

Praxisbericht zum Korrosionsmonitoring in Rissen mit Behandlung nach dem Prinzip W-Cl

Dr. Sascha Lay
concrete concepts Ing. mbH, München, Deutschland

Christian Brandes, Dr. Petra Rucker-Gramm
concrete concepts Ing. mbH, München, Deutschland

Zusammenfassung

Es wird ein Praxisbeispiel einer großen, privat genutzten Tiefgarage vorgestellt, deren Zwischendecke eine mehrjährige Tausalzbelastung in Rissen erfuhr. Vorgestellt werden die Grundlagen des Prinzips W-Cl und die damit einhergehenden Chancen und Risiken, das Untersuchungskonzept sowie die betrachteten Instandsetzungsalternativen (Betonersatz, KKS, W-Cl). Zur Ausführung kamen PUR-Rissinjektionen im Sinne des Prinzips W-Cl mit einem begleitenden Korrosionsmonitoring. Über einen Zeitraum von 2 Jahren wurden das Klima, der Korrosionsstrom, die Treibspannung und die Impedanz des Betons im Rissbereich gemessen und anschließend durch Öffnungsstellen und rechnerische Betrachtungen bewertet. Der Erfolg der Maßnahme wurde nachgewiesen. Die Ergebnisse zeigen ferner, dass beim Prinzip W-Cl im Riss tatsächlich nicht die Austrocknung, sondern vermutlich die Chloridumverteilung und deren positive Wirkung auf die Treibspannung und vor allem auf den anodischen Duchtrittswiderstand dominiert. Abschließend werden aktuelle Regelwerke im Lichte des Prinzips W-Cl kritisch beleuchtet.

1. Kurzbeschreibung des Bauwerks

Die Wohnanlage inklusive Tiefgarage in WU-Bauweise wurde im Jahre 2001 fertig gestellt. Sie besteht aus zwei Geschossen und bietet 110 Stellplätze. Die Geschosdecke zwischen UG1 und UG2 wurde mit Halbfertigteilelementen mit Ortbetonergänzung ausgebildet. Die Oberseite der TG-Zwischengeschossdecke wurde mit einer OS11b-Beschichtung geschützt. Nach rd. 6 jähriger Nutzungszeit fanden sich umfangreiche Risse in der Zwischendecke, welche die OS11b-Beschichtung durchschlagen hatten.

2. Ist-Zustand

2.1 Risskartierung

Die Lage und Breite der Risse (gemessen mit Vergleichsmaßstab) in der Beschichtung bzw. auf der Untersicht und der Feuchtezustand der Risse wurden gemeinsam mit dem aktuellen Raumluftklima festgehalten. An ausgewählten Stellen wurde die Rissbreite der gerissenen Beschichtung inkl. der aktuellen Lufttemperatur im Abstand von rd. 2 Monaten erneut gemessen, um eine eventuelle Rissbreitenänderung zu erfassen.

Die eigenen Prüfungen erfolgten im Alter von rd. 6 Jahren nach Fertigstellung. Zu der Frage, wann die festgestellten Risse erstmalig auftraten und damit die

Frage nach der Dauer einer Tausalzeinwirkung lagen keine Informationen vor.

Primär wurden Biegerisse, teils aber auch Trennrisse (mit und ohne Leckagen an der Untersicht) festgestellt. Bei Rissen, die sich in der Beschichtung senkrecht zu den Bauteilwänden ausgebildet oder ihren Ursprung in ausspringenden Ecken der aussteifenden Treppenhäuserkerne hatten, wurde davon ausgegangen, dass diese das Resultat von Zwangsspannungen aus Schwindverformungen insbesondere der Ortbetonergänzung waren. Das Rissbild deutete neben dem Schwinden des Betons aber auch auf ungleichmäßige Setzungen in Teilbereichen der Wohnanlage hin.

Für beide Rissursachen blieb anzunehmen, dass der auftretende Zwang noch nicht abgeschlossen war. Rechnerisch und allein aus der Anschauung heraus konnte abgeleitet werden, dass noch kein abgeschlossenes Rissbild vorlag. Damit war bei Zunahme des Zwangs zwar primär mit einer neuen Rissbildung und weniger einer Aufweitung vorhandener Risse zu rechnen. Dennoch waren Abschätzungen zu eben solchen Aufweitungen notwendig. Hierzu wurden auf Grundlage der zu unterschiedlichen Temperaturen gemessenen Rissbreiten rechnerische Abschätzungen zu den max. zu erwartenden Rissweitenänderungen vorgenommen. Es konnte demzufolge angenommen werden, dass die max. Rissbreitenänderung in der Größenordnung von ca. 50% der im Sommer gemessenen Breite zu erwarten war. Dies ist insofern relevant, da z.B.

Polyurethanharze (PUR) für Injektionen gemäß RILISIB [1] bei Rissweiten von $w \geq 0,3$ mm nur für eine Rissweitenänderung von $\Delta w \geq 5\%$ und bei Rissweiten von $w \geq 0,5$ mm für $\Delta w \geq 10\%$ nachgewiesen sind. Diese Rissüberbrückungsfähigkeit von PUR-Harzen lag weit unterhalb der max. erwarteten Rissweitenänderungen. Es wurde gefolgert, dass etwaige Verpressmaßnahmen mit PUR-Harzen zum Zweck des „begrenzt dehnfähigen Verbindes“ daher bei möglichst minimaler Bauteiltemperatur (max. Rissöffnung) durchgeführt werden müssten, dann aber sehr wohl ein erfolgreiches Ergebnis zu erzielen sei. So würden die auf Grundlage eines Temperaturmonitorings erwarteten minimalen Bauteiltemperaturen von ca. $T = +10$ bis $+12^\circ\text{C}$ hier noch ein sachgerechtes Verarbeiten zulassen.

Dass die o.g. rechnerischen Abschätzungen vermutlich auf der sicheren Seite lagen, zeigte die Feststellung an bereits anderweitig durch Injektion und Versiegelung behandelte Rissen: Diese ehemals aufgebrauchte starre Versiegelung wies nach 1 Jahr keine Risse auf.

2.1 Lage von Korrosionsherden

Die Lage von Bereichen mit und ohne aktiver Korrosion wurden durch Potentialfeldmessungen ermittelt. Die Potentialfeldmessung fand mit einer Cu/CuSO₄-Radialektrode (CANIN, PROCEQ S.A., Schweiz) statt. An der Oberseite der Geschossdecke wurde das Potentialfeld unmittelbar über dem Riss in Abständen von 10 cm automatisch aufgezeichnet. An der Unterseite der Geschossdecke wurde analog verfahren.

Vor Beginn der Messungen wurden die Risse mit Leitungswasser vorgespült, um eine elektrolytische Ankopplung der Referenzelektrode an den Konstruktionsbeton zu gewährleisten. Die Messungen wurden am Folgetag wiederholt, um wesentliche Änderungen des Potentials durch das Vornässen der Risse feststellen zu können. Am Folgetag wurden etwas unedlere Absolutpotentiale an und rund um Korrosionsherde mit weiterreichender Ausstrahlung der Potentialfelder (flacheren Gradienten) festgestellt. Diese Messungen wurden auf der sicheren Seite für die weitere Bearbeitung als Grundlage verwendet.

Die Auswertung der Potentialfeldmessungen erfolgte graphisch durch die übliche Zuordnung von charakteristischen Farben in Plänen, Bild 1.

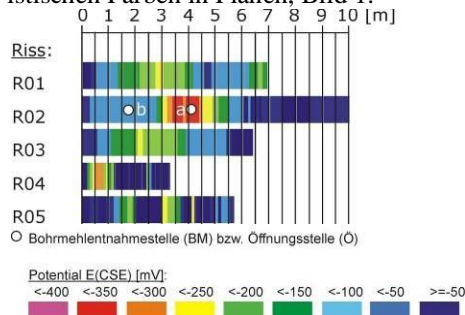


Bild 1: Auszug aus Potentialfeldern entlang Rissen

Um Korrosionsherde von Bereichen ohne Korrosionsaktivität abgrenzen zu können, muss das sog. Grenzpotential ermittelt werden. Auf Grund der zahlreichen Einflüsse auf die Potentialmessung und der tragwerkspezifischen Relevanz von Bewehrungskorrosion sollten Grenzpotentiale stets individuell für jedes Bauteil bestimmt werden. Zu diesem Zweck wurde ein „Fitting“ der Häufigkeitsverteilung der Messdaten (Anpassung nach der Methode der kleinsten Fehlerquadratsumme) in die Anteile „aktive Korrosion“, „Übergangsbereich 1 und 2“ und „passiv“ (keine Korrosion) durchgeführt. Die Zustände „aktiv“ und „passiv“ sind selbsterklärend. Eine Erläuterung bedarf der „Übergangszustand“. Dessen Ursachen sind:

- Polarisation: Fungiert eine passive Bewehrung als Kathode, so wird diese durch den benachbarten Korrosionsprozess negativ polarisiert, d.h. das Potential sinkt ab. Teile der passiven Bewehrung in der Nähe von Korrosionsherden werden zu einer eigenständigen Grundgesamtheit.
- Erhöhte Chloridgehalte: Das elektrochemische Potential hängt neben weiteren Einflüssen auch vom Chloridgehalt am Stahl ab. Steigt dieser, so sinkt das Potential ab, was ebenfalls eine eigenständige Grundgesamtheit bildet.
- Lokale Unterschiede des Sauerstoffgehalts: Liegen lokal erhöhte Wassergehalte und damit geringere Sauerstoffgehalte vor, reduziert sich das Potential. Auch hierdurch kommt es zu einer eigenständigen Grundgesamtheit.

Die o.g. Effekte führen dazu, dass mindestens ein „Übergangszustand“ zwischen passiv und aktiv vorliegt. In vielen Fällen, so auch hier, können zwei Übergangszustände im Messspektrum als eigene Grundgesamtheit nachgewiesen werden, Bild 2. Bei dem oben erwähnten „Fitting“ wurden, für die Einzelfunktionen Normalverteilungen angenommen.

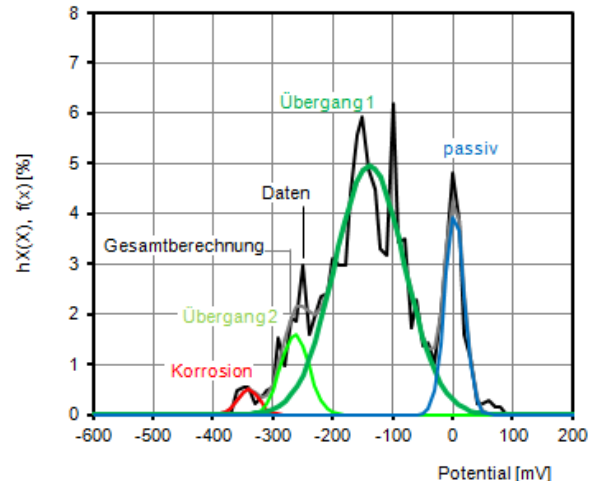


Bild 2: Relative Häufigkeit $h(x)$ der Messdaten und berechnete Verteilungsdichten $f(x)$ der Einzelverteilungen und der Gesamtverteilung

Bei starker Überschneidung der statistischen Verteilungen der o.g. Zustände müssen mitunter Randbedingungen gesetzt werden, um elektrochemisch sinnvolle

Ergebnisse zu erhalten. Im vorliegenden Fall wurde auf Grundlage von Erfahrungen die Randbedingung gesetzt, dass 99% korrodierender Bewehrung ein Potential von $E_{CSE} \leq -200$ mV aufweist.

Das Ergebnis der Berechnungen sind zunächst die Verteilungsparameter der vorliegenden Korrosionszustände der Bewehrung und der Anteil dieser Einzelverteilungen an der gesamten Stichprobe. Anhand dieser Daten kann dann das Grenzpotential gewählt werden. Hier wurde jenes Potential als Grenzpotential definiert, bei dem rund 1 % der Gesamtbewehrung noch korrosionsaktiv im Bauwerk verbleibt (Kosten/Nutzen-Abwägung). Dieses Grenzpotential errechnete sich hier zu $E_{Grenz} = -300$ mV. Stellen mit $E \leq -300$ mV wurden als Korrosionsherde betrachtet, vgl. Bild 1 und 2.

2.2 Betondeckung

Die Messung der Betondeckung (PROFOMETER 5, PROCEQ SA, Schweiz) auf Teilflächen der Deckenober- und Unterseite durchgeführt. Auf der Deckenoberseite wurde die Mindestbetondeckung über Unterzügen zu $c_{5\%} = 52$ mm und im Feld zu $c_{5\%} = 57$ mm ermittelt. An der Deckenunterseite ergab sich ebenfalls $c_{5\%} = 57$ mm. Insgesamt lag die Betondeckung damit deutlich über den heutigen normativen Vorgaben.

2.3 Chloridgehalt des Betons im Riss

Chloridverteilungen wurden in solchen Rissen bestimmt, für die zuvor durch statistische Auswertungen charakteristische Werte des Potentials festgestellt wurden (passiv, aktiv, Übergangsbereich). Die Entnahme erfolgte mit einem Bohrmehlentnahmegesetz (Freundl GmbH) in einzelnen Tiefenlagen von jeweils rd. 5 bzw. 10 mm, wobei der Bohrer über den Riss zentriert wurde. Der Durchmesser des Saugbohrers betrug $\varnothing = 22$ mm. Die Chloridanalysen erfolgten durch Salpetersäureaufschluss und anschließender potentiometrischer Titration.

Die Gegenüberstellung von elektrochemischem Potential und dem durch Bohrungen im Riss auf Höhe der Bewehrungslage ermittelten Chloridkonzentration zeigte wie üblich nur einen vagen Trend, Bild 3.

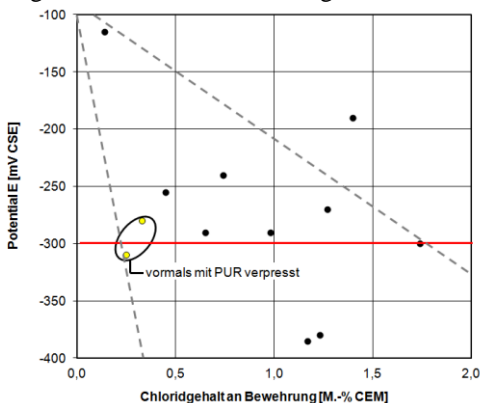


Bild 3: Chloridgehalt an Bewehrung vs. Potential

Dies liegt zum einen daran, dass der korrosionsauslösende Chloridgehalt bekanntlich aus zahlreichen Gründen eine stark streuende Größe ist [4]. Zum anderen muss berücksichtigt werden, dass die Bohrungen im Riss nur einen Anhaltswert für die Chloridkonzentration am Stahl liefern. Denn auf Grund der Randzone um den Stahl und aus geometrischen Gründen liegen an der Bewehrung tatsächlich stets höhere Werte im Vergleich zu Bohrungen mit Erfassung eines größeren Querschnitts vor. Grob ließ sich aber auf dieser Grundlage für den vorliegenden Fall abschätzen, dass die Obergrenze des korrosionsauslösenden Chloridgehalts hier bei ca. 1,0 bis 1,5 M.-% CEM (bezogen auf die angenommene Zementmasse) zu liegen kam, Bild 3.

2.4 Korrosionszustand an Öffnungsstellen

Zonen für Öffnungsstellen wurden zunächst anhand der im Raster von 10 cm gewonnenen Potentialmessdaten grob festgelegt, Bild 1. In einem zweiten Schritt wurde in diesen Zonen das Potentialminimum mit einer Punktelektrode mit einer Genauigkeit von ca. 1 cm weiter eingegrenzt. Dort wurde zunächst Bohrmehl für Chloridanalysen gewonnen und im Anschluss die Bewehrung durch behutsames Stemmen auf einer Länge von ca. 10 cm rundum freigelegt. Bei der Dokumentation wurde insbesondere auf Rostverfärbungen und evtl. vorhandene Korrosionsnarben geachtet. Der verbleibende Restdurchmesser aller Bewehrungsstäbe eines Öffnungsfensters wurde mit einer digitalen Schieblehre bzw. bei Lochfraß mit einer digitalen Tiefenlehre an einem augenscheinlich ungeschädigten Abschnitt und an der Stelle mit dem maximalen Abtrag gemessen. Tabelle 1 gibt den Zusammenhang von gemessenem Potential, Chloridgehalt an der Bewehrung und dem vorgefundenen Korrosionszustand wieder.

Tabelle 1: Kennwerte an Öffnungsstellen

Kennwert	Riss					
	R39	R41	R44	R45	R50a	R50b
Rissbreite [mm]	0,15	0,1	0,2	<0,1	0,2	0,2
Riss verpresst	nein	nein	nein	nein	ja	ja
Betondeckung [mm]	25	31	24	25	25	23
Korrosion	ja	ja	ja	nein	nein	ja
Narbtiefe [mm]	0	≤ 0,2	≤ 0,2	0	0	0
Potential E [mV (CSE)]	-270	-290	-380	-240	-310	-280
Cl an Stahl [M.-% CEM]	0,8-1,3	0,6-0,7	0,9-1,2	0,5-0,7	0,2-0,3	0,3

Aus den Bewehrungs Sondierungen ließen sich folgende Schlüsse ziehen:

- Auch bei sehr feinen Rissweiten (auf der Betonoberfläche) wurden erwartungsgemäß korrosionsauslösende Chloridgehalte am Stahl festgestellt. Das zeigt einmal mehr, dass eine Rissbreitenbeschränkung im Fall einer Tausalzexposition auf befahrenen (horizontalen Flächen) nicht dazu dienen kann, einen Tausalzeintrag bzw. Korrosion zu vermeiden, was leider noch immer nach unseren Erfahrungen ein weit verbreiteter Irrglaube ist, s.a. [2]. Ziel ist es vielmehr die Rissbreitenbeschränkung

auf die Leistungsfähigkeit rissüberbrückender Schutzschichten (Beschichtungen, Abdichtungen) abzustimmen.

- Bei Potentialen von ca. $E < -270$ mV ist hier bei gleichzeitigem Vorkommen eines positiven Potentialgradienten, wie er an den Öffnungsstellen vorlag, mit Depassivierung der Bewehrung (Korrosionsbeginn bzw. Korrosionsbereitschaft) zu rechnen. Dies steht im Einklang mit der statistischen Auswertung, wonach das Grenzpotential zu $E_{\text{Grenz}} = -300$ mV festgelegt wurde.
- Aus den Öffnungsstellen schätzte sich hier die untere Grenze des korrosionsauslösenden Chloridgehalts auf ca. $c \geq 0,5$ M.-% CEM ab. Daraus folgt mit Bild 3 für den vorliegenden Fall insgesamt eine Spanne von ca. 0,5 bis 1,5 M.-% CEM.
- Eine Korrosionsnarbenbildung hatte stellenweise begonnen. Die Narbentiefe lag bei vernachlässigbaren Werten von $\leq 0,2$ mm. Die Korrosionspotentiale lagen dann bei ca. $E < -270$ mV(CSE), die Chloridgehalte bei ca. $c \geq 0,7$ M.-% CEM.

3. Instandsetzungskonzepte mit Kostenvergleich

In Betracht gezogen wurden folgende Alternativen:

- Wiederherstellung der Beschichtungswirkung mit dem Ziel der Abdichtung der Risse mit damit einhergehender Austrocknung des Rissflankenbetons und folglich Verlangsamung des Korrosionsvorgangs entsprechend des Prinzips W-Cl nach [1] durch PUR-Injektion zzgl. Versiegelung (primär aus optischen Gründen) oder Ausbildung von Rissbandagen mit begleitendem Korrosionsmonitoring
- Klassischer Betonersatz im Bereich von Korrosionsherden entlang der Risse zur Entfernung der Chloride im Beton und zur Realkalisierung der Bewehrung sowie die Wiederherstellung der Beschichtung (Prinzip R2-Cl nach [1]) in Kombination mit PUR-Injektionen abseits von Korrosionsherden
- Kathodischer Korrosionsschutz (KKS) in Korrosionsherden durch Diskretanoden sowie die Wiederherstellung der Beschichtungswirkung (Schließen und Abdichten) durch Injektion der Risse

Die PUR-Injektion ist im Vergleich zu Rissbandagen in Bezug auf den Preis und insbesondere die Rissüberbrückungsfähigkeit als ungünstiger zu sehen. Die PUR-Injektion bietet in Bezug auf das Prinzip W-Cl aber den Vorteil, dass durch das übliche Vorspülen mit Wasser eine Umverteilung des Chlorids in den Rissuferne vermutlich begünstigt wird. Wie noch gezeigt werden wird, ist dies vermutlich ein wichtiger Aspekt in Bezug auf die Erfolgchancen des Prinzips W-Cl im Riss.

Im Fall ungerissenen Betons muss bei partiellem Verbleib von Tausalz im Beton nachgewiesen werden, dass es nach Aufbringung von Schutzschichten durch diffusive Umlagerung von außen nach innen in Zukunft nicht zu einem Korrosionsbeginn in nicht tolerierbarem Umfang kommt. Hierzu kann das Werkzeug der Le-

bensdauerbemessung eingesetzt werden, siehe z.B. [3]. Derartige Betrachtungen können bei Rissen entfallen. Denn von den Rissuferne ausgehend ist eine nach dem Abdichten eine Umlagerung in die Rissflanken zu erwarten. Hierdurch erfolgt eine „Verdünnung“ der Konzentration. Ohne weiteren Tausalzeintrag ist an Stellen ohne heutige Korrosion dann auch in Zukunft nicht mit einer Korrosion zu rechnen. Der Vollständigkeit halber sei darauf hingewiesen, dass dieser Schluss nicht bei partiellem Betonersatz entlang der Risse gilt. In diesem Fall sind hinreichende Sicherheitsabstände rund um bearbeitete Korrosionsherde einzuplanen, da der kathodische Schutz durch den Korrosionsherd für die Umgebung verloren geht, vgl. auch [3, 17].

Auch ohne Kostenschätzungen war vorab klar, dass die Alternative W-Cl die mit Abstand günstigste Lösung darstellen würde. Dennoch wurde für alle drei alternativen Instandsetzungskonzepte eine detaillierte Kostenschätzung ausgearbeitet, um die Kostenpanne objektiv in Relation zu den qualitativen Chancen und Risiken setzen zu können. Hierbei wurde dem Bauherrn auch das monetäre Risiko eines möglichen Misserfolges aufgezeigt, Tabelle 2.

Tabelle 2: Vergleich Instandsetzungsalternativen

Alternative	Aussicht auf Erfolg	Kosten [%]	Lärm	Einschränkung Nutzung
PUR-I (W-Cl) + Monitoring	moderat	100	moderat	gering
PUR-I + R2-Cl	hoch	180	sehr hoch	stark
W-Cl (erfolglos) + R2-Cl	hoch	230	sehr hoch	stark
PUR-I + KKS	sehr hoch	300	moderat	moderat
W-Cl (erfolglos) + KKS	sehr hoch	340	moderat	moderat

4. Aufklärung des Bauherrn (Laie)

Die Aufklärung des Bauherrn über die jeweiligen Vor- und Nachteile (Chancen, aber vor allem auch Risiken) erscheint den Autoren generell entscheidend, insbesondere dann, wenn Methoden verwendet werden, die unüblich sind oder ein erhöhtes Restrisiko mit sich bringen. Im vorliegenden Fall wurde diese Aufklärung intensiv betrieben. Neben den monetären Folgen eines Misserfolgs, Tabelle 2, wurde auch deutlich hervorgehoben, dass ein Monitoring letztlich auch nur eine punktuelle stichprobenhafte Überprüfung des Erfolgs darstellt. Selbst bei sorgfältiger und vermeintlich konservativer Auswahl der Monitoringstellen verbleibt ein inhärentes Restrisiko dafür, dass der Ort der max. Korrosionsrate nicht entdeckt wird bzw. gemessene Korrosionsströme nicht korrekt gedeutet werden. Ein solches Restrisiko ist dann akzeptabel, wenn der Anteil von Korrosionsherden im Riss an der Gesamtrisslänge vergleichsweise klein ist und das Tragwerk etwaige unentdeckte Ausreißer gutmütig toleriert. Das war hier nach Ansicht der Autoren der Fall. Auf dieser Grundlage entschied sich der Bauherr angesichts der erheblichen Kostenvorteile, Tabelle 2, im Bewusstsein der damit verbundenen Risiken für das Prinzip W-Cl. Eine Erprobung, wie sie sinngemäß in der RILI-SIB [1] vor Durchführung empfohlen wird, wurde von den Autoren für nicht praktikabel bzw. nicht zweckmäßig bewertet. Denn hierzu hätte es 1 bis 2 Jahre erfordert. In dieser

Zeit hätte sich vermutlich der Korrosionszustand im Riss weiter verschlechtert. Auch schien dies auf Grund des noch relativ geringen Umfangs der Maßnahme (insgesamt nur ca. 100 lfm Riss) unverhältnismäßig.

5. Grundlagen zum Prinzip W-Cl

Der Grundgedanke des Prinzips W-Cl besteht darin, durch Aufbringung einer Beschichtung oder hier durch eine abdichtende Injektion von Rissen den Beton auszutrocknen. Dadurch kann Wasser nicht mehr in flüssiger Form in den Beton eindringen, aber in dampfförmiger Form aus dem Beton entweichen – daher der Name Prinzip „W“. Die Austrocknung bewirkt eine Erhöhung des elektrischen Widerstands von Beton [4], wodurch die Korrosionsrate analog zum Prinzip W für Carbonatisierung [5] auf ein akzeptables Maß reduziert werden soll. Gleichzeitig wird angenommen, dass sich eine gleichmäßigere Verteilung der Betonfeuchte und damit des Sauerstoffgehalts an der Bewehrung einstellt, wodurch Potentialunterschiede und damit die Korrosionsrate reduziert würden [17].

Allerdings ist zu berücksichtigen, dass sich dieser Austrocknungsvorgang über lange Zeiträume erstreckt (Jahre) und dies auch nur so weit möglich ist, bis sich ein Gleichgewicht mit der Umgebungsluft eingestellt hat. Zudem erhöht sich mit zunehmender Chloridbelastung nicht nur die Leitfähigkeit der Porenlösung, sondern es vermindert sich auch die Austrocknungsrate des Betons auf Grund der Dampfdruckerniedrigung in den chloridhaltigen Poren [6], was die Austrocknung zusätzlich bremst.

Gegen das Prinzip W-Cl spricht ferner die Überlegung, dass der Elektrolyt in den Korrosionsnarben sauerstoffärmer und mit Chloriden angereichert ist (Konzentrationselement) und dass während des anodischen Teilprozesses Salzsäure entsteht, welche die Korrosionsrate weiter erhöht bzw. den Korrosionsprozess aufrecht erhält (pH-Element) [7]. Der Elektrolyt ist nach dieser Modellvorstellung durch die Geometrie von Korrosionsnarben und den abschirmenden Korrosionsprodukten am Narbenrand praktisch entkoppelt von den Verhältnissen in der übrigen Porenwasserlösung [7]. Es wird daher angenommen, dass die Austrocknung des Betons die Korrosionsrate in Korrosionsnarben nur eingeschränkt senken kann und lokal eng begrenzte und tiefe Korrosionsschäden die Folgen des Prinzips W-Cl sein könnten. Bei sonst gleichen Voraussetzungen, insbesondere gleicher Chloridkonzentration an der Bewehrung, stehen nach dieser Modellvorstellung die Chancen, die Korrosionsrate dauerhaft auf ein vernachlässigbares Maß zu senken, deutlich höher, wenn die Bewehrung noch keine Narben aufweist.

Baupraktisch wird das Prinzip W-Cl sehr häufig angewandt, allerdings wohl in aller Regel ohne dem Bewusstsein für die dahinter stehenden Vorgänge. So ist es nach Erfahrungen der Autoren eine weit verbreitete Praxis, entstandene Risse in unbeschichteten oder starr

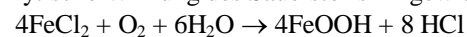
beschichteten Bauteilen (z.B. Decken oder Bodenplatten von Tiefgaragen, Brückenkappen, usw.) durch eine EP-Harz-Tränkung zumindest kurzfristig zu verschließen, und zwar auch nach einer erfolgten Tausalzbelastung. Das übliche Argument hierbei lautet, dass die Tausalzbelastung nur kurzzeitig (z.B. nur einen Winter lang) stattgefunden habe, worauf noch später eingegangen wird. Tatsächliche Nachweise des Erfolgs solcher Rissbehandlungen in Form z.B. eines Korrosionsmonitorings dürften aber die Ausnahme sein. Eigene Untersuchungen so behandelter Risse haben zumindest gezeigt, dass einige Jahre nach einer solchen EP-Tränkung Korrosionsaktivität in umfangreichem Maß noch immer bzw. vermutlich vor allem erneut vorlag, weil die Risse erwartungsgemäß eben nicht dauerhaft abgedichtet wurden.

Generell ist zwischen dem korrosionsauslösenden Chloridgehalt und jenem Chloridgehalt der nach Korrosionsbeginn bei Anwendung des Prinzips W-Cl im Altbeton tolerierbar ist, zu unterscheiden. Letzterer sollte theoretisch möglichst nur geringfügig über dem korrosionsauslösenden Gehalt liegen. Besteht doch Idee darin, die Rate einer bereits begonnen Korrosion auf ein tolerierbares (vernachlässigbares Maß) zu senken und nicht zwingend in einer vollständigen Repassivierung, wobei dies das Optimum wäre. Um die Chancen eines Erfolges abzuschätzen, bedarf es also nach den obigen Zusammenhängen einer Abschätzung zu einem solchen Grenzwert. Dies geht folglich Hand in Hand mit der Betrachtung des korrosionsauslösenden Chloridgehalts:

Insgesamt ist zunächst festzustellen, dass nur sehr wenige gezielte Forschungsergebnisse zu den Anwendungsgrenzen des Prinzips W-Cl vorliegen. Zu nennen wäre hier z.B. [8]. Darin wird richtungsweisend gezeigt, dass der im Altbeton tolerierbare Chloridgehalt mit zunehmender Betondeckung, sinkendem w/z-Wert bzw. generell abnehmender Porosität des Betons steigt. Auch die Zementart ist danach entscheidend, prägt sie doch maßgeblich die Art des entstehenden Porengefüges. Diese Abhängigkeiten wurden auch in anderen Arbeiten zum korrosionsauslösenden Chloridgehalt bereits festgestellt, vgl. z.B. Übersicht in [4]. Das sind grundsätzliche Zusammenhänge zum korrosionsauslösenden Chloridgehalt, die schon recht lange bekannt sind, siehe z.B. [9] und Bild 4.

Trotzdem finden sich auch jüngst immer wieder Berichte, wonach keine Abhängigkeiten von der Betonzusammensetzung, insbesondere der Zementart festgestellt wurde, z.B. [10, 11].

Das wirft zwangsläufig die Frage nach den Gründen für diese augenscheinlichen Widersprüche auf. Hier wird von den Autoren vermutet, dass sich die o.g. Abhängigkeiten und damit einhergehenden Widersprüche in einem Schlüsselfaktor begründen, namentlich dem Sauerstoffgehalt. So wurde bereits in [12] auf die katalytische Wirkung des Sauerstoffs hingewiesen:



Die sich im Zuge der chloridinduzierten Korrosion bildenden Eisenchloridkomplexe gelten als instabil. Sie sind aber entsprechend der obigen Gleichung umso instabiler, je höher der Sauerstoffgehalt an der Anode (Korrosionsherd) ist.

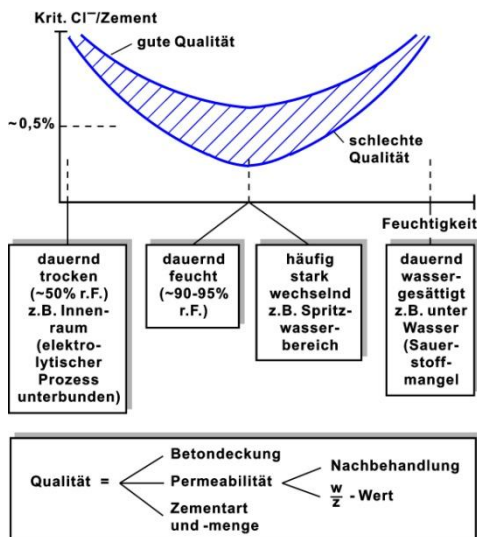


Bild 4: Qualitative Abhängigkeiten des korrosionsauslösenden Chloridgehalts, übersetzt aus [9] (Skript Prof. P. Schießl)

Mit anderen Worten: Sauerstoff setzt zeitweise an Eisen gebundenes Chlorid wieder frei und erhöht die Korrosionsaktivität des Chlorids. Dieser Aspekt ist nicht nur für die Phase des Korrosionsfortschritts, sondern auch dem Beginn relevant, da sich hieraus bestimmt, welcher Anteil der Chloride korrosionsaktiv wirkt und damit zu einer stabilen Anode führt, die durch einen Korrosionsstromanstieg als solche identifizierbar wird. Entscheidend wäre danach nicht nur die Konzentration von Chlorid am Stahl, sondern dessen korrosionswirksamer Anteil. Mit zunehmender Betondeckung, sinkender Kapillarporosität bzw. Gewundenheit des Porensystems (sog. Tortuosität [13]) und vor allem steigendem Grad der Wassersättigung sinkt der O_2 -Gehalt an der Bewehrung. In der Folge sinkt nach dem obigen Arbeitsmodell zwangsläufig der korrosionsaktive Chloridgehalt und steigt der korrosionsauslösende Chloridgehalt. Das erklärt die schematischen Abhängigkeiten nach Bild 4 inkl. Berichten zur Abhängigkeit von der Zementart.

Wird jedoch eine Versuchsanordnung mit hoher oder gar vollständiger Wassersättigung gewählt, dann wird die Wirkung des O_2 -Gehalts und in der Folge alle Parameter, die den O_2 -Gehalt beeinflussen, systematisch unterdrückt. Der korrosionsauslösende Chloridgehalt ist dann primär nur noch von der Zusammensetzung der Porenlösung und der Beschaffenheit der Kontaktzone um die Bewehrung inkl. der Stahltextur abhängig. So wurden die vorgenannten Abhängigkeiten (Betondeckung, w/z , Zementart, usw.) immer nur dann festgestellt, wenn unter praxisnahen Bedingungen, d.h. mit nicht wassergesättigten Proben gearbeitet wurde, z.B. [8, 12], was sicherlich einen größeren versuchstechni-

sche Aufwand darstellt. Daraus folgt auch der Schluss, dass Grenzwerte zu korrosionsauslösenden Chloridgehalten, die unter Wassersättigung ermittelt wurden, für die Anwendungen in der Praxis (in der Regel ohne Wassersättigung) nur bedingt geeignet sind. So wurde z.B. in [11] kürzlich eben auf Basis solcher Versuche unter Wassersättigung gefolgert, dass der viel zitierte Grenzwert von rd. 0,5 M.-% CEM, vgl. auch Bild 4, wie er auch in [1] genannt wird, als konservativ betrachtet werden könne. Angesichts der obigen Zusammenhänge offenbar wesentlicher vernachlässigter Einflüsse wird diese optimistische Auffassung hier nicht geteilt.

Abgesehen von gezielten Forschungsarbeiten finden sich auch Berichte aus der Praxis zu erfolgreichen Instandsetzungen nach dem Prinzip W-Cl. Diese Berichte beschränken sich aber auf die Anwendung im ungerissenen Beton, z.B. [14].

Generell bleibt festzuhalten: Genauso wie der korrosionsauslösende Chloridgehalt eine in weiten Grenzen streuende Größe ist, gilt dies in Konsequenz auch für jene Chloridkonzentration, unterhalb derer das Prinzip W-Cl anwendbar ist. Diese Grenzkonzentration ist also nicht als einzelner Wert, sondern als statistische Verteilung zu verstehen. Leider gibt es aus Sicht der Autoren schon für den korrosionsauslösenden Chloridgehalt insbesondere aus Gründen unterschiedlicher bzw. nicht praxisgerechter Versuchsaufbauten schon keine zufrieden stellende Datengrundlage. Umso mehr trifft dies für die hier behandelte Chloridkonzentration, die im Beton nach bereits eingesetzter Korrosion nach dem Prinzip W-Cl verbleiben darf, zu - vor allem für den Fall von Rissen - vgl. auch [15].

Zwar sind die derzeit existierenden Modelle für den komplexen Vorgang des Fortschritts der Korrosion sicherlich noch verhältnismäßig unzuverlässig. Aus einem solchen Modell zum Korrosionsfortschritt bzw. aus systematischen Laborversuchen [16, 17] kann jedoch qualitativ entnommen werden, wie sensibel die Korrosionsrate auf den Chloridgehalt an der Bewehrung reagiert. Es muss auf Grund dessen davon ausgegangen werden, dass das Prinzip W-Cl nur funktionieren kann, 1) wenn die Chloridkonzentrationen an der Bewehrung in einem „moderaten“ aber leider heute noch nicht statistisch genauer quantifizierbaren Maß oberhalb eines Korrosion auslösenden Chloridgehaltes liegen und 2) wenn es noch zu keiner signifikanten Narbenbildung kam, siehe oben. Allein schon auf Grund der oben diskutierten unzureichenden Datengrundlage, sind diese Grenzen am jeweiligen Objekt auszuloten.

Im hier vorliegenden Fall zeigte sich, dass die an Korrosionsherden maximal an der Bewehrung vorliegende Chloridkonzentration von ca. 1,8 M.-% CEM nur wenig über der hier am Objekt angenommenen Obergrenze des korrosionsauslösenden Chloridgehalts von ca. 1,5 M.-% CEM lag und keine nennenswerten Narbenbildung zu verzeichnen war. Auch wenn Korrosion in den Rissen teils schon bei deutlich kleinerer Chloridgehalten begann, vgl. Tabelle 1, wurden bei diesen

Verhältnissen qualitativ erwartet, dass die Aussichten auf Erfolg und die damit verbundene Chance der erheblichen Kostenersparnis das verbleibende Restrisiko eines Misserfolgs und die damit etwaig verbundenen Mehrkosten für eine zweite Instandsetzung den Versuch der Anwendung des Prinzips W-CI hier rechtfertigen.

6. Korrosionsmonitoring

6.1 Messaufbau

Wie zuvor dargelegt, wurde hier eine übliche PUR-Rissinjektion mit anschließender Versiegelung (aus optischen Gründen) durchgeführt. Hierzu wurde ein Zeitfenster ausgewählt, in welchem sich die Bauteiltemperatur nahe des erwarteten Minimums bewegte.

Ein System zum Korrosionsmonitoring wurde an vier Stellen in die Zwischendecke eingebaut, an welchen auf Grund des Absolutwerts und Gradienten des Potentials die höchsten Korrosionsraten erwartet wurden. Das Monitoring erfolgte über künstlich geschaffene Makroelemente. Als Kathoden fungierten mit Platin beschichtete Titanstäbe mit einem Durchmesser von 16 mm und einer unisolierten Länge von ca. 7,5 cm, die bereits vor dem Einbau in einen Vergussmörtel eingebettet wurden, Bild 5. Hierdurch konnte eine möglichst fehlerstellenfreie Einbettung realisiert werden. Ebenso konnte der Effekt der Hydratation weitgehend vorweggenommen werden, so dass dieser beim Monitoring von untergeordneter Bedeutung war. Entwurf, Herstellung und Montage erfolgten durch das ibac der RWTH-Aachen.

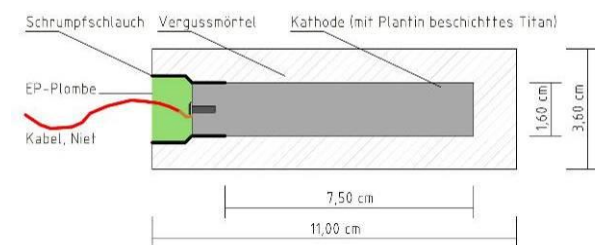


Bild 5: Aufbau des Kathodenstabes

Je Prüfstelle wurden beidseits der Risse bzw. des sich dort befindlichen Korrosionsherds zwei Kathodenstäbe im Abstand von ca. 100 mm vom Riss eingebracht, Bild 6 und 9. Hierzu wurden Kernbohrungen mit einem Durchmesser von ca. 40 mm von der Oberseite der Decke eingebracht. Die Kabel wurden durch Bohrlöcher bis zur Deckenunterseite geführt und hier an die Messboxen angeschlossen. Die Kathodenstäbe wurden anschließend stehend in die Bohrlöcher eingesetzt und mit einer dünnen Schicht aus Vergussmörtel an den Bestandsbeton angekoppelt. Der Bewehrungsanschluss erfolgte in einer bis zur Stahloberfläche eingebrachten Bohrung über einen Niet, dass analog zu Bild 5 mit einer EP-Plombe versiegelt wurde. Eine Sensormessstelle bestand also aus folgenden Komponenten: 2 Kathodenstäbe, 1 Bewehrungsanschluss, Messbox mit integriertem Messgeräteanschluss, Bild 6. Die Messbox

ermöglichte die getrennte Zu-/Abschaltung der Kathodenstäbe.



Bild 6: Schematischer Messaufbau

6.2 Durchführung der Messungen

Der Ablauf der Messungen je Termin war wie folgt: Zunächst wurde das Klima (Bauteiltemperatur der Deckenunterseite, Luftfeuchte) gemessen. Die Anoden (Bewehrung) und die beiden eingebauten Kathoden befanden sich im laufenden Betrieb im kurzgeschlossenen Zustand (eingeschaltet), d.h. es konnte eine aktive Korrosion stattfinden. In diesem eingeschalteten Grundzustand wurde zunächst der Korrosionsstrom durch Messung des Spannungsabfall über einen 10 Ohm Nebenschlusswiderstand („shunt“) mit einem handelsüblichen Multimeter ausreichender Auflösung und Genauigkeit gemessen. Daraus errechnet sich aus dem ohmschen Gesetz $I=R/U$ der Korrosionsstrom. Der Messwert wurde aufgenommen, wenn sich ein stabiler Wert eingestellt hatte. Zur Vereinheitlichung wurde die Messung stets nach etwa 1 Minute nach Anschluss durchgeführt. Das Ergebnis ist die Summe der Korrosionsströme zwischen der Bewehrung und beiden Kathoden, Bild 8.

Im nächsten Schritt wurde eine Titanelektrode abgeschaltet und der Korrosionsstrom erneut gemessen. Auch diese Messung erfolgte ca. 1 Minute nach Anschluss des Messgerätes bzw. Umschaltens. Hierbei stellte sich der Korrosionsstrom rasch konstant ein. Nach entsprechender Umrechnung ist das Ergebnis der Korrosionsstrom, der sich zwischen der Bewehrung und der noch angeschlossenen Titanelektrode ergibt. Im nächsten Schritt wurde die gleiche Prozedur mit der zweiten Kathode durchgeführt. Da sich der Korrosionsstrom nun zunächst erst wieder einpendeln musste, erfolgte diese Messung nach einer Wartezeit von ca. 15 Minuten. Die Redundanz dieser Messprozedur ermöglichte die Kontrolle der Messwerte: Summen der Korrosionsströme mit einer Kathode müssen Korrosionsstrom mit 2 angeschlossenen Kathoden ergeben.

Anschließend wurden alle Titanelektroden von der Bewehrung getrennt, um die Treibspannung im offenen Stromkreis zu messen. In diesem Zustand besteht einzig eine elektrolytische Verbindung über das Medium

Beton. Zur Einstellung (Aufladung) der Treibspannung braucht es eine gewisse Zeit. Aus Gründen der Praktikabilität wurde nach einer festen Wartezeit von ca. 24 h gemessen. Ergänzende Messungen zeigten, dass die Ergebnisse nach 24h für den hier vorgesehenen Zweck der Plausibilitätsprüfung einen hinreichenden Schätzwert für die sich erst nach noch längeren Wartezeiten einstellende Treibspannung darstellt, Bild 7. Nach Messung der Treibspannung wurde mit einem handelsüblichen LCR-Meter an den gleichen Messanschlüssen der Wechselstromwiderstand (Impedanz) Z bei 120 Hz gemessen. Hierdurch wird das System ein wenig aus der Ruhe gebracht, weshalb diese Messung am Schluss jeder Messreihe erfolgte. Nach erfolgter Messung wurden die Schalter wieder auf Kurzschluss gestellt. Die gemessene Impedanz Z wurde nach folgendem Zusammenhang temperaturkompensiert:

$$Z_0 = Z / \exp[b_{R,T} \times (1/T - 1/T_0)]$$

Darin sind $b_{R,T}$ ein Regressionsparameter, T die gemessene Temperatur (an der Betonoberfläche) in Kelvin ($T [K] = T [^{\circ}C] + 273$) und $T_0 = 293 K$ ($20^{\circ}C$). Hier wird auf Grundlage von [18] $b_{R,T} = 3.815 K$ gesetzt. Das Ergebnis ist die temperaturkompensierte Impedanz Z_0 (bei $20^{\circ}C =$ Referenztemperatur).

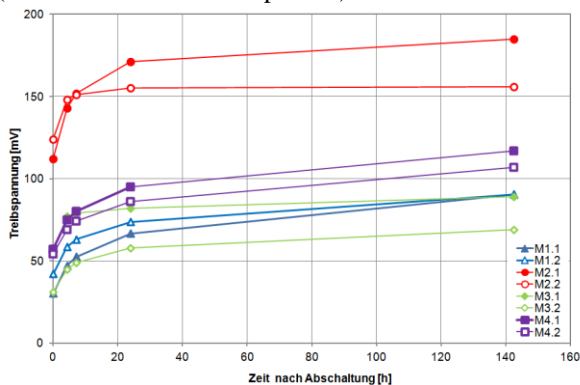


Bild 7: Treibspannung vs. Wartezeit nach Trennung der Anschlüsse

6.3 Ergebnisse der Messungen

Die Messungen fanden über einen Zeitraum von rd. 2 Jahren statt, Bild 8. Bis zum Einbau wurden die in Vergussmörtel vorab eingebetteten Titanelektroden feucht (quasi wassergesättigt) gelagert, so dass eine Sauerstoffarmut vorlag. Dies bewirkte zu Beginn der Messungen negativere (unedlere) Potentiale der Titanelektrode gegenüber der korrodierenden Bewehrung. Dies führte daher zu Beginn zu einem negativen Stromfluss (Elektronen von der Titanelektrode zum Stahl). Jedoch bereits kurz nach Installation der Sensoren wechselte das Vorzeichen (Stahl = Anode, Titanelektrode = Kathode) und es stellte sich der erwartete positive Korrosionsstrom ein, Bild 8 oben, bis nach ca. 2 Monaten die Maxima der Treibspannung und des Korrosionsstroms erreicht wurden. Die abdichtenden PUR-Injektionen fanden in einem Zeitraum von rd. 50 bis 60 Tagen nach Einbau des Monitoringsystems statt.

Auch danach stieg der Korrosionsstrom zunächst noch bis zum Erreichen des Maximums an, Bild 8.

Der maximal gemessene Strom lag zu Beginn der Messungen bei ca. $110 \mu A$, bei Anschluss beider Kathoden an die Bewehrung. Danach nahm der Korrosionsstrom entsprechend des Prinzips W-Cl erwartungsgemäß ab und näherte sich asymptotisch einem Wert von im Mittel ca. $3 \mu A$ an. Damit nahm der Strom um einen Faktor von ca. 35 ab.

Die Treibspannung nahm seit Beginn der Messungen annähernd linear von ca. 250 bis 300 mV auf Werte zwischen ca. 80 bis 120 mV, im Mittel um einen Faktor von nur rd. 3 ab.

Die temperaturkompensierte Impedanz Z_0 stieg durchschnittlich um einen Faktor von ca. 5 an.

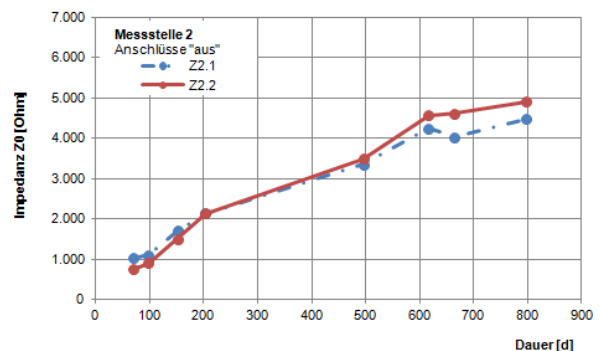
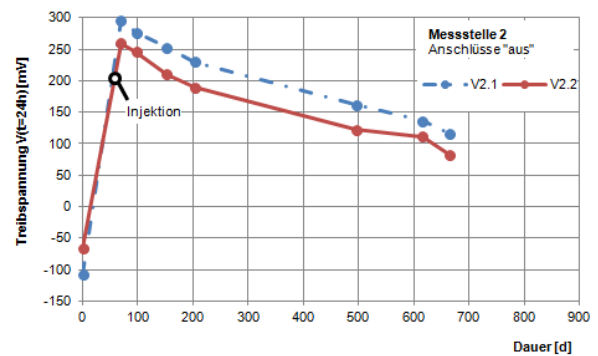
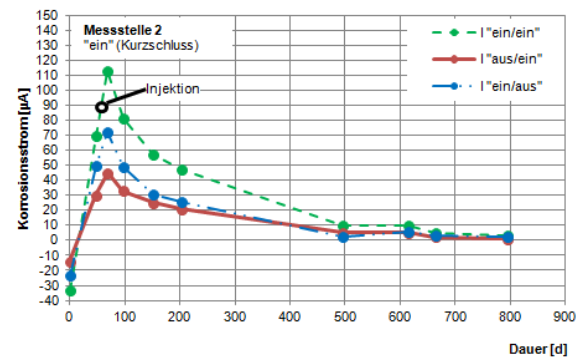


Bild 8: Ergebnisse des Korrosionsmonitorings beispielhaft an Messstelle 2

6.4 Ergebnisse an Öffnungsstellen

Nach rd. 2 Jahren Messzeit wurde die Monitoringstelle 2 mit dem höchsten Korrosionsstrom ausgewählt, um

hier den Bewehrungszustand zerstörend zu begutachten, Bild 9 und 10.

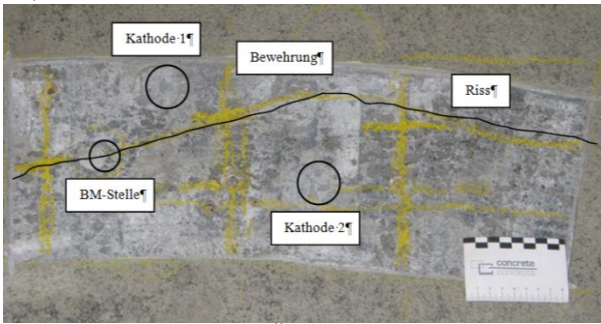


Bild 9: Beschichtung für Öffnung entfernt



Bild 10: Bewehrung nach 2-jährigem Monitoring

Es konnte nach Beendigung des Monitorings zwar festgestellt werden, dass die Bewehrung im Kreuzungsbereich mit dem Riss leicht rostbraun verfärbt war, Bild 10. Ein Querschnittsverlust bzw. eine Narbenbildung war jedoch an dieser maßgebenden Stelle noch nicht feststellbar.

8. Bewertung und objektbezogene Folgerungen

8.1 Zur Korrosionsrate

Von einem Korrosionsstrom I_{corr} [μA] kann auf eine Korrosionsrate V_{corr} [$\mu\text{m/a}$] geschlossen werden, wenn die Fläche des Korrosionsbereichs (Anodenfläche) bekannt ist. Es gilt: $V_{\text{corr}} = 11,6 \cdot i_{\text{corr}} \cdot \alpha$ [$\mu\text{m/a}$] mit $i_{\text{corr}} = I_{\text{corr}}/A_{\text{corr}}$ [$\mu\text{A/cm}^2$]. Darin ist i_{corr} [$\mu\text{A/cm}^2$] die Korrosionsstromdichte, α [-] der Lochfraßfaktor, I_{corr} [μA] der gemessene Korrosionsstrom und A_{corr} [cm^2] die Anodenfläche. Die Anodenfläche A_{corr} ist die gesamte Korrosionsfläche, die durch das Monitoringsystem erfasst wird. Der Lochfraßfaktor α ist das Verhältnis der lokalen maximalen Narbentiefe zur mittleren Korrosionstiefe auf der Anodenfläche A_{corr} .

Nun steht man jedoch vor einem Dilemma: Der Lochfraßfaktor α lässt sich am Bauwerk heute noch gar nicht (im Labor z.B. schon durch Computertomographie [19]) und die Anodenfläche A_{corr} nur grob zerstörungsfrei am Bauwerk bestimmen. Diese Unbekannten lassen sich auch an Öffnungsstellen nur mit mäßiger Zuverlässigkeit bestimmen:

- Es müssen erfassbare Korrosionsabträge vorliegen, um A_{corr} und α überhaupt eingrenzen zu können. Diese dürfen aber noch nicht soweit fortgeschritten sein, dass die gesamte Maßnahme ohnedies in Frage zu stellen wäre.

- Die Größen A_{corr} und α können sich im Laufe der Zeit verändern.
- Es handelt sich immer nur um eine lokale Stichprobe, die nicht zwingend die Extrema abdeckt.

Auf Grund dieser Unwägbarkeiten bietet es sich an, Prüfungen und ingenieurmäßige Abschätzungen gegenüber zu stellen und damit die Schätzungen von zwei Seiten auf Plausibilität zu prüfen:

Einen Anhaltswert für die Anodenflächen lieferten die Potentialfeldmessung entlang der Risse, Bild 1. Danach konnte die Länge der Korrosionsherde an den eingebauten Monitoringstellen auf ca. 10 bis 50 cm, im Mittel auf grob ca. 30 cm abgeschätzt werden. Sichtbare Korrosionsverfärbungen waren in den eigenen Untersuchungen nur auf Abschnitten mit Längen von ca. 10 cm Länge festzustellen. Der Umfang der Bewehrung mit $\varnothing = 12$ mm liegt bei rd. 4 cm. Geht man davon aus, dass der gesamte Umfang der Bewehrung im Riss depassiviert ist, und legt man die vermeintlich gesamte Anodenlänge (nicht nur verfärbte Flächen) zu Grunde, dann ergibt sich eine mittlere Anodenfläche von ca. $A_{\text{corr}} = 30 \times 4 = 120 \text{ cm}^2$.

Der Lochfraßfaktor α lässt sich aus den eigenen Ergebnissen nicht ableiten, weil der flächige Abtrag abseits von Narben nicht messbar (zu klein) war. In [20] werden hierzu grobe Schätzwerte geliefert: Im Mittel kann α zu $m = 9$ [-] bei einer sehr großen Standardabweichung von $s = 4,0$ [-] mit einer sog. Log-N-Verteilung angenommen werden. Für praktische Fälle heißt dies, dass α in Weiten Grenzen zwischen etwa 2 bis 20 liegen kann.

Zu Beginn der Messungen lag der Korrosionsstrom mit beiden angeschlossenen Kathoden bei ca. 110 μA . Mit den obigen groben Annahmen korrespondiert dies mit einer Korrosionsrate in Narben von 0,2 mm/a. Dieser Schätzung liegt zu Grunde, dass die Wirkung der eingebauten Kathoden vergleichbar zu jenen „echten“ Kathoden in Form der angrenzenden Bewehrung wirkt. Diese Annahme scheint angesichts der ähnlichen Größenordnung der Treibspannungen wie sie unter „natürlichen“ Bedingungen vorlag, als gerechtfertigt, vgl. Treibspannung (Unterschied des Zustands „Korrosion“ und „passiv“) nach Bild 2. Diese Werte gilt es nun mit Korrosionsraten zu vergleichen, wie sie aus Prüfungen an Öffnungsstellen ableitbar sind:

Vor der Rissinjektion bzw. dem Beginn des Monitoring wurde die Narbentiefe zu $x \leq 0,2$ mm bestimmt, vgl. Tabelle 2. Auf der sicheren Seite wurde im Weiteren von einer Korrosionsnarbentiefe von max. 0,2 mm zu Beginn des Monitorings ausgegangen. Um hieraus auf eine Korrosionsrate in den Narben zu schließen, muss allerdings eine wesentliche Unbekannte abgeschätzt werden, und zwar die Korrosionsdauer. Das erstmalige Auftreten der Risse und damit quasi die Dauer der Korrosion ließ sich aus den verfügbaren Fakten nur auf die weite Spanne von 1 bis 7 Jahren eingrenzen. Aus den maximal festgestellten Querschnittsverlusten ergäben sich damit Korrosionsraten in Narben in der Grö-

Benordnung von $V_{\text{corr}} \approx 0,2/7a \approx 0,03 \text{ mm/a}$ bis $0,2 \text{ mm/1a} = 0,2 \text{ mm/a}$.

Vergleicht man nun die obigen groben Schätzungen aus dem Monitoring mit der Spanne der Korrosionsraten in Narben aus Öffnungsstellen, so stimmt die grobe Größenordnung durchaus überein, wobei der Schätzwert des Monitorings konservativ ausfällt. Für die weiteren Betrachtungen, wurde von diesem konservativen Fall einer Korrosionsrate von $V_{\text{corr}} \approx 0,2 \text{ mm/a}$ zu Beginn des Monitorings ausgegangen.

Die entscheidende Frage lautet im nächsten Schritt: Ist die Korrosionsrate während des Monitorings hinreichend „eingeschlafen“?:

Der nach 2 Jahren festgestellte Korrosionsstrom von im Mittel nur noch ca. $3 \mu\text{A}$ lag um einen Faktor von ca. 35 unter der Korrosionsrate zu Beginn des Monitorings. Aus dem einfachen Dreisatz folgt damit für den Schätzwert der Korrosionsrate nach 2-jährigem Monitoring: $V_{\text{corr}} \leq 0,2/35 \approx 0,006 \text{ mm/a}$.

Zum Vergleich sei zunächst gesagt, dass die Korrosionsstromdichte, die zur Aufrechterhaltung einer Passivschicht notwendig ist, bei gerade einmal ca. $i_{\text{passiv}} = 0,05 \mu\text{A/cm}^2$ [17] liegt, was einer Abtragsrate von $V_{\text{corr}} \approx 0,0006 \text{ mm/a}$ entspricht. Dieser Vergleich zeigt bereits, dass die nach 2-jährigem Monitoring ohnedies konservativ geschätzte Korrosionsrate schon recht gering ist, aber noch um einen Faktor von etwa 10 oberhalb reiner Passivität liegt.

Integriert man den gemessenen Korrosionsstrom aus Bild 8 ab dem Peak über die Zeit und bildet daraus den zeitlichen Mittelwert, so ergibt sich über die Dauer des Monitorings ein zeitlicher Mittelwert von $60 \mu\text{A}$ bei Anschluss von 2 Kathoden. Dies entspricht grob der Hälfte des ursprünglichen Korrosionsstroms. Damit kann während des Monitorings die Korrosionsrate analog zu oben zu ca. $V_{\text{corr}} = 0,2/2 = 0,1 \text{ mm/a}$ geschätzt werden. Während des 2-jährigen Monitorings konnte der Zuwachs an Korrosionsnarbentiefe also bei max. ca. $\Delta V_{\text{corr}} = 0,1 \times 2 = 0,2 \text{ mm}$ liegen. An der Monitoringstelle waren demnach aus der Summe des Abtrags vor und während des Monitorings Querschnittsverluste von max. $0,2 + 0,2 = 0,4 \text{ mm}$ zu erwarten. Tatsächlich wurden an dieser Monitoringstelle gar keine messbaren Querschnittsverluste verzeichnet. Dies bestätigte erneut den konservativen Charakter. Die an der Öffnungsstelle noch nicht messbare Narbentiefe ließ aber gleichzeitig auch noch keine weitere Eingrenzung (Abminderung) des Schätzwertes für die Korrosionsrate zu.

Im Weiteren wurde konservativ davon ausgegangen, dass ein Abtrag von insgesamt ca. $x = 0,5 \text{ mm}$ bei dem vorhanden Bewehrungsgrad tolerierbar ist. Demnach konnte noch ein weiterer Abtrag von ca. $\Delta x = 0,5 - 0,4 = 0,1 \text{ mm}$ abgewartet werden. Gemäß obiger konservativer Schätzung zur Korrosionsrate war dieser Abtrag erst nach frühestens ca. $t = 0,1/0,007 \approx 15 \text{ Jahren}$ zu erwarten.

Auf dieser Grundlage wurde empfohlen, das Monitoring fortan nur noch in jährlichen Intervallen im Zuge von Wartungsinspektionen fortzuschreiben und so eine

etwaige weitere Abnahme der Korrosionsrate zu dokumentieren. Weitere Prüfungen zum Korrosionszustand der Bewehrung wurden erst wieder in etwa 15 Jahren empfohlen, sofern es bis dahin keine Hinweise darauf gäbe, dass die Korrosionsrate wieder steige, weil z.B. Risse undicht würden. Letzteres galt es im Zuge der jährlichen Wartungsinspektionen durch visuelle Prüfungen der Versiegelung über den Rissen und das Korrosionsmonitoring selbst zu prüfen. Insgesamt wurde angesichts des konservativen Charakters der Schätzungen und der Erwartung einer weiteren Abnahme des Korrosionsstroms gefolgert, dass die Maßnahme nach dem Prinzip W-CI im konkreten Einzelfall erfolgreich war.

Die oben dargestellte Bewertung verdeutlicht aber auch, dass es selbst unter idealen Bedingungen wie hier im Beispiel, d.h. bei sehr starker Abnahme des Korrosionsstroms, nicht trivial ist, die Frage zu beantworten: Ist die Korrosion in Hinblick auf die anvisierte Restnutzungsdauer hinreichend „eingeschlafen“? Denn man steht vor der verantwortungsvollen Aufgabe über Erkenntnisse aus einem vergleichsweise kurzen Zeitraum Prognosen über wesentliche längere Zeiträume anzustellen.

8.2 Zu den dominierenden Einflüssen

8.2.1 Treibspannung

Die Treibspannung nahm während des Monitorings um den Faktor von ca. 3 ab. Als Ursache kommen in Frage:

- Zunahme des ohmschen Widerstands des Betons und damit Spannungsabfall bei der Messung zwischen Bewehrung und Titanelektrode
- Austrocknung des Betons und damit Anstieg des Sauerstoffgehalts
- Umverlagerung des Tausalzes von den Rissufern ins Betoninnere

Die Zunahme des ohmschen Widerstands kann praktisch keinen Einfluss auf die Messung ausgeübt haben, weil der Eingangswiderstand des Messgerätes (ca. $100 \text{ M}\Omega$) sehr viel größer war als die gemessene Impedanz zwischen Betonstahl und Titanelektroden.

Eine Differenzierung zwischen dem Effekt eines Anstiegs des Sauerstoffgehalts und einer Reduktion der Chloridkonzentration an der Bewehrung ist nicht möglich. Das Potential wird jedoch bekanntlich erst bei hohem Grad der Wassersättigung wesentlich beeinflusst [17]. Der Sauerstoffgehalt ist daher hier ebenso nicht der maßgebende Faktor für die Abnahme der Treibspannung bzw. die Zunahme des Potentials der Bewehrung (Anode).

Analog zu den Folgerungen in [17] wird hier davon ausgegangen, dass die Abnahme der Chloridkonzentration an der Bewehrung durch Umverlagerung ins Betoninnere zum festgestellten Anstieg des Potentials am Stahl und damit der Abnahme der Treibspannung verantwortlich ist.

8.2.2 Elektrolytwiderstand

Die hier bei einer Frequenz von $f = 120$ Hz gemessene Impedanz nahm während des Monitorings um einen Faktor von ca. 5 zu. Hierbei ist zu beachten, dass die Impedanz zwischen Bewehrung und Titanelektrode generell aus zahlreichen Komponenten besteht. Dies sind im Wesentlichen die ohmschen Übergangswiderstände und die parallel dazu „geschalteten“ Kapazitäten der Grenzschicht Beton/Stahl bzw. Beton/ Titanelektrode, als auch der dazwischen liegende ohmsche Widerstand des Betons mit entsprechender Kapazität. Hierdurch ist die gemessene Impedanz Z abhängig von der jeweiligen Messfrequenz f . Bei einer Frequenz von $f = 120$ Hz kann aber davon ausgegangen werden, dass die gemessene Impedanz weitgehend aus dem ohmschen Widerstand des Betons (Elektrolytwiderstand) R_{el} besteht, siehe z.B. [21]. Der festgestellte Anstieg der gemessenen Impedanz ist also primär auf den Anstieg des ohmschen Widerstands des Betons zurückzuführen. Mögliche Ursachen sind:

- Austrocknung des Mörtels rund um die Titanelektroden
- Hydratation und Austrocknung des Mörtels, mit welchen die Titanelektroden an den Bestandsbeton angekoppelt (eingebettet) wurden
- Austrocknung des Deckenbetons im Riss durch deren Abdichtung

Bei einem merklichen Beitrag der Hydratation des schnell erhärtenden Vergussmörtels hätte es zu einem degressiven Verlauf der Impedanz kommen müssen. Die Feststellung einer über 2 Jahre näherungsweise linearen Zunahme schließt dies aus. Auf Grund der geringen Dicke der Mörtleinbettung um die Titanelektroden (ca. 10 mm) und der geringen Dicke des Ankopplungsmörtels (ca. 2 mm) im Vergleich zum Abstand zwischen Titanelektroden und Bewehrung (jeweils ca. 100 mm) ist insgesamt davon auszugehen, dass die Austrocknung des Deckenbetons im Riss hier den primären Beitrag geliefert hat.

8.2.3 Anodischer Durchtrittswiderstand

Da der Korrosionsstrom I um einen Faktor von ca. 35 abgenommen hat und sich die Treibspannung U im gleichen Zeitraum nur um den Faktor von ca. 3 reduzierte, folgt mit $I = U/R$, dass der elektrische Widerstand R insgesamt um den Faktor von ca. 12 zugenommen haben muss. Dieser setzt sich aus der Summe des anodischen Übergangswiderstands $R_{ct,a}$, dem Elektrolytwiderstand (Beton) und dem kathodischen Übergangswiderstand $R_{ct,k}$ zusammen: $R = R_{ct,a} + R_{el} + R_{ct,k}$. Der kathodische Übergangswiderstand sollte von der durchgeführten Injektion unberührt bleiben, denn die Kathode befindet sich primär jenseits des Risses. Bei den hier gegebenen Relationen der Widerstandsänderung kann dieser Anteil vernachlässigt werden. Da sich der Elektrolytwiderstand nur um den Faktor 5 vergrößerte folgt in Konsequenz, dass der anodische Durch-

trittswiderstand in der Größenordnung eines Faktors von ca. $12 \cdot 5 = 7$ zugenommen haben sollte. Dies bleibt auf Plausibilität zu prüfen:

Auf Höhe der Bewehrungslage wurde im Riss an der hier gegenständlichen Monitoringstelle eine Chloridkonzentration von ca. 1,2 M.-% CEM vor dem Verschließen durch Injektion bzw. bei Beginn des Monitorings ermittelt. Um eine Zunahme des anodischen Durchtrittswiderstands in der Größenordnung eines Faktors 7 zu bewirken, müsste nach [17] der Chloridgehalt am Stahl im Zeitraum von 2 Jahren auf nur noch etwa 0,4 M.-% CEM, also um den Faktor von ca. 3 gesunken sein. Kontrollen der Chloridkonzentration nach dem 2-jährigen Monitoring fanden bis dato nicht statt, denn für den Bauherrn sind die Gründe für den Erfolg sekundär. Es verbleibt also die Frage, ob eine Umverteilung des Tausalzes von den Rissufern ausgehend ins Betoninnere in dieser Größenordnung plausibel ist. Hierzu können Forschungsergebnisse aus [22] heran gezogen werden. Aus den Ergebnissen lässt sich ableiten, dass die o.g. Größenordnung der Abnahme der Chloridkonzentration innerhalb von 2 Jahren nach Abdichten der Risse bei relativen Luftfeuchten zwischen ca. 75 und 98% im Beton durchaus plausibel ist. Daraus wird gefolgert, dass die Zunahme des anodischen Durchtrittswiderstands um den Faktor von ca. 7 vermutlich primär durch die Umverlagerung des Chlorids von den Rissufern ins Betoninnere verursacht wurde. In diesem Zusammenhang hat sicherlich auch der Umstand positiv beigetragen, dass die Risse vor Beginn der Injektion mit PUR zunächst wie üblich intensiv mit Wasser über die Bohrpacker vorgespült wurden. Hierdurch wurde 1) das Chlorid konvektiv weg von den Rissufern gespült bzw. die Konzentration verdünnt und 2) die Feuchte des Betons erhöht, so dass nachfolgend eine beschleunigte einwärtsgerichtete Diffusion zu erwarten war, vgl. auch [13].

Ergänzend könnte noch eine Hemmung der Sauerstoffzufuhr über den Riss positiv gewirkt haben: Wie bereits zuvor in Abschnitt 5 erläutert, wird hier davon ausgegangen, dass die Verfügbarkeit von Chlorid durch den Zerfall von Eisenchloridkomplexen mit Abnahme des Sauerstoffgehalt an der Anode sinkt. Zwar wird durch die Injektion der Beton entlang des Risses austrocknet, wodurch die O_2 -Permeabilität steigt. Gleichzeitig muss Sauerstoff aber nun vermehrt durch den Beton zur Bewehrung gelangen, statt über den direkten (ungehemmten) Weg durch den Riss. Dieser theoretische Effekt mag ebenfalls einen Beitrag geliefert haben, dürfte aber gegenüber dem Effekt der Tausalzumlagerung von untergeordnetem Rang sein.

8.2.3 Fazit zur Wirkung der Injektionen

Die Rissinjektion hat sich offenbar in vielfacher Hinsicht positiv auf die Abnahme der Korrosionsrate ausgewirkt. Zum einen sank die Treibspannung, vermutlich primär, weil die Chloridkonzentration an der Bewehrung abnahm. Gleichzeitig trocknet der Beton aus, wodurch sich der ohmsche Widerstand des Betons

erhöhte. Dominiert haben dürfte aber der Beitrag des anodischen Durchtrittswiderstands durch Umlagerung des Tausalzes. Eine zusätzliche Hemmung durch eine verminderte Sauerstoffzufuhr an der Anode dürfte hier keine Rolle gespielt haben. Die Umverteilung des Chlorids weg vom Rissufer hat also insgesamt über die Treibspannung und den Durchtrittswiderstand einen deutlich höheren Beitrag zur Abnahme der Korrosionsrate als die alleinige Austrocknung des Betons geliefert. Hierbei wird vermutet, dass eine Injektion mit PUR-Harzen und vorherigem Spülen der Risse mit Wasser sich günstig gegenüber trockenen Injektionen mit z.B. EP-Harz oder gegenüber aufgetragenen Bandagen verhält, was zu prüfen bleibt. Dies ist aber nur solange ein nutzbarer Vorteil, als die zu erwartenden Rissweitenänderungen nicht Maßnahmen mit höherer Rissüberbrückungsfähigkeit (z.B. Bandagen) erfordern. Aus dieser Sicht könnte dieses Instandsetzungsprinzip im Riss z.B. in U+W-Cl (Umverteilung des Chlorids und Kontrolle des Wassergehalts) umgetauft werden. Die dargelegten Zusammenhänge sind wohlgermerkt nur ein Arbeitsmodell, das auf einer sehr begrenzten Datenbasis eines Einzelfalls beruht und einer systematischen Überprüfung bedarf. Hier besteht aus unserer Sicht Raum und Bedarf für Forschung.

9. Kritischer Blick in die aktuellen Regelwerke

Konkrete Empfehlungen zum Umgang mit dem Prinzip W-Cl und einem Korrosionsmonitoring finden sich, soweit den Autoren bekannt, aktuell nur in der RILI-SIB [1]. Darin werden vor Ausführung Probeinstandsetzungen empfohlen. Dies verdeutlicht dem Leser dieses Regelwerks, dass mit diesem Instandsetzungsprinzip ein Erfolg nicht garantiert werden kann. Dieser deutliche kritische Hinweis scheint angesichts der zuvor in Abschnitt 5 dargelegten Zusammenhänge und der derzeit verfügbaren Datengrundlage sowie der Unsicherheiten, die mit der Bewertung eines Korrosionsmonitorings einher gehen, vgl. Abschnitt 8, auch angemessen.

Dem gegenüber werden die diesbezüglichen Anmerkungen im aktuellen DBV-Merkblatt Parkhäuser und Tiefgaragen [23] als äußerst kritisch gesehen. Darin heißt es im Zusammenhang mit den Entwurfsgrundsätzen zu Maßnahmen gegen tausalzinduzierte Korrosion in Rissen und deren Wartung:

„In gerissenen Bereichen kann nicht ausgeschlossen werden, dass Chloride aus Tausalz auch bei kurzzeitiger Einwirkung in die Risse eingedrungen sind und zur Korrosion der Bewehrung geführt haben können. Nach derzeitigem Erkenntnisstand ist bei kurzen Einwirkzeiten (maximal eine Wintersaison) in der Regel nicht mit standsicherheitsrelevanten Korrosionsschäden der Bewehrung zu rechnen. Alle Risse sind daher immer kurzfristig und dauerhaft unmittelbar nach der Winterperiode zu schließen, so dass eine weitere Chlorid- und Feuchtezufuhr verhindert wird.“

Dieser Absatz bezieht sich insbesondere auf den sog. Entwurfsgrundsatz c), wonach Sollrissstellen über Bandagen erst nach Auftreten der Risse abgedichtet werden sollen. Dieser Hinweis ist aus folgenden Gründen nicht im Sinne des restlichen Merkblatts stringent:

- Es gibt, soweit den Autoren bekannt, keine Forschungsarbeiten, worin dieser Sachverhalt systematisch und hinreichend umfassend untersucht wurde, vgl. Abschnitt 5. Das gleiche gilt für Praxisanwendungen mit eindeutigen Nachweisen des Erfolgs in Form eines Korrosionsmonitorings. Der „*derzeitige Erkenntnisstand*“ ist mithin äußerst schmal. Für die o.g. These fehlt es in dieser Pauschalität an belastbaren Daten.
- Ferner wird zu bedenken gegeben, dass es wohl in Bezug auf das eingebrachte Tausalzdepot in einem Riss u.a. ein wesentlicher Unterschied sein dürfte, ob es sich um eine Tiefgarage mit geringer Nutzungsfrequenz (z.B. private WEG, wie im vorliegenden Fall) oder um eine hoch frequentierte TG handelt. Die eigenen Erfahrungen zeigen jedenfalls, dass bei entsprechend intensiver Tausalzbelastung bereits in kurzer Zeit (ein bis zwei Wintern) ein Tausalzdepot im Riss aufgebaut sein kann, bei welchem die Chancen auf Erfolg des Prinzips W-Cl erheblich in Frage zu stellen sind.
- Wird eine dauerhafte rissüberbrückende Einzelrissbehandlung (Bandage) nicht vor der Tausalzbelastung, also vor der ersten Nutzung aufgebracht, wird billiger in Kauf genommen, dass Korrosion in unbehandelten Rissen (ohne Bandage) beginnt. Bei schwacher kurzer Belastung (Depotbildung) bleiben zwar Aussichten darauf, dass eine solche Korrosion wieder „einschläft“, wie am vorliegenden Beispiel demonstriert. Die Chancen hierfür hängen aber stark von den Einzelfallbedingungen ab (Belastungsintensität mit Tausalz, Betonzusammensetzung, Betondeckung, usw.). Das Risiko, dass aber eben dies nicht passiert, also die Situation falsch eingeschätzt wurde und Korrosion nicht hinreichend verlangsamt wird oder schlimmer noch, dass dies auch gar nicht erkannt wird, trägt letztlich der Bauherr. Das kann wohl kaum als technisch gleichwertige Lösung gegenüber einer flächig rissüberbrückenden Beschichtung oder Abdichtung betrachtet werden.
- Insofern vertreten die Autoren die Auffassung, dass tausalzbelastete Risse ohne explizite vorherige Vereinbarung und sorgfältiger Aufklärung des Bauherrn einen Mangel darstellen.
- In diesem Sinne vertreten die Autoren auch die Auffassung, dass im Fall der o.g. Variante mit gezielter Rissbildung an vordefinierten Stellen (Sollrissstellen) schon im Neubau, also vor Nutzungsbeginn, eine Bandage aufzubringen ist. Denn planmäßig wird die Querschnittsschwächung an einer Sollrissstelle so stark gewählt, dass eben an der gewünschten Stelle und eben nur dort möglichst sicher ein Riss entsteht. Es ist also konzeptionell nicht stringent, im gleichen Zug darauf zu hoffen,

dass an solchen Sollbruchstellen letztlich doch nicht alle Risse aufgehen und eine Rissbehandlung daher erst einmal abzuwarten. Denn ein neuer Riss entsteht vor allem im Winter, also dann, wenn dieser schon überbrückt sein sollte. Das damit einhergehende Risiko, das weit reichende Maßnahmen (z.B. Betonersatz) erforderlich werden, steht in keinem günstigen Verhältnis zu den Chancen des Bauherrn (Einsparung einzelner Bandagen). Sollte trotz dieser hier vorgebrachten Sichtweise das Bandagieren dennoch abgewartet werden, dann muss das damit einhergehende Risiko allen Beteiligten klar sein. Anderenfalls wäre dieses Konzept (planmäßige Rissbehandlung nach deren Auftreten) aus Sicht der Autoren ebenfalls ein Mangel. Im Übrigen fehlt der Verweis im DBV-Merkblatt [24], dass dieses Konzept der gezielten Sollrissstelle mit Bandage aus unseren Erfahrungen heraus bislang den Weg in die Praxis noch nicht in merklichem Umfang gefunden hat, also bisweilen von theoretischem Charakter ist und in diesem Sinne noch nicht als allgemein anerkannt betrachtet werden kann.

- Das Prinzip W-CI im Zuge der Mangelbeseitigung anzuwenden, ist juristisch diskussionswürdig. Denn selbst bei sorgfältiger Planung und Durchführung eines Monitorings bleibt auf Grund des stichprobenhaften Charakters solcher Messungen ein gewisses nicht näher bezifferbares Restrisiko, nicht den maßgebenden Fall abgedeckt zu haben. Dieses gäbe es ohne tausalzbelastete Risse nicht. Aus unserer rein technischen Sicht, zeigt das Beispiel jedoch, dass das Prinzip W-CI nachweislich zum Erfolg führen kann und es den Versuch aus ökonomischer Sicht wert ist, sofern die gegebenen Randbedingungen Aussicht auf Erfolg versprechen. Im Zuge einer Mängelbeseitigung setzt dies aber neben einem ausreichend langen Monitoring auch eine entsprechende Gewährleistungsverlängerung voraus. Ob dies auf Grund der o.g. Restrisiken auch aus juristischer Sicht als gleichwertig gegenüber einem tausalzfreien Beton (Riss) zu werten ist, kann hier nicht abschließend bewertet werden.
- Nach Ablauf der Gewährleistung ist das Prinzip W-CI für die Autoren eine mögliche Option, die in Betracht zu ziehen ist, sofern Aussichten auf Erfolg bestehen. Sichere Kriterien (Grenzwerte) gibt es hierzu aber derzeit nicht. Man tut also gut daran, den Bauherrn (Laien) über alle anderen Alternativen und die mit W-CI verbundenen Risiken „hinreichend“ aufzuklären und ihm die Wahl zu überlassen.
- Insbesondere fehlt im DBV-Merkblatt [23] der Hinweis darauf, dass ein Nachweis des dauerhaften Erfolgs durch z.B. ein Korrosionsmonitoring zu erbringen ist, wie es folgerichtig in der RILI-SIB [1] empfohlen wird.

Insofern bewerten die Autoren den o.g. Abschnitt des DBV-Merkblatts als nicht stringent und sowohl technisch als auch juristisch risikobehaftet. Es mangelt an

Aufklärung über den „*derzeitigen Erkenntnisstand*“, die Risiken und die erforderlichen Kontrollmaßnahmen in Bezug auf das Prinzip W-CI.

10. Zusammenfassung

Am Beispiel der Tiefgarage einer großen WEG konnte durch ein begleitendes Korrosionsmonitoring gezeigt werden, dass das Prinzip W-CI durch dauerhaften Verschluss von Rissen mittels PUR-Injektionen in diesem konkreten Einzelfall auch nach einer mehrjährigen Tausalzbelastung der Risse noch nachweislich zum Erfolg führte. Dieses Einzelergebnis ist jedoch nicht zu verallgemeinern! Da mit dem Prinzip W-CI erhebliche Unwägbarkeiten verbunden sind, ist es nach derzeitigem Erkenntnisstand der Autoren als risikobehaftete Methode einzustufen. Ob das Prinzip W-CI auch mit Monitoring und entsprechender Verlängerung der Gewährleistung als Methode zur Mängelbeseitigung im Rahmen der Gewährleistung Anwendung finden kann, ist aus unserer Sicht juristisch diskussionswürdig und kann nicht abschließend beantwortet werden. Aus unserer rein technischen Sicht ist das Prinzip W-CI angesichts der ökonomischen Vorteile aber zweifellos als eine mögliche Alternative in Erwägung zu ziehen. Die Chancen und Risiken sind aber sorgfältig fallbezogen abzuwägen und allen Beteiligten offen zu legen. Die Anwendung dieses Verfahrens erfordert nach Ansicht der Autoren jedoch zwingend ein Korrosionsmonitoring zum Zweck der Erfolgskontrolle, wie hier beispielhaft vorgestellt.

Literaturverzeichnis

- [1] DAfStb: Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungs-Richtlinie), Teil 1 bis 4, Beuth Verlag, Berlin, Oktober 2001
- [2] Wittmann, F.H.; Zhang, P.; Zhao, T.: Eindringen von Wasser und darin gelöster Verbindungen in Beton: Visualisierung mit Hilfe der Neutronenradiographie. In: 1. Kolloquium Erhaltung von Bauwerken, TAE, 2009, 249-254
- [3] Lay S., Rucker P., Brandes Chr., Käßler J., Boese R.: Lebensdauerbemessung - Baustein für die Instandsetzungsplanung am Beispiel eines Parkhauses; Beton- und Stahlbetonbau (2008); Heft 3
- [4] Schießl, P.; Lay, S.: Corrosion in Concrete Structures (Ed.: H. Böhni), Chapter 4, "Influence of Concrete Composition", ISBN 1 85573 768 X, Woodhead Publishing, Abington Hall, 2005, pp. 91-134
- [5] Weyert, R.: Randbedingungen bei der Instandsetzung nach dem Schutzprinzip W bei Bewehrungskorrosion im karbonatisierten Beton, Heft 552 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, Beuth, 2005
- [6] Benedix, R.: Bauchemie. Einführung in die Chemie für Bauingenieure, Teubner, 3. Auflage, 2006

- [7] Nürnberger, U.: Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Band 1, Bauverlag, 1995
- [8] Raupach, M.: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Instandsetzungen bei Betonen mit hohem Chloridgehalt. In: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 658, 1993
- [9] Comité Euro-International du Béton (CEB), Schießl, P.: Durable concrete structures. CEB design guide 2nd ed., Bulletin d'information No. 182, 1989
- [10] Breit, W.: Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton. In: Schriftenreihe Aachener Beiträge zur BAuforschung, ibac der RWTH-Aachen, Nr. 8, Dissertation, 1997
- [11] Breit, W.; Dauberschmidt, C.; Gehlen, C.; Sodeikat, C.; Taffe, A.; Wiens, U.: Zum Ansatz eines kritischen Chloridgehaltes bei Stahlbetonbauwerken. In: Beton- und Stahlbetonbau, 05/2011, 290-298
- [12] Sandberg, P.: Chloride initiated reinforcement corrosion in marine concrete, Report TVBM-1015, Lund University, Dissertation, 1998
- [13] Lay, S.: Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion – Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken, Heft 568 des DAFStb, Beuth, 2007
- [14] Lukas, W.; Kusterle, W.: Großflächige Instandsetzung bei hohen Chloridgehalten im Altbeton. In: Konstruktive Instandsetzung, 2. Fachtagung über Betoninstandsetzung, Innsbruck-Igls, 1991, S. 47-54
- [15] Raupach, M.: Schutz und Instandsetzung von Parkbauten. In: Der Prüferingenieur, Oktober 2005, S. 60-71
- [16] DuraCrete: Statistical Quantification of the variables in the limit state functions. Europäisches Forschungsvorhaben BE95-1347, Bericht R9, 2000
- [17] Raupach, M.: Zur chloridinduzierten Makroelementkorrosion von Stahl in Beton. DAFStb Heft 433, Beuth Verlag, 1992
- [18] Lay, S.; Schießl, P.: Predictive and optimized life cycle management – buildings and infrastructure (Ed. Asko Sarja), Chapter 3 and 4, Taylor & Francis, Abingdon & New York, 2006, ISBN 0-415-35393-9
- [19] Beck, M.F. Zur Entwicklung der Eigenkorrosion von Stahl in Beton, RWTH-Aachen, Dissertation, 2010
- [20] DuraCrete: Brite EuRam III Project BE95-1347, Report R9, Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions, 2000
- [21] Schießl, P.; Brameshuber, W.; Lay, S.; Gehlen, C.: Korrosionsmechanismen bei der Unterrostung von Betonstählen mit Beschichtungen auf organischer und mineralischer Basis. Forschungsbericht F 3002/00, Deutsche Forschungsgemeinschaft Projekt Nr. Schi 253/25-1, München, August, 2000
- [22] Climent, M.A. et al.: Transport of chlorides through non-saturated concrete after an initial limited concrete supply. In: Proceedings of 2nd International RILEM Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete, Paris, 2000
- [23] DBV: Merkblatt Parkhäuser und Tiefgaragen, 2. Fassung, Januar 2010
- [24] DBV: Merkblatt Parkhäuser und Tiefgaragen, 2. Fassung, Januar 2010