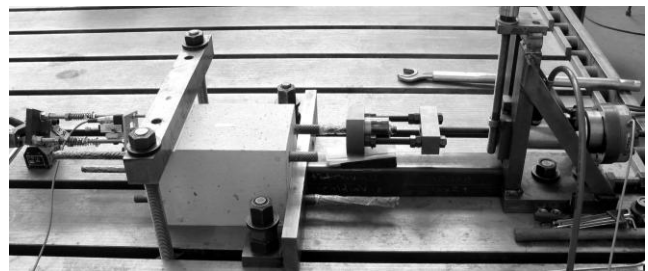
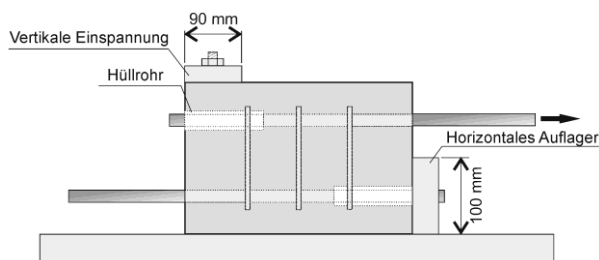


Bild 25: Lage der Stäbe im Probekörper unter Angabe der Richtung und der Reihenfolge des Herausziehens



a)

b)

Bild 26: Versuchsanordnung der Ausziehversuche, a) schematisch, b) Foto

5.4 Materialparameter der verwendeten Werkstoffe

Zur Ermittlung der Festigkeiten, des E-Moduls und der Bruchenergie des verwendeten Betons wurden so genannte Begleitversuche durchgeführt. Dabei wurden die folgenden Versuche für die jeweiligen Parameter durchgeführt:

- Betondruckfestigkeit an Würfelproben (150 mm Kantenlänge) im Alter von 28 Tagen und rd. 16 Monaten
- Betondruckfestigkeit an Zylinderproben (\varnothing 150 mm, $h = 300$ mm)
- E-Modul des Betons an Zylinderproben (\varnothing 150 mm, $h = 300$ mm)
- Zugfestigkeit und Bruchenergie des Betons an Keilspaltprobekörpern

Die Würfeldruckfestigkeiten wurden im Alter von 28 Tagen und zusätzlich am Ende der experimentellen Untersuchungen im Alter von rd. 16 Monaten geprüft. Im Vergleich der beiden Mittelwerte ist ein Anstieg der Betondruckfestigkeit von rd. 16 % zu verzeichnen. Die Bruchenergie wurde an Keilspaltprobekörpern mit den Abmessungen $300 \times 300 \times 100 \text{ mm}^3$ und einer Ligamentlänge von 165 mm bestimmt. Durch inverse Analyse der Kraft-Rissöffnungs-Beziehung konnte die zentrische Zugfestigkeit berechnet werden. Die Materialparameter des verwendeten Betons sind in Tabelle 5 zusammengefasst.

Tabelle 5: Betontechnologische Parameter des untersuchten Betons

	Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen ¹⁾	Würfeldruckfestigkeit nach 16 Monaten ²⁾	Zylinderdruckfestigkeit ¹⁾	Zentrische Zugfestigkeit ³⁾	E-Modul	Bruchenergie
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[J/m ²]
1	2	3	4	5	6	7
Mittelwert	49,3	57,3	41,2	3,25	29.400	182
Standardabw.	2,40	3,20	1,30	0,20	590	35

¹⁾ Lagerung nach DIN EN 12390-2 NA.2, Werte nicht korrigiert

²⁾ Lagerung für 28 Tage nach DIN EN 12390-2 NA.2, anschließend Lagerung im Raum der Vorkorrosion der Balkenend-Probekörper

³⁾ Wert ermittelt durch inverse Berechnung der Kraft-Rissöffnungs-Beziehung der Keilspaltversuche

Weiterhin wurden die Streckgrenze, die Zugfestigkeit und die bezogene Rippenfläche der verwendeten Bewehrungsstäbe mit Durchmessern von 12 mm und 16 mm bestimmt. Die Werte sind in Tabelle 6 zusammengefasst.

Tabelle 6: Parameter der untersuchten Bewehrungsstäbe

Durchmesser	12 mm	16 mm
1	2	3
Streckgrenze ¹⁾	530 MPa	
Zugfestigkeit ¹⁾	630 MPa	
bezogene Rippenfläche f_R	0,081	0,079

¹⁾ Mittelwert aus drei Versuchen

6 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

6.1 Unkorrodierte Referenzproben

6.1.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Referenzprobekörper, d. h. Probekörper, die keiner Korrosion unterzogen wurden, zusammengefasst. Dabei wird der Einfluss der einzelnen geometrischen Parameter wie Stabdurchmesser, Betondeckung sowie Bügelbewehrung auf das Verformungsverhalten und die Verbundfestigkeit geklärt. Weiterhin wird auf die Lage im Bauteil, respektive den Einfluss aus der Betonierichtung Bezug genommen. Zur Verdeutlichung des Unterschiedes der beiden grundlegenden Versagensmechanismen des Verbundes (Spaltversagen und Versagen durch Herausziehen) werden außerdem Verbundspannungs-Endverschiebungs-Beziehungen der Balkenendversuche mit RILEM Pull-out-Tests verglichen.

6.1.2 Verbundfestigkeiten und Verformungsverhalten der Referenzproben

Die Verbundfestigkeiten und die zugehörigen Stabendverschiebungen der jeweils acht Referenzproben sind für jeden der sechs Probekörpertypen als Mittelwert und Standardabweichung in Tabelle 7 angegeben. Beispielhaft für alle Referenzproben sind die Verbundspannungs-Endverschiebungsdiagramme der Probekörpertypen 1 und 2 in Bild 27 dargestellt.

Tabelle 7: Verbundfestigkeiten und zugehörige Stabendverschiebungen der Referenzproben

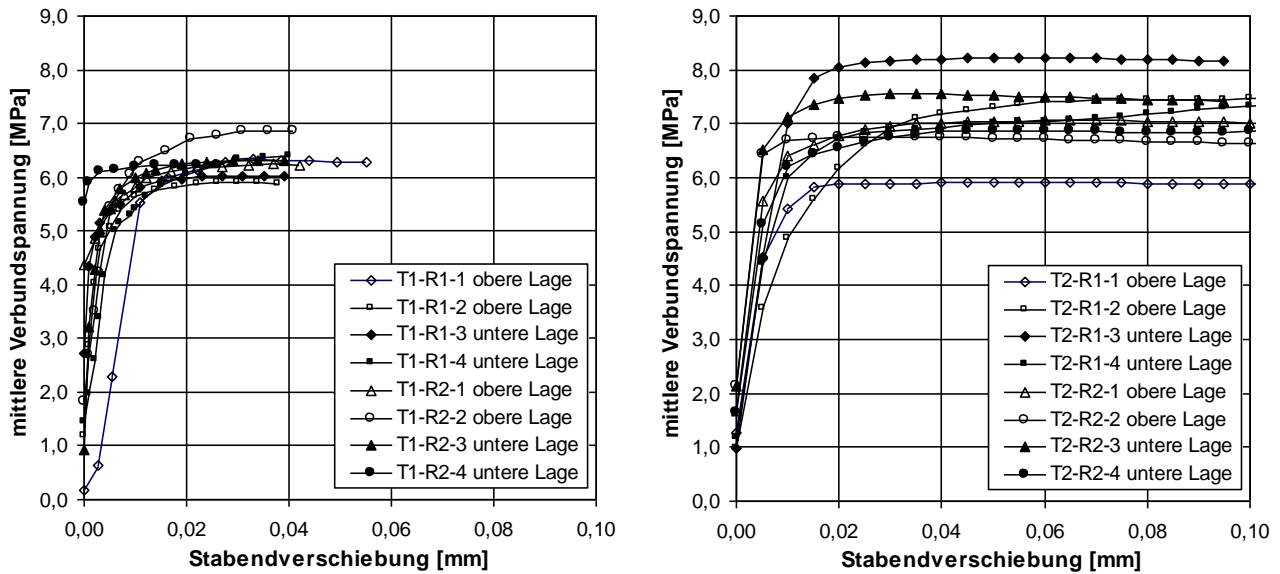
Typ	d	c	Bügel d_{st}/s_{st}	Verbundfestigkeit f_b		Stabendverschiebung s_r	
				m	s	m	s
Nr.	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm]
1	2	3	4	5	6	7	8
1	12	20	-	6,3	0,28	0,032	0,007
2	12	20	6/90	7,4 ¹⁾	0,56 ¹⁾	0,075 ¹⁾	0,047 ¹⁾
3	16	35	-	7,3	0,33	0,051	0,017
4	16	35	6/90	8,6 ¹⁾	0,58 ¹⁾	0,074 ¹⁾	0,021 ¹⁾
5	12	20	6/90 ²⁾	6,7	0,39	0,066	0,041
6	16	35	6/90 ²⁾	7,8 ³⁾	0,63 ³⁾	0,079 ³⁾	0,042 ³⁾

¹⁾ Mittelwert und Standardabweichung beziehen sich auf jeweils sechs von acht Werten

²⁾ Bügel sind von den Längsstäben elektrisch entkoppelt

³⁾ Mittelwert und Standardabweichung beziehen sich auf jeweils sieben von acht Werten

Aus Tabelle 7 wird ersichtlich, dass die Verbundfestigkeit bei Erhöhung des Stabdurchmessers von 12 mm auf 16 mm und gleichzeitiger Erhöhung der Betondeckung von 20 mm auf 35 mm um rd. 16 % zunimmt. Durch den Einsatz einer Bügelbewehrung stieg die Verbundfestigkeit um rd. 17 % an, jedoch nur bei den Proben ohne elektrische Entkopplung. Die Referenzproben mit elektrisch entkoppelten Bügeln zeigten im Vergleich zu den jeweiligen Proben ohne Bügel lediglich einen Anstieg der Verbundfestigkeit von rd. 6,5 %. Die Bügelbewehrung bewirkte auch eine Zunahme der Stabendverschiebung, die, im Gegensatz zu den Probekörpern ohne Bügelbewehrung, ein höheres Streumaß aufwies. Im Vergleich der Probekörpertypen ohne und mit elektrischer Isolierung der Bügel ist eine Erhöhung der Verbundfestigkeiten um rd. 9 % zu verzeichnen. Dies ist ein interessantes Phänomen, da es eine Aussage über die Verzahnung zwischen Längsstab und Bügel zulässt, die sich lediglich an zwei Punkten auf der Verbundlänge von 180 mm berühren. Demnach wird die Reibung und folglich die Verbundfestigkeit aufgrund der Isolierung der Bügelecken mit Klebeband und der Verwendung von Kabelbindern anstatt eines Stahldrahtes reduziert.



a)

b)

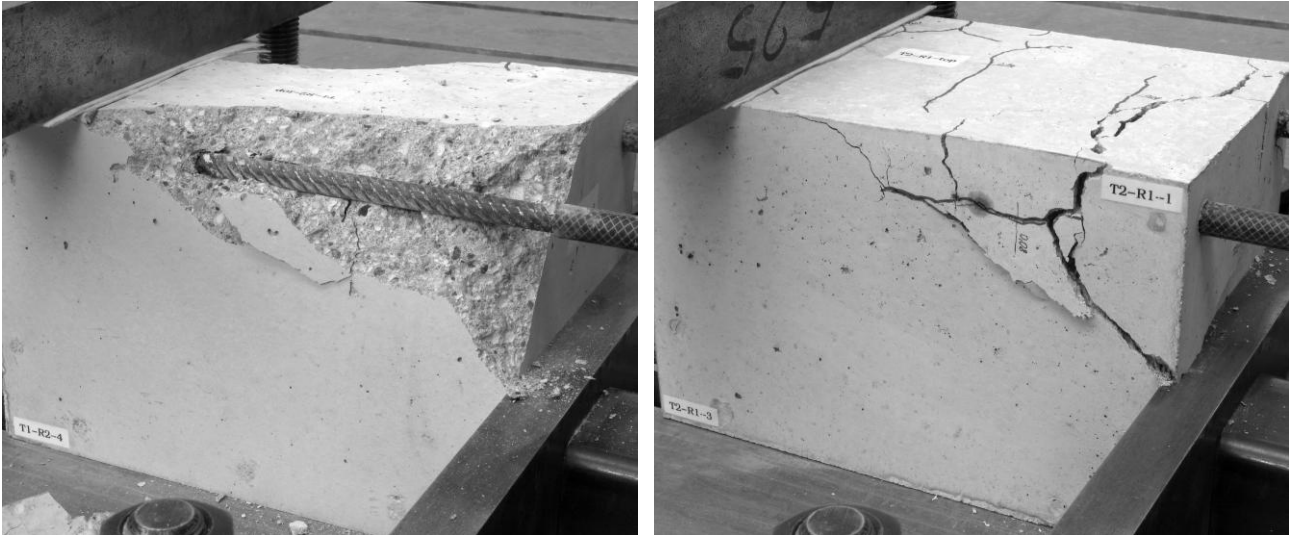
Bild 27: Verbundspannung über Stabendverschiebung der Referenzprobekörper mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung, a) ohne Bügel und b) mit Bügeln

Der Versagensmechanismus war in allen Fällen durch das Spalten der Betondeckung charakterisiert. Die Probekörper ohne Bügel wiesen ein sehr plötzliches Versagen bei einer Stabendverschiebung von rd. 0,04 mm auf, das durch plötzliches Freiwerden von kinetischer Energie im Probekörper gekennzeichnet war. Dabei wurde die Betondeckung abgesprengt. Kurz vor dem Versagen zeichneten sich kegelförmige Risse im vorderen Bereich der Verbundlänge (in Ausziehrichtung) ab, die nach dem Versagen einen Ausbruchkegel bildeten. Das Aufgehen dieser Risse ging mit einer Zunahme der Stabendverschiebung ohne nennenswerten Anstieg der Verbundspannung einher, vgl. Bild 27a. Diese beiden Bereiche der Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung – ein anfänglich steifer Bereich und ein Bereich, der ausgelöst durch die Bildung von Rissen zu einer zunehmenden Verschiebung ohne nennenswerte Steigerung der Verbundspannung führte – wurden auch von *Auyeung et al. (2000)* beobachtet.

Im Gegensatz zu den Probekörpern ohne Bügelbewehrung zeigten die Probekörper mit Bügelbewehrung ein duktileres Nachbruchverhalten. Charakterisiert wurde dies zum einen durch eine mindestens doppelt so hohe Stabendverschiebung bei Höchstlast und zum anderen durch einen weniger abrupten Lastabfall nach Erreichen der Höchstlast, vgl. Bild 27b. An dieser Stelle sei angemerkt, dass die Probekörper mit Bügelbewehrung ein weit verzweigtes Rissbild aufwiesen. Wahrscheinlich war dies der Grund für die Beeinflussung von jeweils zwei der acht geprüften Stäbe der Typen 2 und 4, die eine erheblich höhere Stabendverschiebung bei Erreichen der Höchstlast aufwiesen und somit von der Auswertung ausgeschlossen wurden. Eine Betrachtung aller experimentellen Ergebnisse auf eventuelle gegenseitige Beeinflussung wird in Abschnitt 6.3.6 durchgeführt.

Aus den Diagrammen in Bild 27 wird weiterhin ersichtlich, dass es keinen ausgeprägten Unterschied in den Verbundfestigkeiten zwischen oberer (Stab 1 und 2, umrandete Symbole) sowie unterer (Stab 3 und 4, gefüllte Symbole) Bewehrungslage gibt, wie ihn u. a. *Rodriguez et al. (1994)* festgestellt haben. Ein Grund dafür kann die relativ geringe Bauteilhöhe von 200 mm sein. Ein weiterer Grund könnte die gute Verdichtung auf einem Rütteltisch sein.

In Bild 28 sind beispielhaft die Versagensbilder der Referenzprobekörpertypen 1 und 2 dargestellt. Der Probekörper in Bild 28a enthielt keine Bügelbewehrung und wies ein ausgeprägt sprödes Spaltversagen auf, aufgrund dessen die Betondeckung abgeplatzt ist. Der charakteristische Ausbruchkegel ist ansatzweise erkennbar. Der Probekörper in Bild 28b wies eine Bügelbewehrung auf und versagte somit duktiler. Aus dem Ausbruchkegel entwickelte sich ein bezeichnender Querriss in der ersten Bugelebene, da hier eine Schwächung des Betonquerschnittes vorlag.



a)

b)

Bild 28: Rissbild nach Erreichen der Höchstlast bei Probekörpern mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung, a) ohne Bügel und b) mit Bügeln

6.1.3 Verbundfestigkeiten und Verformungsverhalten im Vergleich zu RILEM Pull-out-Tests

Der für Untersuchungen des Verbundverhaltens traditionell verwendete RILEM Pull-out-Test (*RILEM/CEB/FIP recommendation 1979*) wurde im Rahmen des zugrunde liegenden Projektes herangezogen, um die Unterschiede des Verformungsverhaltens (Verbundspannungs-Stabendverschiebungs-Beziehung) und der maximalen Verbundspannung zum verwendeten Balkenend-Probekörper zu verdeutlichen. Die würfelförmigen RILEM Probekörper hatten eine Kantenlänge von 200 mm und eine Verbundlänge von $5d$. Sowohl der Beton als auch die Bewehrungsstäbe mit den Durchmessern 12 mm und 16 mm entsprachen denen, die zur Herstellung der Balkenend-Probekörper verwendet wurden.

In Bild 29 ist jeweils die mittlere Verbundspannung über der Stabendverschiebung für die RILEM Pull-out-Tests dargestellt. Zusätzlich werden jeweils eine ausgewählte Referenzprobe der Balkenend-Versuche mit und eine ohne Bügelbewehrung in den Diagrammen gezeigt. Die Diagramme a) und b) zeigen den Verbundspannungsverlauf bis zu einer Stabendverschiebung von 2 mm. Die Diagramme c) und d) bilden den für das Spaltversagen der Balkenend-Probekörper charakteristischen Bereich ab.

Aus den Diagrammen in Bild 29 wird ersichtlich, dass die Verbundfestigkeiten der Balkenend-Probekörper zwischen einem Viertel ($d = 12$ mm) und einem Drittel ($d = 16$ mm) der Werte der RILEM Pull-out-Tests liegen. Dieses Ergebnis war aufgrund der unterschiedlichen Abstützungen der beiden Versuchsaufbauten zu erwarten. Interessant hingegen ist die Anfangssteifigkeit, vgl. Bild 29c und d. Bis zu einer Verbundspannung von rd. 2 MPa verhalten sich beide Probekörpervarianten gleich. Mit zunehmender Verbundspannung weisen die RILEM Pull-out-Tests ein weiches Verhalten auf, das im Falle des Stabdurchmessers von 16 mm noch ausgeprägter ist. Der Grund dafür wird in einer Kombination aus Verbundlänge und Spannungszustand im Verbundkraft übertragenden Beton vermutet. Die RILEM Pull-out-Tests weisen bei 12 mm Stabdurchmesser ein Drittel und bei 16 mm Stabdurchmesser die Hälfte der Verbundlänge der Balkenend-Probekörper auf. Der Verbundkraft übertragende Beton steht bei RILEM Pull-out Probekörpern unter Druck, wodurch eine Spannungskonzentration an den Rippenflanken entsteht. Die anliegenden Betonkonsolen zwischen den Rippen werden infolgedessen zerdrückt, vgl. Abschnitt 3.1.3. Daraus resultiert die Zunahme der Stabendverschiebung. Im Falle der Balkenend-Probekörper kann die im Rahmen der Verbundwirkung aufgebaute Ringzugspannung im Beton ab einem bestimmten Lastniveau nicht mehr aufgenommen werden. Bis zu diesem Lastniveau treten allerdings nur geringe Verformungen auf. Die im Bewehrungsstab gespeicherte elastische Energie entlädt sich abrupt und der Verbund versagt durch Spalten der Betondeckung. Aus Bild 29c und d wird weiterhin ersichtlich, dass die Balkenend-Probekörper mit Bügelbewehrung (gestrichelte Kurven) ein deutlich duktileres Verhalten zeigen.

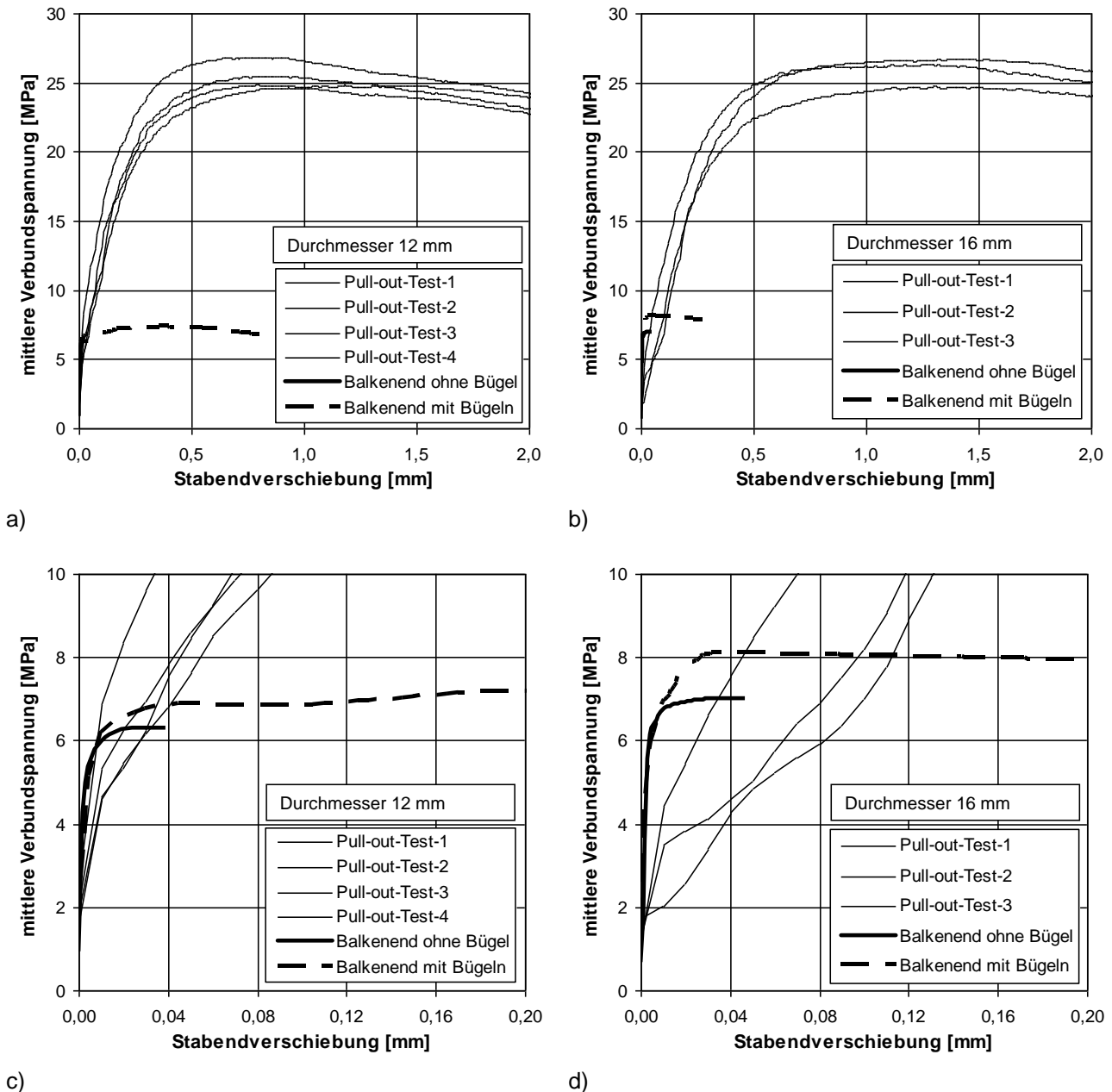


Bild 29: Verbundspannung über Stabendverschiebung der RILEM Pull-out-Tests und der Referenzprobekörper: a) Überblick Stabdurchmesser 12 mm, b) Überblick Stabdurchmesser 16 mm, c) Detail Stabdurchmesser 12 mm, d) Detail Stabdurchmesser 16 mm

Es kann zusammengefasst werden, dass sich die beiden Probekörpervarianten zum einen durch das Verbundfestigkeitsniveau und zum anderen durch den Versagensmechanismus unterscheiden. An dieser Stelle ist es schwierig abzuschätzen, ob, und wenn ja, welche Unterschiede in den Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf das Verformungsverhalten und die Verbundfestigkeit feststellbar wären. Aus diesem Grund wurden die Untersuchungen an Balkenend-Probekörpern durchgeführt, bei denen die geometrischen Randbedingungen einen durch Korrosion gefährdeten Verankerungsbereich realistischer abbilden.

6.2 Korrosionsabtrag und Rissbildung

6.2.1 Allgemeines

Im Abschnitt 5.2 wurde bereits erwähnt, dass an den korrodierten Probekörpern sowohl der Korrosionsabtrag der einzelnen Bewehrungsstäbe als auch die Rissbreite in der Betondeckung bestimmt wurden. Der Zusammenhang dieser beiden Parameter soll Gegenstand dieses Abschnittes sein. Zum Verständnis dieses

Zusammenhang ist es notwendig, auf die Art und die Verteilung der Korrosionsprodukte einzugehen. An dieser Stelle sei bereits erwähnt, dass unterschiedliche Korrosionsprodukte unterschiedliche Volumenvergrößerungen im Vergleich zum ursprünglichen Eisen aufweisen und demnach die Rissbildung beeinflussen können. In diesem Zusammenhang wird oft die Frage gestellt, ob die unter anodischer Polarisation entstehenden Korrosionsprodukte die Gleichen sind, wie die unter natürlichen Bedingungen entstehenden Produkte an in Beton eingebettetem Bewehrungsstahl. Aus diesem Grund wurden die unter der anodischen Polarisation im Rahmen der zugrundeliegenden Untersuchungen entstandenen Korrosionsprodukte mittels Raman-Spektroskopie untersucht und mit den unter natürlicher Korrosion entstandenen Korrosionsprodukten verglichen. Des Weiteren ist die Menge der am Aufbau des Expansionsdruckes beteiligten Korrosionsprodukte von der Verteilung der Korrosionsprodukte in der Umgebung des Stabes abhängig, wodurch ebenfalls die Rissbildung beeinflusst werden kann. Sowohl die Art der Korrosionsprodukte als auch deren Verteilung sind sehr komplexe Untersuchungsgegenstände, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit Erwähnung finden. Jedoch kann aufgrund der Komplexität des Themas der Rissbildung im Beton, hervorgerufen durch Bewehrungskorrosion, kein Anspruch auf nur annähernde Vollständigkeit erfüllt werden. Vielmehr soll eine Grundlage zu dieser Problematik gelegt werden, die für die Abschätzung des Verbundverhaltens bei korrodierter Bewehrung in Beton notwendig ist.

6.2.2 Charakterisierung der Korrosionsprodukte

Im Rahmen der dieser Arbeit zugrundeliegenden Untersuchungen stellte sich die Frage nach der Art der im Zusammenhang mit der anodischen Polarisation entstandenen Korrosionsprodukte. Die Bildung von Korrosionsprodukten ist stets mit einer Volumenzunahme gegenüber dem ursprünglichen Eisen verbunden. Diese Volumenzunahme sorgt für die Rissbildung im Beton und kann somit wesentlich mit der Veränderung der Verbundfestigkeit in Zusammenhang gebracht werden. Die Volumenzunahme wird im Folgenden als Volumenfaktor k_v bezeichnet. Der Volumenfaktor drückt das Verhältnis des Volumens der Korrosionsprodukte bezogen auf das Volumen des Eisens aus. An dieser Stelle sei jedoch erwähnt, dass der Volumenfaktor ein rein theoretischer Wert ist. Er berechnet sich aus den molaren Volumina, die sich wiederum aus dem Quotienten aus molarer Masse und Dichte der jeweiligen Verbindung ergibt. Diese Werte basieren auf den unter Laborbedingungen hergestellten Mineralien des Eisens. Die tatsächliche Morphologie der Korrosionsprodukte mit ihrem natürlich geschichteten Aufbau sowie die teils nicht vollständige Kristallisation der Korrosionsprodukte des Stahls in Beton können von diesen theoretischen Annahmen abweichen.

Der in Abschnitt 3.2.3 beschriebene Fortschritt der Korrosion, bei dem nach erfolgter Depassivierung des Stahls Eisenionen an der Anode in Lösung gehen sowie Sauerstoff an der Kathode reduziert wird, kann in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen wie u. a. pH-Wert sowie Feuchte- und Sauerstoffangebot unterschiedliche Korrosionsprodukte zur Folge haben. Die tatsächliche Reaktionskinetik ist ein sehr komplexer Vorgang, der über eine Vielzahl von Zwischenstufen abläuft und sehr von den lokalen Verhältnissen abhängig ist. In Tabelle 8 ist ein Überblick zu möglichen Eisenverbindungen aufgeführt, die während der Korrosionsreaktionen entstehen können. Die Angaben wurden aus *Foerst (1955)* und *Cornell und Schwertmann (1996)* entnommen.

Tabelle 8: Ausgewählte Eisenoxid-, Eisenoxidhydroxid- und Eisenhydroxidverbindungen

Bezeichnung	Formel	Molare Masse	Dichte	Volumenfaktor k_v	Beschreibung der Farbe
–	–	[g/mol]	[g/cm ³]	[–]	–
1	2	3	4	5	6
Eisen	Fe	55,9	7,85	1,00	silbern
Wüstit	FeO	71,9	5,70	1,77	schwarz
Hämatit	Fe ₂ O ₃	159,7	5,24	2,14	rotbraun
Magnetit	Fe ₃ O ₄	231,6	5,18	2,08	schwarz
Magnetithydrat	Fe ₃ O ₄ · H ₂ O	177,7	4,00	3,12	grün
Goethit	α -FeOOH	88,9	4,28	2,92	gelb bis schwarzbraun
Akaganeit	β -FeOOH	88,9	3,56	3,48	braun
Lepidokrokit	γ -FeOOH	88,9	4,09	3,06	rubinrot bis gelb
	Fe(OH) ₂	89,8	3,40	3,71	weiß bis grünlich
	Fe(OH) ₃	106,9	3,12	4,82	rötlich braun

Untersuchungen von *Neff et al. (2004)*, *Chitty et al. (2005)* und *Neff et al. (2006)* an teils historischen Stählen, welche an der Atmosphäre, in Böden und in Beton korrodierten, ergaben, dass sich hauptsächlich Oxidhydroxide bildeten. Quantitativ am häufigsten wurde dabei Goethit mit Einschlüssen von Magnetit, Lepidokrokit sowie hydratisierten Eisenoxid-Hydroxidverbindungen vorgefunden. Bei der Beteiligung von Chloriden kann auch Akaganeit entstehen. Untersuchungen von *Vera et al. (2009)* an Stahlbetonbauteilen unter simulierten und natürlichen Meerwasserbedingungen ergaben, dass sich Lepidokrokit, Goethit, Magnetit und Akaganeit bildeten. Unter natürlichen Meerwasserbedingungen wurde auch Siderit – ein Eisencarbonat – vorgefunden. Aufgrund der starken Abhängigkeit der sich bildenden Korrosionsprodukte von den Umgebungsbedingungen können auch andere Verbindungen auftreten. Auch sei angemerkt, dass die Entstehung der in Tabelle 8 genannten Eisenverbindungen meist über eine oder mehrere Zwischenstufen stattfindet. Bekannt sind dabei die unter dem Begriff „Grüner Rost“ zusammengefassten Eisen(II/III)-Verbindungen, die neben Fe(OH)₂ auch FeOCl und FeOOH enthalten (*Grauer 1981*).

Im Rahmen des zugrunde liegenden Projektes wurden Untersuchungen der Korrosionsprodukte an Dünnschliffen durchgeführt. Für die Präparation der Dünnschliffe wurde der Stahl entfernt. Jedoch wurde sowohl darauf geachtet, dass die Grenzschicht Beton-Korrosionsprodukt intakt bleibt, als auch darauf, dass der Großteil der Korrosionsprodukte an der Grenzschicht verblieb. Das Schleifen und Polieren fand unter Öl statt. Die Mikroskopaufnahmen wurden mit einem Leitz Ortoplan Pol und einem Keyence VHX 600 durchgeführt. Die REM-Aufnahmen erfolgten an einem Zeiss EVO LS15. Sowohl die Lichtmikroskopaufnahmen als auch die REM-Aufnahmen wurden am Otto-Graf-Institut der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart durchgeführt.

Zur Analyse der Korrosionsprodukte wurde die Raman-Spektroskopie angewendet, da sie eine Identifikation der Moleküle erlaubt, wohingegen die EDX-Analyse lediglich Aufschluss über die Elemente gibt. Die Untersuchungen wurden am Max-Planck-Institut für Festkörperforschung in Stuttgart an einem Jobin Yvon Horiba Typ V010 LabRam vorgenommen. Das Gerät verfügt sowohl über einen 632 nm He/Ne Gas Laser als auch über einen 532 nm Dioden Laser. Mittels eines Filters wurde die Intensität des Lasers auf 0,4 mW begrenzt, um thermische Veränderungen an der Probe zu verhindern. Über das verwendete 100x Objektiv konnte auf < 5 µm genau fokussiert werden.

In Bild 30 ist ein Ausschnitt der Grenzschicht zwischen Stahl und Beton dargestellt. An dieser Stelle weisen die Korrosionsprodukte eine bandartige Struktur auf, die parallel zur Grenzschicht verläuft. In diesem, vermutlich stark verfestigtem Band, treten Adern mit hellerem und dunklerem Erscheinungsbild auf, gleiches

fanden auch *Wong et al. (2010)*. An der in Bild 30 mit einem Pfeil markierten Stelle wurde ein Raman-Linienscan mit 100 Messungen im Abstand von 5 μm durchgeführt. Den Analysen zufolge bestand diese dichte, schwarzbraune Korrosionsschicht vorrangig aus Goethit mit Einschlüssen von Lepidokrokit. Die entsprechenden Raman-Spektren sind beispielhaft in Bild 30 angegeben. Bestätigt wurde dieses Ergebnis durch weitere Punktmessungen an anderen Stellen der „dichten“ Korrosionsschicht der Stahl-Beton-Grenzfläche. Aus Bild 30 ist weiterhin ein farblicher Unterschied zwischen den Korrosionsprodukten im Rissbereich sowie im Randbereich zwischen dichter Korrosionsschicht und Betonmatrix erkennbar.

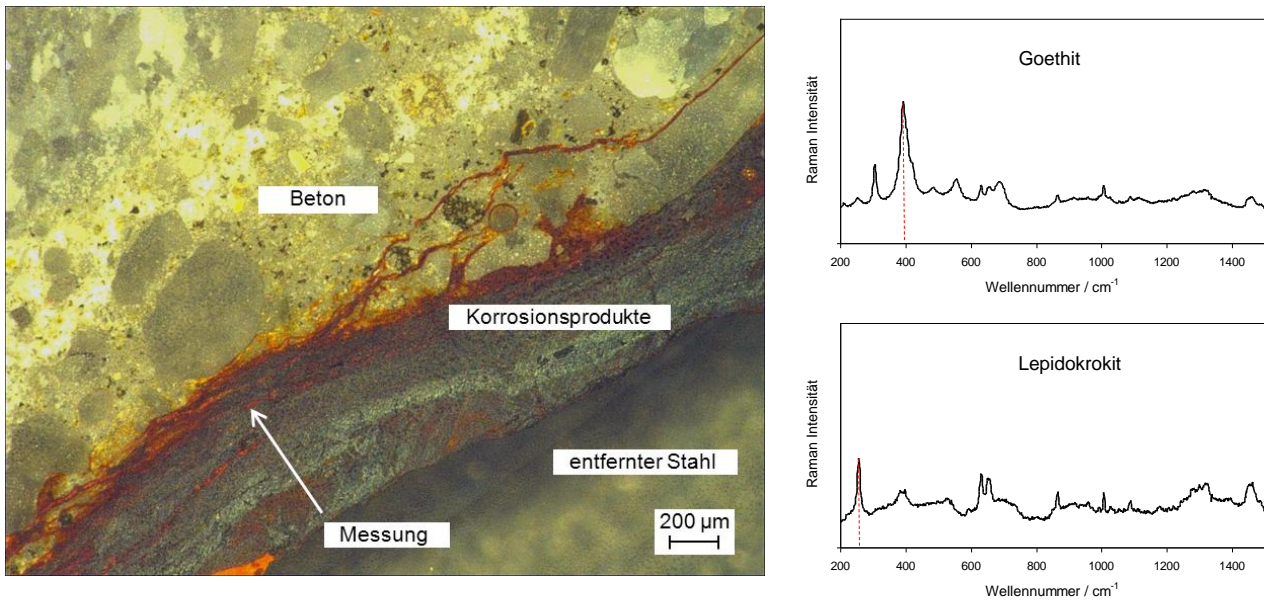


Bild 30: Mikroskopaufnahme der Grenzschicht Beton-Korrosionsprodukt unter Angabe einer Raman Linienscannung mit 100 Messpunkten im Abstand von 5 μm und Darstellung der beiden überwiegend vorgefundenen Raman-Spektren für die Eisenoxid-Hydroxid-Mineralien Goethit und Lepidokrokit wobei ersteres anteilig dominierte

Zur Analyse der Korrosionsprodukte im Rissbereich wurden weitere Untersuchungen durchgeführt. In Bild 31 ist ein Rissbereich dargestellt, an dessen Flanken sich Korrosionsprodukte abgelagert haben. Der Mittenbereich ist frei von Korrosionsprodukten. Im Vergleich zu den Korrosionsprodukten an der Grenzschicht Stahl-Beton wirken die Produkte hell und wenig kompakt und gleichen damit eher den Produkten der Risse in Bild 30. Die Analyse ergab, dass es sich bei diesen braunen Korrosionsprodukten hauptsächlich um Akaganeit handelt. Dieses Mineral ist ebenfalls eine Eisenoxid-Hydroxidverbindung, jedoch entsteht es unter der Voraussetzung der Anwesenheit von Chloriden. Das ermittelte Raman-Spektrum von Akaganeit ist beispielhaft in Bild 31 dargestellt. Weniger vertreten in den Rissen waren schwarzbraune Korrosionsprodukte, die als Goethit identifiziert werden konnten und der in Bild 30 dargestellten kompakten Schicht ähnelten. Aus Bild 31 wird auch ersichtlich, dass die Korrosionsprodukte im Riss teilweise deutlich in die Zementsteinmatrix eingedrungen sind. Näheres dazu wird im folgenden Abschnitt erläutert.

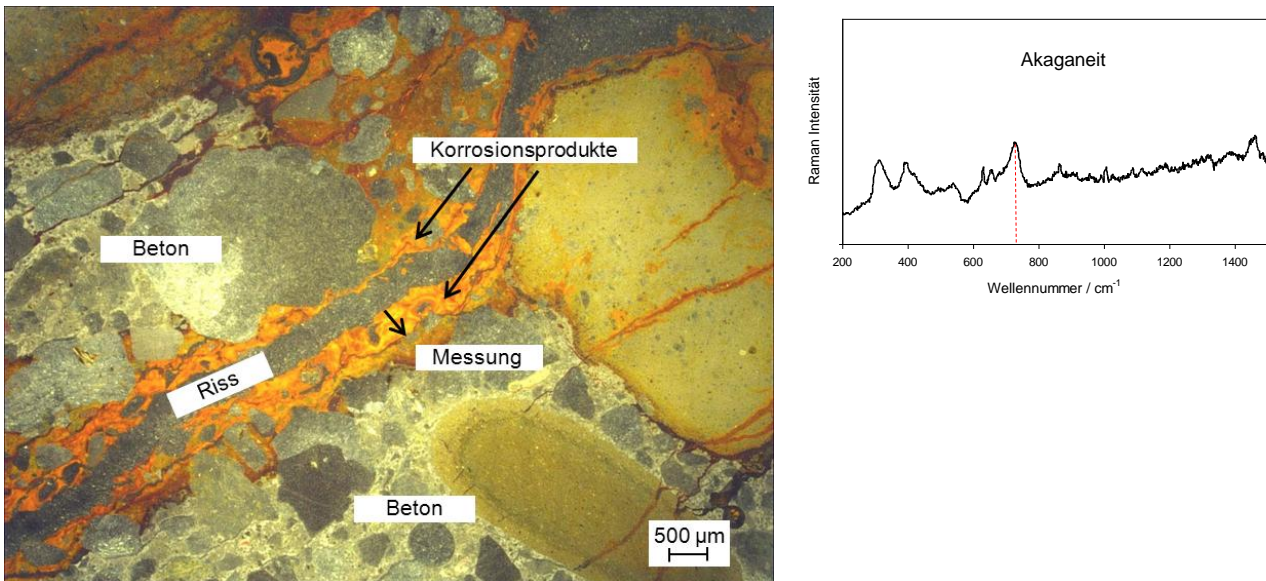


Bild 31: Mikroskopaufnahme eines Rissbereiches unter Angabe einer Raman Linienmessung mit 100 Messpunkten im Abstand von 4 µm und Darstellung des überwiegend vorgefundenen Raman-Spektrums für das Eisenoxid-Hydroxid-Mineral Akaganeit

Die Raman Untersuchungen an den Dünnschliffen führten zu dem Ergebnis, dass die Korrosionsprodukte, die sich unter der im zugrundeliegenden Projekt durchgeführten anodischen Polarisation und Berieselung mit Chloridlösung ausbildeten, mit den Korrosionsprodukten übereinstimmen, die sich unter natürlicher Korrosion ausbilden. An der Grenzschicht zwischen Stahl und Beton bildete sich demnach überwiegend Goethit mit Einschlüssen von Lepidokrokit aus. Dieser Bereich ist für die Ausbildung des Expansionsdruckes verantwortlich, der mit zunehmender Korrosion für die Rissbildung im Beton sorgt. Daher waren die Expansionsfaktoren der gebildeten Korrosionsprodukte von besonderem Interesse. Aus Tabelle 8 wird ersichtlich, dass sowohl Goethit als auch Lepidokrokit einen Volumenfaktor von rd. 3 besitzen. Das überwiegend in den Rissen gebildete Akaganeit hat einen Volumenfaktor von 3,48. Jedoch ist davon auszugehen, dass Korrosionsprodukte im Porengefüge nicht für die Bildung von Rissen verantwortlich sind (Wong *et al.* 2010). Es ist anzunehmen, dass die Rissbildung ihren Ursprung in der Bildung der dichten Korrosionsschicht an der Grenzschicht zwischen Stahl und Beton hat und dass die Korrosionsprodukte anschließend in die entstandenen Risse eindringen.

6.2.3 Verteilung der Korrosionsprodukte

Die sich bei der Korrosion von Stahl in Beton ausbildenden Korrosionsprodukte setzen sich, wie im vorherigen Abschnitt erläutert, aus Eisenoxiden, -hydroxiden und hydratisierten Oxiden zusammen. Die in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen, zu denen u. a. der pH-Wert und das Sauerstoffangebot zählen, entstehenden Korrosionsprodukte weisen unterschiedliche Volumenfaktoren (vgl. Tabelle 8) auf. Allen ist gemein, dass sie im Vergleich zum ursprünglichen Eisen ein größeres Volumen beanspruchen und somit ausgehend von der Grenzschicht Stahl-Beton einen Druck ausüben, der zur Rissbildung oder gar zur Abplatzung des Betons führen kann. Untersuchungen diesbezüglich ergaben, dass nicht alle entstehenden Korrosionsprodukte am Aufbau eines Sprengdrucks beteiligt sind (Allan 1995, Bohner 2011). Zu Beginn der Korrosion wandern Teile der Korrosionsprodukte in die umgebende Porenstruktur (Kapillarporen, Luftporen und Mikrorisse) der Zementsteinmatrix ab. Über die Dicke dieser porösen Schicht existieren unterschiedliche Angaben. Liu und Weyers (1998) nahmen eine Schichtdicke von 12,5 µm an. Untersuchungen von Wong *et al.* (2010) ergaben jedoch eine Eindringtiefe zwischen 100 µm und 200 µm. Da die Eindringtiefe von der Porosität der umgebenden Zementsteinmatrix abhängig ist, haben betontechnologische Parameter wie w/z-Wert, Zementart und ggf. verwendete Zusatzstoffe einen wesentlichen Einfluss (Jaffer und Hansson 2009). Mit Bildung erster korrosionsinduzierter Risse und voranschreitender Korrosion vergrößert sich die Eindringtiefe in die gebildeten Risse des Betons, die Eindringtiefe in die poröse Zementsteinschicht nimmt jedoch nicht mehr nennenswert zu (Wong *et al.* 2010). Ungeklärt ist bis heute der Anteil an Korrosionsprodukten, die in die Porenstruktur und die Risse abwandern und der Anteil der Korrosionsprodukte, die am Aufbau des

Expansionsdruckes beteiligt sind. Es ist jedoch naheliegend, dass diese Anteile einerseits von den Umgebungsbedingungen und andererseits von den betontechnologischen Parametern bestimmt werden.

Wie bereits in Abschnitt 4.2.4 erwähnt, wurden die Probekörper bei nahezu allen Untersuchungen zum Einfluss der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten vollständig oder teilweise in Salzlösung oder Wasser eingetaucht durchgeführt. Auch im Rahmen der zugrundeliegenden Untersuchungen wurden die Probekörper durch täglich zweimaliges Berieseln feucht gehalten. Dieser Umstand behindert einerseits den Transport von Sauerstoff an die Anode. Andererseits wird der Transport der Korrosionsprodukte durch das Medium Porenlösung begünstigt. Untersuchungen von *Sagoe-Crentsil und Glasser (1993)* ergaben, dass die Anwesenheit von Chloridionen den Transport der Eisenverbindungen begünstigt. Die Ursache dafür liegt in der Bildung von intermediären chloridhaltigen Eisen(II/III)-Verbindungen, die als Grüner Rost bezeichnet werden (*Grauer 1981*). Der sich unter Sauerstoffarmut und Anwesenheit von Chloridionen bildende Grüne Rost ist wasserlöslich und migriert bzw. diffundiert ausgehend von den anodischen Bereichen in die Porenstruktur und sich bildende Risse. In Bereichen mit höherem Sauerstoffangebot fällt der Grüne Rost zu Oxid- bzw. Hydroxidverbindungen aus. Beispielhaft ist in Bild 32 Grüner Rost aus der direkten Umgebung eines Bewehrungsstabes aus dem Probekörper T6-C5 a) direkt nach der Prüfung und b) nach Oxidation dargestellt.



a)



b)

Bild 32: Korrosionsprodukte aus der Umgebung des Bewehrungsstabes des Probekörpers T6-C5 a) direkt nach dem Herausziehen des Stabes (Grüner Rost) und b) nach Trocknung bzw. Oxidation des Grünen Rostes

Zur Verdeutlichung des Eindringverhaltens in die sich bildenden Risse ist in Bild 33 ein Bewehrungsstab mit umgebendem Beton aus dem Probekörper T3-C6 a) direkt nach der Verbundprüfung und b) nach der Oxidation der Korrosionsprodukte abgebildet. Die Korrosionsprodukte sind bis zu 4 cm tief in den Rissbereich eingedrungen. Der in Bild 33 dargestellte, teilweise mit Korrosionsprodukten gefüllte Riss entspricht einem in Abschnitt 6.2.5 vorgestellten internen Riss, der lediglich an der Probenstirnseite (links), nicht aber an den Probenseitenfläche erkennbar war. Im Gegensatz zu der in Bild 32 dargestellten Probe, ist der Großteil der im Riss befindlichen Korrosionsprodukte bereits zu braunem Rost oxidiert, da der Riss an der linken Seite Außenkontakt hatte und somit Sauerstoff in den Rissbereich eindringen konnte. Lediglich der am weitesten entfernte Bereich auf der rechten Seite von Bild 33a weist noch grünen Rost auf. Demnach sind auch innerhalb eines Risses unterschiedliche Sauerstoffkonzentrationen möglich.



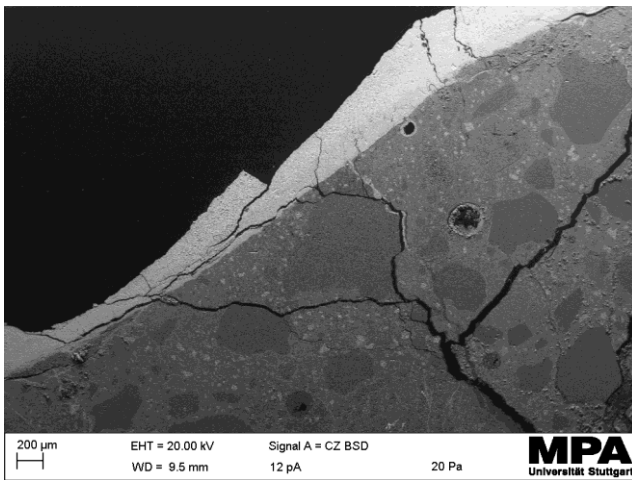
a)



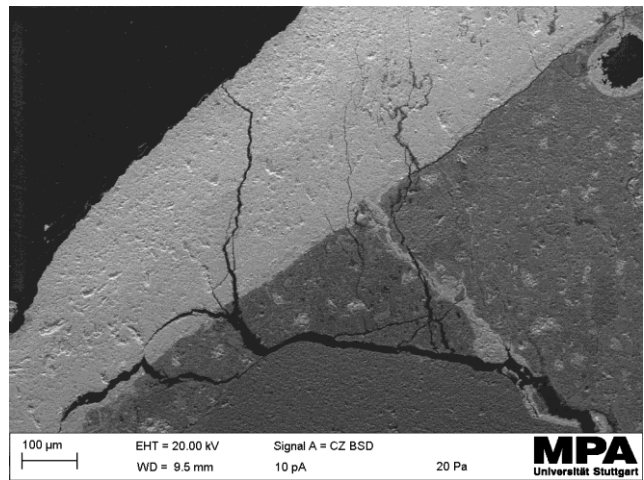
b)

Bild 33: Ablagerungen von Korrosionsprodukten in Rissen a) direkt nach dem Herausziehen des Stabes und b) nach Trocknung bzw. Oxidation der Korrosionsprodukte

Neben dem ausgeprägten Eindringverhalten der Korrosionsprodukte in Risse konnte auch ein Eindringverhalten in den Porenraum des Betons festgestellt werden. Wie auch von *Wong et al. (2010)* beobachtet, ist das Eindringverhalten an der Grenzfläche Stahl-Beton räumlich sehr unterschiedlich ausgeprägt. Dabei gibt es Bereiche, an denen nahezu keine Korrosionsprodukte in das Betonporengefüge eindringen, vgl. Bild 34. Andere Bereiche hingegen zeigen deutliche Ablagerungen von Korrosionsprodukten in der Zementsteinmatrix, vgl. Bild 35.

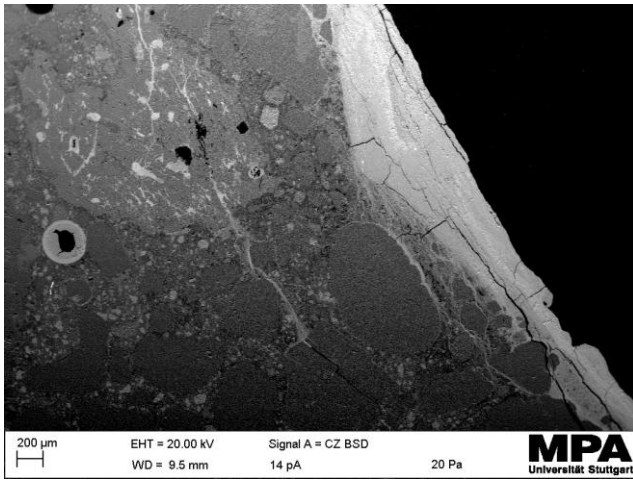


a)

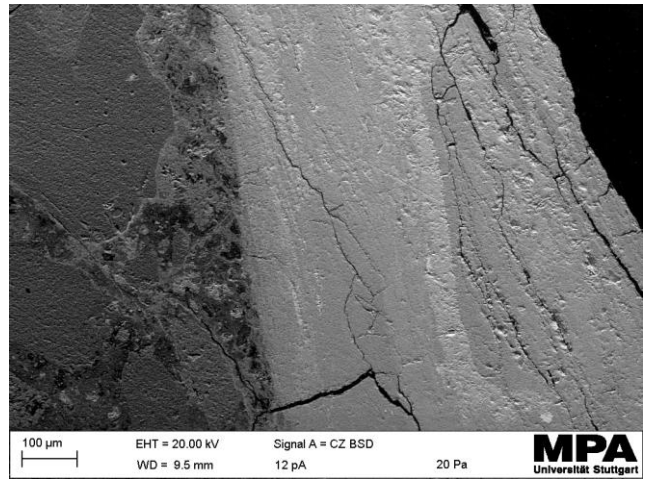


b)

Bild 34: Korrosionsprodukte an der Grenzschicht Stahl-Beton mit einer klaren Trennung zwischen den Materialien: a) im Überblick und b) im Detail



a)



b)

Bild 35: Korrosionsprodukte an der Grenzschicht Stahl-Beton, die in die Porenstruktur des Zementsteins eingedrungen sind: a) im Überblick und b) im Detail

Die an der Grenzschicht befindlichen kleineren und mittleren Risse waren überwiegend mit Korrosionsprodukten gefüllt, vgl. Bild 35. Die größeren, weiter in das Betongefüge reichenden Risse, beinhalteten ebenfalls Korrosionsprodukte, jedoch waren sie überwiegend nicht vollständig damit gefüllt. Hier lagerten sich die Korrosionsprodukte an den Rissflanken ab und drangen teilweise tief in das Betonporengefüge ein, vgl. Bild 36. Im Vergleich von Bild 35 mit Bild 36 wird ersichtlich, dass die Korrosionsprodukte am Bewehrungsstahl weniger tief in das Betongefüge eingedrungen sind als im Rissbereich. Da im Allgemeinen von einer höheren Porosität des Betongefüges an der Grenzfläche Stahl-Beton im Gegensatz zum ungestörten Betongefüge auszugehen ist, muss die Ursache eine andere sein. Eine Erklärung könnte die produktionsbedingte Walzhaut der verwendeten warmgewalzten Bewehrungsstäbe sein. Untersuchungen von *Cairns et al. (2007)* als auch von *Wong et al. (2010)* zeigten, dass sich die Korrosionsprodukte anfänglich zwischen Stahl und Walzhaut ausbilden. Ein Abwandern der Korrosionsprodukte in das Porengefüge des umliegenden Betons wird dadurch erschwert. Mit zunehmender Korrosion fanden *Wong et al. (2010)* eine vollständig oxidierte und durch andere Korrosionsprodukte verdrängte Walzhaut.

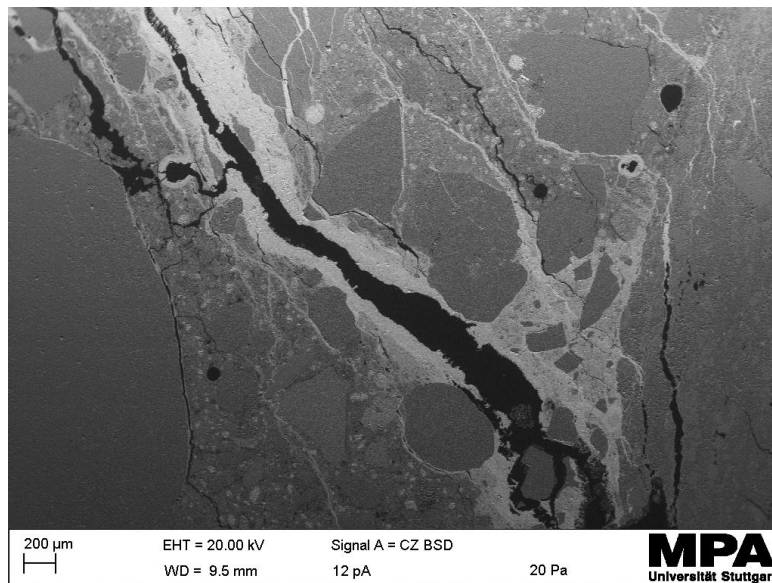
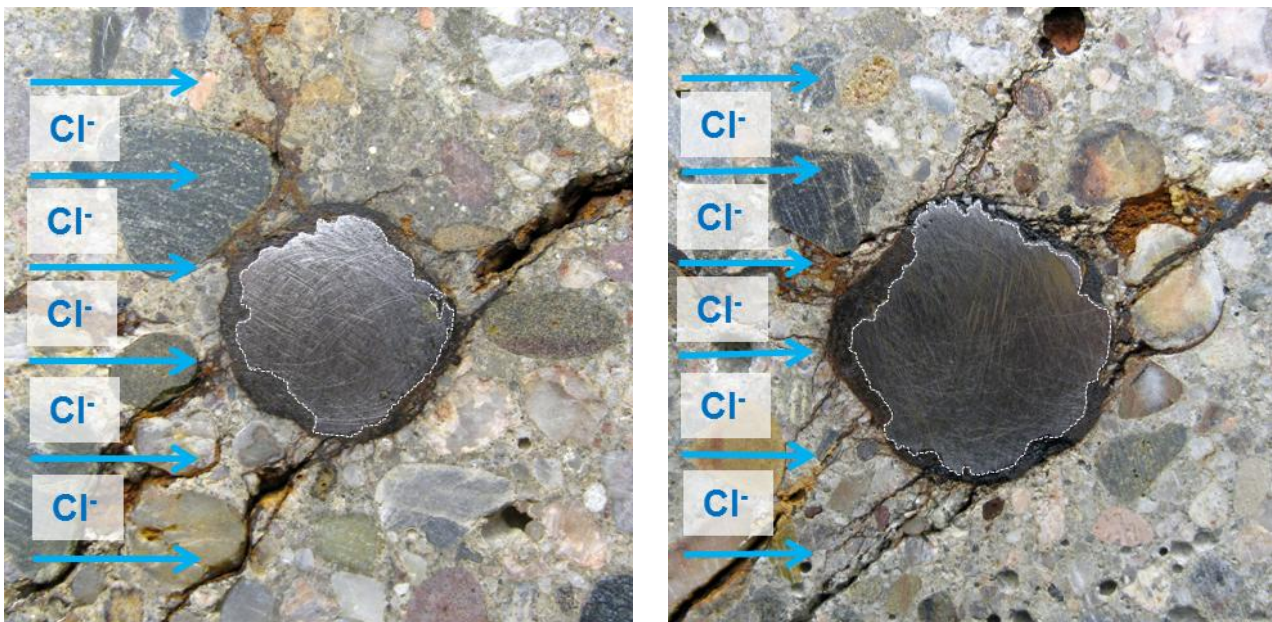


Bild 36: Dünnschliff senkrecht zur Ausziehrichtung mit in die Porenstruktur des Betons eingedrungenen Korrosionsprodukten im Rissbereich

Aufgrund der Tatsache, dass die Probekörper mit zunehmender Korrosion deutliche Spuren von Korrosionsprodukten an der Oberfläche zeigten und in den Rissen im Inneren der Probekörper ebenfalls große Mengen an Korrosionsprodukten vorgefunden wurden, ist davon auszugehen, dass bedeutende Teile der insgesamt gebildeten Korrosionsprodukte in die Risse bzw. über die Risse an die Oberfläche abgewandert sind und nicht für den Aufbau des Expansionsdruckes zur Verfügung standen.

Im Gegensatz zur durchgeführten Lagerung mit täglicher Befeuchtung der Proben würde eine Befeuchtung mit anschließender Trockenphase ein anderes Korrosionsverhalten verursachen. Aufgrund der Trockenphase wären die Korrosionsprodukte weniger mobil. Weiterhin würde das Austrocknen der Risse die Zufuhr von Sauerstoff begünstigen, was eine schnellere Oxidation ermöglichen würde. Gleichzeitig hätte der Anstieg des Elektrolytwiderstandes in der Trockenphase eine Verlangsamung der Korrosion zur Folge. Daraus kann geschlossen werden, dass sowohl der zeitliche Verlauf als auch das Verhältnis zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite im Beton stark von den Feuchtigkeitsbedingungen im Beton und damit von den Umgebungsbedingungen abhängen, denen das Bauteil ausgesetzt ist (Cairns et al. 2005).

Neben der Verteilung der Korrosionsprodukte im umliegenden Beton soll nachfolgend auch die Verteilung der Korrosionsprodukte über den Stabumfang Erwähnung finden. Untersuchungen an Anschliffproben 16-monatig korrodierter Typ 1 und Typ 3 Probekörper weisen auf eine umfänglich ungleichmäßige Korrosion an der Grenzfläche Stahl-Beton hin. Der größte Korrosionsabtrag fand an der Stabseite statt, die in Richtung der chloridbeaufschlagten Betonoberfläche zeigte, vgl. Bild 37. Diese Seite wird nachfolgend als Stabvorderseite bezeichnet. Die dieser Seite entgegengesetzte Seite wird als Stabrückseite bezeichnet. Eine über den Stabumfang ungleichmäßige Ausprägung der Korrosion mit Schwerpunkt an der Stabvorderseite stellten auch Wong et al. (2010) an Proben fest, die ohne potentiostatische Beschleunigung korrodiert wurden. Aus den in Bild 37 dargestellten Anschliffen wird weiterhin ersichtlich, dass neben einem umfänglich ungleichmäßigen Korrosionsabtrag auch ein lokal sehr ungleichmäßiger Korrosionsabtrag stattfand. Dieser für die chloridinduzierte Korrosion charakteristische, auch als Pitting-Korrosion bezeichnete Korrosionsabtrag, kann deutlich in Bild 37 erkannt werden.



a)

b)

Bild 37: Stabdetaill nach 16-monatiger Korrosion mit umliegendem gerissenem Beton und deutlich erkennbarer über den Umfang ungleichmäßig verteilter Korrosionsschicht (Stahlumfang markiert) sowie angedeuteter Seite der Chloridbeaufschlagung: a) Stab einer Typ 1 ($d = 12$ mm) und b) Stab einer Typ 3 ($d = 16$ mm) Probe

Weiterhin wurde an ausgewählten Stäben eine optische 3D-Analyse mittels des Systems „stereoSCAN 3D“ der Firma Breuckmann durchgeführt. Die Untersuchungen fanden am Institut für Bauforschung der RWTH Aachen statt. Mittels des 3D-Scanners konnten Oberflächenbereiche der Bewehrungsstäbe umfänglich und

über die Länge digitalisiert und grafisch ausgegeben werden, vgl. Bild 38. Spezielle Auswertungssoftware ermöglichte eine Abwicklung der gekrümmten Oberfläche zu einer flächigen Darstellung, vgl. Bild 39. Aus der in Bild 39 dargestellten Abwicklung wird ebenfalls ersichtlich, dass der Korrosionsangriff sowohl lokal, als auch über den Stabumfang verteilt, sehr unterschiedlich ausgeprägt ist. Die lokal unterschiedliche Ausprägung mit der Bildung von Narben ist charakteristisch für die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion, die in Abschnitt 3.2.3 näher erläutert wurde. Der über den Stabumfang sehr unterschiedliche Korrosionsangriff mit deutlicher Ausprägung an der Stabvorderseite deutet auf die starke Abhängigkeit dieser Korrosionsart von der Zufuhr an Chloriden hin. Dabei blieb die Rückseite des Stabes nahezu korrosionsfrei. Weiterhin wird aus Bild 39 ersichtlich, dass der Korrosionsabtrag nicht unmittelbar an der Stabvorderseite stattfand, sondern mehrheitlich oberhalb dieser erfolgte. Es kann vermutet werden, dass der Riss, welcher sich im Beton aufgrund der Expansionswirkung der Korrosionsprodukte ausbildete und eine Breite von rd. 0,3 mm hatte, von diesem Korrosionsherd ausging. Über den Riss konnte die Zufuhr von Chloriden erhöht werden und gleichzeitig der Abtransport von Korrosionsprodukten stattfinden, wodurch in diesem Korrosionsstadium eine starke Lokalisierung des Korrosionsbereiches unter dem Riss stattfand.

Mit zunehmender Korrosion breitete sich der Korrosionsangriff auch auf die Oberflächenbereiche des Stabes aus, die weiter entfernt von der Stabvorderseite lagen. In Bild 40 und Bild 41 ist ein stark korrodierter Stab mit 12 mm Durchmesser und einem mittleren Korrosionsabtrag von rd. 460 μm dargestellt. Aus Bild 41 wird deutlich, dass die Korrosion sich ausgehend von der Stabvorderseite über den Stabumfang in Richtung Stabrückseite ausbreitete. Der Übergang fand jedoch nicht gleichmäßig statt, wie aus Bild 37 hervorgeht. Deutlich erkennbar in Bild 40 und Bild 41 ist auch der Angriff auf die Rippung des Bewehrungsstabes. Besonders an der Stabvorderseite sind einzelne Rippen stark degradiert, doch bleibt nach der Korrosion eine sehr vernarbte Oberfläche zurück, die eine optimale Verzahnung mit den Korrosionsprodukten bietet. Die Rippung an der Stabrückseite ist trotz des Korrosionsangriffes noch deutlich erkennbar. Eine Übertragung von Verbundspannungen im Rahmen des mechanischen Verbundes ist somit trotz eines gemessenen mittleren Korrosionsabtrages von rd. 460 μm noch vorstellbar.

Es wird ersichtlich, dass sowohl die Ausprägung der Korrosion als auch ihrer Verteilung über den Stabumfang sehr individuell ausfällt und stark von den Umgebungsbedingungen beeinflusst wird, denen das Bauteil ausgesetzt ist (Cairns et al. 2005).

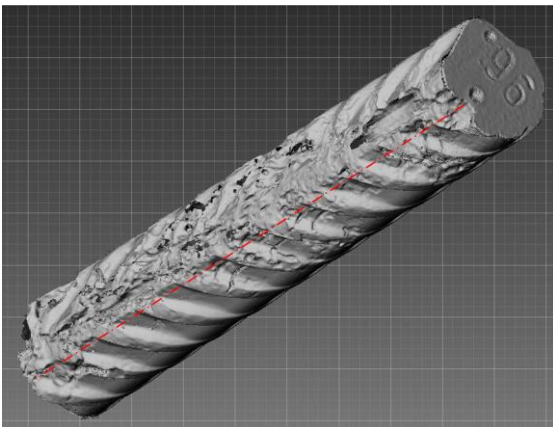


Bild 38: 3D-Ansicht eines korrodierten Stabes mit 12 mm Durchmesser und einem mittleren Korrosionsabtrag von rd. 130 μm , die rote Linie markiert die zur Chloridbeaufschlagung gewandte Stabseite (Stabvorderseite)

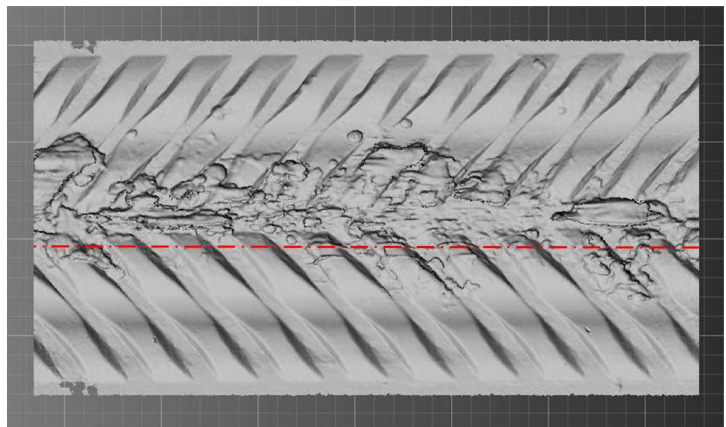


Bild 39: Abwicklung des in Bild 38 dargestellten Stabes mit deutlich unterschiedlichem Korrosionsabtrag verteilt über den Stabumfang

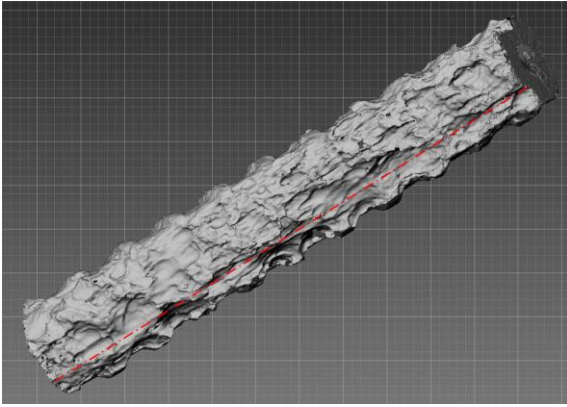


Bild 40: 3D-Ansicht eines korrodierten Stabes mit 12 mm Durchmesser und einem mittleren Korrosionsabtrag von rd. 460 µm, die rote Linie markiert die zur Chloridbeaufschlagung gewandte Stabseite (Stabvorderseite)

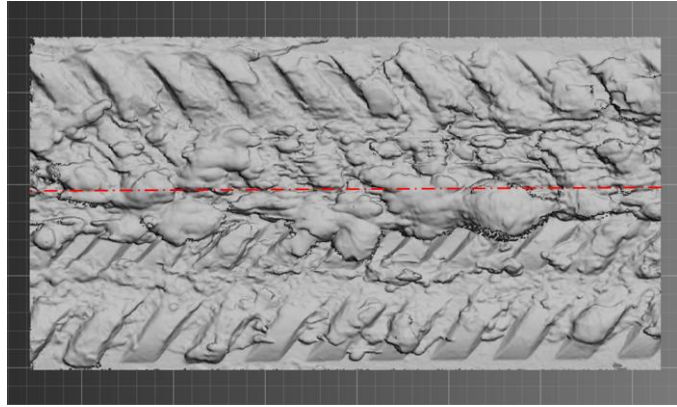


Bild 41: Abwicklung des in Bild 40 dargestellten Stabes mit erkennbar unterschiedlichem Korrosionsabtrag verteilt über den Stabumfang

Da sich die Intensität des Korrosionsabtrages über den Stabumfang, gleich zu welchem Stadium der Korrosion, deutlich ungleichmäßig verhält, sollte der mittlere Korrosionsabtrag als vergleichender Parameter verstanden werden. Die örtlich tatsächlich auftretenden Korrosionstiefen können teilweise deutlich von diesem Wert abweichen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass Teile der sich im Rahmen der Bewehrungskorrosion bildenden Korrosionsprodukte an der Stahloberfläche verbleiben und für den Aufbau des Expansionsdruckes sorgen, der zur Rissbildung im Beton führt. Andere Teile der Korrosionsprodukte wandern in das den Bewehrungsstab umgebende Porengefüge des Betons ab, wodurch der Aufbau des zuvor genannten Expansionsdruckes verzögert wird. Sowohl die Menge als auch die Tiefe der Abwanderung ist einerseits von beton-technologischen Faktoren abhängig. Andererseits bleibt die Frage offen, warum die Korrosionsprodukte in bestimmte Bereiche eindringen und in anderen Bereichen eine klare Trennung zwischen den an der Staboberfläche akkumulierten Korrosionsprodukten und der Zementsteinmatrix besteht. Bei Erreichen eines kritischen Expansionsdruckes, der nicht mehr vom umliegenden Beton aufgenommen werden kann, bilden sich Risse im Betongefüge aus. Je nach Feuchtigkeits- und Sauerstoffangebot wandern nun Teile der Korrosionsprodukte in die gebildeten Risse ab. Bei Rissen, die bis zur Betonoberfläche durchdringen (externe Risse) können bei ausreichendem Feuchteangebot sog. Rostfahnen (braune Verfärbungen an der Betonoberfläche) auftreten. Offen ist die Frage nach dem Anteil der Korrosionsprodukte, die in das Porengefüge und die Risse abwandern und dem Anteil, der für den Aufbau des Expansionsdruckes verantwortlich ist.

Der Korrosionsabtrag selbst fand sowohl lokal als auch über den Stabumfang verteilt sehr unterschiedlich statt und hinterließ die für die chloridinduzierte Korrosion charakteristische „vernarbte“ Oberflächenstruktur. Über den Umfang betrachtet fand der Korrosionsfortschritt der Bewehrungsstäbe von außen nach innen statt. Der Korrosionsabtrag begann über den Umfang betrachtet an der der Chloridbeaufschlagung zugewandten Stabvorderseite und lokalisierte sich im Bereich des gerissenen Betons, über den sowohl die Zufuhr von Wasser und Chloriden als auch der Abtransport von Korrosionsprodukten beschleunigt ablaufen konnte. Mit zeitlichem Fortschritt dehnte sich die Korrosion in Richtung Stabrückseite aus. Ein erkennbarer Unterschied zwischen Vorder- und Rückseite verblieb jedoch.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass die durchgeführten Laboruntersuchungen aufgrund ihrer besonderen Randbedingungen nicht direkt auf Bauteile übertragen werden können. Jedoch wurden trotz der potentiostatischen Beschleunigung der Versuche, die sehr schonend durchgeführt wurde, Gemeinsamkeiten zu Untersuchungen anderer Wissenschaftler festgestellt, die ohne eine anodische Polarisation arbeiteten. Dieser Umstand gibt Grund zur Annahme, dass die gefundenen Vorgänge in vergleichbarer Form auch an natürlich korrodierenden Bauteilen zu finden sind. Weiterhin geben die Ergebnisse zur Korrosion wesentliche Erkenntnisse zur Modellierung der Korrosion bei der Untersuchung des Einflusses dieser auf das Verbundverhalten.

6.2.4 Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite

Die in den beiden vorherigen Abschnitten beschriebenen Einflussfaktoren auf die Morphologie und die räumliche Verteilung der Korrosionsprodukte legt nahe, dass der Zusammenhang zwischen dem Korrosionsabtrag und der Rissbreite sehr individuell ist. Bei gleichem Korrosionsabtrag können demnach sehr unterschiedliche Sprengwirkungen erzeugt werden. Dies hat zur Folge, dass der Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite unterschiedlichen Abhängigkeiten unterliegt.

Eine Beziehung zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite haben bereits *Molina et al. (1993)* aufgestellt, vgl. Gleichung (26). Dieser rein geometrische Zusammenhang stellt die Beziehung zwischen der Radiuszunahme in Abhängigkeit des Volumenfaktors k_v und der Summe der sich bildenden Risse her. Die Gleichung (26) ist jedoch weder sensitiv für in das Porengefüge und sich bildende Risse abwandernde Korrosionsprodukte noch für eine ggf. vorhandene Querbewehrung.

$$\sum \frac{w_i}{x_{corr}} = 2\pi(k_v - 1) \quad (26)$$

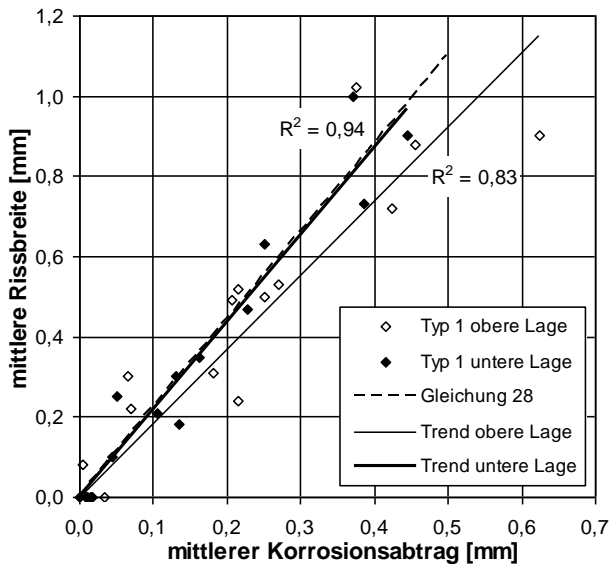
mit: w_i = Rissbreite des Einzelrisses [mm]
 x_{corr} = Korrosionsabtrag [mm]
 k_v = Volumenfaktor aus Korrosionsprodukt zu Eisen [-]

Ausgehend von den im zugrunde liegenden Projekt gesammelten Ergebnissen zum Korrosionsabtrag und der von außen messbaren Rissbreite wurde die Gleichung (26) überarbeitet, vgl. Gleichung (27). Der Volumenfaktor k_v wurde durch einen sog. effektiven Volumenfaktor ersetzt. Dieser Faktor trägt der Tatsache Rechnung, dass in Abhängigkeit der Umweltbedingungen ein gewisser Anteil der Korrosionsprodukte in das Porensystem und, vor allem bei fortgeschrittener Korrosion, in die durch die Sprengwirkung erzeugten Risse abwandert. Zusätzlich wurde der Faktor k_{st} eingeführt, der eine Anpassung der Rissbreite aufgrund einer vorhandenen Querbewehrung zulässt.

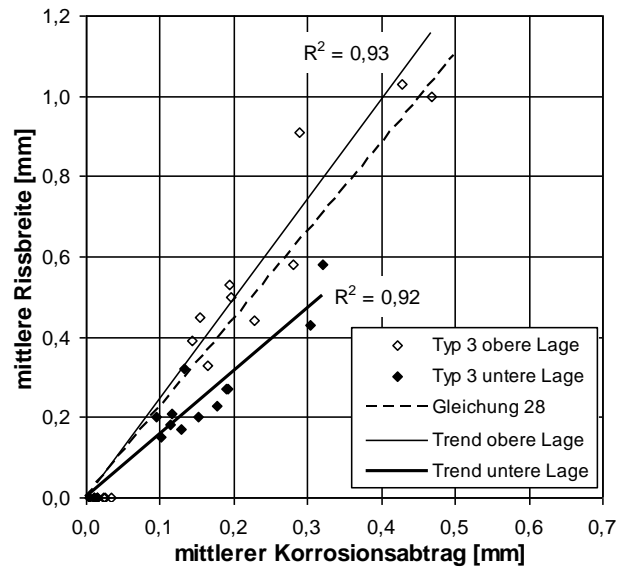
$$w = 2\pi(k_{v,eff} - 1)x_{corr} \cdot k_{st} \quad (27)$$

mit: w = gesamte von außen messbare Rissbreite [mm]
 x_{corr} = Korrosionsabtrag [mm]
 $k_{v,eff}$ = effektiver Volumenfaktor aus Korrosionsprodukt zu Eisen [-]
 k_{st} = Faktor in Abhängigkeit einer Querbewehrung, $k_{st} = 1$ (keine Querbewehrung), $k_{st} < 1$ (Querbewehrung vorhanden) [-]

Die Ergebnisse der Korrosionsabträge und der Rissbreiten getrennt nach oberer und unterer Bewehrungslage sind für die Probekörper ohne Bügel in Bild 42a ($d = 12$ mm; $c = 20$ mm) und Bild 42b ($d = 16$ mm; $c = 35$ mm) dargestellt. Die Ergebnisse legen einen linearen Zusammenhang zwischen dem mittleren Korrosionsabtrag und der Rissbreite nahe, der sich auch durch das hohe Bestimmtheitsmaß der jeweiligen Trendlinie bestätigen lässt. Im Vergleich der beiden Probekörpertypen 1 und 3 kann in Bezug auf die Lage der Bewehrungsstäbe kein eindeutiger Trend erkannt werden. Dies kann, wie bereits zuvor erwähnt, zum einen auf die relativ geringe Bauteilhöhe und zum anderen auf die labortechnische Verdichtung des Frischbetons zurückgeführt werden.



a)



b)

Bild 42: Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite getrennt nach oberer und unterer Betonierlage für Probekörper ohne Bügelbewehrung, a) Typ 1 und b) Typ 3

Einige Wissenschaftler fanden bei vergleichbarem Korrosionsabtrag größere Rissbreiten im Bereich der unteren Bewehrungslage (*fib 2000*). Die Ursache dafür ist ein höherer Verdichtungsgrad in diesem Bereich, der mit einem geringeren Porenvolumen verbunden ist. Durch das dichtere Betongefüge können weniger Korrosionsprodukte in die Poren entweichen. Es wird somit bei vergleichbarem Korrosionsabtrag frühzeitiger ein höherer Sprengdruck aufgebaut. Andererseits sorgt ein geringeres Porenvolumen für einen höheren Elektrolytwiderstand und somit für eine geringere Korrosionsrate. Jedoch sollte an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, dass das Entfernen der produktionsbedingten Walzhaut des Stahles den Unterschied in der Rissbreite zwischen oberer und unterer Bewehrungslage vergrößern kann, vgl. Abschnitt 6.2.3. Diese Maßnahme wurde im Rahmen von Laboruntersuchungen häufig angewandt, jedoch nicht in den hier vorliegenden Untersuchungen.

Für die in den Untersuchungen vorhandenen Umgebungsbedingungen der Probekörper hat sich ein effektiver Volumenfaktor von $k_{v,eff} = 1,35$ ergeben. Dieser Faktor war für beide untersuchten Kombinationen aus Stabdurchmesser und Betondeckung gültig, da beide Probekörpertypen ein vergleichbares Verhältnis aus Betondeckung zu Stabdurchmesser, einem c/d -Verhältnis von rd. 2 aufweisen. Die in Kapitel 8 vorgestellten numerischen Untersuchungen haben ergeben, dass das c/d -Verhältnis einen Einfluss auf die äußerlich messbare Rissbreite hat. Demnach müsste $k_{v,eff}$ für andere Geometrievarianten als die hier vorgestellten angepasst werden. Da im Falle der Probekörpertypen 1 und 3 keine Querbewehrung vorhanden war, ergab sich der entsprechende Faktor zu $k_{st} = 1,0$. Damit nimmt Gleichung (27) folgende Gestalt an:

$$w = 0,7\pi \cdot x_{corr} \quad [\text{mm}] \quad (28)$$

Aus Bild 42a und Bild 42b wird ersichtlich, dass Gleichung (28) den Zusammenhang aus Korrosionsabtrag und Rissbreite für die vorliegenden Randbedingungen gut wiedergeben kann.

Im Vergleich zu den Probekörpertypen ohne Bügel weisen die Probekörpertypen mit Bügeln bei gleichem Korrosionsabtrag eine geringere Rissbreite auf, vgl. Bild 43. Der rissbreitenbegrenzende Einfluss der Querbewehrung wird in Gleichung (27) durch den Faktor $k_{st} = 0,8$ für die Bewehrungsstäbe in Ecklage erfasst. Der effektive Volumenfaktor bleibt mit $k_{v,eff} = 1,35$ konstant. Gleichung (27) nimmt damit folgende Form an:

$$w = 0,56\pi \cdot x_{corr} \quad [\text{mm}] \quad (29)$$

Die Streuung der Einzelwerte um die Gleichung (27) nimmt durch den Einsatz der Bügelbewehrung zu, jedoch nimmt der Unterschied zwischen oberer und unterer Bewehrungslage ab. Im Gegensatz zu den

Probekörpern ohne Bügel nehmen nicht nur die Verhältniswerte zwischen Rissbreite und Korrosionsabtrag, sondern auch die Absolutwerte der gemessenen Rissbreiten ab.

Aus den Diagrammen in Bild 42 und Bild 43 geht weiterhin hervor, dass die Probekörpertypen 1, 2 und 5 mit Stabdurchmessern von 12 mm und Betondeckungen von 20 mm erste Risse ab einem mittleren Korrosionsabtrag von rd. 30 µm zeigen. Aufgrund der vergleichsweise geringen Betondeckung wiesen einige Probekörper bereits wenige Tage nach dem Betonieren Haarrisse längs der Bewehrung auf. Dies wurde überwiegend bei Bewehrungsstäben der oberen Bewehrungslage festgestellt. Es ist anzunehmen, dass Schwindprozesse des Betons die Ursache dafür waren. Die Probekörpertypen 3, 4 und 6 mit Stabdurchmessern von 16 mm und Betondeckungen von 35 mm zeigten erste Risse ab einem Korrosionsabtrag von rd. 60 µm. Der Einfluss von Betondeckung und Stabdurchmesser auf den Korrosionsabtrag, der zur Erstrissbildung notwendig ist, konnte von *Liu und Weyers (1998)* analytisch hergeleitet werden. Weitere Einflussfaktoren auf die Erstrissbildung sind die betontechnologischen Parameter, die spezifischen Gegebenheiten an der Grenzfläche Stahl-Beton und die Art der Korrosionsprodukte (*Liu und Weyers 1998*). Jedoch können diese Einflussfaktoren im Rahmen der untersuchten Probekörper als annähernd konstant angenommen werden.

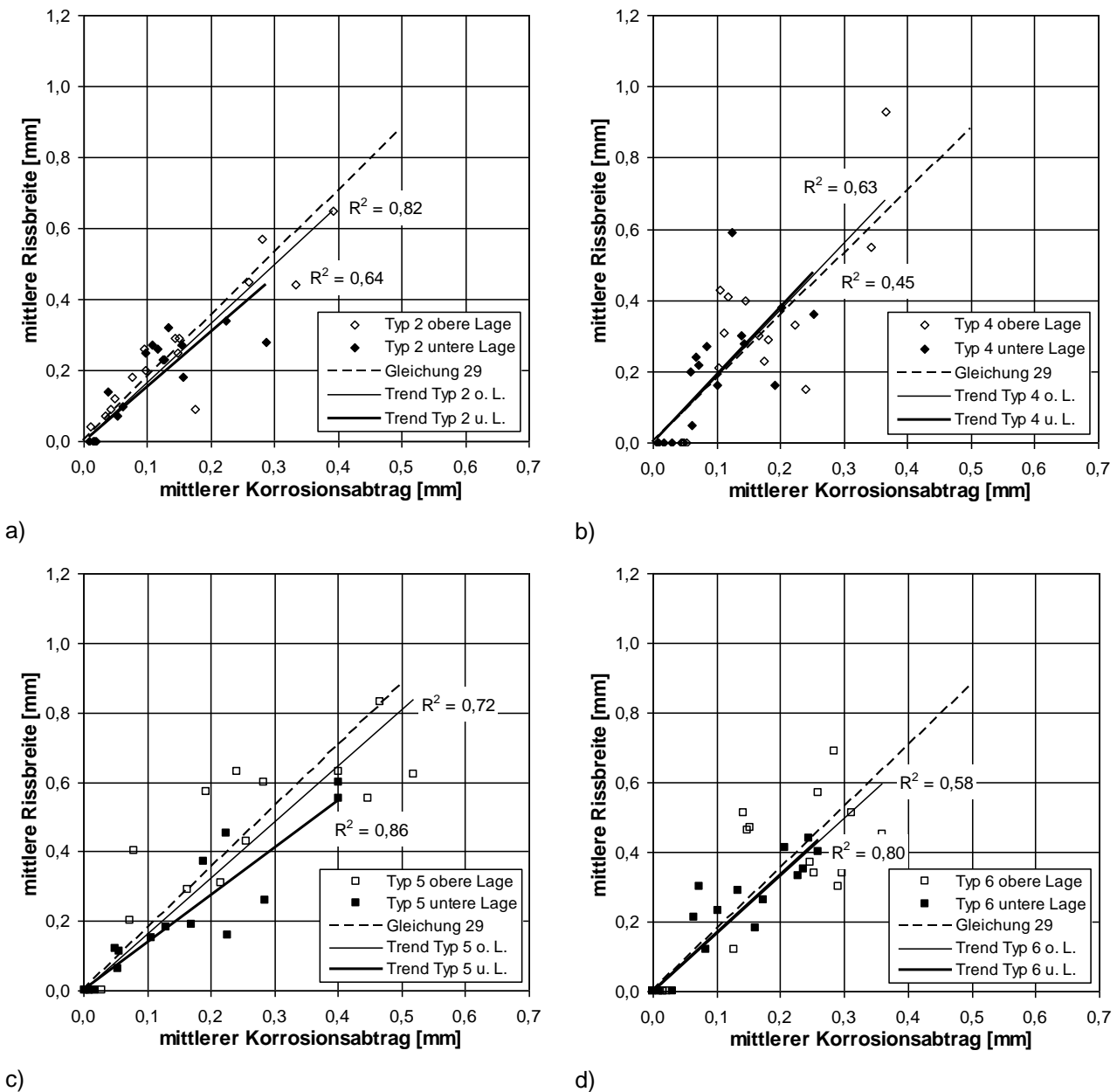


Bild 43: Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite getrennt nach oberer und unterer Betonierlage für Probekörper mit Bügelbewehrung, a) Typ 2, b) Typ 4, c) Typ 5 und d) Typ 6

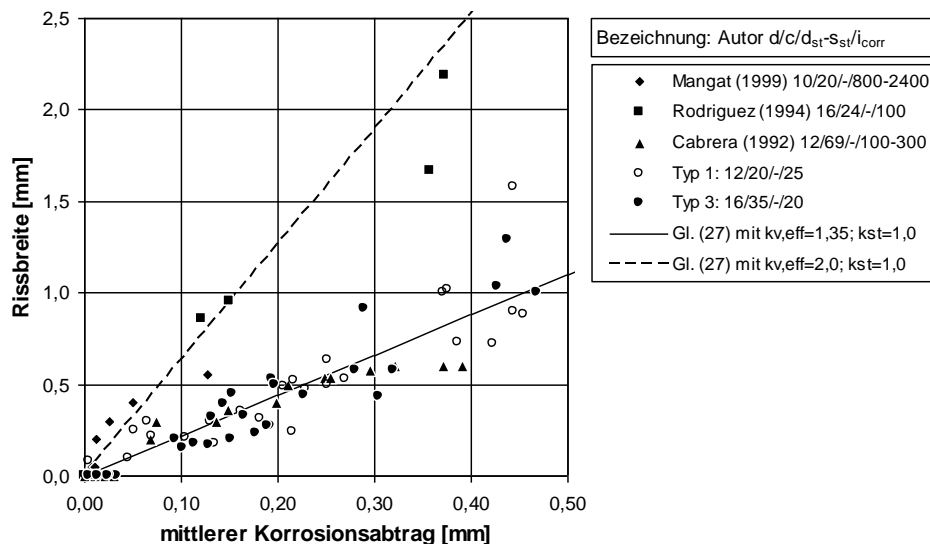


Bild 44: Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite für Probekörper ohne Bügelbewehrung im Vergleich mit den Ergebnissen anderer Wissenschaftler

Für die Beurteilung der Untersuchungsergebnisse bezüglich Korrosionsabtrag und Rissbreite wurden die Ergebnisse denen anderer Wissenschaftler gegenübergestellt. Da die Rissbreite in der Betondeckung (im Rahmen von Untersuchungen zum Verbundverhalten korrodierter Bewehrung) nur von wenigen Wissenschaftlern gemessen wurde, sind die Vergleichsmöglichkeiten relativ gering. Die Ergebnisse für Probekörper ohne Bügelbewehrung sind in Bild 44 dargestellt. Daraus geht hervor, dass der Zusammenhang aus Korrosionsabtrag und Rissbreite, wie er von *Cabrera und Ghoddoussi (1992)* gemessen wurde, gut mit den eigenen Untersuchungen übereinstimmt und somit mittels Gleichung (28) wiedergegeben werden kann. Die Ergebnisse von *Mangat und Elgraf (1999)* und *Rodriguez et al. (1994)* weichen hingegen ab. Eine gute Korrelation für diese Ergebnisse ergibt sich unter Verwendung von $k_{v,eff} = 2,0$ und $k_{st} = 1,0$ in Gleichung (27), vgl. gestrichelte Linie in Bild 44. Die im Vergleich zu den Untersuchungen von *Cabrera und Ghoddoussi (1992)* und den eigenen Untersuchungen erhöhten Rissbreiten bei gleichen Korrosionsabträgen sind, wie bereits in Abschnitt 4.2.3 erwähnt, charakteristisch für hohe Korrosionsstromdichten. Diese Abhängigkeit ist nach *Saifullah und Clark (1994)* beispielhaft für ein c/d -Verhältnis von 1,0 in Bild 45 dargestellt. Damit lässt sich einerseits die gute Übereinstimmung der eigenen Ergebnisse mit denen von *Cabrera und Ghoddoussi (1992)* und andererseits die Abweichungen zu den Ergebnissen von *Mangat und Elgraf (1999)* erklären, da diese eine, um ein vielfaches höhere Stromdichte zur Beschleunigung der Korrosion verwendet haben. Fraglich bleibt jedoch der Grund für die Abweichung der Ergebnisse von *Rodriguez et al. (1994)*. In Anlehnung an die Ergebnisse von *Cabrera und Ghoddoussi (1992)* sowie *Saifullah und Clark (1994)* dürfte die angabegemäß verwendete Stromdichte von $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ nicht ursächlich für die Abweichung sein. Da sowohl die Probekörpergeometrie (Balkenend-Probekörper) als auch die Konditionierung (Berieselung mit Chloridlösung) vergleichbar mit den eigenen Untersuchungen sind, dürfte auch darin nicht der Grund für die Abweichungen liegen. Die Ergebnisse zum Korrosionsabtrag und der Rissbreite von *Rodriguez et al. (1994)* werden auch in *Alonso et al. (1998)* aufgeführt. Jedoch wurde auch dort kein Hinweis zur Beantwortung der offenen Frage gefunden.

Aus Bild 44 wird weiterhin ersichtlich, dass die Ergebnisse von *Cabrera und Ghoddoussi (1992)*, *Rodriguez et al. (1994)* sowie *Mangat und Elgraf (1999)* mit zunehmendem Korrosionsabtrag eine unterproportionale Zunahme der Rissbreite aufweisen. Der Grund dafür kann in der zunehmenden Abwanderung von Korrosionsprodukten in die gebildeten Korrosionsrisse liegen. Die eigenen Untersuchungen weisen diesen Trend nicht auf. Eine mögliche Ursache dafür kann in der sehr niedrigen Stromdichte der eigenen Untersuchungen im Gegensatz zu allen anderen Untersuchungen liegen. Es kann vermutet werden, dass dadurch eine gleichmäßige Abwanderung der Korrosionsprodukte über den gesamten Korrosionszeitraum gewährleistet wird. Eine verminderte Abwanderung von Korrosionsprodukten mit steigender Stromdichte wird auch anhand der in Bild 45 dargestellten Ergebnisse bestätigt. Die ebenfalls in Bild 45 dargestellten prozentualen Masseverluste bei Erstrissbildung der Probekörpertypen 1 und 3 bestätigen diesen Trend. Jedoch sei erwähnt, dass ein direkter Vergleich mit den Ergebnissen von *Saifullah und Clark (1994)* aufgrund der unterschiedlichen Stabdurchmesser und Betondeckungen nur bedingt möglich ist.

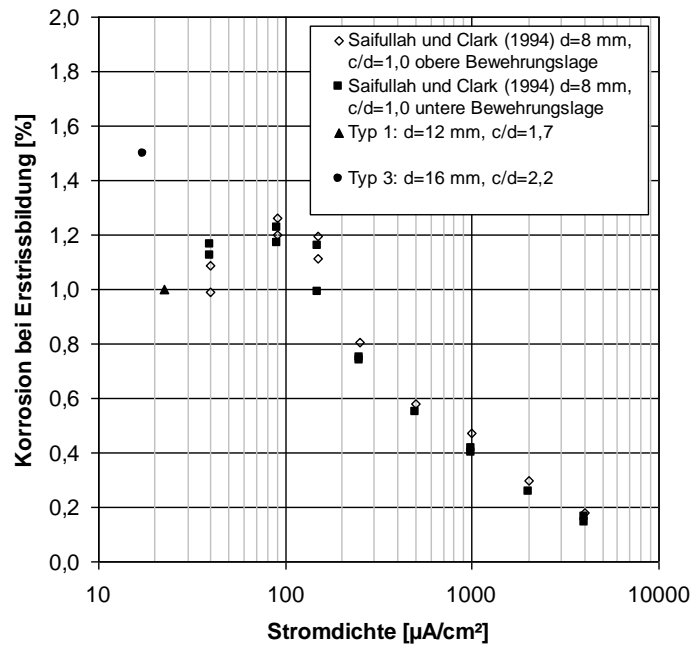


Bild 45: Korrosionsabtrag, der zur Erstrissbildung notwendig ist, in Abhängigkeit der Stromdichte für ein c/d -Verhältnis von 1,0 (Saifullah und Clark 1994) sowie Ergebnisse der Typ 1 und 3 Proben

In Bild 46 ist der Zusammenhang aus Korrosionsabtrag und Rissbreite für Probekörper mit Bügelbewehrung dargestellt. Auch hier ist eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse von *Cabrera und Ghoddoussi (1992)* mit den eigenen Ergebnissen und somit der Gleichung (29) ersichtlich. Die Ergebnisse von *Rodriguez et al. (1994)* mit Bügelbewehrung weichen ebenfalls deutlich von den Ergebnissen von *Cabrera und Ghoddoussi (1992)* und den eigenen Ergebnissen ab. Unter Verwendung eines effektiven Volumenfaktors von $k_{v,eff} = 2,0$ und des Faktors $k_{st} = 0,8$ ergibt sich mittels Gleichung (27) hingegen eine gute Korrelation der Ergebnisse von *Rodriguez et al. (1994)*. Interessanterweise weisen die Probekörper mit Bügelbewehrung die mit zunehmendem Korrosionsabtrag unterproportional zunehmende Rissbreite nicht auf.

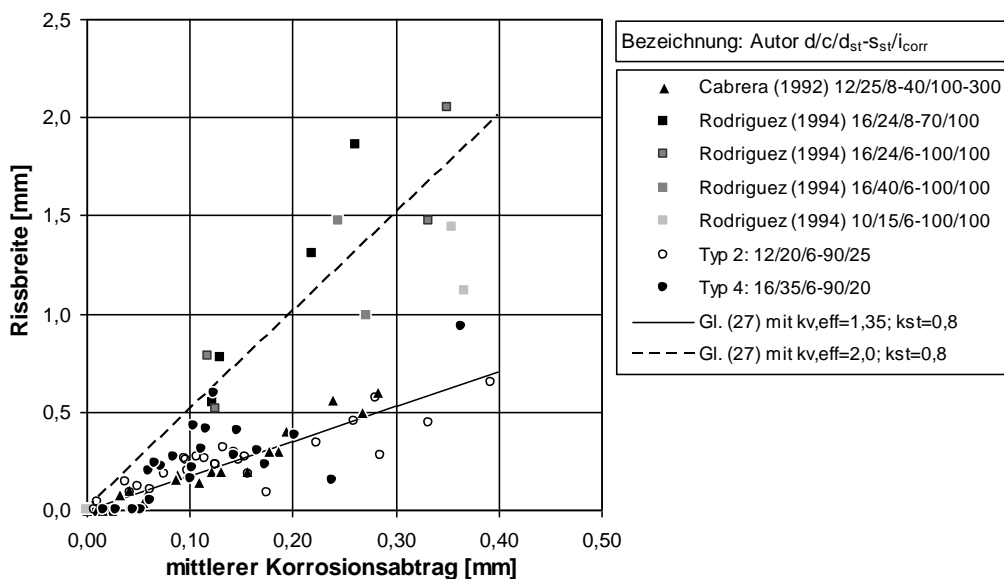


Bild 46: Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite für Probekörper mit Bügelbewehrung im Vergleich mit den Ergebnissen anderer Wissenschaftler

6.2.5 Rissverlauf am Probenquerschnitt

Zur Analyse des Rissverlaufes im Inneren der Probekörper wurde jeweils ein Probekörper vom Typ 1 ($d = 12\text{ mm}$ und $c = 20\text{ mm}$) und ein Probekörper vom Typ 3 ($d = 16\text{ mm}$ und $c = 35\text{ mm}$) präpariert und in Scheiben geschnitten. Die Probekörper wurden 16 Monate mit der in Abschnitt 5.2 beschriebenen Methode konditioniert. Neben der potentiostatischen Konditionierung wurde dem Beton im Herstellungsprozess 2,5 M.-% Chlorid bezogen auf den Zementgehalt beigemischt. Anschließend wurden die Probekörper rd. 3 Monate bei Raumklima getrocknet. Daraufhin wurden die Risse durch die Injektion mit Epoxidharz verfüllt, sodass der Probekörper in Längsachse jeweils über die Höhe und die Breite halbiert werden konnte, wodurch vier Stücke entstanden. Aus der Mitte der Verbundlänge wurde jeweils eine rd. 25 mm dicke Scheibe mittels Trockensägen herausgetrennt, vgl. Bild 47.

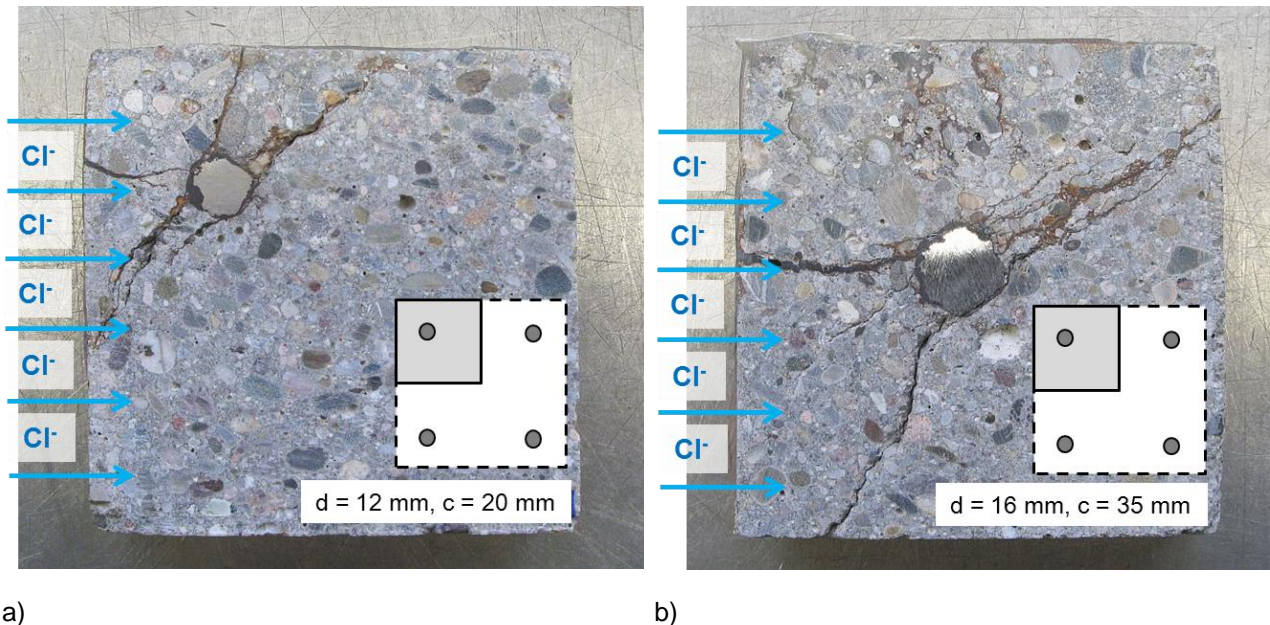


Bild 47: Schnitt quer zur Längsachse im Mittbereich der Verbundlänge nach 16-monatiger Korrosionsphase (Markierung der Beaufschlagungsseite mit Chloridlösung sowie Lage des Schnittes) a) eines Typ 1 und b) eines Typ 3 Probekörpers

Der in Bild 47a dargestellte Schnitt eines Typ 1 Probekörpers mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung weist insgesamt vier charakteristische Risse auf. Zwei Risse durchtrennen die Betondeckung und waren an der Betonoberfläche sichtbar. Sie wiesen Rissbreiten von rd. 0,8 mm (links) und rd. 0,3 mm (oben) auf. Zwei weitere Risse verlaufen unter einem Winkel zwischen 40° und 45° gegen die Oberfläche geneigt. Beide Risse waren von außen nicht als Riss erkennbar. Jedoch wies die Betonoberfläche an der Risspitze des unteren Risses deutliche Spuren von Korrosionsprodukten auf (Braunverfärbung).

Der in Bild 47b dargestellte Schnitt eines Typ 3 Probekörpers mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung weist insgesamt drei charakteristische Risse auf. Ein Riss durchtrennt die Betondeckung und war deutlich an der Betonoberfläche mit einer Rissbreite von rd. 1,6 mm erkennbar. Die anderen beiden Risse verliefen unter Winkeln zwischen 30° und 35° zur Oberfläche im Probekörperinneren. Beide Risse waren von außen nicht erkennbar.

Im Rahmen der Auswertung der Rissbreiten zum Zeitpunkt der Verbundprüfung wurde festgestellt, dass alle Typ 1 Probekörper des fünften und sechsten Korrosionsstadiums analog zu Bild 47a zwei von außen erkennbare Längsrisse über dem Stab aufwiesen. Somit ist dies charakteristisch für diese Probekörpergeometrie und Korrosionsabträge ab rd. $300\text{ }\mu\text{m}$ bzw. Rissbreiten ab rd. 0,7 mm. Dies konnte auch durch die in Kapitel 8 vorgestellten numerischen Ergebnisse bestätigt werden. Von den untersuchten 24 Bewehrungsstäben des Typs 3 wiesen 21 Stück analog zu Bild 47b nur einen erkennbaren externen Riss über dem Längsstab auf. Auch dieses Ergebnis konnte mittels der numerischen Untersuchungen bestätigt werden.

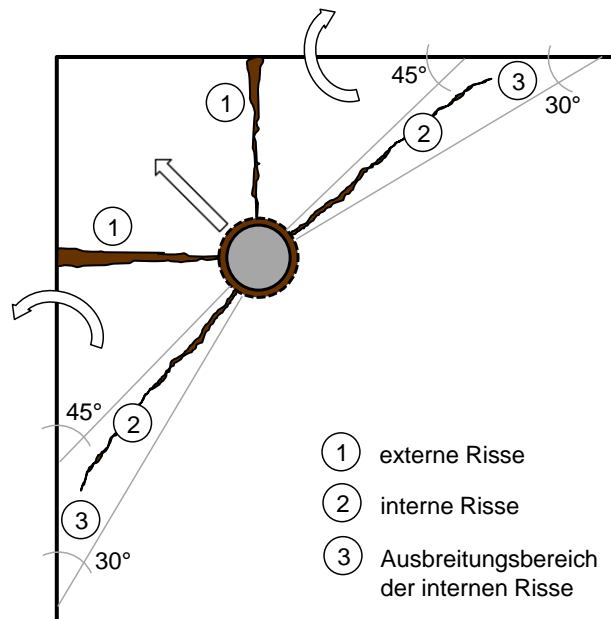


Bild 48: Schematische Skizze eines Probenviertels mit den charakteristischen Rissen im Schnitt quer zur Stabachse für einen Bewehrungsstab in Ecklage

In Bild 48 ist der Rissverlauf am Querschnitt schematisch dargestellt. In Abhängigkeit von Stabdurchmesser und Betondeckung bilden sich ein oder zwei externe Risse aus, die an der Betonoberfläche sichtbar sind und längs über dem Bewehrungsstab verlaufen. Bei den Typ 1 Probekörpern mit $d = 12$ mm und $c = 20$ mm trat der erste Riss ab einem Korrosionsabtrag von rd. $x_{corr} = 30$ μ m auf. Der zweite externe Riss trat ab Korrosionsabträgen von $x_{corr} = 300$ μ m auf. Die Typ 3 Probekörper mit $d = 16$ mm und $c = 35$ mm wiesen mehrheitlich nur einen externen Riss auf, der ab einem Korrosionsabtrag von rd. $x_{corr} = 60$ μ m auftrat.

Aus den Untersuchungen an den präparierten Schnitten ging hervor, dass die externen Risse an der Oberfläche eine größere Rissbreite aufweisen als direkt an der Staboberfläche. Dies wurde auch von *Jokūbaitis (2007)* gefunden, der einen empirischen Zusammenhang zwischen den Rissbreiten an den Rissenden in Abhängigkeit des Stabdurchmessers und der Betondeckung aufstellte. Die größere Rissbreite am äußeren Ende der externen Risse resultiert aus der Biegebeanspruchung des Eckbereiches ausgehend vom korrodierenden Stab, dessen Resultierende der Radialkraft in Richtung Ecke wirkt. Untersuchungen von *Ohtsu und Uddin (2008)* ergaben, dass zuerst der externe Riss auftritt und sich zeitgleich die internen Risse entwickeln. Diese Tatsache konnte auch durch die in Kapitel 8 vorgestellten numerischen Untersuchungen bestätigt werden. Die sich auf beiden Seiten des Stabes zwischen externem und internem Riss bildenden Betonskonsolen werden nach außen gedrückt (vgl. Pfeile in Bild 48), wodurch der Effekt der unterschiedlichen Rissbreiten an den Rissenden der externen Risse noch verstärkt wird. Die internen Risse weisen hingegen am Stab die größere Rissbreite auf und werden in Richtung Betonoberfläche schmaler. Der Winkel der internen Risse gegen die Oberfläche ist abhängig von Stabdurchmesser und Betondeckung. Die internen Risse der Typ 1 Probekörper mit $d = 12$ mm und $c = 20$ mm wiesen Winkel zwischen 40° und 45° auf. Die der Typ 3 Probekörper mit $d = 16$ mm und $c = 35$ mm zeigten hingegen Winkel zwischen 30° und 35° . In allen Fällen wiesen die internen Risse keine erkennbare Rissbreite an der Oberfläche auf. Mit zunehmender Korrosion und zunehmender Länge der internen Risse verliefen sie zunehmend flacher zur Oberfläche, wie es bspw. für Ausbruchkegel von Kopfbolzen bekannt ist.

Aus Bild 47 wird weiterhin ersichtlich, dass die internen Risse im Stabbereich teilweise stark verzweigen. Die Ursache dafür könnte in der festen Verzahnung der Korrosionsprodukte mit dem umliegenden Beton begründet sein. Die durch die Expansion der Korrosionsprodukte hervorgerufenen Tangentialkräfte können somit auf den Beton übertragen werden und bilden fein verteilte, nahezu parallel verlaufende Risse aus, die sich mit größerem Abstand zum Stab zu einem Riss zusammenschließen.

6.3 Auswirkungen auf das Verformungsverhalten

6.3.1 Allgemeines

Eine wesentliche Eigenschaft von Stahlbetonbauteilen ist deren Verformungsverhalten. Das Verformungsverhalten wird u. a. von der Oberflächengestalt der Bewehrungsstäbe beeinflusst. Eine zunehmende Rippenhöhe führt zu größeren übertragbaren Verbundspannungen und zu einer geringeren Duktilität. Nimmt die Rippenhöhe ab, bis hin zum Glattstahl, so nimmt die Duktilität zu, jedoch können immer geringere Verbundspannungen übertragen werden. Die Korrosion des Bewehrungsstahls verändert die Stahloberfläche und somit die Grenzschicht zwischen Stahl und Beton. Der Stahl an der Oberfläche wird allmählich in Korrosionsprodukte umgewandelt. Dieser Vorgang findet anfangs lokal und mit fortschreitender Dauer flächig statt. Einfluss darauf nimmt auch die Art der Korrosion – ob chlorid- oder carbonatisierungsinduziert.

In diesem Abschnitt soll geklärt werden, welche Auswirkungen die Korrosion auf das Verformungsverhalten der untersuchten Probekörper hat. Weiterhin sollen Begründungen für dieses Verhalten dargelegt werden. Die gemessenen Stabendverschiebungen bei Höchstlast dienen auch als Indikator, um die Beeinflussung der einzelnen Stäbe untereinander in Bezug auf das Herausziehen zu analysieren.

6.3.2 Probekörper ohne Bügel

In Bild 49 sind beispielhaft Verbundspannungs-Stabendverschiebungs-Beziehungen für a) Probekörper des Typs 1 mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckungen sowie für Typ 3 Probekörper mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung abgebildet. Aus Bild 49a wird ersichtlich, dass die Typ 1 Probekörper mit zunehmender Korrosion bis zu einem mittleren Korrosionsabtrag von rd. 450 μm mehrheitlich die gleiche Anfangssteifigkeit wie die unkorrodierten Probekörper aufweisen. Die Stabendverschiebung bei Höchstlast nimmt mit zunehmender Korrosion geringfügig ab. Die übertragbaren Verbundspannungen sinken mit zunehmender Korrosion, jedoch bleibt das Verschiebungsverhalten mit der sehr hohen Anfangssteifigkeit nahezu unverändert. Aus Bild 49b wird ersichtlich, dass die korrodierten Typ 3 Probekörper ein ähnliches Verhalten wie die Typ 1 Probekörper zeigen. Auch hier zeigt sich eine deutliche Abnahme der übertragbaren Verbundspannungen und eine leichte Abnahme der Stabendverschiebung bei Höchstlast mit zunehmendem Korrosionsabtrag. Die Anfangssteifigkeit der Stäbe des in Bild 49b dargestellten dritten und fünften Korrosionsstadiums ist im Vergleich zum unkorrodierten Stab etwas geringer. Jedoch zeigten einige der geprüften Stäbe, sowohl der Typ 1 als auch der Typ 3 Probekörper, eine im Vergleich zum unkorrodierten Zustand erhöhte Anfangssteifigkeit.

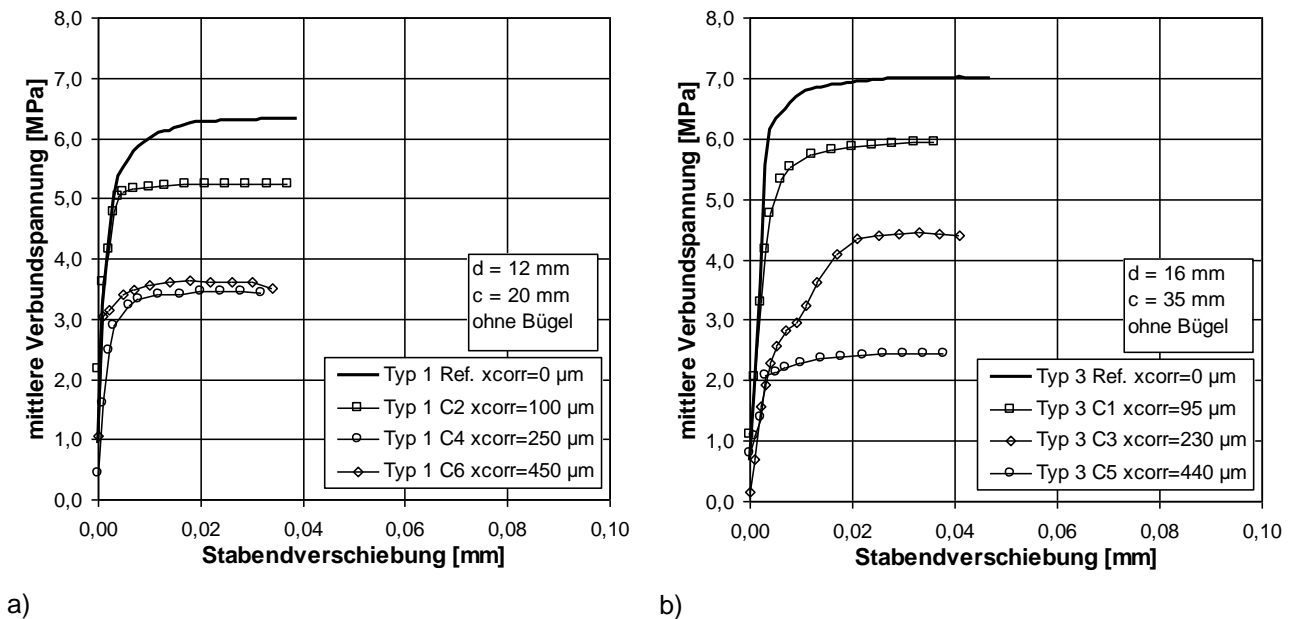


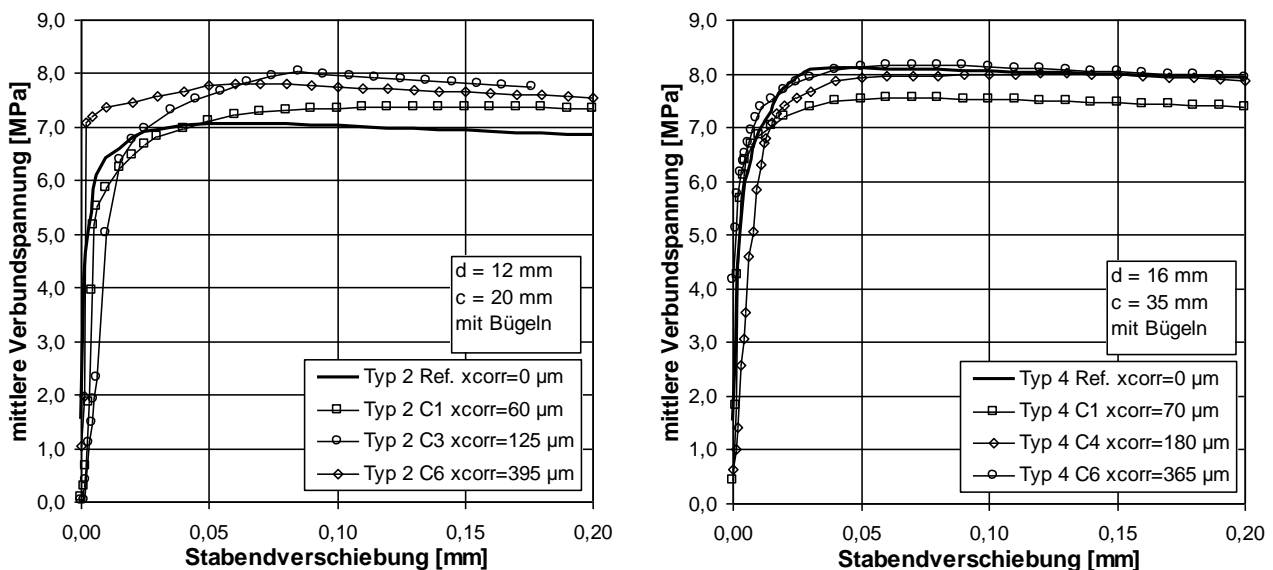
Bild 49: Verbundspannungs-Stabendverschiebungs-Beziehungen ohne Korrosion (Ref.) sowie zu verschiedenen Korrosionsstadien (C1-C6) für a) Typ 1 Probekörper und b) Typ 3 Probekörper

Die in Bild 49 dargestellten Kurvenverläufe sind charakteristisch für die jeweiligen Probekörpertypen und Korrosionsstadien. Bei der Betrachtung aller Versuche kam es im Mittel bei einer Stabendverschiebung zwischen rd. 0,02 und 0,04 mm zum Versagen. Das Versagen war bei den Probekörpern ohne Bügelbewehrung durch ein plötzlich auftretendes sprödes Spalten der Betondeckung charakterisiert. Wie bereits in Abschnitt 6.1.2 erwähnt, war die Zunahme der Stabendverschiebung ab rd. 0,005 mm ohne wesentliche Zunahme der Verbundspannung mit dem Auftreten von sichtbaren Rissen in der Betondeckung verbunden.

6.3.3 Probekörper mit Bügeln

Beispielhaft für die Probekörpertypen mit Bügeln sind in Bild 50 die Verbundspannungs-Stabendverschiebungs-Beziehungen der Typ 2 und 4 Probekörper dargestellt. Auf die Darstellungen der Typ 5 und 6 Probekörper wurde an dieser Stelle verzichtet, da sie rein geometrisch mit den Typen 2 und 4 identisch sind. Der Unterschied bestand lediglich darin, dass die Bügel der Probekörpertypen 5 und 6 elektrisch von den Längsstäben entkoppelt waren.

Aus Bild 50a wird ersichtlich, dass die Probekörper des Typs 2 mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung mit zunehmendem Korrosionsabtrag keine nennenswerte Änderung der Stabendverschiebung im Vergleich zur unkorrodierten Referenz zeigen. Die maximal übertragbaren Verbundspannungen steigen mit zunehmendem Korrosionsabtrag sogar an. Auch die in Bild 50b dargestellten Verbundspannungs-Stabendverschiebungs-Beziehungen der Typ 4 Probekörper mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung zeigen keine nennenswerte Änderung der Stabendverschiebung. Die maximal übertragbaren Verbundspannungen bleiben nahezu unverändert bzw. sinken im Vergleich zur Referenz leicht ab. Im Vergleich zu den Probekörpern ohne Bügel zeigen die Probekörper mit Bügeln ein duktileres Verhalten nach Erreichen der maximal übertragbaren Verbundspannungen. Jedoch sinkt die Duktilität mit zunehmender Korrosion ab. Einige korrodierte Stäbe zeigten eine Zunahme der Anfangssteifigkeit.



a)

b)

Bild 50: Verbundspannungs-Stabendverschiebungs-Beziehungen ohne Korrosion (Ref.) sowie zu verschiedenen Korrosionsstadien (C1-C6) für a) Typ 2 Probekörper und b) Typ 4 Probekörper

Es konnte weder bei den Probekörpern ohne noch bei denen mit Bügeln ein nennenswerter Einfluss der Korrosion auf das Verformungsverhalten, trotz mittleren Korrosionsabträgen von bis zu rd. 450 μm , festgestellt werden. Es sei an dieser Stelle erwähnt, dass die Korrosionsstadien C1 bis C6 jeweils mit Längsrissen in der Betondeckung verbunden waren. Diese teils erhebliche Schwächung der Umschließungswirkung der Betondeckung hatte offensichtlich wenig Einfluss auf das Verformungsverhalten. Eine genauere Untersuchung der Kontaktschicht Stahl-Korrosionsprodukt-Beton gibt im folgenden Abschnitt Aufschluss über die vorgefundene Verzahnungswirkung.

6.3.4 Verzahnungswirkung Stahl-Korrosionsprodukt-Beton

Aus den Ergebnissen der Abschnitte 6.3.2 und 6.3.3 wird ersichtlich, dass die Bildung einer Korrosionsschicht zwischen Stahl und Beton zwar zu einer Abnahme der Verbundfestigkeit (in Abwesenheit einer Bügelbewehrung), nicht aber zu einer Änderung der Stabendverschiebung führt. Es kann daher angenommen werden, dass die Abnahme der Verbundfestigkeit durch die Abnahme der Umschließungswirkung der Betondeckung aufgrund von Rissen hervorgerufen wird. Würde die Abnahme der Verbundfestigkeit auf eine nicht tragfähige Korrosionsschicht zurückzuführen sein, so müsste dies mit einer Zunahme der Stabendverschiebung einhergehen.

In Bild 51 sind zwei stark korrodierte Bewehrungsstäbe mit dem umgebenden Beton nach dem Herausziehen aus dem jeweiligen Probekörper dargestellt. Trotz des Abspaltens der Betondeckung blieb ein Großteil des umliegenden Betons an den Bewehrungsstäben haften. In den abgebildeten Ausschnitten sind die Bewehrungsstäbe über große Bereiche fest mit dem umgebenden Beton verzahnt. Es hat sich eine dichte Schicht aus Korrosionsprodukten ausgebildet, die in das Porensystem des Betons hineingewachsen ist. Die Übertragung der Verbundspannungen konnte somit gewährleistet werden. Das Verbundversagen der untersuchten Bewehrungsstäbe kann demnach als Spaltversagen des Betons charakterisiert werden. Die durch die Expansionswirkung der Korrosionsprodukte hervorgerufenen internen Risse (vgl. Abschnitt 6.2.5) schwächen den Betonquerschnitt und bilden eine „Sollbruchstelle“ im inneren des Betons, entlang derer sich die Spaltfläche für das Verbundversagen ausbildet.

Da die untersuchten Probekörper bereits im unkorrodierten Zustand ein Spaltversagen aufwiesen, stimmen die Versagensbilder zwischen unkorrodiertem und korrodiertem Zustand gut überein. Demgegenüber stehen die Untersuchungen an RILEM Pull-Out-Test-Probekörpern, die im unkorrodierten Zustand ein Versagen durch Herausziehen aufweisen und im korrodierten Zustand durch Spalten des Betons versagen. Aufgrund des Wechsels der Versagensarten ist ein Vergleich der Verformungen in letztgenanntem Fall schwierig, da das Versagen durch Herausziehen, wie in Abschnitt 6.1.3 gezeigt, stets mit größeren Verschiebungen verbunden ist. Die Unterscheidung zwischen gleichen und unterschiedlichen Versagensarten zwischen unkorrodiertem und korrodiertem Zustand stellte bereits *Lundgren (2007)* heraus. Sie wies darauf hin, dass ein Wechsel der Versagensarten zwischen unkorrodiertem und korrodiertem Zustand indirekt Aufschluss auf weitere Einflussparameter wie Auflagerpressung und Betonfestigkeit gibt.



a)



b)

Bild 51: Mit dem umgebenden Beton verzahnter korrodiertes Bewehrungsstab

6.3.5 Diskussion der Ergebnisse

Die bei einigen Stäben, sowohl mit, als auch ohne Bügelbewehrung, festgestellte Erhöhung der Anfangssteifigkeit der Stabendverschiebungs-Verbundspannungsbeziehung wurde auch von *Al-Sulaimani et al. (1990)*, *Almusallam et al. (1996)* sowie *Auyeung und Balaguru (2001)* festgestellt. Damit geht eine teilweise Abnahme der Duktilität einher, wodurch das Versagen bei geringeren Stabendverschiebungen auftritt. Die Ursache für diese Veränderungen im Verformungsverhalten ist in der Zunahme der Reibung durch Aufbau des Expansionsdruckes der Korrosionsprodukte und der Zunahme des Reibbeiwertes zwischen Stahl-Korrosionsprodukt-Beton begründet. Die Ausprägung des veränderten Verformungsverhaltens wird überwiegend durch den Grad der Umschließungswirkung beeinflusst. Eine starke Umschließungswirkung durch

Bügel oder eine hohe Betondeckung bietet die Möglichkeit, dass sich die Reibungszunahme durch den Expansionsdruck stärker ausbilden kann als bei geringer Umschließungswirkung. Ein numerischer Nachweis dafür konnte durch *Lundgren (2007)* erbracht werden.

Mit dem Auftreten von Rissen in der Betondeckung sinkt die Umschließungswirkung des Betons ab. Ohne Bügelbewehrung kann es zur Zunahme der Verschiebungen kommen, jedoch ist dies vielmehr auf die verminderte Umschließungswirkung des Betons als auf eine Verschiebung in der Korrosionsschicht zurückzuführen. Bei Vorhandensein einer Bügelbewehrung können die eingeleiteten Kräfte über die ins Probekörperinnere zeigende Verbundfläche abgeleitet werden, wenn der Bügel den Längsstab direkt umschließt. Dieses Ergebnis wurde auch von *Al-Hammoud et al. (2010)* festgestellt. Auch hier wurde bis zum Versagen des Betons an der Stabinnenseite durch Zerdrücken keine Zunahme der Verschiebung festgestellt. An einigen der eigenen Versuche mit Bügelbewehrung wurden selbst bei starker Korrosion Verbundspannungen an der Stabinnenseite in einer Höhe übertragen, sodass weitverzweigte Risse im Probeninneren entstanden und das Versagen durch Betonversagen im Inneren des Probekörpers eintrat, vgl. Abschnitt 6.3.6.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Anfangssteifigkeit mit dem Auftreten von Korrosion zunimmt und die Stabverschiebung bei Höchstlast abnehmen kann. Eine zunehmende Stabverschiebung kann nach der Bildung erster Risse auftreten, wenn keine ausreichende Umschließungswirkung bspw. durch eine Bügelbewehrung gewährleistet ist. Die Zunahme der Verschiebung ist in diesem Fall jedoch in der Abnahme der Umschließungswirkung des Betons begründet. Lediglich für den Fall eines sehr hohen Korrosionsabtrages und der Gewährleistung einer ausreichenden Umschließungswirkung ist eine Zunahme der Stabverschiebung durch Verschiebungen in der Korrosionsschicht denkbar. Jedoch müsste die Umschließung des Stabes die Aufnahme der entstehenden radial wirkenden Kräfte aus der Schubdilatation gewährleisten.

6.3.6 Auswahl zu betrachtender Untersuchungsergebnisse

Verbundprobekörper mit mehreren zu prüfenden Stäben sollten geometrisch möglichst so gewählt werden, dass eine gegenseitige Beeinflussung infolge des Herausziehens der einzelnen Stäbe nicht auftritt. Wie bereits in Abschnitt 5.1 beschrieben, erfolgte die Auswahl des zugrundeliegenden Probekörpers anhand von experimentellen und numerischen Vorversuchen. Zur Verdeutlichung wird an dieser Stelle noch einmal auf die Lage der Stäbe im Probekörper sowie deren Ausziehreihenfolge und -richtung verwiesen, die in Bild 25, Seite 44 dargestellt sind.

In diesem Abschnitt erfolgt eine Überprüfung und ggf. Filterung von Ergebnissen, die auf eine gegenseitige Beeinflussung der Ausziehvorgänge an einem Probekörper hindeuten. Dieser Abschnitt ist somit als Ergebnisfilter für alle nachfolgenden Abschnitte zu betrachten. Diese Analyse gibt weiterhin Aufschluss über die Eignung des Probekörpers für die untersuchten Geometrievarianten. Als Indikator für eine Störung des Verbundes durch ausgedehnte Risse, hervorgerufen durch einen zuvor herausgezogenen Stab, wurde die gemessene relative Stabendverschiebung verwendet. Die im Rahmen der Untersuchungen noch maximal zulässige Stabendverschiebung wurde auf die zweifache mittlere Stabendverschiebung der Referenzproben festgelegt.

In Bild 52 sind die relativen Stabendverschiebungen bei Höchstlast der Probekörper ohne Bügel dargestellt. Als Grenzwert für die Ergebnisauswahl wurde eine Stabendverschiebung für die Typ 1 Proben von $s_{r,lim,1} = 0,06$ mm und für die Typ 3 Proben von $s_{r,lim,3} = 0,10$ mm festgelegt. Dies entspricht jeweils der zweifachen mittleren Stabendverschiebung der Referenzproben des jeweiligen Probekörpertyps nach der Eliminierung von Extremwerten, vgl. Tabelle 7.

Aus Bild 52 wird ersichtlich, dass der Stab T3-C3-4 den Grenzwert der Stabendverschiebung überschreitet. Eine Prüfung der Verbundspannungs-Stabendverschiebungs-Beziehung für diesen Stab ergab, dass eine im Vergleich zu den anderen Stäben frühzeitige starke Stabendverschiebung im Versuch auftrat, die auf eine Vorschädigung des für den Verbund relevanten Betonbereiches hindeutete. Infolgedessen wurde das Ergebnis für die Auswertung vernachlässigt.

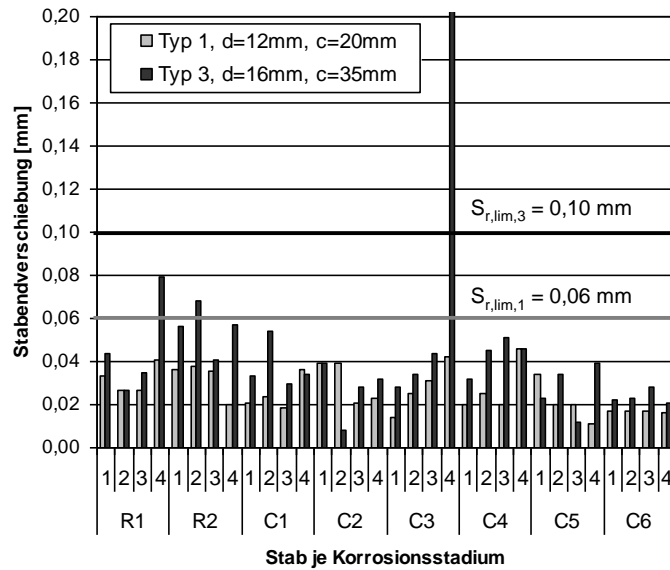
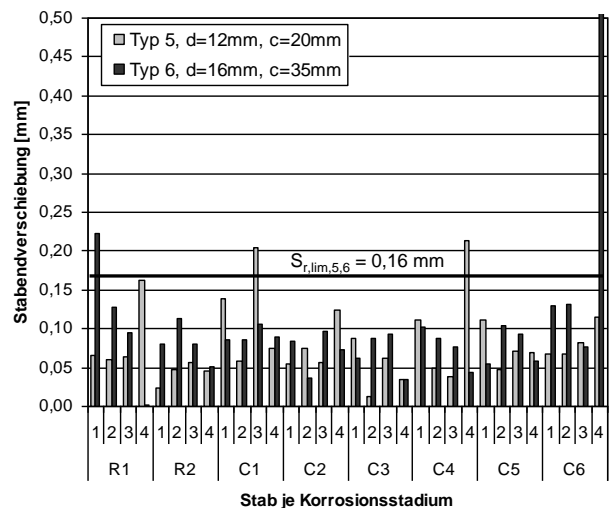
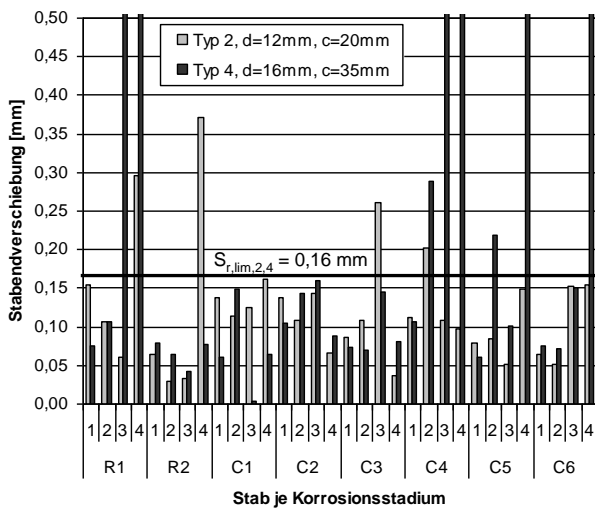


Bild 52: Relative Stabendverschiebung der acht Referenz- und 24 Korrosionsstäbe der Probekörpertypen 1 und 3 ohne Bügel bei Höchstlast unter Angabe der Grenzwerte für die weitere Ergebnisauswertung

Aus Bild 52 wird weiterhin ersichtlich, dass die relative Stabendverschiebung mit zunehmender Korrosion tendenziell abnimmt. Jedoch sollte in diesem Zusammenhang darauf hingewiesen werden, dass auch die Verbundfestigkeit bei den hier betrachteten Probekörpern ohne Bügel mit zunehmender Korrosion abnimmt. Unter der Voraussetzung eines gleich bleibenden Verformungsverhaltens resultieren aus geringeren Verbundfestigkeiten auch geringere Stabendverschiebungen. Insgesamt wurden für die Betrachtungen zur Auswirkung der Korrosion auf die Verbundfestigkeit 100 % der Ergebnisse der Typ 1 Proben und rd. 97 % der Ergebnisse der Typ 3 Proben verwendet.



a)

b)

Bild 53: Relative Stabendverschiebung der jeweils acht Referenz- und 24 Korrosionsstäbe der Probekörpertypen mit Bügeln bei Höchstlast unter Angabe der Grenzwerte für die weitere Ergebnisauswertung, a) Typ 2 und 4, b) Typ 5 und 6

In Bild 53 sind die relativen Stabendverschiebungen bei Höchstlast der Probekörper mit Bügeln dargestellt. Der Grenzwert für die Ergebnisauswahl der Probekörper mit Bügeln wurde nach der Analyse der mittleren Stabendverschiebung, der zugehörigen Verbundfestigkeiten und der entsprechenden Korrosionsabträge zu

einem Wert von 0,16 mm festgelegt. Dies entspricht rund der zweifachen mittleren Stabendverschiebung der Referenzproben, die nach der Eliminierung der Extremwerte im Mittel 0,15 mm betragen hätte. Ohne die leichte Anhebung des Grenzwertes um 0,01 mm wären einige Untersuchungsergebnisse vernachlässigt worden, von denen mit hoher Sicherheit eine nennenswerte gegenseitige Beeinflussung ausgeschlossen werden konnte.

Aus Bild 53a wird ersichtlich, dass überwiegend Ergebnisse der Typ 4 Probekörper eine gegenseitige Beeinflussung durch das Herausziehen der Stäbe zeigen. Aufgrund der höheren Betondeckung im Vergleich zu den Typ 2 Proben sind die Achsabstände der Längsstäbe geringer. Zusätzlich nimmt aufgrund des größeren Durchmessers der Wirkungsradius der Stäbe zu. Jedoch können diese beiden Faktoren alleine nicht die Ursache für die erhöhte Beeinflussung sein, da die Typ 3 Probekörper vergleichbare geometrische Parameter aufweisen. Der Grund scheint in der Verwendung der Bügel zu liegen. Die mit dem Herausziehen der Stäbe eingeleiteten Kräfte werden auch auf die Bügel übertragen, die wiederum die Kräfte in einem größeren Radius in den Beton einleiten. Interessanterweise ist die gegenseitige Beeinflussung bei den Probekörpertypen 5 und 6, die geometrisch identisch mit den Probekörpertypen 2 und 4 sind, weniger stark ausgeprägt, vgl. Bild 53b. Der einzige Unterschied liegt in der elektrischen Entkopplung der Bügel von den Längsstäben. Wie bereits in Abschnitt 5.1 beschrieben, wurde dies durch die Umwicklung der Bügelecken mit Klebeband und der Verwendung von Kabelbindern anstatt von Stahldraht gewährleistet. Diese Maßnahme scheint die Übertragung der in den Längsstab eingeleiteten Kräfte in die Bügel zu reduzieren. Bestätigt wird dies durch die im Mittel rd. 9 % niedrigeren Verbundfestigkeiten der Referenzproben mit elektrisch entkoppelten Bügeln im Vergleich zu den standardmäßig ausgeführten Verbindungen mit Stahldraht, vgl. Abschnitt 6.1.2.

Aufgrund der festgestellten gegenseitigen Beeinflussung konnten für die Betrachtungen zur Auswirkung der Korrosion auf die Verbundfestigkeit nur 88 % der Ergebnisse der Typ 2 Proben und rd. 75 % der Ergebnisse der Typ 4 Proben verwendet werden. Von den Ergebnissen der Typ 5 und 6 Proben konnten jeweils rd. 94 % verwendet werden.

Zusammenfassend kann damit festgehalten werden, dass die gewählte Probekörpergeometrie für die untersuchten geometrischen Parameter prinzipiell geeignet ist. Einen Schwachpunkt stellt der Probekörpertyp 4 dar, von dem ein Viertel der Ergebnisse nicht verwertet werden konnte. Für weitere Untersuchungen mit vergleichbaren Balkenend-Probekörpern wird daher bei der Verwendung einer ähnlichen Konfiguration wie der der Typ 4 Proben, ein größerer Probenquerschnitt empfohlen.

6.4 Auswirkungen auf die Verbundfestigkeit

6.4.1 Allgemeines

Die Auswirkungen der Korrosion auf die Verbundfestigkeit sind für die Bewertung von Stahlbetonbauteilen von besonderem Interesse. In den folgenden beiden Abschnitten werden die ermittelten Ergebnisse unterteilt nach Probekörpern ohne Bügel (Abschnitt 6.4.2) und nach Probekörpern mit Bügeln (Abschnitt 6.4.3) präsentiert. Die Verbundfestigkeiten werden jeweils in Abhängigkeit des Korrosionsabtrages und der Rissbreite dargestellt. Anschließend werden die Ergebnisse in Abschnitt 6.4.4 bezugnehmend auf die Ergebnisse anderer Wissenschaftler diskutiert.

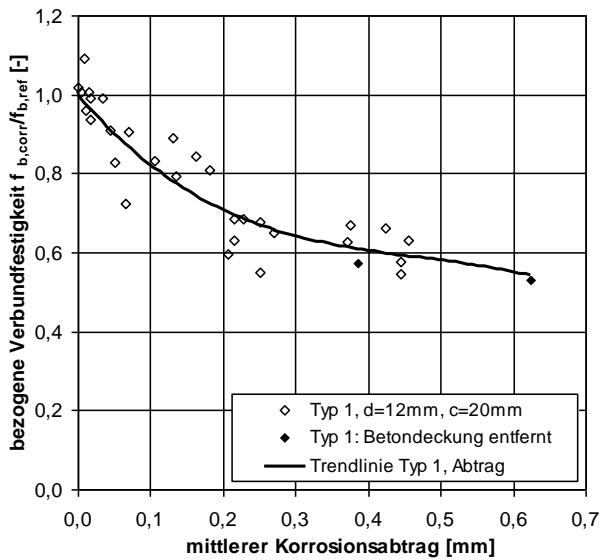
6.4.2 Probekörper ohne Bügel

In Bild 54 sind die bezogenen Verbundfestigkeiten der Typ 1 Probekörper mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung in Abhängigkeit der Korrosion dargestellt. Die bezogene Verbundfestigkeit ergibt sich aus der Verbundfestigkeit je Korrosionsstadium bezogen auf den Mittelwert der Referenzproben. Dieses Mittel lässt einen Vergleich des Einflusses der Korrosion zwischen den verschiedenen untersuchten Probekörpertypen zu.

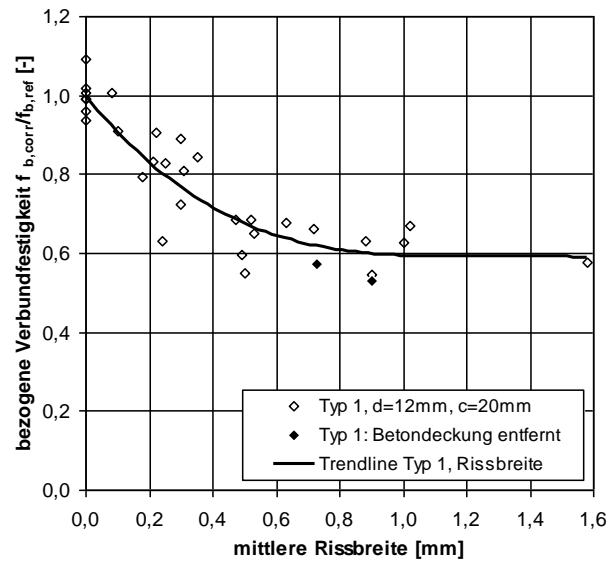
In Bild 54a ist die bezogene Verbundfestigkeit in Abhängigkeit des mittleren Korrosionsabtrags und in Bild 54b in Abhängigkeit der mittleren Rissbreite dargestellt. Die Verteilung der Einzelwerte beider Diagramme und der Verlauf der beiden Trendlinien sind vergleichbar, sodass sowohl der mittlere Korrosionsabtrag als auch die mittlere Rissbreite als Bewertungskriterium herangezogen werden können.

Aus beiden Diagrammen wird ersichtlich, dass die Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion exponentiell abnimmt. Ab einem Korrosionsabtrag von rd. 0,2 mm und einer Rissbreite von rd. 0,45 mm nähert sich die Verbundfestigkeit mit einer gewissen Streuung einem Grenzwert von rd. 60 % der Referenzfestigkeit an.

Sieht man von den Maximalwerten des mittleren Korrosionsabtrags ($x_{corr} = 0,62$ mm) und der Rissbreite ($w = 1,59$ mm) ab, so ändert sich die Verbundfestigkeit im Bereich $x_{corr} = 0,2$ bis $0,5$ mm bzw. $w = 0,45$ bis $1,0$ mm nicht mehr nennenswert.



a)



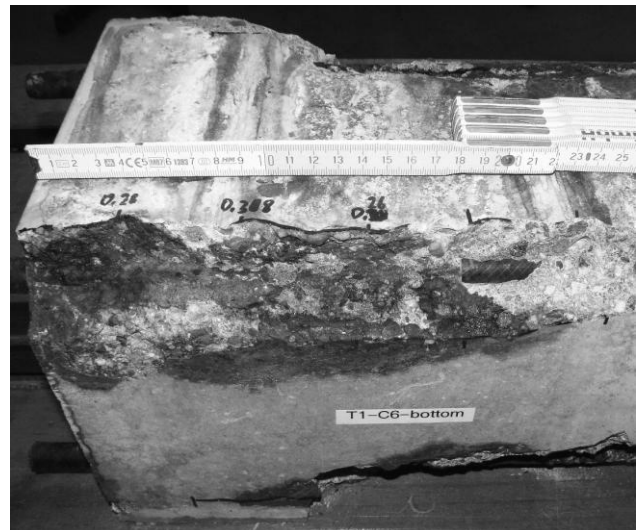
b)

Bild 54: Bezogene Verbundfestigkeit der Typ 1 Probekörper in Abhängigkeit a) des mittleren Korrosionsabtrags und b) der mittleren Rissbreite

Zur Untersuchung des Einflusses der Betondeckung auf die Restverbundtragfähigkeit wurde die Betondeckung an zwei Stäben vor dem Herausziehen entfernt, vgl. Bild 55. Die zugehörigen Werte sind in den Diagrammen von Bild 54 mit gefülltem Symbol dargestellt. Aus Bild 54 wird ersichtlich, dass die ermittelten Werte der Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit des Korrosionsabtrages und der Rissbreite im Bereich der Ergebnisse liegen, bei denen die Betondeckung nicht entfernt wurde. Daraus wird ersichtlich, dass das Entfernen der Betondeckung bei den untersuchten Korrosionsstadien keinen Einfluss auf die Restverbundtragfähigkeit hat. Weiterhin kann geschlussfolgert werden, dass der Abtrag der in den Stab eingeleiteten Kräfte über die Stabinnenseite an den Beton geschieht.

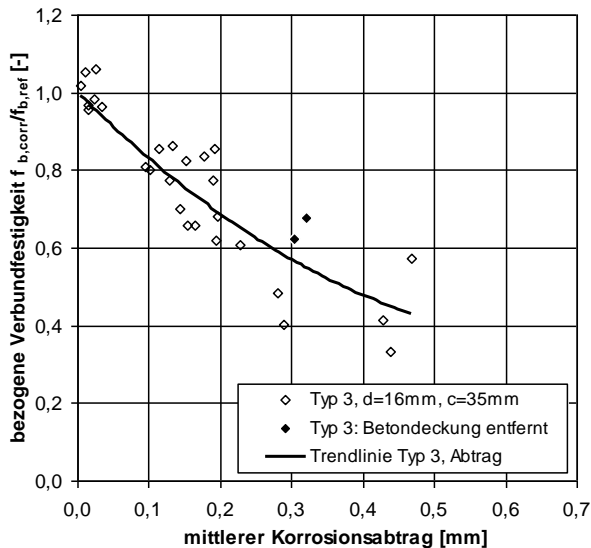


a)

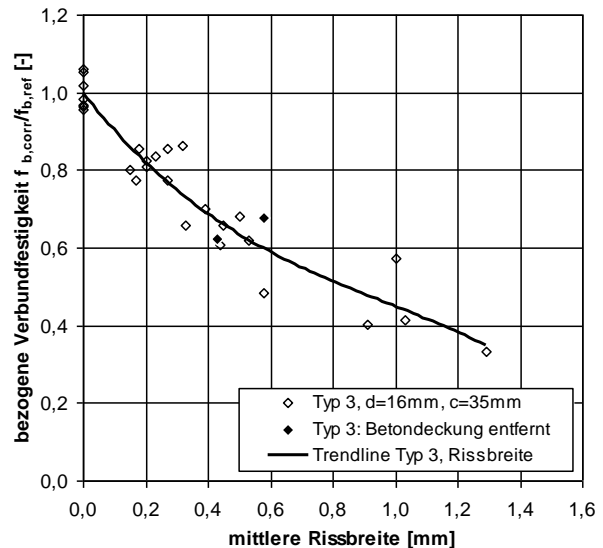


b)

Bild 55: Probekörper mit Betondeckung, die vor dem Herausziehen der Stäbe entfernt wurde: a) Stab T1-C6-2 mit $x_{corr} = 0,63$ mm und $w = 0,90$ mm sowie b) Stab T1-C6-4 mit $x_{corr} = 0,39$ mm und $w = 0,73$ mm



a)



b)

Bild 56: Bezogene Verbundfestigkeit der Typ 3 Probekörper in Abhängigkeit a) des mittleren Korrosionsabtrags und b) der mittleren Rissbreite

In Bild 56 ist die bezogene Verbundfestigkeit der Typ 3 Probekörper mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung in Abhängigkeit a) des mittleren Korrosionsabtrags und b) der mittleren Rissbreite dargestellt. Im Vergleich der Einzelwerte beider Diagramme in Bezug auf die Trendlinien wird ersichtlich, dass die Rissbreite eine bessere Korrelation zeigt. Nichtsdestotrotz zeigen beide Diagramme den gleichen Trend.

Im Gegensatz zu den Ergebnissen der Typ 1 Probekörper sinkt die Verbundfestigkeit der Typ 3 Probekörper mit zunehmender Korrosion exponentiell ab, ohne sich einem Grenzwert anzunähern – zumindest nicht im untersuchten Bereich. Da für die Typ 3 Probekörper im Vergleich zu den Typ 1 Probekörpern sowohl der Stabdurchmesser als auch die Betondeckung erhöht wurden, lässt sich keine eindeutige Ursache für das unterschiedliche Verhalten der Verbundfestigkeiten mit zunehmender Korrosion ableiten. Dieser offenen Frage wurde im Rahmen der numerischen Untersuchungen nachgegangen. Die Ergebnisse werden in Kapitel 8 vorgestellt.

Auch an den Typ 3 Probekörpern wurde die Betondeckung über zwei Stäben vor dem Herausziehen entfernt, vgl. Bild 57. Aus Bild 56 wird ersichtlich, dass die Verbundfestigkeiten der beiden Stäbe keine nennenswerten Abweichungen gegenüber Stäben vergleichbarer Korrosionsabträge und Rissbreiten zeigen, bei denen die Betondeckung nicht entfernt wurde. Daraus lässt sich schließen, dass Probekörper ohne Bügelbewehrung bei fortgeschrittener Korrosion, die gerissene Betondeckung keinen nennenswerten Beitrag zur Übertragung der eingeleiteten Kräfte in den Beton übernimmt.



a)



b)

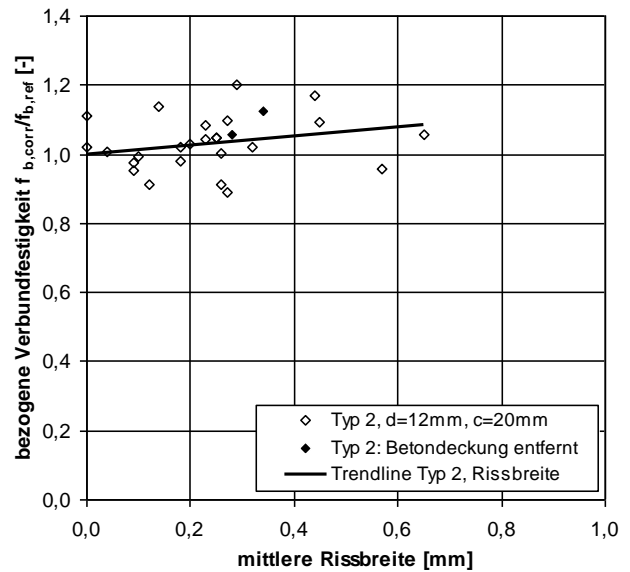
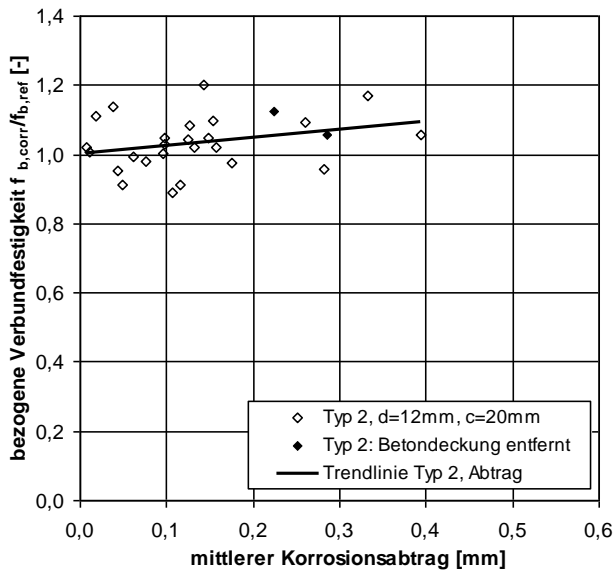
Bild 57: Probekörper mit Betondeckung, die vor dem Herausziehen der Stäbe entfernt wurde: a) Stab T3-C6-3 mit $x_{corr} = 0,32$ mm und $w = 0,58$ mm sowie b) Stab T3-C6-4 mit $x_{corr} = 0,30$ mm und $w = 0,43$ mm

6.4.3 Probekörper mit Bügeln

In diesem Abschnitt werden die Abhängigkeiten der Verbundfestigkeit vom Korrosionsabtrag und der Rissbreite für die Probekörpertypen 2 und 5 vorgestellt. Die Probekörpertypen 2 und 5 entsprechen in Bezug auf Stabdurchmesser und Betondeckung dem Probekörpertyp 1. Die Probekörpertypen 4 und 6 sind mit dem Probekörpertyp 3 vergleichbar. Der Unterschied zwischen den Probekörpertypen 2 und 5 bzw. 4 und 6 ist die elektrische Entkopplung der Bügel von den beschleunigt korrodierten Längsstäben bei den jeweils letztgenannten Probekörpertypen. Mit dieser Maßnahme sollte der Einfluss einer Schwächung der Bügel durch Korrosion auf die Restverbundtragfähigkeit analysiert werden.

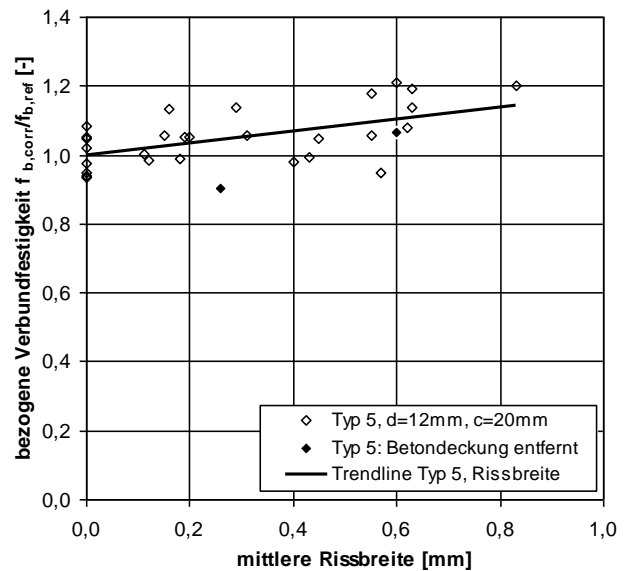
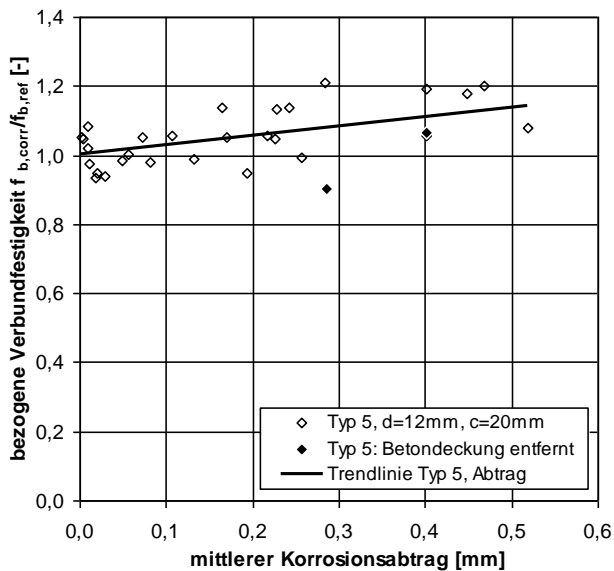
Aus Bild 58 wird ersichtlich, dass sowohl der Probekörpertyp 2 (Bild 58 a) und b)) als auch der Probekörpertyp 5 (Bild 58 c) und d)) im Gegensatz zum Probekörpertyp 1 mit zunehmender Korrosion tendenziell einen leichten Anstieg der Verbundfestigkeit zeigen. Die Verbundfestigkeit erreicht mit zunehmender Korrosion Werte zwischen 90 % und 120 % der mittleren Verbundfestigkeit der Referenzproben. Im Mittel beträgt die Zunahme der Verbundfestigkeit rd. 10 %. Im Vergleich der jeweiligen Diagramme eines Probekörpertyps zeigte sich ein nahezu identisches Verhalten. Demnach liegt eine starke Korrelation zwischen mittlerem Korrosionsabtrag und mittlerer Rissbreite vor, vgl. Abschnitt 6.2.4.

Aus dem Vergleich der Diagramme Bild 58 a) und c) sowie Bild 58 b) und d) wird ersichtlich, dass der Probekörpertyp 5 bei gleicher Korrosionsdauer gegenüber dem Probekörpertyp 2 im Mittel rd. 30 % höhere Maximalwerte für Korrosionsabtrag und Rissbreite aufweist. Demnach ist davon auszugehen, dass aufgrund der elektrischen Isolierung der Bügel, der durch die Typ 5 Probekörper fließende Korrosionsstrom zu einer stärkeren Korrosion der Längsstäbe geführt hat. Im Gegensatz dazu hat sich der Korrosionsstrom an den Typ 2 Probekörpern auf die Längsstäbe und die Bügel verteilt. Die geringeren mittleren Korrosionsabträge der Längsstäbe deuten auf einen größeren Abtrag an den Bügeln der Typ 2 Probekörper hin. Da eine quantitative Untersuchung des Korrosionsabtrags der Bügel nicht durchgeführt wurde, kann diese Annahme nicht stichhaltig belegt werden. Nichtsdestotrotz weisen beide Probekörpertypen einen leichten Anstieg der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion auf. Die stärkere Schwächung der Bügel der Typ 2 Probekörper hatte offensichtlich keinen Einfluss auf das Tragverhalten.



a)

b)



c)

d)

Bild 58: Bezogene Verbundfestigkeit der Typ 2 Probekörper in Abhängigkeit a) des mittleren Korrosionsabtrags und b) der mittleren Rissbreite sowie der Typ 5 Probekörper in Abhängigkeit c) des mittleren Korrosionsabtrags und d) der mittleren Rissbreite

Auch an jeweils zwei Stäben der Probekörpertypen 2 und 5 wurden die Betondeckungen vor dem Herausziehen der Stäbe entfernt, vgl. Bild 59. Die entsprechenden Werte der Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit des Korrosionsabtrages bzw. der Rissbreite liegen im Streuband der anderen Ergebnisse, vgl. Bild 58. Wie zu erwarten, übernimmt die gerissene Betondeckung auch bei den Probekörpertypen 2 und 5 mit Bügeln keinen nennenswerten Beitrag zum Lastabtrag.



a)



b)



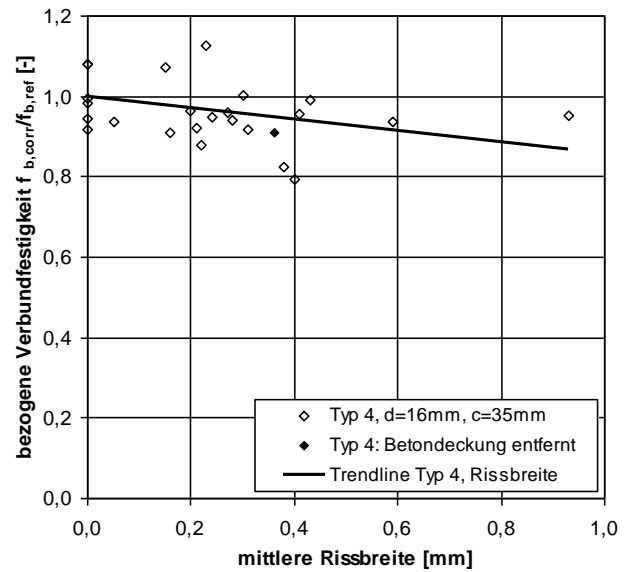
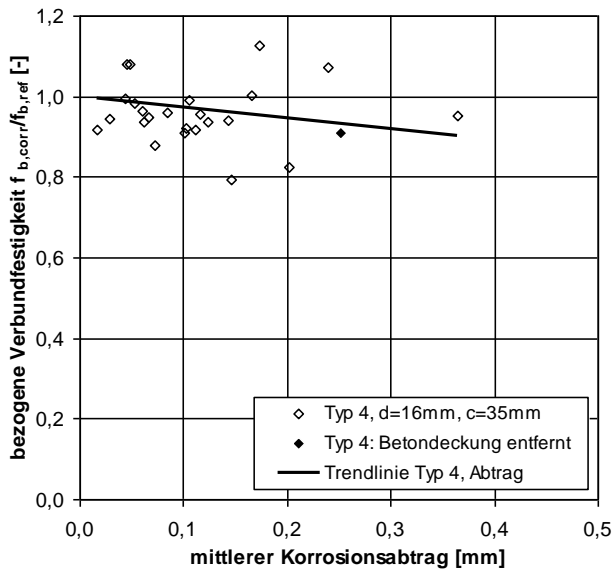
c)



d)

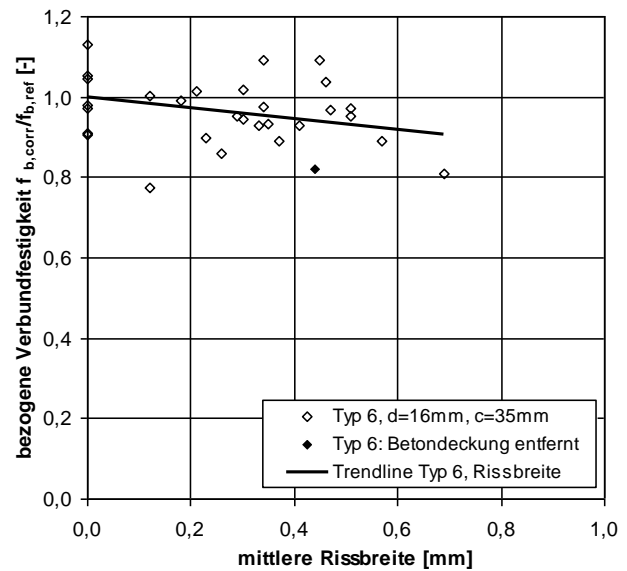
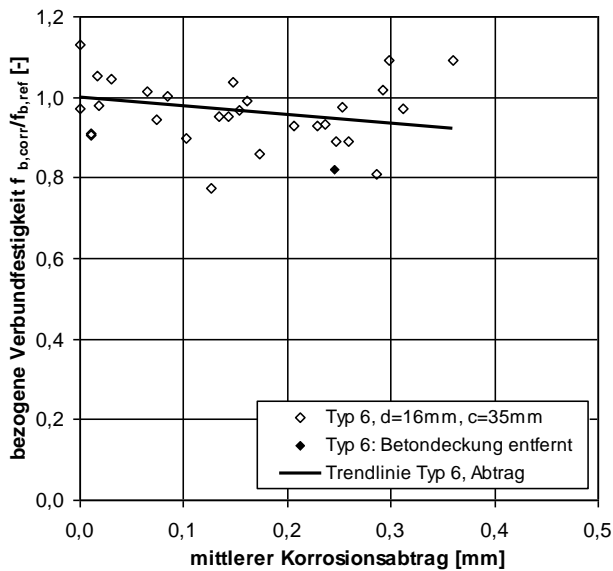
Bild 59: Probekörper mit Betondeckung, die vor dem Herausziehen der Stäbe entfernt wurde: a) Stab T2-C6-3 mit $x_{corr} = 0,22$ mm und $w = 0,34$ mm sowie b) Stab T2-C6-4 mit $x_{corr} = 0,29$ mm und $w = 0,28$ mm und c) Stab T5-C6-3 mit $x_{corr} = 0,40$ mm und $w = 0,60$ mm sowie d) Stab T5-C6-4 mit $x_{corr} = 0,29$ mm und $w = 0,26$ mm

In Bild 60 sind die Verbundfestigkeiten der Typ 4 (Bild 60 a) und b)) sowie der Typ 6 (Bild 60 c) und d)) Probekörper jeweils in Abhängigkeit des Korrosionsabtrags und der Rissbreite dargestellt. Im Gegensatz zum Probekörpertyp 3 ohne Bügel verbleiben die Verbundfestigkeiten der Typ 4 und 6 Probekörper mit zunehmender Korrosion auf einem relativ hohen Niveau. Im Vergleich zu den Referenzproben liegen die Verbundfestigkeiten der korrodierten Proben zwischen rd. 80 % und 110 %. Im Mittel kommt es zu einer leichten Abnahme der Verbundfestigkeit um rd. 10 %.



a)

b)



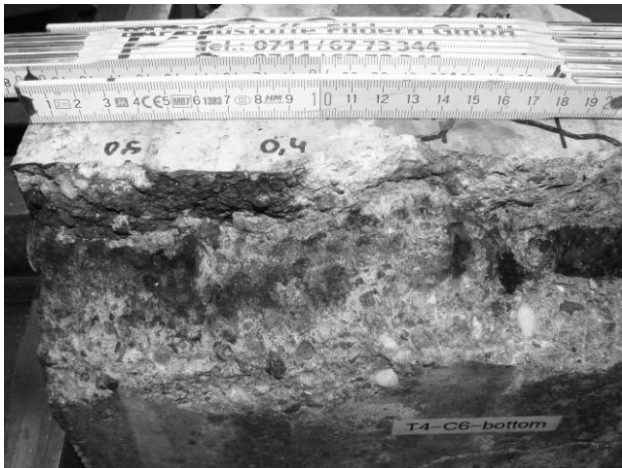
c)

d)

Bild 60: Bezogene Verbundfestigkeit der Typ 4 Probekörper in Abhängigkeit a) des mittleren Korrosionsabtrags und b) der mittleren Rissbreite sowie der Typ 6 Probekörper in Abhängigkeit c) des mittleren Korrosionsabtrags und d) der mittleren Rissbreite

Anhand der in Bild 60 dargestellten Ergebnisse wird ersichtlich, dass auch hier die Probekörper mit elektrisch isolierten Bügeln im Vergleich zu den Probekörpern des Typs 4 einen höheren Korrosionsabtrag und eine größere Rissbreite aufweisen. Demnach ist auch in diesem Fall davon auszugehen, dass die Bügel der Typ 4 Probekörper eine stärkere Schwächung als die der Typ 6 Probekörper aufwiesen. Da jedoch im Vergleich der bezogenen Verbundfestigkeiten dieser beiden Probekörpertypen kein Unterschied festgestellt werden konnte, stellte sich die Frage nach der Auslastung der Bügel.

Die Untersuchung zum Einfluss der gerissenen Betondeckung auf die Restverbundtragfähigkeit der Typ 4 und 6 Probekörper erfolgte jeweils nur an einem Stab, vgl. Bild 61. Bei Betrachtung der in Bild 60 dargestellten Diagramme wird ersichtlich, dass auch hier die Verbundfestigkeiten trotz Entfernung der Betondeckung vor dem Herausziehen im Streuband der übrigen Werte liegen. Ein nennenswerter Beitrag zum Lastabtrag der gerissenen Betondeckung kann demnach auch für die Probekörpertypen 4 und 6 ausgeschlossen werden.



a)



b)

Bild 61: Probekörper mit Betondeckung, die vor dem Herausziehen der Stäbe entfernt wurde: a) Stab T4-C6-3 mit $x_{corr} = 0,25$ mm und $w = 0,36$ mm sowie b) Stab T6-C6-3 mit $x_{corr} = 0,25$ mm und $w = 0,44$ mm

Aus dem Vergleich der Probekörpertypen gleicher Geometrie mit und ohne Bügel wurde ersichtlich, dass die Bügel eine entscheidende Funktion zur Übertragung der Verbundspannungen übernehmen. Die bei den Probekörpertypen ohne Bügel festgestellte exponentielle Abnahme der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion konnte durch den Einsatz von Bügeln vollständig (bei den Probekörpertypen 2 und 5) bzw. zu einem großen Umfang (bei den Probekörpertypen 4 und 6) kompensiert werden. Die Probekörpertypen 2 und 5 zeigten mit zunehmender Korrosion sogar einen leichten Anstieg der Verbundfestigkeit, der auf den Anstieg der Reibung zwischen dem Bewehrungsstab und dem umliegenden Beton, hervorgerufen durch den Expansionsdruck der Korrosionsprodukte, zurückzuführen ist, vgl. Abschnitt 6.3.4. Außerdem stellte sich heraus, dass die gerissene Betondeckung im Falle eines deutlichen Korrosionsstadiums keinen nennenswerten Beitrag für die Übertragung der eingeleiteten Kräfte in den Beton übernimmt. Offen blieb die Frage nach der Auslastung der Bügel. Diese Frage wurde mit Hilfe der numerischen Untersuchungen geklärt. Die Ergebnisse werden in Abschnitt 8.3 vorgestellt.

6.4.4 Diskussion der Ergebnisse

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse zur Auswirkung der Korrosion auf die Verbundfestigkeit diskutiert und in Bezug zu den Ergebnissen anderer Wissenschaftler gestellt. Zu den grundsätzlichen Feststellungen, wie bereits in Abschnitt 4.2.1 erwähnt, zählt die Aussage, dass bei Probekörpern ohne Bügelbewehrung die Bildung von Längsrissen über dem Bewehrungsstab den Beginn der Abnahme der Verbundfestigkeit einleitet. In Bild 62 ist ein Überblick zum mittleren Korrosionsabtrag bei maximaler Verbundspannung und bei Erstrissbildung für Probekörper mit und ohne Bügel dargestellt. Anhand dieses Diagrammes kann die zuvor genannte Aussage dahingehend präzisiert werden, dass der mittlere Korrosionsabtrag bei maximaler Verbundspannung nicht zwingend mit dem mittleren Korrosionsabtrag bei Erstrissbildung übereinstimmen muss. Vielmehr wird die maximale Verbundspannung in der Regel bereits bei geringeren Korrosionsabträgen erreicht als sie zur Bildung erster Längsrisse nötig sind. Die Differenz des Korrosionsabtrages zwischen dem Erreichen der maximalen Verbundspannung und der Erstrissbildung zeigt eine Abhängigkeit vom c/d -Verhältnis. Mit zunehmendem c/d -Verhältnis steigt der Unterschied des mittleren Korrosionsabtrages bei maximaler Verbundspannung und Erstrissbildung. Einerseits besitzt eine höhere Betondeckung eine größere Kapazität zur Aufnahme von Ringzugspannungen, die sowohl durch den Expansionsdruck als auch durch die Verbundwirkung erzeugt werden. Andererseits nimmt der Eintrag an Ringzugspannungen mit steigendem Stabdurchmesser zu, da der Stabumfang proportional mitwächst. Dies trifft im Allgemeinen für Probekörper ohne Bügel zu. Eine Ausnahme stellen die Ergebnisse von *Saifullah und Clark (1994)* dar, bei denen die maximale Verbundspannung und die Erstrissbildung nahezu gleichzeitig auftraten. Vereinzelt kam es sogar erst nach der Bildung erster Längsrisse zum Erreichen der maximalen Verbundspannung. Aufgrund der geringen Differenz des Korrosionsabtrages zwischen den Werten kann hier davon ausgegangen werden, dass sich die Ergebnisse im üblichen Streuband für derartige Korrosionsuntersuchungen befinden.

Eigene in Abschnitt 6.4.3 vorgestellte Ergebnisse sowie Ergebnisse anderer Wissenschaftler zeigen, dass bei Probekörpern mit Bügeln eine mit zunehmender Korrosion stetig steigende maximale Verbundspannung auftreten kann. Die eigenen Ergebnisse zeigen keinen nennenswerten Unterschied bezüglich des Korrosionsabtrages bei Erstrissbildung zwischen Probekörpern ohne und mit Bügeln. Demnach ist die Veränderung der Verbundspannung mit zunehmender Korrosion in Anwesenheit einer Bügelbewehrung nicht zwangsläufig an die Erstrissbildung gekoppelt. Ob die Verbundfestigkeit bei Probekörpern mit Bügelbewehrung mit steigender Korrosion zu oder abnimmt, wird nachfolgend diskutiert.

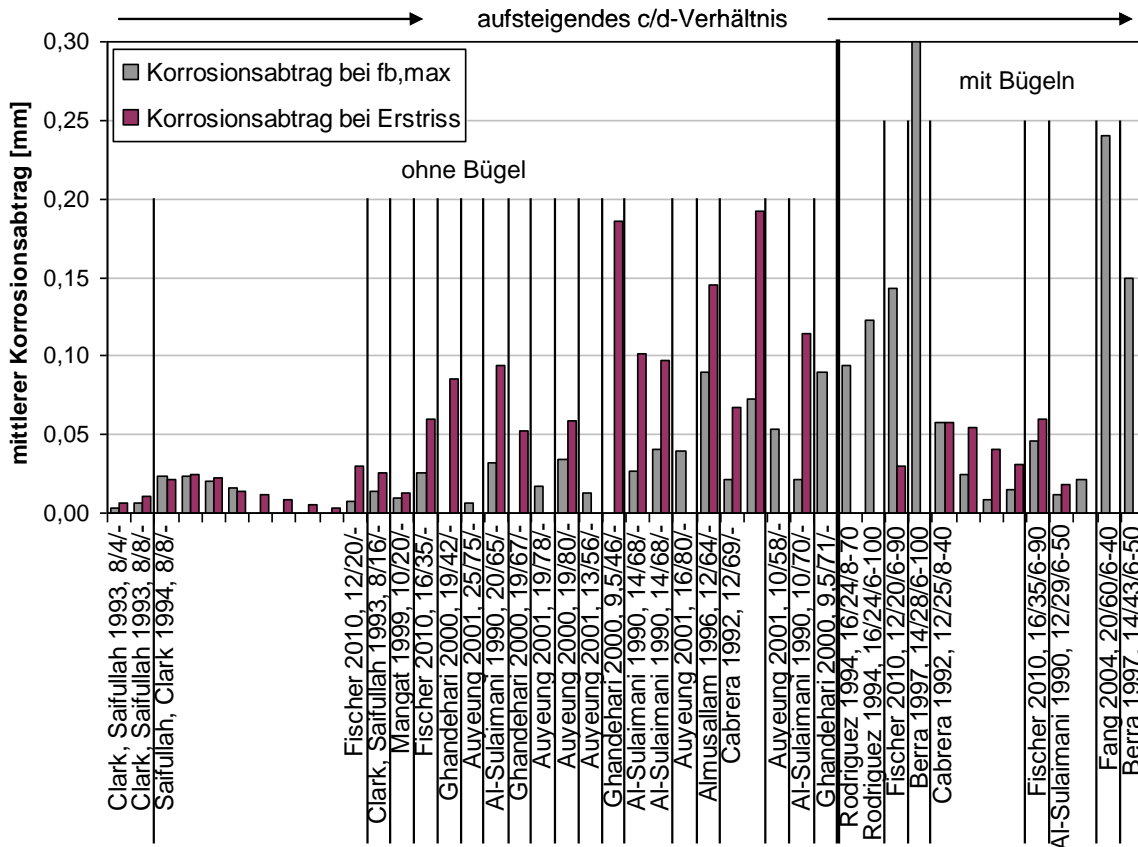
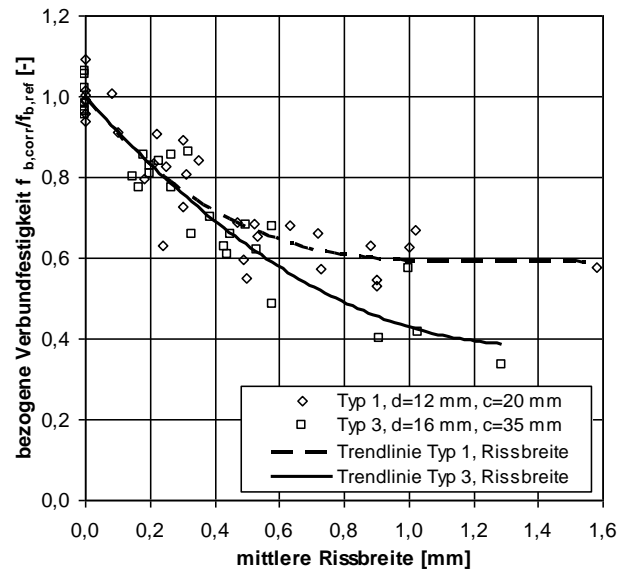
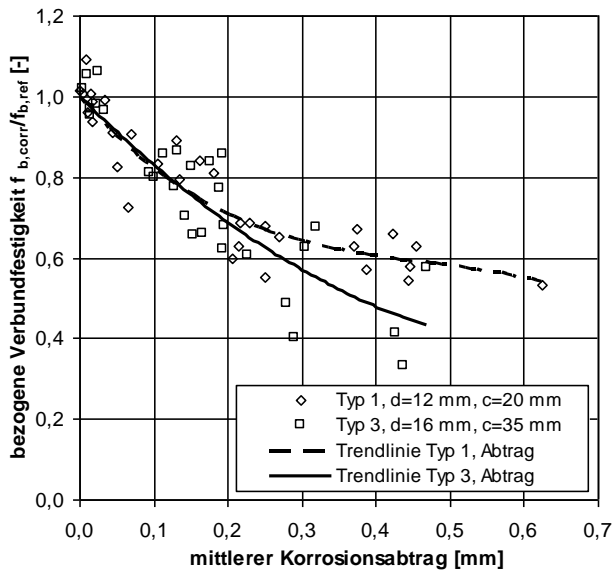


Bild 62: Überblick zum mittleren Korrosionsabtrag bei maximaler Verbundspannung und bei Erstrissbildung getrennt nach Probekörpern ohne und mit Bügeln sowie nach aufsteigendem c/d -Verhältnis unter Angabe des Stabdurchmessers, der Betondeckung und des Bügeldurchmessers sowie des Bügelabstandes

Ein Vergleich der in Abschnitt 6.4.2 vorgestellten Ergebnisse der Probekörper ohne Bügel ist in Bild 63 dargestellt. Die bezogenen Verbundfestigkeiten sind über dem mittleren Korrosionsabtrag (Bild 63a) und über der mittleren Rissbreite (Bild 63b) abgebildet. Daraus wird ersichtlich, dass die Typ 1 und die Typ 3 Probekörper bis zu einem Korrosionsabtrag von rd. 0,25 mm und einer Rissbreite von rd. 0,5 mm ein vergleichbares Abnahmeverhalten der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion zeigen. Mit weiter zunehmender Korrosion sinkt die Verbundfestigkeit der Typ 3 Probekörper stärker als die der Typ 1 Probekörper. Letztgenannte zeigen eine Annäherung an einen Grenzwert von rd. 60 % der unkorrodierten Verbundfestigkeit. Diese Feststellungen wurden bereits in Abschnitt 6.4.2 aufgeführt, doch sollen sie nun weiter hinterfragt werden. Dazu sind nachfolgend die bezogenen Verbundfestigkeiten der Typ 1 Probekörper im Vergleich mit Ergebnissen anderer Wissenschaftler zum einen über dem mittleren Korrosionsabtrag (Bild 64) und zum anderen über der Rissbreite (Bild 65) abgetragen. Dazu wurden Ergebnisse von Wissenschaftlern ausgewählt, die in Tabelle 1, Seite 26 aufgeführt sind. Die Kriterien für die Auswahl waren ein Stabdurchmesser zwischen 8 mm und 12 mm und für die sowohl der Korrosionsabtrag als auch die Rissbreite vorlagen. Eine Ausnahme bilden die Ergebnisse von *Clark und Saifullah (1993)*, bei denen nur der Korrosionsabtrag vorliegt. Es sei erwähnt, dass der Korrosionsabtrag nach Gleichung (14) aus dem Massenverlust berechnet werden kann.



a)

b)

Bild 63: Bezogene Verbundfestigkeiten der Probekörper ohne Bügelbewehrung im Vergleich a) über dem mittleren Korrosionsabtrag und b) über der mittleren Rissbreite

Aus Bild 64, in dem die bezogenen Verbundfestigkeiten über dem mittleren Korrosionsabtrag dargestellt sind, wird ersichtlich, dass die Ergebnisse von *Clark und Saifullah (1993)* mit 8 mm Stabdurchmesser und c/d -Verhältnissen von 0,5; 1 und 2, die ebenfalls an Balkenend-Probekörpern ermittelt wurden, eine gute Übereinstimmung mit den eigenen Werten zeigen. Lediglich der starke Anstieg der Verbundfestigkeit bei Korrosionsabträgen unter 20 μm trat bei den eigenen Untersuchungen nicht in dem Maße auf, wie ihn *Clark und Saifullah (1993)* gefunden haben. Dieser deutlich ausgeprägte starke Anstieg wurde bei vergleichbarer Betondeckung auch von *Mangat und Elgraf (1999)* festgestellt. In beiden Fällen wurde eine, im Vergleich zu den eigenen Untersuchungen, deutlich höhere Stromdichte verwendet. Zwar wurde in Abschnitt 4.2.3 erwähnt, dass eine höhere Stromdichte zu einer ausgeprägteren Rissbildung und zu deutlicherem Abfall der Verbundfestigkeit nach Erstrissbildung führen, doch konnte zu Beginn dieses Abschnittes gezeigt werden, dass die maximale Verbundspannung und die Erstrissbildung zu merklich unterschiedlichen Korrosionsabträgen auftreten können. Aus den Ergebnissen von *Clark und Saifullah (1993)* geht weiterhin hervor, dass die Betondeckung im Bereich der untersuchten c/d -Verhältnisse (0,5; 1; 2) keinen nennenswerten Einfluss auf die Abnahme der Verbundfestigkeit hat.

Einen Einfluss der Betondeckung zeigen jedoch die Ergebnisse von *Cabrera und Ghoddoussi (1992)* sowie *Almusallam et al. (1996)* mit c/d -Verhältnissen > 5 . Die Ergebnisse beider Untersuchungen zeigen im Vergleich mit den eigenen Untersuchungen und denen von *Clark und Saifullah (1993)* einen deutlicheren Abfall der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion. Dieser ist bei *Almusallam et al. (1996)*, vermutlich aufgrund der extrem hohen Stromdichte von $i_{corr} = 10.000 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, stärker ausgeprägt. Die Ursache dieses im Vergleich zu geringeren Betondeckungen stärker ausgeprägten Abfalls der Verbundfestigkeit ist vermutlich auf den Wechsel der Versagensarten von Herausziehen auf Spalten zurückzuführen, vgl. Abschnitt 3.1.3. Prinzipiell können im Fall der Versagensart Herausziehen deutlich höhere Verbundspannungen übertragen werden als bei der Versagensart Spalten, da letzteres auf der Verbundspannungs-Verschiebungskurve früher stattfindet. Die diesbezüglichen Zusammenhänge sind in den Abschnitten 3.1.3 und 6.1.3 erläutert. Demnach können im unkorrodierten Zustand bei hohen Betondeckungen große Verbundspannungen bis zum Versagen durch Herausziehen übertragen werden. Kommt es nun zur Rissbildung aufgrund der Expansionswirkung von korrodierender Bewehrung, so ist der Beton vorgeschädigt und die Übertragung der in den Stahl eingeleiteten Kräfte an den Beton kann nicht mehr auf gleichem Niveau erfolgen. Der Beton besitzt nun bereits die für das Spaltversagen charakteristischen Risse, wodurch es zum Versagen durch Spalten kommt. Eine Unterscheidung bezüglich des Wechsels der Versagensart hat auch *Lundgren (2007)* anhand von numerischen Untersuchungen an unterschiedlichen Probekörpergeometrien getroffen. Einen schnellen Abfall der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion zeigen auch die Ergebnisse von *Mangat und Elgraf*

(1999), die für die Untersuchungen einen Balken-Probekörper mit einem c/d -Verhältnis von 2 nutzten, vgl. Bild 64. Bei Betrachtung der Ergebnisse, abgetragen über der Rissbreite, ist eine bessere Übereinstimmung, sowohl mit den eigenen Untersuchungen als auch mit den Untersuchungen von *Cabrera und Ghoddoussi* (1992) zu verzeichnen, vgl. Bild 65. Demnach stellen der Korrosionsabtrag und der Masseverlust keine optimalen Parameter zur Beschreibung der Abnahme der Verbundfestigkeit durch Korrosion dar, da ein objektiver Vergleich unterschiedlicher Ergebnisse nicht möglich ist.

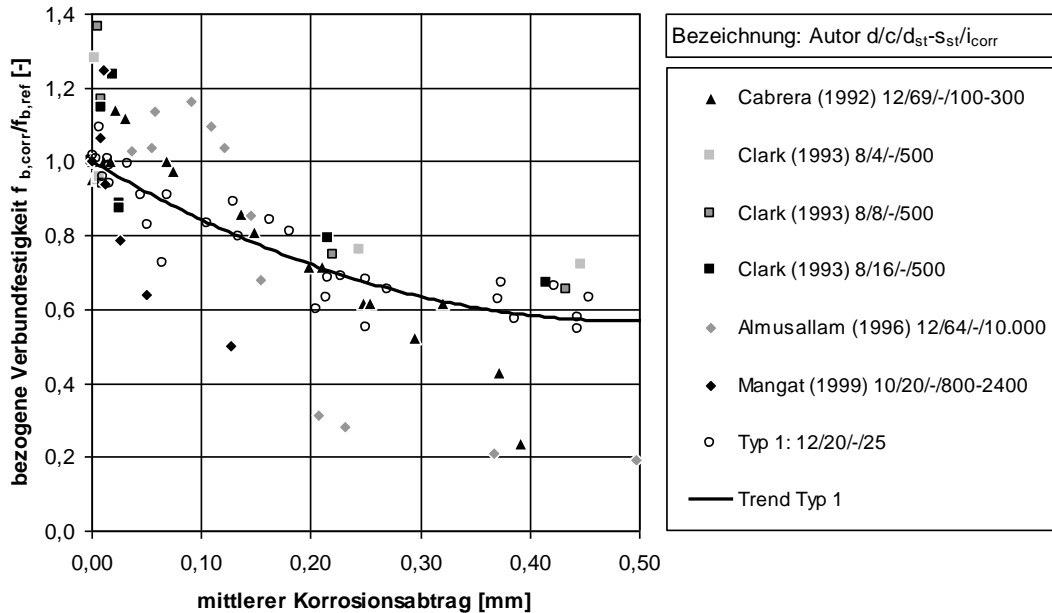


Bild 64: Ergebnisse der Probekörper des Typs 1 mit $d = 12$ mm und $c = 20$ mm im Vergleich mit Ergebnissen anderer Wissenschaftler mit Stabdurchmessern zwischen 8 mm und 12 mm über dem mittleren Korrosionsabtrag

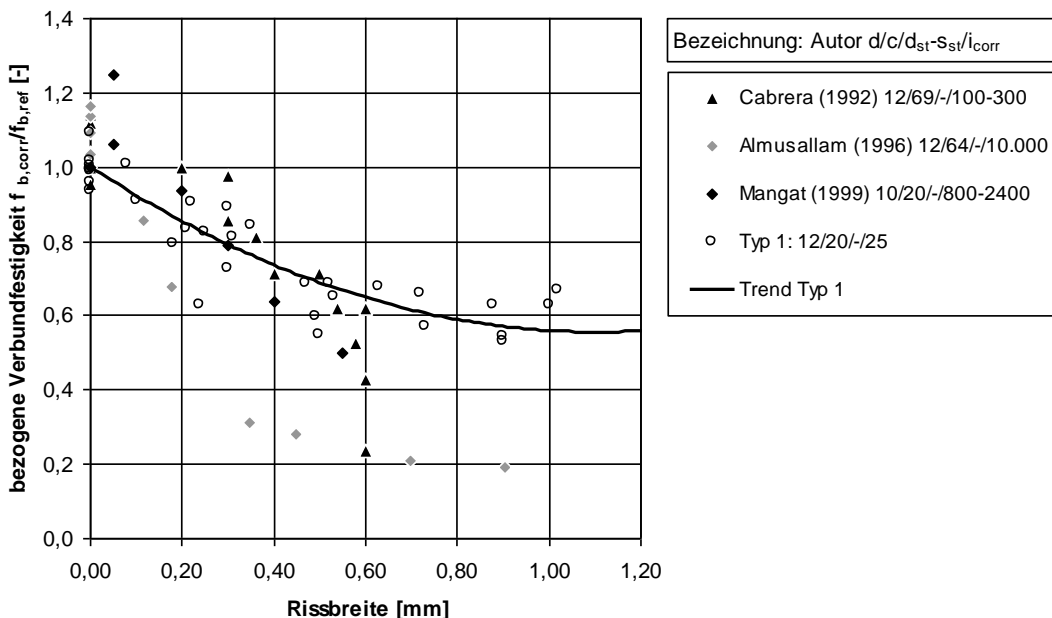
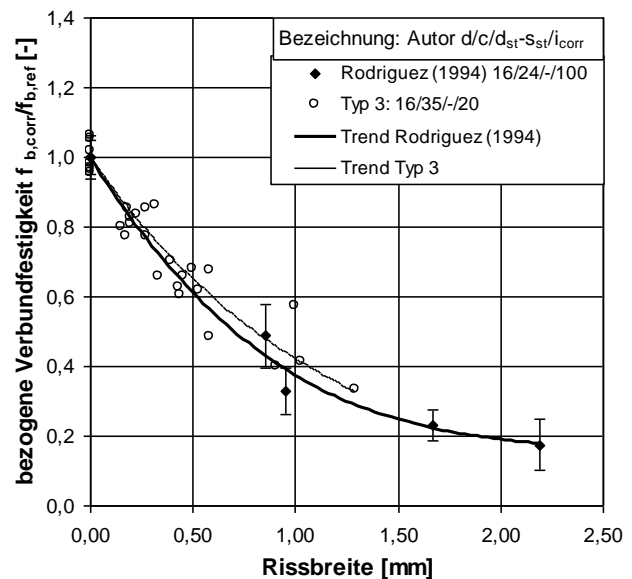
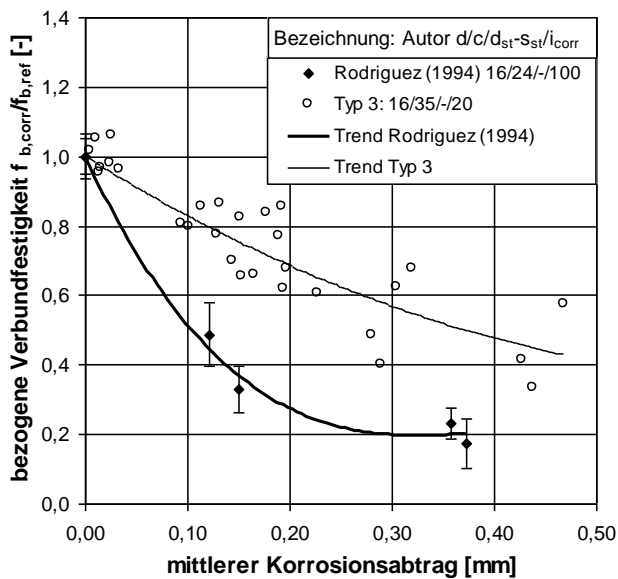


Bild 65: Ergebnisse der Probekörper des Typs 1 mit $d = 12$ mm und $c = 20$ mm im Vergleich mit Ergebnissen anderer Wissenschaftler mit Stabdurchmessern zwischen 8 mm und 12 mm über der Rissbreite

Diese Aussage kann mit Nachdruck anhand von Bild 66 bestätigt werden. In Bild 66 sind die Verbundfestigkeiten der Typ 3 Probekörper im Vergleich mit Ergebnissen von *Rodriguez et al. (1994)* a) über dem mittleren Korrosionsabtrag und b) über der Rissbreite dargestellt. Leider liegen für Stabdurchmesser von rd. 16 mm keine weiteren Ergebnisse vor, bei denen sowohl der mittlere Korrosionsabtrag als auch die Rissbreite angegeben wurden. Nichtsdestotrotz kann anhand von Bild 66 die Unzulänglichkeit des Korrosionsabtrages bzw. des Masseverlustes als vergleichender Parameter zur Abschätzung der Abnahme der Verbundfestigkeit gezeigt werden. Die Darstellung der Verbundfestigkeit über der Rissbreite zeigte hingegen sowohl in Bild 65 als auch in Bild 66 eine zuverlässige Möglichkeit zum Vergleich unterschiedlicher Ergebnisse und zur Abschätzung der Abnahme der Verbundfestigkeit durch Korrosion. Daraus kann geschlossen werden, dass die Abnahme der Verbundfestigkeit maßgeblich von der Schwächung der Umschließungswirkung des Betons beeinflusst wird, die wiederum anhand der Rissbreite abschätzbar ist. Da der Zusammenhang aus Korrosionsabtrag und Rissbreite von vielerlei Faktoren abhängig ist, stellt der Korrosionsabtrag bzw. der Masseverlust kein adäquates Mittel zur Beurteilung dar.



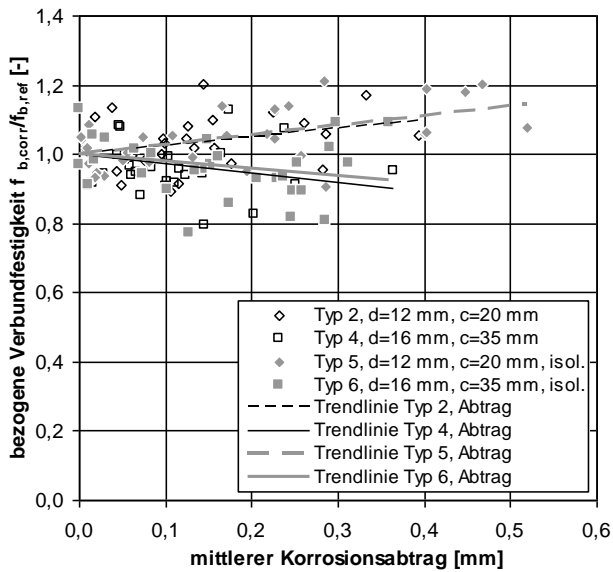
a)

b)

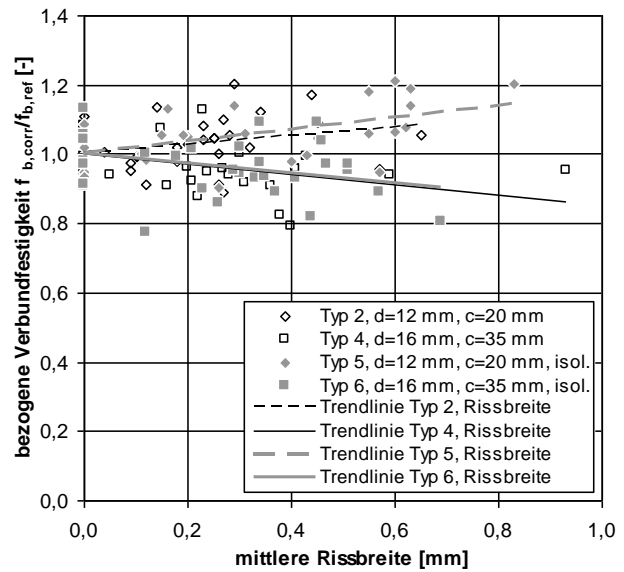
Bild 66: Ergebnisse der Probekörper des Typs 3 mit $d = 16$ mm und $c = 35$ mm im Vergleich mit Ergebnissen von *Rodriguez et al. (1994)* an Probekörpern mit $d = 16$ mm und $c = 24$ mm a) über dem mittleren Korrosionsabtrag und b) über der Rissbreite

In Bild 67 ist ein Vergleich der in Abschnitt 6.4.3 vorgestellten Probekörper mit Bügeln dargestellt. Dabei sind die Ergebnisse der Typ 2 und 4, sowie deren Pendanten Typ 5 und 6 mit elektrisch isolierter Bügelbewehrung abgebildet. Es wird ersichtlich, dass die Entkopplung der Bügel von der beschleunigten Vorkorrosion keinen Einfluss auf den Trend, aber einen Einfluss auf das Ausmaß der Korrosion hat. Wie bereits in Abschnitt 6.4.3 erwähnt, führte die Isolation der Bügel zu einer stärkeren Korrosion der Längsstäbe, was sich sowohl in einem erhöhten Korrosionsabtrag als auch in größeren Rissbreiten im Vergleich zu den nicht entkoppelten Probekörpern bemerkbar machte.

Aus Bild 67 wird weiterhin ersichtlich, dass die Probekörpertypen 2 und 5 mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung tendenziell einen leichten Anstieg der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion verzeichnen. Dahingegen weisen die Probekörpertypen 4 und 6 mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung tendenziell einen leichten Abfall der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion auf. Im Vergleich zu den entsprechenden Probekörpertypen 1 ($d = 12$ mm, $c = 20$ mm) und 3 ($d = 16$ mm, $c = 35$ mm) sind diese Tendenzen in einem geringeren Verlust der Verbundfestigkeiten der Typ 1 Probekörper im Vergleich mit den Typ 3 Probekörpern wiederzufinden, vgl. Bild 63. Da beide Kombinationen aus Stabdurchmesser und Betondeckung ein ähnliches c/d -Verhältnis aufweisen, wird vermutet, dass die Ursache für diesen Unterschied im Stabdurchmesser begründet ist. Dies bestätigen auch die Untersuchungsergebnisse anderer Wissenschaftler ohne Bügelbewehrung, vgl. Bild 65 und Bild 66b. Auch hier wird ersichtlich, dass mit zunehmendem Stabdurchmesser die Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion deutlicher abnimmt.



a)



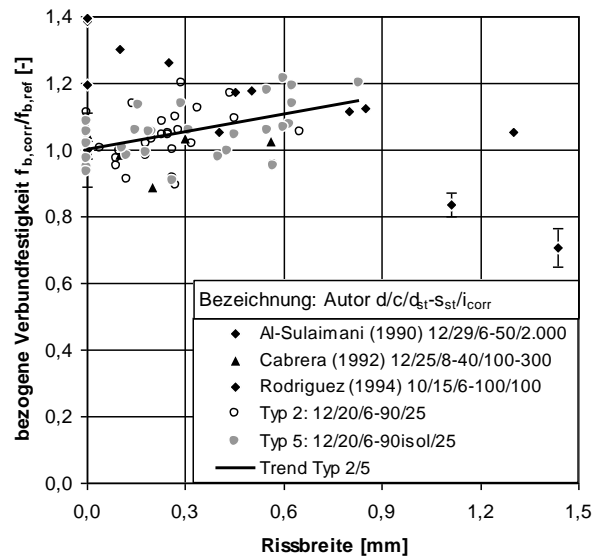
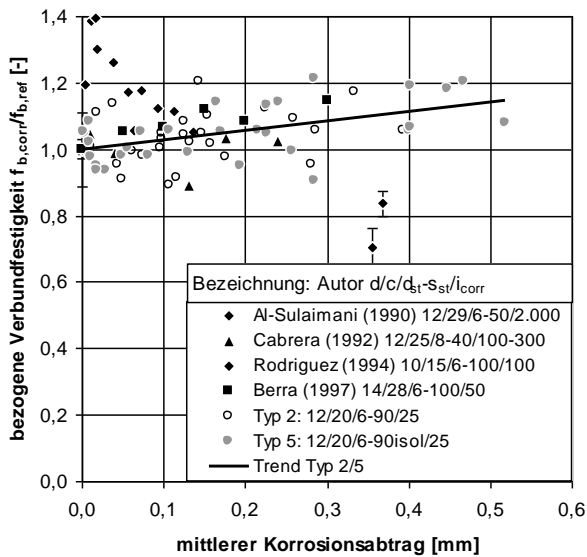
b)

Bild 67: Bezogene Verbundfestigkeiten der Probekörper mit Bügelbewehrung im Vergleich a) über dem mittleren Korrosionsabtrag und b) über der mittleren Rissbreite

In Bild 68 sind die Typ 2 und 5 Probekörper mit $d = 12$ mm und $c = 20$ mm den Ergebnissen anderer Wissenschaftler gegenübergestellt. Eine gute Übereinstimmung sowohl über den mittleren Korrosionsabtrag als auch über die Rissbreite zeigen die eigenen Ergebnisse mit denen von *Cabrera und Ghodoussi (1992)* sowie *Berra et al. (1997)*. Mit zunehmender Korrosion steigt die Verbundfestigkeit um bis zu 20 % an. Die Stromdichte lag bei diesen Untersuchungen maximal bei $300 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Einen sehr starken anfänglichen Anstieg, gefolgt von einem Abfall der Verbundfestigkeit, jedoch nicht unter den Wert der Referenzproben (unkorrodieren) zeigen hingegen die Untersuchungsergebnisse von *Al-Sulaimani et al. (1990)*, vgl. Bild 68a. Der Grund dafür ist wahrscheinlich die sehr hohe Stromdichte von $i_{\text{corr}} = 2.000 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, die zur Beschleunigung der Korrosion angewendet wurde. Ein vergleichbares Verhalten zeigen auch die Ergebnisse von *Clark und Saifullah (1993)*, *Almusallam et al. (1996)* und *Mangat und Elgraf (1999)* an Probekörpern ohne Bügel, die Stromdichten zwischen 500 und $10.000 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ verwendeten, vgl. Bild 64. Auch die Ergebnisse von *Al-Sulaimani et al. (1990)* korrelieren bei Auswertung über die Rissbreite besser mit den eigenen und den Untersuchungen von *Cabrera und Ghodoussi (1992)*. Für die Untersuchungen von *Berra et al. (1997)* lagen keine Rissbreiten vor.

Alle in Bild 68 dargestellten Ergebnisse, mit Ausnahme der Ergebnisse von *Rodriguez et al. (1994)*, liegen bei mindestens 90 % der unkorrodierten Verbundfestigkeit. Die von *Rodriguez et al. (1994)* ermittelten Verbundfestigkeiten fallen hingegen bis auf rd. 70 % der Referenzwerte ab. Eine Erklärung dafür gibt es nicht. Im Gegenteil, die Ergebnisse von *Clark und Saifullah (1993)* mit vergleichbarem Stabdurchmesser und c/d -Verhältnis, dargestellt in Bild 64, fallen ebenfalls auf rd. 70 % ab, jedoch wurde hier keine Bügelbewehrung verwendet. Aus Bild 68b geht hervor, dass die Werte von *Rodriguez et al. (1994)* im Gegensatz zu den übrigen Werten mit größeren Rissbreiten verbunden sind, sodass dies ein Grund für den stärkeren Abfall der Verbundfestigkeit sein könnte. Jedoch bleibt offen, ob hier eine entscheidende Schwächung der Bügel vorlag (unwahrscheinlich, da Bügel nicht beschleunigt korrodiert wurden) oder eine entscheidende Schwächung des Betons durch Rissbildung zu diesem Abfall führte.

Es kann zusammengefasst werden, dass bei Stabdurchmessern zwischen 12 mm und 14 mm, mit c/d -Verhältnissen von rd. 2 sowie einer Bügelbewehrung mit Stabdurchmesser 6 mm und Bügelabständen zwischen 50 und 100 mm die Korrosion tendenziell zu einer Zunahme der Verbundfestigkeit führte. Diese Aussage gilt für den untersuchten und ausgewerteten Bereich bis zu einem Korrosionsabtrag von rd. 0,5 mm und einer Rissbreite von rd. 1,0 mm. Eine Schwächung der Bügelbewehrung, die eine nennenswerte Abnahme der Verbundfestigkeit nach sich zog, konnte nicht festgestellt werden. Auch bei den bügelbewehrten Untersuchungsergebnissen führte eine hohe Stromdichte (in diesem Fall $i_{\text{corr}} = 2.000 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) zu einer anfänglich starken Zunahme und anschließendem Abfall (ab Erstrissbildung) der Verbundfestigkeit.



a)

b)

Bild 68: Ergebnisse der Probekörper des Typs 2 und 5 mit $d = 12$ mm, $c = 20$ mm und Bügelbewehrung im Vergleich mit Ergebnissen anderer Wissenschaftler mit Stabdurchmessern zwischen 10 mm und 14 mm a) über dem mittleren Korrosionsabtrag und b) über der Rissbreite

Nachfolgend werden die Verbundfestigkeiten der Typ 4 und 6 Probekörper mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung im Kontext zu Ergebnissen anderer Wissenschaftler über den mittleren Korrosionsabtrag, vgl. Bild 69, und über der Rissbreite, vgl. Bild 70, diskutiert. Die Ergebnisse der Typ 4 und Typ 6 Probekörper zeigen eine gute Korrelation mit den Ergebnissen von *Berra et al. (1997)* und *Fang et al. (2004)* bei der Auswertung über den mittleren Korrosionsabtrag, vgl. Bild 69. Interessanterweise fallen die Verbundfestigkeiten von *Berra et al. (1997)* und *Fang et al. (2004)* bis zu einem Korrosionsabtrag von rd. 0,1 mm leicht ab, um anschließend wieder anzusteigen. Diese Tendenz wurde bei den schmalen, in Bild 68 dargestellten, Stabdurchmessern nicht festgestellt. Vermutlich handelt es sich hier um eine Diskrepanz zwischen einer durch Rissbildung verursachten Verbundfestigkeitsabnahme und einer durch Reibungserhöhung hervorgerufenen Verbundfestigkeitszunahme. Wie *Cairns et al. (2007)* bereits zeigen konnten, liegt der Zeitpunkt der Rissbildung vor dem Erreichen des maximalen Reibbeiwertes.

Die Ergebnisse der Untersuchungen von *Rodriguez et al. (1994)* weichen, wie bereits bei den schmalen Durchmessern, von den übrigen Untersuchungen bei Auswertung über den Korrosionsabtrag deutlich ab, vgl. Bild 69. Betrachtet man die Verbundfestigkeiten hingegen in Bezug auf die Rissbreite, so wird deutlich, dass die Mehrzahl der Ergebnisse von *Rodriguez et al. (1994)* eine größere Schädigungsintensität (Korrelation mit Rissbreite) aufweisen, vgl. Bild 70. Die Ergebnisdarstellung wird demnach in Bild 70 entzerrt. Die Frage nach dem Grund der deutlich höheren Rissbreiten bei vergleichbaren Korrosionsabträgen, die mit einer doch eher moderaten Stromdichte von $i_{corr} = 100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ erzeugt wurden, bleibt offen. Dies wurde bereits in Abschnitt 6.2.4 diskutiert.

Nichtsdestotrotz ist anhand der Ergebnisse von *Rodriguez et al. (1994)* die gleiche Tendenz erkennbar, wie sie auch bei Probekörpern ohne Bügelbewehrung feststellbar war, vgl. Bild 65 und Bild 66. Dabei handelt es sich um eine deutlichere Abnahme der Verbundfestigkeit mit zunehmendem c/d -Verhältnis. Dieser Einfluss ist gravierender als der Wechsel von einer intensiveren ($d_{st} = 8$ mm, $s_{st} = 70$ mm) zu einer weniger ausgeprägten Bügelbewehrung ($d_{st} = 6$ mm, $s_{st} = 100$ mm), vgl. Bild 70.

Insgesamt konnte weder bei den Untersuchungen ohne noch bei denen mit einer Bügelbewehrung ein Einfluss der Betondruckfestigkeit oder der Art des verwendeten Zementes auf die Verbundfestigkeitsabnahme festgestellt werden. Angaben dazu sind in Tabelle 1, Seite 26 und Tabelle 5, Seite 45 zu finden. Sowohl die Betondruckfestigkeit als auch die Art des verwendeten Zementes haben einen maßgeblichen Einfluss auf die Porenstruktur des Betons und damit auf den zeitlichen Verlauf der Depassivierung und des Korrosi-

onsfortschrittes. Der zeitliche Verlauf von Korrosionsabtrag und Rissbreite ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig. Die Rissbreite und die Verbundfestigkeit unterliegen hingegen einer direkten Korrelation.

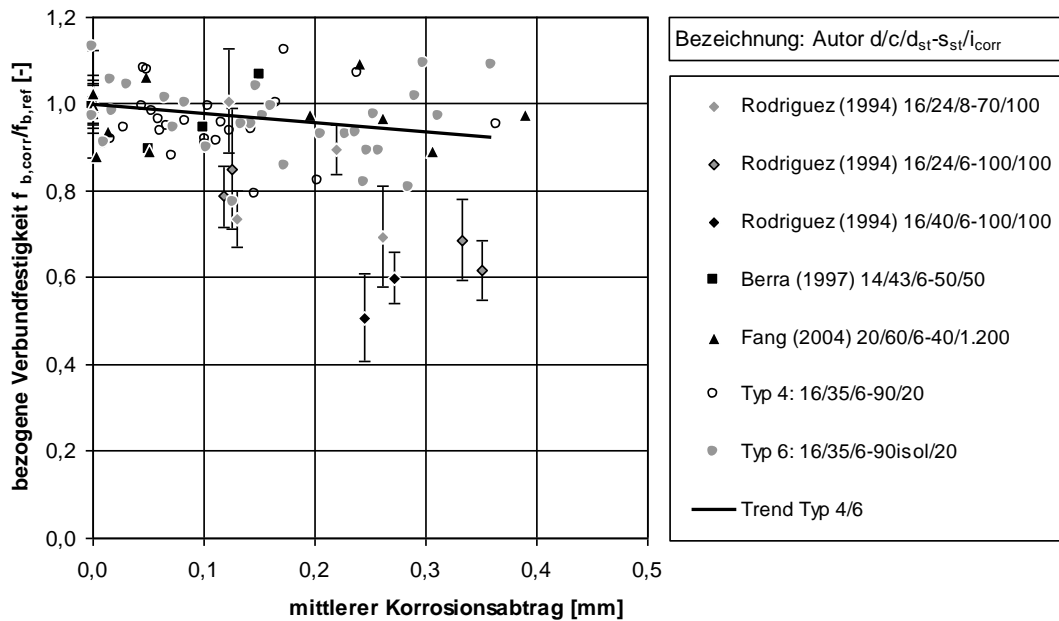


Bild 69: Ergebnisse der Probekörper des Typs 4 und 6 mit $d = 16$ mm, $c = 35$ mm und Bügelbewehrung im Vergleich mit Ergebnissen anderer Wissenschaftler mit Stabdurchmessern zwischen 14 mm und 20 mm über dem mittleren Korrosionsabtrag

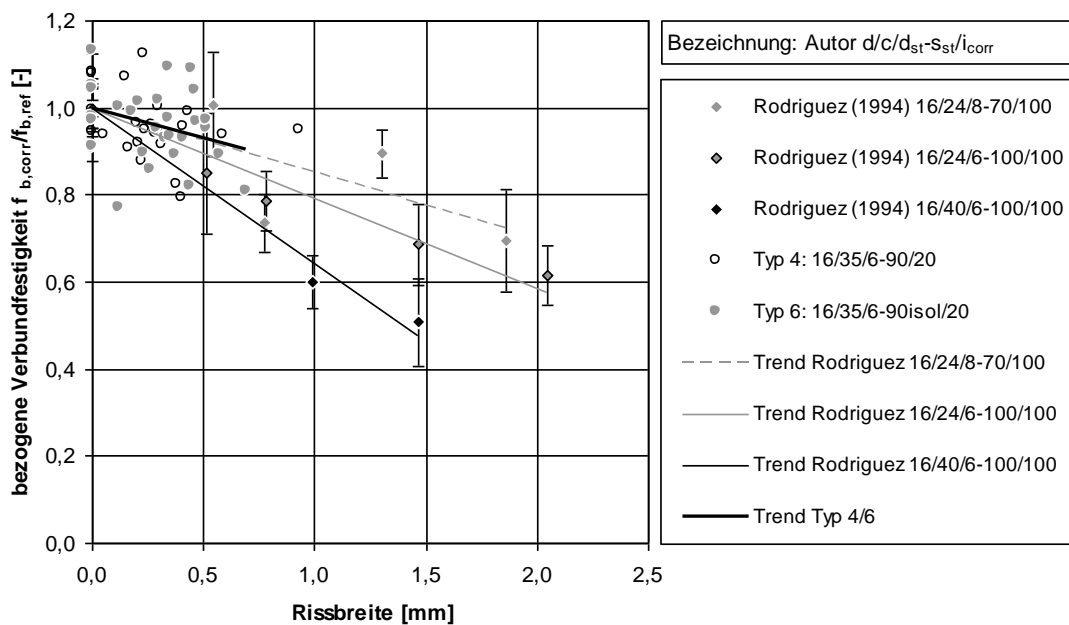


Bild 70: Ergebnisse der Probekörper des Typs 4 und 6 mit $d = 16$ mm, $c = 35$ mm und Bügelbewehrung im Vergleich mit Ergebnissen von Rodriguez et al. (1994) an Probekörpern mit $d = 16$ mm und unterschiedlichen Betondeckungen sowie variierender Bügelbewehrung über der Rissbreite

Die Ergebnisse zur Auswirkung der Bewehrungskorrosion auf die Verbundfestigkeit können folgendermaßen zusammengefasst werden:

1. Die maximale Verbundspannung wird in Abwesenheit einer Bügelbewehrung bei geringeren Korrosionsabträgen erreicht als die Erstrissbildung einsetzt. Die Differenz zwischen den beiden zugrundeliegenden Korrosionsstadien nimmt mit zunehmender Betondeckung zu. Ist eine Bügelbewehrung vorhanden, so kann es auch nach Erstrissbildung zum Erreichen der maximalen Verbundspannung kommen.
2. Die beschleunigte Korrosion mit Stromdichten von $i_{corr} \geq 100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ führt zur Abnahme der erzielbaren Verbundfestigkeiten. Dies ist vermutlich auf eine verminderte Verzahnungswirkung zwischen Stahl-Korrosionsprodukt-Beton aufgrund der hohen Korrosionsgeschwindigkeit zurückzuführen. Die dieser Arbeit zugrundeliegenden Versuche mit Stromdichten zwischen 15 und 25 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ weisen Verbundfestigkeiten auf, die mit denen anderer Wissenschaftler unter Anwendung geringer Stromdichten vergleichbar sind, vgl. Bild 45.
3. Die Anwendung starker Stromdichten von $i_{corr} \geq 500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ führt vor der Erstrissbildung zu einer deutlichen Zunahme der Verbundfestigkeit sowie anschließend (überwiegend mit der Erstrissbildung) zu einer merklichen Abnahme dergleichen, vgl. Bild 64 und Bild 65. Die Ausprägung dieser anfänglichen Verbundfestigkeitszunahme nimmt mit abnehmender Stromdichte, hin zum natürlichen Korrosionsstrom, ab. Im Gegensatz dazu ist bei großen c/d -Verhältnissen ≥ 3 stets ein deutlicher Anstieg der Verbundfestigkeit vor Bildung erster Längsrisse zu verzeichnen.
4. Die Schädigungsintensität und damit die Abnahme der Verbundfestigkeit ist vorrangig an den Verlust der Umschließungswirkung des Betons gekoppelt. Demnach ist die Rissbreite ein adäquates Mittel zur Beurteilung der Verbundfestigkeitsabnahme. Da die Korrelation zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite stark von der Stromdichte und den Umgebungsbedingungen abhängt, eignet sich der Korrosionsabtrag bzw. der zugrundeliegende Masseverlust lediglich bei bekannter Korrelation zur Rissbreite, d. h. bspw. innerhalb einer Versuchsreihe, zur Beurteilung der Verbundfestigkeitsabnahme.
5. Die Intensität der Abnahme der Verbundfestigkeit nach Erstrissbildung nimmt mit steigendem Stabdurchmesser und steigendem c/d -Verhältnis zu.
6. Eine adäquate Bügelbewehrung kann die Abnahme der Verbundfestigkeit bei schmalen Stabdurchmessern kompensieren oder sogar zu einem leichten Anstieg der Verbundfestigkeit führen. Bei großen Stabdurchmessern kann der Abfall der Verbundfestigkeit zu großen Teilen kompensiert werden. Die Grenze zwischen schmalen und großen Stabdurchmessern wurde bei $d = 14 \text{ mm}$ gezogen. Die Auswertung einer Vielzahl der vorliegenden Untersuchungsergebnisse mit Bügelbewehrung ergab bis zu Rissbreiten von rd. 1,0 mm eine maximale Verbundfestigkeitsabnahme von rd. 20 %, bezogen auf die unkorrodierten Referenzwerte.
7. Anhand der ausgewerteten Versuchsergebnisse konnte kein Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Abnahme der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion festgestellt werden. Die ausgewerteten Versuche umfassten Betondruckfestigkeiten zwischen 28 und 56 MPa.
8. Die gerissene Betondeckung im fortgeschrittenen Korrosionsstadium übernimmt keinen nennenswerten Beitrag mehr zur Übertragung der Verbundkräfte.

Im Rahmen dieses Kapitels wurden Antworten auf einige der in Kapitel 2 gestellten Fragen erarbeitet. Dies umfasst die Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf das Verformungsverhalten sowie die Verbundfestigkeit. Außerdem wurden Details zur Morphologie und Verteilung der unter schonender Beschleunigung gebildeten Korrosionsprodukte präsentiert. Der positive Einfluss einer umschließenden Bügelbewehrung konnte dargelegt werden. Jedoch konnte der Grad der Auslastung der Bügelbewehrung, die aufgrund der Korrosion ebenfalls einer Schwächung unterliegt, nicht ermittelt werden. Auch konnte der Einfluss von Stabdurchmesser und Betondeckung auf die Veränderung der Verbundfestigkeit nicht präzise quantifiziert werden. Zur Beantwortung der offenen Fragen wurden numerische Untersuchungen an einem 3D FE Modell durchgeführt, die in den folgenden beiden Kapiteln vorgestellt werden.

7 Numerische Untersuchungen

7.1 Allgemeines

Zur Beantwortung der aus dem vorangegangenen Kapitel noch offen gebliebenen Fragen wurden numerische Untersuchungen durchgeführt, die nachfolgend beschrieben werden. Das Ziel der numerischen Untersuchungen war, Antworten auf die Fragen zum Einfluss von Stabdurchmesser und Betondeckung auf die Verbundfestigkeitsveränderung sowie die Auslastung einer durch Korrosion geschwächten Bügelbewehrung zu erhalten. Als Grundlage für die Durchführung der numerischen Untersuchungen diente das zu großen Teilen am Institut für Werkstoffe im Bauwesen entwickelte dreidimensionale, nichtlineare Finite-Elemente (FE) Programm MASA (Macroscopic Space Analysis) (Ožbolt 1998). Die numerischen Untersuchungen dienten der Beantwortung noch offener Fragen. Zu diesen Fragen gehörten zum einen der Einfluss aus Stabdurchmesser und Betondeckung und zum anderen die Auslastung der Bügelbewehrung.

Grundsätzlich stellt die numerische Untersuchung des Verbundes von korrodierter Bewehrung in Beton eine große Herausforderung dar. Das Modell muss zum einen in der Lage sein, die Expansion der Korrosionsprodukte und die damit einhergehende Schädigung des Betons wiederzugeben. Zum anderen muss der Ausziehvorgang der Bewehrungsstäbe aus dem vorgeschädigten Beton realisiert werden.

Anfänglich wurde die Idee verfolgt, das im verwendeten FE-Programm implementierte diskrete Verbundmodell von Ožbolt *et al.* (2002) dahingehend anzupassen, dass die Verbundspannungs-Relativverschiebungs-Beziehung in Abhängigkeit des Korrosionsstadiums gewählt wird. Da jedoch das Verbundverhalten vielmehr ein strukturelles Verhalten als ein Materialgesetz darstellt und damit stark von den geometrischen Randbedingungen wie Stabdurchmesser, Betondeckung, Bügelbewehrung, etc. abhängt, wurde von diesem Lösungsansatz Abstand genommen. Die Schädigung des Betons aufgrund der Expansionswirkung der Korrosionsprodukte wurde als wesentlich erachtet und musste somit modelliert werden.

Zur Beantwortung der zugrundeliegenden Fragestellung wurden zwei unterschiedliche numerische Modelle entwickelt. Das erste Modell basiert auf dem im FE-Programm MASA implementierten diskreten Verbundmodell. In diesem Modell wird der Bewehrungsstab durch 1D-Stabelemente modelliert, die über Federelemente mit den umliegenden Elementen interagieren. Um die 1D-Stabelemente befinden sich 3D-Elemente, denen eine radiale Expansion zur Simulation der Expansionswirkung der Korrosionsprodukte zugewiesen werden kann. Dieses Modell wird in seinen unterschiedlichen Entwicklungsstufen näher in Fischer *et al.* (2008), Fischer *et al.* (2010a) und Fischer *et al.* (2010b) erläutert. Es eignet sich besonders für die Simulation von ganzen Bauteilen, da die Diskretisierung mittels der 1D-Stabelemente vergleichsweise unkompliziert ist.

Das nachfolgend entwickelte und für die hier vorgestellten Berechnungen verwendete Modell weist einen höheren Detaillierungsgrad auf. Dieses Modell verfügt über einen dreidimensionalen, mit simplifizierter Rip-pung, modellierten Bewehrungsstab sowie eine präzise steuerbare Interfaceschicht mit variabler Steifigkeit zum Aufbringen der Expansion der Korrosionsprodukte sowie zur Steuerung des Reibungskoeffizienten. Der Vorteil dieses Modells lag in der sehr genauen Nachbildung der Experimente, an denen das Modell kalibriert werden konnte.

Nachfolgend werden die wesentlichen Merkmale des verwendeten Finite-Elemente-Programms MASA erläutert. Außerdem wird das für die Berechnungen genutzte Modell beschrieben sowie die Parameterannahmen vorgestellt. Zuerst werden jedoch die Geometriekombinationen vorgestellt, welche die Basis für die durchgeführte Parameterstudie bilden.

7.2 Untersuchte Geometriekombinationen

In der Zielsetzung und der Vorgehensweise dieser Arbeit wurde bereits erwähnt, dass die numerischen Berechnungen der Klärung von Fragestellungen zum Einfluss des Stabdurchmessers und der Betondeckung auf die Verbundfestigkeitsveränderung sowie zu Auslastung der Bügelbewehrung dienen. Diese Fragen konnten anhand eigener und durch Auswertung anderer experimenteller Untersuchungen nicht abschließend beantwortet werden. Aus diesem Grund wurden die beiden experimentell untersuchten Parameterkombinationen dahingehend erweitert, dass insgesamt drei Stabdurchmesser mit jeweils drei c/d -Verhältnissen analysiert wurden. Zusätzlich wurden die Untersuchungsergebnisse mit Bügelbewehrung nachgerechnet, um Aufschluss zur Auslastung der Bügelbewehrung zu erlangen. Die Matrix der numerisch untersuchten Probe-

körper ist mit den jeweiligen Geometrieangaben und den (wenn vorhanden) experimentellen Probekörpertypen in Tabelle 9 dargestellt.

Tabelle 9: Numerisch untersuchte Probekörpertypen mit den jeweiligen Geometrieangaben

Nr.	Durchmesser d	Betondeckung c	c/d	Bügel d_{st}/s_{st}	Analog zu Experimenttyp
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[-]
1	2	3	4	5	6
1	12	12	1,0	–	–
2		20	1,7	–	1
3				6/90	2 / 5
4		36	3,0	–	–
5	14	14	1,0	–	–
6		28	2,0	–	–
7		42	3,0	–	–
8	16	16	1,0	–	–
9		35	2,2	–	3
10				6/90	4 / 6
11		48	3,0	–	–

7.3 Finite-Elemente-Programm MASA

7.3.1 Allgemeines

Das für die numerischen Untersuchungen verwendete Finite Elemente Programm MASA stellte aufgrund der Entwicklung am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart und der damit einhergehenden langjährigen Erfahrung ein ideales Werkzeug dar. Das vorrangig für Berechnungen an Beton und Stahlbetonbauteilen entwickelte Programm verfügt über das besonders für nichtlineares Verhalten spröder anisotroper Werkstoffe geeignete erweiterte „microplane“-Materialmodell. Die Rissbildung ist mittels der „smeared crack“ Methode implementiert, die eine lokal unabhängige Bildung und Lokalisierung von Rissen erlaubt. Zur Vermeidung einer Netzabhängigkeit ist als Lokalisierungsbegrenzer die Rissbandmethode implementiert. Die Erstellung und die Diskretisierung des Modells sowie die grafische Auswertung der Ergebnisse erfolgten mit Hilfe des kommerziellen Pre- und Postprozessors FEMAP in der Version 8.1.

7.3.2 Microplane-Materialmodell

Das zur realitätsnahen Modellierung der Betoneigenschaften verwendete microplane-Materialmodell bildet die Materialeigenschaften auf unterschiedlich ausgerichteten sog. Mikroebenen (*engl.*: microplanes) ab, vgl. Bild 71a. Jeder Gaußpunkt beinhaltet 21 Mikroebenen. Auf jeder einzelnen Mikroebene wird das Materialgesetz über eine eindimensionale Beziehung zwischen den Spannungs- und Dehnungskomponenten sowohl in Normal- als auch in Schubspannungsrichtung charakterisiert, vgl. Bild 71b. Durch die Überlagerung der Einzelkomponenten innerhalb der Mikroebene wird der Tensorinvarianz automatisch entsprochen. Anschaulich können die Mikroebenen auch als Schwachstellen oder Grenzflächen im Betongefüge angesehen werden. Von den Dehnungskomponenten auf der Mikroebene wird angenommen, dass es sich um Projektionen des makroskopischen Dehnungstensors handelt. Hier spricht man von der Methode der kinematischen Bindung (*engl.*: kinematic constraint). Diese Methode wurde durch Ožbolt *et al.* (2001) um eine Diskontinuitätsfunktion erweitert, welche die Diskontinuität des makroskopischen Dehnungsfeldes (Rissbildung) auf den einzelnen Ebenen berücksichtigt. Hier spricht man von der Methode der gelösten kinematischen Bindung (*engl.*: relaxed kinematic constraint). Zur Ermittlung der makroskopischen Steifigkeit und des Spannungstensors aus den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Mikroebenen müssen die einaxialen Spannungen über alle Mikroebenen integriert werden, sodass das Gleichgewicht zwischen den Spannungen auf Makro-

und Mikroebene erfüllt ist. Dies kann inkrementell über den Gleichungsansatz der virtuellen Arbeit erzwungen werden. Als Iterationsalgorithmus wurde ein Sekantensteifigkeitsansatz gewählt. Der große Vorteil des microplane-Materialmodells liegt in der Annahme von Materialeigenschaften auf der Mikroebene, die jedoch aufgrund des Ansatzes von einaxialen Spannungs-Dehnungs-Gesetzen numerisch beherrschbar wird.

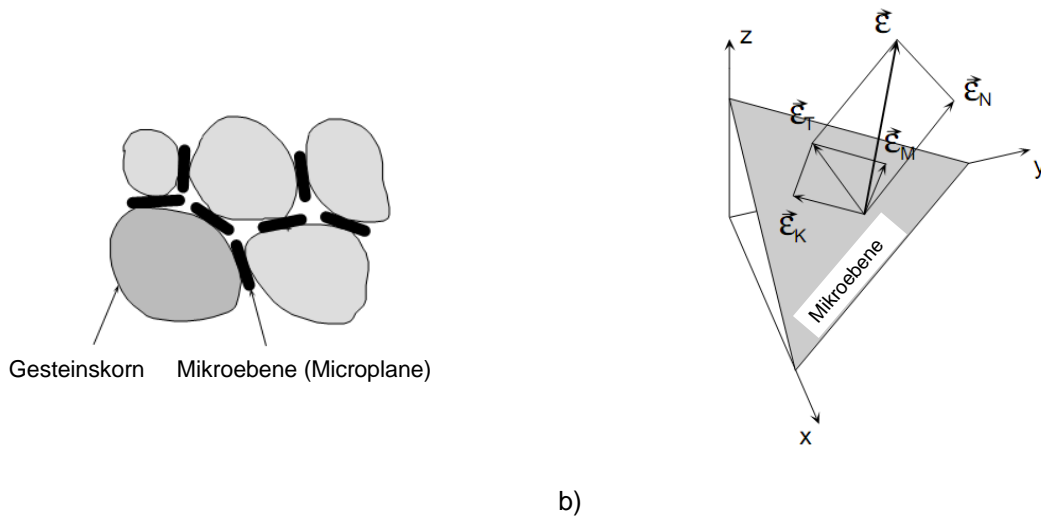


Bild 71: Schematische Darstellung des microplane-Ansatzes: a) konzeptionelle Anordnung der Mikroebenen zwischen der Gesteinskörnung und b) Definition der Dehnungskomponenten einer Mikroebene (Ožbolt et al. 2001)

7.3.3 Lokalisierungsbegrenzer

Der Mechanismus der Rissentstehung und Schädigungsvorgänge kann innerhalb von FE-Programmen auf zwei Arten implementiert werden. Es besteht einerseits die Möglichkeit, einen diskreten Riss (*engl.*: discrete crack approach), (Hillerborg et al. 1976) und andererseits einen verschmierten Riss (*engl.*: smeared crack approach) zu modellieren. Da bei ersterer Methode die Lage des Risses vorgegeben werden muss, hat sich letzterer Ansatz durchgesetzt. Bei der verschmierten Rissmethode lokalisiert sich die Schädigung in einer Reihe von Elementen. Unter Annahme eines konstanten Wertes für die spezifische Bruchenergie G_F führt dies zur Abhängigkeit des Ergebnisses von der Netzgröße. Um dieser Tatsache entgegen zu wirken, sind im FE-Programm MASA zwei sog. Lokalisierungsbegrenzer implementiert: (i) die Rissbandmethode (Bažant und Oh 1983) und (ii) ein nichtlokaler Integralansatz. Ersterer wurde für die durchgeführten Berechnungen verwendet und soll nachfolgend kurz erläutert werden.

Bei der Rissbandmethode wird das konstitutive Entfestigungsgesetz an die Größe der Elemente im Rissband angepasst, sodass die spezifische Bruchenergie G_F konstant bleibt. Dies geschieht über die Anpassung der Fläche A_f unter der „plastischen“ Spannungs-Dehnungs-Kurve, die den Entfestigungsvorgang anhand folgender Gleichung beschreibt:

$$G_F = A_f \cdot h = const. \quad (30)$$

mit: A_f = Fläche unter dem „plastischen“ Bereich der Spannungs-Dehnungs-Kurve
 h = Elementgröße bzw. angenommene Breite des Rissbandes

Der gleiche Ansatz wird auch für die Entfestigung unter Druckbeanspruchung verwendet. Jedoch wird hier angenommen, dass die Bruchenergie für die einachsige Druckbeanspruchung G_C 100-mal größer als die der Zugbeanspruchung ist.

7.3.4 Materialmodelle und Elemente für Stahl und Beton

Das Betonverhalten wird im verwendeten FE-Programm MASA mittels des zuvor beschriebenen microplane-Materialmodells abgebildet. Zur Beschreibung des Materials werden die makroskopischen Parameter Zylinder-

derdruckfestigkeit, zentrische Zugfestigkeit, statischer Elastizitätsmodul, Querdehnzahl und Bruchenergie eingegeben. Anhand eines hinterlegten Kalibrierungsalgorithmus werden die makroskopischen Parameter in die microplane Parameter umgewandelt. Für die durchgeführten Berechnungen wurde der Beton mittels 4-knotigen-Tetraederelementen diskretisiert.

Der Bewehrungsstahl wird mittels eines elasto-plastischen-Materialgesetzes modelliert, das die Parameter Streckgrenze, Zugfestigkeit, Elastizitäts- und Verfestigungsmodul enthält. Für die Diskretisierung der durchgeführten Berechnungen wurden 8-knotige Hexaederelemente verwendet.

7.4 Modellbeschreibung

7.4.1 Allgemeines

Das für die numerischen Berechnungen erarbeitete detaillierte Modell wird nachfolgend näher beschrieben. Dabei wird auf die Diskretisierung, die in einer Vielzahl von Voruntersuchungen validiert wurde, eingegangen. Weiterhin wird auf die Art des Schädigungseintrages durch die Korrosion und die Belastungsannahmen zur Prüfung der Verbundfestigkeit eingegangen. Ein wesentlicher Faktor im Rahmen von Finite-Elemente-Analysen ist die Wahl der Materialparameter, die ebenfalls ausführlich dargelegt wird. Abschließend werden die untersuchten geometrischen Parameterkombinationen vorgestellt.

7.4.2 Diskretisierung, Korrosions- und Lastannahmen

In Bild 72a ist das FE-Modell mit seiner Diskretisierung und den Auflagerbereichen dargestellt. Die Abmessungen des FE-Modells entsprechen denen der im Experiment verwendeten Probekörper. Jedoch wurde jeweils nur ein Stab modelliert und herausgezogen. Für die Vernetzung des Betons wurden Tetraeder-Elemente verwendet. Der Detaillierungsgrad war in der Umgebung des Stabes am höchsten. In Vorberechnungen wurden unterschiedliche Diskretisierungsgrade überprüft und damit das vorliegende Netz validiert.

In Bild 72b ist der Bewehrungsstab mit der verwendeten Diskretisierung dargestellt. Für die Vernetzung des Bewehrungsstabes wurden Hexaeder-Elemente verwendet. Die sichelförmige Rippengeometrie der Bewehrungsstäbe wurde vereinfachend durch eine axialsymmetrische Rippengeometrie modelliert. Die geometrischen Parameter der Rippengeometrie wie Flankenneigung, Kopfbreite und Rippenabstand wurden zwischen der tatsächlichen Geometrie der Stäbe mit 12 mm und 16 mm Durchmesser interpoliert und für alle Berechnungen angewendet.

Zur Verdeutlichung des Übergangs zwischen dem Stahl und dem umliegenden Beton ist ein Detail dieses Bereiches in Bild 72c abgebildet. Daraus wird ersichtlich, dass die Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton über die Rippenflanken in Ausziehrichtung geschieht. Die entgegen der Ausziehrichtung zeigenden Rippenflanken sind durch separate Knoten vom angrenzenden Beton getrennt, sodass keine Zugkräfte zwischen Stahl und Beton an der Rippenrückseite übertragen werden können.

Sowohl die Expansion der Korrosionsprodukte als auch die radialdruckabhängige Reibung (Mohr-Coulomb) wurden, vereinfacht angenommen, nur in den Rippentälern mithilfe einer Kontaktschicht modelliert. Diese Kontaktschicht stellt die Verbindung zwischen Stahl und Beton zwischen den Rippen dar. Durch sie können Druckkräfte und Schubkräfte nach Mohr-Coulomb übertragen werden. Die Kontaktschicht besteht aus Pendelstäben mit einer Länge von $L_b = 0,1$ mm, die in eine Schicht Hexaeder-Elemente eingebettet sind. Die Hexaeder-Elemente besitzen praktisch keine Steifigkeit, jedoch werden sie aus numerischen Gründen benötigt.

Die Verteilung der Expansion über den Umfang wurde vereinfachend als gleichmäßig angenommen. Auf eine ungleichmäßige Verteilung, wie sie die in Abschnitt 6.2.3 vorgestellten experimentellen Untersuchungen ergeben haben, wurde verzichtet. Hierzu sei erwähnt, dass die räumliche Verteilung der Korrosionsprodukte ein instationärer Prozess ist, der aufgrund seiner Komplexität, die einen eigenen Forschungsschwerpunkt darstellt, keinen Eingang in die numerischen Berechnungen gefunden hat. Jedoch wurden innerhalb der Voruntersuchungen Modelle gerechnet, bei denen lediglich eine Expansion an der Stabaußenseite aufgebracht wurde. Näheres dazu wird in Abschnitt 7.4.3 vorgestellt.

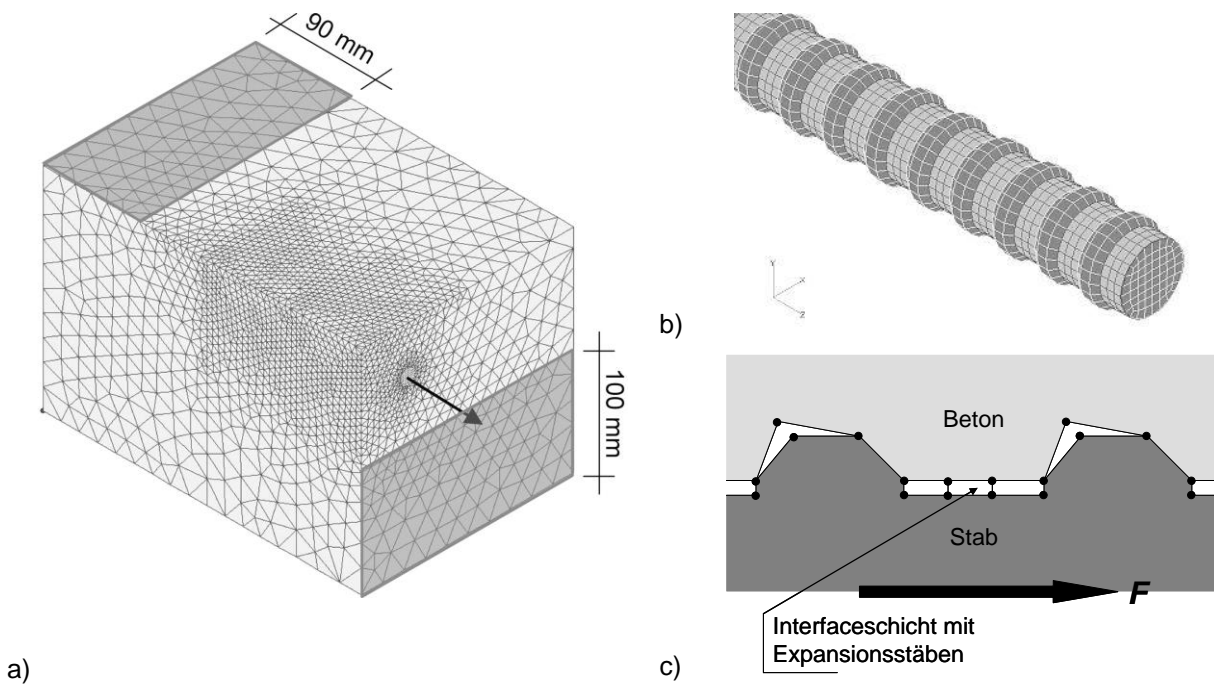


Bild 72: Detailliertes FE-Modell mit a) Diskretisierung und Auflagern des Gesamtmodells, b) Ausschnitt der Stabdiskretisierung und c) schematische Darstellung des Stab-Interfaceschicht-Beton Bereiches

Die Zunahme des Volumens der Korrosionsprodukte gegenüber dem Volumen des ursprünglichen Eisens wurde über eine Funktion implementiert, die ausgehend von den Parametern Stabradius, Korrosionsabtrag und Volumenfaktor die Zunahme des Radius bestimmt:

$$\Delta r = -r + \sqrt{r^2 + (k_{v,num} - 1) \cdot (2r \cdot x_{corr} - x_{corr}^2)} \quad [\text{mm}] \quad (31)$$

- mit:
- Δr = freie Radiuszunahme [mm]
 - x_{corr} = Korrosionsabtrag [mm]
 - $k_{v,num}$ = Volumenfaktor aus Korrosionsprodukt zu Eisen [-]
 - r = Radius des Bewehrungsstabes [mm]

Bei Gleichung (31) handelt es sich um die freie Radiuszunahme. Aufgrund der Einbettung des Stabes in den Betonkörper wird dieser freien Radiuszunahme der Widerstand der Betonumschließung entgegengesetzt, sodass sich eine Spannung in Abhängigkeit der Steifigkeiten von Stahl, Korrosionsschicht und Beton aufbauen kann, welche wiederum die tatsächliche Radiuszunahme der Kontaktschicht bestimmt. Aufgrund der durch die Geometrie hervorgerufenen räumlich unterschiedlich verteilten Steifigkeiten ist die tatsächliche Radiuszunahme auf dem Stab unterschiedlich verteilt. Sie wird implizit bestimmt. Die Wahl der Parameter in Gleichung (31) wird im folgenden Abschnitt erläutert.

Die Bügel wurden im Modell mittels 1D-Stabelementen modelliert. In den experimentell untersuchten Probekörpern waren jeweils drei Bügel mit einem Durchmesser von 6 mm im Abstand von 90 mm verbaut. Da der in Ausziehrichtung hintere Bügel nicht im Bereich der 180 mm langen Verbundlänge lag, wurde er im numerischen Modell vernachlässigt. Die zwei modellierten Bügel wurden über die Rippenköpfe geführt und waren mit den anliegenden Knoten des Längsstabes verbunden. Die übrigen Knoten der Stabelemente waren mit den umgebenden Knoten der Betonelemente verbunden. Die 1D-Stabelemente der Bügel wurden analog zu den Hexaederelementen des Längsstabes mit einem elasto-plastischen Materialgesetz gerechnet.

Die Berechnungen erfolgten zweistufig. Zuerst wurde die Expansion über die Kontaktschicht aufgebracht. Die Expansion wurde inkrementell in Schritten von 1 μm aufgebracht. Nach dem Aufbringen der Expansion wurde der Bewehrungsstab verschiebungsgesteuert in Inkrementen von 0,008 mm herausgezogen.

7.4.3 Wahl der Materialparameter

Die Kalibrierung des FE-Modells erfolgte anhand der experimentellen Ergebnisse der Referenzproben der Typ 1 und 3 Probekörper ohne Bügel sowie der Typ 2 und Typ 4 Probekörper mit Bügeln. Durch die Kalibrierung kam es zu geringen Abweichungen zwischen den für die FE-Berechnungen gewählten Materialparametern für den Beton (vgl. Tabelle 10) und den im Rahmen der Begleitversuche bestimmten betontechnologischen Parametern (vgl. Tabelle 5, Seite 45). Insgesamt zeigen die numerischen Referenzergebnisse (ohne Korrosion) im Vergleich zu den Experimenten etwas geringere Werte. Da die Abweichungen jedoch nicht mehr als 10 % betragen und die numerischen Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen, wurde diese Abweichung akzeptiert. Die Materialparameter des Betons und des Stahls – sowohl für den Längsstab, als auch für die Bügelelemente – sind ebenfalls in Tabelle 10 aufgelistet.

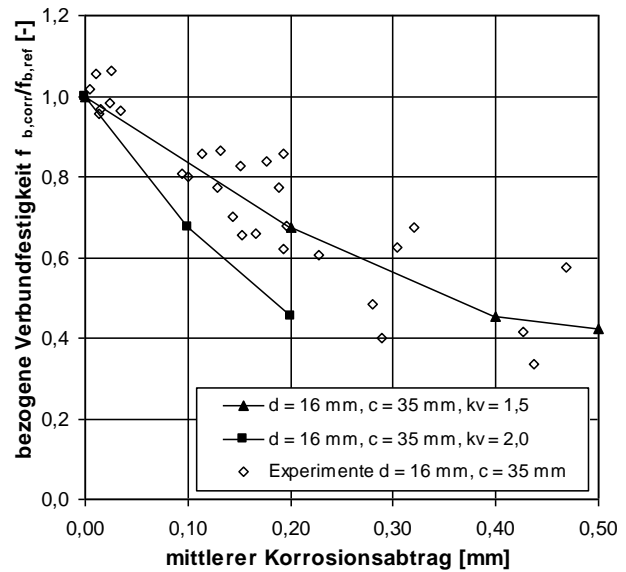
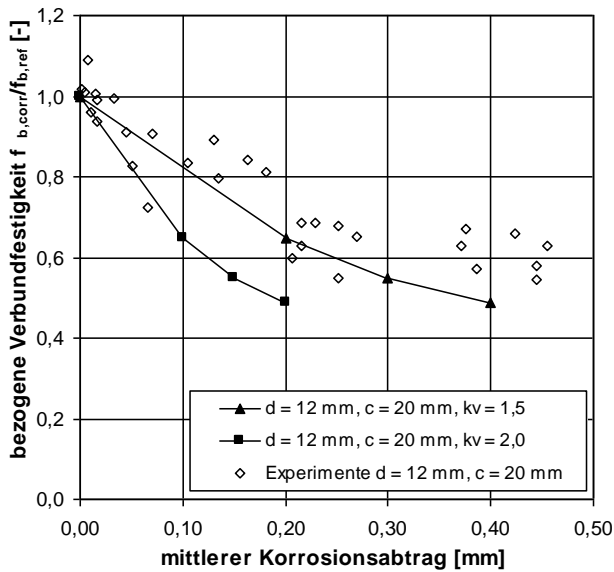
Tabelle 10: In den FE-Berechnungen verwendete Parameter des Betons und der Bewehrung

Beton					Stahl				
f_c	f_{ct}	E_c	G_F	ν_c	f_y	f_t	E_s	E_h	ν_s
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[J/m ²]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
45,0	3,60	34.000	160	0,18	500	600	210.000	1.000	0,33

Die Wahl der Parameter zur Simulation der Korrosionsexpansion nach Gleichung (31) wurde anhand von experimentellen Erkenntnissen aus Abschnitt 6.2, Literaturangaben sowie Vorberechnungen getroffen. Es handelt sich dabei um den numerischen Volumenfaktor $k_{v,num}$ und um den Elastizitätsmodul der Stabelemente innerhalb der Kontaktschicht, über die die Steifigkeit der Korrosionsprodukte abgebildet wird.

Ausgehend von den Analysen der Korrosionsprodukte mittels Raman Spektroskopie (vgl. Abschnitt 6.2.2) wurde Goethit mit einem Volumenfaktor von 2,92 als häufigstes Mineral im Bereich der Korrosionsschicht zwischen Stahl und Beton gefunden. Die weiteren in geringen Mengen vorgefundenen Minerale Lepidokrokit und Akaganeit weisen Volumenfaktoren von respektive 3,06 und 3,48 auf. Da jedoch, wie in Abschnitt 6.2.3 beschrieben, ein beträchtlicher Anteil der Korrosionsprodukte in das Porenvolumen und sich bildende Risse abwandert, ist der den Expansionsdruck aufbauende Anteil an Korrosionsprodukten geringer. Aus diesem Grund wurde der Volumenfaktor für die numerischen Berechnungen zu $k_{v,num} = 1,5$ gewählt. Vergleichsrechnungen mit Volumenfaktoren von 1,5 und 2,0 bestätigten diese Annahme, vgl. Bild 73. Der numerische Volumenfaktor von $k_{v,num} = 1,5$ stimmt gut mit dem in Abschnitt 6.2.4 ermittelten effektiven Volumenfaktor von $k_{v,eff} = 1,35$ überein. Die geringfügige Abweichung ist vermutlich auf Abweichungen bei der Annahme der Steifigkeit der Korrosionsschicht zurückzuführen, auf die nachfolgend eingegangen wird.

Die mittels des Elastizitätsmoduls der Stabelemente modellierte Steifigkeit der Kontaktschicht, welche die Steifigkeit der Korrosionsprodukte abbildet, ist ein wesentlicher Parameter, zu dessen Größe es jedoch sehr unterschiedliche Aussagen gibt. In *Samsonov (1973)* ist der E-Modul für die Kristalle von Hämatit und Magnetit mit Werten zwischen 215.000 und 350.000 MPa angegeben. Untersuchungen von *Bohner (2011)* mittels Hochdruck-Röntgenbeugung ergaben aus den Kompressionsmoduln berechnete Elastizitätsmoduln für Magnetit zwischen 73.000 und 157.000 MPa und für Goethit zwischen 111.000 und 134.000 MPa. Jedoch ist aufgrund der granularen Struktur der Korrosionsprodukte von deutlich geringeren Werten auszugehen *Chernin und Val (2011)*. *Suda et al. (1993)* berechneten Werte anhand von experimentellen Ergebnissen zwischen 100 und 500 MPa. *Lundgren (2002)* nahm ebenfalls ein granulares Materialverhalten der Korrosionsprodukte an, dessen Steifigkeit mit zunehmendem Spannungsniveau ansteigt. Einen nichtlinearen Anstieg der Steifigkeit mit zunehmender Spannung haben auch *Ouglova et al. (2006)* gefunden. Bei einem Spannungsniveau von rd. 5 MPa stellten sie an Lepidokrokit einen Tangentenmodul von 126 MPa fest, der mit steigendem Druck auf Werte von mehreren hunderttausend Megapascal anstieg.



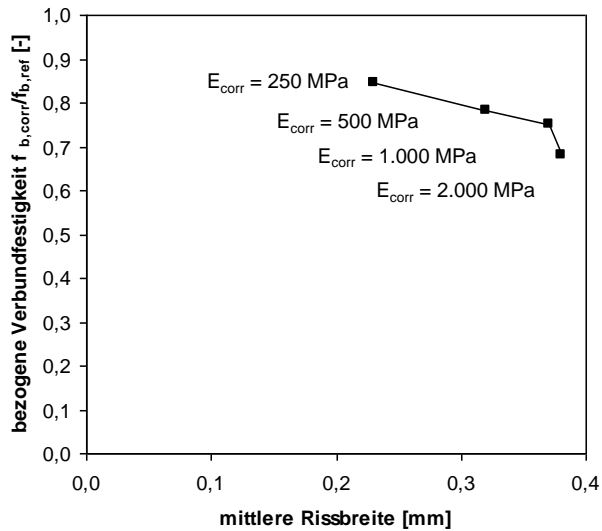
a)

b)

Bild 73: Vergleichsrechnungen zwischen Volumenfaktoren von 1,5 und 2,0 mit den experimentellen Ergebnissen der a) Typ 1 und b) Typ 3 Probekörper

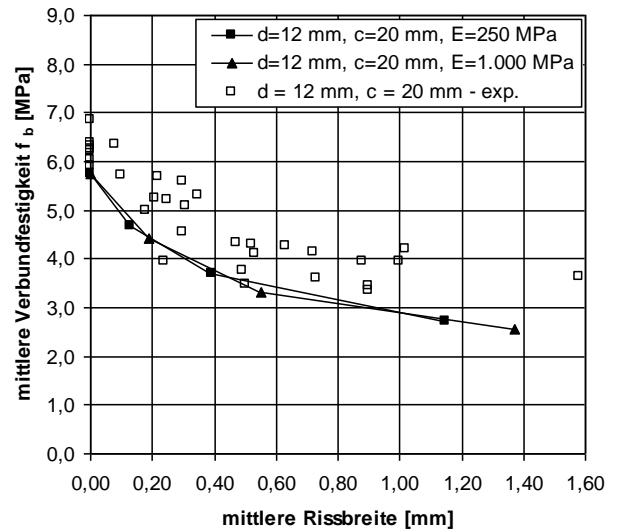
Im Rahmen der Modellkalibrierung wurden Elastizitätsmoduln von 250; 500; 1.000 und 2.000 MPa eingesetzt. Bei Werten größer als 2.000 MPa war selbst bei Verringerung der Expansionsinkremente auf 0,05 μm keine Konvergenz mehr zu finden. Der in der Kontaktschicht verwendete Elastizitätsmodul hatte vorwiegend Auswirkungen auf das Verhältnis zwischen dem Korrosionsabtrag und der Rissbreite und somit der resultierenden Verbundfestigkeit. In Bild 74 ist der Zusammenhang zwischen mittlerer Rissbreite und bezogener Verbundfestigkeit in Abhängigkeit des gewählten Elastizitätsmoduls für ein Typ 1 Modell mit einem Korrosionsabtrag von 100 μm dargestellt.

Es wird ersichtlich, dass die Erhöhung des E-Moduls zwischen 250 MPa und 1.000 MPa eine lineare Zunahme der Rissbreite und folglich eine Abnahme der Verbundfestigkeit ergibt. Bei Erhöhung des E-Moduls von 1.000 MPa auf 2.000 MPa tritt ein Knick in dieser Beziehung auf, welcher auf eine numerische Inkonsistenz hindeutet. Wie bereits erwähnt, war eine Vergrößerung des E-Moduls über einen Wert von 2.000 MPa aus numerischen Gründen nicht möglich. In Bild 75 ist ein Vergleich der E-Moduln von 250 MPa und 1.000 MPa für die Verbundfestigkeit über der mittleren Rissbreite eines Typ 1 Modells dargestellt. Daraus wird ersichtlich, dass der Verlauf der Kurven identisch ist. Die Erhöhung des E-Moduls hat lediglich eine Zunahme der Rissbreite bei vergleichbarem Korrosionsabtrag zur Folge.



a)

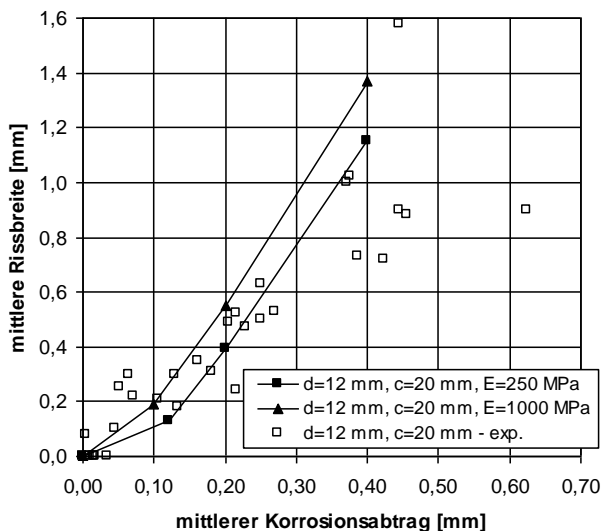
Bild 74: Zusammenhang aus mittlerer Rissbreite und bezogener Verbundfestigkeit in Abhängigkeit des E-Moduls der Kontaktschicht für ein Typ 1 Modell mit einem Korrosionsabtrag von 100 μ m



b)

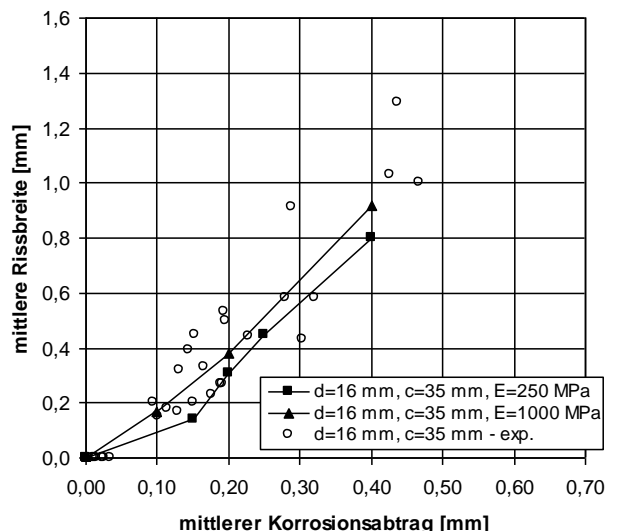
Bild 75: Vergleich des Einflusses des E-Moduls auf den Zusammenhang aus Rissbreite und Verbundfestigkeit

Die Wahl des für die Berechnungen verwendeten E-Moduls erfolgte schließlich am Vergleich der numerischen Berechnungen mit den experimentellen Werten, vgl. Bild 76. Aus Bild 76 wird ersichtlich, dass unter Berücksichtigung beider experimenteller Varianten a) Typ 1 und b) Typ 3 über den gesamten Korrosionsbereich der Elastizitätsmodul von 250 MPa eine bessere Korrelation zeigt. Weiterhin wird deutlich, dass die Steifigkeit im Anfangsbereich – bis zur Erstrissbildung – mit einem E-Modul von 1.000 MPa besser abgebildet werden kann. Da jedoch der gesamte Korrosionsbereich mit einer Steifigkeit abgedeckt werden sollte und der Bereich bis zur Erstrissbildung in diesem Verhältnis sehr gering ausfällt, wurde der E-Modul der Korrosionsprodukte zu $E_{corr} = 250$ MPa gewählt.



a)

Bild 76: Vergleich der numerischen Berechnungen mit Elastizitätsmodul von 250 MPa und 1.000 MPa mit den experimentellen Ergebnissen der a) Typ 1 und b) Typ 3 Probekörper



b)

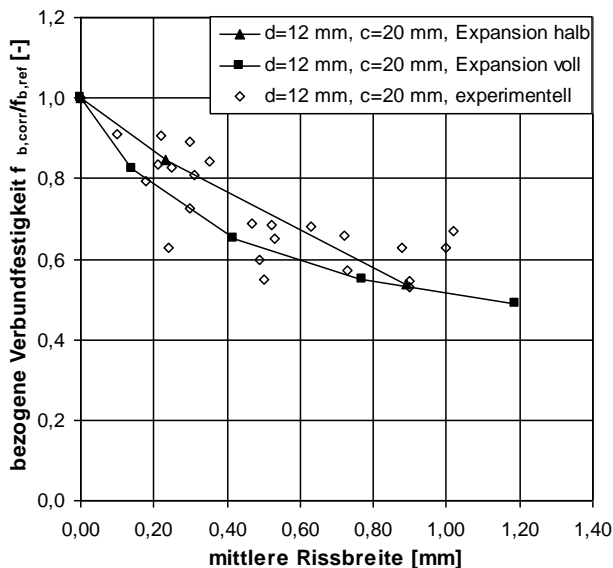
Im Rahmen von Voruntersuchungen wurden auch Untersuchungen des Einflusses unterschiedlicher Steifigkeiten der Korrosionsprodukte auf die Erstrissbildung an einem Modell mit Expansion nur an der chloridbeaufschlagten Seite durchgeführt. Anhand der experimentellen Untersuchungen, die im Abschnitt 6.2.3 beschrieben sind, wurde festgestellt, dass die Korrosion in ihrer Intensität über den Stabumfang betrachtet, unterschiedlich verteilt ist. Da diese Verteilung von einer Vielzahl von Faktoren (Zeit, Umgebungsbedingungen, Rissbildung, etc.) abhängig ist, die im Rahmen dieser Arbeit nicht allumfassend quantifiziert werden konnten, wurde die Annahme einer gleichmäßig verteilten Expansion, sowohl über den Umfang, als auch über die Verbundlänge, getroffen. Jedoch sollen die Ergebnisse der Voruntersuchungen am unsymmetrischen Expansionsmodell nicht unerwähnt bleiben. In Bild 77a ist die symmetrische Verteilung der Expansion dargestellt, wie sie für die in Kapitel 8 vorgestellten Berechnungsergebnisse zugrunde gelegt wurde. In Bild 77b ist die unsymmetrische, nur an der Seite mit Chloridbeaufschlagung angenommene Expansion dargestellt, wie sie im Anfangsstadium des Korrosionsangriffes auftritt, vgl. Abschnitt 6.2.3.



a) b)

Bild 77: Schematische Darstellung der über den Umfang verteilten Stabexpansion: a) Expansion gleichmäßig über den Umfang verteilt und b) Expansion nur in Richtung der chloridbeaufschlagten Seite

Aus Bild 78 wird ersichtlich, dass unter der Annahme einer unsymmetrischen Korrosionsexpansion die Abnahme der Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion anfänglich schwächer ausfällt. Mit zunehmender Korrosion zeigen die in Bild 78 dargestellten Kurven jedoch einen vergleichbaren Verlauf. Demnach hat die Verteilung der Expansion über den Umfang vorrangig eine Auswirkung auf den Zeitpunkt bzw. den Korrosionsabtrag der Erstrissbildung.



a) b)

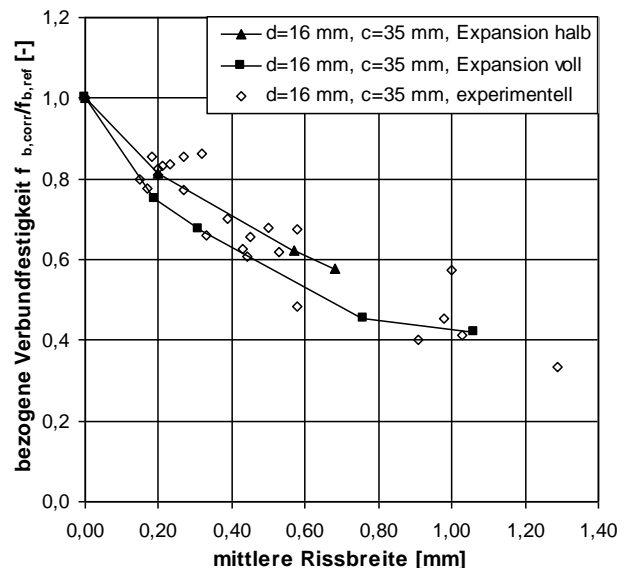
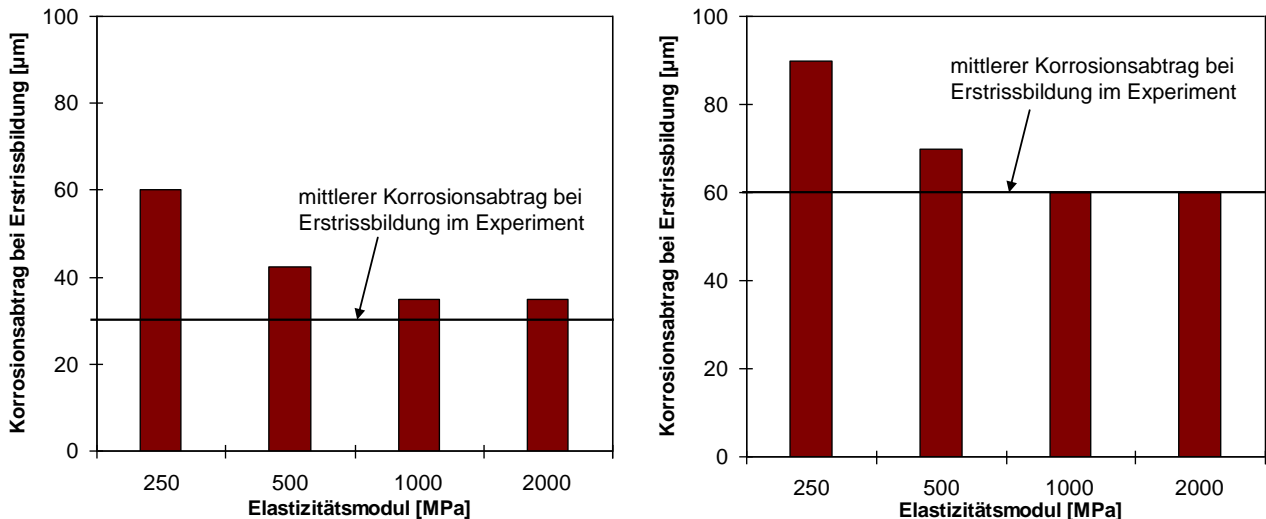


Bild 78: Vergleich der bezogenen Verbundfestigkeiten zwischen der Annahme einer symmetrisch verteilten Korrosionsexpansion über den gesamten Stabumfang und einer unsymmetrisch verteilten Korrosionsexpansion an der chloridbeaufschlagten Seite; a) für Typ 1 und b) für die Typ 3 Modelle

Aus diesem Grund wird in Bild 79 noch einmal Bezug auf den Einfluss des Elastizitätsmoduls auf den Korrosionsabtrag bei Erstrissbildung genommen. In den dargestellten Balkendiagrammen ist getrennt nach Typ 1 und Typ 3 Probekörpern bzw. Modellen der Korrosionsabtrag bei Erstrissbildung unter Annahme einer unsymmetrischen Korrosionsexpansion dargestellt. Es wird ersichtlich, dass sich bei einem E-Modul der Kontaktschicht von 1.000 MPa und 2.000 MPa eine gute Korrelation mit den experimentellen Werten ergibt. Es ist jedoch anzunehmen, dass die tatsächliche Steifigkeit der Korrosionsprodukte noch über den berechneten Werten liegt, da eine Abwanderung in das Porengefüge und Mikrorisse nicht in das Modell implementiert sind.



a)

b)

Bild 79: Vergleich der Auswirkungen unterschiedlicher Elastizitätsmoduln auf die Erstrissbildung unter Annahme einer unsymmetrischen Korrosionsexpansion; a) für Typ 1 und b) für die Typ 3 Modelle

Da ausgehend von Bild 76 die Wahl des E-Moduls zu 250 MPa über den gesamten untersuchten Korrosionsbereich eine bessere Korrelation mit den experimentellen Ergebnissen zeigte, und eine Korrosionsexpansion nur an der nach außen gewandten Seite lediglich zu Beginn eines Korrosionsangriffes seine Berechtigung hat, wird an dem zuvor genannten Wert $E_{corr} = 250$ MPa für den E-Modul der Stabelemente der Kontaktschicht festgehalten.

An der Grenzfläche Stahl-Beton werden Schubkräfte über Adhäsion und Reibung übertragen. Die Reibung ist im Modell über eine Mohr-Coulomb-Beziehung erfasst. Wie bereits im Abschnitt 4.2.1 erwähnt, verändert sich der Reibungskoeffizient durch die Bildung von Korrosionsprodukten. Untersuchungen von Xu (1992) zum Reibungskoeffizienten zwischen korrodiertem Stahl und Beton ergaben, dass der Reibungskoeffizient im unkorrodierten Zustand von $\mu = 0,3$ auf $\mu = 0,6$ im korrodierten Zustand ansteigt. Die Untersuchungen von Cairns et al. (2007), ebenfalls an korrodierten Stahlplatten auf Beton, ergaben einen Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,55$ im korrodierten Zustand. Für die numerischen Berechnungen wurde ein Reibungskoeffizient von $\mu = 0,55$ angenommen. Die Adhäsionskomponente wird implizit durch die direkte Verknüpfung der Knoten der Stabelemente im Rippenbereich mit den umgebenden Betonelementen erfasst.

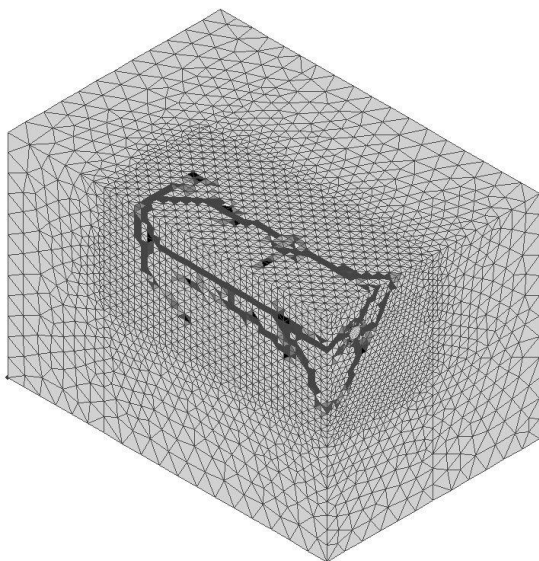
8 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

8.1 Allgemeines

Die experimentellen Untersuchungen an den Balkenend-Probekörpern führten zu der Erkenntnis, dass die Verbundfestigkeit bei Probekörpern ohne Bügelbewehrung mit zunehmender Korrosion abnimmt. Der Verlauf der Abnahme der Verbundfestigkeit ist offensichtlich von Stabdurchmesser und / oder Betondeckung abhängig. Die experimentell untersuchten Parametervariationen reichten jedoch nicht aus, um genauere Schlüsse über die Abhängigkeit der Verbundfestigkeitsabnahme zu ziehen. Aus diesem Grund wurden mit Hilfe von Finite Elemente Berechnungen die experimentell untersuchten Probekörpertypen nachgerechnet sowie weitere Parameterkombinationen aus Stabdurchmesser und Betondeckung untersucht. Die Ergebnisse werden im Folgenden vorgestellt. Weiterhin wurden die Probekörpertypen mit Bügelbewehrung nachgerechnet. Anhand dieser Berechnungen konnte Aufschluss über die in Bügellängsachse wirkenden Spannungen gewonnen werden. Damit wurde die Abschätzung der Bügelauslastung ermöglicht.

8.2 Einfluss von Stabdurchmesser und Betondeckung auf die Verbundfestigkeitsabnahme

In diesem Abschnitt werden die numerischen Ergebnisse zum Einfluss des Stabdurchmessers und der Betondeckung auf die Abnahme der Verbundfestigkeit in Abwesenheit einer Bügelbewehrung vorgestellt. Im Rahmen der Berechnungen wurden jeweils zuerst die Referenzproben gerechnet. Anschließend fand die Berechnung der Korrosionsproben mit unterschiedlicher Korrosionsausprägung statt. Dazu wurde zuerst die Expansion nach Gleichung (31) inkrementell aufgebracht. Anschließend wurde der Stab mittels inkrementeller Wegzunahme belastet. Ein Vergleich der Bruchbilder zwischen Numerik und Experiment eines Typ 1 Probekörpers mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung nach dem Erreichen der maximalen Ausziehlast ist in Bild 80 dargestellt. Der durch die Bewehrungskorrosion entstandene Riss ist jeweils an der linken Seite zu sehen. Trotz der Schwächung der Umschließungswirkung des Betons bildete sich im vorderen Bereich ein Ausbruchkegel. Demnach ist die Übertragung von Kräften an der Stabinnenseite noch gewährleistet.

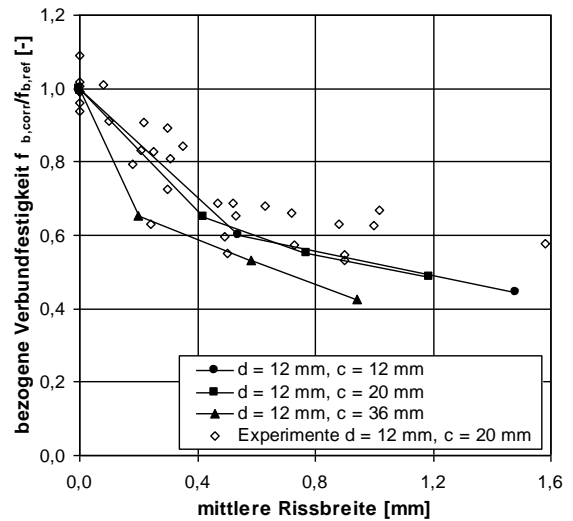
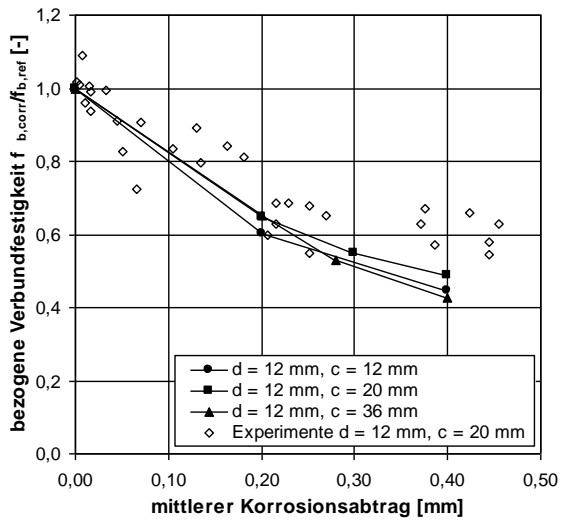


a)



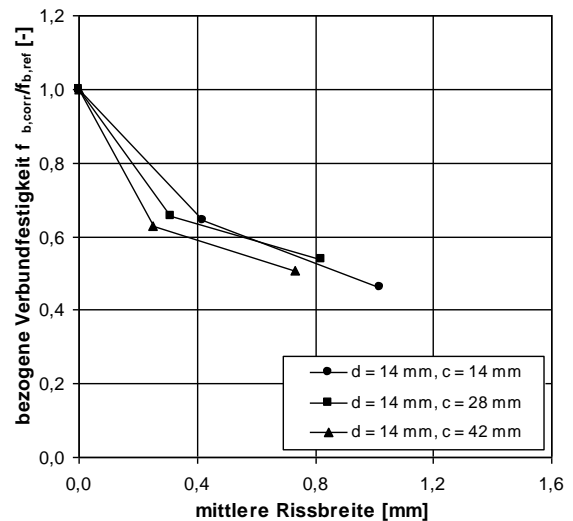
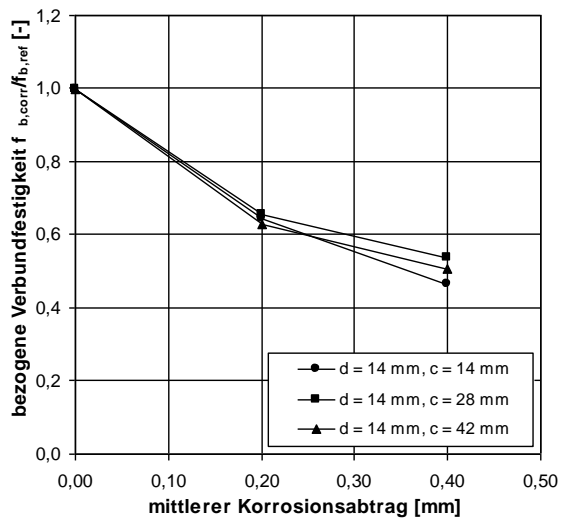
b)

Bild 80: Vergleich der Bruchbilder nach Erreichen der maximalen Ausziehlast eines a) numerischen und eines b) experimentellen Typ 1 Probekörpers aus dem zweiten Korrosionsstadium



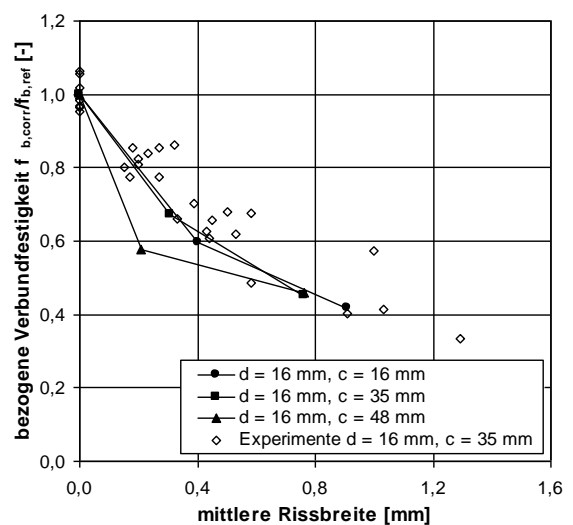
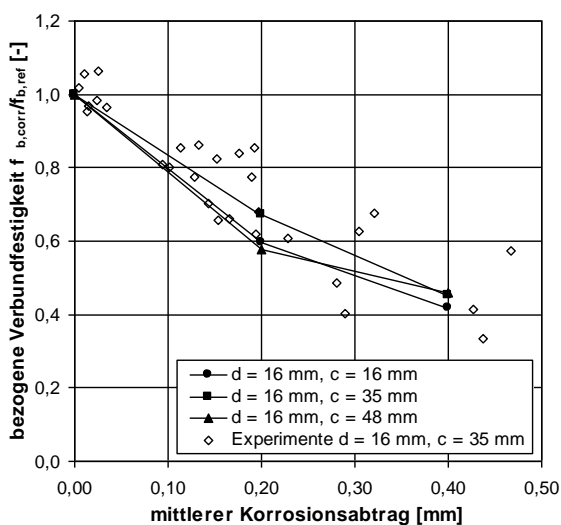
a)

d)



b)

e)



c)

f)

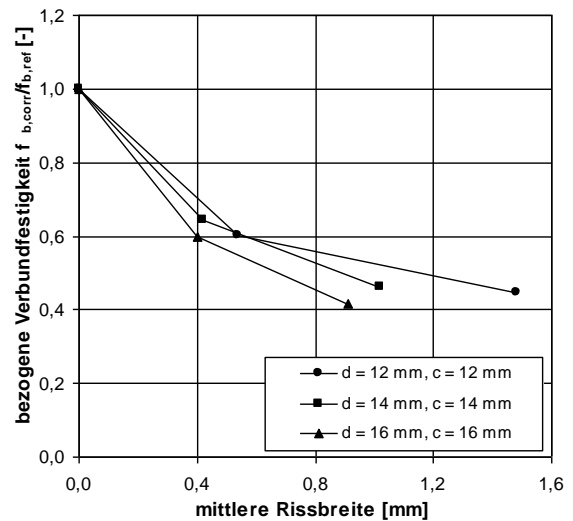
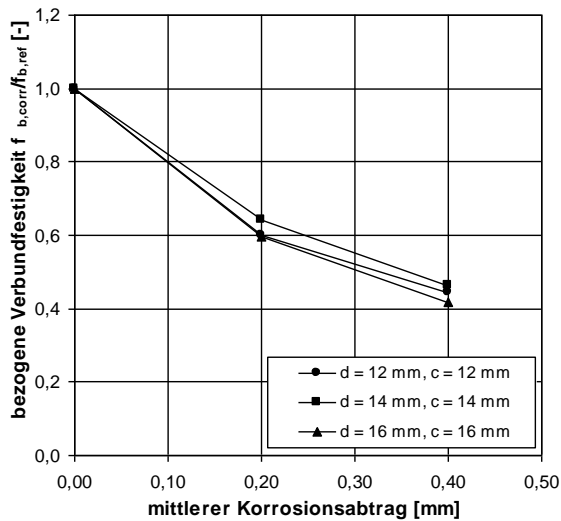
Bild 81: Relative Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit des Korrosionsabtrages (a-c) und der Rissbreite (d-f) für jeweils einen Stabdurchmesser und c/d -Verhältnisse von rd. 1, 2 und 3

In Bild 81 sind die bezogenen Verbundfestigkeiten für die Stabdurchmesser a) 12 mm, b) 14 mm und c) 16 mm über dem mittleren Korrosionsabtrag aus numerischen Berechnungen mit jeweils drei Betondeckungen abgebildet. Das Verhältnis aus c/d beträgt jeweils rd. 1, 2 und 3. Zusätzlich sind, wenn vorhanden, die jeweiligen experimentellen Ergebnisse abgebildet. Aus den Diagrammen wird ersichtlich, dass sich die numerischen Verbundfestigkeiten über den Korrosionsabtrag aufgetragen, nahezu unabhängig von Stabdurchmesser und Betondeckung verhalten.

Bei der Betrachtung der gleichen Ergebnisse, jedoch über der Rissbreite anstatt des Korrosionsabtrages aufgetragen, vgl. Bild 81 d), e) und f), erscheinen die numerischen Ergebnisse differenzierter. Daraus wird ersichtlich, dass dem Verhältnis aus Korrosionsabtrag und Rissbreite, dem x_{corr}/w -Verhältnis, eine wesentliche Bedeutung zukommt. Jedoch sei an dieser Stelle erwähnt, dass zwischen dem Korrosionsabtrag x_{corr} und der radialen Expansion Δr der Korrosionsprodukte zu differenzieren ist. Numerisch gesehen, wird dieser Zusammenhang durch die Gleichung (31) festgelegt und kann demnach als linear angenommen werden. In der Realität erzeugt nur ein Teil des durch Korrosion in Korrosionsprodukte umgesetzten Stahls einen Expansionsdruck auf den umgebenden Beton. Der andere Teil der Korrosionsprodukte wandert in das Porengefüge und in sich ausbildende Risse ab, vgl. Abschnitt 6.2.3. Aus den soeben geschilderten Gründen ist bei der Betrachtung von Bild 81 a), b) und c) zu beachten, dass der numerische Korrosionsabtrag eine gleichmäßig über den Umfang und die Länge des Stabes verteilte Expansion darstellt. Ist diese Expansion bekannt, so geht aus Bild 81 a), b) und c) hervor, ist eine Abschätzung der Verbundfestigkeitsabnahme, unabhängig von Stabdurchmesser und Betondeckung, möglich.

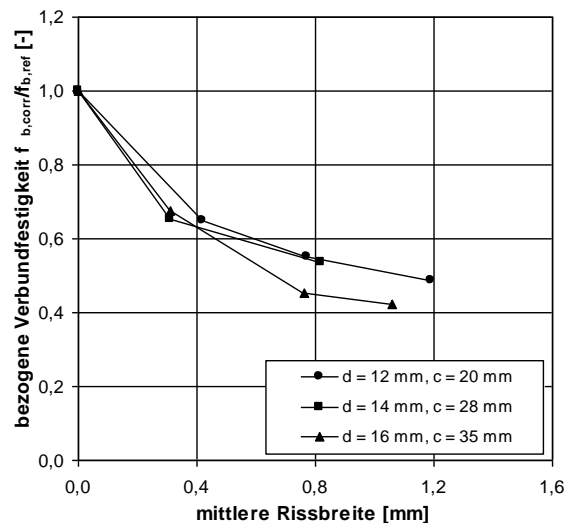
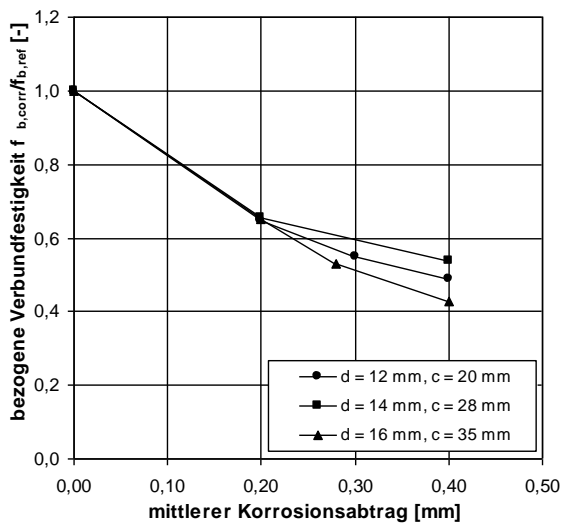
Der Zusammenhang aus Korrosionsabtrag und daraus resultierender Expansion stellt in der Realität jedoch ein großes Problem dar. Bei bekanntem Korrosionsabtrag und dessen Verteilung über den Stab müssten weiterhin der Anteil und die Steifigkeit der Korrosionsprodukte bekannt sein, die zur Bildung der Expansion verantwortlich sind. Da jedoch sowohl die radiale Expansion als auch die Steifigkeit der Expansionsprodukte schwer zu bestimmen sind, stellt die von außen ersichtliche Rissbreite in der Betondeckung eine praktische Alternative zur Abschätzung der Verbundfestigkeit dar. Im Rahmen der durchgeführten FE-Berechnungen erwies sich die Rissbreite als verlässlicher Indikator zur Abschätzung der Restverbundfestigkeit. Es ist jedoch zu beachten, dass die Rissbreite im Gegensatz zum Korrosionsabtrag, respektive der Expansion, sowohl eine Abhängigkeit vom Stabdurchmesser, als auch von der Betondeckung zeigt, vgl. Bild 81 d), e) und f). Diese Abhängigkeit kann als Verhältniswert aus Betondeckung zu Stabdurchmesser, dem c/d -Verhältnis, ausgedrückt werden. Die numerischen Ergebnisse mit einem c/d -Verhältnis von rd. 1 und rd. 2 zeigen eine gute Korrelation mit den experimentellen Ergebnissen. Wird das c/d -Verhältnis auf rd. 3 erhöht, so sinkt die Verbundfestigkeit im Vergleich zu $c/d \leq 2$ anfangs stärker ab. Ein Verbundfestigkeitsverlust von rd. 40 % wird nun bereits bei einer Rissbreite von rd. 0,2 mm anstatt bei rd. 0,4 mm erreicht. Die Abhängigkeit der Verbundfestigkeitsabnahme vom c/d -Verhältnis konnte auch an den Ergebnissen anderer Wissenschaftler, die in Abschnitt 6.4.4 diskutiert wurden, festgestellt werden.

In diesem Zusammenhang wurde auch die Abhängigkeit der Verbundfestigkeitsabnahme vom Stabdurchmesser festgestellt. Dabei ergab sich eine zunehmend ausgeprägtere Verbundfestigkeitsabnahme mit steigendem Stabdurchmesser. Aus diesem Grund wurden die numerischen Ergebnisse analog zu Bild 81 jeweils über den mittleren Korrosionsabtrag und die mittlere Rissbreite mit dem Unterschied in Bild 82 abgetragen, dass jeweils unterschiedliche Stabdurchmesser mit gleichem c/d -Verhältnis dargestellt werden. Dabei wurde in Bild 82 a) und d) ein c/d -Verhältnis von 1, in Bild 82 b) und e) ein c/d -Verhältnis von rd. 2 und in Bild 82 c) und f) ein c/d -Verhältnis von 3 aufgetragen. Anhand der Darstellung über dem numerischen mittleren Korrosionsabtrag wird analog zu Bild 81 ersichtlich, dass die Verbundfestigkeitsabnahme unabhängig von Stabdurchmesser und Betondeckung ist. Hingegen wird bei der Betrachtung der bezogenen Verbundfestigkeiten über der mittleren Rissbreite erneut der Einfluss des c/d -Verhältnisses ersichtlich. Des Weiteren geht aus Bild 82 d), e) und f) hervor, dass bei einem c/d -Verhältnis von 1 der Stabdurchmesser bei hohen Korrosionswerten einen deutlicheren Einfluss hat als bei c/d -Verhältnissen von 2 und 3. Dabei nimmt die Verbundfestigkeit bei den Stabdurchmessern 14 mm und 16 mm prozentual etwa um den gleichen Betrag bei vergleichbaren Rissbreiten ab. Im Gegensatz dazu tritt eine vergleichbare Verbundfestigkeitsabnahme bei einem Stabdurchmesser von 12 mm erst bei größeren Rissbreiten auf. Des Weiteren geht aus Bild 82 hervor, dass die Rissbreiten bei vergleichbaren Korrosionsabträgen mit steigendem c/d -Verhältnis abnehmen.



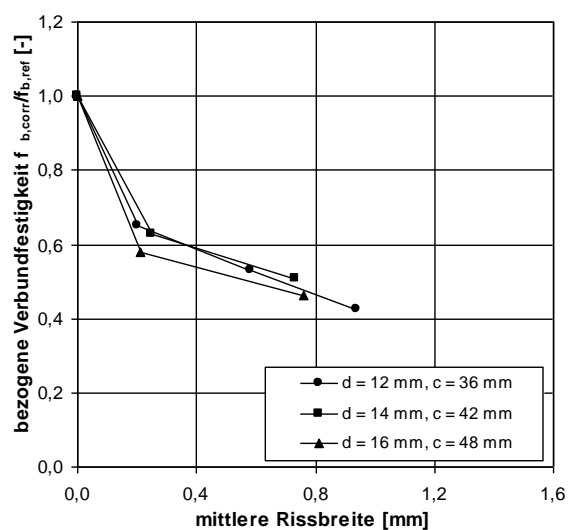
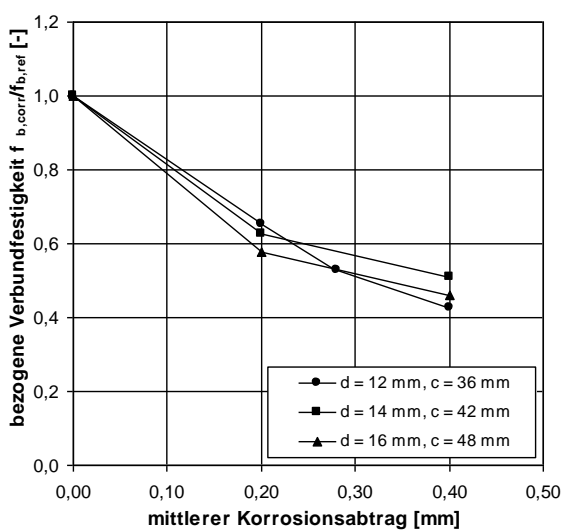
a)

d)



b)

e)



c)

f)

Bild 82: Relative Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit des Korrosionsabtrages (a-c) und der Rissbreite (d-f) für jeweils ein c/d -Verhältnis und Stabdurchmesser von 12 mm, 14 mm und 16 mm

Die Abhängigkeit der Rissbreite vom gewählten c/d -Verhältnis kann anschaulich an Bild 83 verdeutlicht werden. In Bild 83 sind die Rissbilder an Querschnitten von FE-Modellen mit Stabdurchmessern von 12 mm (a-c) und 16 mm (d-e) und jeweils drei c/d -Verhältnissen bei einem mittleren Korrosionsabtrag von $x_{corr} = 0,20$ mm dargestellt. Aus Bild 83 wird ersichtlich, dass die Rissausprägung mit steigendem c/d -Verhältnis in das Probeninnere verlagert wird. Dadurch ist zwar die an der Oberfläche messbare Rissbreite geringer – da bereits der Großteil der freiwerdenden Energie aus der Expansionswirkung im Probeninneren verbraucht wurde – doch ist die Schädigung im Probeninneren dem entsprechenden Korrosionsabtrag und der damit verbundenen Expansion immanent. Ein Vergleich zwischen der Rissbreite an der Betonoberfläche und der korrespondierenden Rissbreite am Stab ist in Bild 103, Seite 116 dargestellt. Aus Bild 83 geht weiterhin hervor, dass bei einem Stabdurchmesser von 12 mm und c/d -Verhältnissen von ≤ 2 bei einem Korrosionsabtrag von $x_{corr} = 0,20$ mm zwei Risse an der Oberfläche sichtbar sind. Im Gegensatz dazu zeigen die übrigen in Bild 83 dargestellten Kombinationen nur einen Riss an der Betonoberfläche. Gleiches wurde auch an den experimentell untersuchten Probekörpern des Typs 1 und 3 festgestellt, vgl. Abschnitt 6.4.2.

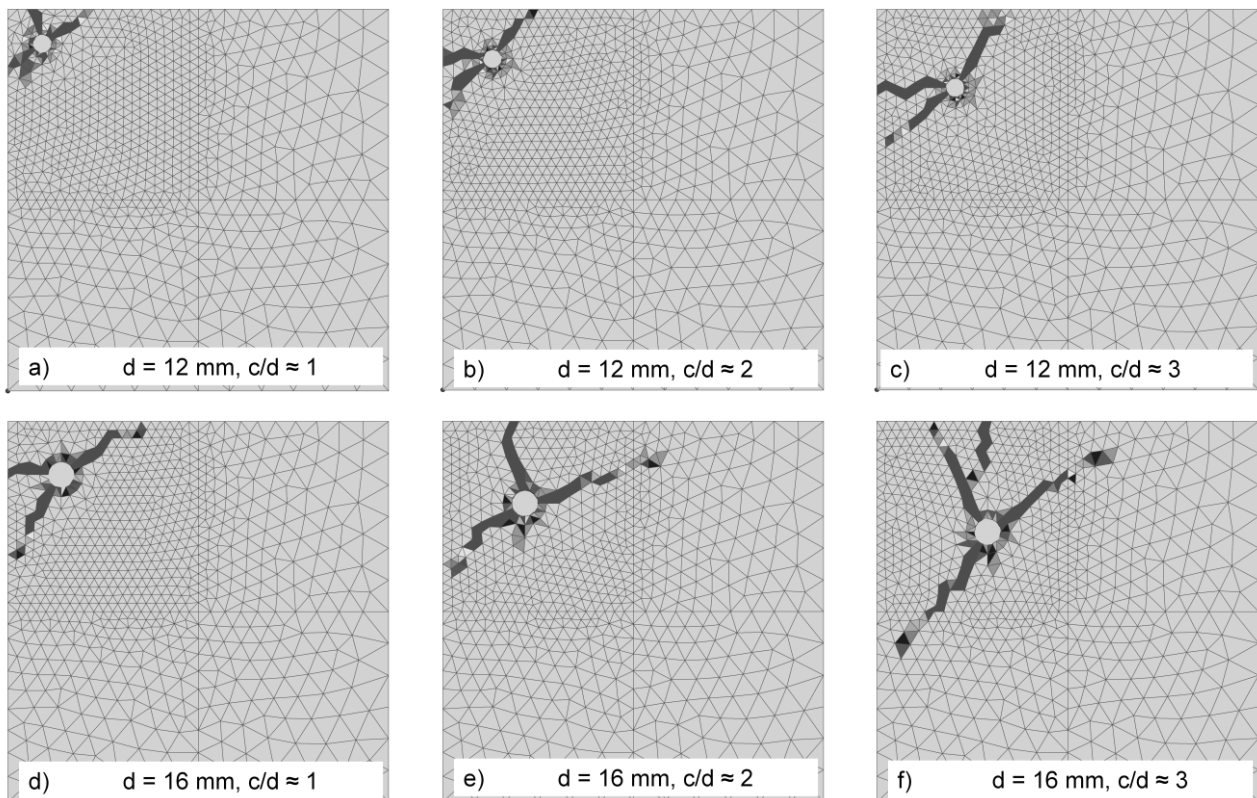


Bild 83: Rissverlauf im Modellquerschnitt bei einem mittleren Korrosionsabtrag von $x_{corr} = 0,20$ mm und c/d -Verhältnissen von 1, 2 und 3 für Modelle mit 12 mm Stabdurchmesser (a-c) und Modelle mit 16 mm Stabdurchmesser (d-e)

Die zuvor erwähnte Veränderung des Verlaufes der Verbundfestigkeits-Rissbreiten-Beziehung mit der Erhöhung des c/d -Verhältnisses von rd. 2 auf rd. 3 kann mittels der allgemein anerkannten Verbundtheorie, dem Druckkegel-Zugring Modell, erklärt werden, vgl. Bild 84. Aus den numerischen Berechnungen konnte abgeleitet werden, dass der Durchmesser des sich im Beton ausbildenden Zugringes in etwa dem dreifachen Stabdurchmesser entspricht. Ist demnach eine Betondeckung von mindestens dem dreifachen Stabdurchmesser gegeben, so kann sich die volle Verbundwirkung entfalten. Nimmt die Betondeckung einen kleineren Wert an, so befinden sich theoretisch Teile des Zugringes außerhalb des Betons und die Verbundwirkung ist gegenüber dem zuvor erwähnten Fall bereits im ungerissenen Zustand reduziert. Kommt es nun zur Bildung von Rissen hervorgerufen durch Korrosion, so wirkt sich die Schwächung des für den Verbund relevanten Betonbereiches auf den Fall mit voller Verbundwirkung ($c/d = 3$) stärker aus, als auf den Fall mit von vornherein reduzierter Verbundwirkung ($c/d \leq 2$). Besonders deutlich wird dies bei der Betrachtung der Absolutwerte der Verbundfestigkeiten bezogen auf die Rissbreite, vgl. Bild 85.

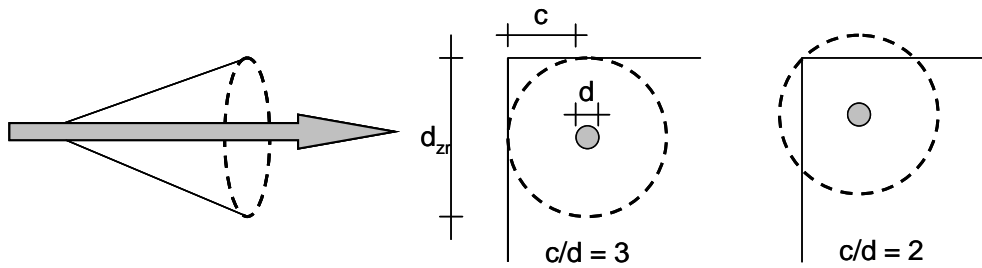


Bild 84: Druckkegel-Zugring Modell sowie Darstellung des Einflussbereiches des Zugrings

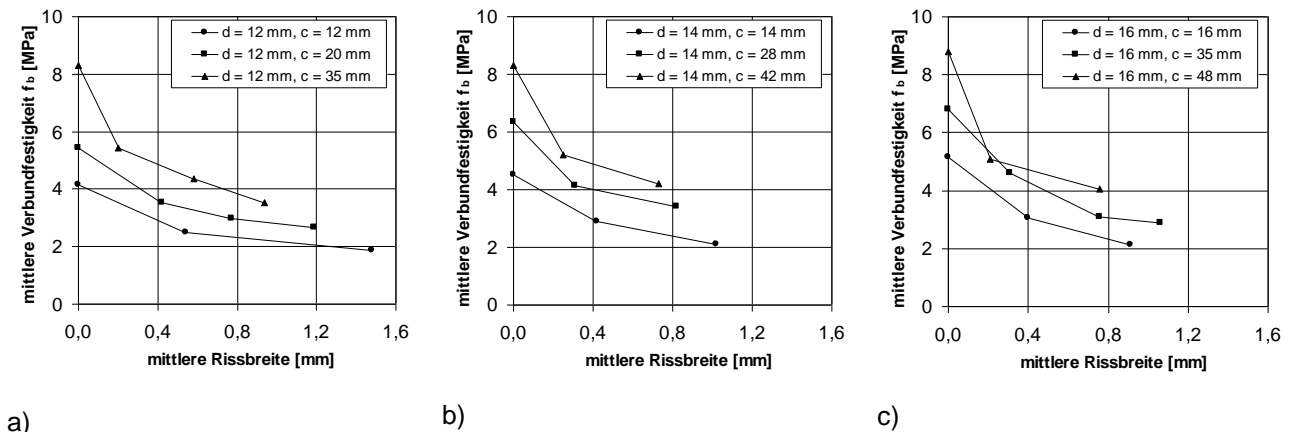


Bild 85: Absolutwerte der numerischen Verbundfestigkeiten in Abhängigkeit der Rissbreite für Modelle mit a) 12 mm b) 14 mm und c) 16 mm Stabdurchmesser mit jeweils unterschiedlichen Betondeckungen

8.3 Auslastung der Bügelbewehrung

Die Auswertung der experimentellen Ergebnisse der Probekörper mit Bügelbewehrung in Abschnitt 6.4.3 ergab keinen erkennbaren Einfluss einer Schwächung der Bügelbewehrung auf die Verbundfestigkeit mit zunehmender Korrosion. Dazu wurden Probekörper untersucht, deren Bügel dem beschleunigten Korrosionsprozess ausgesetzt waren (Typ 2 und 4) sowie Probekörper, deren Bügel vor der beschleunigten Korrosion geschützt waren (Typ 5 und 6). Offen blieb die Frage nach der Auslastung der Bügelbewehrung. Zur Beantwortung dieser Frage wurden FE-Berechnungen durchgeführt, die geometrisch den Typ 2 und Typ 4 Probekörpern entsprechen. Die Modelle wurden dahingehend vereinfacht, dass jeweils nur ein Längsstab und die zwei für diesen Stab relevanten Bügel modelliert wurden. Eine detaillierte Modellbeschreibung wurde bereits in Abschnitt 7.4 gegeben.

Die Einwirkungen respektive Belastungen auf die Bügelbewehrung können in zwei Anteile unterteilt werden. Zum einen baut der Längsstab aufgrund der Expansion der Korrosionsprodukte einen radial wirkenden Sprengdruck auf, vgl. Bild 86. Zum anderen verursacht die Verbundwirkung während des Herausziehens des Stabes eine Biegebelastung sowie eine Abhebewirkung des Längsstabes vergleichbar mit der, hervorgerufen durch die Korrosion, vgl. Bild 87.

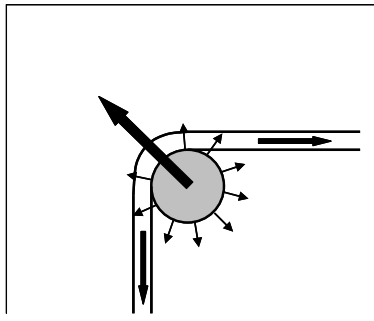


Bild 86: Längsstab in Ecklage mit resultierenden Kräften am Stab und im Biegel hervorgerufen durch die Expansion der Korrosionsprodukte

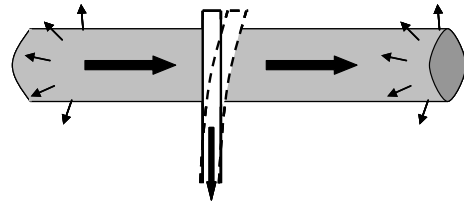


Bild 87: Längsstab in Ecklage mit resultierenden Kräften am Stab und im Biegel hervorgerufen durch die Verbundwirkung beim Herausziehen des Stabes

Im numerischen Modell wurden die Bügel mittels 1D-Stabelementen modelliert. Die Stäbe waren im Bereich der Rippen des Längsstabes mit diesen verbunden. Da die Expansionsbelastung in den Rippentälern aufgebracht wurde, konnte eine direkte Einleitung der Expansionskräfte in die Bügel vermieden werden. In der Realität bilden sich zwar auch Korrosionsprodukte zwischen Bügel und Längsstab, doch die Hauptbelastung stammt aus der radialen Stabverschiebung, die punktuell in den Bügel eingetragen wird. Die Bügelelemente des Modells wurden während der unterschiedlichen Korrosionsstadien nicht mit einer dem Längsstab vergleichbaren Expansionsbelastung beaufschlagt.

In Bild 88 ist das Bruchbild eines bügelbewehrten Typ 2 Modells mit 12 mm Stabdurchmesser, 20 mm Betondeckung und zwei Bügeln mit jeweils 6 mm Durchmesser im zweiten Korrosionsstadium nach Erreichen der Höchstlast dargestellt. Der durch Korrosion hervorgerufene Längsriss ist an der Oberseite des Modells zu sehen. In Bild 89 sind der Längsstab und die Bügel aus dem Inneren des FE-Modells dargestellt. An den Bügeln ist mittels einer schematischen Balkendarstellung die Verteilung der Spannungen in Bügellängsachse aufgetragen. Aus der Verteilung der Spannungen wird ersichtlich, dass der Bereich des Korrosionsrisses (oben) die höchsten Spannungen aufweist.

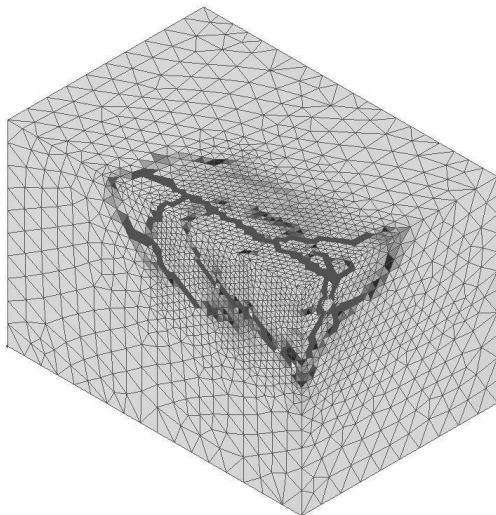


Bild 88: Bruchbild des numerisches Modells mit Bügelbewehrung

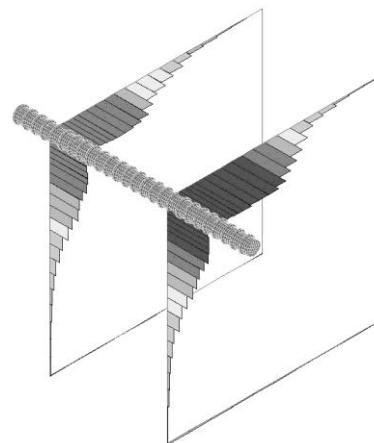


Bild 89: Schematische Ansicht der Spannungsverteilung in Bügellängsachse

In Bild 90 sind die bezogenen Verbundfestigkeiten über den Korrosionsabträgen der FE-Berechnungen und der Experimente mit a) 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung sowie mit b) 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung abgebildet. Aus dem Vergleich der numerischen mit den experimentellen Ergebnissen in Bild 90a wird ersichtlich, dass die Berechnungen mit hohen Korrosionsabträgen in Kombination mit einer Betondeckung von 20 mm zur Unterschätzung der experimentellen Ergebnisse geführt haben.

Im Falle der Probekörper mit 35 mm Betondeckung konnte mittels der Numerik der Verlauf der Verbundfestigkeit über den Korrosionsabtrag gut nachvollzogen werden, vgl. Bild 90b.

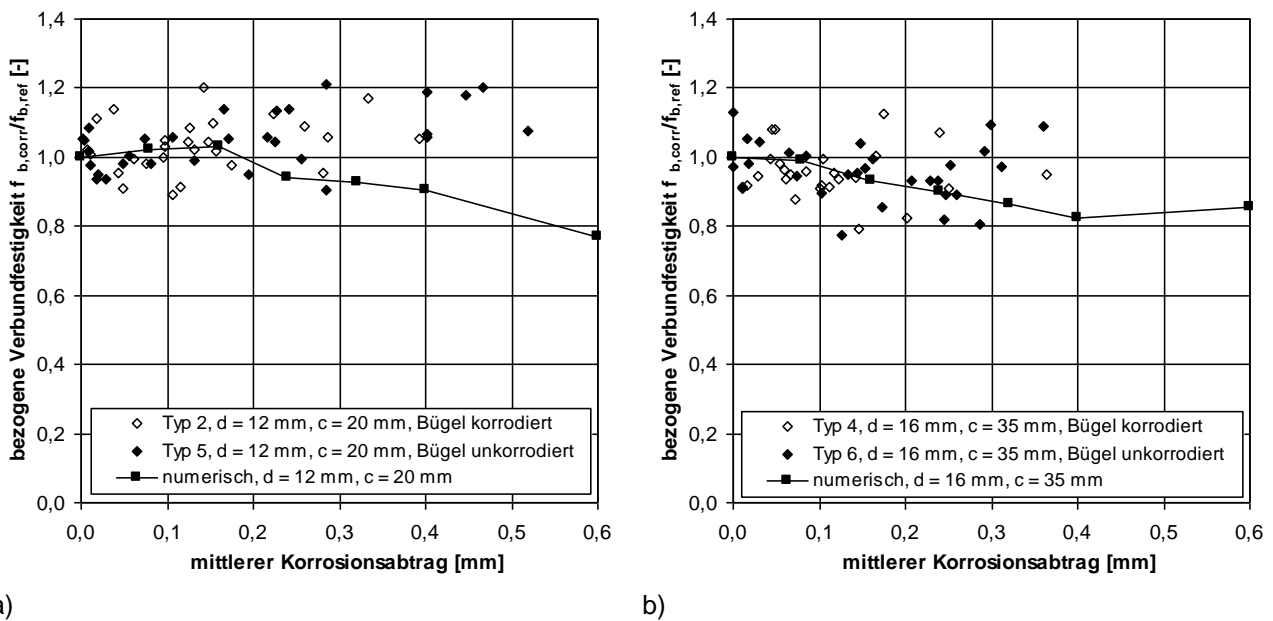


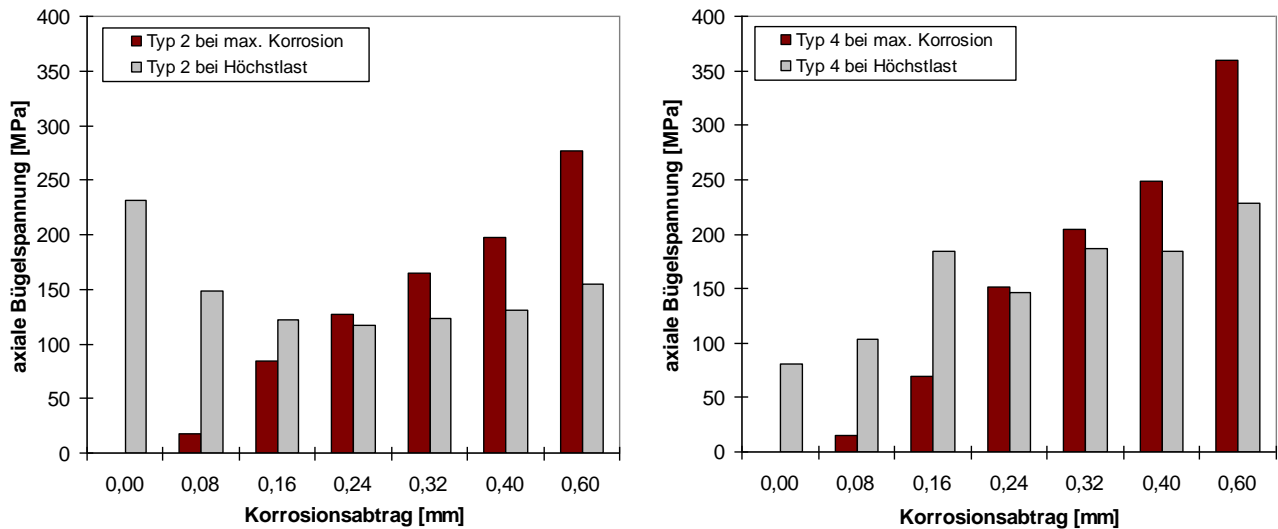
Bild 90: Numerische und experimentelle bezogene Verbundfestigkeiten über dem Korrosionsabtrag a) mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung sowie b) mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung

Zur Beantwortung der Frage nach der Auslastung der Bügel sind in Bild 91 die maximalen Bügelspannungen in Bügellängsachse a) für die Typ 2 Modelle mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung sowie b) für die Typ 4 Modelle mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung aufgetragen. Die dargestellten Spannungen sind jeweils dem in Ausziehrichtung vorderen Bügel entnommen, da dieser stets die größeren Spannungen aufwies. Anhand der in den Diagrammen von Bild 91 dargestellten roten Balken wird ersichtlich, dass die Bügelspannung mit zunehmender Korrosion des Längsstabes stetig ansteigt und bei maximaler Korrosion ihren höchsten Wert erreicht. Anhand von Bild 86 wird ersichtlich, dass unter der Annahme einer radial gleichmäßigen Korrosion der Längsstab in Richtung Probenecke gedrückt wird. Dies entspricht der resultierenden Radialkraft des Längsstabes. Der Bügel wirkt dieser Kraft entgegen und so verteilt sich die Resultierende des Längsstabes auf die beiden Bügelarme. Steigt der Durchmesser des Längsstabes, so steigt auch die resultierende Kraft des Längsstabes und die Spannungen im Bügel steigen an. Das zeigen auch die numerischen Berechnungen, vgl. Bild 91 a) und b).

Die Wechselwirkung dieser Kräfte sorgt dafür, dass der Längsstab an seiner Innenseite stärker an den Beton gepresst wird. Diese Art der Bügelvorspannung mit zunehmender Korrosion erklärt auch die Zunahme der Verbundfestigkeiten mit zunehmender Korrosion, die bei den experimentell untersuchten Probekörpern mit Bügeln festgestellt wurden.

Bei der Betrachtung der Bügelspannungen bei Höchstlast, vgl. graue Balken in Bild 91, wird ersichtlich, dass die Werte für Korrosionsabträge bis $x_{corr} = 0,16$ mm nach dem Aufbringen der Korrosionsexpansion noch ansteigen. Bei Korrosionsabträgen ab $x_{corr} = 0,24$ mm ist die Bügelspannung bei Höchstlast geringer als nach dem Aufbringen der maximalen Korrosionsexpansion. Numerisch kann diese Tatsache damit erklärt werden, dass die unter Druck stehenden Betonelemente entlang der nach innen gewandten Stabseite durch die zusätzlich zur Druckbelastung aufgebrachte Schubbelastung durch das Herausziehen des Stabes einen Verlust an Steifigkeit zeigen. In der Realität wird zu diesem Zeitpunkt der Beton zwischen den Rippen zerdrückt. Inwieweit Numerik und Realität bezüglich dieser Tatsache übereinstimmen, kann an dieser Stelle nicht abschließend beantwortet werden. Es bleibt hier unbeantwortet, ob die Bügelspannung zwischen aufgebrachter Korrosionsexpansion und Erreichen der Höchstlast bei Herausziehen des Stabes noch einmal ansteigt.

Nichtsdestotrotz wird für die nachfolgende Berechnung der Bügelauslastung die maximale Bügelspannung nach Aufbringen der Korrosionsexpansion als Maximalwert herangezogen. Da davon ausgegangen werden kann, dass der numerisch berechnete Wert über dem real vorkommenden Wert liegt, da, wie in Abschnitt 6.2.3 erwähnt, die Korrosion an der Stabaußenseite größer ist als an der Stabinnenseite, kann diese Annahme als auf der sicheren Seite liegend angesehen werden.



a)

b)

Bild 91: Maximale Bügelspannungen am vorderen Bügel zu unterschiedlichen Korrosionsstadien jeweils nach Aufbringen der Korrosionsexpansion und bei Höchstlast, a) für das Typ 2 Modell mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung und b) für das Typ 4 Modell mit 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung

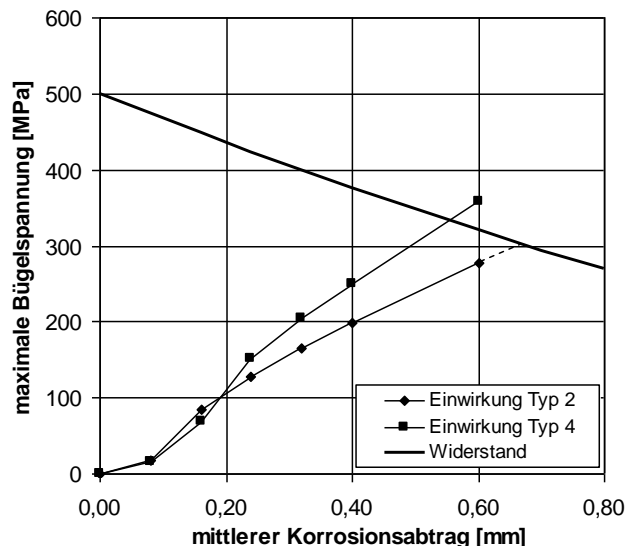


Bild 92: Gegenüberstellung von Einwirkung und Widerstand der Bügelspannung in Abhängigkeit des Korrosionsabtrages mit linearer Extrapolation der Einwirkungen (gestrichelte Linie)

Die Auslastung der Bügel ist grafisch in Bild 92 dargestellt. Bezüglich der Einwirkungen sind für die numerisch untersuchten Korrosionsabträge die dadurch hervorgerufenen Bügelspannungen aufgetragen. Der Bügelwiderstand berechnet sich aus der Streckgrenze des Bügels ($f_y = 500$ MPa) bezogen auf den tatsächli-

chen Querschnitt. Aus dem Diagramm wird ersichtlich, dass die Bügel bei den experimentell maximal erreichten Korrosionsabträgen zu rd. 60 % im Fall der Typ 2 und zu rd. 75 % im Fall der Typ 4 Modelle ausgelastet waren. Die Auslastung bezieht sich jeweils auf das Erreichen der Streckgrenze des geschwächten Bügelquerschnittes bei dem im Experiment maximal erreichten Korrosionsabtrag von $x_{corr} = 0,45$ mm. Aus Bild 92 wird weiterhin ersichtlich, dass die Streckgrenze der Bügel bei einem mittleren Korrosionsabtrag von rd. $x_{corr} = 0,65$ mm im Fall der Typ 2 und bei rd. $x_{corr} = 0,55$ mm im Fall der Typ 4 Probekörper erreicht wird. Da wie bereits zuvor erwähnt, die Annahme des radialsymmetrischen Korrosionsabtrags ohne Ansatz eines Verlustes von Korrosionsprodukten in das Porensystem und die sich bildenden Risse getroffen wurde, ist die Grenzwertberechnung in Bild 92 ein konservativer Ansatz.

9 Modell zur Auswirkung der Bewehrungskorrosion auf die Verbundfestigkeit

9.1 Modellüberblick

In den vorangegangenen Kapiteln wurden die Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf den Verbund zwischen Stahl und Beton anhand von experimentellen und numerischen Untersuchungen analysiert. In diesem Kapitel wird nun ein Modell vorgestellt, welches die einzelnen Aspekte dieser Auswirkungen aufgreift und das Verbundfestigkeitsverhalten beschreibt. Es sei vorweg genommen, dass die komplexen Zusammenhänge der Korrosion und des Verbundes und deren Kombination nur in sehr abstrahierter Annäherung mittels eines handhabbaren Modells beschrieben werden können. Auch muss festgehalten werden, dass die Streuungen aus Korrosion und Wahl des Probekörpers, sprich Konstruktion am wahren Bauteil, teilweise größer ausfallen, als die Abstufungen zwischen einzelnen Stabdurchmessern und Betondeckungen. Nichtsdestotrotz können die grundlegenden Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten in Abhängigkeit der Umschließungswirkung nachvollzogen werden, vgl. Bild 93.

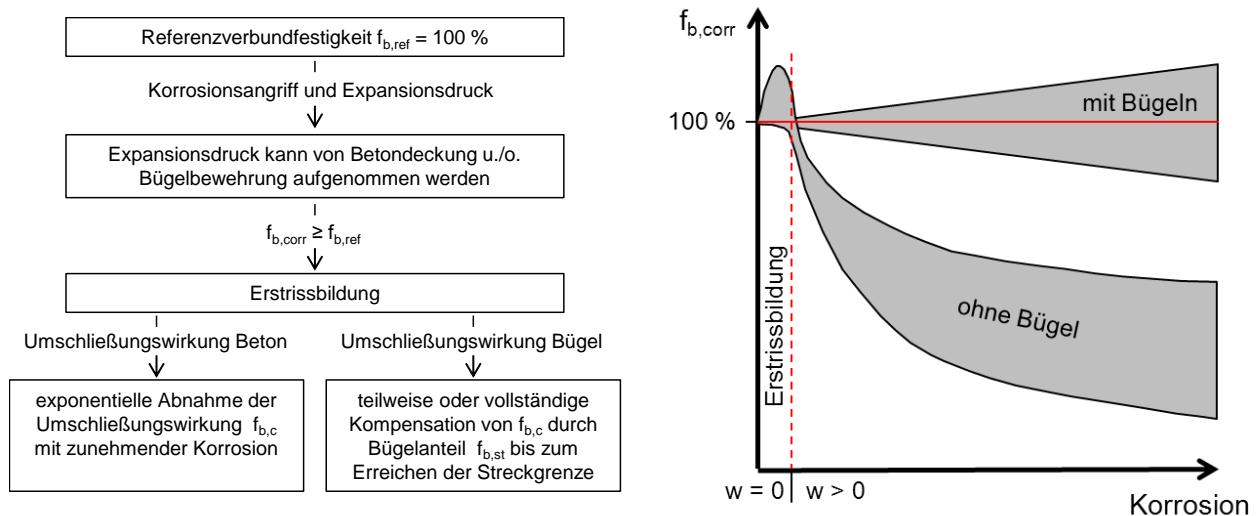


Bild 93: Schematischer Überblick zu den Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf die den Verbund gewährleistenden Umschließungswirkungen Beton und Bügel

Das im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelte Modell zur Beschreibung der Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf die Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Rissbreite $f_{b,corr}(w)$ unter Annahme eines Spaltversagens besteht aus zwei Anteilen: (i) dem Anteil aus der Umschließungswirkung des Betons $f_{b,c}(w)$ und (ii) dem Anteil aus der Umschließungswirkung einer Bügelbewehrung $f_{b,st}(w)$, vgl. Bild 94. Zur Bestimmung des Anteils der Umschließungswirkung des Betons wird zuerst die Referenzverbundfestigkeit ohne Korrosionseinwirkung bestimmt. Anschließend wird die korrosionsabhängige Abnahme der Umschließungswirkung des Betons als Relativwert $f_{brel,c}(w)$ bestimmt. Durch die Multiplikation beider Werte wird der Absolutwert der verbleibenden Verbundfestigkeit ohne Anwesenheit einer Bügelbewehrung bestimmt. Ist diese vorhanden, so wird deren Anteil als Absolutwert aufaddiert. Das Modell ist nachfolgend dargestellt:

$$f_{b,corr}(w) = f_{b,ref} \cdot f_{brel,c}(w) + f_{b,st}(w) \quad [\text{MPa}] \quad (32)$$

mit: $f_{b,corr}(w)$ = Verbundfestigkeit nach Korrosionseinwirkung in Abhängigkeit der Rissbreite [MPa]
 $f_{b,ref}$ = Referenzverbundfestigkeit aus Betonumschließung ohne Korrosionseinwirkung [MPa]
 $f_{brel,c}(w)$ = Relativwert der Umschließungswirkung Beton in Abhängigkeit der Rissbreite [-]
 $f_{b,st}(w)$ = Verbundfestigkeit aus Umschließungswirkung Bügel in Abhängigkeit der Rissbreite [MPa]

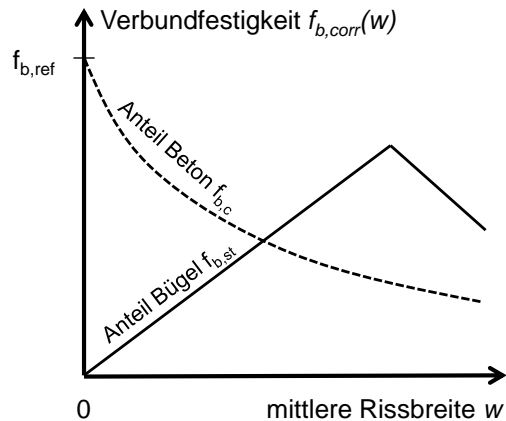


Bild 94: Schematischer Überblick der Anteile des Verbundmodells aus Betonumschließung $f_{b,c}$ und Bügelumschließung $f_{b,st}$

9.2 Bestimmung der Verbundfestigkeit ohne Korrosionseinwirkung

Zur Berechnung der Verbundfestigkeit ohne die Einwirkung der Korrosion – der sog. Referenzverbundfestigkeit – wurde das analytische Modell für das Spaltversagen von *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* als Ausgangspunkt verwendet. Dieses Modell wiederum basiert auf den Annahmen von *Tepfers (1973)*, die in Abschnitt 3.1.3 erläutert sind.

Ausgangspunkt ist, dass sich die Verbundkräfte von gerippten Bewehrungsstäben in einem Winkel α zur Stabachse in den umgebenden Beton ausbreiten, vgl. Bild 5, Seite 18. Diese geneigten Kräfte können in eine Radial- und eine Tangentialkomponente zerlegt werden, die sich über den Tangens von α proportional verhalten. Die Radialkomponente wird als hydraulisch wirkender Druck in einem gedachten Hohlzylinder mit einer Wanddicke entsprechend der geringsten Betondeckung c betrachtet. Zur Berechnung des Risswiderstandes der Betondeckung betrachtete *Tepfers (1973)* die drei in Bild 95 dargestellten Fälle, den elastischen Fall (Gleichung (33)), den teilweise gerissenen elastischen Fall (Gleichung (34)) und den plastischen Fall (Gleichung (35)):

$$f_{b,el} = \frac{f_{ct}}{\tan(\alpha)} \frac{(c + d/2)^2 - (d/2)^2}{(c + d/2)^2 + (d/2)^2} \quad [\text{MPa}] \quad \text{a) elastisch} \quad (33)$$

$$f_{b,per} = \frac{f_{ct}}{\tan(\alpha)} \frac{c + d/2}{1,664d} \quad [\text{MPa}] \quad \text{b) teilweise gerissen elastisch} \quad (34)$$

$$f_{b,pl} = \frac{f_{ct}}{\tan(\alpha)} \frac{2c}{d} \quad [\text{MPa}] \quad \text{c) plastisch} \quad (35)$$

mit: f_{ct} = zentrische Zugfestigkeit des Betons [MPa]
 d = Stabdurchmesser [mm]
 c = Betondeckung [mm]
 α = Neigung der Verbundkräfte gegen die Stabachse (Druckkegel) [°]

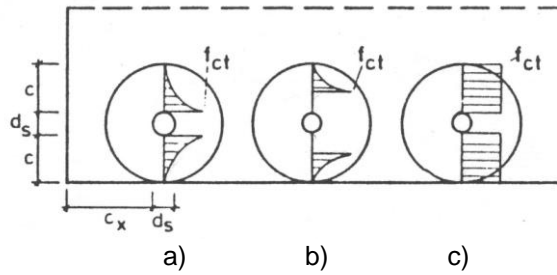


Bild 95: Fallunterscheidungen der Spannungsverteilungen um einen gerippten Bewehrungsstab nach *Tepfers (1973)*: a) elastisch, b) teilweise gerissen elastisch und c) plastisch (*Reinhardt und v. d. Veen 1991*)

Dabei stellt der elastische Ansatz eine untere Grenze und der plastische Ansatz eine obere Grenze dar. Beide Ansätze werden weder in Bezug auf die Geometrie (Rissverteilung) noch in Bezug auf das nichtlineare Materialverhalten des Betons dem tatsächlichen Verbundverhalten gerecht. Der von *Tepfers (1973)* vorgestellte teilweise gerissene elastische Ansatz entspricht geometrisch dem tatsächlichen Verhalten in der Umgebung gerippter Bewehrungsstäbe unter Belastung, was von *Goto (1971)* bestätigt wurde. Dieser Ansatz wurde von *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* aufgegriffen und dahingehend optimiert, dass auch das nichtlineare Materialverhalten des Betons berücksichtigt wird.

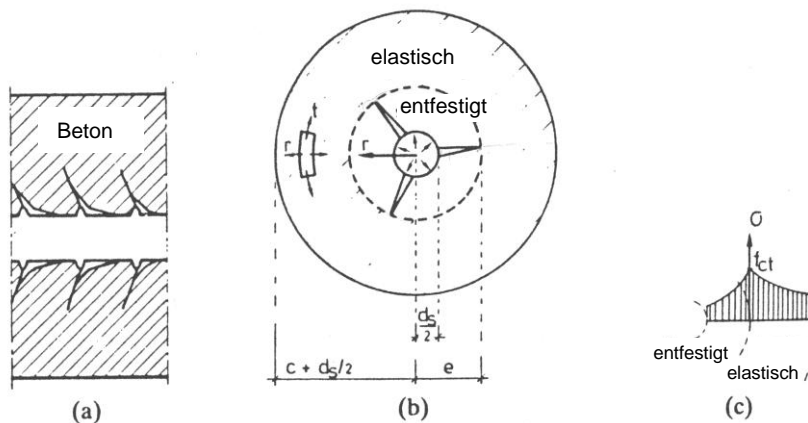


Bild 96: Bewehrungsstab mit umgebendem, teilweise gerissenem, Betonring: a) Längsschnitt mit Rissen, b) Querschnitt unter Angabe des Materialzustandes und c) Spannungsverteilung im Betonring (*Reinhardt und v. d. Veen 1991*)

Im Modell von *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* wird der Widerstand des Betonrings aus (i) dem äußeren ungerissenen Bereich (elastisch) und (ii) dem inneren gerissenen Bereich mit Entfestigungsverhalten zusammengesetzt, vgl. Bild 96. Der Anteil des elastisch angenommenen äußeren Bereichs kann analog zu Gleichung (33) von *Tepfers (1973)* folgendermaßen bestimmt werden:

$$f_{b,el} = \frac{f_{ct} \cdot 2e}{\tan(\alpha) \cdot d} \frac{(c + d/2)^2 - e^2}{(c + d/2)^2 + e^2} \quad [\text{MPa}] \quad (36)$$

Die Risslänge e , bei der das Maximum der elastischen Verbundkomponente auftritt, kann nach *Tepfers (1973)* mittels folgender Gleichung bestimmt werden:

$$e = 0,486 \cdot \left(c + \frac{d}{2} \right) \quad [\text{mm}] \quad (37)$$

Für den gerissenen inneren Bereich erarbeiteten *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* nachfolgende Gleichung:

$$f_{b,soft} = \frac{2f_{ct}(e-d/2)}{\tan(\alpha)d} \left(1 - \left(\frac{2\pi\varepsilon_{cr}}{n \cdot w_c} (e-d/2) \right)^k \frac{1}{k+1} \right) \quad [\text{MPa}] \quad (38)$$

mit: $\varepsilon_{cr} = f_{ct}/E$; Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit [-]
 n = Anzahl der Risse [-]
 $w_c = 5,14 G_F/f_{ct}$ [mm]
 $k = 0,248$; Konstante im Rahmen der zugrundeliegenden Entfestigungsfunktion nach *Powers*

Durch addieren der Gleichungen (33) und (38) bestimmten *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* die Verbundfestigkeit unter Annahme eines teilweise gerissenen elastischen Betonrings mit Entfestigungsverhalten im gerissenen Bereich:

$$f_{b,ref} = f_{b,el} + f_{b,soft} \quad [\text{MPa}] \quad (39)$$

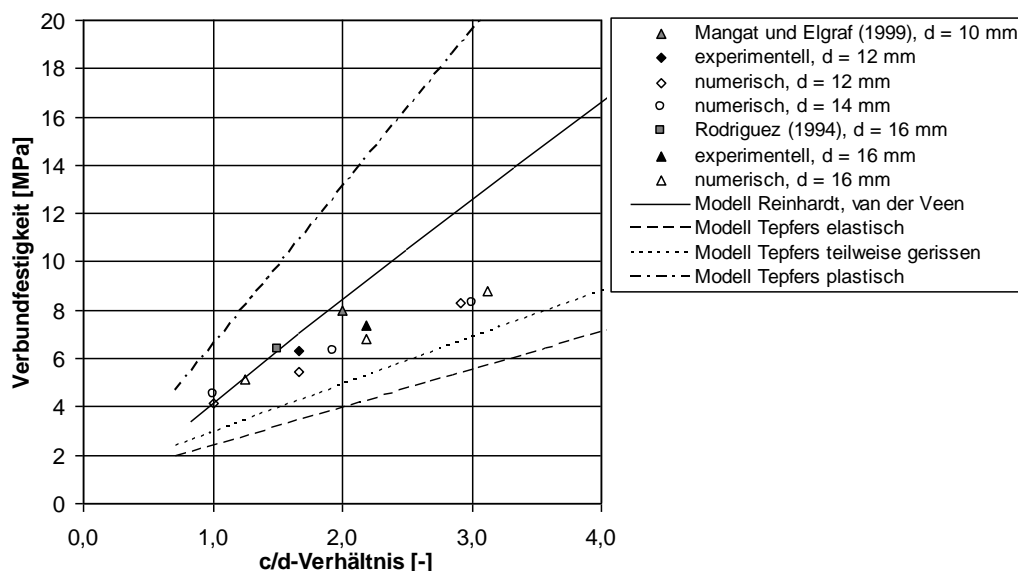


Bild 97: Vergleich der Modelle von *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* - Gleichung (39) und *Tepfers (1973)* - Gleichungen (33), (34) und (35) mit experimentellen und numerischen Ergebnissen

Eine Gegenüberstellung der Modelle von *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* und *Tepfers (1973)* mit eigenen sowie experimentellen und numerischen Ergebnissen anderer Wissenschaftler ist in Bild 97 gegeben. Daraus wird ersichtlich, dass das elastische und das teilweise gerissene Modell von *Tepfers (1973)* die Ergebnisse unterschätzen. Das plastische Modell überschätzt die Ergebnisse hingegen. Das Modell von *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* erfasst die Ergebnisse zwischen rd. $c/d = 1,0 \dots 1,5$ gut, aber überschätzt die Ergebnisse für $c/d > 1,5$. Die Validierung des Modells von *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* erfolgte seinerzeit überwiegend anhand von experimentellen Ergebnissen aus RILEM Pull-out-Tests, die eine gute Korrelation ergaben – auch für c/d -Verhältnisse größer 1,5. Die in Bild 97 dargestellten numerischen und experimentellen Ergebnisse stammen überwiegend aus Untersuchungen an Balken- und Balkenend-Probekörpern, die durch Spalten der Betondeckung versagten.

Dem Modell von *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* liegt die Annahme zugrunde, dass die Rissbildung (teilweise gerissener Zustand) einen Teil des Bauteilwiderstandes darstellt. Dies hat laut *Ožbolt (1995)* zur Folge, dass die Nennfestigkeit (in diesem Fall die Verbundfestigkeit) nicht nur von den Bruchigenschaften des Materials, sondern auch von der Größe und der Form des Bauteils abhängen. Demnach muss für den vorliegenden Fall der Maßstabeffekt berücksichtigt werden.

Für den vorliegenden Fall kann eine negative Geometrie angenommen werden. D. h., dass der Riss bis zur Höchstlast kontrolliert anwachsen kann – in diesem Fall bis zum Erreichen der Risslänge e nach Gleichung (37). Zur Erfassung des Maßstabeffektes müssen die relevanten Parameter bekannt sein. Im vorliegenden Fall sind das die Betondeckung und der Stabdurchmesser, die zusammen als c/d -Verhältnis ausgedrückt werden. Zur Beachtung des Maßstabeffektes im Modell von *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* wurde die Berechnung der Risslänge bei Höchstlast e um einen Faktor erweitert und somit zur effektiven Risslänge bei Höchstlast e_{eff} gemacht:

$$e_{eff} = e \cdot \left(\frac{1}{c/d} \right)^{0,4} \quad [\text{mm}] \quad (40)$$

Der Exponent für den Faktor zur Beachtung des Maßstabeffektes wurde zu 0,4 angenommen, da somit eine gute Korrelation mit den experimentellen und numerischen Ergebnissen erzielt werden konnte. Ein Vergleich des Modells von *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* mit dem neuen Ansatz unter Berücksichtigung des Maßstabeffektes ist in Bild 98 dargestellt. Daraus wird ersichtlich, dass der neue Modellansatz eine gute Korrelation über den für das Spaltversagen relevanten Bereich von $c/d = 1 \dots 3$ darstellt.

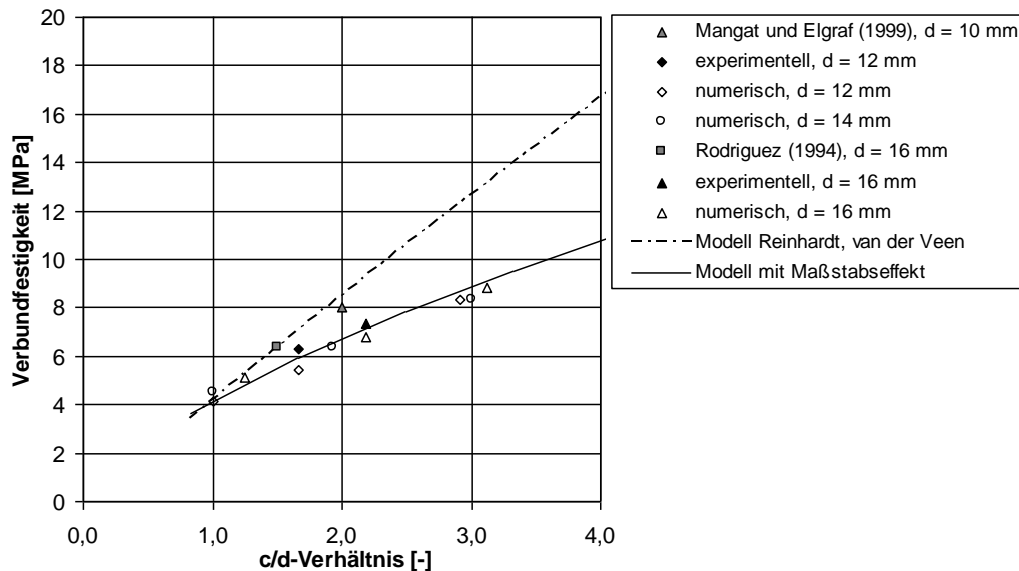


Bild 98: Vergleich der Modelle von *Reinhardt und v. d. Veen (1991)* - Gleichung (39) und dem Modell unter Berücksichtigung des Maßstabeffektes mit experimentellen und numerischen Ergebnissen

Nachfolgend sind die Gleichungen zur Ermittlung des elastischen Anteils und des gerissenen Anteils aufgeführt. Die resultierende Referenzverbundfestigkeit $f_{b,ref}$ kann dann mittels Gleichung (39) ermittelt werden.

$$f_{b,el} = \frac{f_{ct} 2e_{eff} (c+d/2)^2 - e_{eff}^2}{\tan(\alpha)d (c+d/2)^2 + e_{eff}^2} \quad [\text{MPa}] \quad (41)$$

$$f_{b,soft} = \frac{2f_{ct}(e_{eff} - d/2)}{\tan(\alpha)d} \left(1 - \left(\frac{2\pi\varepsilon_{cr}}{n \cdot w_c} (e_{eff} - d/2) \right)^k \frac{1}{k+1} \right) \quad [\text{MPa}] \quad (42)$$

Im Rahmen der experimentellen und numerischen Untersuchungen an Probekörpern mit Bügelbewehrung wurde eine Erhöhung der Verbundfestigkeit gegenüber geometrisch identischen Proben ohne Bügelbewehrung festgestellt, vgl. Abschnitt 6.1.2. Die Erhöhung lag bei rd. 17 % und wird im Modell über den Faktor Ψ

erfasst. Dieser Faktor nimmt in Abwesenheit einer Bügelbewehrung den Wert 1,0 an. Das Modell zur Bestimmung der Referenzverbundfestigkeit nimmt damit folgende Form an:

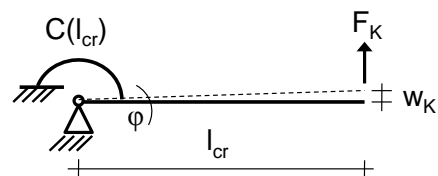
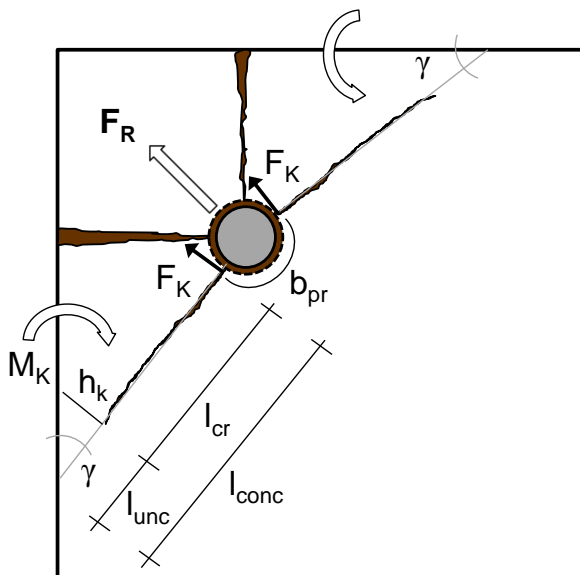
$$f_{b,ref} = \psi(f_{b,el} + f_{b,soft}) \quad [\text{MPa}] \quad (43)$$

9.3 Bestimmung der Verbundfestigkeit mit Korrosionseinwirkung

9.3.1 Anteil aus der Umschließungswirkung des Betons

Im Rahmen der Untersuchungen zum Einfluss der Bewehrungskorrosion auf die Verbundfestigkeit stellte sich heraus, dass selbst nach Bildung erster Längsrisse in der Betondeckung eine Restverbundfestigkeit vorhanden ist. Die Modelle zur Berechnung der Verbundfestigkeit ohne Bewehrungskorrosion, wie u. a. in Abschnitt 9.2 vorgestellt, können diese Resttragfähigkeit nicht abbilden. Die in Abschnitt 4.4 vorgestellten Modelle können die Verbundfestigkeitsänderung in Bezug auf das Korrosionsstadium abbilden, doch sind es entweder reine Regressionsanalysen experimenteller Ergebnisse oder sehr komplexe analytische Modelle, die einerseits eine Vielzahl von Parametern und andererseits einen hohen Rechenaufwand verursachen. Aus diesem Grund wurden im Rahmen dieser Arbeit Überlegungen zum Lastabtrag eines korrodierenden Bewehrungsstabes in Ecklage angestellt, die nachfolgend vorgestellt werden.

Aus Abschnitt 6.4 wurde ersichtlich, dass die Verbundfestigkeit bei Probekörpern ohne Bügelbewehrung mit zunehmender Korrosion eine exponentielle Abnahme zeigt. Da hier der umgebende Beton die einzige Umschließungswirkung darstellt, ist davon auszugehen, dass die Wirkung der Betonumschließung mit steigender Korrosion ebenfalls exponentiell abnimmt. Der Verlauf dieser Abnahme wird maßgeblich durch den Stabdurchmesser und das c/d -Verhältnis bestimmt, vgl. Abschnitt 6.4.4 und 8.2. Aus Abschnitt 6.4.4 ergab sich weiterhin, dass sowohl die Betonfestigkeit als auch die Betonierlage für den Verlauf der Abnahme der Verbundfestigkeit eine untergeordnete Rolle spielen. Die Umschließungswirkung des Betons setzt sich aus einem spaltkraftabhängigen Reibungsanteil und einem spaltkraftunabhängigen Adhäsionsanteil zusammen. Die für den Reibungsanteil verantwortliche Spaltkraft und die damit verbundene exponentielle Abnahme der Umschließungswirkung des Betons kann gut an einem Stabmodell erläutert werden, vgl. Bild 99 und Bild 100.



- F_R = Resultierende aus Korrosion
- F_K = Konsolkraft aus Korrosion
- M_K = Moment der Konsole
- l_{conc} = maximale Risslänge
- l_{cr} = interne Risslänge = Konsollänge
- l_{unc} = ungerissener Bereich
- h_K = Konsolhöhe
- b_{pr} = Anpressbereich aus Konsolwirkung
- w_K = Rissbreite am Bewehrungsstab
- γ = Winkel der internen Risse
- φ = Risswinkel w_K
- $C(l_{cr})$ = Konsollängenabhängige Feder

Bild 99: Schematischer Überblick der Korrosionswirkung eines Stabes in Ecklage mit Konsolwirkung der Betondeckung **Bild 100:** Stabmodell der Konsolwirkung

Aufgrund der Expansionswirkung der Korrosionsprodukte entwickelt der Stab unter Annahme der Ecklage mit gleichen Betondeckungen zu beiden Seiten eine resultierende Kraft F_R in Richtung der freien Ecke. Zuerst entsteht ein externer Riss, der die Betondeckung an einer schmalen Stelle durchtrennt. Im Inneren entstehen gleichzeitig zwei interne Risse, da der externe Riss keine vollständige Entspannung der Expansi-

onswirkung herbeiführen kann. Durch diese Rissbildung entstehen zwei Betonkonsolen, deren „freie“ Enden am Bewehrungsstab liegen und durch die Expansion der Korrosionsprodukte jeweils mit der Kraft F_K nach außen gedrückt werden, vgl. Bild 99. Die Betonkonsolen stellen dieser Kraft in Abhängigkeit der Konsollänge, die der Risslänge der internen Risse l_{cr} entspricht, das Moment M_K entgegen. Dadurch wird der Stab nach innen gedrückt, wodurch in Abhängigkeit des Reibungskoeffizienten zwischen Stab und Beton der Reibungsanteil an der Verbundfestigkeit hervorgerufen wird. Die Länge der internen Risse wird durch die Konsolkraft F_K und die Federkraft der Konsole $C(l_{cr})$ bestimmt, die mit zunehmender Risslänge sinkt. Gleichzeitig wird dadurch die Rissbreite am Bewehrungsstab bestimmt, welche der Konsolverchiebung am freien Ende entspricht. Demnach ist eine Lösung dieses Zusammenhanges nur iterativ möglich. Komplexe analytische Modelle zur iterativen Berechnung der korrosionsabhängigen Anteile der Betondeckung wurden in Abschnitt 4.4 vorgestellt.

In der vorliegenden Arbeit wurde ein anderer Weg beschritten. Aufgrund der zuvor beschriebenen komplexen Zusammenhänge, die zur Lösung eine Vielzahl von zum Teil schwer bestimmbareren Eingangsparametern erfordern, wurde anhand der experimentellen und numerischen Ergebnisse ein korrosionsabhängiger Zusammenhang zwischen der von außen messbaren Rissbreite und der Verbundfestigkeit abgeleitet, der von den geometrischen Parametern Stabdurchmesser und Betondeckung abhängt.

Aus diesem Grund wurden die FE-Berechnungen der Typ 1 und Typ 3 Modelle zu unterschiedlichen Korrosionsstadien bezüglich der Risslängen im Querschnitt und der Rissbreiten am Bewehrungsstab ausgewertet, vgl. Bild 101 und Bild 102.

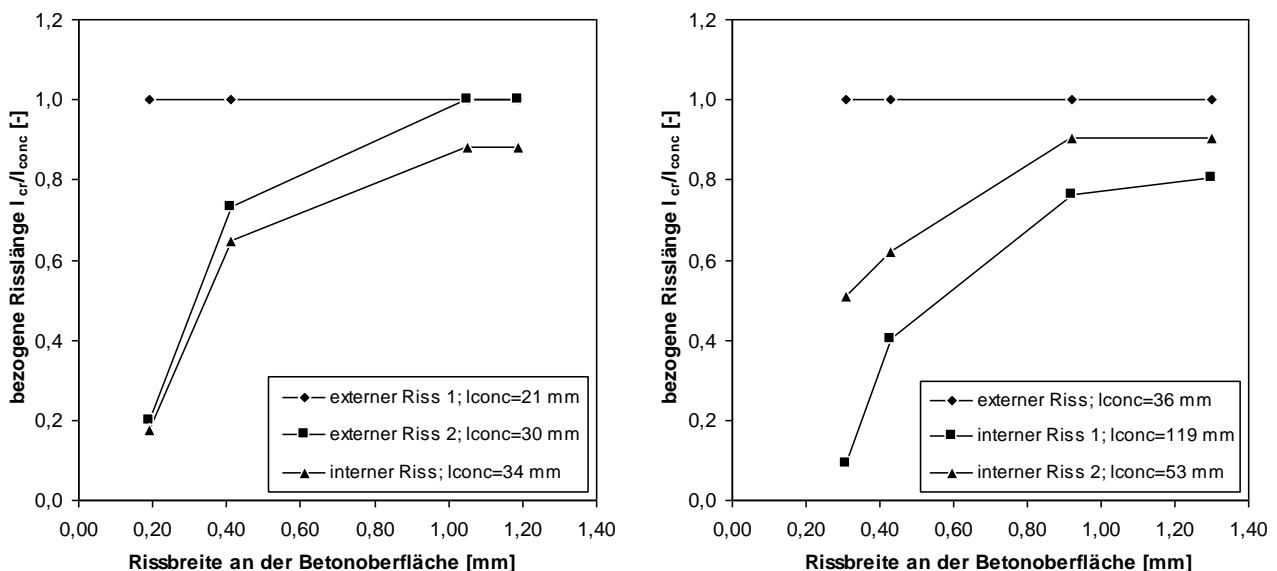


Bild 101: Bezogene Risslänge über Rissbreite in der Betondeckung für a) das Typ 1 und b) das Typ 3 Modell

Aus Bild 101 wird ersichtlich, dass mit zunehmender Korrosion, in diesem Fall über die Rissbreite dargestellt, die Risslänge ausgehend vom Bewehrungsstab exponentiell zunimmt. Bereits bei einer Rissbreite von rd. 0,3 mm haben die internen Risse eine Länge von rd. 50 % ihrer Maximallänge erreicht. Anschließend wachsen die Risse langsamer. Die Ursache für dieses Verhalten ist in der Steifigkeit der Betonkonsolen begründet. Aufgrund des dreieckigen Konsolquerschnittes nimmt die Steifigkeit der Konsole gegenüber der Biegebeanspruchung durch die Konsolkraft F_K mit zunehmender Konsollänge ab. Mit dem Verlust der Steifigkeit der Betonkonsole durch Zunahme der Risslänge nimmt das Konsolmoment M_K ab, wodurch die Reibungskomponente als Anteil der Verbundfestigkeit sinkt. Dieser Zusammenhang ist die Hauptursache für den Abfall der Verbundfestigkeit nach einsetzender Längsrissbildung. Der noch verbleibende Anteil ist der spaltkraftfreie Adhäsionsanteil. Eine nähere Beschreibung der Rissverteilung im Querschnitt wurde bereits in Abschnitt 6.2.5 gegeben.

Durch die Gegenüberstellung der Rissbreiten an der Betonoberfläche und am Stab (vgl. Bild 102) wird ersichtlich, dass das Typ 1 Modell mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung ungefähr ein Verhältnis von 1:1 zwischen den Rissbreiten aufweist. Das Typ 3 Modell mit 16 mm Stabdurchmesser und

35 mm Betondeckung zeigt hingegen eine rd. 1,8-fach größere Rissbreite am Stab gegenüber der von außen messbaren Rissbreite an der Betonoberfläche. Anschaulich visualisiert ist dies in Abschnitt 8.2, Bild 83. D. h., dass das Typ 3 Modell bei gleicher Rissbreite an der Staboberfläche eine stärkere innere Schädigung aufweist.

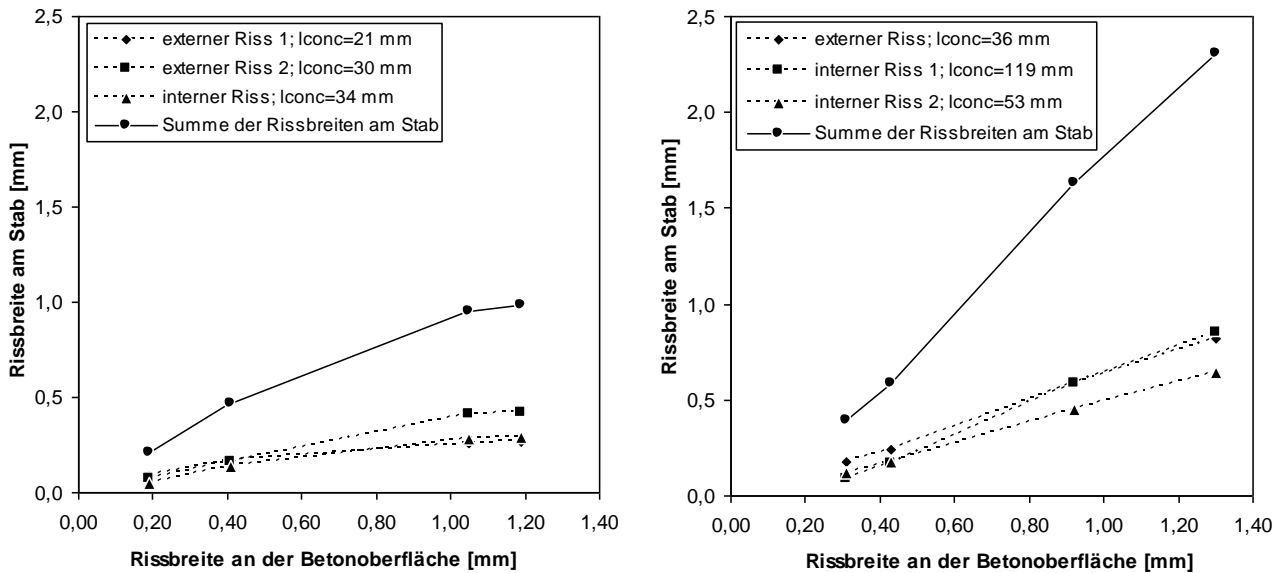


Bild 102: Rissbreiten am Stab einzeln und aufsummiert über die Rissbreite an der Betonoberfläche, jeweils für a) das Typ 1 Modell und b) das Typ 3 Modell

Aufgrund der Komplexität der zuvor genannten Zusammenhänge wurde für die Beschreibung dergleichen ein einfaches Modell gesucht, welches nachfolgend vorgestellt wird:

$$f_{brel,c}(w) = 1 - \frac{0,8w}{w \left(\frac{d_0}{d}\right)^2 + k_g} \quad [-] \quad (44)$$

Mithilfe von Gleichung (44) kann die auf die Referenzverbundfestigkeit bezogene Abnahme der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der von außen messbaren Rissbreite (vgl. Bild 24, Seite 43) beschrieben werden. Die Gleichung ist für Stabdurchmesser zwischen 12 mm und 16 mm sowie für c/d -Verhältnisse zwischen 1 und 3 gültig. Dabei entspricht $d_0 = 12,5$ mm, d ist der Stabdurchmesser und k_g ist ein Geometriefaktor in Abhängigkeit von Stabdurchmesser und c/d -Verhältnis, der als Korrekturwert für die Rissbreitenunterschiede zwischen Stabseite und Betonoberfläche dient, vgl. Bild 103. Der Exponent $(d_0/d)^2$ beschreibt die Krümmung der Kurve und bestimmt somit vorrangig den Verlauf des Verbundfestigkeitsabfalls bei Rissbreiten > 1 mm.

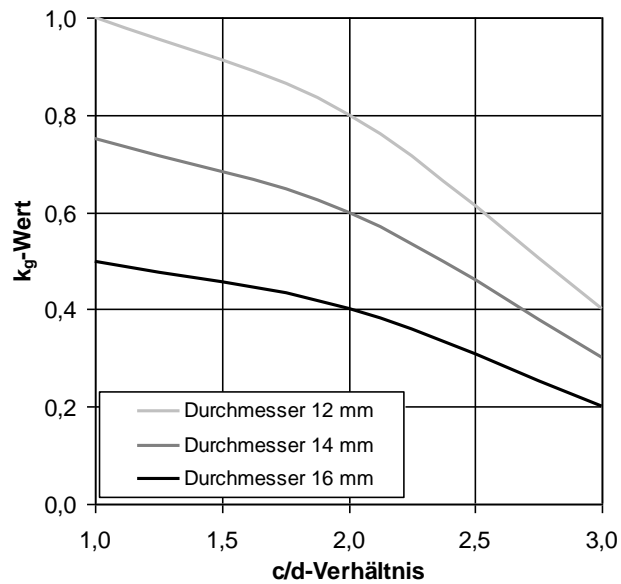
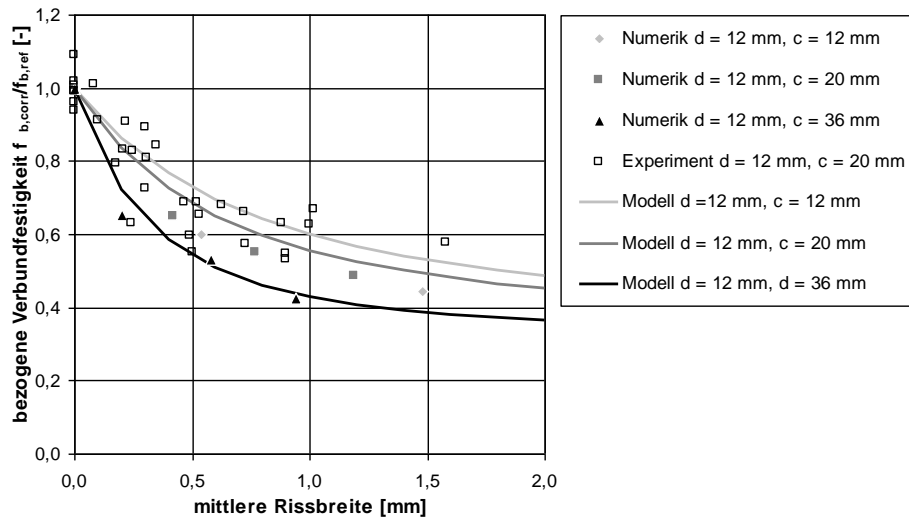


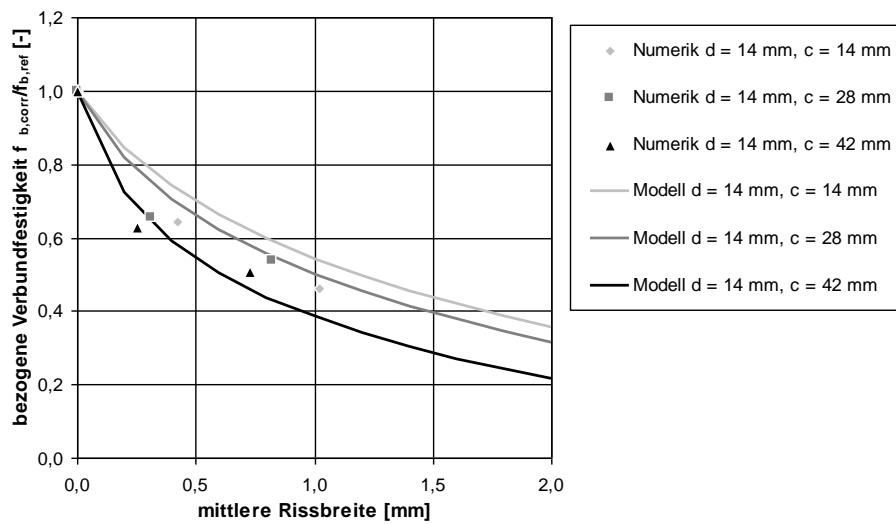
Bild 103: Diagramm zur Ermittlung des k_g -Wertes für Gleichung (44)

In Bild 104 ist der Modellanteil der Umschließungswirkung des Betons nach Gleichung (44) für die Stabdurchmesser 12, 14 und 16 mm mit den jeweiligen c/d -Verhältnissen von rd. 1, 2 und 3 den experimentellen und numerischen Ergebnissen dieser Arbeit gegenübergestellt. Aus den Diagrammen wird ersichtlich, dass das Modell die mit steigendem Stabdurchmesser zunehmend intensivere Abnahme der Verbundfestigkeit mit steigender Korrosion abbilden kann. Weiterhin ist die Sensitivität gegenüber dem c/d -Verhältnis erkennbar.

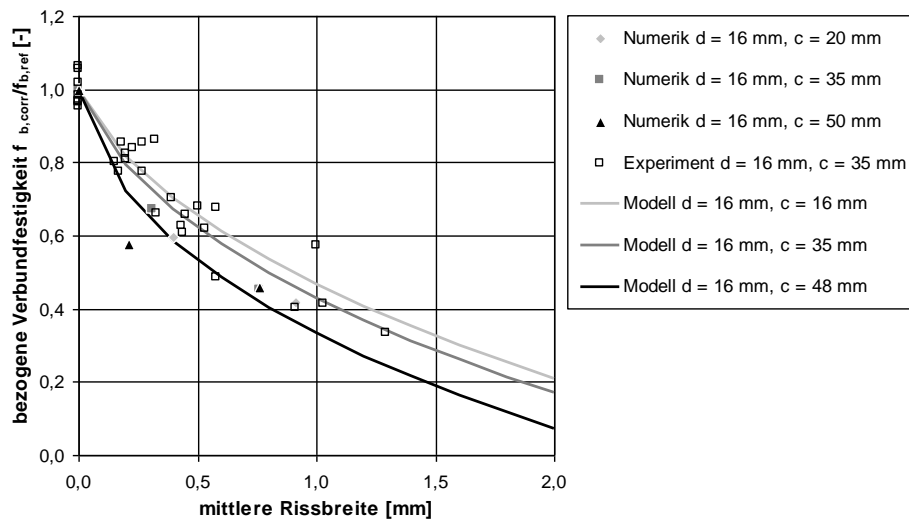
Obwohl ein Modell in Form einer Gleichung eine sehr eng gesteckte Vorgabe für die große Bandbreite an Streuungen der bisher auf diesem Themengebiet vorliegenden experimentellen Ergebnisse setzt, und mittels der numerischen Berechnungen nicht alle Auswirkungen der Korrosion auf den Verbund abgedeckt werden konnten (z. B. veränderliche Adhäsion und Reibung, sowie räumlich unterschiedliche Korrosionsintensität) und es somit zu gewissen Abweichungen zwischen Experimenten und Numerik kommt, zeigt der Modellanteil für die Umschließungswirkung Beton eine gute Übereinstimmung sowohl mit den experimentellen, als auch mit den numerischen Ergebnissen.



a)



b)



c)

Bild 104: Vergleich der bezogenen Verbundfestigkeiten zwischen den experimentellen und numerischen Werten sowie der Umschließungswirkung Beton des Modells nach Gleichung (44) für die Stabdurchmesser a) 12 mm, b) 14 mm und c) 16 mm

9.3.2 Anteil aus der Umschließungswirkung der Bügel

Anhand eigener (vgl. Abschnitt 6.4.3) und der Auswertung anderer (vgl. Abschnitt 6.4.4) experimenteller Untersuchungen an Probekörpern mit Bügelbewehrung wurde ersichtlich, dass der im vorangegangenen Abschnitt beschriebene Verlust der Verbundfestigkeit mit steigender Korrosion mittels einer Bügelbewehrung teilweise oder vollständig kompensiert werden kann. Zur Auslastung der Bügelbewehrung wurden Untersuchungen angestellt, die in Abschnitt 8.3 vorgestellt wurden. Aufbauend auf diese Informationen wurde ein Modell zur Bestimmung des Anteils der Umschließungswirkung der Bügel an der Verbundfestigkeit unter Korrosionseinwirkung entwickelt, welches nachfolgend erläutert wird. Aufgrund der Tatsache, dass sowohl die aus der Bügelumschließung resultierende Spannung σ_{pr} als auch die mit steigender Korrosion abnehmende Bügelquerschnittsfläche A_{st} direkt von der effektiven Radiuszunahme Δr_{eff} bzw. dem mittleren Korrosionsabtrag abhängig sind, wird letzterer als beschreibender Parameter gewählt. Eine Umrechnung zwischen dem mittleren Korrosionsabtrag und der Rissbreite ist mit Gleichung (27) möglich.

$$f_{b,st,max}(x_{corr}) = \sigma_{pr}(x_{corr}) \cdot \mu \quad [\text{MPa}] \quad (45)$$

In Gleichung (45) ist der Ansatz zur Beschreibung des Anteils der Verbundfestigkeit aus der Bügelbewehrung ohne Berücksichtigung einer Bügelschwächung durch Korrosion dargestellt. Er ist das Produkt aus der mittleren Druckspannung (im Folgenden Anpressdruck genannt) σ_{pr} zwischen Stab und intaktem Betonquerschnitt sowie dem Reibungskoeffizienten μ . Analog zu den FE-Berechnungen wird μ im korrodierten Zustand zu 0,55 angenommen. Die nach innen weisende Stabseite erwies sich bei der Berechnung des Bügelanteils als relevant. Dies konnte experimentell nachgewiesen werden, indem die Betondeckung vor dem Herausziehen der Stäbe entfernt wurde, ohne dass dies nennenswerten Einfluss auf die Verbundfestigkeit hatte. Gleiches fanden auch *Al-Hammoud et al. (2010)* an korrodierten Stahlbetonbalken. Trotz abgespaltener Betondeckung wiesen die Längsstäbe in der Zugzone an der nach innen gewandten Seite eine gute Verzahnung auf, bis der Beton zerdrückt wurde. In Bild 105 ist der Querschnitt eines Bewehrungsstabes in Ecklage mit Bügelumschließung dargestellt. Bei bekannter Kraft in den Bügelarmen F_{st} kann σ_{pr} mithilfe der mittleren Anpressfläche aus dem Stabdurchmesser d und dem Bügelabstand s_{st} wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{pr}(x_{corr}) = \frac{F_{st}(x_{corr}) \cdot \sqrt{2}}{d \cdot s_{st}} \quad [\text{MPa}] \quad (46)$$

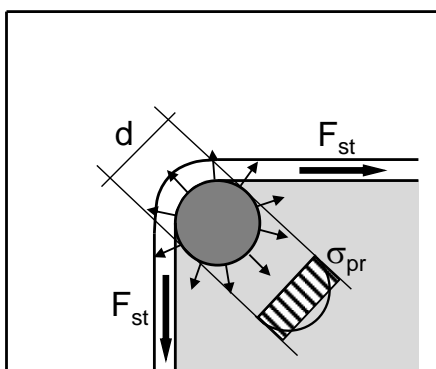


Bild 105: Stab in Ecklage mit Bügelumschließung

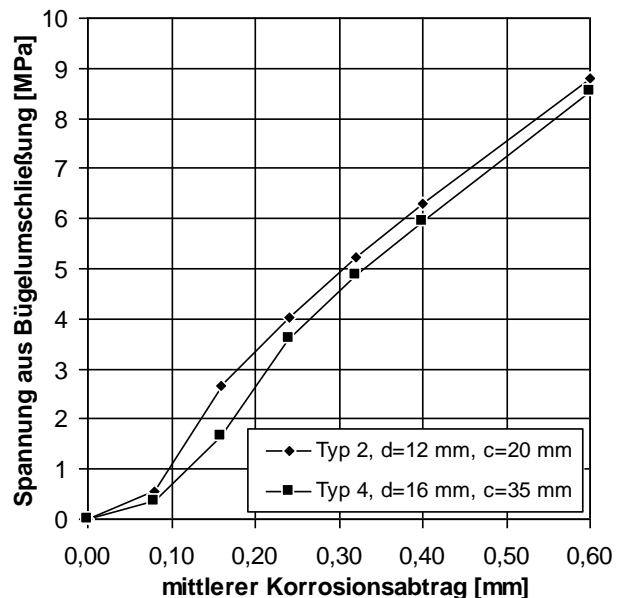


Bild 106: Spannung σ_{pr} aus Bügelumschließung in Abhängigkeit des mittleren Korrosionsabtrages für die FE-Modelle vom Typ 2 und 4

Der Verlauf des Anpressdrucks mit zunehmender Korrosion für die Modelltypen 2 und 4 mit 12 mm Stabdurchmesser und 20 mm Betondeckung bzw. 16 mm Stabdurchmesser und 35 mm Betondeckung sind in Bild 106 dargestellt. Daraus wird ersichtlich, dass der Anpressdruck an der Stabinnenseite nahezu unabhängig vom Stabdurchmesser ist. In Bild 92, Seite 106 wurde im Gegensatz dazu gezeigt, dass die Spannung in den Bügelarmen vom Durchmesser des Längstabes abhängig ist.

Der Anpressdruck σ_{pr} kann auch über die Dehnung der Korrosionsschicht ε_{corr} und den Elastizitätsmodul der Korrosionsprodukte E_{corr} berechnet werden. E_{corr} wird analog zu den FE-Berechnungen zu 250 MPa gewählt.

$$\sigma_{pr}(x_{corr}) = \varepsilon_{corr}(x_{corr}) \cdot E_{corr} \quad [\text{MPa}] \quad (47)$$

mit

$$\varepsilon_{corr}(x_{corr}) = \frac{\Delta r_{eff}}{x_{corr}} \quad [-] \quad (48)$$

Anhand der numerischen Ergebnisse konnte der Zusammenhang zwischen der effektiven Radiuszunahme Δr_{eff} und dem mittleren Korrosionsabtrag aufgestellt werden, vgl. Bild 107. Dieser quadratische Zusammenhang kann mit Gleichung (49) nachempfunden werden. Der Faktor k_e wurde zu 0,06 gewählt.

$$\Delta r_{eff}(x_{corr}) = k_e \cdot x_{corr}^2 \quad [\text{mm}] \quad (49)$$

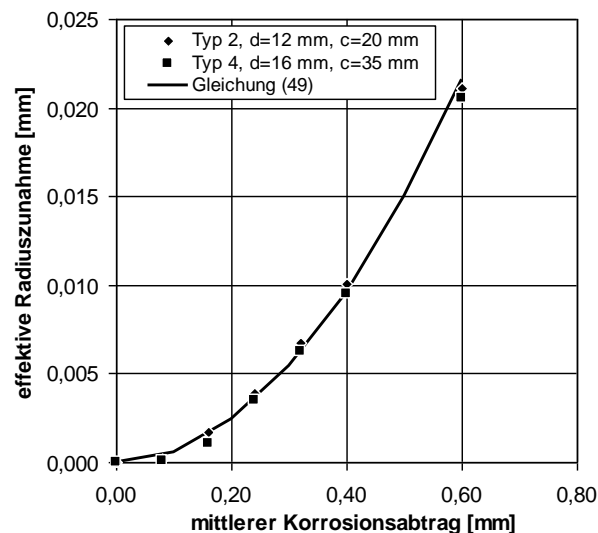


Bild 107: Zusammenhang aus mittlerem Korrosionsabtrag und der effektiven Radiuszunahme für die Typ 2 und Typ 4 Modelle sowie Gleichung (49)

Ersetzt man Δr_{eff} in Gleichung (48) durch Gleichung (49), so ergibt sich die Korrosionsdehnung ε_{corr} zu:

$$\varepsilon_{corr}(x_{corr}) = k_e \cdot x_{corr} \quad [-] \quad (50)$$

und die Berechnung des Anpressdrucks σ_{pr} ergibt sich zu:

$$\sigma_{pr}(x_{corr}) = k_e \cdot x_{corr} \cdot E_{corr} \quad [\text{MPa}] \quad (51)$$

Damit kann der Anteil der Verbundfestigkeit aus der Umschließungswirkung der Bügel ohne Berücksichtigung einer Bügelschwächung durch Korrosion in Abhängigkeit des mittleren Korrosionsabtrages wie folgt bestimmt werden:

$$f_{b,st,max}(x_{corr}) = k_e \cdot x_{corr} \cdot E_{corr} \cdot \mu \quad [\text{MPa}] \quad (52)$$

Unter Verwendung von Gleichung (27) kann $f_{b,st,max}$ auch in Abhängigkeit der mittleren Rissbreite bestimmt werden:

$$f_{b,st,max}(w) = \frac{k_e \cdot w}{2\pi(k_{v,eff} - 1) \cdot k_{st}} \cdot E_{corr} \cdot \mu \quad [\text{MPa}] \quad (53)$$

Die Gleichungen (52) und (53) ergeben einen mit zunehmender Korrosion stetig steigenden Anteil für $f_{b,st,max}$. Da die Bügelbewehrung ebenfalls korrodiert, muss die aufnehmbare Bügelarmkraft F_{st} auf die Streckgrenze der Bügel $f_{y,st}$ begrenzt werden. Die maximal aufnehmbare Bügelkraft wird wie folgt begrenzt:

$$F_{st}(x_{corr}) < f_{y,st} \cdot (r_{st} - x_{corr})^2 \cdot \pi \quad [\text{N}] \quad (54)$$

Ersetzt man die Bügelkraft in Gleichung (46) durch Gleichung (54), so ergibt sich der kritische Anpressdruck $\sigma_{pr,crit}$ ZU:

$$\sigma_{pr,crit}(x_{corr}) = \frac{f_{y,st} \cdot (r_{st} - x_{corr})^2 \cdot \pi \cdot \sqrt{2}}{d \cdot s_{st}} \quad [\text{MPa}] \quad (55)$$

und die Obergrenze der Verbundfestigkeit aus der Bügelumschließung unter Berücksichtigung einer Bügelschwächung durch Korrosion zu:

$$f_{b,st,crit}(x_{corr}) = \frac{f_{y,st} \cdot (r_{st} - x_{corr})^2 \cdot \pi \cdot \sqrt{2}}{d \cdot s_{st}} \cdot \mu \quad [\text{MPa}] \quad (56)$$

Der Anteil der Bügelumschließung $f_{b,st}$ unter Berücksichtigung einer Bügelschwächung durch Korrosion ergibt sich somit zu dem kleineren Wert aus $f_{b,st,max}$ und $f_{b,st,crit}$:

$$f_{b,st} = f_{b,st,max} < f_{b,st,crit} \quad [\text{MPa}] \quad (57)$$

9.4 Anwendung des Modells

Das in den vorhergehenden Abschnitten vorgestellte Modell zur Berechnung der Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten wird auf die untersuchten Parameterkombinationen angewendet und mit den zugehörigen experimentellen Ergebnissen verglichen.

In Bild 108 sind die Ergebnisse für die Probekörper ohne Bügelbewehrung dargestellt. Die Modellkurve basiert auf dem Anteil der Verbundfestigkeit aus der Umschließungswirkung des Betons in Abhängigkeit der Rissbreite $f_{b,c}(w)$. Die verwendeten Parameter sind in Tabelle 5, Seite 45 und Tabelle 11 aufgeführt. Es wird ersichtlich, dass sowohl die Verbundfestigkeit ohne Korrosionseinwirkung als auch die Auswirkungen der Korrosion in Abhängigkeit des Stabdurchmessers und der Betondeckung wiedergegeben werden können.

Tabelle 11: Auszug der verwendeten Modellparameter

Typ	d	c	c/d	r_{st}	$s_{st}^{1)}$	$f_{y,st}$	α	k	n	E_{corr}	μ	$k_{v,eff}$	k_{st}	k_g	k_e
	mm	mm	-	mm	mm	MPa	°	-	-	MPa	-	-	-	-	-
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	12	20	1,67	-	-	500	45	0,248	3	250	0,55	1,35	1	0,89	0,06
2 / 5	12	20	1,67	3	105	500	45	0,248	3	250	0,55	1,35	0,8	0,89	0,06
3	16	35	2,19	-	-	500	45	0,248	3	250	0,55	1,35	1	0,38	0,06
4 / 6	16	35	2,19	3	105	500	45	0,248	3	250	0,55	1,35	0,8	0,38	0,06

¹⁾ Bügeleinflussbereich für den vorderen Bügel

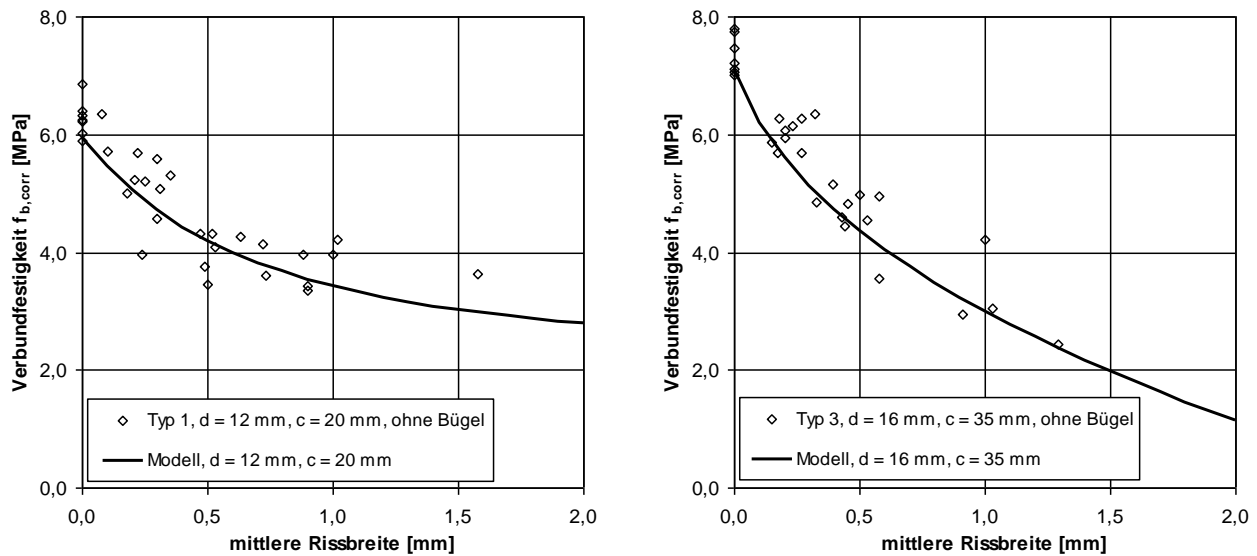


Bild 108: Vergleich des Modells zur Berechnung der Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten mit den experimentellen Ergebnissen ohne Bügelbewehrung, a) Typ 1 mit $d = 12 \text{ mm}$, $c = 20 \text{ mm}$ und b) Typ 3 mit $d = 16 \text{ mm}$ und $c = 35 \text{ mm}$

Die resultierende Verbundfestigkeit aus den Umschließungswirkungen des Betons $f_{b,c}(w)$ und der Bügel $f_{b,st}(w)$ ist für die Parameter der bügelbewehrten Probekörper in Bild 109 dargestellt. Es wird ersichtlich, dass das Modell auch unter Verwendung einer Bügelbewehrung die Auswirkungen der Korrosion auf die Verbundfestigkeit wiedergeben kann. Deutlich wird die bei geringen Rissbreiten leicht abnehmende und später ansteigende Verbundfestigkeit. Die Abnahme ist umso deutlicher, je größer der Stabdurchmesser ist, vgl. hierzu Abschnitt 6.3.5. Dieses Verhalten resultiert aus der Überlagerung der Umschließungsmechanismen. In Abhängigkeit des Stabdurchmessers und der Betondeckung sinkt der Anteil der Betonumschließung bereits bei kleinen Rissbreiten deutlich ab. Der entgegenwirkende Anteil der Bügelumschließung entfaltet sich hingegen erst mit zunehmender Korrosion. Erreicht die Korrosion jedoch ein Maß, bei dem der Bügelquerschnitt den einwirkenden Kräften in den Bügelarmen nicht mehr standhält, so sinkt der Anteil der Bügelumschließung und damit auch die resultierende Verbundfestigkeit, vgl. Bild 109b. Die verwendeten Parameter sind in Tabelle 5, Seite 45 und Tabelle 11 zusammengefasst.

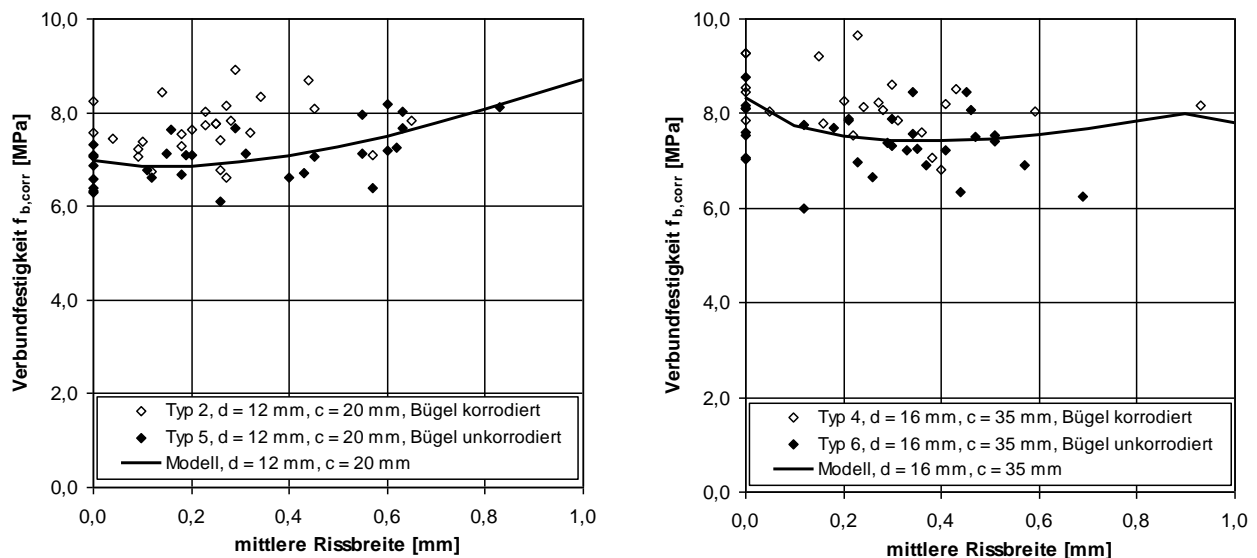


Bild 109: Vergleich des Modells zur Berechnung der Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten mit den experimentellen Ergebnissen mit Bügelbewehrung, a) Typ 2 und 5 mit $d = 12 \text{ mm}$, $c = 20 \text{ mm}$ und b) Typ 4 und 6 mit $d = 16 \text{ mm}$ und $c = 35 \text{ mm}$

10 Zusammenfassung und Ausblick

Mithilfe eines Arbeitspaketes aus experimentellen und numerischen Untersuchungen wurden die Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf das Verformungsverhalten und die Verbundfestigkeit an einem Balkenendprobekörper mit unterschiedlichen Stabdurchmessern und Betondeckungen sowie mit und ohne Bügelbewehrung unter Anwendung einer moderat beschleunigten chloridinduzierten Bewehrungskorrosion untersucht. Weiterhin wurden Untersuchungen zur Art und Verteilung der Korrosionsprodukte am Stab und im umgebenden Beton sowie den gebildeten Rissen durchgeführt. Alle Ergebnisse wurden im Kontext der Ergebnisse anderer Wissenschaftler diskutiert. Die Auslastung der Bügelbewehrung wurde einerseits qualitativ anhand der experimentellen Untersuchungen sowie quantitativ mittels numerischer Berechnungen ermittelt. Die so gewonnenen Informationen wurden in einem Modell zur Ermittlung der Restverbundfestigkeit zusammengefasst.

In Bezug auf das Verformungsverhalten können folgende Aussagen zusammengefasst werden: Die Bewehrungskorrosion bewirkt eine erhöhte Anfangssteifigkeit und einen damit verbundenen Verlust an Duktilität. Nach dem Auftreten von Längsrissen kommt es in Abhängigkeit der verbleibenden Umschließungswirkung zu einer Zunahme der Stabverschiebung. Dies resultiert jedoch vielmehr aus dem Verlust der Betonumschließung als aus einer nicht tragfähigen Korrosionsschicht. Letzteres wird erst bei sehr erheblichen Korrosionsabträgen auftreten. Eine umschließende Bügelbewehrung kann trotz nennenswerter Korrosion eine Zunahme der Stabverschiebung verhindern und stattdessen die Steifigkeit erhöhen. Jedoch ist das mit einer Abnahme der Duktilität verbunden.

Im Anfangsstadium kann die Bewehrungskorrosion in Abhängigkeit der Umschließungswirkung zu einer mehr oder minder ausgeprägten Zunahme der Verbundfestigkeit führen. Mit einsetzender Längsrissbildung über dem Bewehrungsstab setzt in Abwesenheit sonstiger Umschließungsmechanismen (Bügelbewehrung etc.) der Verlust der Verbundfestigkeit ein. Die Intensität dieses Verlustes steigt mit zunehmendem Stabdurchmesser und c/d -Verhältnis. Die Verbundfestigkeitsabnahme korreliert mit dem Verlust der Betonumschließung. Demnach ist die Rissbreite in der Betondeckung ein adäquates Mittel zur Beurteilung des Festigkeitsverlustes. Zu beachten ist jedoch, dass die Rissbreite eine Abhängigkeit vom Stabdurchmesser und der Betondeckung aufweist. Dahingegen ist der Korrosionsabtrag oder Masseverlust zwar ein gutes Maß zur Beurteilung der Korrosion, nicht aber für die Schädigung der Umschließungswirkung. Die Ursache dafür ist, dass nicht alle Korrosionsprodukte, die aus dem gelösten Eisen entstehen, am Aufbau des Expansionsdruckes beteiligt sind. Und gerade dieser Expansionsdruck bewirkt die Rissbildung im umgebenden Beton und damit die Verbundfestigkeitsabnahme. Die durchgeführten Untersuchungen ergaben, dass ein erheblicher Teil der Korrosionsprodukte in sich ausbildende Risse abwandert. Die vorrangig gebildeten Korrosionsprodukte Goethit, Lepidokrokit und Akaganeit weisen im Mittel einen Volumenfaktor von rd. 3 im Vergleich zu Eisen auf. Aus dem Vergleich des mittleren Korrosionsabtrages und der mittleren Rissbreite ergab sich ein effektiver Volumenfaktor von 1,35. Letzterer steht für die tatsächlich am Expansionsdruck beteiligten Korrosionsprodukte. Demnach ist der Anteil der am Expansionsdruck beteiligten Korrosionsprodukte ein wesentlicher Parameter, den es in weiterführenden Untersuchungen näher zu untersuchen gilt. Ist dieser bekannt, so lässt sich ein Zusammenhang aus Korrosionsabtrag und Rissbreite herstellen.

Die Anwesenheit einer Bügelbewehrung wirkt sich positiv auf die Restverbundfestigkeit aus. Den Bewehrungsstab umschließende Bügel können den Verlust der Betonumschließung teilweise oder gar vollständig kompensieren. Der untersuchte Stabdurchmesser von 12 mm zeigte mit zunehmender Korrosion sogar Verbundfestigkeiten oberhalb der unkorrodierten Verbundfestigkeit. Der untersuchte Stabdurchmesser von 16 mm zeigte bis zu Rissbreiten von 1,0 mm, respektive Korrosionsabträgen von rd. 400 μm , maximal 20 % Verbundfestigkeitsverlust im Vergleich zum unkorrodierten Zustand. Dieses Verhalten bestätigen auch die Untersuchungen anderer Wissenschaftler.

Im Rahmen von Untersuchungen zum Anteil der Umschließungswirkung des Betons und der Bügel wurde festgestellt, dass die Betondeckung nach der Bildung externer Risse keinen nennenswerten Anteil am Abtrag der Verbundkräfte mehr leistet. Wesentlich für die Übertragung der Verbundkräfte sind hingegen die Verzahnungswirkung und der Anpressdruck der nach innen gewandten Stabseite. In Anwesenheit einer Bügelbewehrung bewirkt die Korrosion des Längsstabes eine Vorspannung in den Bügelarmen und erhöht somit den Anpressdruck an der Stabinnenseite, welcher in Kombination mit dem erhöhten Reibungskoeffizienten aufgrund der Korrosion zu einer Steigerung der Verbundfestigkeit führt. Dies wird einerseits durch das Erreichen der Streckgrenze der Bügel und andererseits durch das Zerdrücken der Betonkonsolen an der Stabinnenseite begrenzt. In diesem Zusammenhang ist zu beachten, dass die Korrosion zum frühzeitigeren Erreichen der Streckgrenze der Bügel führt.

Die zuvor genannten Erkenntnisse flossen in die Erarbeitung des Modells zur Beurteilung der Restverbundfestigkeit in Abhängigkeit der Rissbreite in der Betondeckung ein. Das Modell setzt sich aus den Umschließungsanteilen des Betons und der Bügelbewehrung zusammen. Zur Ermittlung der Betonumschließung wird die Referenzverbundfestigkeit bestimmt und mit der relativen Abnahme der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Rissbreite multipliziert. Die relative Abnahme der Verbundfestigkeit wird nach Auswertung einer Vielzahl von Untersuchungen überwiegend durch die Geometrieparameter Stabdurchmesser und Betondeckung beeinflusst. Der Anteil aus der Umschließungswirkung der Bügel setzt sich aus dem Produkt aus Anpressdruck an der Stabinnenseite und dem Reibungskoeffizienten zusammen. Begrenzt wird dieser Anteil durch das Erreichen der Streckgrenze der Bügel. Die Summe aus beiden Umschließungsanteilen ergibt die Restverbundfestigkeit in Abhängigkeit der korrosionsinduzierten Rissbreite.

Die in dieser Arbeit zusammengetragenen Ergebnisse leisten einen Beitrag zum besseren Verständnis der Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton. In gewissen Grenzen wird mithilfe des erarbeiteten Modells eine Beurteilung der Restverbundfestigkeit ermöglicht. Jedoch wirft die Arbeit auch neue Fragen auf. Dazu zählt das Verbundverhalten eines Stabes mit unsymmetrischen Betondeckungen zu beiden Seiten unter Einwirkung von Korrosion. Inwieweit beeinflussen sich mehrere nebeneinander liegende Bewehrungsstäbe? Auch sollte die Bügelbewehrung in Abstand und Durchmesser variiert und deren Einfluss weiter untersucht werden. Ein ganz wesentlicher Aspekt ist der Anteil der expansionsdruckverursachenden Korrosionsprodukte an der Gesamtheit der gebildeten Korrosionsprodukte. Außerdem sollte die Abhängigkeit des Stabdurchmessers und der Betondeckung auf die Rissbreite in der Betondeckung unter Korrosionseinwirkung tiefergehend untersucht werden. Mit diesen Informationen könnte u. a. das erarbeitete Modell verfeinert und auf weitere Bauteilsituationen angewendet werden.

LITERATURVERZEICHNIS

- ACI Committee 208 (1958): Test procedure to determine relative bond value of reinforcing bars. In: *Journal of the American Concrete Institute* 30, S. 1–16.
- Al-Hammoud, Rania; Soudki, Khaled; Topper, Timothy H. (2010): Bond analysis of corroded reinforced concrete beams under monotonic and fatigue loads. In: *Cement & Concrete Composites* 32 (3), S. 194–203.
- Allan, Marita L. (1995): Probability of corrosion induced cracking in reinforced concrete. In: *Cement and Concrete Research* 25 (6), S. 1179–1190.
- Almusallam, A. A.; Al-Ghatani, A. S.; Aziz, A.-R.; Rasheeduzzafar (1996): Effect of reinforcement corrosion on bond strength. In: *Construction and Building Materials* 10 (2), S. 123–129.
- Alonso, C.; Andrade, C.; Rodriguez, J.; Diez, J. M. (1998): Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion. In: *Materials and Structures* 31, S. 435–441.
- Al-Sulaimani, G. J.; Kaleemullah, M.; Basunbul, I. A.; Rasheeduzzafar (1990): Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members. In: *ACI Structural Journal* 87 (2), S. 220–231.
- Amleh, L.; Ghosh, A. K. (2006): Modelling the effect of corrosion on bond strength at the steel-concrete interface with finite-element analysis. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 33 (6), S. 673–682.
- Amleh, Lamy; Mirza, Saeed (1999): Corrosion influence on bond between steel and concrete. In: *ACI Structural Journal* 96 (3), S. 415–423.
- Andrade, C.; Alonso, C.; Gulikers, J.; Polder, R.; Cigna, R.; Vennesland, Ø. et al. (2004): Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method. In: *Materials and Structures* 37 (9), S. 623–643.
- Angst, Ueli; Elsener, Bernhard; Larsen, Claus K.; Vennesland, Øystein (2009): Critical chloride content in reinforced concrete — A review. In: *Cement and Concrete Research* 39 (12), S. 1122–1138.
- Auyeung, Y.; Balaguru, P. (2001): Effects of corrosion on the bond properties of reinforcement bars. In: *Proceedings Third International Conference on Concrete under Severe Conditions, Vancouver, Canada*, S. 112–119.
- Auyeung, Y.; Balaguru, P.; Chung, L. (2000): Bond Behavior of Corroded Reinforcement Bars. In: *ACI Materials Journal* 97 (2), S. 214–220.
- Balabanic, G.; Bicanic, N.; Durekovic, A. (1996): Mathematical Modeling of Electrochemical Steel Corrosion in Concrete. In: *Journal of Engineering Mechanics* 122 (12), S. 1113–1122.
- Bažant, Zdeněk; Oh, B. (1983): Crack band theory for fracture of concrete. In: *Materials and Structures* 16, S. 155–177.
- Beck, Matthias (2010): Zur Entwicklung der Eigenkorrosion von Stahl in Beton. Dissertation: RWTH Aachen.
- Benedix, Roland (2003): *Bauchemie. Einführung in die Chemie für Bauingenieure*. 2. Aufl. Stuttgart, Leipzig, Wiesbaden: B. G. Teubner.
- Berra, M.; Castellani, A.; Coronelli, D. (1997): Bond in reinforced concrete and corrosion of bars. In: *Structural Faults and Repair. Proceedings of the 7th International Conference*, Bd. 2. Edinburgh, UK: Engineering Technics Press, S. 349–356.
- Berra, M.; Castellani, A.; Coronelli, D.; Zanni, S.; Zhang, G. (2003): Steel-concrete bond deterioration due to corrosion: finite-element analysis for different confinement levels. In: *Magazine of Concrete Research* 55 (3), S. 237–247.
- Berto, Luisa; Simioni, Paola; Saetta, Anna (2008): Numerical modelling of bond behaviour in RC structures affected by reinforcement corrosion. In: *Engineering Structures* 30 (5), S. 1375–1385.

- Bhargava, K.; Ghosh, A. K.; Mori, Y.; Ramanujam, S. (2007): Models for Corrosion-Induced Bond Strength Degradation in Reinforced Concrete. In: *ACI Materials Journal* 104 (6), S. 594–603.
- Bohner, E. Müller H. S. (2012): Rissbildung infolge Bewehrungskorrosion. Berlin: Beuth Verlag (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton).
- Breit, W. (1997): Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton. Dissertation: RWTH Aachen.
- Cabrera, J. G. (1996): Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion. In: *Cement & Concrete Composites* 18 (1), S. 47–59.
- Cabrera, J. G.; Ghoddoussi, P. (1992): The effect of reinforcement corrosion on the strength of the steel/concrete "bond". In: Bond in Concrete. Proceedings of the International Conference. From research to practice, Riga, Latvia, 15-17 October 1992, S. 10/11-10/24.
- Cairns, J.; Abdullah, R. B. (1996): Bond Strength of Black and Epoxy-Coated Reinforcement-A Theoretical Approach. In: *ACI Materials Journal* 93 (4), S. 362–369.
- Cairns, J.; Jones, K. (1995a): Influence of rib geometry on strength of lapped joints: an experimental and analytical study. In: *Magazine of Concrete Research* 47 (172), S. 253–262.
- Cairns, J.; Jones, K. (1995b): The splitting forces generated by bond. In: *Magazine of Concrete Research* 47 (171), S. 153–165.
- Cairns, J.; Du, Y.; Law, D. (2006): Residual bond strength of corroded plain round bars. In: *Magazine of Concrete Research* 58 (00), S. 1–11.
- Cairns, J.; Du, Y.; Law, D. (2007): Influence of corrosion on the friction characteristics of the steel/concrete interface. In: *International Journal of Construction and Building Materials* 21 (1), S. 190–197.
- Cairns, J.; Plizzari, G. A.; Du, Y.; Law, D.; Franzoni, C. (2005): Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement. In: *ACI Materials Journal* 102 (4), S. 256–264.
- Chana, P. S. (1990): A test method to establish realistic bond stresses. In: *Magazine of Concrete Research* 42 (151), S. 83–90.
- Chernin, L.; Val, D. V. (2011): Prediction of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures. In: *Construction and Building Materials* 25 (4), S. 1854–1869.
- Chernin, L.; Val, D. V.; Cairns, J. (2010): A new numerical model of the corroded steel-concrete interface. In: *Magazine of Concrete Research* 62 (6), S. 415–425.
- Chinese Standard GB 50152-92, 1992: Test methods of concrete structures.
- Chitty, Walter-John; Dillmann, Philippe; L'Hostis, Valérie; Lombard, Caroline (2005): Long-term corrosion resistance of metallic reinforcements in concrete—a study of corrosion mechanisms based on archaeological artefacts. In: *Corrosion Science* 47 (6), S. 1555–1581.
- Chung, Lan; Kim, Jang-Ho Jay; Yi, Seong-Tae (2008): Bond strength prediction for reinforced concrete members with highly corroded reinforcing bars. In: *Cement & Concrete Composites* 30, S. 603–611.
- Clark, L. A.; Saifullah, M. (1993): Effect of corrosion on reinforcement bond strength. In: Structural Faults and Repair. Proceedings of the 5th International Conference. Edinburgh, UK: Engineering Technics Press, S. 113–119.
- CEB-FIP Model Code 90 (1992): Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford Ltd, London.
- Cornell, R. M.; Schwertmann, U. (1996): The Iron Oxides. Structure, Properties, Reactions, Occurrence and Uses. Weinheim, New York, Basel, Cambridge, Tokyo: VCH.
- Coronelli, Dario (1996): Bond of corroded bars in confined concrete: test results and mechanical modelling. In: *Studies and Researches* 18, S. 187–211.

- Coronelli, Dario (2002): Corrosion Cracking and Bond Strength Modeling for Corroded Bars in Reinforced Concrete. In: *ACI Structural Journal* 99 (3), S. 267–276.
- Danish Standard DS 2082, 1980: Pullout Test.
- DFG-Forschergruppe 537: Modellierung des Schadensfortschritts bei Korrosion von Stahl in Beton und Bemessung von Stahlbetonbauteilen auf Dauerhaftigkeit. 2011, URL: <http://for537.cbm.bv.tum.de>.
- DIN 1045-1, August 2008: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- DIN 50900-2, Juni 2002: Korrosion der Metalle - Begriffe - Teil 2: Elektrochemische Begriffe.
- El Maaddawy, Tamer A.; Soudki, Khaled A. (2003): Effectiveness of impressed current technique to simulate corrosion of steel reinforcement in concrete. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 15 (1), S. 41–47.
- Eligehausen, Rolf; Popov, Egor P.; Bertero, Vitelmo V. (1983): Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Berkeley, California, USA: Earthquake Engineering Research Center, University of California (Report UCB/EERC, 83/23).
- Fang, C.; Lundgren, K.; Chen, L.; Zhu, C. (2004): Corrosion influence on bond in reinforced concrete. In: *Cement and Concrete Research* 34 (11), S. 2159–2167.
- fib (Hg.) (2000): Bond of reinforcement in concrete. bulletin 10. state of the art report. fédération internationale du béton (fib). Lausanne, Switzerland: International Federation of Structural Concrete (fib).
- fib (Hg.) (2006): Model Code for Service Life Design. bulletin 34. state of the art report. fédération internationale du béton (fib). Lausanne, Switzerland: International Federation of Structural Concrete (fib).
- Fischer, Christian (2008): Design of a beam end specimen for investigations of bond strength on corroded reinforcement. In: Rolf Eligehausen und Christoph Gehlen (Hg.): 7th International PhD Symposium in Civil Engineering. Stuttgart, September 11th - 13th, 2008. Stuttgart: Universität, S. 153–154, Volltext auf CD-ROM.
- Fischer, Christian; Ožbolt, Joško; Gehlen, Christoph (2008): Modelling reinforcement corrosion - numerical modelling of bond strength of corroded reinforcement. In: M. G. Alexander, H.-D Beushausen, F. Dehn und P. Moyo (Hg.): Proceedings of the 2nd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting. ICCRRR 2008. Cape Town, South Africa, November 24-26. Boca Raton, London, New York, Leiden: CRC Press/Balkema, Taylor & Francis Group, S. Volltext auf CD-ROM.
- Fischer, Christian; Ožbolt, Joško; Gehlen, Christoph (2010a): Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Einfluss der Bewehrungskorrosion auf das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (5), S. 284–293.
- Fischer, Christian; Ožbolt, Joško; Gehlen, Christoph (2010b): Numerical investigations on bond behavior of corroded reinforcement. In: Byung Hwan Oh (Hg.): Proceedings of the 7th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. Unter Mitarbeit von Oan Chol Choi und Lan Chung. FraMCoS-7. Jeju, Korea, May 23-28, S. Volltext auf CD-ROM.
- Foerst, Wilhelm (Hg.) (1955): Ullmanns Encyklopädie der technischen Chemie. 3. Aufl. München, Berlin: Urban & Schwarzenberg (6).
- Gehlen, Christoph (2000): Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken. Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 510).
- Ghandehari, M.; Zulli, M.; Shah, S. P. (2000): Influence of corrosion on bond degradation in reinforced concrete. In: Proceedings of the 14th Engineering Mechanics Conference, Austin, Texas, S. 1–15.
- Giuriani, E.; Plizzari, G. A.; Schumm, C. (1991): Role of stirrups and residual tensile strength of cracked concrete on bond. In: *Journal of Structural Engineering* 117 (1), S. 1–17.

- Goto, Yukimasa (1971): Cracks formed in concrete around deformed tension bars. In: *ACI Journal Proceedings* 68 (4), S. 244–251.
- Grassl, Peter; Davies, Trevor (2011): Lattice modelling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. In: *Cement & Concrete Composites*.
- Grauer, R. (1981): Feste Korrosionsprodukte - II. Aluminium und Eisen. In: *Werkstoffe und Korrosion* 32 (3), S. 113–118.
- Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P.-E (1976): Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. In: *Cement and Concrete Research* 6 (6), S. 773–781.
- Jaffer, Shahzma J.; Hansson, Carolyn M. (2009): Chloride-induced corrosion products of steel in cracked-concrete subjected to different loading conditions. In: *Cement and Concrete Research* 39 (2), S. 116–125.
- Jokūbaitis, Vidmantas (2007): Regularities in propagation of opened corrosion-induced cracks in concrete. In: *Journal of Civil Engineering and Management* 13 (2), S. 107–113.
- Kaesche, Helmut (1959): Die Prüfung der Korrosionsgefährdung von Stahlarmerungen durch Betonzusatzmittel. In: *Zement-Kalk-Gips* 7, S. 289–294.
- Kaesche, Helmut (1979): Die Korrosion der Metalle. Physikalisch-chemische Prinzipien und aktuelle Probleme. 2. Aufl. Berlin, Heidelberg, New York: Springer Verlag.
- Lay, Sascha (2007): Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion - Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken. Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 568).
- Lee, Han-Seung; Noguchi, Takafumi; Tomosawa, Fuminori (2002): Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion. In: *Cement and Concrete Research* 32 (8), S. 1313–1318.
- Leonhardt, Fritz; Mönning, Eduard (1984): Vorlesungen über Massivbau. Teil 1. Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. 3. Aufl. Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo: Springer Verlag.
- Liu, Youping; Weyers, Richard E. (1998): Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures. In: *ACI Materials Journal* 95 (6), S. 675–681.
- Lundgren, K. (2002): Modelling the effect of corrosion on bond in reinforced concrete. In: *Magazine of Concrete Research* 54 (3), S. 165–173.
- Lundgren, K. (2005a): Bond between ribbed bars and concrete. Part 1: Modified model. In: *Magazine of Concrete Research* 57 (7), S. 371–382.
- Lundgren, K. (2005b): Bond between ribbed bars and concrete. Part 2: The effect of corrosion. In: *Magazine of Concrete Research* 57 (7), S. 383–395.
- Lundgren, K. (2007): Effect of corrosion on the bond between steel and concrete: an overview. In: *Magazine of Concrete Research* 59 (6), S. 447–461.
- Lundgren, K.; Gylltoft, K. (2000): A model for the bond between concrete and reinforcement. In: *Magazine of Concrete Research* 52 (1), S. 53–63.
- Mangat, P. S.; Elgraf, M. S. (1999): Bond characteristics of corroding reinforcement in concrete beams. In: *Materials and Structures* 32, S. 89–97.
- Martin, Horst (1973): Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstäben unter Kurzzeitbelastung. Berlin: Ernst & Sohn (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 228).
- Mathey, R. G.; Watstein, D. (1961): Investigation on bond in beam and pull-out specimens with high-yield-strength deformed bars. In: *ACI Journal Proceedings* 57 (9), S. 1071–1090.

- Mayer, Till Felix (2011): Zur Korrosion von Stahlschalungen in Fertigteilwerken. Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 580).
- Molina, F. J.; Alonso, C.; Andrade, C. (1993): Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part 2- Numerical model. In: *Materials and Structures* 26 (9), S. 532–548.
- Neff, Delphine; Bellot-Gurlet, Ludovic; Dillmann, Philippe; Reguer, Solenn; Legrand, Ludovic (2006): Raman imaging of ancient rust scales on archeological iron artefacts for long-term atmospheric corrosion mechanisms study. In: *Journal of Raman Spectroscopy* 37 (10), S. 1228–1237.
- Neff, Delphine; Reguer, Solenn; Bellot-Gurlet, Ludovic; Dillmann, Philippe; Bertholon, Régis (2004): Structural characterization of corrosion products on archeological iron: an integrated analytical approach to establish corrosion forms. In: *Journal of Raman Spectroscopy* 35 (8-9), S. 739–745.
- Nürnberg, Ulf (1995): Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Band 1: Grundlagen, Betonbau. 2 Bände. Wiesbaden, Berlin: Bauverlag GmbH (Band 1).
- Ohtsu, M.; Uddin, F. A. K. M. (2008): Mechanisms of Corrosion-Induced Cracks in Concrete at Meso- and Macro-Scales. In: *Journal of Advanced Concrete Technology* 6 (3), S. 419–429.
- Ouglova, A.; Berthaud, Y.; François, M.; Foct, F. (2006): Mechanical properties of an iron oxide formed by corrosion in reinforced concrete structures. In: *Corrosion Science* 48 (12), S. 3988–4000.
- Ožbolt, Joško (1995): Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen (Mitteilungen des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, 1995/2).
- Ožbolt, Joško (1998): MASA - Macroscopic Space Analysis. Bericht zur Beschreibung des FE-Programmes MASA. Stuttgart: Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Ožbolt, Joško; Lettow, Steffen; Kožar, Ivica (2002): Discrete Bond Element for 3D Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. In: *International Symposium, Budapest*, S. 1–11.
- Ožbolt, Joško; Li, Yijun; Kožar, Ivica (2001): Microplane model for concrete with relaxed kinematic constraints. In: *Journal of Solids and Structures* 38, S. 2683–2711.
- Pourbaix, Marcel (1966): Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions. New York: Pergamon Press, Oxford.
- Pregartner, T.; Cairns, J.; Ožbolt, J. (2004): Modelling effect of corrosion on bond strength of plain bar reinforcement. In: *Structural Concrete* 5 (3), S. 113–120.
- Rehm, Gallus (1961): Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Berlin: Ernst & Sohn (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138).
- Reinhardt, H. W.; Veen, C. v. d. (1991): Splitting failure of a strain-softening material due to bond stresses. In: A. Carpinteri (Hg.): Applications of fracture mechanics to reinforced concrete, S. 333–346.
- Richard, B.; Ragueneau, F.; Cremona, C.; Adelaide, L.; Tailhan, J. L. (2010): A three dimensional steel/concrete interface model including corrosion effects. In: *Engineering Fracture Mechanics* 77 (6), S. 951–973.
- RILEM/CEB/FIP recommendation, 1979: Bond test for reinforcing steel - 1. Beam test (RC5) - 2. Pull-out test (RC6).
- Rodriguez, J.; Ortega, L. M.; Casal, J. (1994): Corrosion of reinforcing bars and service life of reinforced concrete structures: corrosion and bond deterioration. In: Proceedings of the International Conference on Concrete Across Borders, Odense, Denmark, S. 315–326.
- Rostásy, F. S.; Rohling, A. (1984): Konstitutives Stoffmodell des Verbundverhaltens von einbetoniertem Bewehrungsstahl. (Literaturstudie). Braunschweig: Technische Universität Braunschweig.

- Rucker-Gramm, Petra (2010): Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen. Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 579).
- Sæther, Irina (2011): Bond deterioration of corroded steel bars in concrete. In: *Structure and Infrastructure Engineering* 7 (6), S. 415–429.
- Sagoe-Crentsil, K. K.; Glasser, F. P. (1993): "Green rust", iron solubility and the role of chloride in the corrosion of steel at high pH. In: *Cement and Concrete Research* 23 (4), S. 785–791.
- Saifullah, M.; Clark, L. A. (1994): Effect of corrosion rate on the bond strength of corroded reinforcement. In: Proceedings of International Conference on Corrosion and corrosion protection of steel in concrete.
- Samsonov, G. V. (1973): The oxide handbook. New York, London: IFI/Plenum.
- Schießl, Peter; Raupach, Michael (1990): Influence of concrete composition and microclimate on the critical chloride content in concrete. In: C. L. Page, K. W. J. Treadaway und P. B. Bamforth (Hg.): Corrosion of reinforcement in concrete. London: Elsevier Science Publishers Ltd.
- Stark, Jochen; Wicht, Bernd (1998): Anorganische Bindemittel. - Zement - Kalk - Spezielle Bindemittel -. Weimar: F.A. Finger - Institut für Baustoffkunde (Schriften der Bauhaus-Universität Weimar, 109).
- Stark, Jochen; Wicht, Bernd (2001): Dauerhaftigkeit von Beton. Der Baustoff als Werkstoff. Hrsg. vom F.-A.-Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar. Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser.
- Strehblow, H. H. (1984): Breakdown of passivity and localized corrosion. Theoretical concepts and fundamental experimental results. In: *Materials and Corrosion* 35 (10), S. 437–448.
- Suda, Kumiko; Misra, Sudhir; Motohashi, Kenichi (1993): Corrosion products of reinforcing bars embedded in concrete. Advances in Corrosion and Protection. In: *Corrosion Science* 35 (5-8), S. 1543–1549.
- Tastani, S. P.; Pantazopoulou, S. J. (2002): Experimental evaluation of the direct tension - pullout bond test. In: G. L. Balazs, P. J. M. Bartos, J. Cairns und A. Borosnyoi (Hg.): Bond in concrete: from research to standards. Budapest: Publishing company of Budapest University of Technology and Economics, S. 268–276.
- Tastani, S. P.; Pantazopoulou, S. J. (2007): Behavior of Corroded Bar Anchorages. In: *ACI Structural Journal* 104 (6), S. 756–766.
- Tepfers, Rolefs (1973): A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. 2. Aufl. Göteborg, Schweden: Chalmers University of Technology (Division of Concrete Structures).
- Vanderwalle, L. (1992): Theoretical prediction of the ultimate bond strength between a reinforcement bar and concrete. In: Bond in Concrete. Proceedings of the International Conference. From research to practice, Riga, Latvia, 15-17 October 1992, Bd. 1, S. 1–8.
- Vera, R.; Villarroel, M.; Carvajal, A. M.; Vera, E.; Ortiz, C. (2009): Corrosion products of reinforcement in concrete in marine and industrial environments. In: *Materials Chemistry and Physics* 114 (1), S. 467–474.
- Vetter, Klaus J. (1961): Elektrochemische Kinetik. Berlin, Heidelberg, New York: Springer Verlag.
- Wang, X.; Liu, X. (2004): Modeling bond strength of corroded reinforcement without stirrups. In: *Cement and Concrete Research* 34 (8), S. 1331–1339.
- Wong, H.S; Zhao, Y.X; Karimi, A.R; Buenfeld, N.R; Jin, W.L (2010): On the penetration of corrosion products from reinforcing steel into concrete due to chloride-induced corrosion. In: *Corrosion Science* 52 (7), S. 2469–2480.
- Xu, Y. (1992): Experimental study of bond-anchorage properties for deformed bars in concrete. In: Bond in Concrete. Proceedings of the International Conference. From research to practice, Riga, Latvia, 15-17 October 1992, S. 1/9-1/17.