

Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 115 (1997)
Heft: 19

Artikel: Europabrücke: Korrosionsuntersuchungen
Autor: Bindschedler, Daniel / Hunkeler, Fritz
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-79238>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 16.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Daniel Bindschedler, Zürich, und Fritz Hunkeler, Wildegg

Europabrücke: Korrosionsuntersuchungen

Bei der Europabrücke in Zürich wurde die Potentialmessung eingesetzt, um korrodierende Spannkabel zu lokalisieren und eine Aussage über deren Korrosionszustand zu machen. Die Untersuchungen ergaben, dass bei mehr als 200 Stellen mit einer Korrosionsgefährdung der in den Stegen verlegten Spannkabel zu rechnen ist. Diese hohe Zahl an potentiellen Schadstellen wie auch die Tatsache, dass wegen der hohen Betonbeanspruchung eine konventionelle Instandsetzung nicht in Frage kam, verlangte ein besonderes Vorgehen. Im Rahmen einer dreijährigen Untersuchung wird versucht, die zeitliche Veränderung der Korrosionsgeschwindigkeit zu beurteilen.

Bei der Zustandsüberprüfung für die Instandsetzung und Erneuerung der Europabrücke stiess man beim Abklopfen der Stegoberfläche oberhalb der Hohlstrasse auf eine Stelle mit korrodierten Spannkabeln. In einem der äusseren Stege waren bei zwei von neun im Steg liegenden Spannkabeln die Hüllrohre und mehrere Spanndrähte durchkorrodiert (Bild 1). Streusalzhaltiges Wasser konnte von der Fahrbahn der Europabrücke über ein wasserführendes Belagsentlüftungsröhrchen oberhalb der Schadstelle auf den Steg gelangen (Bild 2). Es war nun abzuklären, ob die Spannkabel an weiteren Stellen gefährdet sind.

Zustandserfassung

Vorgehen

Bei der Zustandserfassung galt es, rund 6 km Steglänge mit Spannkabeln (inklusive der Rampen der Europabrücke), bzw. 12 km Steginnen- und -aussenseiten mit einer Stegfläche von rund 12 000 m² zu beurteilen. Erschwerend wirkte sich dabei die schlechte Zugänglichkeit des Hohlkastens aus.

Als Basis für die Erarbeitung eines Untersuchungskonzepts wurden in 16 Feldern Voruntersuchungen durchgeführt. Aus diesen wurde der Schluss gezogen, dass die Spannkabel über der ganzen Brückenlänge an mehreren Stellen durch chloridinduzierte Korrosion potentiell gefährdet sind und somit der Schaden über der Hohlstrasse mit hoher Wahrscheinlichkeit keinen Einzelfall darstellt.

Es wurde deshalb beschlossen, die gesamte Brücke systematisch mittels Potentialmessungen zu untersuchen. Dank den Erkenntnissen aus den Voruntersuchungen konnte dabei der Aufwand für die Hauptuntersuchung in wirtschaftlich vertretbarem Aufwand gehalten werden.

Ergebnisse

Die durchgeführten Potentialmessungen erlaubten das Feststellen von Bereichen mit unterschiedlicher Korrosionswahrscheinlichkeit und damit folgende Hauptaussagen:

- Bei allen wasserführenden Belagsentlüftungsröhrchen muss mit mehr oder weniger intensiver Korrosion an der

schlaffen Bewehrung gerechnet werden. Die visuelle Begutachtung erlaubt hinsichtlich Ausdehnung und Stärke der Korrosionsherde keine differenzierten Aussagen. Die seitliche Ausdehnung der Korrosionsherde ist abhängig vom Längsgefälle der Brücke.

- Korrosionsschäden bei Belagsentlüftungsröhrchen beschränken sich auf die Aussenseite der Stege.
- Auf der Innenseite der Stege besteht im Bereich von undichten Brückenentwässerungsschächten eine erhebliche Korrosionsgefährdung für die Bewehrung.
- Weitere potentielle Gefährdungspunkte liegen bei den Eihängestellen (Fugen und Gerber-Gelenke) der Eihängeträger sowie bei in der Fahrbahn liegenden, undichten Einstiegschächten zum Hohlkasten.
- Am inneren Steg sind im Bereich der Eihängeträger ebenfalls erhöhte Korrosionswahrscheinlichkeiten vorhanden.
- Oberhalb der Stützen, wo sich die Spannkabel in Hochlage befinden, ist grundsätzlich eine Gefährdung durch von der Fahrbahn unter den Belag eingedrungenes Salzwasser nicht auszuschliessen.

Um die effektive Korrosionsgefährdung der Spannkabel zu konkretisieren, wurden insgesamt 35 Sondierungen in Bereichen mit erhöhten Korrosionswahrscheinlichkeiten durchgeführt. Die erste Lage der Spannkabel, die eine Betonüberdeckung von 55 bis > 100 mm (Stegaußenseite) bzw. 30 bis > 100 mm (Steginnenseite) aufwies, wurde dabei lokal freigelegt, und der Korrosionszustand nach einem festgelegten Schema beurteilt (Bild 3). Die Bestimmung des Korrosionszustands der Hüllrohre war nicht immer einfach, da diese beim Freilegen mittels Höchstdruck-

1 Korrodierte Spannkabel oberhalb der Hohlstrasse



2 Belagsentlüftungsröhrchen (teilweise wasserführend)



wasserstrahlen an Stellen mit unvollständiger Injektion (Luftblasen) perforiert oder aufgerissen wurden. In der Regel wurden beim Freilegen stark korrodiert und bereits perforierter Hüllrohre grössere Stücke des geschädigten Hüllrohrs weggerissen und anschliessend der Injektionsmörtel lokal abgesprengt. Dadurch wurden die äusseren Spanndrähte bereichsweise einsehbar.

Anlässlich der Sondierungen wurden folgende Beobachtungen gemacht:

- Die stärksten Korrosionsangriffe an den Spannkabeln wurden im Bereich undichter Belagsentlüftungsrohren und im Bereich der undichten Entwässerungsschächte gefunden. Die seitliche Ausdehnung der Korrosionsstellen auf der Aussenseite des Stegs unterhalb der Belagsentlüftungsrohren betrug in der Regel weniger als $\pm 0,5$ m. Im Hohlkasten waren die gefährdeten Bereiche deutlich grösser. Es zeigte sich, dass hier im wesentlichen diejenigen Spannkabelbereiche gefährdet sind, die sich im Übergangsbereich Steg/Boden befinden. Offensichtlich gelangte das streusalzhaltige Wasser aus den undichten Schächten durch Tropfen oder leichtes Versprühen direkt in den unteren Steg- bzw. Bodenbereich, wo es sich je nach Gefälle in Längsrichtung über 2 bis 4 m ausbreiten konnte. Bei rund einem Drittel der Sondierstellen wiesen die Hüllrohre der äussersten Spannkabellage Perforationen auf, bei praktisch allen waren leichte Anrostungen vorhanden. Durchkorrodierte Spanndrähte wurden lediglich bei einer weiteren Sondierstelle entdeckt. An den übrigen Stellen mit perforierten Hüllrohren wurden in der Regel einzelne korrodierte Spanndrähte (Dickenminderungen bis 20%) gefunden. Soweit feststellbar, waren aber nie mehr als 6 der 55 Spanndrähte eines Kabels von Korrosion befallen. Unter der Annahme, dass die Korrosion an den Spannkabeln erst 20 Jahre nach der Erstellung der Brücke begann, betrug die Korrosionsgeschwindigkeit an den durchkorrodierten Spanndrähten etwa 0,1 mm/Jahr. Es wurden keine Hinweise auf Spannungsrißkorrosion gefunden. Spanndrähte, die entzwei waren, wiesen stets durch einen Korrosionsabtrag verursachte Querschnittsminderungen von mindestens 50% auf. Bei den hohen Vorspannkräften können solche Querschnittsminderungen letztlich zu einer Überschreitung der mechanischen Festigkeit der Spanndrähte und zu einem Gewaltbruch führen.

3 Definition der Korro- sionsgrade (KG)

KG	Bewehrung	Hüllrohr des Spannkabels (Dicke ca. 0,3 mm)
0	blank	blank
1	wenige Rostpunkte	wenige Rostpunkte
2	Rostflecken	Rostflecken
3	vollständig rostig, max. Rippung abkorrodiert	vollständig rostig, keine Perforationsstellen
4	beginnender Lochfrass	Hüllrohr kleinfächig perforiert
5	Dickenminderung bis 10%	Hüllrohr grösserflächig perforiert
6	Dickenminderung 10-40%	
	Dickenminderung >40%	

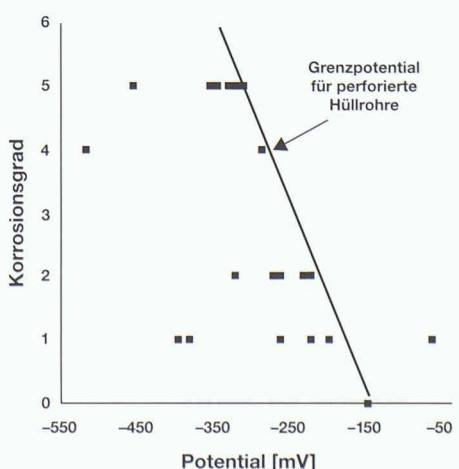
Überlegungen zur Instandsetzung

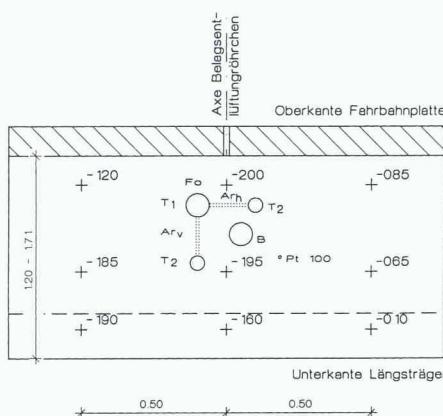
Aufgrund der Ergebnisse der Zustandsuntersuchung wurde zunächst eine konventionelle Instandsetzung in Betracht geogen. Dabei war vorgesehen, den chloridverseuchten Beton teilweise bis hinter die ersten Spannkabel abzutragen. Nun zeigten die gleichzeitig durchgeföhrten statischen Nachrechnungen aber bald, dass ein Betonabtrag in dem aus korrosionstechnischer Sicht erforderlichen Ausmass nicht möglich war, ohne dadurch die Tragsicherheit der Brücke zu beeinträchtigen.

Andere Instandsetzungsverfahren, wie z.B. ein kathodischer Korrosionsschutz, hätten nur mit erheblichen Risiken und Einschränkungen angewandt werden können.

Es stellte sich daher die Frage nach der möglichen Restnutzungsdauer der Brücke bei einem weitgehenden Verzicht auf eine ordentliche Instandsetzung. Diese Frage führte zur Aufgabe, alle verfügbaren Mittel einzusetzen, um innerhalb der nächsten drei Jahre Aussagen über die Entwicklung des Korrosionsfortschritts zu ermöglichen.

4 Zusammenhang zwischen negativstem Potential im Sondierfenster und Korrosionsgrad des Hüllrohrs des äussersten Spannkabels





Legende:
 B Bohrkern ($\varnothing 80$ mm) für Chloridanalysen und Laborversuche
 F Bohrung ($\varnothing 8$ mm) für Feuchtemessung
 Pt 100 Widerstands-Thermoelement Pt 100 ($\varnothing 8$ mm)
 Ar_v Abgetrennter Bewehrungsstab, h: horizontal, v: vertikal
 T₁ Kernbohrung zur Trennung der Armierung ($\varnothing 80$ mm)
 T₂ Kernbohrung zur Trennung der Armierung ($\varnothing 50$ mm)
 + Potentialwerte

5

Ausführung der Testfelder

Untersuchungen zum Korrosionsfortschritt

Grundsätzliches

In den letzten Jahren sind erhebliche Anstrengungen unternommen worden, um geeignete Hilfsmittel zur Zustandsuntersuchung von Stahlbetonbauten zu entwickeln. Insbesondere erwähnenswert ist hier die Potentialmessung. Eine grosse Lücke besteht aber nach wie vor bei der Messung der Korrosionsgeschwindigkeit und der Prognose der Schadensentwicklung [1].

Als Ergänzung zur Potentialmessung wurden deshalb verschiedene elektrochemische Verfahren zur Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung entwickelt [2]. Obwohl in den letzten Jahren grosse Fortschritte zu verzeichnen waren, sind diese Methoden noch nicht ausgereift genug, um in die Praxis überführt zu werden [1].

Da die Korrosionsgeschwindigkeit umgekehrt proportional zum elektrischen Betonwiderstand ist, bietet sich der von der Betonfeuchtigkeit abhängige elektrische Betonwiderstand als indirektes Mass für die Korrosionsgeschwindigkeit an [1].

Überwachungskonzept

Um innerhalb der vorgegebenen Zeit von drei Jahren die Entwicklung des Korrosionsfortschritts zu beurteilen, wurde ein Überwachungskonzept erarbeitet, das in dieser Art in der Schweiz erstmalig realisiert wurde und sich auf folgende Messungen abstützt (s. dazu auch [1]):

- Wiederholung der Potentialmessungen in 25 Testfeldern
- Regelmässige Messungen an elektrisch isolierten Bewehrungsstäben

(Ausbreitungswiderstand als Mass für den spezifischen elektrischen Betonwiderstand, Stromfluss, Spannungsdifferenz)

- Bestimmung des spezifischen elektrischen Betonwiderstands an Bohrkernen im Labor in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchtigkeit.

Für die vorgesehenen Messungen war es notwendig, einzelne Bewehrungsstäbe von der restlichen Brückenbewehrung abzutrennen. Durch die Entnahme von Kernbohrungen in Kreuzungspunkten der ersten und zweiten Bewehrungslage war es möglich, gleichzeitig Bewehrungsstäbe der 1. und 2. Lage auf einer Länge von 100 bis 150 mm elektrisch zu isolieren (Bild 5). Im Bereich der Einlaufschächte war es wegen der Gefahr der Verletzung der Spannkabel nicht möglich, die Stegbelehrung für die Versuche zu fassen. Die Versuchsabschnitte wurden dort in dem unmittelbar angrenzenden Bodenbereich des Kastens angeordnet.

Die elektrische Kontaktierung der Bewehrung erfolgte durch das Einpressen eines Kabels in ein vorgebohrtes Loch und durch Einschlagen eines konischen Stifts. Die isolierten Bewehrungsabschnitte werden während der gesamten Versuchsdauer über Kurzschlussbrücken mit der übrigen Bewehrung verbunden. Diese Verbindung wird nur für Messzwecke aufgetrennt. Die Anschlussstellen der Kabel sowie die Trennstellen (Kernbohrungen) wurden mit einem isolierenden Epoxidharzmörtel verschlossen.

Um den Temperatureinfluss auf die Widerstandsmessungen kompensieren zu können, wurden einzelne Testfelder mit permanent installierten Temperaturführlern zur Messung der Bauteiltemperatur ausgerüstet.

Als Referenz für die Widerstandsmessungen vor Ort, und um den Einfluss des Chloridgehalts auf den elektrischen Betonwiderstand untersuchen zu können, wurden aus den festgelegten Testfeldern Bohrkerne ($\varnothing 80$ mm) entnommen. An der einen Hälfte der Bohrkerne wurden die Chloridgehalte in Scheiben von je 15 mm Dicke bestimmt, an der anderen Hälfte die Widerstandsmessungen durchgeführt. Am Versuchsende werden zusätzlich die Karbonatisierungstiefen ermittelt.

Die Bestimmung des spezifischen Betonwiderstands erfolgt gemäss der Vierpunktmetode [1] bei relativen Luftfeuchtigkeiten von 86, 74, 59 und 42% und einer Temperatur von 15 bis 20 °C. Nach der Einstellung eines stationären Zustands wird zur Abrundung der Untersuchungen an ausgewählten Bohrkernen zusätzlich der spezifische Betonwiderstand nach siebenstätigiger Wasserlagerung ermittelt.

Erste Ergebnisse

Im folgenden werden einige vorläufige Ergebnisse nach etwa der Hälfte der Untersuchungsdauer beschrieben.

Messungen an elektrisch isolierten Bewehrungsstäben

Elektrischer Betonwiderstand

Der spezifische Betonwiderstand lässt sich aus den am Objekt gemessenen Ausbreitungswiderständen der abgetrennten Bewehrungsabschnitte nicht exakt berechnen. In erster Näherung kann aber zu dessen Abschätzung die Formel für den Ausbreitungswiderstand eines Staberders im Vollraum [3] verwendet werden.

Bild 6 zeigt den zeitlichen Verlauf der so berechneten spezifischen Betonwiderstände in einigen ausgewählten Testfeldern. Abgesehen von der Anfangsphase ist in allen Testfeldern ein grundsätzlich ähnlicher Kurvenverlauf zu beobachten. Die Absolutwerte des elektrischen Betonwiderstands sind erwartungsgemäss aber sehr unterschiedlich. Deutlich ersichtlich ist der ausgeprägte Temperatureinfluss auf den spezifischen Betonwiderstand. Bei den im Spätherbst durchgeföhrten Messungen ($T=1-7$ °C) war dieser im Mittel rund doppelt so hoch wie bei den Messungen im Frühling und Sommer ($T=16-20$ °C). Um die zeitliche Veränderung des Widerstands besser beurteilen zu können, wurde die Temperaturabhängigkeit des Widerstands gemäss Gleichung (1) berücksichtigt [4].

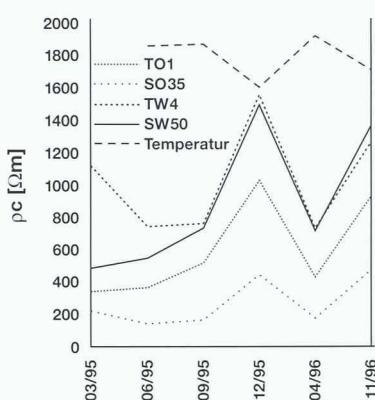
$$\rho_c = \rho_{c,0} \cdot e^{\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right)} \quad (1)$$

Dabei bedeuten:

- $\rho_{c,0}$ spezifischer elektrischer Betonwiderstand bei T_0 [Ωm]
- T, T_0 Temperatur [K] (T_0 zwischen etwa -25 und -40 °C)
- b Konstante [K]

Die Konstante b (4200 K für die Brücke Ost und 3800 K für die Brücke West) wurden durch eine lineare Regression aus den Messwerten bestimmt. Für T_0 wurde ein Wert von 240 K angenommen. Natürlich kann dieses Vorgehen nur eine Näherung darstellen, da dem Temperatureinfluss ein allfälliger Austrocknungseffekt überlagert ist.

Bild 7 zeigt den zeitlichen Verlauf des spezifischen Betonwiderstands bzw. des Ausbreitungswiderstands normiert auf den drei Monate (84 Tage) nach der Installation gemessenen Widerstand und auf eine Temperatur von 20 °C.

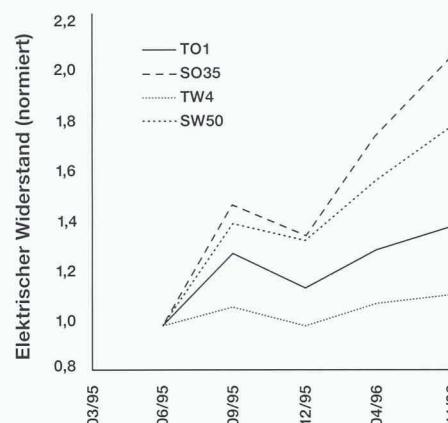
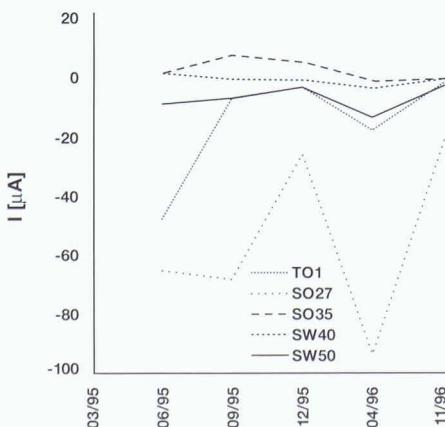


6 Spezifischer Betonwiderstand in verschiedenen Testfeldern (O: Ost, W: West, T: aussen, S: innen)

Insgesamt gesehen können folgende Feststellungen gemacht werden:

- Alle Ausbreitungswiderstände, und somit die spezifischen Betonwiderstände, weisen eine mehr oder weniger stark ansteigende Tendenz auf und zeigen damit eine abnehmende Betonfeuchtigkeit an. Die grössten Änderungen sind bei den Einlaufschächten, die geringsten bei den Aussenseiten der Stege zu verzeichnen.
- Die Ausbreitungswiderstände der ersten und zweiten Bewehrungslage unterscheiden sich nur wenig.
- Zwischen dem Chloridgehalt auf Bewehrungshöhe bzw. dem mittleren Chloridgehalt in den obersten 60 mm des Betons und dem Ausbreitungswiderstand besteht kaum ein Zusammenhang (Bild 8). Dies ist ein deutlicher Hinweis darauf, dass der Einfluss der Karbonatisierung des Betons und die (lokale) Betonqualität wesentlich stärker sind als der Chloridgehalt [1,5].

9 Makroelementströme in verschiedenen Testfeldern (Oberfläche des Bewehrungsabschnitts SO27: 63 cm², übrige Testabschnitte: rund 40 cm²)



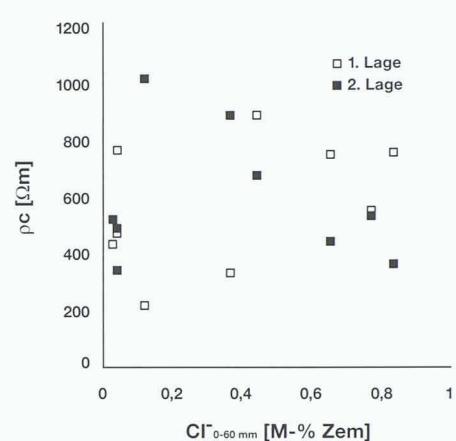
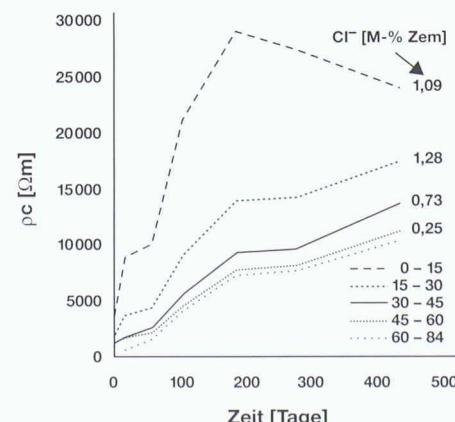
7 Normierter spezifischer Betonwiderstand in verschiedenen Testfeldern ($T = 20^\circ\text{C}$). O: Ost, W: West, T: aussen, S: innen

Makroelementstrom

Bei allen Testfeldern wurde der zwischen den abgetrennten Bewehrungsabschnitten und der übrigen Bewehrung fließende Makroelementstrom I gemessen. Ist dieser anodisch (im folgenden mit einem negativen Vorzeichen versehen), so bedeutet dies, dass der abgetrennte Bewehrungsstab korrodiert, wobei pro μA Makroelementstrom jährlich etwa 10 mg Eisen aufgelöst werden. Bild 9 zeigt den zeitlichen Verlauf der in verschiedenen Feldern gemessenen Makroelementströme. Generell kann folgendes gesagt werden:

- In Feldern mit anodischen Strömen liegen die Chloridgehalte auf Bewehrungshöhe in der Regel über 1% (Mittelwert 1,2%), während sie in Feldern mit kathodischen Strömen maximal 0,73% betragen.
- Die Makroelementströme schwanken wesentlich stärker als die Ausbreitungswiderstände (unterschiedlich starke Temperaturabhängigkeit).

10 Spezifischer Betonwiderstand von Bohrkern TW1 bei einer rel. Feuchtigkeit von 40–43% und $T = 14–21^\circ\text{C}$ (nicht temperaturkorrigiert, Temperaturverlauf wie in Bild 11)

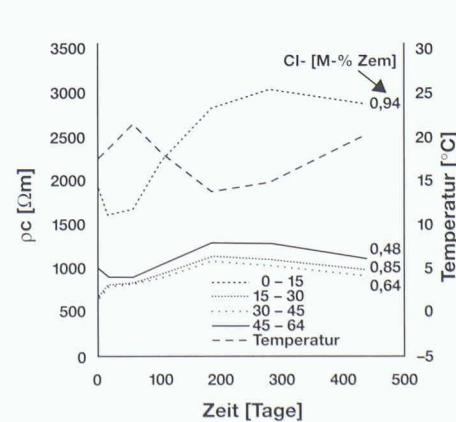


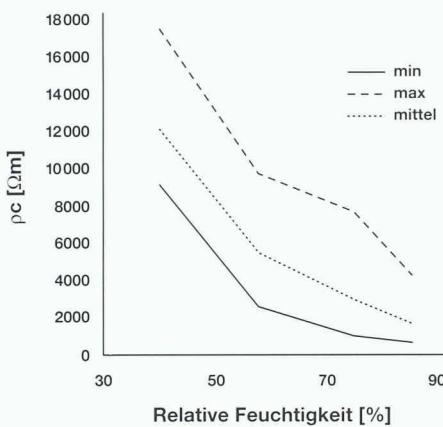
8 Zusammenhang zwischen spezifischem Betonwiderstand und dem mittleren Chloridgehalt des Deckbetons (0–60 mm)

In den meisten Fällen nehmen die gemessenen (anodischen) Makroelementströme mit zunehmender Versuchsdauer stark ab, was als positives Indiz für eine Verlangsamung des Korrosionsfortschritts gewertet werden kann. Teilweise sind die Bewehrungsabschnitte wechselnd anodisch oder kathodisch. In verschiedenen Testfeldern sind nur provisorische Aussagen über die längerfristige zeitliche Veränderung der Makroelementströme möglich.

Der grösste gemessene Makroelementstrom betrug 94 μA ($T=20^\circ\text{C}$). Bezogen auf den gesamten isolierten Testabschnitt würde dies einer Korrosionsgeschwindigkeit von 0,04 mm/Jahr entsprechen. Wenn die Korrosionsstelle nur eine Länge von 1 cm aufweist, würde die Korrosionsgeschwindigkeit allerdings 0,8 mm/Jahr erreichen.

11 Spezifischer Betonwiderstand von Bohrkern SW1 bei einer rel. Feuchtigkeit von 73–75% (nicht temperaturkorrigiert)





12
Spezifischer Betonwiderstand von Bohrkernen nach einer Auslagerungsdauer von rund 15 Monaten (Tiefe 15–30 mm)

Messungen an Bohrkernen

Bilder 10 und 11 zeigen beispielhaft den Verlauf des spezifischen Betonwiderstands an je einem bei 42 bzw. 74% relativer Luftfeuchtigkeit gelagerten Bohrkern.

Die wichtigsten Beobachtungen werden im folgenden kurz beschrieben:

- Die elektrischen Betonwiderstände der meisten bei relativen Luftfeuchtigkeiten > 59% ausgelagerten Bohrkerne haben im Verlaufe der Zeit einen mehr oder weniger konstanten Wert erreicht.
- Der Widerstand der äussersten Betonschicht (0–15 mm) ist in der Regel deutlich höher als in grösserer Tiefe.
- Der spezifische Betonwiderstand korreliert nicht mit dem Chloridgehalt. Vielmehr ist es so, dass der Widerstand mit zunehmender Tiefe abnimmt. Auch hier dürfte somit die Karbonatisierung des Betons in der

Randzone den Betonwiderstand beeinflussen. Diese Aussage muss allerdings durch die Korrelation mit den noch zu bestimmenden Karbonatisierungstiefen verifiziert werden.

Um die Schwankungsbreite der Widerstände der verschiedenen Bohrkerne und den Einfluss der Luftfeuchtigkeit zu verdeutlichen, sind in Bild 12 der Mittelwert sowie die niedrigsten und höchsten Einzelwerte des spezifischen Widerstands der Betonschicht in 15–30 mm Tiefe nach rund 15monatiger Auslagerungsdauer aufgetragen. Sie liegen in dem in der Literatur angegeben Bereich [5]. Gut ersichtlich ist die starke Zunahme des spezifischen Widerstands mit abnehmender Luftfeuchtigkeit. Die grosse Variation des Widerstands zwischen den einzelnen Bohrkernen kann als Hinweis auf (lokal) unterschiedliche Betonqualitäten gewertet werden.

Vorläufige Beurteilung

Das gewählte Überwachungskonzept hat sich bis jetzt gut bewährt. Die Installation und Instrumentierung der Testfelder erwies sich als weitgehend problemlos. Alle im Untersuchungskonzept vorgesehenen Informationen und Messgrössen konnten programmgemäß ermittelt werden.

Die vorhandenen Resultate, insbesondere die Widerstandsmessungen an den elektrisch isolierten Bewehrungsstäben, lassen den Schluss zu, dass der Beton zunehmend, allerdings in einem unterschiedlichen Ausmass austrocknet. Die Austrocknung ist ein relativ langsamer Prozess und ist dort am ausgeprägtesten, wo der Beton vor Beginn der Messungen am feuchtesten war. Diese positive Entwicklung muss weiter verfolgt werden.

13

Korrelation zwischen Korrosionswahrscheinlichkeit und Makroelementstrom in Testfeldern

Korrosionswahrscheinlichkeit (aus Potentialmessung)

Makroelementstrom (Korrosionsgeschwindigkeit der isolierten Bewehrungsstäbe)¹⁾

	Testfelder Aussenseite	Testfelder Innenseite
keine	o	o bis ++ ²⁾
gering	1. Lage 2. Lage	o bis + o
mittel	1. Lage 2. Lage	+ bis ++ o bis ++
hoch	+++	+ bis +++

¹⁾ o kathodischer Strom → keine Korrosion
+(++) anodischer Strom → Korrosion
+ Makroelementstrom und Korrosionsgeschwindigkeit klein
++ Makroelementstrom und Korrosionsgeschwindigkeit mittel
+++ Makroelementstrom und Korrosionsgeschwindigkeit gross

²⁾ Ein Testfeld mit anodischem Strom

Literatur

[1]

Hunkeler F.: Elektrischer Betonwiderstand – Mittel zur Überwachung und Erfolgskontrolle von Instandsetzungen an Stahlbetonbauwerken. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 5/97, S. 82–88, Zürich, 1997

[2]

Elsener B., Flückiger D., Wojtas H., Böbni H.: Methoden zur Erfassung der Korrosion von Stahl in Beton. EVED/ASB, VSS-Bericht Nr. 521, 1996

[3]

von Baeckmann W.: Taschenbuch für den kathodischen Korrosionsschutz, S. 254. Vulkan-Verlag, Essen, 1987

[4]

Hunkeler F.: Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung bei Stahlbetonbauwerken. EVED/ASB, VSS-Bericht Nr. 510, 1994

[5]

Hunkeler F.: Elektrischer Widerstand von Mörteln und Beton. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 43/93, S. 767–772. Zürich, 1993

Ein gewisses Problem stellt die Temperaturabhängigkeit des Betonwiderstands und des Makroelementstroms dar. Da eine rechnerische Temperaturkorrektur wegen der überlagerten Austrocknungseffekte nicht einfach ist, wird versucht, die restlichen Messungen bei möglichst ähnlichen Temperaturen durchzuführen.

Interessant sind die Ergebnisse der Makroelementstrommessungen zwischen den abgetrennten Bewehrungsabschnitten und der übrigen Bewehrung. Wie aus Bild 13 hervorgeht, besteht für die Testfelder auf der Stegaussenseite eine gute Korrelation zwischen den mittels der Potentialmessung ermittelten Korrosionswahrscheinlichkeiten und den gemessenen Makroelementströmen. Bei den Testfeldern im Hohlkasten (Bereich der Einlaufschächte), ist die Korrelation etwas weniger gut, was sich aber mit den dort im Kastenboden statt im Stegbereich angeordneten Testabschnitten erklären lässt.

Für die weitere Interpretation der gemessenen Makroelementströme sind zusätzlich die Ergebnisse der Potentialmessungen erforderlich. In den zugänglichen Testfeldern werden deshalb inskünftig anlässlich der periodischen Messungen an den isolierten Bewehrungsabschnitten auch einige Potentialmessungen durchgeführt werden.

Adresse der Verfasser:

Daniel Bindschedler, Dr. sc. techn., Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz, Technoparkstrasse 1, 8005 Zürich, und Fritz Hunkeler, Dr. sc. techn., Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Lindenstrasse 10, 5103 Wildegg